



CFG I

Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives

Comité Français de Géologie de l'Ingénieur
et de l'Environnement: CFGI 50 ans, 1968-2018

Préface d'Aline Quenez

CFGI, *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives*, Paris : Presses des Mines, collection Sciences de la Terre et de l'environnement, 2018.

© Presses des MINES - TRANSVALOR, 2018
60, boulevard Saint-Michel - 75272 Paris Cedex 06 - France
presses@mines-paristech.fr
www.pressedesmines.com

Couverture : *Le tunnel de l'Encombrouze traversant un versant instable au cœur de la fenêtre géologique de l'Argentière (Hautes-Alpes).*

ISBN : 978-2-35671-519-7
Dépôt légal : 2018
Achevé d'imprimer en 2018 (Paris)

Cette publication a bénéficié du soutien de l'Institut Carnot M.I.N.E.S.
Tous droits de reproduction, de traduction, d'adaptation et d'exécution réservés pour tous les pays.

Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives

Comité Français de Géologie de l'Ingénieur
et de l'Environnement : CFGI 50 ans, 1968-2018

Collection Sciences de la Terre et de l'environnement

Dans la même collection

F. Pellet, *Mécanique des Roches : défis et enjeux. Actes de la conférence du jubilé du Comité Français de Mécanique des Roches*

M. Gasc-Barbier, V. Merrien-Soukatchoff et P. Bérést, *Manuel de Mécanique des Roches Tome V - Thermomécanique des Roches*

N. Jeannée et T. Romary, *Geostatistics for Environmental Applications. GeoEnv2014 - Book of Abstracts*
Comité français de mécanique des roches, coordonné par P. Duffaut, *Manuel de mécanique des roches. Tome 4.*

Comité français de mécanique des roches, coordonné par P. Duffaut, *Manuel de mécanique des roches. Tome 3.*

Coordination I. Cojan, G. Friès, D. Grosheny, O. Parize, *Expression de l'innovation en géosciences - une journée avec Bernard Beaudoin*

Roger Cojean, Martine Audiguier, *Géologie de l'ingénieur - Engineering geology*

Michel Demange, *Les textures des roches cristallines*

Collectif, *7th Conference on the mechanical behavior of Salt*

Coordination : José Ragot, Mireille Batton-Hubert, Florent Breuil, *Les STIC pour l'environnement*

Michel Chalhoub, *Massifs rocheux, Homogénéisation et classification numériques*

Michel Demange, *Les minéraux des roches, Caractères optiques Composition chimique Gisement*

Bruno Peuportier, *Eco-conception des bâtiments et des quartiers*

Philippe Jamet, *La quatrième feuille, Trois études naturelles sur le développement durable*

Gabriele Rossetti, Alessandro Montanari, *Dances with the Earth, The creation of music based on the geology of the Earth*

Sous la coordination de Franck Guarnieri et Emmanuel Garbolino, *Systèmes d'information et risques naturels*

Comité français de mécanique des roches, Coordonné par P. Duffaut, *Manuel de mécanique des roches, Tome 2: les applications*

Bruno Peuportier, *Eco-conception des bâtiments, Bâtir en préservant l'environnement*

Madeleine Akrich, Philippe Jamet, Cécile Méadel, Vololona Rabeharisoa, Frédérique Vincent, *La griffe de l'ours, Débats & controverses en environnement*

Lucien Wald, *Data fusion, Definitions and Architectures - Fusion of Images of different spatial resolutions*

Javier Garcia, Joëlle Colosio, *Air quality indices, Elaboration, Uses and International Comparisons*

Javier Garcia, Joëlle Colosio, *Les indices de la qualité de l'air, Elaboration, usages et comparaisons internationales*

Richard Maillot, *Mémento technique des granulats*

Coordinateurs : K. Scharmer, J. Greif, *The European Solar Radiation Atlas, Vol. 2: Database and Exploitation Software*

Coordination : K. Scharmer, J. Greif, *The European Solar Radiation Atlas, Vol. 1: Fundamentals and maps*

Comité français de mécanique des roches, Coordonné par F. Homand et P. Duffaut, *Manuel de mécanique des roches, Tome 1: fondements*

Jacques Fine, *Le soutènement des galeries minières*

CFG

Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives

**Comité Français de Géologie de l'Ingénieur
et de l'Environnement : CFGI 50 ans, 1968-2018**

Textes préparés par le Conseil du CFGI à l'occasion de l'anniversaire des 50 ans de l'Association et pour la Journée scientifique correspondante du 22 novembre 2018.

Ont participé à l'édition de l'ouvrage : Marc Brisebarre, Marianne Chahine, Roger Cojean, Isabelle Costaz, Stéphane Curtil, Xavier Daupley, Benoît Deffontaines, Daniel Deprez, Guilhem Devèze, Sébastien Dupray, Jean-Louis Durville, Denis Fabre, Jean-Alain Fleurisson, Sylvine Guédon, Johan Kasperski, Mathilde Koscielny, Véronique Merrien-Soukatchoff, Daniel Pfeffer, Aline Quenez, Monique Terrier, Vilma Zumbo.

www.cfgi-geologie.fr





le **cnam**



IFSTAR



PSL 

Le Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement a organisé une Journée scientifique le 22 novembre 2018 pour fêter les 50 ans d'existence de l'Association et présenter l'ouvrage Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives.

A cette occasion, le CFGI et le Comité scientifique de cette Journée remercient chaleureusement les membres collectifs de l'Association qui soutiennent les activités du CFGI de longue date et les sociétés qui ont parrainé cette Journée scientifique.

Membres collectifs du CFGI



Parrainages de la Journée scientifique du 22 novembre 2018



Sommaire

Préface	11
---------------	----

PREMIÈRE PARTIE - GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

ET DE L'ENVIRONNEMENT. AIGI, CFGI : 50 ans d'histoire.....	15
---	-----------

Présentation	16
--------------------	----

Chapitre 1 - Géologie de l'Ingénieur et CFGI	17
--	----

Introduction	17
--------------------	----

1. Géologie de l'ingénieur: concepts de base et applications	17
2. La Géologie de l'ingénieur. Création de l'AIGI et du CFGI.....	24
3. Regards vers le futur	29

Chapitre 2 - Retour sur 50 ans d'activités CFGI	35
---	----

Introduction	35
--------------------	----

1. Historique des Bureaux du CFGI.....	35
2. Contributions du CFGI au développement de l'AIGI	39
3. Les prix et médailles de l'AIGI.....	41
4. Séances techniques et autres manifestations nationales	43
5. Le prix Jean Goguel	49
6. Activité éditoriale du CFGI	57
7. Manifestations internationales organisées par le CFGI	60
8. Rédaction de documents techniques	68

DEUXIÈME PARTIE - TEXTES DE GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR	79
--	-----------

Présentation	80
--------------------	----

Chapitre 1 - Textes des conférences	81
---	----

Introduction	81
--------------------	----

1. De l'évolution de la Géologie de l'ingénieur et du CFGI	83
<i>Sébastien Dupray, Jean-Louis Durville, Aline Quenez</i>	
2. Massive debris flow events on Pacific Northwest Volcanoes, USA, November 2006 : causes, effects and relationship to climate change	97
<i>S.F. Burns, R. Pirot, K. Williams, and S. Sobieschezk</i>	
3. Urban landslides: challenges for forensic engineering geologists and engineers	107
<i>S.F. Burns</i>	
4. Tunnelling in difficult ground. Uncertainties and decisions	119
<i>Paul G. Marinos</i>	

5. Le Référentiel Géologique de la France (RGF)	147
<i>Marc Brisebarre, Jean-Louis Durville</i>	
6. De la géologie régionale à la géotechnique locale	153
<i>Eric Tadbir</i>	
7. Les fondations des centrales nucléaires à EDF	167
<i>Gilbert Castanier</i>	
8. L'hydrogéologie de la construction : histoire récente et perspectives.....	175
<i>Gérard Monnier</i>	
9. Principes de réaménagement des mines à ciel ouvert. Un retour d'expérience	185
<i>Anne Vincent</i>	
10. Un géologue à l'ère du numérique. Itinéraire d'un lauréat du prix Jean Goguel	193
<i>Nicolas Pollet</i>	
11. Cartographie d'aléa en région parisienne : apport d'une formation géologique en alternance	211
<i>Maxime Deléglise, Sylvine Guédon</i>	
12. Évolution et révolution dans la formation des ingénieurs-géologues.....	217
<i>Jean-Marc Montel</i>	
Chapitre 2 - Textes de Géologie de l'Ingénieur.....	225
Introduction	225
1. Mécanismes des mouvements de versants : quelques considérations sur la rupture, la surveillance et l'évaluation des aléas	227
<i>Jean-Louis Durville</i>	
2. Barcelonnette, une commune des Alpes-de-Haute-Provence face aux risques naturels : l'expérience d'un maire	239
<i>Roger Cojean, sur la base d'un entretien avec Jean-Pierre Aubert</i>	
3. Expertise en situation de crise du glissement du Chambon	249
<i>Laurent Dubois, Samuel Dauphin, Marie-Aurélie Chanut, Geneviève Rul</i>	
4. Retours d'expérience relatifs aux glissements et éboulements avec barrage de vallées, associés au séisme de Wenchuan (Sichuan, Chine) du 12 mai 2008.....	273
<i>Roger Cojean et Jean-Louis Durville</i>	
5. Conception géologique et géomécanique des talus de mine à ciel ouvert.....	285
<i>Jean-Alain Fleurisson, Martin Grenon</i>	

6. Les projets d'ouvrages géotechniques : apports de l'observation et de la modélisation	307
<i>Alain Guilloux</i>	
7. Le management des risques pour le tunnel de Ponserand (Savoie) : outil de consolidation du modèle géologique	321
<i>Johan Kasperski, Cédric Gaillard</i>	
8. La prévention des mouvements de terrain liés à la présence de cavités souterraines : évaluation qualitative de l'état de dégradation	329
<i>Jean-Marc Watelet et Xavier Daupley</i>	
9. Les nouvelles lignes de métro souterraines du Grand Paris	339
<i>Marc Brisebarre</i>	
10. Les stockages souterrains	349
<i>Marc Brisebarre</i>	
11. Au sujet de la norme sur les missions d'ingénierie géotechnique	355
<i>Marc Brisebarre et Jean-Louis Durville</i>	
12. Plaines alluviales et ouvrages de lutte contre les inondations : exemple des ouvrages écrêteurs de crues du bassin versant de l'Oise	359
<i>Pascal Laugier</i>	
13. Interaction entre l'écoulement des nappes à Paris et l'urbanisme souterrain – retour d'expérience des crues de juin 2016 et début 2018 – Mesures de prévention	369
<i>Anne-Marie Prunier Leparmentier et Stéphanie Ventura Mostacchi</i>	
14. Les principaux types de formations meubles ou superficielles en France	381
<i>Sylvine Guédon, Roger Cojean, Jean-Louis Durville, Denis Fabre</i>	
15. Note sur la définition des « sols indurés - roches tendres » (SIRT).....	399
<i>Groupe de travail commun CFGI, CFMR, CFMS, animé par A. Guilloux</i>	
16. Quelques problématiques de géologie de l'ingénieur	415
<i>Denis Fabre, Jean-Louis Durville, Sylvine Guédon, Roger Cojean</i>	
Annexe I - Ouvrages utiles à la géologie de l'ingénieur	441
Annexe II - Bilan des activités du CFGI depuis 1968	449

Préface

Le CFGI (Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement) a été créé le 2 juin 1968. Au moment où cette préface est écrite le cinquantenaire de notre Association n'a pas encore eu lieu. Il sera célébré le 22 novembre 2018 au CNAM (Conservatoire National des Arts et Métiers). Cette Journée scientifique est en préparation. Elle se veut non pas une journée commémorative mais une journée tournée vers l'avenir : celui de la Géologie de l'ingénieur et de l'environnement.

La volonté de réaliser un ouvrage pour cette Journée scientifique a très vite été une évidence pour les membres du Conseil, avec la volonté d'offrir cet ouvrage le jour du Jubilé. Et ce, malgré toutes les difficultés à résoudre, notamment pour rassembler l'ensemble des informations relatives à l'histoire du CFGI, des articles illustrant notre discipline scientifique et technique, des éléments relatifs aux conférences qui seront présentées lors de cette Journée du 22 novembre.

Dans cet ouvrage nous avons voulu rendre hommage aux membres des Bureaux et des Conseils qui se sont succédé et qui ont fait l'histoire du CFGI. On verra que, depuis 50 ans, nombreux sont ceux qui ont œuvré, dans l'ombre ou la lumière, pour la vie de notre Association et pour la « défense et illustration » de notre discipline auprès des professionnels des bureaux d'études d'ingénierie et des entreprises de travaux publics, auprès des enseignants-chercheurs, auprès des plus jeunes en formation dans les domaines des sciences de la Terre ou disciplines connexes. Le CFGI, se tournant volontiers vers ces derniers avec un regard bienveillant, a eu à cœur de créer le prix Jean Goguel (premier prix décerné en 1997), ouvert à de jeunes professionnels ou chercheurs œuvrant dans le domaine de la Géologie de l'ingénieur et de l'environnement. C'est pourquoi, parler aujourd'hui du futur de la Géologie de l'ingénieur, pour eux spécialement, nous paraît très important.

L'ouvrage présente, avec détermination, la vision du CFGI sur la Géologie de l'ingénieur et de l'environnement. Il présente aussi nos regards tournés vers le futur, un futur avec de nombreux défis à relever pour notre discipline.

La journée du 22 novembre s'organisera autour des thèmes abordés régulièrement par le CFGI lors de ses séances techniques ou lors des journées régionales, à savoir : ressources naturelles, constructions, voies de communication, énergie, environnement et études de risques. Nous essaierons de mettre en lumière cet énoncé : *Observer, Mesurer, Analyser, Conceptualiser, Modéliser... Observer encore et Agir*, leitmotiv de notre discipline scientifique et technique rappelé dans notre plaquette de présentation. L'histoire a montré que sans modèle géologique et géomodèles s'appuyant sur des données d'observation et des reconnaissances appropriées, un projet ne peut être

optimisé sur les questions techniques, économiques et de sécurité. C'est la clé de la réussite de toute modélisation numérique, avec en perspective des dimensionnements d'ouvrages ou des questions de gestion des risques, avec toujours l'appui de systèmes de surveillance. Au départ, la qualité des observations et des mesures doit être contrôlée, les incertitudes dans les paramètres des modèles doivent être prises en compte. Les approches modélisatrices doivent aussi être confrontées aux événements passés et tirer profit des retours d'expérience disponibles. La Géologie de l'ingénieur trouve toute sa raison d'être dans cette réflexion.

L'histoire du CFGI est intimement liée à celle l'AIGI (Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement), vaste communauté dont nous ne sommes que le groupe français. L'ouvrage fait aussi référence à cette histoire commune, à cette aventure humaine, personnelle et scientifique où ce sont engagés nombre de nos Anciens. Le président de l'AIGI : Scott Burns (au moment où nous écrivons ces lignes) et l'ancien président Paul Marinos, seront présents parmi nous lors de ce cinquantenaire et, nous l'espérons, d'autres amis de l'Association internationale. Tous deux nous feront l'honneur de présenter une conférence, Scott Burns sur « Grands glissements de terrain et laves torrentielles » et Paul Marinos sur : « Construire des tunnels dans des conditions géologiques difficiles : incertitudes et décisions ». C'est bien sûr avec plaisir que nous accueillerons le nouveau Président qui aura été élu avant notre Jubilé.

Enfin, pour terminer, il faut rappeler que cet ouvrage doit beaucoup à Roger Cojean qui a été le chef d'orchestre des membres du Conseil qui ont œuvré afin que cet ouvrage voie le jour : Roger merci au nom de l'ensemble des membres du Conseil. Je n'oublie pas, tout spécialement, Denis Fabre, Jean Louis Durville, Sylvine Guédon, Marc Brisebarre, Sébastien Dupray, Daniel Pfefer, Véronique Merrien, Xavier Daupley, Jean-Alain Fleurisson, Monique Terrier, Guilhem Deveze, Johan Kasperski, Marianne Chahine qui ont su donner vie à cet ouvrage et auront permis que cette journée de Jubilé soit une réussite.

Aline Quenez, Présidente du CFGI

Paris, le 16 Avril 2018.

PRÉSENTATION DU CONSEIL DU CFGI (2015-2019)

Présidente : *Aline Quenez*

Vice-présidents : *Guilhem Devèze, Jean-Alain Fleurisson*

Secrétaire générale : *Sylvine Guédon*

Trésorière : *Véronique Merrien-Soukatchoff*

Membres du Conseil élus : *Isabelle Costaz, Stéphane Curtil, Xavier Daupley, Benoît Deffontaine, Johan Kasperski, Mathilde Koscielny, Monique Terrier*

Membres d'honneur : *Roger Cojean, Daniel Deprez, Daniel Pfefer*

Past-President : *Jean-Louis Durville*

Membres invités : *Marc Brisebarre, Marianne Chahine, Denis Fabre, Richard Fabre, Tatiana Maison, Louis-Marie Nadim, Vilma Zumbo*

PREMIÈRE PARTIE

**GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR
ET DE L'ENVIRONNEMENT**

AIGI, CFGI: 50 ans d'histoire

PRÉSENTATION

Cette première partie de l'ouvrage a un caractère historique.

Dans un premier chapitre les concepts de base de la Géologie de l'ingénieur et de l'environnement sont présentés, puis l'histoire de la création de l'AIGI : Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement et celle du CFGI : Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement sont racontées, enfin nos regards tournés vers le futur sont exposés.

Dans un deuxième chapitre nous avons relevé le défi de retracer 50 ans d'activités du CFGI : organisation de séances techniques nationales et de manifestations internationales, rédaction de documents techniques, organisation du prix Jean Goguel, etc.

Chapitre 1

Géologie de l'Ingénieur et CFGI

INTRODUCTION

Dans cette première partie de l'ouvrage «Géologie de l'ingénieur: actualité et perspectives – Les 50 ans du CFGI», un premier chapitre traite tout d'abord des concepts de base de la Géologie de l'ingénieur, suivant une analyse partagée par les membres du Conseil du CFGI. Les domaines d'activité et les applications de la géologie de l'ingénieur sont ensuite présentés.

Puis, la création de l'AIGI: Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement (IAEG: International Association for Engineering Geology and the Environment), dont le CFGI est le groupe français est présentée. Les éléments fondateurs de cette histoire commune sont détaillés: historique et personnes engagées dans cette aventure humaine, personnelle et scientifique. On constatera l'implication forte de Français, notamment Marcel Arnould qui fut aussi à l'origine de la création du CFGI, rapidement après celle de l'AIGI.

Enfin, prenant appui sur les expériences passées, des regards vers le futur ouvrent vers de nouvelles perspectives inexplorées et des défis, impérieux et mobilisateurs, à relever.

1. GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR: CONCEPTS DE BASE ET APPLICATIONS

Le Conseil du Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement (CFGI), groupe français de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement (AIGI), a souhaité rappeler les concepts de base de la Géologie de l'ingénieur, l'*Engineering geology* en anglais.

Nombre de nos Anciens nous ont ouvert les yeux sur le monde géologique et la Terre, notre maison commune, ainsi que sur les actions des hommes, parfois si invasives. Jean Goguel, Marcel Arnould (premiers présidents du CFGI), nous ont convaincus, parmi d'autres, des préceptes mis en avant par Ian McHarg dans son ouvrage intitulé «Design with Nature» (1re édition en 1969, nombreuses rééditions). Cet architecte et urbaniste de formation y développe la notion de planification écologique qui implique des analyses globales du climat, de l'hydrologie, de la géologie et de l'hydrogéologie pour un site donné où des aménagements sont projetés. Ian McHarg, dans les années 70, a su établir son discours en opposition à la pensée dominante de l'époque,

sur l'Homme face à la Nature, développant des discussions à caractère éthique quant à l'aménagement du territoire et aux questions environnementales (le changement climatique n'était pas encore d'actualité...). «Design with Nature» pourrait être l'expression-clé de l'*Engineering geology* que l'on pourrait traduire par «Concevoir avec la Nature» ou «Concevoir en harmonie avec la Nature». En effet, les activités humaines sont sous-tendues par le mot «*Design*» et les questions environnementales dérivent directement du mot «Nature». La Nature, véritable partenaire dans nos actions techniques, doit retenir notre respect.

Cette présentation pourrait être résumée par le sous-titre de la plaquette de présentation du CFGI. *La Géologie de l'Ingénieur : Observer, Mesurer, Analyser, Conceptualiser, Modéliser... Observer encore et Agir.*

Dans les applications de la Géologie de l'ingénieur, il est habituel de distinguer, d'une part, les matériaux et les structures géologiques - sols et roches, massifs de sols et massifs rocheux, aquifères et nappes phréatiques - et d'autre part, les processus et mécanismes géologiques tels que : altérations météoriques et hydrothermales, érosions superficielles et souterraines, mouvements gravitaires de toutes sortes (affaissements, glissements de terrain et éboulements), et aussi volcanisme et activité sismique, événements liés au changement climatique, etc.

Dans chaque situation, notre défi est de mettre en œuvre une approche globale afin de pouvoir :

- D'abord, *observer la Nature*, analyser les matériaux et les structures géologiques ainsi que les processus et mécanismes géologiques.
- Ensuite, *construire des modèles conceptuels* relatifs à la Nature, puis des géomodèles et des modèles numériques relatifs aux interactions entre Nature et travaux d'ingénierie, pour enfin réaliser des simulations numériques.
- Enfin, *prendre des décisions appropriées* concernant les questions d'aménagement du territoire, par exemple, ou la conception d'ouvrages d'ingénierie, en suivant les préceptes du «Design with Nature».

Ces trois étapes d'une approche globale peuvent être développées comme suit.

Observer la Nature, mesurer, surveiller

Dans une première étape nous devons observer la Nature et mesurer de nombreux paramètres, mais à quelles échelles ?

- *Les échelles géométriques.* Différentes échelles doivent être considérées. L'échelle des minéraux et des microstructures dans les sols et les roches. L'échelle des échantillons de sol et de roche au laboratoire. L'échelle de l'affleurement, du massif de sol ou du massif rocheux, avec des caractéristiques structurales (tout spécialement les discontinuités pour les massifs rocheux), des hétérogénéités et des anisotropies. L'échelle des grandes structures géologiques : chaînes de montagnes, bassins subsidents, etc.

- *Les échelles de temps.* Différentes échelles doivent ici aussi être considérées. La microseconde ou la seconde, pour les événements sismiques ou pour les ruptures de ponts rocheux dans un versant rocheux instable. L'année, pour les cycles hydrologiques. L'année, le siècle ou le millier d'années pour le vieillissement rhéologique des matériaux et les variations du niveau des mers liées au changement climatique. Le siècle, le millier d'années ou le million d'années pour des sujets de géo-prospective tels que le fluage des matériaux, par exemple dans la perspective de stockage de déchets radioactifs.
- Associées à ces différentes échelles, échelles géométriques et temporelles, des questions scientifiques spécifiques doivent être considérées. Elles peuvent concerner *la validité des lois physiques dépendant d'effets d'échelle*, comme la loi de Darcy pour les matériaux de très faible perméabilité tels que les argilites ou des formations argileuses, comme la loi de frottement de Coulomb pour des mouvements gravitaires rapides de grandes masses rocheuses. En outre, des questions scientifiques se posent concernant le choix de paramètres de conception tels que des seuils de fluage pour certains matériaux, fonction de l'échelle de temps considérée.

Pour observer la Nature, l'absolue nécessité de réaliser des mesures en laboratoire et *in situ* est évidente mais doit être rappelée avec force.

Enfin, la surveillance s'impose toujours pour étudier en détail les comportements des matériaux et des structures géologiques ainsi que les processus et mécanismes géologiques.

Modèles conceptuels, géomodèles et modèles numériques

La deuxième étape doit être consacrée à la modélisation. Une sérieuse réflexion s'impose en amont car la modélisation ne saurait se limiter aux seules modélisations et simulations numériques (certes importantes car, *in fine*, à l'origine des prises de décision d'ingénierie).

La modélisation c'est, d'abord, une synthèse appropriée de données géologiques (structurales, pétrographiques, etc.), hydrogéologiques et géomécaniques. Aussi, l'acquisition de données appropriées est-elle nécessaire !

La synthèse de ces données doit être faite en prenant appui sur des connaissances géologiques globales ainsi que sur des connaissances hydrogéologiques et géomécaniques ou géotechniques. C'est un travail de conceptualisation qui conduit à l'élaboration de modèles conceptuels que la Géologie de l'ingénieur doit partager avec d'autres disciplines scientifiques et techniques : sciences hydrogéologiques et sciences géomécaniques (mécanique des sols et mécanique des roches).

Les modèles conceptuels doivent relever différents défis :

- Comment représenter objectivement la Nature en tant que système complexe ?

- Comment traiter les couplages multiples, lorsque des processus physiques, mécaniques, thermiques, hydrauliques et chimiques sont impliqués ensemble ?
- Comment préparer ensuite les simplifications nécessaires pour que le modèle conceptuel puisse être transcrit en un géomodèle, avec ses caractéristiques géométriques, géologiques, hydrogéologiques et géomécaniques, puis en un modèle numérique ?
- Comment évaluer le poids des paramètres techniques (conditions initiales et conditions aux limites, paramètres géotechniques et hydrogéologiques, paramètres d'interfaces, etc.) incorporés dans le modèle numérique ? Comment gérer et représenter les incertitudes dans le modèle numérique ?
- Comment mesurer ou apprécier ensuite la distance entre le modèle conceptuel, le géomodèle, le modèle numérique et la réalité ? Comment actualiser ces modèles en cours d'étude et de réalisation de travaux ?
- En conséquence, comment mettre en œuvre des systèmes de surveillance appropriés pour contrôler le comportement réel des massifs de sol et des massifs rocheux ou des ouvrages d'ingénierie ? Et, comment être prêt pour des actions adéquates en cas de divergence entre le modèle et la réalité ?

Les modèles numériques doivent être capables d'effectuer des analyses paramétriques rapides pour étudier toute la gamme des possibilités naturelles concernant les caractéristiques des matériaux géologiques. Dans certaines situations, nous devons aussi admettre, avec humilité, que les simulations numériques peuvent montrer ou révéler des processus ou des mécanismes que la Nature ne nous avait pas encore révélés ou que notre imagination n'avait pas encore envisagés.

En raison de ces défis, un sujet d'importance primordiale est l'évaluation de *la distance entre le modèle et la réalité géologique*. Ce sujet justifie, pour la Géologie de l'ingénieur, de s'approprier toutes les composantes géologiques, hydrogéologiques et géomécaniques de cette approche globale. Bien sûr, cette position doit être partagée avec les disciplines scientifiques et techniques relevant des sciences hydrogéologiques et des sciences géomécaniques.

Prendre des décisions d'ingénierie appropriées

Enfin, dans une troisième étape, vient l'acte de décision.

Le «*Design with Nature*», c'est vraiment «concevoir en harmonie avec la Nature», la Nature devant être considérée comme un véritable partenaire. Pour mettre en œuvre ce précepte et prendre les décisions d'ingénierie appropriées, la Géologie de l'ingénieur doit s'appuyer particulièrement sur les modèles élaborés : modèles conceptuels, géomodèles, modèles numériques et sur les résultats des simulations numériques. Mais il faut aussi considérer absolument les événements passés et tirer parti des retours d'expérience. Il faut aussi rester conscient que les décisions prises, si argumentées soient-elles, resteront dépendantes du niveau de connaissance du moment, de l'époque.

Ces décisions doivent pouvoir être remises en cause en fonction d'informations nouvelles. Ainsi, le «*Design with Nature*», c'est aussi prévoir le comportement réaliste du massif de sol ou du massif rocheux et s'être préparé à de nouvelles mises en question. Cela signifie que, dans toutes nos investigations et expertises, un système de surveillance doit exister afin que les données de mesure permettent de contrôler le comportement réel du massif de sol ou du massif rocheux ainsi que des ouvrages d'ingénierie.

Ensuite, utilisant ces systèmes de surveillance, de nouvelles décisions d'ingénierie peuvent être prises, si nécessaire, prenant appui sur une méthode d'observation, parfois nommée méthode observationnelle, où les comportements du massif de sol, du massif rocheux et des ouvrages d'ingénierie sont continuellement vérifiés. Les décisions doivent être rapides, fonction de scénarios de comportement préalablement considérés, éventuellement simulés numériquement.



Géologie de l'ingénieur et formation : étudiants et enseignants en excursion géologique au Col du Galibier. Nappes de charriage (Savoie et Hautes-Alpes). Photo R. Cojean

Les domaines d'application de la Géologie de l'ingénieur

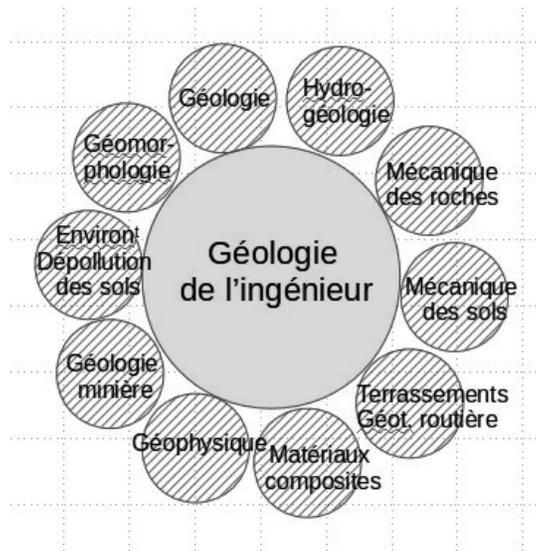
Au sens large, le domaine de la géologie de l'ingénieur est celui des interactions entre l'Homme et le sol ou sous-sol. Dans le périmètre d'action du CFGI, ce sol ou sous-sol est en effet, suivant les situations :

- un support des ouvrages (fondations) ;
- un encaissant, une enveloppe des ouvrages (souterrains, grandes fouilles) ;
- un matériau pour la construction (sols pour remblais, granulats pour béton, argile et calcaire pour ciment, gypse pour plâtre, pierre de taille, sable pour verrerie, etc.) ;

- une source d'actions imposées aux ouvrages et, éventuellement, de risques pour l'Homme et pour ses œuvres (mouvements de terrain, séismes, tassements post-miniers, pressions des eaux souterraines, phénomènes chimiques tels que l'alcali-réaction, amiante environnemental, etc.);
- un réceptacle pour stocker des produits ou de l'énergie et pour enfouir des déchets anthropiques (ménagers, industriels, radioactifs).

Si la géologie minière (matériaux métalliques, houille, hydrocarbures), dans sa composante de prospection, ne fait pas partie du domaine du CFGI, les techniques de l'industrie extractive et les questions posées par l'après-mine relèvent complètement de la géologie de l'ingénieur. De même, la recherche et l'exploitation de ressources en eau pour l'alimentation, l'agriculture ou l'industrie ne relèvent pas directement de notre champ d'activité. Mais tous ces domaines ont des frontières communes, et donc des interférences, avec la géologie de l'ingénieur, laquelle voisine au total avec de nombreuses disciplines.

La géologie de l'ingénieur fait appel à de nombreuses techniques et méthodes: observation du terrain, prélèvement et étude d'échantillons en laboratoire, télédétection, sondages, prospection géophysique, instrumentation de sites, cartographie, etc. Elle est ainsi une discipline de synthèse. Emblématique à ce sujet est la reconnaissance et l'étude des tracés d'infrastructures linéaires, qui doivent prendre en considération les terrassements, la réutilisation des matériaux de déblais, la recherche de granulats pour chaussée, les fondations des ouvrages d'art, la stabilité des talus de déblais et remblais, la stabilité naturelle des versants, etc. afin d'optimiser le tracé en plan et le profil en long.



Disciplines scientifiques et techniques en relation avec la Géologie de l'ingénieur et de l'environnement. Diagramme J-L Durville

En outre, la prise en compte des domaines d'application de la géologie de l'ingénieur et de l'environnement, sommairement énumérés ci-dessous, exige du (de la) géologue une bonne connaissance de ces applications, ouvrages, constructions et projets divers à la réalisation desquels il (elle) participe.

Ressources naturelles

- Recherche de gisements et estimation des réserves : enrochements, granulats, minéraux industriels, roches ornementales, etc. ;
- Caractérisation minéralogique, physique, mécanique ou chimique des matériaux de viabilité et de construction, en relation avec leur usage ;
- Exploitation de mines et carrières, à ciel ouvert ou en souterrain ;
- Réhabilitation des anciens sites de mines et carrières : remodelage du terrain, stabilité des talus à long terme, risques de pollution des nappes et des sols, etc. ;
- Valorisation des ressources en eaux souterraines.

Construction

- Cartographie géologique et géotechnique pour l'aménagement (SIG, modélisation 2D et 3D, etc.), typiquement à des échelles allant de 1/1000 à 1/10 000 ;
- Traitements des sols, fondations des bâtiments et ouvrages de génie civil ;
- Drainage et rabattement de nappes, étanchement, injections ;
- Conservation du patrimoine et des monuments historiques, notamment altération des pierres d'œuvre ou des bétons anciens.

Voies de communication

- Reconnaissance et étude des tracés d'infrastructures linéaires : routes et autoroutes, voies ferrées, canaux, etc. ;
- Tunnels routiers et ferroviaires : implantation des têtes, optimisation du tracé, aléas géologiques ou hydrogéologiques à redouter, etc. ;
- Ouvrages d'art, murs de soutènements ;
- Voies navigables, ports et écluses, structures off-shore : fondations, déroctage, etc.

Énergie

- Énergies renouvelables : implantation et fondation d'éoliennes à terre et en mer ;

- Géothermie à faible et moyenne profondeur ;
- Réseaux d'alimentation et de distribution, oléoducs ;
- Barrages (implantation, fondation, étanchéité, etc.) et galeries hydrauliques ;
- Stockages souterrains : hydrocarbures, chaleur, air comprimé, etc. ;
- Centrales thermiques et nucléaires : fondations, risques naturels.

Environnement et études de risques

- Études d'impact : effets des projets sur la stabilité des terrains, sur la qualité des sols et des eaux, etc. ;
- Cartographie des aléas et risques naturels, plans de prévention des risques ;
- Prévention et traitement des mouvements de terrain (glissements, éboulements, coulées boueuses, effondrements, etc.) : stabilité des versants et des cavités naturelles ou anthropiques ;
- Digue et aménagements de cours d'eau : matériaux constitutifs, fondation, risques d'érosion, etc. ;
- Recul des côtes à falaise, défense des côtes ;
- Vibrations (abattage à l'explosif, brise-roche, etc.) et séismes (effets de site, liquéfaction, mouvements de terrain induits, etc.) ;
- Stockages des déchets en surface et en souterrain ;
- Diagnostics de sites et sols pollués, dépollution des sols et des nappes d'eau souterraines.

2. LA GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR. CRÉATION DE L'AIGI ET DU CFGI

La naissance de l'Association internationale AIGI

A l'occasion du XXII^e Congrès géologique international (IGC) à New Delhi le 12 décembre 1964, Asher Shadmon, (Israël), prend l'initiative de provoquer la toute première réunion de travail sur le thème des « matériaux de carrières et autres produits utilisés en ingénierie ».

En effet, malgré les tonnages considérables et la grande valeur de ces matériaux, ce sujet était, jusqu'à cette date, absent des discussions aux congrès géologiques. Il propose aussi que l'Union internationale des sciences géologiques (UISG - IUGS) crée et finance une commission internationale dédiée à cette thématique. Suivant cette première réunion, un groupe restreint comportant des représentants d'Israël, de l'Inde, de la Turquie et des USA suggère que cette commission devrait aussi s'intéresser à la relation entre ces matériaux dans leur environnement d'origine et les travaux

d'ingénierie correspondants. Par conséquent, le 16 décembre, une « commission sur la géologie de l'ingénieur » est proposée, avec deux sous-commissions : l'une relative aux matériaux rocheux, l'autre relative aux rapports entre roches en place et travaux d'ingénierie.

Un jour plus tard, la motion suivante est adoptée à l'unanimité :

« Il est recommandé qu'une Commission distincte sur la « géologie de l'ingénieur » soit constituée dans le cadre des Congrès géologiques internationaux (IGC) ou de l'Union internationale des sciences géologiques (IUGS). [...] L'objectif de cette commission et de ses sous-commissions serait de promouvoir la connaissance et la dissémination d'informations sur la géologie de l'ingénieur, de collecter des études de cas, de préparer des synthèses bibliographiques et des inventaires de référence, de fournir des informations sur les travaux de recherches récentes ou en cours, de collecter des données statistiques géologiques sur les industries extractives et d'identifier une liste d'autres recherches nécessaires. Les travaux devraient être regroupés par référence aux zones climatiques : (1) zone tropicale, (2) zone tempérée, (3) zone aride et (4) zone périglaciaire. »

Le 19 décembre, le comité exécutif de l'IUGS est réservé sur cette proposition. Le problème ne concernait pas l'intérêt pour la géologie de l'ingénieur mais bien les ressources limitées de l'IUGS qui ne permettraient pas de financer une nouvelle commission permanente. Il est alors décidé de créer un comité restreint en charge de produire et de présenter un rapport sur l'état de la situation en lien avec les sociétés internationales de mécanique des sols et de mécanique des roches, ainsi qu'avec les différentes sociétés nationales de géologie de l'ingénieur existantes.

Le 21 décembre, les membres présents décident de tenir immédiatement une nouvelle session de travail, durant laquelle il est décidé unanimement de créer l'AIGI : Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur (IAEG : *International Association for Engineering Geology*). Il s'agit donc de l'assemblée fondatrice de l'Association. Plusieurs pays étaient représentés : l'Afrique du Sud, la Belgique, l'Espagne, la France (avec M. Arnould et J. Lakshmanan), l'Inde, Israël, l'Italie, la Norvège, la Turquie, les USA. Un comité provisoire est aussi créé pour conduire les activités initiales, composé de A. Shadmon (Israël) comme président, M. Arnould (France) comme secrétaire général et les membres suivant : E. Beneo (Italie); VS Krishnaswamy, RS Mithal et MS Balasundaram (Inde); et K. Erguvanli (Turquie). Des représentants d'autres pays seront ensuite cooptés.

On notera que le nom de l'Association, en anglais, est : *Association for ...*, avec l'objectif de regrouper des professionnels du secteur tout en faisant la promotion de la discipline. La traduction, en français : *Association de ...* pourrait être jugée restrictive. Par ailleurs, le nom de la discipline scientifique et technique, en anglais, est : *Engineering geology*. La traduction, en français : *Géologie de l'ingénieur* pourrait porter à confusion quant aux professionnels concernés par la discipline. Il faut bien comprendre que le substantif *geology*, ou *géologie*, est précisé par le qualificatif *engineering* ou *de l'ingénieur*.

Les deux premières années

Les deux premières années de l'association ont été consacrées à l'amélioration du comité provisoire pour garantir qu'il disposait d'une véritable représentation internationale. Vers la fin de 1966, il comprenait, en plus des membres fondateurs, AM Hull (USA), président de l'association américaine des ingénieurs géologues; EM Sergeev et NV Kolomenskii (Union Soviétique); Q. Záruba (Tchécoslovaquie); MD Ruiz (Brésil); et G. Champetier de Ribes (France) qui était alors co-opté dans la fonction de trésorier. Des discussions étaient toujours en cours avec l'Australie, le Japon et le Mexique. Les deux premières années ont aussi été consacrées à établir des statuts et à préparer un programme de travail.

La vocation et les missions de l'AIGI furent définies dans les statuts en ces termes :

«Article 1: le champ de la géologie de l'ingénieur couvre les applications des sciences de la Terre à l'ingénierie, l'aménagement et la planification, la construction, la prospection, la caractérisation et le traitement des matériaux;

Article 2: la vocation de l'AIGI est d'encourager la recherche, la formation et la dissémination des connaissances en développant la coopération internationale relative aux domaines de l'ingénierie».

Une demande d'affiliation de l'AIGI a été présentée en 1967 lors d'une réunion du comité exécutif de l'IUGS et fut acceptée. Cette décision a ensuite été ratifiée à l'unanimité lors de l'assemblée générale de l'IUGS, le 23 Août 1968, à Prague.

La première assemblée générale

Lors de la période qui suivit, les contributions des collègues de l'Association tchécoslovaque furent notables, en particulier celles de Q. Záruba et de J. Pasek. Ils étaient tous deux en charge de l'organisation de la section géologie de l'ingénieur du XXIII^e Congrès géologique international de Prague en 1968, auquel ils présentèrent les orientations de l'AIGI.

Ils organisèrent aussi le premier symposium scientifique de l'AIGI à Brno (Tchécoslovaquie), du 26 au 28 avril 1968, puis un second sur «la géologie de l'ingénieur et l'aménagement du territoire» à l'occasion du congrès géologique international. La première assemblée générale de l'Association s'est tenue le 23 août 1968 à Prague durant le congrès mentionné ci-dessus. Au moment du congrès, le pays était durement touché par les mouvements des troupes soviétiques: l'assemblée générale s'est néanmoins déroulée, les statuts ont été adoptés et un comité exécutif fut élu pour une durée de quatre ans, en remplacement du comité provisoire.

Le nouveau comité était composé ainsi: président: Q. Záruba (Tchécoslovaquie); secrétaire général: M. Arnould (France); trésorier: G. Champetier de Ribes (France); ancien président: A. Shadmon (Israël); vice-président pour l'Europe: L. Calembert

(Belgique); vice-président pour l'Amérique du Nord : L. Cluff (USA); vice-président pour l'Amérique du Sud : MD Ruiz (Brésil); vice-président pour l'Australie : L. Oborn (Nouvelle Zélande); vice-président pour l'Asie : H. Tanaka (Japon); vice-président pour l'Afrique : un représentant du Ghana; et plusieurs membres : NV Kolomenskij (Union Soviétique); A. Nemock (Tchécoslovaquie); J. Janjic (Yougoslavie); R. Glossop (Royaume Uni); A. Drucker (République Fédérale d'Allemagne); et JM Crepeau (Canada). En plus du comité exécutif, trois groupes de travail étaient institués : i. Glissements de terrain, sous la responsabilité de J. Pasek (Tchécoslovaquie); ii. Roches solubles, sous la responsabilité de F. Reuter (République Démocratique d'Allemagne) et K. Erguvanli (Turquie); iii. Cartographie géotechnique sous la responsabilité de M. Matula (Tchécoslovaquie).

Finalement, il fut décidé d'organiser des congrès internationaux spécifiquement pour l'AIGI, tous les quatre ans, et de les tenir en alternance avec le congrès géologique international (IGC). Les premiers congrès avec assemblée générale ont donc été les suivants : New Dehli (Inde) lors du XXII^e IGC en 1964; Prague (Tchécoslovaquie) lors du XXIII^e IGC en 1968; Paris (France) : 1^{er} Congrès international de l'AIGI en 1970.

Le Bulletin de l'AIGI

La première édition du Bulletin a été distribuée lors du premier congrès de l'AIGI en septembre 1970 à Paris. Sa préparation fut rendue possible grâce à l'implication personnelle de Q. Záruba, le président en fonction de l'AIGI, J. Pasek, M. Arnould et de plusieurs personnes de l'équipe de l'École des Mines de Paris. Initiée comme une simple publication artisanale, le Bulletin est devenu une référence scientifique parmi les journaux à comité de lecture les plus respectés dans les domaines de la géologie de l'ingénieur, de l'environnement et des géosciences, et bien connu sous le nom de « Journal officiel de l'AIGI ». Il est désormais publié par Springer et édité par l'Association sous le titre de Bulletin de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement (*Bulletin of Engineering Geology and the Environment* : BEGE).

La création du CFGI

Le CFGI : Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement, groupe français de l'AIGI, a été fondé le 12 juin 1968 par Marcel Arnould. Suivant le droit français, c'est une association régie par la loi du 1^{er} juillet 1901. Le CFGI a été déclaré d'utilité publique par décret du 2 mai 1977.

Selon l'Article 1 des statuts, son but est de :

« promouvoir les études intéressant directement ou indirectement la géologie de l'ingénieur et de l'environnement et d'en diffuser les résultats ».

Selon l'Article 2 des statuts, l'action de l'association

«s'exerce en vue de la promotion de la recherche théorique et technique, notamment par l'organisation de conférences et de congrès, par la participation de ses membres à des manifestations de même nature organisées par d'autres groupements et par la diffusion de publications se rapportant à son objet».

L'organisation, l'historique et les actions du CFGI sont présentés dans le deuxième chapitre de cette première partie de l'ouvrage.



Géologie de l'ingénieur et ouvrages : le tunnel de l'Encombrouze traversant un versant instable au cœur de la fenêtre géologique de l'Argentière (Hautes-Alpes). Photo R. Cojean

Conclusion

Cette présentation des origines de l'AIGI et du CFGI peut être conclue par le rappel d'une idée chère à tous les fondateurs de l'AIGI et reprise plus tard par R. Wolters. Celui-ci suggéra l'idée suivante :

«l'AIGI est plus qu'une association : c'est un état d'esprit, une attitude, une volonté d'avoir un esprit ouvert à la coopération internationale ; c'est un esprit collectif qui cherche à développer des relations humaines fortes autant que des échanges scientifiques».

Le CFGI adhère totalement à cette proposition.

Le texte précédent (hors création du CFGI) a été tiré du livre du Jubilé de l'AIGI – IAEG (The International Association for Engineering Geology and the Environment. 50 years : 1964-2014). Il a été traduit et adapté par Sébastien Dupray, ancien secrétaire général de l'AIGI.

3. REGARDS VERS LE FUTUR

Introduction

Ces « Regards vers le futur » prennent appui sur le texte présenté par Carlos Delgado, ancien président de l'AIGI (2010-2014), dans l'ouvrage commémorant les 50 ans (1964-2014) de l'Association internationale. Le CFGI adhère à ce texte et en a repris plusieurs éléments, avec l'accord de l'auteur, pour une nouvelle présentation adaptée au contexte français.

L'expérience acquise, les évolutions récentes

Comment parler du futur sans un premier regard vers nos Anciens et leurs actions qui furent pleines d'enthousiasme et de conviction ? Le CFGI, groupe français de l'AIGI, se tourne volontiers vers la référence internationale que représente l'AIGI.

La Géologie et la Géologie de l'ingénieur

En 1986, EM Sergeev, l'un des premiers présidents (1978-1982) de l'AIGI, écrivait :

« La Géologie de l'Ingénieur a maintenant une grande importance pour les personnes, mais son rôle augmentera de plus en plus à l'avenir, alors que nous – engineering geologists – géologues de l'ingénieur – nous prenons sur nos épaules de grandes responsabilités, avec les problèmes de la protection de l'environnement et de son usage rationnel ».

Cette réflexion reste aussi vraie aujourd'hui qu'il y a plus de 30 ans. Wang Sijing, ancien président (1998-2002) de l'Association, a pu le rappeler en précisant aussi des objectifs essentiels pour l'AIGI :

« développer la géologie de l'ingénieur auprès des pays émergents, faire progresser les connaissances scientifiques et techniques, améliorer la coopération internationale ».

Regardons plus en arrière quand, au début du XIX^e siècle, le rôle de la géologie dans les travaux d'ingénierie commençait à s'affirmer, accompagnant le développement du génie civil et du génie minier. Les premières coopérations étaient le fait de géologues qui n'étaient pas encore des « géologues de l'ingénieur ». Cependant, avec le temps, les projets d'aménagement devenant de plus en plus ambitieux et leurs interactions avec le terrain géologique de plus en plus fortes, une coopération plus formalisée entre géologues et ingénieurs devint essentielle pour des questions de sécurité, de rapport coût-efficacité et de fiabilité des ouvrages à long terme. Parallèlement, la géologie évoluait, s'éloignant d'une discipline scientifique purement descriptive, pour investir les nouveaux champs du quantitatif. C'est au cours du début du XX^e siècle que la géologie appliquée aux travaux d'ingénierie commença à s'établir comme nouvelle

discipline scientifique et technique, pour s'identifier au milieu du XXe siècle comme « *Engineering geology* – Géologie de l'ingénieur ».

En 1964, comme on l'a vu, l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur (AIGI) / *International Association for Engineering Geology* (IAEG) fut créée, avant de devenir, en 1997, Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement / *International Association for Engineering Geology and the Environment*. Elle a célébré ses 50 ans d'existence en 2014.

L'évolution des attentes sociétales et les défis qu'il faut toujours relever

Depuis 1964, la société a beaucoup évolué : accroissement de la population mondiale, développement des mégapoles, exposition accrue de populations aux risques naturels, demande croissante en infrastructures de transport, développement du transport maritime et aérien avec la nécessité de réaliser des équipements portuaires et aéroportuaires adaptés, développement parfois mal contrôlé des industries extractives, consommation accrue d'énergies fossiles alors que la demande constitue déjà une menace pour notre environnement, consommation croissante de la ressource en eau alors que la pénurie d'eau pour certaines régions du monde est déjà une réalité. Dans le même temps le développement des énergies renouvelable a progressé. La conscience de la nécessité de mieux protéger notre environnement est devenu un défi mondial, avec peut-être d'autres modes de développement à concevoir.

La Géologie de l'ingénieur s'est rénovée pour prendre en compte ces évolutions et les préoccupations associées, spécialement dans le domaine environnemental. Par exemple, la prévention et le contrôle des risques naturels sont devenus des objectifs majeurs pour les géologues de l'ingénieur et contribuent fortement à légitimer le développement de la géologie de l'ingénieur comme discipline scientifique et technique.

Une attente sociétale toujours croissante s'exprime pour une conservation renforcée de notre environnement, ainsi que pour des décisions politiques mieux éclairées grâce à une meilleure intégration des sciences de l'ingénierie, des sciences économiques et des sciences sociales.

La Géologie de l'ingénieur aujourd'hui

Il y a encore beaucoup de chemin à parcourir pour que la Géologie de l'ingénieur soit reconnue à sa juste valeur par les acteurs de l'acte d'entreprendre. Ceux-ci ne reconnaissent pas toujours le bénéfice qu'ils pourraient en retirer en termes d'une intégration optimisée d'un ouvrage dans un environnement complexe ou en termes d'une meilleure efficacité sur les plans techniques et économiques.

La Géologie de l'ingénieur est souvent une discipline de l'amont dans un projet donné, avec pour conséquence la minimisation, parfois, de son importance aux yeux

d'industriels ou de décideurs institutionnels plus directement en relation avec des disciplines en situation de première ligne, pour des choix techniques de mise en œuvre de procédés de construction par exemple.

Néanmoins, la Géologie de l'ingénieur est devenue une discipline scientifique et technique reconnue mondialement, respectée par les disciplines connexes et sociétés sœurs et ayant gagné une considération académique spécifique. Le CFGI, dès l'origine de la création de l'AIGI, a apporté à l'Association une contribution constante, certains de ses membres assurant des tâches majeures (présidence, secrétariat général, trésorerie). Le CFGI a aussi largement contribué au développement du Bulletin de l'Association (BEGE : *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*), recherché par nombre d'universitaires, de chercheurs et de praticiens, son facteur d'impact le plaçant aujourd'hui parmi les meilleures revues scientifiques et techniques du domaine.

Des défis impérieux à relever

Les défis environnementaux, les risques naturels, le changement climatique

A l'avenir, la Géologie de l'ingénieur continuera d'embrasser tous les thèmes environnementaux. Le CFGI ne fut-il pas, en France, un précurseur dans le domaine environnemental, pour ce qui concerne notre domaine technique, en organisant en 1993, associé au BRGM, le premier congrès international Geoconfin93, sur le thème : «Géologie et confinement des déchets toxiques / *Geology and confinement of toxic wastes*»? Les préoccupations environnementales ne cesseront de croître dans le futur, face à la nécessité de protéger notre Terre des actions humaines parfois si invasives, de contrôler et maîtriser leurs effets négatifs, de rationaliser l'exploitation des ressources naturelles minérales qui appartiennent aussi aux générations futures. Les impacts environnementaux de divers aménagements et constructions, toujours plus ambitieux, constitueront de nouveaux défis à relever pour la géologie de l'ingénieur, avec des exigences croissantes.

La Géologie de l'ingénieur continuera aussi de se préoccuper des risques naturels de toutes sortes, liés aux séismes, au volcanisme, aux mouvements de terrain : glissements et affaissements, au retrait-gonflement des sols argileux, aux inondations dans le contexte d'une urbanisation croissante qui s'empare de zones jusque là épargnées car soumises à divers aléas et qu'il faudrait mieux préserver pour nombre d'entre elles. Dans ce domaine, une expertise spécialisée en géologie de l'ingénieur, capable de maîtriser l'ensemble des composantes des sciences de la Terre, sera de plus en plus souvent requise.

La Géologie de l'ingénieur devra aussi appréhender les conséquences du changement climatique, avec le relèvement du niveau marin et les problématiques d'érosion côtière et de submersions marines, avec en zones de montagne le recul glaciaire et le dégel du permafrost et les impacts sur les aménagements touristiques d'altitude, avec des événements extrêmes à caractère géologique ou non : sécheresse, inondations, etc.

aux intensités amplifiées et périodes de retour plus courtes, avec des conséquences désastreuses pour nos aménagements. Les techniques de prévision et de limitation des effets de ces phénomènes d'origine climatique devront continuer de se développer dans le futur et la géologie de l'ingénieur devra être au premier rang pour contribuer à ces tâches.



Géologie de l'ingénieur et risques naturels : Le Bourg-d'Oisans (Isère) au pied de la falaise liasique du Prégential. Torrént du Saint-Antoine et laves torrentielles. Photo R. Cojean

Les projets d'aménagement et de construction, les ressources naturelles

Les temps futurs devraient nous faire connaître des projets d'aménagement et de construction de plus en plus complexes sur le plan technique : tunnels à très grande profondeur, urbanisme souterrain densifié, infrastructures de transport nouvelles, aménagements hydrauliques complexes, ouvrages en mer à caractère industriel ou liés à l'aménagement de territoires, installations de stockages souterrains de différents produits, d'eau, d'énergie, de déchets, etc. De nouvelles méthodes constructives devraient voir le jour et la géologie de l'ingénieur devra s'y intéresser et rechercher à limiter les impacts de ces méthodes sur notre environnement.

Il restera toujours nécessaire d'acquérir des connaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques, par méthodes directes ou indirectes, qui constitueront la base incontournable de nos modèles conceptuels géologiques et de nos géomodèles, alimentant ensuite la modélisation numérique. La géologie de l'ingénieur devra continuer de développer son expertise dans ces approches conceptuelles et numériques, à la base de la conception et la réalisation de multiples ouvrages géotechniques. Elle devra aussi toujours revenir à la réalité géologique en prenant appui sur les retours d'expérience et en mettant en œuvre, dans les projets d'aménagement et de construction, de véritables méthodes d'observation contrôlant en temps réel la réponse du terrain géologique aux sollicitations mécaniques, hydrauliques, techniques. L'expertise géologique, la connaissance approfondie des matériaux géologiques et des structures géologiques devront toujours être disponibles dans notre profession.

Dans la perspective d'un monde où l'exploitation des ressources minérales diminuera pour cause d'épuisement de celles-ci ou d'impacts devenus inacceptables sur le plan sociétal, des matériaux de substitution seront de plus en plus utilisés pour la construction: matériaux géo-synthétiques, coproduits de l'industrie minière, matériaux issus du recyclage. La caractérisation de ces matériaux minéraux et leur traitement par différents ajouts restera un domaine d'application majeur pour la Géologie de l'ingénieur, suivant une tradition bien ancrée dans la discipline.

La transdisciplinarité, la coopération internationale, la formation

Considérant ces divers défis auxquels la géologie de l'ingénieur devra faire face, alors, à l'évidence, une coopération accrue sera nécessaire entre notre discipline scientifique et technique et les disciplines multiples s'intéressant à la construction et l'aménagement du territoire: mécanique des sols, mécanique des roches, hydrogéologie, génie civil, génie minier, génie hydraulique, sciences de l'aménagement, planification écologique. Il sera nécessaire, dans le futur et grâce à de telles coopérations, d'accéder à une transdisciplinarité permettant d'établir des modèles de développement et des projets de construction qui soient plus éco-responsables, avec un meilleur contrôle des demandes énergétiques et un usage plus raisonné des ressources hydrauliques, minérales, etc.

De plus, si l'on veut améliorer nos activités scientifiques et techniques dans le domaine de la Géologie de l'ingénieur, il sera nécessaire, dans le futur, d'accroître la coopération internationale, associant géologues de l'ingénieur, géo-scientifiques, géotechniciens et spécialistes de la construction et de l'aménagement. Cette coopération accrue devrait s'exprimer au travers de congrès nationaux et internationaux adaptés, ouverts à cette transdisciplinarité. Des publications scientifiques et techniques communes devront concrétiser ces nouvelles démarches.

Avec cette perspective, le CFGI devra apporter sa contribution dans la formation de professionnels par l'intermédiaire de ses activités propres (séances techniques, visites de chantier, journées régionales, symposiums et congrès). Le CFGI devra aussi contribuer à mieux promouvoir l'enseignement de la Géologie de l'ingénieur et des

disciplines associées auprès des jeunes étudiants à l'université ou dans les écoles d'ingénieur et au sein de la formation professionnelle.

Prévoir ce que sera le futur dans les années à venir est un défi majeur dans un monde où s'annoncent des changements rapides dans les domaines technologiques, sociétaux, climatiques. Néanmoins, nous croyons que si le CFGI et plus largement l'AIGI mettent en œuvre les éléments de programme présentés, alors la géologie de l'ingénieur continuera de jouer un rôle primordial au sein des géosciences et des sciences de l'ingénierie, pour un meilleur futur des hommes au sein de la cité et sur notre Terre. Nous croyons que les plus jeunes d'entre nous, qui adhèrent à ces idées ou y adhéreront dans les années futures, sauront reconnaître le chemin parcouru par la Géologie de l'ingénieur depuis sa création, pour le bien commun, et auront à cœur de poursuivre cette œuvre.

Retour sur 50 ans d'activités CFGI

INTRODUCTION

Ce deuxième chapitre de la première partie de l'ouvrage « Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives – Les 50 ans du CFGI » a pour ambition de retracer 50 ans d'activités du CFGI. Il s'agit avant tout d'une aventure humaine et scientifique qui a jalonné l'existence de beaucoup d'entre nous au travers de tâches diverses, toutes essentielles à la vie de l'association et aux échanges avec une large communauté de professionnels, de chercheurs et d'étudiants adhérant aux principes de la Géologie de l'ingénieur développés dans le chapitre précédent.

Ainsi sont rappelés : l'historique des Bureaux du CFGI (Présidents, Vice-Présidents, Secrétaires généraux, Trésoriers), les liens étroits entre CFGI et AIGI, les séances techniques, visites et journées régionales organisées par l'association, les manifestations nationales co-organisées avec les sociétés sœurs, les prix Jean Goguel, l'activité éditoriale du CFGI, les manifestations internationales organisées par le CFGI, la rédaction de documents techniques.

A travers le nom des personnes citées dans cette partie de l'ouvrage, c'est un ensemble d'institutions qu'il faut remercier – elles ne peuvent pas toutes être nommées – pour leur soutien apporté au CFGI sur le plan éthique et financier.

Que des lecteurs attentifs nous pardonnent des oublis ou inexactitudes qu'ils repèreraient. Mais nous avons veillé à être le plus fidèle possible à un héritage transmis par les Anciens. Il faut maintenant continuer de le faire vivre.

1. HISTORIQUE DES BUREAUX DU CFGI

Le Comité Français de Géologie de l'Ingénieur a été initié le 2 Avril 1968. Les statuts de l'association ont été déposés le 12 juin 1968 et sont parus au Journal Officiel de la République Française le 23 juin 1968. L'association est régie par la loi du 1^{er} Juillet 1901. Elle est déclarée d'utilité publique par décret du 2 mai 1977.

Rappelons l'extrait d'un courrier signé du 30 Avril 1968 par Jean Goguel, l'un de ses membres fondateur :

« Au cours de ces dernières années, et parallèlement à l'effort important d'aménagement et d'équipement du territoire, ainsi qu'au développement des infrastructures, la Géologie de l'Ingénieur a considérablement progressé en France, tant dans le domaine de ses applications que dans celui de ses méthodes, à un point tel qu'elle apparaît de plus en plus indispensable à tous les responsables de projets.

Le moment semble donc opportun de regrouper les spécialistes français de l'Engineering Geology en fondant, à côté du Comité Français de Mécanique des Roches (qui vient de se constituer), un Comité Français de Géologie de l'Ingénieur. C'est dans ce but que ce sont réunis, à l'École des Mines de Paris, quelques géologues spécialistes sous la présidence de Monsieur Goguel, le 2 Avril 1968 ».

Les membres fondateurs furent Jean Goguel, Marcel Arnould, Claude Bordet, Gérard Champetier de Ribes, Jacques Gazel, Jacques Lakshmanan, Claude Sivignon.

Un Conseil et un Bureau provisoires ont été constitués dès la création de l'association et les membres du Conseil ont été confirmés au cours de l'AG du 4 juillet 1968.

Lors de la première assemblée générale du 4 Juillet 1968 du Comité Français de Géologie de l'Ingénieur, selon le compte-rendu,

« Marcel Arnould présente un historique de la Géologie Appliquée en France en attirant l'attention sur le rôle joué par Auguste Comte qui a classé la géologie parmi les sciences de la nature alors que notre domaine se rapporte plutôt aux sciences de la matière. Selon lui, c'est historiquement surtout dans les Écoles des Mines que l'osmose s'est faite entre la géologie et les arts de l'ingénieur. Jusqu'à la dernière guerre mondiale, la Géologie de l'ingénieur s'est exprimée avant tout dans des expertises réalisées par des spécialistes au moment des études de grands travaux (barrages, tunnels, etc.).

Depuis, son rôle est devenu plus systématique. L'évolution a commencé avec la création du Service Géologique d'EDF pour les barrages. Le relais a ensuite été pris par le domaine routier et notamment aux Ponts et Chaussées. La construction et l'urbanisme sont sur le point de provoquer une nouvelle demande de spécialistes de Géologie de l'ingénieur, qu'il s'agisse de l'implantation de villes nouvelles ou de la modernisation de villes anciennes, par exemple Paris, où l'on s'oriente vers un urbanisme souterrain. »

Ce compte-rendu fait ensuite état de la répartition des géologues dans l'industrie française :

« Il y a actuellement en France à peu près 300 géologues appliqués dans notre domaine. Ils se répartiraient de la façon suivante :

- Maîtres d'œuvres et organismes de recherche autres que ceux liés à l'enseignement : 135 ;
- Bureaux d'études et sociétés de prospection ou de traitement des sols : 90 ;
- Entreprises de travaux publics ou producteurs de matériaux : 25 ;
- Enseignement et recherche liée à l'enseignement : 30 ;
- Divers : 20.

Le nombre estimé de techniciens géologues est de l'ordre de 150 à 200. »

Au 1er mai 1971, le nombre d'adhérents est de 156, soit 50 de plus depuis 1969, près de 400 à son maximum avec ensuite des fluctuations annuelles.

Une modification des statuts est intervenue lors de l'assemblée générale extraordinaire du 7 juin 1973 proposant la modification des articles 3 et 8 relatifs à la création des membres collectifs.

L'assemblée générale ordinaire du 12 juin 1975 indique que le conseil d'administration élu en 1968 a été renouvelé pour moitié de ses membres à l'assemblée générale ordinaire du 7 juin 1972, pour le troisième quart à l'assemblée générale ordinaire du 7 juin 1973 et le dernier quart à celle du 13 juin 1974. Le renouvellement par quart se fera jusqu'en 1998, date du changement des statuts de l'Association.

Bureaux de 1968 à 1998

Présidents (P), Vice-Présidents (VP), Secrétaires généraux (SG), Trésoriers (T) :

- Assemblée Générale de création du 2 avril 1968 : création d'un Conseil composé de J. Goguel (P), R. Barbier (VP), M. Arnould (VP), J. Gazel (SG), G. Champetier de Ribes (T)
- Assemblée Générale de 1970 : J. Goguel (P), J. Gazel (SG), G. Champetier de Ribes (T)
- Assemblée Générale de 1972 : M. Arnould (P), R. Barbier (VP), M. Haffen (VP), J. Gazel (SG), G. Champetier de Ribes (T)
- Assemblée Générale du 7 juin 1973 : M. Arnould (P), C. Bordet (VP), G. Champetier de Ribes (T)
- De 1973 à 1976 : M. Haffen (P); C. Sivignon (VP), G. Champetier de Ribes (VP), J. Gazel (SG), M. Rat (T)
- De 1977 à 1979 : M. Haffen (P), G. Champetier de Ribes (VP), C. Sivignon (VP), J. Gazel (SG), M. Rat (T)
- De 1980 à 1982 : C. Bordet (P), M. Rat (VP), G. Souliez (VP), L. Primel (SG), A. Peter (T)
- De 1983 à 1986 : M. Rat (P), F. Ottman (VP), R. Struillou (VP), L. Primel (SG), A. Peter (T)
- De 1987 à 1990 : R. Struillou (P), D. Pfefer (VP), L. Primel (VP), B. Caron (SG), A. Peter, puis A. Millies Lacroix (T)
- De 1991 à 1994 : D. Pfefer (P), L. Primel (VP), J-P Tisot (VP), B. Caron (SG), puis J-L Durville (SG), D. Deprez (T)
- De 1995 à 1998 : J-P Tisot (P), L. Primel (VP), J-L Giafferi (VP), J-L Durville (SG), D. Deprez (T)

Lors de la réunion du 10 avril 1996, un groupe de travail, constitué de M. Arnould, L. Bourguet, R. Cojean, J-L Durville et J-P Tisot rédige un règlement pour créer et

décerner le prix Jean Goguel. Ce prix sera décerné tous les deux ans, à partir de 1997, avec pour objectif de faire connaître et de récompenser les travaux de recherche appliquée effectués par de jeunes professionnels œuvrant dans le domaine de la géologie de l'ingénieur. Le prix Jean Goguel fait l'objet d'une présentation spécifique dans cette partie de l'ouvrage.

Modification des statuts en 1998 :

En 1998, un règlement intérieur est adopté par l'assemblée générale extraordinaire du 26 mars 1998. Cette assemblée désigne D. Deprez et J-L Durville pour effectuer les démarches nécessaires auprès des autorités de tutelle en vue de l'approbation des statuts. Elle précise que l'Association est administrée par un Conseil d'Administration composé de 13 membres : 12 membres élus au scrutin secret et à la majorité relative pour 4 ans, choisis parmi les membres individuels à jour de leurs cotisations, auxquels s'ajoute le Président sortant, qui demeure membre de droit du Conseil pendant une période équivalente à la durée de son mandat de président.

L'article 4.1 précise la création du prix Jean Goguel.

Suite à l'adoption du règlement intérieur du 26 mars 1998, les membres du Conseil d'Administration sont désormais élus pour quatre ans par l'Assemblée Générale. Par ailleurs, à partir de cette date, le CFGI devient Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement.

Bureaux de 1999 à 2018

Présidents (P), Vice-Présidents (VP), Secrétaires généraux (SG), Trésoriers (T) :

- De 1999 à 2003 : J-L Giafferi (P), R. Cojean (VP), J-L Durville (VP), L. Bourguet (SG), D. Deprez (T), puis SG en 2000 en remplacement de L. Bourguet
- De 2003 à 2007 : J-L Durville (P), R. Cojean (VP), J-L Dessenne (VP), A. Quenez (SG) et D. De Meyer (SG), D. Deprez (T)
- De 2007 à 2011 : R. Cojean (P), Y. Paquette (VP), A. Quenez (VP), D. De Meyer (SG), D. Deprez (T) et A. Hirschauer (T)
- De 2011 à 2015 : J-L Durville (P), Y. Paquette (VP), A. Quenez (VP), S. Guédon (SG), A. Hirschauer (T)
- De 2015 à 2019 : A. Quenez (P), J-A Fleurisson (VP), G. Deveze (VP), S. Guédon (SG), V. Merrien Soukatchoff (T).

Modification de l'article 5 des statuts en 2015

Une assemblée générale extraordinaire a été organisée le 8 octobre 2015 afin de modifier l'article 5 comme suit : la phrase « L'Association est administrée par un

Conseil composé de 12 membres élus, » est remplacée par « L'Association est administrée par un Conseil composé de 12 à 21 membres élus ».

Présidents et membres d'honneur :

J. Goguel et M Arnould ont été nommés présidents d'honneur en 1980. Par ailleurs, le Conseil comporte les membres d'honneur suivants : D. Pfefer, D. Deprez, R. Cojean.

2. CONTRIBUTIONS DU CFGI AU DÉVELOPPEMENT DE L'AIGI

Historiquement, plusieurs personnes membres du CFGI (et le CFGI dans son ensemble), ont contribué à la création et au développement de l'Association internationale. Il est juste de le rappeler ici.

La contribution du CFGI (et de la France) au fonctionnement et au développement de l'AIGI s'est traduite en particulier par le soutien financier apporté à la présence de Français à des postes exécutifs bénévoles, tout comme par l'engagement individuel de ces personnes. Ainsi, il faut noter, aux postes de président, secrétaire général et trésorier de l'AIGI :

Président de l'AIGI : Marcel Arnould (1972 - 1978).

Secrétaire général de l'AIGI : Marcel Arnould (1964 - 1972) ; Louis Primel (1981 - 1998) ; Michel Deveughèle (1998 - 2008) ; Sébastien Dupray (2007 - 2010).

Trésorier de l'AIGI : Gérard Champetier de Ribes (1965 - 1972) ; André Peter (1982 - 1990) ; Philippe Masure (1990 - 1994) ; Michel Deveughèle (1994 - 1998) ; Pierre Pothérat (1998 - 2014), Jean-Alain Fleurisson (depuis 2014).

Il faut noter aussi les contributions de plusieurs membres du CFGI à la création et au fonctionnement du Bulletin de l'AIGI. Le fondateur et premier rédacteur-en-chef (1970-1973) fut Marcel Arnould, aidé par plusieurs personnes de l'École des Mines de Paris. Puis, de 1982 à 1998 Louis Primel, du LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), prit en charge cette tâche très consommatrice de temps. La tâche de co-rédacteur du Bulletin a été assurée par André Peter de 1982 à 1987, par Roger Cojean de 1998 à 2015 et par Jean-Alain Fleurisson depuis 2015. Nombreux sont aussi les membres du CFGI qui contribuent à la relecture des articles soumis au Bulletin ou qui ont été ou sont membres du Comité éditorial (Marcel Arnould, de 1970 à 1997, Adrien Millies-Lacroix, de 1980 à 1986, André Peter, de 1982 à 1987, Marcel Rat, de 1987 à 1997, Roger Cojean, de 1998 à 2015, Jean-Louis Durville, depuis 2007).

Au travers des personnes citées, le CFGI et l'AIGI sont reconnaissants envers les organismes français ayant soutenu éthiquement et financièrement ces actions.

Il est juste enfin de rappeler l'action conduite par le CFGI auprès de l'AIGI en 2010, action qui apparut nécessaire pour rappeler et faire respecter le fait que, suivant les statuts de l'Association internationale, l'anglais et le français sont ses deux langues officielles. Ce sujet était mis en question à l'époque par certains membres du Conseil de l'AIGI. Par ailleurs, le CFGI fit savoir que l'éditeur (Springer) du Bulletin de l'AIGI devait respecter cette position en acceptant qu'un certain nombre d'articles du Bulletin soient publiés en français, conformément aux accords initiaux avec le Conseil de l'AIGI. C'est bien le cas, même si les auteurs publiant en français sont de plus en plus rares. Il revient à chacun de prendre ses responsabilités pour apporter sa propre contribution à la « défense et illustration de la langue française ».



Géologie et paysage, l'art du croquis. Journées techniques régionales : rocade de Besançon (Doubs), voie des Mercureaux, travaux de la LGV Rhin-Rhône. Juin 2009



Journées techniques régionales franco-belges à Lille (Nord) et Mons (Hainaut, Belgique). Cavités souterraines et karst, carrière souterraine de la Malogne. Décembre 2013

3. LES PRIX ET MÉDAILLES DE L'AIGI

Depuis sa création, l'AIGI a créé trois récompenses différentes qui peuvent être attribuées à des membres ayant apporté une contribution remarquable au domaine de la Géologie de l'ingénieur ou ayant œuvré particulièrement pour l'Association : la médaille Hans Cloos, le prix Richard Wolters et la médaille Marcel Arnould.

La médaille Hans Cloos

La médaille Hans Cloos fut créée en 1976 afin de récompenser des géologues de l'ingénieur pour leurs mérites scientifiques et leur contribution au développement de la Géologie de l'ingénieur. Hans Cloos (1885-1951) est reconnu pour ses travaux dans le domaine de la géologie structurale et la géomécanique. Il se basait sur des essais mécaniques au laboratoire et des observations de terrain détaillées, réalisant des schémas structuraux à trois dimensions. Il fut un précurseur de la Géologie de l'ingénieur. Cette médaille est délivrée tous les deux ans.

Marcel Arnould (en 1980) et Roger Cojean (en 2014), anciens présidents du CFGI, ont reçu cette médaille.

Le prix Richard Wolters

Le prix Richard Wolters a été créé en 1986 afin de récompenser une contribution scientifique méritoire d'un jeune membre de l'AIGI (âge maximum : 35 ans). Richard Wolters (1921-1981) a contribué à rassembler les communautés de géologues et géologues de l'ingénieur à l'échelle internationale tout en ayant une activité scientifique remarquable. Il fut un artisan, sur le plan scientifique, du rapprochement des pays d'Europe de l'Est et de l'Ouest et a contribué au développement de l'Association internationale. Le prix est délivré tous les deux ans.

L'AIGI attend des candidatures de jeunes membres du CFGI.

La médaille Marcel Arnould

La médaille Marcel Arnould est de création récente : 2013. Elle vise à récompenser des personnalités ayant apporté une contribution exceptionnelle au développement de l'Association internationale. L'AIGI a souhaité ainsi reconnaître et rappeler le travail constant et déterminé de Marcel Arnould (1927-2011) auprès de l'Association, ses efforts soutenus pour la création de nouveaux groupes nationaux de par le monde. Marcel Arnould, géologue de formation, a œuvré pour une meilleure intégration de la géologie dans les domaines du génie civil et du génie minier. Il fut un professeur écouté en France et à l'international. Il fit découvrir les sciences géologiques et la Géologie de l'ingénieur à de nombreuses promotions d'étudiants. Il sut établir et développer des liens professionnels et scientifiques avec de nombreux pays. Il était un expert

dont les avis étaient écoutés. Il était aussi un agitateur d'idées dans des domaines touchant au développement durable ou à la géo-prospectivité. Enfin, au travers d'une action professionnelle conduite avec détermination et optimisme, il savait reconnaître l'importance des échanges culturels. Marcel Arnould fut secrétaire général de l'AIGI de 1964 à 1972, président de l'AIGI de 1972 à 1978, président d'honneur à partir de 1979.



Médaille Marcel Arnould. Le viaduc à l'envers de la médaille évoque les liens professionnels et scientifiques développés par Marcel Arnould, ainsi que les échanges culturels qui lui étaient chers.

La médaille Marcel Arnould est délivrée tous les deux ans. Le premier récipiendaire de cette médaille fut Brian Hawkins, en 2014, tout spécialement pour sa contribution exceptionnelle au développement du BEGE (Bulletin of Engineering Geology and the Environment). Le deuxième récipiendaire fut Giorgio Lollino, en 2016, pour les actions conduites depuis de nombreuses années pour promouvoir la Géologie de l'Ingénieur à travers la publication des travaux de diverses commissions, pour l'organisation du XII^e congrès de l'AIGI à Turin et pour avoir contribué activement au développement du site Web de l'AIGI. A sa demande, la médaille lui fut remise en 2018 à Paris, dans le cadre du musée de Minéralogie de l'École des Mines, si cher à Marcel Arnould.

Le troisième récipiendaire est Louis Primel dont l'action pour l'AIGI fut exceptionnelle depuis la création de l'AIGI, accompagnant Marcel Arnould dans nombre d'actions conduites pour l'association internationale. Il fut tout spécialement Secrétaire général de l'AIGI de 1981 à 1998 et rédacteur en chef du Bulletin de 1982 à 1998.

Marcel Arnould fut le fondateur du CFGI, groupe français de l'AIGI. Aussi, à travers lui, le CFGI est particulièrement honoré par la création de cette médaille.

4. SÉANCES TECHNIQUES ET AUTRES MANIFESTATIONS NATIONALES

Pour montrer la vitalité et la richesse des échanges au sein d'une association régie par la loi du 1^{er} juillet 1901, déclaré d'utilité publique et qualifiée parfois de « société savante », nous présentons ici la liste des séances techniques et des manifestations nationales organisées ou co-organisées par le CFGI durant un demi-siècle : 1968-2018. Une liste détaillée est donnée en Annexe 2 de cet ouvrage. Signalons aussi que, depuis 2001, il est possible de trouver sur le site dédié au CFGI (www.cfgi-geologie.fr) le programme de ces séances ainsi que les présentations des auteurs dans un format téléchargeable, de même que diverses informations relatives aux activités du CFGI.

Séances techniques

À raison de 4 séances techniques par an, en moyenne, cela représente 200 thèmes abordés et donc plusieurs centaines de conférenciers. Ces derniers, sollicités par les membres du Conseil, sont issus de divers milieux professionnels ou académiques. Ils apportent leurs compétences dans des exposés suivis de discussions avec l'auditoire. Le CFGI veut exprimer ici sa reconnaissance à l'égard de ces conférenciers. Soulignons également que des contacts avec des étudiants présents à ces séances débouchent parfois sur des propositions de stages.

Les séances techniques ont été réparties ci-dessous en fonction des thèmes abordés selon les grands secteurs d'application de la géologie de l'ingénieur tels que définis dans la plaquette de présentation du CFGI :

Ressources naturelles : 18 séances, 11 % des séances

- Recherche de gisements et estimation des réserves : enrochements, granulats, minéraux industriels, roches ornementales, etc. ;
- Caractérisation minéralogique, physique, mécanique ou chimique des matériaux de viabilité et de construction, en relation avec leur usage ;
- Exploitation de mines et carrières, à ciel ouvert ou en souterrain ;
- Réhabilitation des anciens sites de mines et carrières : remodelage du terrain, stabilité des talus à long terme, risques de pollution des nappes et des sols, etc. ;
- Valorisation des ressources en eaux souterraines.

Construction : 15 séances, 10 % des séances

- Cartographie géologique et géotechnique pour l'aménagement (SIG, modélisation 2D et 3D, etc.), typiquement à des échelles allant de 1/1000 à 1/10 000 ;
- Traitements des sols, fondations des bâtiments et ouvrages de génie civil ;
- Drainage et rabattement de nappes, étanchement, injections ;

- Conservation du patrimoine et des monuments historiques, notamment altération des pierres en œuvre ou des bétons anciens.

Voies de communication : 23 séances, 15 % des séances

- Reconnaissance et étude des tracés d'infrastructures linéaires : routes et autoroutes, voies ferrées, canaux, etc. ;
- Tunnels routiers et ferroviaires : implantation des têtes, optimisation du tracé, aléas géologiques ou hydrogéologiques à redouter, etc. ;
- Ouvrages d'art, murs de soutènements ;
- Voies navigables, ports et écluses, structures off-shore : fondations, déroctage, etc.

Énergie : 14 séances, 9 % des séances

- Énergies renouvelables : implantation et fondation d'éoliennes à terre et en mer ;
- Géothermie à faible et moyenne profondeur ;
- Réseaux d'alimentation et de distribution, oléoducs ;
- Barrages (implantation, fondations, appuis, etc.) et galeries hydrauliques ;
- Stockages souterrains : hydrocarbures, chaleur, air comprimé, etc. ;
- Centrales thermiques et nucléaires : fondations, risques naturels.

Environnement et études de risques : 44 séances, 27 % des séances

- Études d'impact : effets des projets sur la stabilité des terrains, sur la qualité des sols et des eaux, etc. ;
- Cartographie des aléas et risques naturels, plans de prévention des risques ;
- Prévention et traitement des mouvements de terrain (glissements, éboulements, coulées boueuses, effondrements, etc.) : stabilité des versants et des cavités naturelles ou anthropiques ;
- Digue et aménagements de cours d'eau : matériaux constitutifs, fondation, risques d'érosion, etc. ;
- Recul des côtes à falaise, défense des côtes ;
- Vibrations (abattage à l'explosif, brise-roche, etc.) et séismes (effets de site, liquéfaction, mouvements de terrain induits, etc.) ;
- Stockages des déchets en surface et en souterrain ;
- Diagnostics de sites et sols pollués, dépollution des sols et des nappes d'eau souterraines.

À ces 5 grandes catégories, il faut ajouter des thématiques plus géologiques (Quaternaire, néotectonique, sols argileux, etc.), ou axées sur le développement de méthodes de reconnaissance (télétection, prospection géophysique, etc.). Il faut noter aussi l'individualisation récente dans le grand thème des risques naturels

de plusieurs séances concernant les conséquences du changement climatique : changement climatique et montagne, changement climatique et littoral, processus de retrait-gonflement des sols argileux et dommages aux constructions, éboulements rocheux.

Par ailleurs, plusieurs séances (10 à 15%) concernent plusieurs thématiques. C'est le cas des séances consacrées aux exposés des candidats au prix Jean Goguel (voir ci-après) ou de celles consacrées aux retours d'expérience de chantiers importants. Il est à noter que cette dernière catégorie de séance est particulièrement appréciée par les nombreuses promotions d'étudiants (Licence et Master) qui assistent régulièrement à nos séances techniques. En effet, quelques membres du Conseil du CFGI enseignant dans des écoles d'ingénieur ou à l'université, le calendrier de ces séances est pris en compte dans l'emploi du temps de leurs enseignements.

Journées techniques régionales et visites de chantier

Parmi les manifestations habituelles organisées par le CFGI, il faut aussi rappeler l'existence des « Journées techniques régionales » et des « Visites de chantier ». C'est un credo partagé par tous les géologues, géo-scientifiques et géotechniciens que la Géologie de l'ingénieur est aussi une discipline scientifique et technique qui progresse grâce aux retours d'expérience, par la pratique du terrain géologique et celle des chantiers. Malgré des difficultés d'organisation et la nécessité de dégager plusieurs journées dans des emplois du temps toujours très chargés, le CFGI a maintenu l'organisation de ces journées techniques régionales et de ces visites de chantier. Pendant les cinquante ans passés, une quarantaine de sorties ont pu être organisées dans toutes les régions françaises avec des centres d'intérêt mêlant géologie fondamentale (avec l'aide de collègues géologues enseignant dans les universités voisines) et travaux d'ingénierie (avec la participation de professionnels de bureaux d'études ou d'entreprises locales). Nous citerons en particulier :

- le Nord-Pas-de-Calais (6 fois), sur le tunnel sous la Manche, des problématiques littorales, de carrières souterraines, d'après-mine et sur la construction du Grand Stade Lille Métropole ;
- les Alpes (5 fois), sur des problématiques de glissements de terrain (Séchilienne, Le Billan), de grands barrages, de travaux autoroutiers, du projet ferroviaire Lyon-Turin et d'aménagements en stations ;
- l'Ouest (4 fois), sur les problématiques de l'usine marémotrice de la Rance, de la baie du Mont-Saint-Michel et de la stabilité des falaises de craie et des marnières en Normandie ;
- l'Ile-de-France (4 fois), sur des problématiques de carrières souterraines en site urbain (Paris, Meudon, Pontoise, Laon) ;
- Midi-Pyrénées (4 fois), à Toulouse (AZF), Salsigne, viaduc de Millau, tunnel du Perthus, site minier d'Escaro ;
- l'Est (3 fois), sur les problématiques d'anciens sites miniers en Lorraine, sur les crayères de Champagne et la montagne de Reims ;

- La région PACA (2 fois), à Marseille et Fos, sur les sites du barrage de Malpasset et du versant instable de La Clapière.

Les visites de chantiers sont organisées aussi souvent que possible et sont programmées aux moments les plus intéressants du déroulement de ces chantiers. Les principales visites à signaler concernent, pour la province, les études ferroviaires et travaux de la ligne LGV est-européenne et la ligne LGV-SEA Tours-Bordeaux, les travaux autour du Grand Stade de Lille, la visite du métro de Rennes. Pour la région parisienne, l'aspect carrière a été abordé à la carrière souterraine de Meudon et à Cormeilles-en-Parisis. Concernant le métro, la ligne 4 a été visitée deux fois : en 2009 pour la prolongation de la ligne entre la Porte d'Orléans et la Mairie de Montrouge, puis en 2017 pour son prolongement jusqu'à Bagneux. Il est clair que les travaux du Grand Paris vont permettre à l'avenir l'organisation de visites multiples sur les nombreuses lignes de métro en cours de percement.

Organisation conjointe d'événements

Le CFGI a été, dès sa création, ouvert à l'organisation conjointe d'événements avec les sociétés « sœurs » que sont le CFMR (Comité Français de Mécanique des Roches) : 15 fois, et le CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique) : 11 fois.

Par ailleurs, ces chiffres ne tiennent pas compte des JNGG (Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur) organisées régulièrement par les 3 comités : CFGI, CFMR et CFMS (voir ci-après).

À ces rencontres régulières, il y a lieu d'ajouter d'autres événements co-organisés avec d'autres associations ou sociétés, comme ceux organisés avec la SIM (Société de l'Industrie Minérale), l'AFTES (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain), la SGF (Société Géologique de France), l'AFPS (Association Française du génie Parasismique), le CFH (Comité Français d'Hydrogéologie), l'AGAP (Association pour la qualité en Géophysique Appliquée), le CFGB (Comité Français des Grands Barrages), le CFG (Comité Français des Géosynthétiques).

Il est à noter aussi des rapprochements avec nos sociétés-sœurs européennes comme la société belge SBGIMR (Société Belge de Géologie de l'Ingénieur et de Mécanique des Roches), en 2013 sur le thème des carrières souterraines et des karsts, puis en 2018 sur le thème de l'après mine.

Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur

Sous l'égide des Comités Français de Mécanique de Sols (CFMS), du Comité de Mécanique des Roches (CFMR) et du Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement (CFGI), les Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur se déroulent tous les deux ans (les années paires), sur un site différent,

avec à chaque édition un thème différent. Jean-Paul Tisot a été à l'initiative de la première édition des JNGG en 2002, à Nancy.

Les 9 éditions sont présentées ci-dessous, avec année, dates, lieu, et thème.

- 2002 (8 et 9 octobre), Nancy. *Optimisation de l'insertion des ouvrages dans le sol et le sous-sol.*
- 2004 (28-30 juin), Lille-Villeneuve d'Ascq. *Géotechnique et aménagement des friches industrielles. Géotechnique côtière. Après-mine.*
- 2006 (27-29 juin), Lyon. *Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement.*
- 2008 (18-20 juin), Nantes. *Insertion des grands ouvrages dans leur environnement.*
- 2010 (7-9 juillet), Grenoble. *Infrastructures, développement durable et énergies.*
- 2012 (4-6 juillet), Bordeaux. *Espaces urbains, ruraux, souterrains et littoraux.*
- 2014 (8-10 juillet), Beauvais. *Observer, modéliser, décider.*
- 2016 (6-8 juillet), Nancy. *Analyser, concevoir et aménager dans la durée.*
- 2018 (13-15 juin), Champs-sur-Marne. *Ressources et aménagements : quelles limites ?*

La dernière session 2018 est dans la droite ligne des sessions précédentes. Organisée sur le thème : « Ressources et aménagement : quelles limites? », elle souligne le fait que toute action anthropique d'exploitation des ressources, d'aménagement ou de construction de nouvelles infrastructures ne doit pas mettre en cause de façon irréversible l'environnement naturel et social. Institutions d'enseignement et de recherche, bureaux d'étude et entreprises sont conviés à dépasser des pratiques anciennes, à intégrer les nouvelles connaissances acquises dans nos domaines scientifiques et techniques, à faire preuve d'innovation dans l'optimisation des projets.

Les sessions thématiques portent sur :

- Reconnaissance et auscultation des sites et des ouvrages ;
- Matériaux et géomatériaux : caractérisation et modélisation ;
- Modèles numériques et physiques ;
- Conception, réalisation et durabilité des ouvrages géotechniques ;
- Analyse et gestion des risques ;
- Massifs rocheux, géothermie, ressources, déchets ;
- Environnement, risques naturels et anthropiques, enjeux sociétaux ;
- Sollicitations cycliques et dynamiques ;
- Travaux maritimes et fluviaux, géotechnique offshore ;
- Grands ouvrages, patrimoine ;

- Amélioration et renforcement des sols et des roches ;
- Infrastructures linéaires ;
- Grand Paris.

Signalons aussi que, cette année encore, le comité d'organisation des JNGG a confié à Solscope l'organisation de son exposition. Celle-ci permet des échanges entre chercheurs et ingénieurs en activité sur les thématiques propres aux trois sociétés CFGI, CFMR et CFMS.



Géologie de l'ingénieur et littoral. Journées techniques régionales : vallée de la Rance, PPRI de Saint-Malo, baie du Mont-Saint-Michel. Septembre 2013



Industries extractives, réaménagements de carrières : visite organisée par le CFGI à la carrière de Cormeilles-en-Parisis (Val-d'Oise), Octobre 2014

5. LE PRIX JEAN GOGUEL

Le Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement décerne tous les deux ans le prix Jean Goguel, en mémoire de cet ingénieur géologue d'exception qui fut le premier président du CFGI. Ce prix est ouvert à de jeunes professionnels ou chercheurs œuvrant dans le domaine de la Géologie de l'ingénieur et de l'environnement.

Conditions de candidatures

Peuvent concourir : d'une part, des chercheurs qui ont soutenu ou auront soutenu leur thèse de doctorat avant le 1^{er} janvier de l'année en cours et d'autre part, de jeunes professionnels souhaitant présenter les résultats de leurs travaux. La limite d'âge est de 35 ans le 1^{er} janvier de l'année. La candidature d'un binôme est autorisée, chaque auteur respectant les conditions précisées.

Le sujet présenté doit être relatif aux applications de la géologie dans l'un des domaines d'application de la Géologie de l'ingénieur : ressources naturelles, construction, voies de communication, énergie, environnement et études de risques.

Jury

Le prix est placé sous la responsabilité d'un jury de six à huit membres, comprenant un examinateur étranger de renom, des membres du Conseil du CFGI dont le président en exercice. Il est présidé par un membre du Conseil du CFGI. Les présidents de jury successifs ont été Marcel Arnould (de 1997 à 2005), Jean-Paul Tisot (en 2008), Jean-Louis Durville (en 2010), Roger Cojean (en 2012 et 2014), Guilhem Devèze (en 2016 et 2018).

Organisation

Chaque candidat doit envoyer, pour la mi-janvier, un titre et un résumé d'une page de son projet de communication. Le jury procède à une présélection des candidats. Les candidats retenus doivent envoyer une communication en français, de 15 pages environ, respectant les consignes fournies par le règlement du prix. Le jury fait une deuxième sélection, retenant 3 à 6 candidats pour une présentation orale.

Le lauréat est choisi à l'issue des présentations orales devant le jury, à l'occasion d'une séance extraordinaire du CFGI, courant mai de l'année en cours.

Le montant actuel du prix est de 2000 euros et, depuis 2008, il est remis officiellement après une nouvelle présentation orale au cours des JNGG (Journées Nationales de Géotechnique et Géologie de l'Ingénieur), en juin ou juillet. Le texte du lauréat est publié dans une revue internationale, en général le Bulletin de l'AIGI (BEGE : Bulletin of Engineering Geology and the Environment).

Prix Jean Goguel 1997

Lauréat : Philippe Quéméneur

Titre de l'exposé : Mise en relation des caractéristiques géologiques et géomécaniques de la couverture sédimentaire superficielle en milieu offshore profond.

Résumé : A partir de campagnes océanographiques réalisées dans le golfe de Guinée, comportant des prélèvements de carottes et des acquisitions de données géophysiques, une description synthétique des sédiments superficiels présents sur le talus continental est réalisée. Des essais géotechniques en laboratoire complètent ces investigations. Un état sous-consolidé des sédiments est mis en évidence. Les relevés géophysiques indiquent l'existence de figures d'expulsion de fluides et de zones de sédiments superficiels chargés en gaz. Un réflecteur acoustique profond de trente mètres est interprété comme une surface de glissement potentiel. L'impact de différents modes d'action des fluides interstitiels sur la stabilité des sédiments est analysé. Néanmoins, une meilleure connaissance des processus gravitaires dans la zone de talus continental étudiée passerait par l'étude locale des phénomènes identifiés et l'acquisition de mesures in situ : mesures de la fraction gazeuse, des excès de pression interstitielle et des contraintes effectives verticales.

Prix Jean Goguel 1999

Lauréate : Isabelle Bonnet-Staub

Titre de l'exposé : Une méthodologie d'analyse et de cartographie de l'aléa « initiation de laves torrentielles » – application au torrent du Bragousse (France).

Résumé : L'occurrence des laves torrentielles résulte de la conjonction de multiples facteurs de prédisposition, en rapport notamment avec la géologie, la géomorphologie et l'hydrogéologie, le facteur de déclenchement étant le plus souvent l'eau apportée par de violents orages. L'étude de nombreux dépôts de laves torrentielles de provenances variées dans les Alpes françaises a permis de déterminer l'existence de deux familles de laves torrentielles, les laves à matrice cohésive et les laves à matrice granulaire, dont la distinction est basée sur plusieurs critères granulométriques définis sur le matériau écrêté à 20 mm. L'étude des zones sources a permis d'identifier les facteurs de prédisposition à l'initiation des laves torrentielles : pente topographique, types de formations géologiques, érodabilité et mouvements de masse, granularité et volumes mobilisables. La cartographie de chacun de ces facteurs conduit à l'élaboration d'une carte de synthèse ou carte « d'aptitude à l'initiation des laves torrentielles ».

Publication : BEGE, 2001, Vol 59, N°4, 319-327.

Prix Jean Goguel 2001

Lauréat : Jérôme Sterpenich

Titre de l'exposé : Cristallochimie des produits d'altération des vitraux médiévaux : applications au vieillissement des déchets vitrifiés.

Résumé : Les vitraux médiévaux, altérés à même les verrières ou exhumés lors de fouilles archéologiques, fournissent un excellent analogue pour suivre le comportement à long terme de déchets vitrifiés altérés en conditions naturelles. Ils permettent en effet d'étudier l'influence des conditions d'altération et de la composition du verre sur sa dissolution, et de déterminer les cinétiques de dissolution des éléments piégés dans le verre sur des périodes de plus d'un millénaire. Ce travail montre de plus que la dissolution des verres silico-calciques et alcalins est incongruente et que la minéralogie des pellicules d'altération joue un rôle primordial quant au comportement à long terme des déchets vitrifiés, puisque même si le verre s'altère, les produits secondaires peuvent, dans certains cas, piéger la majorité des éléments polluants.

Publication : BEGE, 2002, Vol 61, N°2, 179-193.

Prix Jean Goguel 2003

Lauréat : Nicolas Pollet

Titre de l'exposé : Contribution à l'analyse des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur par la comparaison des matériaux sources et des dépôts. Exemples alpins.

Résumé : Cette étude est relative aux mouvements gravitaires de grandes masses rocheuses, mobilisant des volumes de plusieurs millions ou dizaines de millions de m³, avec des vitesses extrêmement rapides. La découverte de dépôts anciens permet une étude d'affleurements révélant des processus de transformations physiques du matériau au cours du transport, figés dans les dépôts lors de l'arrêt de la masse rocheuse. Une comparaison des différents cas, classés suivant leurs paramètres géométriques et le type d'environnement dans lequel ils se sont produits, met en évidence des effets d'échelle et l'existence de phénomènes particuliers de propagation. Trois sites alpins de mouvements gravitaires, datés post-Würm, ont été étudiés : l'avalanche de roches de La Madeleine (Savoie, France), le glissement rocheux de Flims (Grisons, Suisse) et le glissement rocheux de Köfels (Tyrol, Autriche). Une comparaison des différents processus mis en évidence dans les dépôts de ces trois cas, par une analyse multidisciplinaire, permet de proposer une synthèse du mode de propagation et de dépôt de ces masses rocheuses de grande ampleur.

Publication : BEGE, 2004, Vol 63, N°4, 353-365.

Prix Jean Goguel 2005

Lauréat : Frédéric Cappa

Titre de l'exposé : Rôle des fluides dans le comportement hydrodynamique des roches fracturées hétérogènes : Caractérisation in situ et modélisation numérique.

Résumé : Les processus de couplages hydromécaniques dans un massif rocheux fracturé sont étudiés à travers des expérimentations in situ et des simulations numériques. L'approche expérimentale consiste à mesurer simultanément la pression de fluide et le déplacement mécanique en différents points d'un réservoir carbonaté tout en contrôlant les conditions aux limites hydrauliques. Ces mesures sont analysées par modélisation couplée hydromécanique. A l'échelle du massif, mesures et modèles montrent que le couplage hydromécanique est contrôlé par un comportement hydraulique de double perméabilité de fractures associé à un comportement mécanique de double rigidité de fractures. A l'échelle de la fracture unique, des mesures dynamiques par capteurs à fibre optique sont réalisées. A partir de ces données in situ, les paramètres hydromécaniques des fractures et de la matrice rocheuse sont rétro-analysés par les modèles numériques. Ces modélisations montrent que la réponse hydromécanique de la fracture pressurisée est fortement dépendante de la raideur normale et de l'ouverture hydraulique de la fracture, de la raideur de la matrice rocheuse et de la géométrie du réseau de fractures.

Publication : BEGE, 2006, Vol 65, N°3, 321-337.

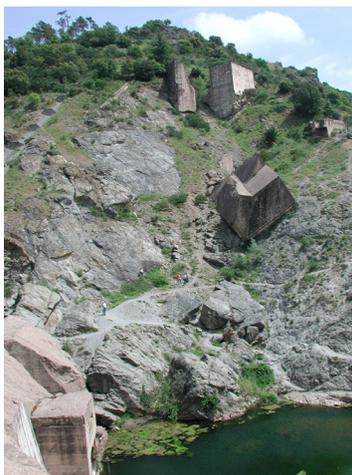
Prix Jean Goguel 2008

Lauréate : Mathilde Koscielny

Titre de l'exposé : Impacts des aménagements en montagne sur les processus hydrologiques et l'évolution géodynamique des versants (Les Arcs, Savoie).

Résumé : Colonisant des milieux de plus en plus extrêmes, l'homme défie les limites autrefois imposées par la nature. En outre, il accroît sa vulnérabilité en s'exposant plus directement aux aléas naturels, mais surtout, il génère une charge croissante sur son environnement, et dans une certaine mesure, amplifie l'intensité du risque pour lui-même. Cette étude a pour objectif d'identifier les facteurs et processus à l'origine du déclenchement des laves torrentielles sur le versant des Arcs et, plus particulièrement, de mettre en rapport le développement de l'activité anthropique et l'occurrence de ces phénomènes destructeurs. Une approche progressive de l'aléa a été développée, les contextes géologique, géomorphologique, hydrogéologique et climatique du site étant pris en compte. Cette analyse est complétée par l'étude des transformations induites par l'homme sur le milieu. En particulier, leur influence sur l'hydrologie des torrents est mise en évidence, prenant appui sur des modélisations.

Publication : BEGE, 2008, Vol 67, N°4, 585-595.



Sites de mémoire et lieux de visites. Rive gauche du barrage de Malpasset (Var) - rupture en 1959. Des retours d'expérience à valoriser pour le CFGI. Photo J-M Le Cléac'h



Des ouvrages d'exception et une actualité des chantiers à suivre pour le CFGI : le viaduc de Millau en construction. Juillet 2003. Photo J-A Fleurisson



Géologie de l'ingénieur et versant instable : le glissement du Chambon et le lac du barrage. Décembre 2017. Photo © SAGE

Prix Jean Goguel 2010

Lauréat : Olivier Le Roux

Titre de l'exposé : Caractérisation de l'évolution géomorphologique de la basse vallée de la Romanche (Isère, France) en relation avec les instabilités gravitaires de ses versants rocheux.

Résumé : La basse vallée de la Romanche est localisée au sud du massif cristallin externe de Belledonne. Les versants de cette vallée glaciaire présentent de nombreux indices de déstabilisations gravitaires, dont un mouvement majeur des Alpes françaises, le mouvement de Séchilienne. Afin d'évaluer les facteurs prédominants dans l'initiation de ces instabilités et d'obtenir une vue spatio-temporelle des processus en action, une étude multidisciplinaire combinant des données géologiques, morphologiques, géophysiques et chronologiques a été menée à plusieurs échelles spatiales. Cette étude a montré l'importance de l'héritage litho-structural et de l'érosion glaciaire sur la localisation des instabilités gravitaires. À ces facteurs internes et préparatoires, s'ajoute le facteur externe hydrologique apparaissant comme déclencheur de ces instabilités.

Publication : BEGE, 2011, Vol 70, N°3, 483-495.

Prix Jean Goguel 2012

Lauréate : Marie Chrétien

Titre de l'exposé : Compréhension des mécanismes de retrait-gonflement des sols argileux : approche sur site expérimental et analyse de sinistres sur constructions individuelles.

Résumé : L'aptitude des sols au retrait-gonflement est analysée, avec en perspective l'étude des interactions sol-bâti. Le site de Pessac (Gironde) a fait l'objet d'investigations détaillées. Une caractérisation minéralogique et géotechnique de la formation de Brach y a été réalisée avec des essais de laboratoire et des essais *in situ*. Une station expérimentale a été mise en place afin d'étudier les processus de retrait-gonflement au travers du suivi des profils hydriques des sols. Les variations saisonnières de teneur en eau dans le massif de sol argileux hétérogène ont été suivies à partir de mesures de tomographie de résistivité électrique (TRE), avec correction des effets de la température du sol. Les données retirées de cette station sont présentées et discutées. Des conclusions quant à la prise en compte de l'aléa retrait-gonflement des sols argileux dans l'acte de construire sont présentées.

Prix Jean Goguel 2014

Lauréat : Pierre Assali

Titre de l'exposé : Modélisation géostrucurale 3D de parois rocheuses par lasergrammétrie et photogrammétrie terrestres en milieu ferroviaire.

Résumé : Les instabilités rocheuses situées le long du réseau ferré national représentent un risque réel pour la sécurité ferroviaire. Le projet présenté dans cet article a pour objectif d'optimiser la méthodologie de caractérisation géostrucurale permettant d'aboutir à une meilleure connaissance du massif rocheux et une meilleure gestion des aléas associés. Pour cela, les affleurements rocheux sont étudiés grâce à l'utilisation conjointe de données tridimensionnelles denses et d'images numériques 2D acquises par lasergrammétrie et photogrammétrie terrestres. Au moyen d'un processus semi-automatique et/ou par un traitement manuel assisté, l'analyse des nuages de points et des photographies permet d'accéder aux principaux paramètres quantitatifs caractérisant la structure des parois. L'ensemble des développements réalisés a été intégré au sein d'un outil de modélisation fonctionnel : GAIA-GeoRoc. Il apporte aux géologues une donnée tridimensionnelle massive et il permet d'améliorer la connaissance du patrimoine rocheux sans engager la sécurité du personnel (mesures sans contact) ni réduire la capacité de la ligne.

Publication : BEGE, 2015, Vol 74, N°4, 1255-1265.

Prix Jean Goguel 2016

Lauréate : Julie D'Amato

Titre de l'exposé : Apport d'une base de données d'éboulements rocheux obtenue par scanner laser dans la caractérisation des processus de rupture.

Résumé : L'étude de la rupture des masses rocheuses, conduisant aux éboulements rocheux, est primordiale dans l'évaluation des risques. Cependant, les incertitudes liées à l'impossibilité d'accéder à l'intérieur du massif sont importantes et l'évaluation quantitative du risque est donc très difficile. Une base de données d'éboulements rocheux la plus exhaustive possible (volumes supérieurs à 0,1 m³) a été établie pour une paroi rocheuse active dominant l'agglomération grenobloise. La combinaison de données de scanner laser et de photographie a permis de comprendre les configurations préférentielles de rupture, en lien avec la structure, la morphologie et l'évolution des falaises. Puis, les facteurs, notamment météorologiques, déclenchant des éboulements rocheux ont été étudiés. Les nuages de points issus du scanner laser ont permis de reconstituer la falaise et les compartiments éboulés en 3D. Les données de surface des falaises, ainsi que des informations sur la localisation, les dimensions, le mécanisme de rupture propre à chaque compartiment ont été analysées pour caractériser l'évolution morphologique des falaises étudiées.

Publication : BEGE, First Online 17 mars 2017, 16p.

Prix Jean Goguel 2018

Lauréats : Romain Jatiault et Florent Da Costa

Titre de l'exposé de Romain Jatiault : Les émanations naturelles d'hydrocarbures lourds depuis les sédiments vers l'hydro-atmosphère : approche intégrée multi-échelle dans le bassin profond du Bas-Congo.

Résumé : Les hydrocarbures générés au sein des formations sédimentaires peuvent être expulsés vers l'hydro-atmosphère et la compréhension de ces phénomènes revêt des enjeux sociétaux, écologiques, biologiques et économiques pour l'industrie pétrolière. Comprendre les modes de fonctionnement de ces processus, depuis la mobilisation des hydrocarbures dans les sédiments jusqu'à l'exutoire en fond de mer, puis en surface de la mer, est fondamental. Le bassin profond du Bas-Congo constitue une marge passive affectée par une forte déformation salifère à l'origine de nombreux chemins de migration pour la remontée des hydrocarbures vers le fond de la mer, puis vers l'hydro-atmosphère. Ces phénomènes ont été étudiés au travers des marqueurs géophysiques associés à leur migration à travers les sédiments, par l'analyse de données de courantométrie et par l'imagerie spatiale. Des chapelets de dépressions de fortes amplitudes identifiées à partir des données de sismique 3D, localisés sur le pourtour des diapirs de sel et des regroupements de monticules composés d'asphaltes en périphérie ont été identifiés. Ces résultats multidisciplinaires éclairent d'un jour neuf les structures associées aux émanations d'hydrocarbures lourds et ouvrent de nombreuses perspectives de recherche.

Titre de l'exposé de Florent Da Costa : Projet MIGA. Une nouvelle galerie atypique pour détecter les ondes gravitationnelles : construction et évolution du modèle géologique intégré à la conception géotechnique de l'ouvrage et au management des risques.

Résumé : La conception de la nouvelle galerie expérimentale du LSBB (ou galerie MIGA) a nécessité l'élaboration d'un modèle géologique approfondi du site. L'article détaille la démarche adoptée pour construire ce modèle : d'abord à partir d'une analyse tenant compte de la géologie régionale et du retour d'expérience du creusement du laboratoire, puis en intégrant les résultats de deux sondages carottés complémentaires de grande longueur. Les apports du modèle dans la connaissance du contexte structural du LSBB sont également commentés en le confrontant à plusieurs modèles existants fournis comme données d'entrée pour l'étude. Enfin, les principes d'utilisation du modèle géologique pour la conception géotechnique de l'ouvrage sont présentés. Ce volet englobe la description de la méthodologie mise en place pour l'analyse des risques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du projet.

6. ACTIVITÉ ÉDITORIALE DU CFGI

Le CFGI a développé une activité éditoriale variée au cours de ses 50 ans d'existence au sein du Bulletin de l'AIGI (BEGE : Bulletin of Engineering Geology and the Environment), de la Revue Française de Géotechnique (RFG) et de la Revue Géologues.

Les membres du CFGI, parmi d'autres, sont invités à soumettre des publications à ces trois revues.

Le Bulletin de l'AIGI (BEGE)

En tant que groupe français de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement, le CFGI a participé activement à la réalisation et l'édition du Bulletin de l'AIGI (BEGE), Journal officiel de l'AIGI. Selon les statuts de l'Association, le but du Bulletin est de promouvoir, à l'international, les nouvelles connaissances et techniques se développant dans le domaine de la Géologie de l'ingénieur. Dès l'origine, la présentation d'études de cas a été privilégiée, permettant d'apprendre à partir d'événements passés et de tirer parti des retours d'expériences. Le Bulletin est bilingue (anglais et français), en accord avec les statuts de l'Association qui précisent que l'anglais et le français sont les deux langues officielles de l'AIGI.

A sa création, en 1970, la réalisation du Bulletin était gérée par un petit groupe comprenant plusieurs membres du CFGI de l'époque, principalement Marcel Arnould et Louis Primel. Marcel Arnould fut le rédacteur en chef du Bulletin de 1970 à 1973 (Il fut aussi Secrétaire général de l'AIGI de 1964 à 1972, puis Président de l'AIGI de 1972 à 1978). Louis Primel fut le rédacteur en chef du Bulletin de 1982 à 1998 (Il fut aussi Secrétaire général de l'AIGI de 1981 à 1998). Plus tard, Roger Cojean fut co-rédacteur du Bulletin, de 1998 à 2015, Brian Hawkins (UK) puis Martin Culshaw (UK) étant successivement rédacteurs en chef. Jean-Alain Fleurisson est actuellement co-rédacteur depuis 2015, Martin Culshaw étant rédacteur en chef. Plusieurs membres des Conseils du CFGI ont participé au Comité de rédaction du Bulletin, Jean-Louis Durville actuellement. Enfin, nombreux sont, parmi les membres du Conseil du CFGI, ceux qui ont joué le rôle de relecteurs pour des articles soumis au Bulletin.

En 1998 Springer est devenu l'éditeur du Bulletin. Quatre numéros paraissent par an. Chaque numéro présente une trentaine d'articles, totalisant 400 à 500 pages, avec de nombreuses illustrations en couleurs. La soumission des articles et la gestion du Bulletin se fait en ligne depuis 2012. Un facteur d'impact a été attribué au Bulletin en 2007. Ce facteur a augmenté régulièrement pour croître fortement ces trois dernières années et atteindre 1,90 en 2016, plaçant le Bulletin parmi les meilleures revues scientifiques du domaine.

La Revue Française de Géotechnique (RFG)

La Revue Française de Géotechnique est parrainée depuis sa fondation par les trois comités CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique), CFMR (Comité Français de Mécanique des Roches) et CFGI (Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement), auxquels s'est adjoint plus récemment le CFG (Comité Français des Géosynthétiques). La revue vise à produire des publications de qualité en français, dans les domaines des sciences de la Terre, de la géotechnique et de la géomécanique appliquées aux sols et aux roches. Plusieurs membres du CFGI ont participé ou participent au Comité de rédaction et au Comité de lecture de la revue, avec actuellement Jean-Louis Durville, rédacteur en chef adjoint.

La réalisation de numéros spéciaux thématiques est l'occasion de favoriser les échanges scientifiques et les débats entre les trois comités. Le CFGI y a contribué ces dernières années, spécialement au travers de certains de ses membres assurant le rôle de « co-rédacteur-en chef invité » pour trois numéros spéciaux thématiques : le N° 95-96, en 2001, sur le thème « *Mouvements de versants* », le N° 120-121, en 2007, sur le thème « *Sécheresse géotechnique* » et le N° 131-132, en 2010, sur le thème « *Retours d'expériences sur des événements catastrophiques à caractère géologique et géotechnique en Europe* », le CFGI étant associé dans ce dernier cas au CFMR.

La Revue Géologues

La revue Géologues, revue officielle de la Société Géologique de France – Géosciences appliquées, à parution trimestrielle, se présente comme une revue professionnelle couvrant un large éventail de sujets en sciences de la Terre, avec des numéros thématiques (risques naturels, géotechnique, patrimoine, énergie, développement durable, déchets radioactifs) et des numéros « régionaux » (Europe, France métropolitaine, Dom-Tom, Maroc, etc.). La publication est composée d'articles de synthèse et s'adresse à un large public : professionnels, chercheurs, enseignants, décideurs. Il est naturel que le CFGI, de par sa mission première, apporte sa contribution à la revue. C'est le cas, en particulier par la participation de certains des membres du Conseil au Comité de rédaction de la revue : actuellement Marc Brisebarre, Marianne Chahine et Denis Fabre pour la section Géologie de l'ingénieur.

Une collaboration plus formelle entre le CFGI et la SGF a été instituée par Gérard Sustrac, alors rédacteur en chef, pour la réalisation de deux numéros spéciaux : le N° 182, en 2014, sur le thème : « *Risques naturels : retours d'expérience sur la prévention et la gestion des catastrophes* » et le N° 184, en 2015, sur le thème « *Risques d'inondation et littoraux* ». En 2016, un numéro spécial, le N° 188, édité à l'occasion des 50 ans de la revue a permis de rassembler un grand nombre d'articles sur le thème des « *Méthodes géotechniques employées dans les aménagements et constructions* ». Plusieurs membres du Conseil du CFGI y ont participé. Ce numéro a été introduit par Marc Blaizot, actuel rédacteur en chef et Aline Quenez, présidente du CFGI. L'importance de la géologie et de la géologie de l'ingénieur dans l'élaboration des projets d'aménagement y est soulignée, en particulier au travers de la notion

de modèle géologique et géotechnique. En mars 2018, un numéro spécial sur « *Les stockages souterrains* », le N°196, a été introduit par Marc Blaizot, Aline Quenez, présidente du CFGI et Jean Sulem, président du CFMR.



Journées techniques régionales dans la Marne. Montagne de Reims, crayères de Champagne. Septembre 2016



Prolongement de la ligne 4 RATP à Bagneux (Hauts-de-Seine) : visite de chantier organisée par le CFGI. Décembre 2017

7. MANIFESTATIONS INTERNATIONALES ORGANISÉES PAR LE CFGI

Au cours de ses 50 ans d'activités, le CFGI a organisé ou parrainé de multiples congrès et symposiums internationaux ou des journées internationales. Ici sont rappelés, organisés par le CFGI, les symposiums internationaux Géoconfinement (*Géologie et confinement des déchets toxiques*) et Géoline (*Géologie et ouvrages linéaires*) ainsi que la Journée scientifique internationale Marcel Arnould.

Le Symposium Géoconfinement

Le CFGI, associé au BRGM (Bureau de Recherches Géologiques et Minières), a organisé le symposium international Géoconfinement qui s'est déroulé au Palais des Congrès Corum de Montpellier du 8 au 11 juin 1993, avec pour objectif de traiter de *Géologie et confinement des déchets toxiques*. Ce symposium reçut le parrainage de l'AIGI, de l'Unesco et des Nations Unies pour l'environnement et des ministères français de l'Environnement, de l'Équipement, de l'Industrie, de la Recherche. Il fut également soutenu par le Conseil Général de l'Hérault et la Ville de Montpellier représentée par son maire G. Frêche. Il rassembla près de 450 personnes.

L'organisation du Symposium et son déroulement

Le Comité d'organisation était composé de Philippe Mazure (BRGM), Roger Struillou (École des Mines de Paris), Daniel Pfefer (Simecsol, Président en exercice du CFGI), Michel Barrès (BRGM, Secrétaire général), Daniel Deprez (Trésorier) et cinq membres supplémentaires répartis entre BRGM et CFGI.

La définition des thèmes du Symposium, le recueil des propositions et le choix des conférences furent confiés à un Comité scientifique dirigé par Marcel Arnould (Président), École des Mines de Paris et Bernard Côme (Secrétaire général), BRGM. Ce comité comprenait 20 membres d'origines diverses : universités françaises et internationales, organismes parapublics (CEA, ANDRA, ADEME), bureaux d'études géologiques et géotechniques, entreprises du BTP.

Les allocutions d'ouverture permirent aux personnes extérieures à notre profession de s'exprimer sur l'intérêt de la Géologie de l'ingénieur dans le cadre de l'aménagement du territoire. G. Frêche, maire de Montpellier, souhaita la bienvenue, soulignant la présence de délégations de 32 pays, avec des scientifiques venant en particulier d'Amérique du Nord, d'Amérique du Sud et d'Asie (une délégation du Japon de plus de 20 personnes était présente). B. Gérard, Préfet de région, reconnut que la France était un pays d'Europe parmi les plus gros producteurs de déchets : 150 millions de tonnes (Mt) de déchets industriels, 100 Mt de déchets inertes, 400 Mt de déchets agricoles, 30 Mt de déchets ménagers, 10 Mt de déchets spéciaux. En conséquence l'organisation de ce Congrès, en France, lui apparaissait tout à fait opportune. Ce fut un symposium précurseur, en France, dans le domaine environnemental, pour ce qui concerne le champ technique étudié.

Les thèmes scientifiques et techniques du Symposium

La réflexion a porté sur les enjeux et contraintes de préservation du patrimoine écologique. La société industrielle se doit en effet d'assumer les risques de pollution et de dégradation de l'environnement engendrés par les déchets toxiques qu'elle génère.

Quelque soit le développement des technologies propres, des écoproduits ou des filières de récupération et de valorisation des résidus industriels, le milieu géologique restera encore longtemps le réceptacle de nombreux déchets toxiques. Ces déchets de nature minérale ou organométallique, à fort potentiel toxique, proviennent en quantité croissante des activités de dépollution ou d'épuration d'effluents gazeux ou liquides. Pour ces résidus ultimes et pour les anciens dépôts à risques, la solution géologique du stockage superficiel ou profond impose un confinement efficace et stable au sein de barrières géologiques naturelles ou minérales rapportées, isolant durablement du milieu environnant les sources de pollutions potentielles.

Le symposium Géoconfiner avait ainsi pour objet d'échanger les connaissances scientifiques et techniques en matière d'étude du comportement de ces barrières et de leur performance de confinement.

Cinq thèmes principaux avaient été proposés aux conférenciers :

- Barrières géologiques naturelles ;
- Amélioration du confinement par géomatériaux ;
- Couverture et isolation de surface des stockages ;
- Systèmes de contrôle et sûreté du confinement ;
- Nouveaux concepts de confinement.

Deux Tables rondes permirent de discuter de :

- Spécifications techniques de la réglementation ;
- Communication et acceptation par le public.

Les éléments de communication et les débats

Aucune distinction préalable ne fut faite entre les différentes catégories de déchets, notamment les déchets radioactifs et les déchets toxiques non radioactifs, car les problèmes scientifiques de transfert de pollution et de confinement sont similaires.

La géologie, réputée science historique, permet de mettre l'accent sur le facteur temps. Très souvent le confinement est conçu non comme un stockage mais comme un enfouissement. La durée de l'enfouissement est généralement indéterminée, sans commune mesure avec la durée de vie d'installations industrielles. Cette durée peut aller de quelques centaines d'années à des millions d'années. Dès lors sont posés les problèmes de stabilité dans le temps des matériaux de confinement et de protection,

de même que les problèmes de maintenance des systèmes de contrôle et de sécurité. Dans cette optique, la sûreté des stockages confinés devrait prendre en compte les conditions climatiques extrêmes de température, pluviométrie, sécheresse.

Des points forts ont émergé de l'ensemble des débats :

- Barrières géologiques naturelles : il est possible d'identifier et de caractériser des formations hôtes potentielles satisfaisant aux critères techniques et réglementaires. L'attention doit se porter sur l'interaction de ces milieux naturels et des déchets à y déposer. L'évolution de ces stockages ou enfouissements doit être considérée sur le long terme, en particulier en fonction de l'évolution du climat.
- Barrières artificielles, composées de géomatériaux naturels ou synthétiques : il faut analyser la variété des produits disponibles et valider leur efficacité dans le système de confinement.
- Couvertures et isolations de surface des stockages : des dispositifs multicouches sont proposés, ce qui nécessite une expérimentation en vraie grandeur et un contrôle qualité rigoureux.
- Évaluation et contrôle de la sûreté : il apparaît fondamental de prévoir une modélisation au stade de la conception et un suivi en cours d'exploitation du stockage, avec une instrumentation *in-situ*.
- Alternatives à l'enfouissement des déchets en surface : mines et carrières souterraines profondes sont proposées, converties en espaces de stockage, piégeage de certains types de déchets dans des matériaux adaptés.
- Des questions de récupérabilité des déchets et de réversibilité des systèmes de stockage sont discutées.

Ces éléments rapportés datent donc de 1993. Les sujets scientifiques et techniques qui ont progressé depuis cette date ne sont pas évoqués ici.

Un grand nombre des communications, présentées à l'occasion de ce symposium, ont fait l'objet de Comptes-rendus édités en 2 volumes, sous le titre : *Géologie et confinement des déchets toxiques*, 1993, coordonnés par Marcel Arnould, Michel Barrès et Bernard Côme. Volume 1 : 610 pages ; volume 2 : 160 pages. Balkema Éditeur.

Le Symposium Géoline

Le CFGI, associé au BRGM, a organisé le symposium international Géoline, au Palais des Congrès de Lyon, du 23 au 25 mai 2005. Il avait pour objet de traiter de *Géologie et ouvrages linéaires*. Le symposium fut placé sous le haut patronage de G. de Robien, ministre de l'Équipement, des Transports, de l'Aménagement du territoire, du Tourisme et de la Mer et de P. Devedjian, ministre délégué à l'Industrie. Il fut également parrainé et soutenu par la Région Rhône-Alpes, la Communauté urbaine du Grand Lyon, la Ville de Lyon représentée par son maire G. Collomb et la Fédération

Nationale des Travaux Publics. Le symposium reçut le parrainage de l'AIGI, du Comité français de mécanique des sols (CFMS), du Comité français de mécanique des roches (CFMR) et de la Société de l'Industrie Minérale (SIM). Il rassembla 350 personnes, la France étant représentée par la moitié des participants et 28 pays étaient présents, dont la Chine, la Grèce, l'Italie, le Japon, le Portugal, la Suède, la Suisse, la Turquie, les USA.

L'organisation du Symposium et son déroulement

Le Comité d'organisation était composé de Daniel Pfefer (Simecsol, Président du Comité), Luc Closset (BRGM, Secrétaire général), Daniel Deprez (CNAM, Trésorier) et 5 membres répartis entre BRGM et CFGI. Ce comité eut à choisir le lieu du congrès et organiser la manifestation. Par ailleurs le symposium s'est prolongé par des visites techniques d'ouvrages linéaires, l'intérêt technique de ces visites était privilégié, l'attrait touristique des territoires traversés étant aussi pris en considération.

La définition des thèmes du symposium et la gestion des propositions de conférences furent confiées à un Comité scientifique dirigé par : Marcel Arnould (Président), École des Mines de Paris et Hormoz Modaresi (vice-Président), BRGM, avec Patrick Ledru et Bernard Côme (Secrétaires généraux), BRGM. Ce comité comprenait 20 membres d'origines diverses : universités françaises et internationales, organismes parapublics (CEA, ANDRA, ADEME), bureaux d'études géologiques et géotechniques, entreprises du BTP.

Deux excursions techniques furent organisées. L'une se déroula dans les vallées savoyardes, sur les sites de reconnaissance de la future liaison ferroviaire transalpine Lyon-Turin et sur le site de l'actuel tunnel du Fréjus. L'autre excursion, sur le thème de « la géologie et la vigne en Beaujolais », parcourut des terroirs du nord de Lyon au sud de la Bourgogne, étudiant les relations entre les terroirs viticoles et la nature géologique des sols.

L'orientation scientifique et technique du Symposium

La géologie appliquée aux ouvrages linéaires n'était pas à l'époque une activité nouvelle, mais c'était la première fois qu'un symposium spécifique lui était dédié pour mettre en évidence son importance dans le monde moderne.

Les études géologiques sont essentielles dans la mise au point d'un projet d'ouvrage linéaire, qu'il s'agisse d'ouvrages de surface, souterrains ou sous-marins : routes, autoroutes, voies ferroviaires, tunnels, galeries hydrauliques, canaux, lignes électriques, oléoducs, gazoducs, câbles sous-marins, etc. Le caractère linéaire de tous ces ouvrages impose des contraintes particulières d'implantation et d'insertion dans le milieu géologique, du fait de leur longueur et des spécifications de tracé, courbure en plan ou en profil, pente, etc. L'importance des caractéristiques des terrains traversés

n'est plus à démontrer et se manifeste tant sur le plan technique que sur le plan financier, aussi bien lors de la réalisation que durant la vie de l'ouvrage.

Pour ces ouvrages, un point essentiel est le choix du tracé qui agit directement sur son coût final. Il faut prévoir une étude géologique bien orientée, pour choisir un tracé évitant les difficultés majeures permettant de substantielles économies pour le projet. Cependant, très souvent, les contraintes d'aménagement du territoire ou d'environnement imposent un tracé techniquement difficile, ce qui donne aux géologues et aux géotechniciens l'occasion de déployer toutes les facettes de leurs compétences. Enfin, il faut se préoccuper de la durabilité des matériaux, et de la sécurité des ouvrages à long terme, ces éléments d'une importance croissante, doivent être pris en compte dès le début des études.

Les thèmes développés par le Symposium et les débats

En ouverture trois Conférences invitées ont été prononcées par :

- Allen W. Hatheway (USA), Professor : *Rôles de la géologie sur la sécurité et le fonctionnement des infrastructures en Amérique du Nord* ;
- Daniel Vincent (France), Directeur général honoraire de la Communauté européenne : *Le réseau transeuropéen de transport, ossature indispensable de l'Union européenne* ;
- Wang Sijing (Chine), Chinese Academy of China : *Géologie et infrastructures linéaires : de nouveaux défis pour le développement en Chine*.

Le symposium s'est ensuite focalisé sur trois thèmes principaux, présentés en séances plénières :

- Session 1 : Reconnaissances géologiques et géotechniques : stratégie, organisation, méthodes, incertitudes ;
- Session 2 : Insertion de l'ouvrage dans son environnement ;
- Session 3 : Réalisation, suivi, évolution et maintenance.

En fin de symposium des Tables rondes ont été organisées sur deux thèmes :

- Les spécifications techniques de la réglementation ;
- La communication et l'acceptation des projets par le public.

En complément des sessions techniques, des ateliers ont été organisés ainsi que des présentations de posters.

Au total, près de 150 exposés ont été présentés lors de dix-sept séances. Six séances ont été consacrées aux routes, voies ferrées et tunnels (dont le projet de liaison ferroviaire transalpine Lyon-Turin et d'autres tunnels alpins). Une séance spéciale fut consacrée aux lignes à grande vitesse, avec la participation de l'UIC (Union Internationale des Chemins de Fer). Les autres séances ont porté sur la stabilité des pentes (nombreux

exposés), les méthodes de reconnaissance et d'essais, les pipelines (communications du monde entier), les canaux, les lignes électriques, les questions environnementales, les séismes, les matériaux, les cavités.

Les comptes-rendus ont été regroupés en un volume de 296 pages donnant les résumés en anglais des 215 communications. Un CD-ROM annexé à l'ouvrage donne les textes complets des publications, en anglais ou en français. L'ouvrage est intitulé : *Géologie et ouvrages linéaires. Géoline 2005*, coordonné par Marcel Arnould et Patrick Ledru. BRGM Éditions.

La Journée scientifique internationale Marcel Arnould

Marcel Arnould, qui a marqué la vie du CFGI et celle de l'Association internationale depuis sa création, nous a quittés le 13 janvier 2011. Une « Journée scientifique internationale Marcel Arnould » fut organisée le 12 octobre 2011 par le CFGI avec le parrainage et le soutien de l'AIGI.

L'organisation de la Journée

Cette Journée fut l'occasion pour ses anciens élèves, ses collègues et amis de l'École des Mines de Paris (aujourd'hui Mines ParisTech), du CFGI et de l'AIGI de se retrouver pour lui rendre hommage à l'École des Mines qui accueillait la manifestation. La Journée rassembla près de 200 personnes.

A la tribune étaient présents : Carlos Delgado, président (2010-2014) de l'AIGI, Wu Faquan, Secrétaire général de l'AIGI, Michel Schmitt, Directeur adjoint - Directeur de la Recherche à Mines ParisTech, Michel Deveughèle, ancien directeur du CGI et ancien Secrétaire général de l'AIGI, Jean-Louis Durville, Président du CFGI, Roger Cojean, ancien président du CFGI.

De nombreux pays étaient représentés : Algérie, Belgique, Chine, Espagne, France, Grande-Bretagne, Grèce, Portugal, Suisse. Dans l'assistance, deux anciens présidents de l'AIGI (conférenciers de cette Journée) étaient présents : Ricardo Oliveira et Paul G. Marinos, ainsi que le rédacteur-en-chef du BEGE (le Bulletin de l'Association internationale), Journal officiel de l'AIGI : Brian Hawkins. L'assistance comportait par ailleurs des anciens élèves ou collègues de Marcel Arnould, des universitaires et chercheurs, experts de la géologie de l'ingénieur, de la géotechnique, de la mécanique des roches, etc., issus de divers organismes : BRGM, CNAM, École des Ponts ParisTech, ENSG, Geoderis, IFSTTAR (ex-LCPC), INERIS, LMS Polytechnique, MINES ParisTech, Université de Bordeaux, Université de Franche-Comté, Université d'Orsay, Université UPMC Paris VI, Université Paris-Est Marne-la-Vallée, des professionnels de l'engineering geology, du geotechnical engineering, du génie civil, des bureaux d'étude de géotechnique, des bureaux d'ingénieurs conseils : Antea, Bouygues-Construction, CETU, CETEs, Coyne et Bellier, EDF, Eiffage, Fugro, Hydrofis, Hydrogéotechnique, Inexia, Mairie de Paris-IGC, Razel - Fayat, SNCF,

Socotec, Solétanche-Bachy, Terrasol, Il y avait aussi des étudiants de niveau M2 que des collègues universitaires avaient inscrits : M2 Cnam-Paris 6, M2 Université de Bordeaux 1, M2 Université d'Orsay.

Chaque participant, étudiants compris, reçut l'ouvrage « Géologie de l'ingénieur - Engineering geology - Hommage à la mémoire de Marcel Arnould », ouvrage de près de 400 pages, rassemblant les textes des communications et de nombreuses autres contributions, édité par les Presses des Mines.

Un message de bienvenue à l'assistance fut adressé par Michel Schmitt, présentant les activités d'enseignement et de recherche de l'École des Mines, spécialement dans le domaine des Géosciences. Puis Carlos Delgado a présenté l'œuvre de Marcel Arnould au sein de l'AIGI, soulignant la récente création d'une médaille Marcel Arnould destinée à récompenser des personnalités ayant œuvré pour le développement de l'engineering geology à l'international et la vie de l'Association internationale. Wu Faquan exposa les relations internationales de Marcel Arnould et ses actions déterminantes conduites avec les partenaires chinois. Roger Cojean prononça un discours d'hommage à la mémoire de Marcel Arnould, s'adressant plus particulièrement aux plus jeunes de l'assemblée, soulignant leurs responsabilités dans le monde de demain et les encourageant à suivre les enseignements de Marcel Arnould et les préceptes de l'engineering geology.

Le programme scientifique de la Journée

Le programme scientifique s'est ensuite déroulé comme suit :

Matinée: Président de séance: Michel Deveughèle

10h : Carlos Delgado (Université polytechnique de Madrid, président 2010-2014 de l'AIGI) : *Problèmes géologiques et géotechniques relatifs au projet de tunnel sous le détroit de Gibraltar.*

10h30 : Paul G. Marinos (National Technical University of Athens, président 1994-1998 de l'AIGI) : *Excavation des tunnels dans un massif rocheux de faible résistance mécanique.*

11h : Ricardo Oliveira (COBA Consultant et Universidade Nova de Lisboa, Lisbonne, président 1990-1994 de l'AIGI) : *Optimisation de projets d'ouvrages de génie civil du point de vue environnemental.*

11h30 : Jean-Louis Durville (MEDDTL – CGEDD, Président du CFGI) : *Aux origines de la réglementation française actuelle en matière de mouvements de versants : la coulée du Plateau d'Assy en 1970.*

12h : Martine Audiguier (Mines-ParisTech, Centre de Géosciences) : *Sécheresse géotechnique : apports de l'analyse minéralogique et microstructurale dans l'étude des processus de retrait-gonflement des sols argileux.*

Après-midi: Président de séance: Jean-Louis Durville

14h30 : Aurèle Parriaux (École Polytechnique Fédérale de Lausanne) : *Projet de recherche DEEP CITY, avec la collaboration de Marcel Arnould.*

15h : Marcel Rat (Consultant, anciennement LCPC) : *Rôle de la géologie dans la définition des tracés autoroutiers, illustré à partir de trois exemples : A89 : la traversée des volcans, A75 : la déviation de Millau, A 51 : Grenoble- Sisteron.*

15h30 : Sylvine Guédon (IFSTTAR : Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux) : *L'alcali-réaction ou le gonflement d'un barrage.*

16h : Jean-Alain Fleurisson (Mines-ParisTech, Centre de Géosciences) : *Prise en compte des discontinuités dans l'élaboration d'un modèle mécanique de massif rocheux. Application au creusement de l'écluse à bateaux du barrage des Trois-Gorges (Chine).*

16h30 : Roger Cojean (Mines-ParisTech, Centre de Géosciences) : *Analyse et modélisation des glissements de la retenue du barrage des Trois-Gorges (Chine). Le cas du glissement de Huangtupo.*

En conclusion de cette Journée, un mot de remerciements à tous ceux qui contribuèrent au succès de cette manifestation fut prononcé par Roger Cojean, avant d'inviter chacun au verre de l'amitié.



Une vue partielle de l'auditoire

8. RÉDACTION DE DOCUMENTS TECHNIQUES

Le CFGI a produit des documents techniques au cours de ses 50 ans d'existence, associé à d'autres institutions au sein de groupes de travail, ou seul en diverses occasions, telles que des missions d'expertise. Quelques uns de ces documents sont présentés ci-après.

Actes du séminaire sur la prévention des mouvements de versants

Sous l'égide des ministères de l'Environnement et de l'Intérieur, un séminaire de trois jours a rassemblé une cinquantaine de participants, les 19-20-21 juin 1991 à Nainville-les-Roches, répartis en quatre groupes de travail :

- Les problèmes posés par l'instabilité des versants de grande ampleur – Aspects géologiques (coordinateur : P. Antoine)
- Mécanismes et modèles de comportements des grands mouvements de versants (coord. : J.-L. Durville)
- Auscultation – Diagnostic – Surveillance (coord. : L. Rochet)
- Stratégies de prévention, aide à la décision et préparation à la situation de crise (coord. : J.-P. Asté).

Ce séminaire trouve son origine notamment dans la mise en évidence au cours des années 80 de deux grands mouvements de versants actifs sur le territoire national, Séchilienne (Isère) et La Clapière (Alpes-Maritimes), et d'une catastrophe survenue en 1987 dans un pays voisin, l'éboulement du Mt Zandila dans la Valtellina (Italie). Les difficultés rencontrées, à la fois sur le plan scientifique et sur celui de la gestion du risque, ont conduit les ministères chargés de la prévention et de la gestion de crise à organiser une rencontre des spécialistes sur ce sujet. Le document final contient quatre chapitres correspondant aux quatre groupes de travail, ainsi que les conclusions rédigées par M. Rat, dont nous nous inspirons dans les lignes ci-après. Ces actes ont également été publiés dans le n° 45 du Bulletin de l'AIGI (1992).

Dès l'abord, il fallait définir et caractériser ce qu'est un mouvement de grande ampleur. Le volume de terrain mobilisé est bien sûr le premier critère - au-delà du million de mètres cubes, par exemple – et il en résulte directement que l'étude géologique et géomorphologique est essentielle. Ce sont aussi des phénomènes rares à l'échelle d'un pays et d'une génération, ce qui a pour conséquence la nécessité pour le géologue de consulter la bibliographie internationale, voire d'aller lui-même observer des instabilités survenues à l'étranger.

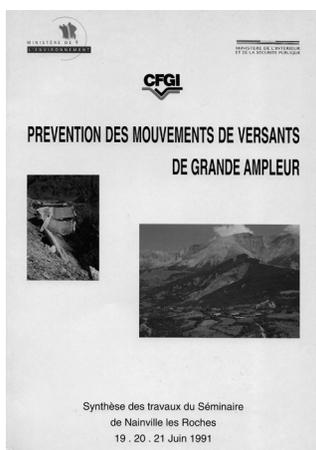
Une caractérisation possible des mouvements de grande ampleur est que nos moyens d'action sont très réduits, hormis peut-être le drainage profond. Il faut donc se contenter de limiter autant que possible les conséquences, notamment au moyen de l'instrumentation et de la surveillance. Si les techniques sont nombreuses et variées – et bien plus en 2018 qu'en 1991 – la principale difficulté était et est encore la fixation de seuils d'alerte, en particulier du fait de la rareté déjà signalée des phénomènes, chaque cas étant en quelque sorte original. Des reconnaissances

lourdes sont indispensables pour établir un modèle géologique pertinent et acquérir une compréhension suffisante du phénomène, la fiabilité d'une surveillance étant conditionnée par cette compréhension.

Les conséquences des mouvements sont à la mesure de leur ampleur, avec en particulier le risque de barrage de vallée. Face à de tels phénomènes, dont l'évolution future est difficile à cerner, l'appréhension globale des risques et leur bonne gestion passe par l'identification de différents scénarios possibles, évolutifs avec l'amélioration de nos connaissances, et par l'élaboration, selon ces scénarios, de mitigations et parades à mettre en œuvre par les autorités.

Référence bibliographique

Collectif, 1992. Mouvements de versants de grande ampleur. Rapport des quatre groupes de travail. Bulletin of the International Association of Engineering Geology 45: 5. <https://doi.org/10.1007/BF02594896>



Actes du Séminaire de Nainville-les-Roches

Cartographie de l'aléa mouvements de terrain. Guide technique

Le contexte administratif et technique

Le CFGI et le LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) se sont associés en 2000 pour publier un « Guide technique pour la caractérisation et la cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain », à la demande du ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement (direction de la prévention de la pollution et des risques).

L'expérience française en matière de cartographie d'aléa remontait aux années 1970, lorsque le programme des cartes ZERMOS (Zones exposées aux risques du sol et du sous-sol) s'est développé. Il s'agissait de cartes à valeur purement informative, réalisées à l'échelle 1/20000 ou 1/25000. La méthodologie avait été progressivement mise au point par le BRGM, le LCPC et ses Laboratoires régionaux, et l'université de Grenoble, dans le cadre d'un groupe de travail piloté par Jean Goguel. Ces cartes étaient censées préfigurer un vaste programme national qui n'a finalement pas vu le jour. D'autres opérations de cartographie d'aléa ont certes été réalisées, tels que l'ensemble des CRAM (Cartographie des risques dans les Alpes-Maritimes) ou divers essais dans les Alpes du Nord, mais il est apparu rapidement que l'échelle n'était pas adaptée à une utilisation opérationnelle.

C'est avec l'instauration des PER (Plans d'exposition aux risques) en 1982 que les demandes se sont multipliées, à l'échelle de la commune cette fois (1/10000 ou 1/5000). En 1995, le passage des PER aux PPR (Plans de prévention des risques) n'a pas sensiblement modifié l'approche technique de la cartographie d'aléa.

Il faut rappeler aussi de nombreux travaux menés à l'étranger dans ces années-là, notamment en Grande-Bretagne, en Suisse, en Italie, aux États-Unis et au Québec (Varnes, 1984).

L'expérience ainsi accumulée n'avait pas été réellement formalisée ni diffusée en France et il est apparu opportun à la fin des années 1990 de rédiger un guide méthodologique à l'usage des géologues chargés de ces cartographies, qu'ils soient dans les organismes publics ou dans la sphère privée. Ce d'autant plus que les ministères chargés de la prévention des risques dans l'aménagement produisaient à la même époque un guide méthodologique sur les PPR Mouvements de terrain (Coll., 1999), traitant de l'ensemble du processus technico-administratif qui aboutit au PPR, dont la cartographie d'aléa n'est évidemment qu'un volet.

La définition et la caractérisation de l'aléa

En préalable à l'aspect cartographique proprement dit, la définition du terme *aléa* doit être clarifiée. L'estimation de l'aléa, souvent présentée comme relevant de l'art du géologue, fait appel à des observations, à des raisonnements, parfois à des mesures, relevant du domaine des sciences de la Terre, ce qui permet au spécialiste de donner à ses conclusions le maximum d'objectivité.

La définition donnée par le guide est toujours valable :

« L'aléa peut être défini comme la probabilité d'apparition d'un phénomène donné dans un territoire donné, dans une période de référence donnée ».

La variété des phénomènes considérés sous les termes de mouvements de terrain impose d'une part de préciser quelque peu la terminologie, très riche (glissement, fauchage, chute de blocs, éboulement, lave torrentielle, effondrement, etc.), et d'autre

part d'introduire la notion d'intensité ; celle-ci permet de hiérarchiser les phénomènes selon leur potentiel destructeur : pour les glissements par exemple, le volume est un paramètre qui représente assez bien l'intensité. En ce qui concerne la composante temporelle, la probabilité d'occurrence ne peut être que qualitative et l'on doit se contenter de relever la présence de facteurs de prédisposition (pente, lithologie, hydrogéologie, etc.).

Ainsi le degré d'aléa sur un secteur donné, considéré comme homogène, est obtenu par croisement de la « probabilité d'occurrence » et de l'intensité.

La cartographie d'aléa

Après que soient précisés les objectifs de la commande et les moyens mis en œuvre, le Guide décrit la méthodologie de cartographie, que l'on peut résumer ainsi :

- collecte des informations : cartes et documents géologiques, photo-interprétation, parcours du terrain, archives disponibles, enquête auprès des habitants et élus, etc. ;
- inventaire des événements connus, anciens ou récents ;
- croisement de ces données pour identifier les principaux facteurs de prédisposition et pour établir la « règle du jeu », c'est-à-dire le mode d'évaluation du degré d'aléa et la cartographie correspondante.

De façon pratique, la méthode peut relever du jugement d'expert ou s'appuyer sur des règles semi-quantitatives. A juste titre, le Guide technique insiste en conclusion sur la nécessité d'explicitier la démarche utilisée, à la fois pour mieux faire comprendre, et accepter, le zonage obtenu et pour se prémunir au mieux de contestations ultérieures.

La portée du Guide technique

Un des mérites du Guide technique CFGI-LCPC a été de clarifier la terminologie concernant les mouvements de terrain et l'aléa. Les éléments méthodologiques fournis par le Guide technique sont toujours d'actualité. La cartographie assistée par ordinateur, rapidement évoquée dans le guide, n'a pas connu de développements marquants, même si l'utilisation des SIG est devenue systématique.

L'évolution amorcée vers plus de transparence et de traçabilité s'est poursuivie, et il est frappant de comparer les notices explicatives des cartes ZERMOS – guère plus d'une dizaine de pages – avec celles accompagnant les cartes d'aléa de PPR récents : typiquement, 60 à 80 pages avec photographies et schémas explicatifs.

Les cartes d'aléa sont-elles plus fiables en 2018 que celles de la fin du siècle précédent ? Oui, si l'on prend en compte une meilleure connaissance, générale ou locale, des phénomènes, la disponibilité accrue de photos aériennes et de modèles numériques de terrain, un souci croissant de rationalisation de l'évaluation de l'aléa. Oui et non, si

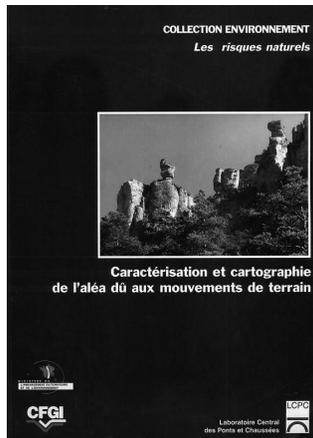
l'on garde à l'esprit que le travail d'observation et d'interprétation du géologue reste essentiel, et que les géologues d'aujourd'hui ne sont pas nécessairement meilleurs que nos anciens...

Références bibliographiques

CFGI – LCPC, 2000 : Caractérisation et cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain. Collection Environnement Risques naturels, 90p.

Coll., 1999 : Plans de prévention des risques naturels (PPR) – Risques de mouvements de terrain – Guide méthodologique. Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, Ministère de l'Équipement et des Transports, La Documentation française, 71p.

Varnes D.J., 1984, Landslide hazard zonation : a review of principles and practice. UNESCO, 63p.



Guide technique co-publié par le CFGI et le LCPC

Mouvements de terrain et barrages naturels induits par des séismes

La mission de retour d'expérience du CFGI au Sichuan (Chine)

Le CFGI a réalisé en 2009 un « retour d'expérience » sur les grands glissements de terrain causés par le séisme du 12 mai 2008, le séisme de Wenchuan de magnitude 8, qui a frappé la province du Sichuan en Chine. En effet, plusieurs dizaines de lacs (« quake lakes ») se sont formés suite aux barrages résultant de glissements de terrain. Certains de ces barrages ont commencé à déborder au bout d'une ou deux semaines. Les autorités ont géré ces problèmes, qui s'ajoutaient aux secours d'urgence aux

victimes du séisme, de différentes façons : évacuation de dizaines de milliers de personnes menacées à l'aval des retenues, travaux de terrassement en urgence sur la masse glissée, déviations provisoires des routes, etc. Les nombreux phénomènes géologiques d'une part, la gestion opérationnelle des risques d'autre part justifiaient une mission de retour d'expérience de la part du CFGI, avec l'idée de transpositions possibles à différents cas français, le versant instable de Séchilienne notamment.

Le CFGI, représenté par Roger Cojean, Jean-Louis Durville, Jack Gauchez et Pierre Pothérat, a réalisé la mission au Sichuan, à l'occasion d'un congrès international de Géologie de l'ingénieur tenu en septembre 2009 à Chengdu, capitale du Sichuan. Ce congrès avait prévu une séance spéciale d'exposés sur le séisme ainsi qu'une excursion de plusieurs jours qui permit de visiter plusieurs des sites affectés. Par ailleurs, cette mission permit de réactiver des liens professionnels avec le CWRC (Chang Jiang Water Resources Commission) du Ministère des Ressources en Eau et d'organiser, avec son aide, une deuxième visite de terrain plus orientée vers les préoccupations du CFGI, pilotée par des collègues de l'Université Technologique de Chengdu.



Glissement et barrage de Tangjiashan, sur la rivière Jian, en amont de la ville de Beichuan (Sichuan, Chine). Déversement par surverse, après creusement d'un chenal (Photo © R.Q. Huang)

Cette mission de retour d'expérience a été rendue possible grâce au soutien financier du Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement Durable et de la Mer (MEEDDM), de Mines ParisTech (École des Mines de Paris) et du CETE de Lyon. Le CFGI remercie plus spécialement le Service des Risques naturels et hydrauliques de la Direction générale de la Prévention des Risques et la Mission Génie civil de la Direction de la Recherche et de l'Innovation.

Les grands glissements de terrain et les barrages de vallée

Les glissements de terrain de grande ampleur en région montagneuse sont susceptibles d'engendrer des modifications morphologiques importantes, en particulier lorsque les matériaux glissés ou éboulés s'accumulent au fond d'une vallée étroite et créent un barrage pour le cours d'eau. Une retenue se forme alors en amont, les voies de communication sont coupées ; des terres, des ouvrages et des constructions sont inondés. Lorsque le niveau de la retenue atteint le point bas de la crête du barrage naturel, il y a débordement et érosion du barrage. Dans certains cas, cette érosion est rapide, une brèche se forme assez brutalement et la vidange du lac provoque une crue destructrice à l'aval ; dans d'autres cas, le barrage et le lac se maintiennent plusieurs années, mais une rupture peut encore survenir longtemps après.

Des événements de ce type sont connus dans toutes les régions de fort relief depuis les temps préhistoriques. Citons quelques exemples célèbres, en France et en Italie notamment : l'éboulement de La Madeleine en Savoie, daté de – 12 000 ans environ, qui est à l'origine de la plaine de Bessans actuelle, reste du comblement de la retenue par la sédimentation ; le barrage de la vallée de la Romanche à l'aval de Bourg-d'Oisans, au XII^{ème} siècle, formant le célèbre lac Saint-Laurent, barrage qui s'est rompu de nombreuses années après sa formation, avec des conséquences désastreuses à l'aval ; l'éboulement de la Valtellina en Lombardie (1987), qui a barré la vallée de l'Adda, et nécessité le creusement d'une galerie de dérivation pour la rivière et d'un tunnel pour la route ; etc. Ces glissements ou éboulements ont été déclenchés par des épisodes de précipitations exceptionnelles ou par des séismes.

Les risques liés à ces phénomènes en chaîne sont donc multiples : au risque direct au moment du glissement, pouvant causer des victimes, détruire des biens, engendrer une coupure des communications, s'ajoutent le risque d'enneigement à l'amont et le risque de crue brutale à l'aval.

En France, deux glissements de grande ampleur, actifs depuis plusieurs années, sont à ranger dans la famille décrite ci-dessus : La Clapière (Alpes-Maritimes) et Séchilienne (Isère).

À La Clapière, où 50 millions de m³ sont en mouvement, une galerie de dérivation de la Tinée (200 MF en 1989) a été creusée préventivement, pour éviter l'enneigement d'une partie du village de Saint-Etienne-de-Tinée et le risque de crue à l'aval. Il semble cependant qu'aujourd'hui le phénomène tende vers une stabilisation, sans rupture brutale, après un déplacement cumulé d'une centaine de mètres ayant simplement repoussé la rivière sans la barrer.

À Séchilienne, où plusieurs millions de m³ sont en mouvement significatif depuis plus de 35 ans, une première déviation routière et l'expropriation de 80 maisons ont été réalisées. Outre la surveillance du site instrumenté, de nombreuses études ont permis d'identifier des scénarios impliquant la formation de barrages plus ou moins importants. À l'aval, sont menacés, en fonction de l'ampleur de la crue : les captages d'eau alimentant Grenoble, certains quartiers de la ville de Vizille, les industries chimiques de Pont-de-Claix, etc.

Dans les deux cas, de La Clapière et de Séchilienne, comme dans tous les autres événements contemporains, la gestion du risque hydraulique, après un mouvement de terrain de grande ampleur (qu'il n'est en général pas possible de maîtriser, et que l'on peut au mieux prévoir quelques jours à l'avance), est un problème majeur : le barrage sera-t-il stable et résistant à l'érosion interne ou externe ? Quelle probabilité qu'une crue du cours d'eau intervienne rapidement après l'éboulement ? Peut-on terrasser la masse glissée pour aménager un chenal résistant à l'érosion ? Faut-il creuser une galerie de dérivation pour le cours d'eau ? Etc.

Le rapport de mission

Le rapport de mission a été présenté lors de la séance technique du CFGI du 1^{er} avril 2010 à Paris. C'est un rapport technique disponible sur le site web du CFGI. Après une introduction présentant la mission CFGI et ses objectifs, le rapport comporte deux parties.

La première partie est une analyse bibliographique relative aux mouvements de versant de grande ampleur, spécialement déclenchés par des séismes, étendue aux barrages naturels créés par des glissements de terrain, avec divers exemples. Les questions de terminologie et de classification sont présentées avec de nombreux exemples de grands glissements. Les travaux de plusieurs auteurs s'étant intéressés aux mouvements de versant déclenchés par des séismes sont analysés. Enfin, le sujet des barrages de vallées par des grands glissements est présenté, avec de nombreux exemples, et les problématiques de durée de vie de ces barrages et de modes de rupture sont exposées.

Dans une deuxième partie le séisme de Wenchuan est présenté sous ses différents aspects. Le contexte sismo-tectonique est analysé et les caractéristiques du séisme sont exposées avec de nombreuses illustrations. Le séisme de magnitude 8 et ses multiples répliques correspondent à la propagation de la rupture de failles du système faillé de Longmenshan, réactivé sur une distance de plus de 400 km. Ce système faillé se situe dans une région montagneuse, formant contact entre le bassin subsident de Chengdu et le plateau tibétain. Les dommages aux personnes et aux biens sont exposés. Les effets induits sur le bâti et les ouvrages sont illustrés. Les glissements de terrain déclenchés par le séisme sont étudiés en détail, avec plusieurs situations emblématiques et désastreuses, telles que celles de la ville de Beichuan : destruction de la majorité des habitations, glissements et éboulements enfouissant des quartiers entiers de la ville, envahissement de la ville, plus tardivement, par des coulées de débris, menace de rupture d'un barrage de vallée quelques kilomètres en amont.

L'ensemble des barrages formés par des glissements de terrain suite au séisme sont ensuite répertoriés. Une échelle de danger, établie par les collègues chinois, est présentée, prenant en compte trois critères : hauteur du barrage, volume potentiel de la retenue, type de matériau constituant le barrage. Plusieurs monographies sont détaillées ensuite mettant en exergue la gestion des risques mise en œuvre, avec comptes-rendus de visites et photos.

Une conclusion permet de mettre en lumière les enseignements tirés, de portée générale, quant à la gestion des risques dans des situations de barrage de vallée par des grands glissements ou éboulements. Le contexte du versant instable de Séchilienne (Isère) est rappelé avec les différents scénarios d'évolution envisagés quant à l'instabilité du versant et aux barrages possibles de fond de vallée.

Ouvrage Géologie de l'ingénieur - Engineering geology

Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage « Géologie de l'ingénieur – Engineering geology » est dédié à la mémoire de Marcel Arnould (1927-2011) qui fut professeur à l'École des Mines de Paris (aujourd'hui Mines-ParisTech) et à l'École Nationale des Ponts et Chaussées (aujourd'hui École des Ponts ParisTech). L'ouvrage rassemble des communications sollicitées auprès de différents spécialistes : anciens élèves de Marcel Arnould, collègues et amis de l'École des Mines de Paris, du CFGI (Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement) et de l'AIGI (Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement). Il a été édité par les Presses des Mines à l'occasion de la Journée scientifique internationale Marcel Arnould du 12 octobre 2011 tenue à Mines ParisTech, journée organisée par le CFGI avec le parrainage et le soutien de l'AIGI.

L'ouvrage illustre les nombreuses facettes de la Géologie de l'ingénieur, discipline scientifique et technique étroitement liée aux sciences de la Terre mais aussi aux sciences mécaniques et hydrologiques. Il est constitué de contributions originales pour la plupart, organisées en deux grandes parties : 1. *Géologie de l'ingénieur et ouvrages* et 2. *Géologie de l'ingénieur et risques naturels*. L'ouvrage comporte aussi quelques textes, intégrés à ces deux parties, publiés par la Revue Française de Géotechnique aux Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées ou par Springer dans le « Bulletin of Engineering Geology and the Environment ». Les textes publiés chez Springer correspondent à des publications récompensées par le Prix Jean Goguel. Marcel Arnould fut le président du jury de ce prix décerné tous les deux ans par le CFGI. Ces derniers textes ont été publiés avec l'accord, respectivement, des Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées et de Springer. L'ouvrage comporte deux articles signés ou cosignés par Marcel Arnould. En fin d'ouvrage sont publiés plusieurs hommages à Marcel Arnould.

Constituant une mise au point sur des sujets variés, l'ouvrage représente, selon certains commentateurs, un véritable manuel de Géologie de l'ingénieur. Les textes de l'ouvrage sont disponibles sur le site web du CFGI.

Sommaire de l'ouvrage

Le sommaire technique de l'ouvrage permet de se faire une idée des sujets traités.

Géologie de l'ingénieur et ouvrages

Problèmes géologiques et géotechniques relatifs au projet de tunnel sous le détroit de Gibraltar. *Carlos Delgado Alonso-Martirena*

Le projet ferroviaire Lyon-Turin. 20 ans d'études et de reconnaissances techniques pour la conception du tunnel de base. *Nathalie Monin, Lorenzo Brino, Xavier Darmendrail*

Tunnel ferroviaire de Vierzy : vieillissement, altération des maçonneries calcaires. Causes de l'effondrement catastrophique du 16 juin 1972. *Marcel Arnould*

Comparative study of the use of Hoek-Brown and equivalent Mohr-Coulomb parameters in tunnel excavation. *Peter Fortsakis, Emilia-Maria Balasi, George Prountzopoulos, Vassilis Marinos, Paul Marinos*

Optimisation de projets d'ouvrages de génie civil du point de vue environnemental. *Ricardo Oliveira*

Paris : problèmes de géologie de l'ingénieur. Une ville et six secteurs. *Marcel Arnould, Anne-Marie Prunier-Leparmentier*

Projet de recherche Deep City, avec la collaboration de Marcel Arnould. *Aurèle Parriaux*

L'alcali-réaction ou le gonflement d'un barrage. *Sylvine Guédon*

Le glissement de Vajont, ses enseignements et ses retombées pour EDF et les exploitants de barrages. *Gilbert Castanier*

Analyse et modélisation des mouvements de versant dans la retenue du barrage des Trois Gorges (Chine). Le cas du glissement de Huangtupo. *Roger Cojean, Yaojun Cai*

Prise en compte des discontinuités dans l'élaboration d'un modèle mécanique de massif rocheux. Application au creusement de l'écluse à bateaux du barrage des Trois Gorges (Chine). *Jean-Alain Fleurisson, Roger Cojean*

Autoroute A75 : le contournement de Millau. Reconnaissances géologiques et géotechniques des variantes de tracé et du viaduc de Millau. *Marcel Rat*

Apport des études géologiques et géotechniques à la conception du tracé de l'autoroute Egnatia en Grèce du Nord, section Thessalonique – Kavala. *Maria Chatziangelou, Basile Christaras*

Géologie de l'ingénieur et risques naturels

Aux origines de la réglementation française actuelle en matière de mouvements de versants : la coulée du Plateau d'Assy en 1970. *Pierre Antoine, Jacques Debelmas, Jean-Louis Durville*

Caractérisation de l'évolution géomorphologique de la basse vallée de la Romanche (Isère, France) en relation avec les instabilités gravitaires de ses versants rocheux.

Olivier Le Roux

Contribution à l'analyse des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur par la comparaison des matériaux sources et des dépôts – Exemples alpins. *Nicolas Pollet*

Impacts des aménagements en montagne sur les processus hydrologiques et l'évolution géodynamique des versants (Les Arcs, Savoie). *Mathilde Koscielny*

Le fort génois de Tabarka (Tunisie) menacé par les instabilités de falaises. *Stéphane Curtil*

Conception des talus de mines à ciel ouvert : approche géologique et géomécanique.

Jean-Alain Fleurisson

Rôle des fluides dans le comportement hydromécanique des roches fracturées hétérogènes : Caractérisation in situ et modélisation numérique. *Frédéric Cappa*

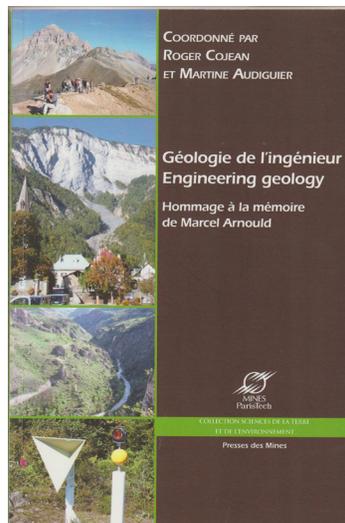
Analyse microstructurale de sols argileux. Rôle des carbonates dans les processus de retrait-gonflement. *Martine Audiguier, Roger Cojean, Zemenu Geremew*

Apport de l'interférométrie radar PSI pour caractériser le rôle de la végétation arborée dans les processus de retrait-gonflement des sols argileux et les dommages au bâti.

Frédéric Kaveh, Benoît Deffontaines, Javier Duro, Alain Arnaud

Subsidence et fracturation des terrains dans les villes du centre du Mexique. *Dora*

Celia Carreon Freyre



Ouvrage Géologie de l'ingénieur – Engineering geology / Hommage à la mémoire de Marcel Arnaud

DEUXIÈME PARTIE

TEXTES DE GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

PRÉSENTATION

Cette deuxième partie de l'ouvrage réunit des textes de Géologie de l'ingénieur et de l'environnement qui illustrent notre discipline scientifique et technique.

Dans un premier chapitre, les textes des conférences du 22 novembre ou des textes des conférenciers en rapport avec le thème de leur présentation, sont rassemblés.

Dans un deuxième chapitre, des textes écrits pour cet ouvrage ou récemment publiés dans des revues scientifiques donnent une vue d'ensemble des applications de la Géologie de l'ingénieur et de l'environnement, discipline étroitement liée aux sciences de la Terre, mais aussi aux sciences géomécaniques et hydrogéologiques.

Les textes déjà publiés ont été écrits par des membres de l'Association ou par des auteurs proches de notre discipline pour des revues avec lesquelles le CFGI a établi une collaboration institutionnelle dans le cadre de son activité éditoriale. C'est le cas, de longue date, du BEGE (Bulletin of Engineering Geology and the Environment), journal officiel de l'AIGI, mais aussi de la RFG : Revue Française de Géotechnique, publication parrainée par les comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches et de géologie de l'ingénieur, de la revue Géologues de la Société Géologique de France et de la RSTC : Revue Scientifique et Technique de la Construction - LPEE. Plusieurs membres du Conseil du CFGI sont ainsi en situation de « co-editor » ou co-rédacteur en chef ou membres des « editorial board », comités de rédaction ou comités de lecture.

Pour ces quelques textes récents, ainsi republiés, nous remercions les éditeurs : Springer pour deux articles issus des Comptes-Rendus du XII^e Congrès de l'AIGI, EDP Sciences pour la Revue Française de Géotechnique, Société Géologique de France pour la revue Géologues et LPEE pour la RSTC, ainsi que les auteurs de ces articles, pour leurs autorisations de publication dans l'ouvrage *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives*. Des remerciements spécifiques sont formulés à la fin de chaque article concerné.

Chapitre 1

Textes des conférences

INTRODUCTION

Dans cette deuxième partie de l'ouvrage « Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives – Les 50 ans du CFGI », ce premier chapitre rassemble les textes des conférences du 22 novembre ou des textes des conférenciers en rapport avec le thème de leur présentation. Douze textes décrivent ainsi différents domaines d'activité de notre discipline ou exposent des problématiques relatives à notre discipline, certaines à valeur historique.

Un premier texte présente l'évolution de la Géologie de l'ingénieur et du CFGI. Puis deux thématiques sont abordées par des conférenciers représentant l'AIGI (Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement) : Grands glissements de terrain et laves torrentielles, conférence présentée par S.F. Burns d'une part, creusement des tunnels en conditions géologiques difficiles, conférence présentée par Paul G. Marinos d'autre part. Suivent un ensemble de textes se rapportant à des problématiques de géologie et de géologie de l'ingénieur : le Référentiel Géologique de la France, les relations entre géologie et géotechnique, les études de fondations de centrales nucléaires, l'hydrogéologie de la construction, le réaménagement de sites d'exploitations à ciel ouvert, l'itinéraire d'un lauréat du prix Jean Goguel et son expérience de géologue à l'ère du numérique, l'apport d'une formation géologique en alternance avec une application à la cartographie d'aléa, la formation des géologues, ingénieurs-géologues et ingénieurs.

1. DE L'ÉVOLUTION DE LA GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR ET DU CFGI

Sébastien Dupray¹, Jean-Louis Durville², Aline Quenez³

1.1. L'évolution de la Géologie de l'ingénieur en France

Un jubilé est toujours un grand moment et le Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement (CFG) a souhaité en faire à juste titre un moment particulier. Un moment de souvenir, de partage, de retour sur les événements et épisodes clés qui ont marqué l'association et la discipline, mais aussi un moment privilégié de réflexion et de projection vers l'avenir. C'est un exercice délicat qui est demandé aux auteurs de ces lignes, de faire un texte sur l'évolution de la géologie de l'ingénieur. En effet, des membres éminents du CFG et des ingénieurs-géologues ont dans le présent volume apporté des contributions notables tant des points de vue historique et technique que d'un point de vue plus prospectif. Par ailleurs, une telle analyse ne peut s'envisager que collectivement sans possibilité malheureusement d'y faire contribuer les membres clés du CFG aujourd'hui disparus.

Ainsi, nous appuyant sur nos expériences professionnelles et sur nos fonctions passées (respectivement celle d'ancien secrétaire de l'AIGI : Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, d'ancien président du CFG et de présidente en exercice du CFG), nous allons tenter d'identifier quelques-unes des racines et constantes de la géologie de l'ingénieur. Ensuite, nous verrons en quoi l'environnement dans lequel le géologue ou l'ingénieur-géologue évolue a significativement changé depuis 50 ans. Enfin, nous inspirant de la réflexion conduite pour le jubilé de l'AIGI dans le cadre du livre publié par Delgado, Dupray, Marinos et Oliveira (2014), nous verrons comment le futur du CFG pourrait être interrogé.

Un cœur de la discipline qui ne change pas

Nous n'avons pas pour ambition de faire une « histoire » de la Géologie de l'ingénieur, même si une étude épistémologique ou historique de la géologie de l'ingénieur serait certainement intéressante (mais hors de notre compétence...) au regard de la nature particulière de cette discipline située au carrefour de plusieurs sciences et techniques, et des différents besoins auxquels elle répond. Certains s'y sont pourtant essayés comme Culshaw en 2008 (rédacteur en chef en exercice du Bulletin de l'AIGI) ou par exemple plus récemment Ricardo Oliveira dans son papier « *A history of engineering geology* »

1 DRIEE : Direction Régionale et Interdépartementale de l'Environnement et de l'Énergie, ancien secrétaire général de l'AIGI.

2 (er) CGEDD : Conseil Général de l'Environnement et du Développement Durable, ancien président du CFG

3 Société du Grand Paris, présidente du CFG

dans le livre du jubilé de l'AIGI. Celui-ci identifie l'émergence de la discipline au XVIII^e siècle avec la réponse aux besoins de la société industrielle naissante et l'enseignement de disciplines intimement liées que sont la géologie, la construction et le génie civil, la mine, même si la géologie de l'ingénieur n'a pas d'existence à proprement parler. D'autres comme Kierch (1991) trouvent en Léonard de Vinci le grand ancêtre du géologue œuvrant en génie civil puisque que l'une des premières traces de géologie appliquée à la construction lui serait attribuée. Quoiqu'il en soit, certaines publications de références, surtout du siècle dernier, peuvent aussi utilement servir de marqueurs de la consolidation de la géologie de l'ingénieur comme discipline à part entière, à l'étranger comme en France. A ce titre, on peut citer les ouvrages de Ries et Watson en 1921 aux USA, de Stini en 1922 en Allemagne, de Paige en 1950 aux USA, de Desio en 1959 en Italie, de Calembert en 1969 en Belgique ou bien en France les livres de Raguin en 1934 ou de Goguel en 1959... Une liste d'ouvrages incontournables pour l'ingénieur-géologue dans le présent volume complète d'ailleurs cette liste plutôt internationale. Ces quelques éléments historiques montrent combien les principes fondateurs de notre discipline trouvent leurs fondements dans la complémentarité entre géologie et ingénierie. C'est ainsi que le géologue ou l'ingénieur géologue trouve ses racines.

Enfin, l'apparition du terme officiel de géologie de l'ingénieur dans les discussions au sein de l'Union Internationale des Sciences Géologiques (sous l'égide d'Asher Shadmon) puis dans les statuts de l'AIGI est un marqueur définitif. La discipline y est présentée en ces termes "*Article 1: The scope of engineering geology covers the applications of earth sciences to engineering, planning, construction, prospecting, testing and processing of related materials*". Cette définition posée, le cœur de la géologie de l'ingénieur est ainsi caractérisé.

Mais le plus important est certainement de s'intéresser aux fondamentaux eux-mêmes de la géologie de l'ingénieur. Ils sont retracés notamment par Sir John Knill (2002) à l'occasion de la remise de la première médaille Hans-Cloos durant le 9^e congrès de l'AIGI et dans son papier intitulé « *Core values of engineering geology : the first Hans-Cloos lecture* ». La présentation qui y est faite de la géologie de l'ingénieur est assez largement partagée par d'autres auteurs et perceptible dans les nombreux textes de référence en géologie de l'ingénieur. Ces principes sont notamment repris dans la première partie du présent volume. Nous n'y reviendrons pas en détail, si ce n'est pour insister sur quelques-uns d'entre eux qui sont de notre point de vue des constantes de la discipline :

- les allers-retours entre les différentes échelles géométriques (minéraux et microstructures des sols et roches, échantillons au laboratoire, affleurement... jusqu'à l'échelle du projet ou des structures géologiques) et de temps (infinitésimal pour les événements sismiques ou les ruptures de ponts rocheux par exemple, annuel ou pluriannuel pour les cycles hydrogéologiques par exemple, à très long terme pour des questions de durabilité ou de changement climatique) qui contiennent toujours des défis scientifiques et techniques. En particulier, il faut insister sur l'attitude du géologue par rapport au projet de l'ingénieur, qui est de « prendre du recul dans l'espace et dans le temps » : ne pas se contenter d'examiner le site du projet dans son état actuel, mais observer largement les environs et reconstituer leur histoire géologique ;

- l'approche intégratrice avec les apports complémentaires de la géologie d'une part et de l'ingénierie d'autre part, selon l'habituelle distinction entre, d'une part, les matériaux et les structures géologiques et d'autre part, les processus et mécanismes géologiques, pour contribuer à la compréhension du comportement du milieu naturel ; à ce titre, certains des enjeux abordés par la géologie de l'ingénieur sont l'objet de disciplines à part entière comme l'hydrogéologie ou bien vont au-delà des approches géologiques visant par exemple à rechercher des matériaux sans totalement se préoccuper de la manière dont ils vont être extraits ;



*Reconnaissance de la fondation d'une culée du second viaduc de l'Ante dans le Calvados
(photo J-L Durville)*

- la synthèse réalisée par le (la) géologue ou l'ingénieur-géologue s'appuie sur des connaissances géologiques globales ainsi que sur des connaissances hydrogéologiques, géomécaniques ou géotechniques, des secteurs d'activité où elle est mobilisée (génie civil, ressources naturelles, aménagement, infrastructures, énergies, environnement et gestion des risques...) et c'est le travail de conceptualisation et de synthèse (qui doit être partagé avec les disciplines scientifiques et techniques concernées) qui est une des spécificités de notre domaine. L'« *engineering geologist* » n'est à proprement parler ni simplement un géologue ou un ingénieur : il assure en fait la liaison entre ces domaines et il participe activement par exemple à la compréhension de l'interaction sol-structure (au sens large) ; en effet, la vision naturaliste qu'il apporte, à base d'observations et de déductions rigoureuses, donne sa place à la complexité du monde réel (et aux incertitudes qui en résultent) et est un complément indispensable aux sciences ou disciplines considérées comme plus exactes ou plus formelles.

- la géologie de l'ingénieur nous semble aussi assumer sa part d'empirisme et d'attachement au réel accordant une place importante et indispensable – et il nous semble important de le noter ici – à l'observation de terrain, au contrôle *in situ*, à la surveillance et au suivi, bref à la réalité du terrain et des faits ;
- l'approche globale du géologue consistant à observer, mesurer et caractériser, analyser, modéliser (suivant plusieurs prismes d'ailleurs), concevoir et prendre les décisions, contrôler, monitorer et le cas échéant remédier ou re-concevoir. Elle s'approprie de fait le concept de cycle de vie des aménagements ou des ouvrages, avant même que celui-ci n'ait été théorisé. Cette approche globale s'exprime particulièrement dans les grands projets d'aménagement tant d'infrastructure que d'aménagement du territoire face aux risques géologiques par exemple ; il est même parfois mis en avant la grande force de l'approche de l'ingénieur géologue pour promouvoir un projet, contribuer à une prise en compte large des incertitudes et des risques inhérents à un projet, consolidant ainsi les contrats (Knill).

Enfin, la géologie de l'ingénieur peut conduire celui qui l'exerce à des postures très différentes, dont la complémentarité fait la force : celle de l'homme de terrain, celle du laborantin ou du modélisateur, celle du conseiller exprimant un certain équilibre entre les possibilités offertes par la nature et les contraintes, celle du « pompier » en cas d'événements tels que glissement ou effondrement, ou de problème sur un projet.

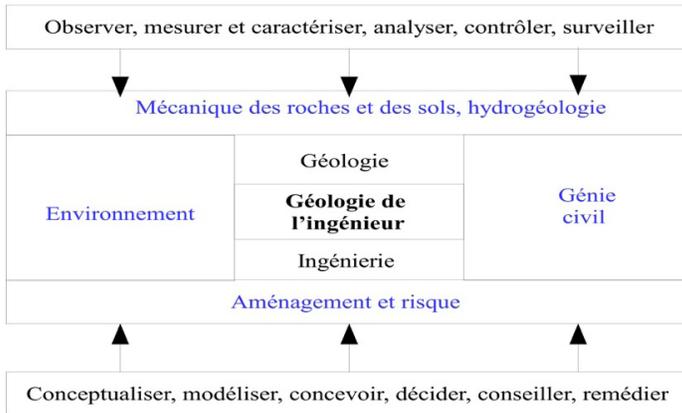


Schéma présentant les disciplines fondamentales pour la géologie de l'ingénieur et les principaux modes d'intervention de l'ingénieur géologue (Diagramme S. Dupray)

La géologie de l'ingénieur et les missions du géologue ou de l'ingénieur géologue se sont ainsi construites progressivement sur des constantes fondamentales, qui forment un cœur stable, mobilisé de manière adaptée aux différentes situations actuelles.

Des attentes de la société qui évoluent

Vis-à-vis de la géologie de l'ingénieur, les attentes sont à considérer de divers points de vue : celui du « marché », c'est-à-dire des projets de génie civil, d'environnement, etc. qui demandent l'implication d'un(e) géologue ou d'un(e) ingénieur-géologue ; celui, plus généralement, de la « demande sociétale ».

La grande époque des barrages et des galeries hydrauliques en France fut celle des décennies 1930 – 1980. Le programme autoroutier dans notre pays s'est développé principalement dans les décennies 1960 – 2000 et les projets de LGV ont vu le jour dans les décennies 1980 – 2010. Les centrales nucléaires ont été construites majoritairement dans les années 1960 – 1990. Ces grands ouvrages ont fortement mobilisé la communauté française des géologues ; ils ont même contribué, pour les premiers d'entre eux, à l'identification de notre discipline et à son développement.



Déblai routier dans des formations plissées. Déviation de Bédarieux (Photo J-L. Durville)

De nos jours, il n'y a plus guère de tels projets sur le territoire national, sauf à la marge, mais nos géologues et ingénieurs-géologues interviennent encore dans les pays où ces infrastructures sont en plein essor, dans le sillage des bureaux d'études et des entreprises françaises qui occupent une bonne place à l'international. Ce marché demande une adaptabilité plus grande aux géologues qui ne peuvent se prévaloir d'une longue expérience régionale.

Le projet du Grand Paris Express (G.P.E.) fait exception à l'affirmation du paragraphe précédent. C'est le plus grand projet d'infrastructure actuellement en Europe et il représente aujourd'hui et pour une dizaine d'années encore un « gisement » important pour les praticiens de la géologie de l'ingénieur. Les sections en souterrain sont nombreuses, dans des formations géologiques certes peu affectées par la tectonique, mais très hétérogènes sur les plans lithologique et hydrogéologique, avec un environnement très contraint (construction sus-jacentes, carrières souterraines, nombreux réseaux stratégiques). Le grand tunnel du projet de LGV Lyon-Turin, s'il se réalise, sera un ouvrage hors norme, mais il ne faut pas négliger les autres tronçons de la ligne dans

les Alpes, qui demandent également de faire appel à des compétences géologiques et géotechniques.

En termes d'aménagements dans notre pays, il y a eu dans la seconde moitié du XX^e siècle la période des villes nouvelles et de la « cartographie géotechnique ». Les projets aujourd'hui sont d'ampleur plus modeste, à l'échelle d'un quartier, mais les enjeux environnementaux et de voisinage sont très prégnants. On peut noter l'augmentation des projets urbains en sous-sol, notamment de métropolitains ou tramways, de parcs de stationnement, de collecteurs, etc. qui se développeront un peu partout dans le monde dans les années qui viennent. De façon générale, les projets sont de plus en plus complexes, compte tenu des contraintes de toutes sortes qui s'imposent, et les questions ainsi posées à la géologie de l'ingénieur sont de plus en plus pointues et difficiles.

La sensibilisation vis-à-vis des risques naturels est devenue une préoccupation importante dans les années 1980, avec en particulier la nomination d'Haroun Tazieff comme secrétaire d'État chargé de la prévention des risques naturels majeurs. Les géologues ont été largement mobilisés pour la mise au point et l'application de la réglementation en matière de prévention du risque de mouvements de versants, d'érosion des côtes, d'effondrements de cavités et de séismes. La cartographie des aléas dans le cadre des plans de prévention des risques (PPR) est encore active, y compris dans l'actualisation de documents réalisés il y a une vingtaine ou une trentaine d'années. En fait, la population augmente, les constructions et aménagements se développent et se concentrent dans des terrains de moins bonne qualité/sécurité, la pression foncière est forte dans certaines aires géographiques : tout ceci augmente ainsi le risque, à supposer que l'aléa reste constant. Or le changement climatique sera très probablement à l'origine de mouvements de terrain ou d'érosions accélérées dans certaines régions, où le niveau d'aléa augmentera : zones d'altitude ou frange littorale en particulier.

Parallèlement, la demande sociétale de sécurité est de plus en plus exigeante et va de pair avec une judiciarisation croissante dans la recherche des responsabilités. Ainsi, le travail du géologue et de l'ingénieur géologue devra encore progresser en fiabilité et en transparence vis-à-vis des risques. Il n'est que de comparer les cartes ZERMOS (zones exposées aux risques de mouvements du sol et du sous-sol) publiées dans les années 1980, dont la notice était très réduite, avec les volumineuses notices explicatives des PPR actuellement en préparation, dans lesquelles la pédagogie, la traçabilité et l'association des publics sont un souci majeur.

Il est banal d'évoquer la croissance des questions environnementales depuis quelques décennies. Cette croissance n'est pas terminée et la géologie de l'ingénieur s'adapte à ce contexte par un dialogue accru avec d'autres spécialistes traitant par exemple de la pollution des terres et des eaux, de la végétalisation des dépôts de terres, voire de la faune (comment conforter la falaise par des boulons sans perturber les oiseaux nicheurs ?).



Chute de blocs sur route, Alpes-Maritimes (Photo J-L. Durville)

Les risques liés à l'amiante environnemental, après l'amiante industriel, attirent l'attention des pouvoirs publics et l'identification de la présence de minéraux fibreux doit être détectée à l'amont des chantiers. Dans ce domaine, les géologues et ingénieurs géologues contribueront à la mise au point d'une réglementation équilibrée et cohérente, ainsi que de solutions pratiques dans les travaux de génie civil.

Les déchets s'accumuleront encore dans notre société, malgré les efforts récents et importants en matière de diminution à la source et de recyclage. Leur stockage en surface ou en souterrain pose différents types de problèmes selon leur nature : déchets de démolition (avec plâtre, bitume...), déchets ménagers, déchets industriels à chimie complexe, déchets radio-actifs. Le comportement à long terme de ces matériaux doit être évalué avec soin. A titre d'exemple, la ré-utilisation du phosphogypse dans des remblais routiers a pu paraître à une époque une solution intéressante, mais un relargage de métaux lourds s'est développé au bout de quelques années.

Le souci croissant de durabilité des ouvrages amène à une optimisation des matériaux, en particulier à un choix de granulats qui permette au béton d'atteindre les performances voulues et la durabilité souhaitée : le corollaire est une étude minéralogique poussée, une sélection plus stricte et des gisements plus réduits. Alors qu'en parallèle, les contraintes environnementales sont un frein à l'ouverture, voire à l'extension de carrières.

Le recyclage des matériaux devra être fortement accru dans les prochaines années et, là aussi, la minéralogie sera appelée à jouer un rôle dans la recherche et développement qui précède la généralisation d'une nouvelle niche de ré-emploi.

Les questions posées par l'après-mine sont nombreuses : risques d'effondrements et de tassements, problèmes hydrogéologiques, risques d'émanations gazeuses, etc. Ces risques ont commencé à se manifester dans les années 1990 et n'ont pas fini de solliciter la géologie de l'ingénieur (Edjossan-Sossou *et al.*, 2012). Outre les

grands bassins ferrifères et houillers, de nombreuses petites exploitations, parfois très anciennes, mal identifiées, sont présentes sur le territoire national.

Par ailleurs, la commande des études géologiques se modifie : demande d'intégration plus poussée avec les autres disciplines, raccourcissement des délais, bien souvent aussi impasses sur certaines phases d'études. Le géologue et l'ingénieur géologue doit rester ferme sur la nécessité de disposer du temps nécessaire, notamment pour cadrer correctement les variations de nappe (au moins un ou deux ans) ou pour fixer des seuils d'alarme vis-à-vis d'un éboulement rocheux (toujours sensible à des fluctuations d'origine thermique). Les associations comme le CFGI ont vocation à promouvoir la qualité dans les études et à rappeler aux maîtres d'ouvrage que la dépense d'étude, toujours faible au regard du coût total d'un projet, peut éviter des coûts ultérieurs bien plus considérables. En retour, les maîtres d'ouvrages sont en droit d'attendre de la part des bureaux d'études et des entreprises des données fiables et donc de qualité permettant d'optimiser techniquement leur projet en maîtrisant mieux les aléas afin de mieux gérer les risques.

Enfin, la géologie de l'ingénieur n'échappe pas à la constitution d'une expertise citoyenne, contribuant parfois à la mise en cause des experts, quels qu'ils soient, et à la nécessité de dialoguer avec la « société civile », d'être à l'écoute des populations concernées par les projets, notamment lorsque l'on touche aux questions de risque et d'environnement. À ce titre, l'inscription dans la charte de l'environnement du droit à l'information du citoyen pour tout ce qui concerne son environnement est une évolution notable. Avec comme corollaire l'impératif croissant d'honnêteté intellectuelle et d'impartialité, mais aussi de modestie devant la complexité de Dame Nature.

L'évolution des techniques

Les techniques d'investigation et de reconnaissance sur lesquelles s'appuie la géologie de l'ingénieur sont en pleine évolution. Citons quelques-uns des progrès en cours les plus marquants.

Les modèles numériques de terrain (MNT) seront bientôt disponibles sur la majeure partie du territoire national, à des résolutions très satisfaisantes. Ce sont en particulier des outils remarquables pour visualiser des détails morphologiques tels qu'amorces de ruptures, anciens glissements, failles sous faible couverture, etc.

Les méthodes géophysiques gagnent en fiabilité, en résolution, du fait de capteurs plus performants et de traitements informatiques élaborés. Rappelons-nous que, encore dans les années 1960-70, après une campagne de sismique-réfraction au marteau, on traçait à la main les hodochrones sur du papier millimétré... La géophysique utilisée en géologie de l'ingénieur bénéficie progressivement de toutes les techniques mises au point par la géophysique pétrolière. Pour assurer la qualité des prestations géophysiques, un code de bonnes pratiques a été publié (AGAP, 1992), accompagné plus récemment de fiches de bonnes pratiques pour les différentes techniques.

L'imagerie à distance des parois rocheuses apporte une révolution dans les études structurales pour la stabilité des falaises et l'aléa de chutes de blocs. La généralisation de cette technique, utilisant des hélicoptères ou des drones, permettra d'avoir une vue complète des corniches rocheuses, y compris de parties invisibles depuis le pied, et d'obtenir facilement des statistiques de pendage, d'espacement, etc. Toutefois, l'automatisation complète de l'exploitation des nuages de points n'est pas pertinente, il est indispensable que le géologue ou l'ingénieur géologue analyse les règles incorporées dans le logiciel et définisse les paramètres les plus appropriés.

Les mesures à distance progressent elles aussi à grands pas. Sans doute le radar mis en place pour la surveillance des Ruines de Séchilienne a-t-il été un précurseur, capable de mesurer les distances avec une résolution meilleure que 1 mm sur 4 km (Lemaître *et al.*, 2004). L'interférométrie radar se développe, par satellite ou en station terrestre, et fournit des données d'une grande précision sur les tassements autour d'un chantier souterrain ou sur un versant en mouvement lent.

L'enregistrement en continu de paramètres (inclinométrie, piézométrie, distancemétrie, etc.) devient de plus en plus accessible – nous sommes à l'époque du *big data* – et continuera à se multiplier, l'acquisition et le traitement des données pouvant être largement informatisés. On sait comme il est important, dans les questions de stabilité des pentes par exemple, de connaître les réactions rapides des nappes après des précipitations intenses... La fiabilité d'un système de surveillance et d'alerte est très dépendante de la fréquence des acquisitions. Il n'en reste pas moins que, dans ce domaine, la définition de seuils d'alerte ne peut être traitée qu'en prenant en compte tous les éléments du problème, géologiques en particulier.

Les techniques de visualisation 3D se répandent et apportent une aide précieuse au géologue confronté à des projets d'ouvrages complexes dans des sites difficiles, avec des structures géologiques imbriquées. Mais ces outils 3D sont également utiles pour expliquer au maître d'ouvrage, aux décideurs, les difficultés géologiques rencontrées et les implications de telle ou telle particularité géologique pour le projet. Ces technologies sont de plus en plus utilisées pour échanger avec le grand public, y compris sous forme d'animation.

Un gros effort de mise à disposition des données géologiques par internet a été fait ces dernières années sous l'impulsion de l'État, en particulier par le BRGM. Les bases de données sont maintenant nombreuses dans notre pays : sondages, piézométrie, mouvements de terrain, cavités souterraines, sols pollués... Elles s'enrichissent chaque année et seront de plus en plus une source d'information fiable (à condition d'en tracer la validation), à consulter dès les études préliminaires d'un site. Cependant, la récolte et l'archivage des données sont soumis à divers freins, juridiques ou financiers, et il ne faut pas se cacher que beaucoup d'informations se perdent... Saurons-nous trouver un moyen de mieux engranger l'information produite en permanence ? La notion de hiérarchie de confiance dans le classement et l'utilisation des bases de données ne doit pas être oubliée si l'on veut des rendus fiables et de qualité. Le Référentiel Géologique de la France, promu par le BRGM, peut être une réponse, s'il parvient à rendre aisément accessibles les données utiles au géologue et à l'ingénieur géologue.

Toutes ces techniques en plein développement, faisant largement appel à l'électronique, à l'informatique ou au traitement d'images, ne doivent pas faire oublier que, pour le géologue, le contact avec le terrain est et restera essentiel : observation visuelle du paysage et parcours à pied du site, carnet de notes et marteau à la main... Garder un esprit critique dans l'utilisation des bases de données, logiciels et méthodes nouvelles est très important car c'est ce qui fera qu'un géologue ou un ingénieur-géologue aidera à optimiser des projets, ou accompagnera des décisions face à un phénomène naturel ayant un impact social, tout en restant dans le domaine de la sécurité sans prendre de risque humainement inutile.



Observation d'un pli avec schistosité, Cambrien de la Montagne Noire (Photo J-L. Durville)

Enfin, c'est une caractéristique des temps actuels que les géologues, comme dans les autres professions, ne restent pas longtemps dans le même emploi, dans le même bureau d'étude, dans la même région. Il est donc demandé au géologue un effort d'adaptation et de formation rapides, dans un métier où l'expérience – faite de réussites et d'erreurs – a pourtant une grande importance. Certes, la documentation technique, les guides méthodologiques, les recommandations, les comptes-rendus d'études de cas se multiplient (leur consultation est de plus en plus aisée grâce à la toile) et permettent à un jeune géologue ou ingénieur géologue « bombardé » sur un chantier de ne pas trop perdre la face devant le maître d'œuvre ou l'entreprise... Mais, en géologie de l'ingénieur, chaque cas est un peu unique, le travail du géologue ne peut guère être enfermé dans des livres, il ne peut être normalisé ; on parle de « l'art de l'ingénieur », l'expression s'applique *a fortiori* à notre discipline : « l'art du géologue et de l'ingénieur géologue ».

de travaux de jeunes professionnels (l'historique de l'activité en atteste), la mise à disposition d'informations scientifiques et la possibilité de publier grâce au Bulletin de l'AIGI (dont la qualité n'a cessé de s'améliorer) par exemple. On semble aussi observer un vieillissement des membres actifs, questionnant de fait la capacité à porter durablement ces activités historiques et la capacité d'écoute des besoins des plus jeunes générations. C'est un fait général que toutes les associations (savantes, culturelles, sportives, etc.) ont vu leurs relations à leur membre fortement évoluer ces dernières décennies : si la fidélité était de mise, elle s'est partiellement transformée en un « butinage » avec une implication variable, plus inconditionnelle (en fonction des besoins et des situations). C'est une réalité qui s'impose au CFGI comme à ses sociétés sœurs.

Parmi les diverses pistes identifiées lors des travaux du Jubilé de l'AIGI, certaines sont reprises ici pour accompagner un questionnement sur l'avenir que nous espérons bénéfique à la géologie de l'ingénieur et sa promotion en France :

- la collaboration avec les sociétés-sœurs est une orientation forte qui avait d'ailleurs conduit à pousser la réflexion jusqu'à la création d'une fédération internationale des sociétés des géosciences appliquées. Parmi les motivations de l'époque, certaines peuvent utilement être rappelées : donner à voir aux grands maîtres d'ouvrages et donneurs d'ordre un consortium organisé des disciplines des géosciences ; organiser l'écoute des besoins des acteurs économiques et de la société civile, voire y apporter des réponses coordonnées et collectives. Ces questionnements restent d'actualité et ne nuisent pas à inscrire la géologie de l'ingénieur dans une position d'écoute attentive de la Société, et donc pourraient contribuer à consolider le positionnement de la discipline face à ses bénéficiaires *in fine* ;
- à l'ère du numérique, des réseaux sociaux, l'AIGI comme le CFGI ont entamé leur mue avec la refonte de leurs sites internet, voire la création de groupes de membres et de sympathisants sur des réseaux sociaux professionnels. Mais comment la géologie de l'ingénieur et le CFGI trouveront-ils leur place dans la montée en puissance du contenu collaboratif (et la transformation de certaines plateformes statiques en *wiki*, élaborés par les membres), le développement du *big data* (rendant accessibles de plus en plus de contenus, y compris livresques, et de données brutes), sans parler du développement de l'intelligence artificielle ? Dans cet environnement de données « disponibles pour rien », la garantie de qualité et la certification de l'origine deviennent des sujets clé donnant ainsi toute leur place à des organisations scientifiques et techniques qui offrent la garantie de qualité et de sérieux. Plus simplement, n'est-il pas envisageable de rendre disponibles certaines des références, anciennes et précieuses, mais aujourd'hui uniquement accessibles en format papier, par exemple au travers d'un centre de ressources comme le CFGI ?
- les questions de langue ont aussi beaucoup animé l'AIGI au tournant de son 50^e anniversaire. Il y a peut-être là un sujet à creuser (à nouveau ?) en lien avec

la Francophonie⁴ et l'accompagnement de pays amis et francophones pour qui l'expérience acquise en France pourrait être utile et dont la structuration de la géologie de l'ingénieur n'est peut-être pas si avancée ? A minima, les échanges au sein de la Francophonie ne pourraient pas nuire à la discipline ;

- enfin, la formation et l'acquisition d'expérience est un enjeu majeur pour l'avenir de la géologie de l'ingénieur et des géologues de l'ingénieur qui l'exercent. Nous ne reviendrons pas en détail sur le sujet de la formation puisque le présent volume contient un développement sur ce sujet mais plutôt sur le partage d'expérience. L'AIGI a suivi la mode du MOOC (massive online open course) qui n'est pas la révolution tant attendue lorsqu'il se limite à faire en ligne un cours habituellement fait en amphithéâtre. Néanmoins, son accessibilité en ligne est un atout pour la diffusion de la géologie de l'ingénieur, et quand ce MOOC est un moyen de présenter une expérience acquise au fil des années par une personne très expérimentée, il est irremplaçable pour partager avec les plus jeunes générations ce que seules les années de métier apporteront. Si la chance est donnée à certains de partager l'expérience de leurs aînés, qui sont parfois prêts à leur donner un peu de leur temps, ce n'est chose ni aisée ni courante. Maîtriser une discipline comme la géologie de l'ingénieur nécessite une approche, globale, intégrée, pluri-disciplinaire qui s'acquière au fil du temps : la capitalisation des compétences et l'organisation du transfert de compétences (*via* le parrainage par exemple) sont des pistes à développer. En particulier, doit être poursuivi le partage d'expérience de terrain lorsque le CFGI organise les « Journées régionales » qui permettent aux jeunes générations de comprendre que ce partage ne peut se faire uniquement sur le net mais nécessite un investissement personnel.

1.3. Références bibliographiques

- AGAP, 1992. *Code de bonne pratique* (<https://www.agapqualite.org/fr/code-de-bonne-pratique.html>)
- Calembert, L. 1969. *Introduction à la Géologie de l'Ingénieur*. Université de Liège. (Liège), 290p.
- Culshaw, M., Reeves, H., Rosenbaum, M.S., 2008. *Two hundred years of engineering geology*. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, vol 41 (2), p. 137-142
- Delgado, C., Dupray, S., Marinos, P., Oliveira, R., 2014. *The International Association for Engineering Geology and the Environment : 50 Years (2010-2014)*. IAEG (Paris) and Science Press (Beijing), 201p.
- Desio, A., 1959. *Geologia applicata alla ingegneria*. Hoepli (Milan). 1058p.

⁴ En particulier, l'implication du CFGI dans le site internet <http://www.geotech-fr.org> pourrait être accrue.

- Edjossan-Sossou A., Al Heib M., Deck O., Verdel T., 2012. *Gestion durable des risques d'affaissement minier : choix des stratégies – Cas de Moyeuve-Grande*. Actes des JNGG 2012, tome 2, p. 675-682
- Goguel, J., 1959. *Application de la géologie aux Travaux de l'Ingénieur*. Masson (Paris), 357p.
- Kiersch, G.A., 1991. *The heritage of Engineering Geology; The First Hundred Years*. Geological Society of America, Centennial Special Volume 3, 605p.
- Knill, J., 2002. *Core values of engineering geology : the first Hans-Cloos lecture*. Bulletin of Engineering Geology, volume 62 (1), pp 1-34
- Lemaître F., Poussière J.-C., Duranthon J.-C., Effendiantz L., 2004. *Utilisation du radar sol pour la surveillance des mouvements de terrain*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 249, p. 19-34
- Ries, H., Watson, TL., 1947. *Elements of Engineering Geology*. 2nd edition (1st edition in 1921). John Willey and sons (New York), 365p.
- Stini, J., 1922. *Technische Geologie*. Ferdinand Enke (Stuttgart), 789p.
- Paige, S., 1950. *Application of Geology to Engineering Practice*. Geological Society of America (Washington), 327p.
- Raguin, E., 1942. *Géologie appliquée*. Masson et Cie. (1^{re} édition en 1934) (Paris), 397p.

2. MASSIVE DEBRIS FLOW EVENTS ON PACIFIC NORTHWEST VOLCANOES, USA, NOVEMBER 2006 : CAUSES, EFFECTS AND RELATIONSHIP TO CLIMATE CHANGE

S.F. Burns¹, R. Pirof¹, K. Williams¹, and S. Sobieschek²

Abstract: During the second week of November, 2006 a warm, wet air mass, locally called the “Pineapple Express”, hit Oregon and Washington and dumped over 50 cm rain onto the volcanoes within 36h before there was snow cover. It mobilized the abundant sediment on the slopes of the volcanoes and created many devastating debris flows. The amount of available sediment on the slopes has increased in recent years as glaciers have retreated, exposing the inside of lateral moraines. Mt. Hood was the most devastated with 7 of 11 major drainages producing significant debris flows. Eliot Creek and White River produced extensive debris flows that measured well over 2 million cubic meters each and closed major highways in the region for weeks. A large delta formed in the Columbia River at Hood River resulting from the debris flows. At Mt. Rainier the southwest drainages were hit hard. Kautz Creek rerouted. The Nisqually River enlarged greatly in size and almost undercut the Longmire emergency response headquarters of the national park. The Sunshine Campground disappeared. At Mt. St. Helens, the road to Lava Canyon was washed out in two places. Milk Creek was the major debris flow on Mt. Jefferson. On Mt. Adams, many debris flows were generated in the drainages of Salt Creek, Adams Creek and the Big Muddy. The largest debris flow collapsed the moraine at Crofton Ridge. As the climate continues to change, we will see more large debris flows as these air masses arrive before snow cover can shield their impact on the volcanoes.

2.1. Introduction

At the end of the first week of November in 2006 a warm, wet air mass, locally called the Pineapple Express and scientifically called the Madden Julian Oscillation (MJO) (Gottschalk et al., 2005) spread over 50 cm of rain onto the volcanoes of the central Cascade Mountains of Oregon and Washington in the United States. The main rainfall occurred in 36h on November 6 - 7, 2006. This storm mobilized large amounts of sediment on the slopes of the volcanoes producing many large debris flows that had great effects on the infrastructure around the volcanoes.

Normally, when these MJO events occur it is later in the winter, and snow is on the ground on the volcanoes. The precipitation is generally absorbed by the snow as if it was a large sponge, and little sediment mobilization occurs. If these climatic

¹ Portland State University, Portland, OR, USA, e-mail: burnss@pdx.edu

² U.S. Geological Survey, Portland, OR, USA

events continue to come earlier in the year before the snows cover the volcanoes, one will see more and more of these debris flow events occurring.

This study started in 2007 to investigate these debris flows. We wanted to know what were the characteristics of the debris flows, especially what were the characteristics of the initiation zones of the debris flows. The initiation zone characteristics would be very important in developing debris flow hazard maps of the Cascadian volcanoes in the future. The project is almost over, and some interesting characteristics have arisen related to connections to glaciers, vegetation, and stream gradients.

2.2. Background

Geology

The Cascade volcanoes are all Quaternary cones of mainly andesite, produced by the subduction of the Juan de Fuca Plate under the Pacific Northwest of the United States (Scott *et al.*, 1997 and Harris, 1988). The central Cascades are characterized by Mt. Rainier, Mt. St. Helens, Mt. Adams, Mt. Hood and Mt. Jefferson (Fig. 1, Fig. 2).



Figure 1: Map of the Cascade volcanoes

Precipitation events

Heavy precipitation in early November of 2006 fell across the western United States due to a weather disturbance called the Madden-Julian Oscillation (MJO) or more commonly referred to as the “Pineapple Express” storm (Gottschalk *et al.*, 2005). The MJO is a naturally occurring phenomenon that occurs over a 10 day period. Seven to ten days before the event, heavy rain falls in the far western Pacific producing a moisture plume that travels northeast coupled with a strong polar jet stream. This creates a high pressure area along the northwest coast of North America. Within 3 - 5 days before the event, the heavy rain shifts east further extending the moisture plume to the northeast. The polar jet stream splits around the high pressure zone as it weakens and shifts westward. Next, the precipitation event takes place as the heavy rain weakens and continues to shift and the moisture plume extends over the Hawaiian Islands and across the ocean hitting the West Coast of North America. The jet stream becomes strong below the high pressure area, driving the heavy rain onto land. In 2006 in the state of Washington the MJO caused 12 rivers to reach all time flood high records, eleven counties experienced major floods and Seattle, Hoquiam, and Olympia broke monthly precipitation records (Bond, 2006).



Figure 2 : Mt. Hood, Oregon

On Mount Hood during the event, precipitation amounts were highest on the west side with a minimum of 36 cm in 4 days reported in the debris flow producing basins by NEXRAD (2009). Precipitation amounts were lowest on the east side of the mountain with a minimum of 15 cm reported for debris flow producing basins (Pirrot, 2010). Debris flows did not occur when precipitation was below 15 cm for 4 days so that is probably the minimum threshold for debris flow generation.

On Mount Adams three SNOTEL sites recorded high rainfall events during the MJO of 2006. On November 7th the precipitation ranged between 6 and 17 cm for the 24h period, and for November 1 - 15, 2006 they averaged between 21 and 71 cm (Williams, 2011).

2.3. Mt. Hood

On Mt. Hood seven of the eleven drainages experienced debris flows (Fig. 3). These included the White River, Salmon River, Clark Creek, Newton Creek, Eliot Creek, Ladd Creek, and the Sandy River basins. Flows on the White River, Eliot Creek, Sandy River and Newton Creek caused major damage to bridges and roadways.



Figure 3 : White river bridge on highway 35 buried by debris flow of 2006, Mt. Hood, Oregon. Photo courtesy of USFS

Initiation elevations averaged around 1,860 m. Initiation zone material was predominantly sand (45 - 82%), with gravel (15 - 49%) and a few fines (3 - 5%). Four debris flows were triggered by landslides caused by undercutting of the river banks. Three developed through coalescence of multiple small debris flows within major channels and were termed “headless debris flows”. The White, Eliot, Newton and Sandy debris flows ranged from 8 to 16 km down the mountain. The Eliot Creek debris flow (Fig. 4, Fig. 5) formed a large delta in the Columbia River at Hood River (Fig. 6). The Ladd, Clark, and East Fork of the Salmon debris flows ranged 3 - 4 km down the mountain and caused less damage to infrastructure.



Figure 4 : Landslide initiation zone of the Eliot Creek debris flow, Mt. Hood, Oregon, 2006

Physical and morphological characterization of source areas was used to assess factors controlling debris flow initiation. Although findings indicate that all major

drainages on Mt. Hood are capable of producing debris flows (Melton's Ruggedness Number is greater than 0.3 for all drainages), drainages with direct connection to a glacier, low percentages of vegetation, and moderate gradients in the upper basin were the most susceptible (Melton, 1965). Surface water connection to the glacier provides additional discharge to the stream. The glacier acts as an impermeable surface to direct additional rainwater to the stream during storm events and provides rapid snowmelt.



Figure 5 : Boulder transported on 2006 Eliot Creek debris flow, Mt. Hood, Oregon

Among the basins not having debris flows, neither the Zigzag River nor Polallie Creek have a direct connection to a glacier, and the Muddy Fork and the Coe Basins both have high percentages of vegetated slopes. The material in the upper basin of the Muddy Fork is predominantly rock, making initiation there weathering-limited. Additionally, the Muddy Fork and the Zigzag have two of the steepest gradients on the mountain. This pattern suggests that material there is regularly transported downstream through normal fluvial processes rather than building up to be catastrophically removed through debris flow processes.



Figure 6 : Delta formed in the Columbia River at Hood River, Oregon, by the Eliot Creek debris flow, 2006. Photo by Darryl Lloyd

2.4. Mt. Jefferson

Mt. Jefferson (Fig. 7) which is located 100 km east of Salem, Oregon, experienced a debris flow on its western side during the 2006 event (Sobiesczyk *et al.*, 2008).

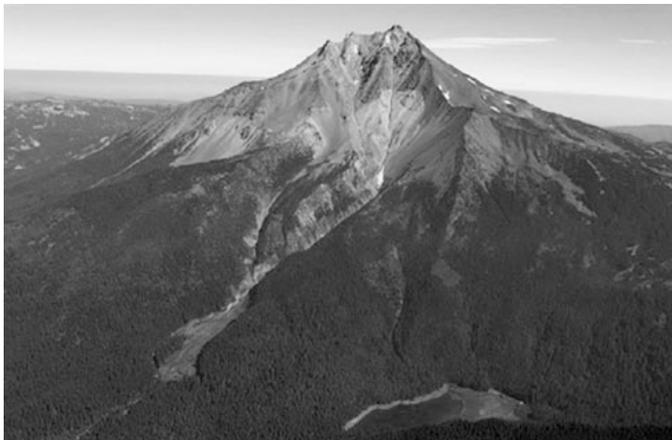


Figure 7 : Mt. Jefferson, Cascade range, Oregon

This debris flow initiated as a snowfield melted due to a combination of high precipitation and warm temperature. This debris flow bulked up as it traveled down the stream valley, eroding previous debris flow, pyroclastic flow and glacial moraine deposits. The maximum velocity for this flow was calculated at 3.9 m/s, and the confirmed flood stage was calculated at 2.4 m. The drainage basins of Milk and Pamela creeks were the specific locations of this debris flow (Fig. 8).



Figure 8 : Milk Creek depositional area of 2006 debris flow on Mt. Jefferson, Oregon

2.5. Mt. Adams

Mt. Adams experienced debris flows in seven of the eighteen drainages including Adams Creek, Big Muddy Creek, Lewis Creek, Little Muddy Creek, Muddy Fork, Rusk Creek, and Salt Creek (Williams, 2011). Six debris flows occurred on the northeast side of the mountain. A landslide initiated one debris flow on the inside of a lateral moraine (Fig. 9), two were initiated by heavy water flow and in channel landslides and three were initiated by a coalescence of eroded channels (headless debris flows). Four pre-2006 debris flows were found in the Cascade Creek, Crofton Creek, Hellroaring Creek and Morrison Creek drainages. Every 2006 debris flow originated in “Quaternary glacial drift”. The Crofton Ridge Moraine was eroded severely during this event and exposed permafrost in the lower glacial till (Williams, 2011).



Figure 9 : Nisqually River eroded into the Longmire service center for the Mt. Rainier National Park, 2006 debris flow. Photo courtesy of USFS

Attributes of the drainages were investigated to determine differences between drainages with debris flows and those without (Williams, 2011). The upper basins of drainages with debris flows averaged 37% glacial cover, 29% bedrock, and 35% unconsolidated material. The upper basins of drainages without debris flows averaged 12% glacial coverage, 63% bedrock, and 25% unconsolidated material. All of the drainages with debris flows were directly connected to the glacier, opposed to only 36% of the drainages without debris flows. Drainages with debris flows averaged 18% slopes above 33°, 10% vegetation, a gradient of 0.38, a Melton’s Ruggedness Number of 0.62, an average annual rainfall of 2.16 m, and - 52% glacier lost between 1904 and 2006. The upper basins of drainages without debris flows averaged 11% slopes above 33°, 18% vegetation, a gradient of 0.31, a Melton’s Ruggedness Number of 0.58, an average annual rainfall of 2.38 m, and - 41% glacier lost between 1904 and 2006. Of all of the factors analyzed percent glacial coverage and average annual rainfall predicted the 2006 debris the best.

2.6. Mt. St. Helens

On the south side of Mt. St. Helens, located 100 km north of Portland, three large debris flows affected infrastructure on the June Lake, Blue Lake and Muddy River Channels. An additional twelve drainages also exhibit evidence of the 2006 debris flows, but not to the magnitude of the three large events listed above (Olson, 2011). Active research is going on in these drainages right now.

2.7. Mt. Rainier

On Mt. Rainier, located 70 km southeast of Seattle, Washington, twelve debris flows occurred in six drainages (Copeland, 2009). These debris flows occurred in glacially- fed, steep-walled drainages set in unconsolidated Quaternary age material with little or no vegetation. An average elevation of 2,181 m and a slope angle of 39° were measured for the initiation zones. Glacial retreat appeared to be significant in the initiation of the debris flows, but no difference in simple glacier metrics could be found between glaciers above debris flow heads and those not (Copeland, 2009). Kautz Creek was rerouted because of severe debris flow erosion on the depositional alluvial fan. The Nisqually River at Longmire showed extreme erosion and widened the river so much that it almost undercut the emergency response center building there for the whole national park (Fig. 10). There was so much lateral erosion of the Nisqually River that most of the Sunshine Canyon campground disappeared.



Figure 10 : Nisqually River eroded into the Longmire service center for the Mt. Rainier National Park, 2006 debris flow. Photo courtesy of USFS

2.8. Conclusions

The Madden Julian Oscillation event, or Pineapple Express, of November 5-8, 2006 had significant effects on the volcanoes of the middle Cascade Range. It dropped over

50 cm of rain on the mountains in 4 days. Major debris flow events were noted on Mounts Rainier, St. Helens, Adams, Hood and Jefferson with some being extremely large. Large volumes of sediments were mobilized.

Initiation of the debris flows was studied on all mountains. Half of them were initiated by small landslides, whereas the other half originated as “headless debris flows” that did not have a distinctive source area. All of the drainages had the potential of creating debris flows because their Melton Ruggedness Numbers were all over 0.3 (Melton, 1965). The main criteria that best explained the presence of the debris flow in a drainage was the presence of a glacier in the headwaters, low vegetation in the upper drainage, and a low gradient which allowed sediment to build up in the upper drainages. The glaciers are so important because they provide impermeable surfaces that increase the effective water in the streams.

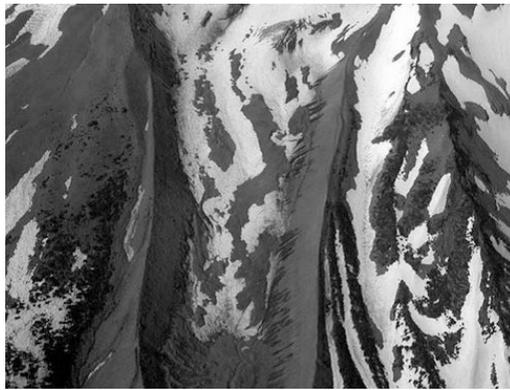


Figure 11: Exposed lateral moraines of the Eliot Glacier, Mt. Hood, Oregon

We are concerned that as the climate changes, these MJO events will move earlier in the year before the snows have fallen on the mountains (just like this event in November of 2006). With so many of the glaciers receding and exposing more inside surfaces of the lateral moraines (Fig. 11), more sediment will be mobilized by the events. If the MJO occurs when there is significant snow on the ground, the snow just absorbs the rainfall and no sediment is mobilized. We are concerned that we might see more similar debris flow generating events in the future if the climate continues to warm up.

2.9. References

- Bond N, 2006. *Record november rainfall*. Office of the Washington State Climatologist. [www.climage.washington.edu/events/2006Nov Rain.html](http://www.climage.washington.edu/events/2006NovRain.html). Accessed 19 May 2011
- Copeland EA, 2009. *Recent periglacial debris flows from Mt. Rainier, Washington*. Thesis, Oregon State University

Gottschalk J, Kousky V, Higgins W, L'Heureux M, 2005. *Madden Julian Oscillation Summary (MJO)*. National weather service climate prediction center.

www.cpc.ncep.noaa.gov/products/precip/CWlink/MJO/MJO. Accessed 18 May 2011

Harris SL, 1988. *Fire mountains of the west: the Cascade and Mono Lake Volcanoes*, p 379. Mountain Press Publishing, Missoula

Melton MA, 1965. *The geomorphic and paleoclimatic significance of alluvial deposits in southern Arizona*. J Geol 73:1–38

NEXRAD, 2009. *NCDC NEXRAD data inventory. NOAA satellite and information services: national environmental satellite, data and information services*.

<http://www.ncdc.noaa.gov/nexradinv>. Accessed 12 Feb 2009

Olson K, 2011. *Analysis of debris flow hazards for Mount St. Helens, Washington based on the major rainfall event of November 6–9, 2006*. In: Proceedings of the Oregon Academy of Science, vol 70, p 40

Pirot R, 2010. *Initiation zone characterization of debris flows in November, 2006, Mount Hood, Oregon*. M.S. Thesis, Portland State University

Scott SP, Pierson TC, Schilling SP, Costa JE, Gardner CA, Vallance JW, Major JJ, 1997. *Volcano hazards in the Mount Hood Region, Oregon*. U.S. Geological Survey Open File Report 97-89, p 16

Sobieszyk S, Urich MA, Piatt DR, Bragg HM, 2008. *Analysis of geomorphic and hydrologic characteristics of Mount Jefferson debris flow, Oregon, November 6, 2006*. U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2008-5204

Williams KJ, 2011. *Analysis and characterization of debris flows in November, 2006, Mount Adams, Washington*. M.S. Thesis, Portland State University

Remerciements

Cet article a été publié dans les Comptes-Rendus du XII^e Congrès de l'AIGI (G. Lollino *et al.* Eds., 2015. Engineering Geology for Society and Territory – Volume 2 : Landslide Processes), à l'occasion du 50^e anniversaire de l'association internationale. Nous remercions les auteurs et l'éditeur Springer pour leur autorisation de publication dans l'ouvrage *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives*.

3. URBAN LANDSLIDES: CHALLENGES FOR FORENSIC ENGINEERING GEOLOGISTS AND ENGINEERS

*S.F. Burns*¹

Abstract: Each year landslides cause 25-50 deaths and on the average \$3.5 billion in damage in the United States. Many of these landslides occur in urban settings. Figuring out what caused these urban landslides and also how to prevent them can be a challenge to forensic engineering geologists and geotechnical engineers. Urban landslides are defined as landslides that occur in or near cities, generally involving humans, houses and/or businesses. The importance of studying each slide to determine its cause and then to recommend a mitigation is paramount. Cities need to develop landslide inventory maps and their corresponding susceptibility maps in order to help prevent loss of human life and property from landslides. Control of water and recognition of ancient landslides are two important steps needed in prevention. Case histories involving reactivation of ancient landslides (Kelso, Washington), lack of control of water (Burlingame Place, Bazazz Landslide, Newell Creek Apartments, and Estacada Landslide), and use of LiDAR (Hidden Lakes Landslide) are analyzed to accentuate the above points. The importance of lack of insurance for landslides on normal homeowner policies has great significance.

3.1. Introduction

Urban landslides are landslides that occur in or near cities and generally involve humans, houses and/or businesses. Many are costly because one loses not only the structure involved, but the city infrastructure. Many of them could have been prevented if water (an important trigger) should have been controlled.

The need to prevent these slope failures is important because landslides are not covered under your normal homeowner's insurance policy, and when a landslide causes damage and is not covered, lawsuits arise. Landslide insurance may sometimes be available through Lloyds of London, but it is generally very expensive and not used.

3.2. Studying urban landslides

Any time a practitioner is studying an urban landslide, one must consider all of the factors that might have affected the landslide (Selby, 1982; Turner & McGuffey, 1996). The type of parent material is important (clay rich soils and shale bedrock are generally prone to landslides). Second, the slope angle plays a role, and as it increases, so does the chance for a landslide. Third, the vegetation should be considered because

¹ Portland State University, Portland, OR, USA, e-mail: burnss@pdx.edu

the roots give stability to the soil and the plants, especially trees, are essentially pumps dewatering the slope. Fourth, the triggers of water in the soil and earthquakes must be considered (Wieczorek, 1996). Since humans cannot control the incidence of the earthquakes, the control of the water in the soil is the one area where I will focus this paper. In the field one needs to ask where the storm water is going from the house (into the slope or into a storm sewer), are there any broken pipes or runoff from gutters or patios that might concentrate water on the slope, thereby creating landslides. Where is the waste water from the home going into a sewer or into a leaching field. Lastly, is the site built on an ancient landslide? If the soil has moved once, it has a higher chance of moving again.



Figure 1 : Landslide in Portland West Hills—cause a leaking pipe

Cities need to develop a database of landslides. This would be turned into a landslide inventory database and map (Soeters & Van Westen, 1996). Included in the database for each slide would be: date, geology, soil type, process, area size, volume, scarp height, slope angle, damage, and mitigation. Use of LiDAR imagery to map ancient landslides helps enlarge this database. Using the landslide inventory map, one could then produce a landslide susceptibility map which can be used for planning purposes (Soeters & Van Westen, 1996). Using the characteristics of the past landslides, soils with similar slope angles would be given a susceptibility of “high” as the past landslides. Most susceptibility maps have at least three categories: High, Moderate, and Low Susceptibility. In some cases a third type of map might be developed, a Risk Map which combines the susceptibility map with population density and usage (Wu *et al.*, 1996).

The aim of engineering geologists, geotechnical engineers, and emergency managers is to reduce loss of life and property, in these cases, related to landslides. They need to study past landslide case histories to learn what caused them and develop the proper susceptibility maps. When landslides occur and when these scientists go to the site, they must characterize the slide, understand the processes, and then develop a disaster

mitigation. The rest of the time, they need to concentrate on landslide prevention through application of the principles seen on the susceptibility maps.



Figure 2 : Gabion wall—normal mitigation for earth flows in Portland's West Hills

3.3. Development of inventory and susceptibility maps

In February 1996 Portland, Oregon had over 20 cm of rainfall in 4 days. Over 700 landslides were mapped and put into a Landslide Inventory Map and database (Burns, 1998). Four landslide susceptibility areas were delineated: the West Hills, the SE Portland Troutdale Formation, slopes along the rivers, and bedrock streams along the Columbia River. The West Hills are characterized by small earth flows which originated in the loess parent material. Many of the landslides were caused by broken gutters and pipes (Fig. 1). Mitigation was accomplished with walls, especially gabion walls (Fig. 2).



*Figure 3: Reactivation of ancient landslide in SE Portland.
Head scarp dropped 2 m During 1996 event*

The SE Portland area was characterized by reactivation of ancient earth flows and slumps in the flat lying beds of the Troutdale Formation sediments, especially where there was a clay or silt layer that formed the failure surface. They tended to be large slides and difficult to mitigate. Reactivation occurred normally first at the head scarp, such as Holly Lane (Fig. 3) and then at the toes. The slopes along the rivers tended to be thin soil slips and slides. Along the bedrock streams in the north part of the city, a number of debris flows occurred. One debris flow destroyed a house on Germantown Road (Fig. 4).



Figure 4 : House and car destroyed by debris flow on Germantown Road in 1996 storm

Reactivation of an ancient landslide toe on Bull Mountain caused a slump that eventually led to the destruction of a \$350,000 house (Fig. 5). Losses from this storm event added up to over \$35 million from landslides which equaled the losses from the floods that occurred at the same time. Analysis of the database showed that humans had a great effect on the causes of the landslides with 52% of the landslides occurring in cut slopes, 15% in fill failures, 9% because of lack of control of water, and 24% coming from natural causes (Burns et al. 1998).



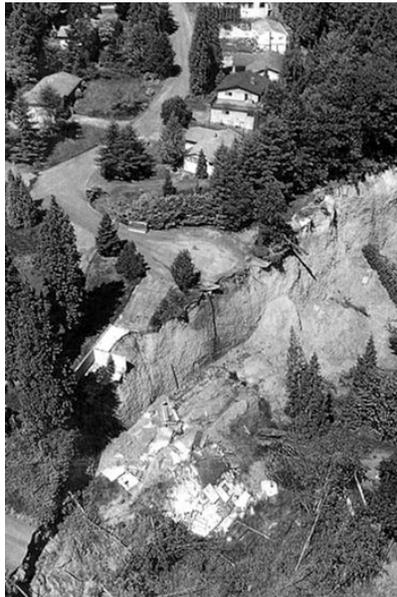
Figure 5 : House on toe of ancient landslide reactivates as a slump during Portland storm of 1996

This inventory map has been used to produce susceptibility maps. The first attempt was made by Drazba (2006) for the West Hills. Another susceptibility map is being developed by the Oregon Department of Geology and Mineral Industries and should be out soon. Such maps will be used by planners to issue building permits.

3.4. Reactivation of ancient landslides

Identification of ancient landslides, especially large earth flows, is imperative for good land use planning. Ancient slides are more prone to a second movement so if a city knows where its old landslides are, it could help people control the water in the soils at those sites and hopefully prevent a landslide reactivation.

The city of Kelso, Washington had an old landslide reactivate in 1998. A total of 60 homes below the scarp (Fig. 6) were destroyed when an old translational landslide reactivated in the winter. It became FEMA's first declared disaster area for a landslide (77 houses sitting above the scarp were left wondering what to do). The losses were \$6.2 million of infrastructure and \$25.7 million to the homes. Most of the homes were 25-30 years old, so most were owned by the homeowner not the banks (Fig. 7).



*Figure 6 : Head scarp of reactivated slide in Kelso, Washington, in 1998.
Scarp is over 30 m high*

In the end FEMA offered all homeowners \$0.30 for each dollar of value of the house. All used this buyout except 11 homes about 300 m away from the scarp, above the scarp. This example is what most cities do not want to happen. Insurance did

not pay for any of this. The best way to prevent another Kelso from occurring is to prevent people from building on old landslides (identified by susceptibility or inventory maps) or controlling the water where the houses already exist.



Figure 7 : House destroyed by reactivated landslide in 1998 in Kelso, Washington

3.5. Control of water

For most cities, the number one trigger of landslides is water (Wieczorek, 1996). Humans can control this factor through water collection systems such as gutters, storm sewers, weep holes in walls, collection drains, and French drains to name a few.



Figure 8 : Plugged up drainage system of 100 year old house causes wall to collapse and crush two cars in Portland, Oregon, in 2006

Sometimes these systems get clogged over time, the water builds up and the increased pore water pressure causes the system to fail. When homes are in the High and Moderate Landslide Susceptibility zones, there is an increased need to control the water on the land. A failed wall on Cardinell Drive in Portland, Oregon in

2006 was caused by the 100 year old system getting clogged with silt (Fig. 8) and the pore water pressure blowing out the wall.



Figure 9 : Site of house that slid down the hill on Burlingame Place in Portland, Oregon, in 2008

On October 8, 2008 a \$1.5 million home on Burlingame Place in Portland, Oregon slid down the hill during the driest part of the year (Fig. 9). A broken pipe in the front yard was implicated. Water was running down the driveway of the house below the day before the slide occurred. The homeowner escaped safely while the house was moving down the hill, but lost the total value because landslides are not covered by a homeowner's policy. Five lawsuits originated, but only one generated an out of court settlement of \$500,000. The house slid on the fragipan layer in the loess soil (Fig. 10). The house hit three houses at the toe of the slope, and one also had to be torn down.



Figure 10 : Collapsed house on Burlingame Place in Portland, Oregon in 2008

Two other major landslides occurred on January 1, 2009 in Portland, Oregon after a rainfall of 8 cm in 24h. The home of Alan Bazzaz was destroyed by a landslide at 1 a.m. on New Years day (Fig. 11). No one was killed, but the \$1.3 million home had to be torn down.



Figure 11: Bazzaz landslide in Portland, Oregon in 2009

There was a paved road on the slope above the Bazzaz house. A landslide blocked that road originating from the slope above that road. Storm water coming down the road was dammed by the slide debris and cascaded over the slope above the Bazzaz house causing it to fail and enter and destroy the house. Most of the Douglas fir forest on the upper slope had been cut down to improve the view of the house at the top of the hill, thereby changing the slope hydrology. Two landslides had previously occurred in the previous 5 years on the same slope. Bazzaz sued this neighbor who had cut down the trees on the slope for causing the landslide that had blocked the road and caused the water to flow down the slope above his house, causing the landslide. Bazzaz lost and therefore lost over \$1.5 million from the house and lawsuit. Lack of control of the storm water on the street was the cause of the Bazzaz landslide.



Figure 12 : House is destroyed by fire after being hit by a landslide in Estacada, Oregon, in 2009

The same storm caused another landslide on the edge of a fluvial terrace in Estacada, Oregon (Fig. 12). The earth flow was a reactivation of an ancient landslide as noted by the tree cover of big leaf maple and alders which indicate an earlier landslide. The family of four did escape the house safely. The good news is that insurance paid for the house because it burned down because the landslide helped the propane tank explode and catch the house on fire. Runoff from the upper part of the terrace and also a spring funneled water into the ancient slide, causing it to reactivate.



Figure 13 : Toe of reactivated landslide slump at Newell Creek Apartments in Oregon City, Oregon

In January 2006 in Oregon City, Oregon, the Newell Creek Apartment House complex sitting on an old slump block, reactivated. The buildings were low income housing so maintenance was lacking. Roof gutters were broken on most buildings, and all storm water was going directly onto the slopes. This reactivated the toe of the slump (Fig. 13), and the whole slump showed movement. The lowest set of apartments had to be torn down. If the storm water had been controlled and had been taken to the bottom of the slope, the landslide would never have reactivated, and the apartment building would still be standing.



Figure 14 : Romeo and Juliet House is destroyed by an ancient landslide that reactivated in 2006

Control of storm water on vacant lots in cities can be very problematic. Next to the Canterbury Castle, a 1925 vintage house on the National Historic Register that looked like a castle, a 500 cubic meter earth flow occurred on a vacant lot and flowed on to the street below. The cause was storm water from the 1996 storm mentioned earlier from the street directly above the scarp of the landslide flowing onto the slope because no storm drain was present on the road. A \$70,000 I-beam wall was built to hold the slope back. No storm drain was constructed above the wall, and in 1998 the pore water pressure in back of the wall blew it out and another 500 cubic meter earth flow again flowed across the property, hitting the house across the street. As mitigation, a house was built in the middle of the slide with a storm drain on the upper road to collect the water. Between the second landslide and the building of the house on the site, the ground was frozen to help prevent creep of the slope with the castle on it (Burns *et al.*, 1998).

3.6. Importance of LiDAR

In February of 2007 one of the houses on the Street of Dreams in Oregon City, Oregon began moving down the slope. It was on an ancient landslide that had reactivated (Fig. 14). The Street of Dreams is an annual housing development of 8-10 houses built by local builders, and the values of the homes are all over \$3 million. One of the houses, the “Romeo and Juliette House”, began moving in late autumn of 2006. It was not recognized that the whole housing development was built on an ancient landslide complex. This would have been recognized if the developer had looked at the LiDAR map of the area and had seen the scarp at the upper part of the slope, and the abundance hummocky topography (Fig. 15).

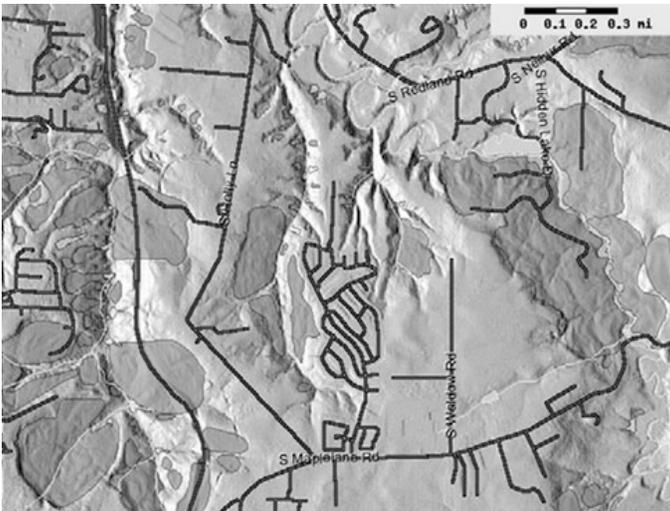


Figure 15 : LiDAR of the area of Oregon City, Oregon where reactivated landslides of the Holly Lane and Street of Dreams are found. Darker areas indicate ancient slides

Cause of the reactivation of the slide was mainly due to improper excavations and filling of drainages on the site, but also somewhat affected by the stream at the bottom of the slope undercutting the slope at a meander bend. If the developer had seen the LiDAR before developing the land and had noted that it was an ancient landslide, some major decisions about house siting, excavations, and roads would have been done. The use of LiDAR to pick out landslides is so important in urban situations, especially where there is abundant vegetation.

3.7. Conclusions

Forensic engineering geologists and engineers need to understand the factors that help cause landslides when investigating them. They need to first determine what caused the landslide before they can develop a mitigation plan. It is imperative to look for characteristics pointing to ancient landslides (head scarps, pressure ridges, hummocky topography, lobes). If the site is on an ancient landslide, control of the water on the site is important. One does not want to reactivate an ancient landslide because it is hard to stop, especially a large one.

Development of inventory and susceptibility maps is necessary for proper land use planning in cities. Control of water is really important in the high and moderate susceptibility sites because landslides are not covered by home-owner's insurance. LiDAR is a tool that should be used a lot in the mapping of landslides on the inventory maps.

3.8. References

- Burns SF, 1998. *Landslides in the Portland area resulting from the winter storm of February*. In: Burns SF (ed) Environmental, groundwater and engineering geology: applications from Oregon. Star Publishing, Belmont, pp 353–366
- Selby MJ, 1982. *Hillslope materials and processes*. Oxford University Press, Oxford
- Soeters R, Van Westen CJ, 1996. *Slope instability recognition, analysis, and zonation*. In: Turner AK, Schuster RL (eds) Landslides: investigation and mitigation. Special Report 247, Transportation Research Board, National Research Council, National Academy Press, Washington, D.C., pp 129–177
- Turner AK, McGuffey VC, 1996. *Organization of investigation process*. In: Turner AK, Schuster RL (eds) Landslides: investigation and mitigation. Special Report 247, Transportation Research Board, National Research Council, National Academy Press, Washington, D.C., pp 121–128
- Wieczorek GF, 1996. *Landslide triggering mechanisms*. In: Turner AK, Schuster RL (eds) Landslides: investigation and mitigation. Special Report 247, Transportation Research

Board, National Research Council, National Academy Press, Washington, D.C., pp 76-90

Wu TH et al, 1996. *Landslide hazard and risk assessment*. In: Turner AK, Schuster RL (eds) *Landslides: Investigation and Mitigation*. Special Report 247, Transportation Research Board, National Research Council, National Academy Press, Washington, D.C., pp 106-120

Remerciements

Cet article a été publié dans les Comptes-Rendus du XII^e Congrès de l'AIGI (G. Lollino *et al.* Eds., 2015. *Engineering Geology for Society and Territory – Volume 2 : Landslide Processes*), à l'occasion du 50^e anniversaire de l'association internationale. Nous remercions l'auteur et l'éditeur Springer pour leur autorisation de publication dans l'ouvrage *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives*.

4. TUNNELLING IN DIFFICULT GROUND. UNCERTAINTIES AND DECISIONS

Paul G. Marinos¹

4.1. Introduction

Uncertainties in tunnelling may come from:

- the variability of the composition of the ground material and consequently of its properties, often with a dispersion of values;
- the state and the degree of structural disturbance of the material and consequently, again, the dispersion of the values of its properties;
- the spatial changes of the geological formations with particularities in their borders and some time with a chaotic structure;
- the regime of ground water;
- the state of the stress environment and its grey zones;
- the mechanism of the manifestation of geological hazards;
- the fact that the laws of behaviour are still so approximate.

The erroneous management of these uncertainties in the design of works has consequences in their safety or their reliable operation. In all cases the knowledge and definition of the geological model has a governing role and it is this model that would define (sic!) the uncertainties. It is thus important the uncertainties to be timely recognized and if not feasible with the appropriate investigation, to be faced by the suitable adjustable design

The uncertainty can be reduced if the site investigation is not incomplete, restricted, inappropriate, irrelevant or late. The site investigation must not provide data uninterpretable or erroneous or wrongly interpreted. But there are many cases, despite an excellent site investigation; the uncertainties remain due to geological particularities; or in the cases where it is not possible to achieve investigations (e.g. very deep mountainous tunnels).

The solution: application of the suitable factor of safety or application of the worst case scenario for the design, inside however the frame of uncertainties that are approached by the geological model. Parametric analyses in design help but they must be done in a context that they do not offend geological principles and the geological reality. The experience certainly helps.

The cases that follow come all from the consulting experience of the author.

¹ Emeritus professor NTUA Athens, Independent Consulting Engineer

4.2. Uncertainties and the “Geotechnical Base Line Report”

The appropriate provisions, in these cases of judgment, need to be provided in the contractual documents. For the contractual treatment of the uncertainties in the construction of the engineering work, the “Geotechnical Base Line” approach is primarily intended to assist the owner and constructor in more clearly defining and allocating risk for differing site conditions at the point of contract formation; thereby, reducing the likelihood of misunderstandings, disputes and claims during the construction process regarding differing site conditions that may appear due to uncertainties (ASCE, 1997).

Risks associated with subsurface conditions, consistent with or less adverse than the base line conditions represented in the contract documents, are allocated to the contractor. On the contrary those risks associated with subsurface conditions more adverse than the base line conditions, are accepted by the owner. The provision of base line conditions in the contract is not a warranty that the base line conditions will be encountered.

The definition of the “Base Line” has however as prerequisite that the uncertainties have been already identified, consequently from the understanding of the geological conditions.

4.3. Uncertainties due to geology, tectonic complexity, etc.

The uncertainties concern the spatial changes of the geological formations with tectonic features and particularities in their borders and sometimes with a chaotic structure; conditions affecting the properties of the geomaterial and its behavior (Fig. 1).

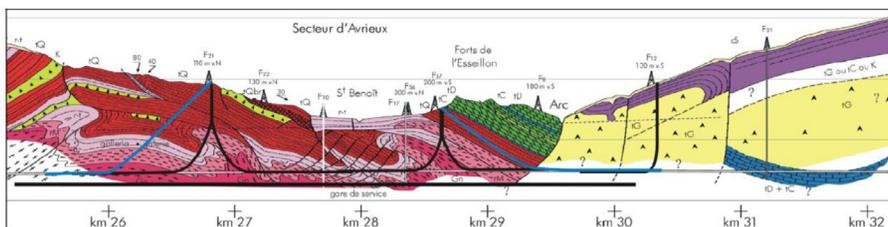


Figure 1: Lyon Torino base tunnel. A complex tectonic section in the Modane area, France, with intense folding and thrusts. Original investigation techniques, used in the oil industry, were applied to reduce uncertainty with directional drilling. Schematic figure with extract from the geological profile (LTF document, modified in Fabre et al, 2005)

Crossing the Gibraltar strait

The crossing of the strait by a tunnel, a project in discussion since some time, was studied at a first stage during the first decade of this century. The alignment is not located at the more narrow part as, there, the sea reaches a depth of 900 m, but to the west,

towards to the Atlantic side, where the depth is limited to 300 m due to the presence of a submarine ridge (Fig. 2). The tunnel length will be 38.7 km with the underwater section 27.7 km (SNED and SECEG 2007, Serrano 1989, Panciera *et al.* 2010).

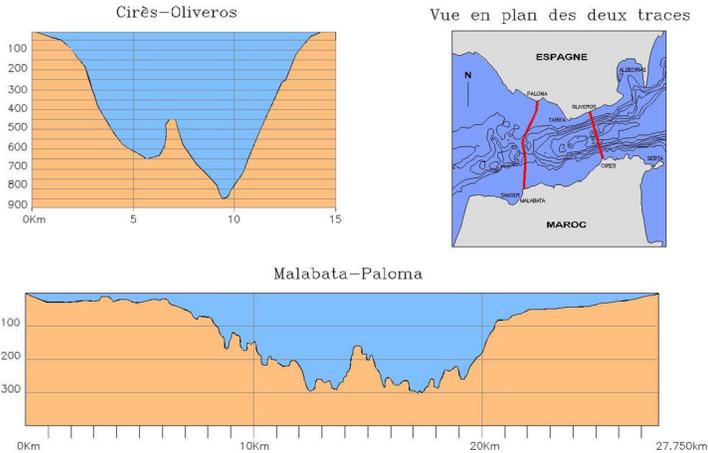


Figure 2: Configuration of the straight (Serrano, 1989)

A number of boreholes were drilled; however few of them were possible to reach a bigger depth given the problems to keep the rig operational due to the strong currents in the strait. The area is consisting from typical flysch formation not particularly sheared but certainly forming weak rock masses. But the “surprise” came from the material filling the two central basins. This was a chaotic mass of breccia with pieces of sandstone in a mass of clayey silty material. This is most probably the product of submarine slides that happened after the opening of the isthmus of Gibraltar when the new undersea slopes of flysch were trying to find some equilibrium. The boreholes did not reach the bottom of the landslide material.

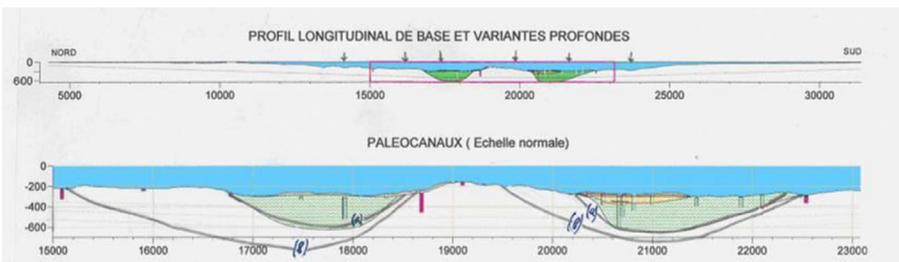


Figure 3: Gibraltar strait. Simplified geological model. Flysch is the formation of the strait. Presence of 2 paleo-canals filled with flysch breccias of old submarine landslide. The optimistic (a) and the pessimistic (b) scenario for the extension of this material are shown. Need for a special design for the crossing of this prone to heavy squeezing ground. The risk of crossing the sandy-gravelly permeable bottom deposits is very low (Marinos, 2008)

Therefore the axis of the rail tunnel, given the lowest possible position that this tunnel was possible to have, had to cross the landside material. This is certain. What is not is the width of this material and the length to be crossed. Two options are shown (Fig. 3), based on the borehole information and from undersea morphological data.

This uncertainty is also associated with the extremely poor geotechnical quality of this material which will certainly have a strong squeezing behaviour. The use of a mechanized tunnelling method under these uncertainties should be under severe concern. This is very important for the accomplishment of a long tunnel in terms of budget and time. The only good result from the site investigation is that the permeable material of the bottom of the sea seems not be extended in depth.

Metro of Porto, Portugal

The metro of Porto was constructed in the early 00's in front of the football Euro 2004. The city is on granites which outcrop in many places. The classical weathering of granitic masses is present with uneven development of the weathering and irregular geometry between weathered and sound mass (Fig. 4). Also big masses of sound granite may float inside a weathered envelop (Fig. 5).

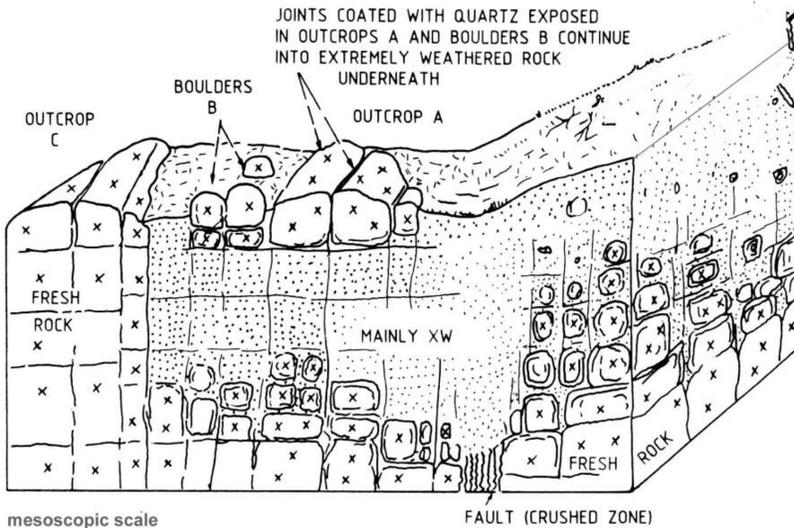


Figure 4: Features in weathered masses of granitic rocks (Fell et al., 1992)

The development of sound rock versus very weathered or completely weathered is an inherent uncertainty in this geological condition. A TBM with application of pressure was necessary to face the crossing of the unstable ground.

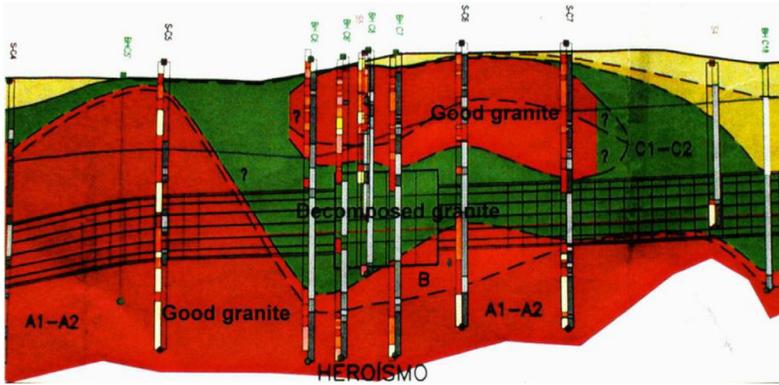


Figure 5: Metro do Porto. Predicted geology for the Heroísmo mined station. The diameter of the tunnel is 8 m. Characteristic case of a big core of sound granite “floating” inside a fully weathered material. The EPB operating at the left side of the photo was in open mode then after in closed mode (Assessment by Transmetro and Babedenerde et al, 2006)

An EPB was selected using the appropriate conditioners due to the coarse nature of the soil from the weathered masses. The EPB was to perform in an open mode in the zones where the sound granite exclusively persists. The boring was effectively performed choosing either an open or a timely closed mode of operation. And then a serious collapsed happened in a zone behind, from where the EPB had already passed and in a whole area of sound granite where the machine was boring in an open mode. The explanation given is that there is also a role of joints with big aperture, filled with weathered material. The fill material is coming in the excavation chamber but if, by a bizarre path, the filled joint is communicating with the surface and its soil cover, drainage of the loose soil material could happen and a sink hole to develop.

The solution of this extreme feature of uncertainty in this granitic environment was to apply all the way a closed mode operation for the EPB, despite an increased wear of the cutting tools and not the same advance rate.

Metro of Athens, Greece

The metro of Athens started with 2 lines, complementing the existing old one, during the 90's ahead of the 2004 Olympics. The substratum of Athens is consisting by a flysch type formation slightly metamorphosed, the “athenian schist”. On top of it are the limestones of the Acropolis and the other hills of Athens. The two lines are crossing exclusively the “athenian schist”. The formation has two units. In the upper one, meta-sandstones prevail with alternation of sericitic schists or meta-siltstones-phyllites. In the lower unit, siltstones, chloritic schists and shales prevail with few sandstone intercalations. The “athenian schist”, as a flysch, was formed just before and during the alpine mountain building, thus suffered from compressional tectonics, folding and thrusting, and more recent by extensional tectonics (faulting) (Fig. 6).

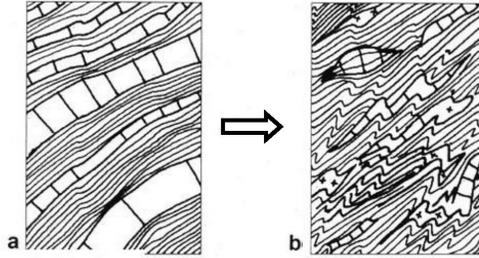


Figure 6: The Athenian schist, a flysch type formation of meta-sandstones and meta-siltstones, phyllites and shales associated with the alpine compressional tectonics. (a) The seamy rock mass type consisting of alternating rock members of strikingly different competence which are differentially deformed; (b) A chaotic rock mass comprising lensified and boudinized hard rock bodies floating in a sheared soil like environment (scale of boxes in the order of meter or few meters)

It was probably considered that the rock-like formation of the upper unit had to prevail along the alignments and a TBM just shielded but with no the possibility to apply pressure (like an EPB or slurry TBM) was selected. Indeed boring the upper unit the machine was galloping with more than 20 m/day particularly in one of the lines where the sandstones prevail.

However the whole geological model is full of uncertainties: there are frequent zones of shears in both units and there are thrusts pushing the lower unit upwards and putting it along the alignment. In addition fissile sheared serpentinites were present as inclusions. This unit has a soil like behavior when sheared and cannot form a stable face of a diameter of 9.5 m during the boring procedure; even more having such a configuration of the cutter head, with 30% openings. From the beginning several collapses occurred (Fig. 7) with long delays to resume boring; fortunately no fatalities happened.



Figure 7: Metro of Athens. A major collapse at the zone of weak "athenian schist". The face had a zero stand up time in front of the cutter head of the TBM and a raveling occurred through its openings inside the machine

This TBM was certainly not the appropriate machine. Due to the uncertainties of the development of the 2 units of the “athenian schist” and of the variability of the quality of its rock masses a machine with pressure should be the right one. Indeed, later, in all the extensions of the metro of Athens, an EPB TBM was selected with excellent performance.

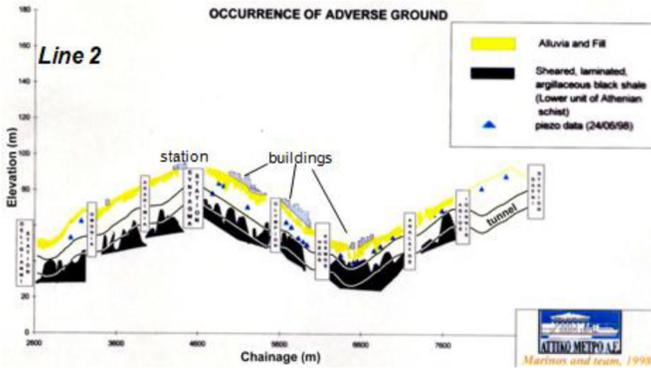


Figure 8: Metro of Athens. Reducing the geological uncertainties. Defining the zoning between upper and lower unit in line 2 (Marinos et al., 1998)

Given the unavoidable presence of this non pressurized TBM, the only solution was to define the particular weak zones that this TBM was not able to safely bore, well ahead and reinforce them before the arrival of the machine. This was based on additional investigation data for the understanding of these uncertainties regarding the position of the lower unit and the frame of behavior of the Athenian rock masses. Toward this a hazard assessment against overbreaks and raveling was performed and the zones for treatment were detected (Fig. 8, Fig. 9).

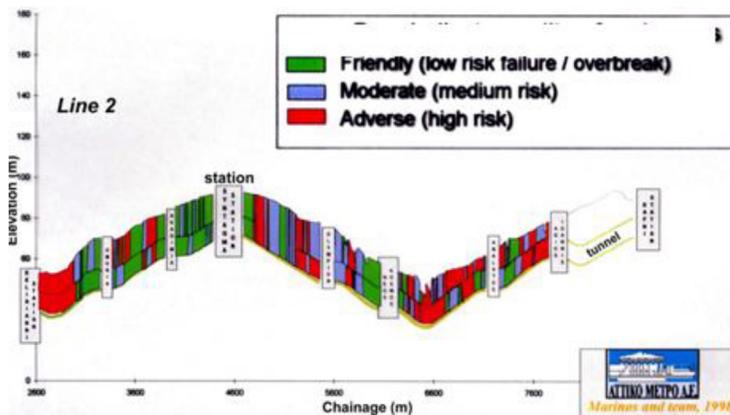


Figure 9: Metro of Athens. Site specific overbreak hazard assessment of the geological model for TBM excavation for line 2 (Marinos, 1998)

Besides few tube en manchettes cases the main remedial measures was the construction of a pilot tunnel in the most crucial zones, from the already finished boxes of the stations. Besides the investigation through the pilot tunnel, grout filling was performed and systematic anchoring with fiberglass tendons (Fig. 10).

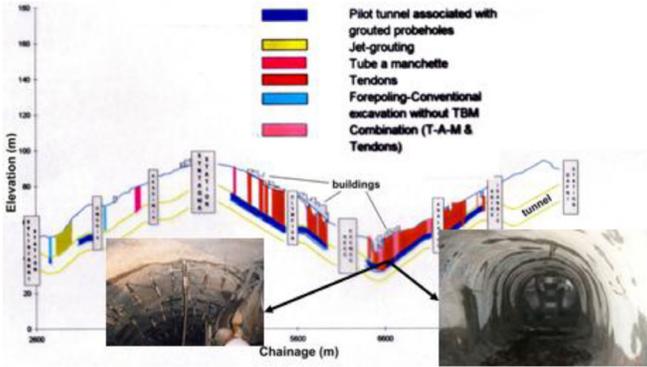


Figure 10: Metro of Athens. Ground treatment measures in adverse for face stability ground in line 2 for the safe boring of the TBM. A treatment in a quite long stretch which would be avoided with a pressurized TBM (Marinos, 1998)

4.4. In situ stresses

In situ stresses are extremely important in assessing the stability of tunnels. Together with the rock mass properties, the in situ stresses field is required to be estimated or measured and this is a most difficult task. These stresses vary greatly with the depth, with topography and as a result of the tectonic history of the region in which the project is located. Some guidance on the magnitude and direction of horizontal stresses can be obtained from the World Stress Map (Fig. 11).

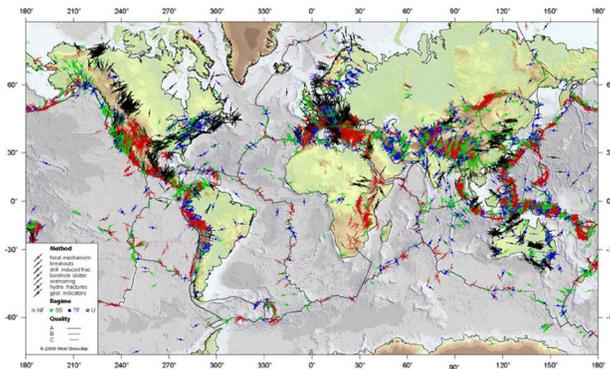


Figure 11: The World Stress Map, giving orientations of the maximum horizontal compressive stresses. 2005 version from www.world-stress-map.org. (red: normal faulting, green: strike slip, blue: thrust faulting)

Information obtained from literature and from sources such as the World Stress Map can usually be used to make an initial assessment of the impact of stresses on the stability of the tunnel. However, in complex tectonic environments the vertical stresses may be lower or higher than the overburden stress. Horizontal stresses of interest to civil and mining engineers are influenced by global factors such as plate tectonics and local topographic features.

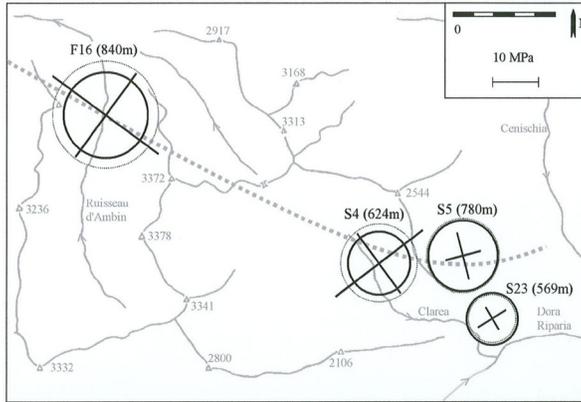


Figure 12: Lyon -Torino base tunnel, Massif d'Ambin (northern Alps), in situ stresses (Mayeur and Fabre, 1999). A vault effect is possible.

In carrying out an analysis of the stresses induced by the excavation of a tunnel, the uncertainties are many and it is prudent to consider a range of possible in situ stresses. An exploration of the effects of all possible combinations of these stress values would give a good indication of whether or not these in situ stresses would be critical to the design of the underground excavations. Where it is found that this impact is critical, it is generally necessary to carry out a stress measuring programme in order to establish the actual stress conditions for the specific site under consideration for the design process (Hoek, 2007). Uncertainties may be provoked in particular tectonic environments and low stresses to persist in depth. This seems to be the case in the alpine area of figure 12; probably explained by arching structural mechanisms.

Hallandsås, Sweden

The tunnel of Hallandsås in southern Sweden of a length 8.5 km and 10.5 m diameter is constructed through amphibolite and gneiss formation. The project passed from different stages in construction with different methods and the last and main one, started in 2004, was by the application of a mixed shield TBM (Skanska-Vinci H.B., 2009). The design was special and the selection of such a machine was based on the need to control ground water at its natural conditions for environmental purposes. The TBM could keep a pressure of 15 bars being practically a prototype machine (Dudouit and Sturk, 2008).

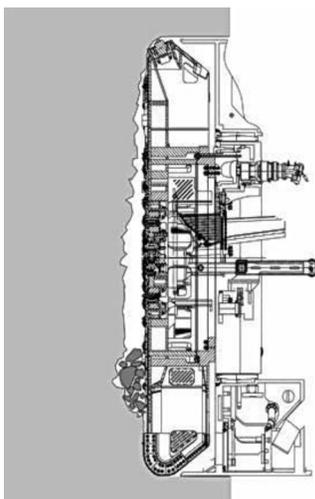


Figure 13: Schematic sketch of the zone where rock pieces not bored, fall at the base of the face, with the need to be crushed (Herrenknecht drawing).

The TBM faced a problem with the fall of pieces of rock along joints of the strong amphibolites at the base of the face (Fig. 13), before being able to be bored and cut in the form of chips (flakes). Thus the cutter head was not able to get full contact with the face and to advance in normal rates, as the crushing and removal of the fallen rock pieces were necessary. The presence of films of phyllites on the bedding planes facilitated these falls (Fig. 14).



Figure 14: The normal form of the excavation material in a regular way of the TBM operation (ships from tensile efforts) and the product places in the Hallandsås with numerous "cubic" pieces (from compressional efforts)

Obviously a lack of confinement was present due to a particular in situ stress regime in the area. Measurements that were undertaken revealed very low stresses in places. For instance while the vertical stress had to be based on theory 3.1 MPa, the measured was 0.04 MPa, or elsewhere 0.4 MPa instead of 3.9 MPa.

The explanation, that could be given, is the formation of a kind of vaulting (Fig. 15) and this could be understood by the tectonic structure of the area, being a tectonic horst.



Figure 15: Vaulting. No stress under it (The photo shows the portal to the stadium in Olympia, Greece, of the ancient Olympics, Dr Evert Hoek in the foreground)

The solution for the progress of the boring was the change of the configuration of the cutter head (Dudouit and Sturk, 2008). The advance was successful.

Quitaracsa, Peru

The project was a hydropower concession in the Andes. A tunnel with a high head of 850 m and a construction diameter 3.6 m x 3.8 m was under construction in the beginning of this decade. The tunnel is to cross granodiorites not far from the slopes of a young relief (Fig. 16). The quality of the rock was good and it was obviously questioned on whether a steel lining would be necessary.



Figure 16: Distress of the rock in the Quitaracsa area, Peruvian Andes

In situ measurements were performed and a low horizontal stress was found. This could be explained by the extensional field that governs the area behind the compressional zone of the Nazca plate and the stress relief in a steep and young evolving topography of deep gorges (Fig. 17).

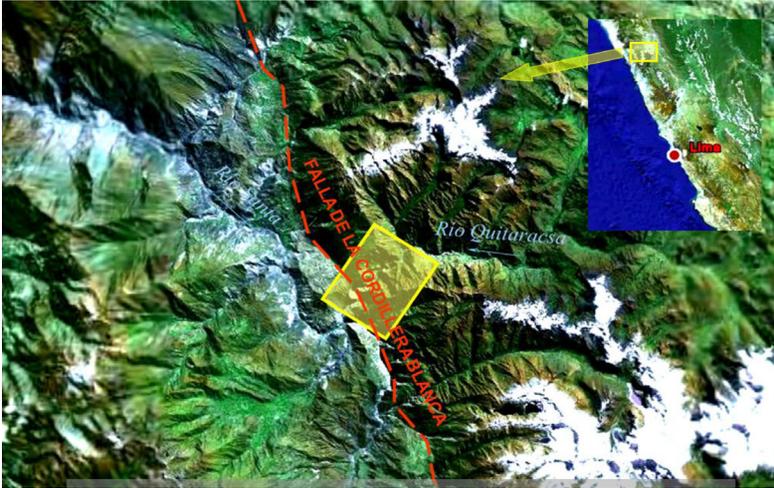


Figure 17: *Quitaracsa. The area of the project in an extensional stress regime with associated major and secondary faults*

Criterion for a no implementation of steel lining (factor of safety may vary from 1.2 to 1.4, here 1.3; Benson 1989, EPR Berkeley, 1987, Tedesse and GrØv, 2014):
 $\sigma_{\min} > 1.3H_w$.

In this case, the max pressure in the tunnel is: $H_w = 8.5$ MPa and the minimum in situ stress measured was $\sigma_h = 5$ MPa. Thus a need of steel lining or a displacement of the tunnel inside the massif of the abutment had to be the solution on a cost basis.

4.5. Uncertainties in karstic country

Aposselemis tunnel, Crete, Greece

The tunnel of length of 3,4 km broke through in 2017. It is inclined by 15% and crossed a series of limestones in a tectonic environment of old thrusts and subsequent faults with the presence on thrusts of weak phyllites (Fig. 18). Given the variety of rock masses a double shield was selected and performed very satisfactory. The tunnel is to convey water from a high karstic plateau, before they are lost in sink holes, to a reservoir for the water supply needs of the touristic coastal zone of the island.

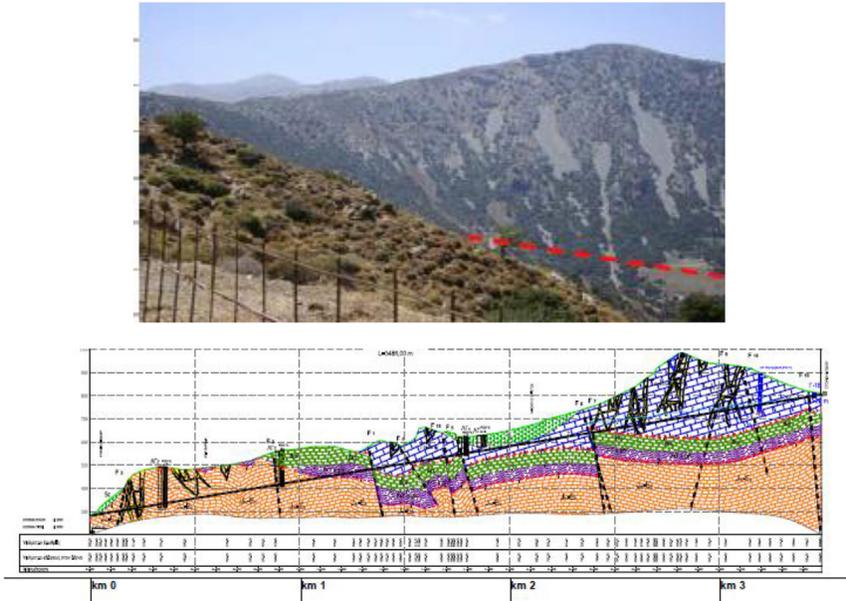


Figure 18: Geological longitudinal section of the Aposselemis tunnel (from down to up: bedded limestones, phyllites, limestone breccias, massive limestones and dolomites, scree). The plateau is drained by sinkholes at the right upper part of the section (or the left side of the photo) (from the files of the project).

The karstification is differentiated following the types and structure of the limestones (bedding, intercalations of low permeability material) but in the main part of the mountain it is well present. The tunnel is in the upper part of the mountain in the transfer karstic zone while the inundated zone is far under. This means that water only during floods in surface, could be present; a low risk however as the tunnel is located close to the mountain slope.

The presence of karstic voids and conduits were thus certain. The uncertainty was if such hazards were to be met and the preparedness to face their presence and to cross them. The solution was of course to probe continuously ahead through the TBM. Initially this was scheduled at low frequency (50 m ahead probes, or of 3 days of corresponding advance rate). Where the risk was higher, based also on the reduction of the thrust pressure or the rotation torque, probing was more frequent, including overlapping probe drilling of 30 m for the lower part of the area to be crossed in order to avoid sinking of the machine, if a cavity was found. This absolutely necessary operation was considered in the contractual issues. No geophysical probing was used.

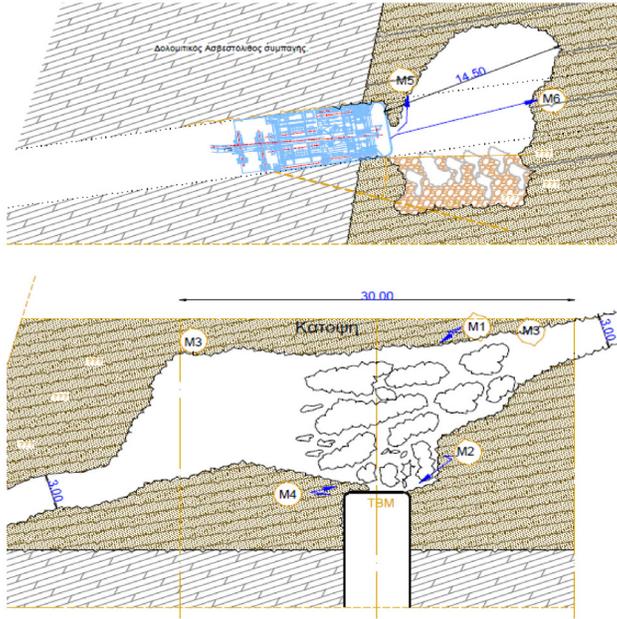


Figure 19: Aposselemis tunnel. The cavity junction; longitudinal profile and plan (tunnel diameter is 4.1 m)

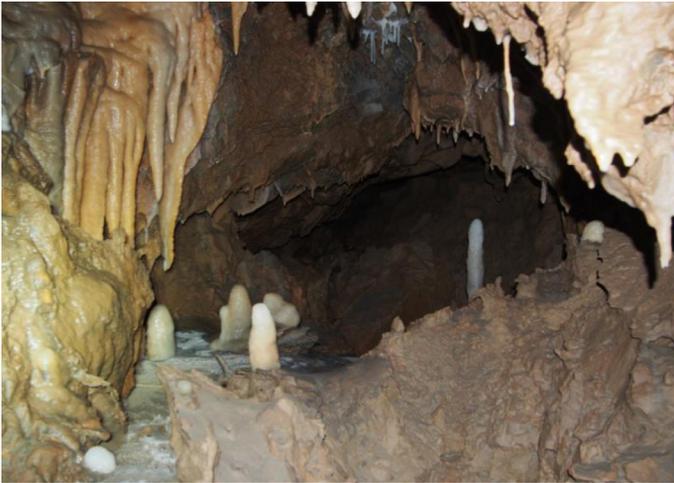


Figure 20: Aposselemis tunnel. The karstic tube discovered, before its enlargement at the position of the tunnel

A huge karstic conduit with an enlargement of about 14 m at the elevation of the tunnel was indeed found in a depth of 160 m from the surface and had to be crossed (Fig. 19). The void was found promptly (Fig. 20) and no damage was provoked to TBM.

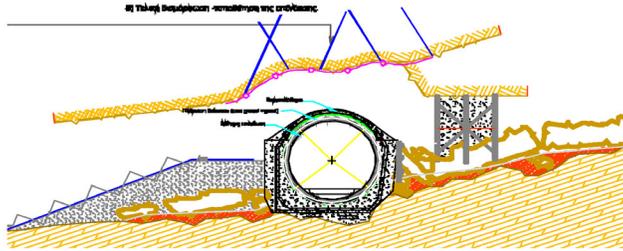


Figure 21: Aposselemis tunnel. The shell constructed for the crossing of the karstic cavity (Megas and Marinos, 2017)

A bypass of the machine was excavated manually from the shield to enter the void and a special structure of a grouted embankment and a concrete shell was constructed, through which the TBM crossed the void. A reinforcement and support of the roof was also undertaken for the permanent protection of the shell (Fig. 21). The crossing was successful. The whole operation lasted 7 months.

Giona tunnel, Greece

The tunnel was completed by the end of the 70's and is the first of the 180 km long aqueduct for the water supply of Athens. It has a final diameter of 4 m, operating under 80 bars. Its length is 14.8 km and the great particularity is that it crosses a limestone mountain through its core, under a cover of 1700 m: mountain of Giona (+2500) in Central Greece next to Parnassus (limestones from Triassic to Eocene).



Figure 22: One of the coastal springs at the geographic base level of the karstic mountain of Giona (+2500) in Central Greece next to Parnassus. The geometry of the karstic base level is more complex and in relation with the neotectonic movements. Yield of spring several m^3/sec

The mountain is highly karstified with many karstic forms on the surface and big coastal springs at the geographic base level (Fig. 22). A great concern was whether a high risk for frequent karstic voids and conduits to be found and efficiently crossed and, even more, since the tunnel was at an elevation corresponding to the transfer zone of infiltrated waters and being well inside the mountain, to receive violent and

huge floods after storms; also if a TBM could be applied. Given the high altitudes and that no boreholes were possible to be drilled, the incertitude was approached by a geological-hydrogeological judgment.

The mountain was affected by neotectonics, therefore the karstic base level was not stable but new, not karstified, limestone mass were entering progressively into the karstification process. The karstic base level, under which no karstification is present, should thus be quite irregular and certainly had to be located well over the tunnel (Fig. 23).

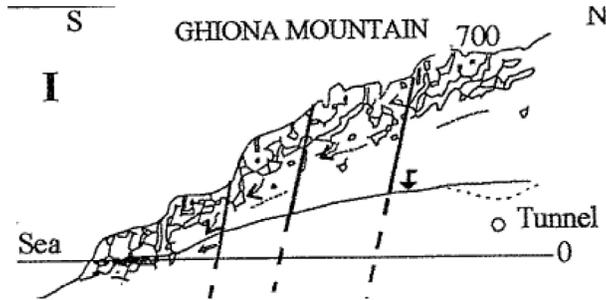


Figure 23: Underground hydraulic regime in cross section of Ghiona Mountain (Marinos, 2001, 2005). Sketch. The geometry of the base level of karstification depends on the neotectonic and paleogeographic evolution of the broader area; main karstification is limited at the external zone. The interior of the mountain is over the base level of karstification, thus impermeable or of a low permeability, finely jointed rock mass

This was indeed the case. A rock, no shielded, TBM was chosen and the main and major central part of the mountain was not at all karstified with very low permeability equivalent to a finely tightly jointed rock mass (Marinos, 2001, 2005).

4.6. Uncertainties from properties of the rock masses

Behavior of rock masses in tunnelling. Case of squeezing. GSI

The principal factors that have to be considered in designing tunnel, after having defined the geological model, are the in situ stresses and the mechanical properties of the rock mass.

The figure 24 illustrates the range of failures that can occur in different types of rock mass for different in situ stress conditions. These range from an increasing tendency for spalling in massive rock with increasing depth below surface, to severe deformation or squeezing in very poor quality rock masses.

		ROCK MASS QUALITY				
		MASSIVE	BLOCKY	HEAVILY JOINTED	CRUSHED	SHEARED
RATIO OF ROCK MASS STRENGTH / IN SITU STRESS	Low stress	STABLE 	STRUCTURAL FAILURE 	UNSTABLE FACE 	MARGINAL STABILITY 	UNSTABLE FACE
	SPALLING 	BLOCK FAILURE 	MARGINAL STABILITY 	IMPROVED STABILITY 	MILD SQUEEZING 	
	SEVERE SPALLING 	STABLE 	IMPROVED STABILITY 	MILD SQUEEZING 	SQUEEZING 	
	High stress	ROCKBURST 	STRESS FAILURE 	FACE COLLAPSE 	SQUEEZING 	SEVERE SQUEEZING

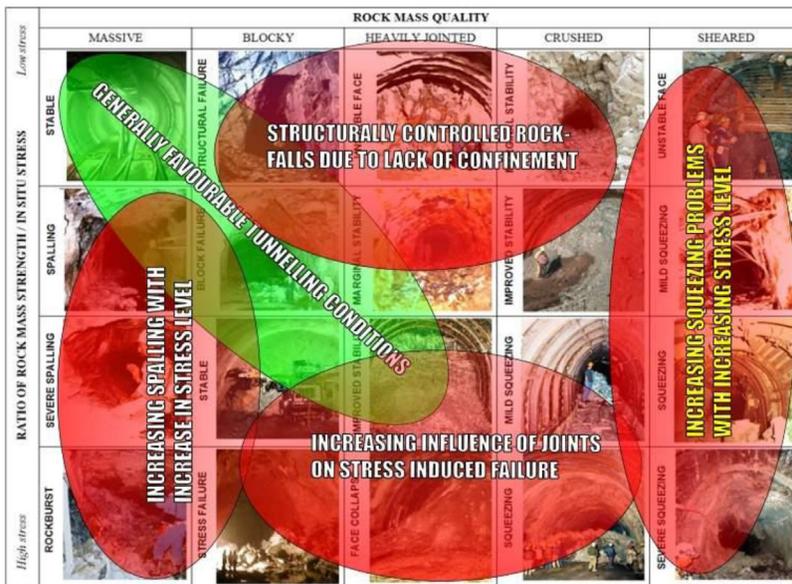


Figure 24: Attempt to categorise types of failure into a few simple groups. The green zone represents the most stable tunnels which are tunnels in massive rock at low stress and tunnels in jointed rock at moderate confining stress. The red zones represent conditions in which significant failures can occur which, if not correctly identified and correctly dealt with, constitute risks to the viability of the tunnels (Hoek and Marinos, 2009; these 2 figures were presented in the ppt presentation of the 2009 work in Dubrovnik).

In moving from the first to the last column in the table, structurally controlled anisotropic failure dominates the stability of the tunnel. In this case the tunnels are most unstable at shallow depth where a lack of confining stress allows wedges and blocks to fall under gravity. With increasing depth the confinement increases and the tunnels become more stable. Eventually, when the stresses are high enough, stress induced failure can occur.

Uncertainties may arise by the fact that a rock mass is not possible to be tested in laboratory (or even in situ), or it cannot be sampled. A qualitative characterization through a rock mass classification system, taking into account the structure of the rock mass and the conditions of the discontinuities, can contribute to handle such a problem (Fig. 25, Fig. 26).

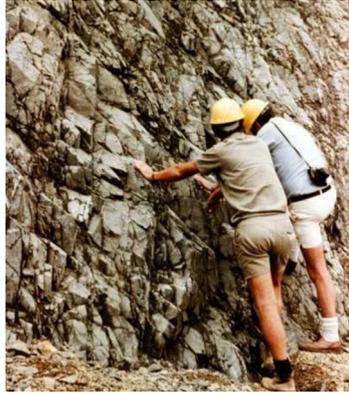


Figure 25: Jointed andesite in a mine slope, Papua New Guinea. Strength? Modulus of deformability? (Photo E. Hoek)



Figure 26: Rock masses subjected to severe tectonic deformation, such as this flysch in northern Greece, having their structural fabric destroyed. In many cases they can be treated as an equivalent homogeneous rock mass. Strength? Modulus of deformability?

The Geological Strength Index (GSI) is driving in this direction and has a worldwide recognition and application (Fig. 27). It is based on a geological judgment, does not ignore the geological reality and can be adjusted in a variety of geological formations (Hoek and Marinos, 2009; Marinos and Hoek, 2000; Marinos *et al*, 2007). GSI charts have also been produced for heterogeneous and tectonically disturbed rock masses (Fig. 28), based on data and experiences from a good number of tunnels having crossed such formations (V. Marinos, 2017).

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		<p>SURFACE CONDITIONS</p> <p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p>GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p>POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p> <p>VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>				
<p>STRUCTURE</p>		<p>DECREASING SURFACE QUALITY →</p>				
 <p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90			N/A	N/A	
 <p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70				
 <p>VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>		60	50			
 <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>			40	30		
 <p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>				20		
 <p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A			10	

Figure 27: Geological Strength Index (GSI) for jointed rock masses (Hoek & Marinos, 2000)

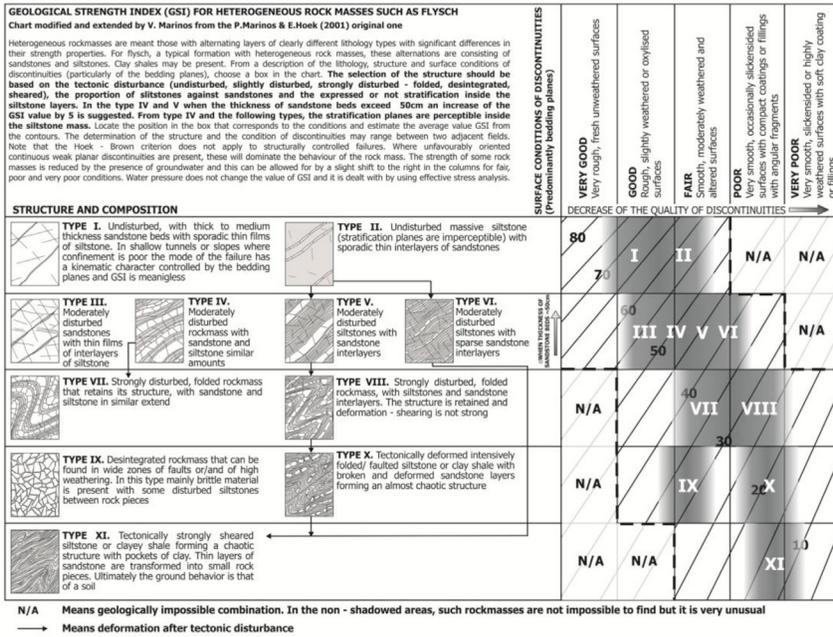


Figure 28: GSI for flysch or other formations with alternating lithological members of a big difference in their individual strength and having been tectonically compressed in their geological history (V. Marinos, 2017)

Driskos tunnel, Greece. Reducing uncertainty. Guidance to design

The Driskos tunnel is one of the 70 tunnels of the Egnatia Highway in Greece, 4.7 km long, of a diameter of 12 m and a cover of 220 m. It crosses a flysch formation (Fig. 29) containing weak units prone to converge (Marinos *et al*, 2006; Vlachopoulos *et al*, 2013).

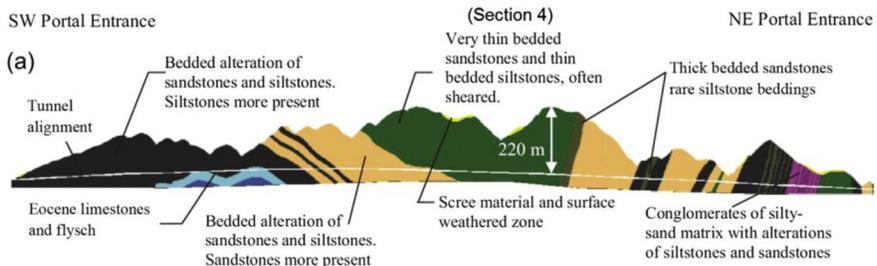


Figure 29: Driskos tunnel. Geological profile in flysch with the weaker ground of siltstone flysch, at the higher elevations (Geological model by the designer, in Hoek and Marinos, 2000)

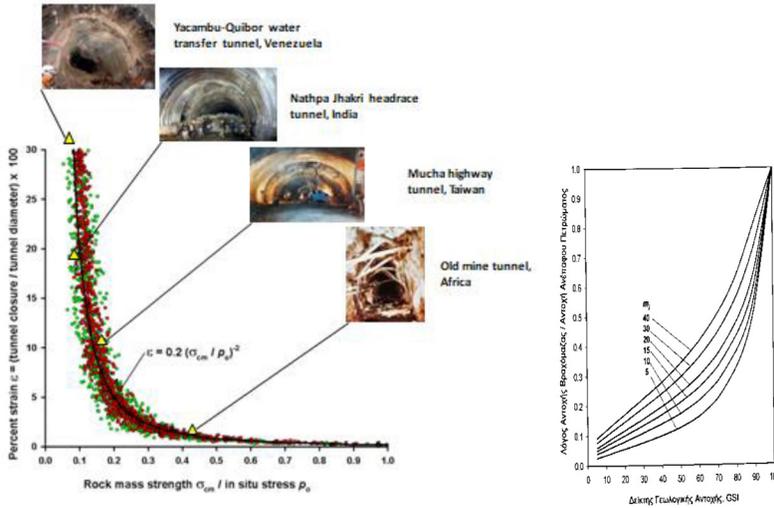


Figure 30: Predicting squeezing magnitude. Tunnel convergence against the ratio of rock mass strength to in situ stresses for unsupported tunnels. Rock mass strength is calculated through GSI (Hoek and Marinos, 2000)

A first crude check on potential tunnelling problems can be carried out by taking the estimates of the Geological Strength Index GSI, the uniaxial compressive strength of the intact rock σ_{ci} and the constant m_i of the Hoek and Brown failure criterion and calculating the uniaxial compressive strength of the rock mass σ_{cm} . This value is substituted with the support pressure $p_i = 0$, to obtain an estimate of the strain of the tunnel (Fig. 30).

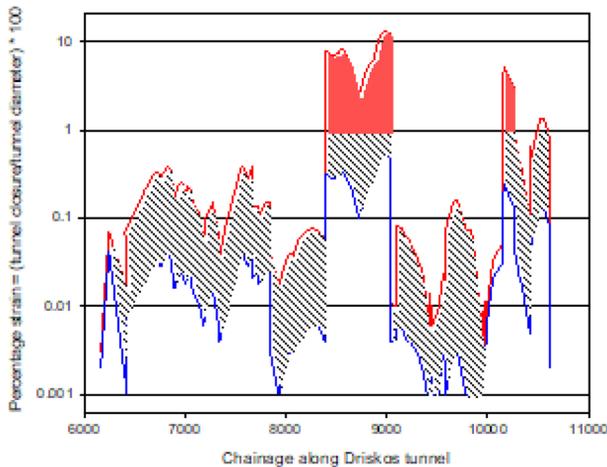


Figure 31: Driskos tunnel. Prediction of the size of squeezing upper and lower limits, based on the rock mass strength (approached through GSI) and the overburden (Hoek and Marinos 2000)

The results of these calculations are plotted in the figure 31. This shows that the strains are less than 1% for most of the length of the tunnel. This suggests that most of the tunnel can be driven for instance with relatively simple support. However, there are stretches of the tunnel where there is a potential for large deformations, for strains of more than 10%. Obviously this stretch requires further analysis. To carry out this more detailed analysis it is necessary to consider not only the lowest values but also the ranges of the Geological Strength Index GSI, the uniaxial compressive strength of the intact rock σ_{ci} and the constant m_i . It may even be necessary to go back to the raw field and laboratory data and to examine whether the values chosen are realistic.

A careful review of all available data, including laboratory test data on borehole core, borehole cores and surface outcrops of the siltstone flysch permitted estimates of rock mass parameters (Table 1).

Parameter	Mean	Std. deviation	Min	Max
Intact strength of siltstone flysch σ_{ci}	20	12	5	40
Constant m_i	8	2	5	11
Geological Strength Index GSI	20	5	13	28

Table 1: Driskos tunnel. Estimated rock mass properties

The intact strength σ_{ci} has been assigned a large standard deviation of 12. This is to reflect the low level of reliability which can be placed on the laboratory test data. The maximum and minimum values assigned to each parameter are based upon a consideration of what would be typical for rock masses of this type.

An estimate of the range of in situ stresses acting on the tunnel in the particular stretch is assumed for average depth below surface of 160 m, with a standard deviation of 60 m, a minimum of 100 m and a maximum of 220 m. Using an average unit weight of 0.027 MN/m³, the average in situ stress is 4.3 MPa with a standard deviation of 1.6 MPa, a minimum of 2.7 MPa and a maximum of 5.94 MPa. The add-in program @RISK was used to generate truncated normal distributions for the intact rock strength σ_{ci} , the constant m_i , the Geological Strength Index GSI and the in situ stress p_o . A Monte Carlo analysis was then carried out for a 12 m diameter tunnel, using 5000 iterations, to generate the probability distribution of percentage strain plotted in the figure 33.

The probability distribution curve for the unsupported tunnel shows that, for the central stretch the mean strain is 13.5% and there is more than a 30% probability that the strain could exceed 10%. In order to check on the adequacy of conventional support systems to stabilize this tunnel, the Monte Carlo analysis was re-run with a uniform support pressure of $p_i = 1$ MPa. This is the typical of the support pressures that can be generated in a 12 m span tunnel with rockbolts, lattice girders or steel sets used in combination with shotcrete lining. The resulting probability distribution, plotted in the figure 32, shows that this level of support pressure reduces the mean strain to 2.5% and there is a 90% probability that the strain will be less than 5%. This

suggests that stabilization of the tunnel by means of relatively conventional support measures could be entirely feasible.

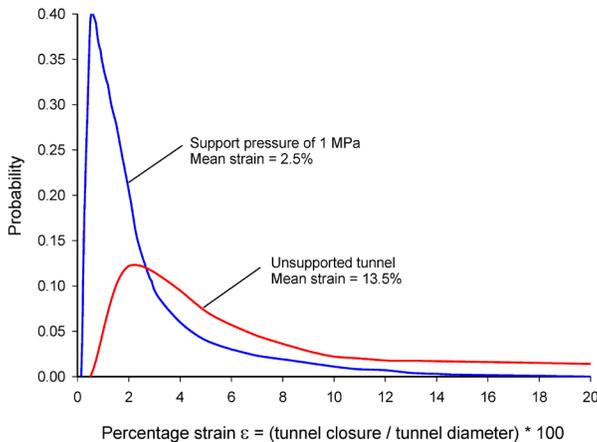


Figure 32: Probability distribution of percentage strain for an unsupported tunnel and a tunnel with an internal support pressure of 1 MPa in siltstone flysch in the central part of Driskos tunnel (Hoek and Marinos, 2000)

Note that, for strain levels in excess of about 5%, face stability problems can dominate the behaviour of the tunnel and it may be necessary to pre-support the face by forepoles and/or grouted fibreglass dowels.

This analysis, although very crude, gives a good first estimate of potential tunnelling problems due to squeezing conditions in weak rock. Where the engineering geology model is considered to be reliable, the type of analysis presented above can be used.

While what was described above can give a useful indication of potential squeezing and support requirements for tunnels in weak ground reducing the uncertainties, they cannot be considered adequate for final design purposes. The analysis is based upon a simple closed-form solution for a circular tunnel in a hydrostatic stress field and the support is assumed to act uniformly on the entire perimeter of the tunnel. It is strongly recommended that, where significant potential squeezing problems have been identified as discussed, the tunnel should be subjected to numerical analyses. Several excellent programs, written specifically for tunnel design, are available commercially. These programs allow the user to model the sequential excavation and support systems for any tunnel shape, in situ stress field and rock mass conditions.

Reducing the uncertainties as discussed allows the guidance of the design and the preparedness for the application of the appropriate primary and basic support during excavation. In the case of Driskos tunnel example used here only in a short stretch a 15 m cables were used to reinforce the basic support applied to keep the section out of the profile of the final lining.

In other cases and tunnels with severe lengthy and persisting cases of squeezing, yielding supporting devices are used as TH steel sets, lining stress controllers (used in other tunnels in Egnatia Highway) or other (Fig. 33, Fig. 34).

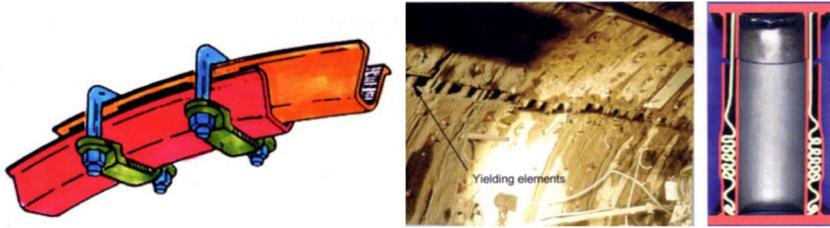


Figure 33: TH, Toussaint-Heintzmann, yielding steel set and lining stress controllers. The controllers are installed in a shotcrete window between steel sets. The window is closed after the stress controllers have deformed and the deformation of the tunnel has stabilized (Schubert, 1996)

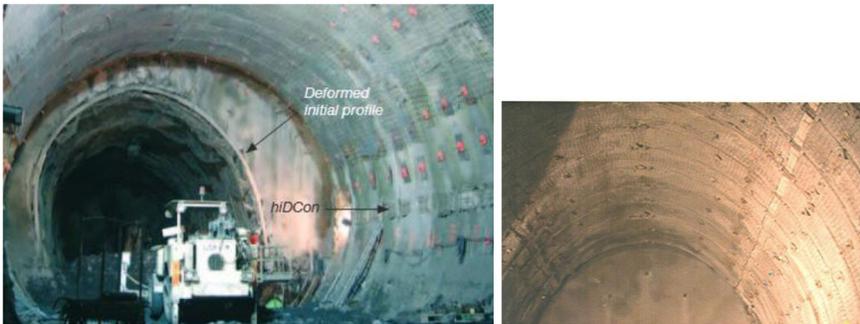


Figure 34: HiDCon elements in the San la Porte access to the Lyon Torino base tunnel (calcschists, phyllites) and in Loetsberg base tunnel

4.7. Conclusions

Uncertainties, in a smaller or greater degree, are consisting inherent element of the geological model in the design of an engineering structure and this is clearer in tunneling. It is important the uncertainties to be defined, based on the geological history and development of the area, together with their range and a sound judgment to be applied. In all cases the judgment should ensure that any simulation does not disregard the (geological) reality.

The application of probing ahead if it is assessed that a risk remains after the design, may be justified from the particularities of the geological model in the case of the possibility of the presence of special hazards (large karstic voids, important localized water inflows, zones of loose ground).

Rock-mass characterization has an important role, not only to define a conceptual model of the site geology, but also for the quantification needed for analyses “to ensure that the idealization (for modeling) does not misinterpret actuality” (Knill, 2003).

As with all numerical models it will be important to ensure that the most appropriate method is chosen for each particular application and that the user fully understands the input requirements and the limitations of the method chosen. Rock-mass characterization presents the prospect of a far better understanding of the mechanics of rock-mass behavior (Chandler *et al.*, 2004). They have to incorporate all of the physics required to capture the behavior of real rock masses.

The GSI system has considerable potential for use in rock engineering because it permits characteristics of a rock mass to be quantified, enhancing geological logic and reducing engineering uncertainty.

While analysis of anticipated tunnel behaviour is part of the design, careful observation and back-analysis of the performance of the constructed tunnel is more important. These observations should be used to adjust and improve the support design and construction sequences.

4.8. References

- ASCE, 1997. *Geotechnical Baseline Reports for underground construction*. Technical committee on geotechnical reports of the underground technology research council, Randall Essex editor 40p
- Babendererde S, Hoek E, Marinos P, Cardoso A S, 2004. *Characterization of Granite and the Underground Construction in Metro do Porto, Portugal*. Keynote lecture, 2nd International Conference on Geotechnical Site Characterization, 39-47, Porto
- Babendererde S, Hoek E, Marinos P, Cardoso AS, 2006. *Geological risk in the use of TBMs in heterogeneous rock masses - The case of Metro do Porto*, Proceedings of Congress on Geotechnical risks in rock tunnels, ed. C. Matos et al, Taylor & Francis Group, 41-51
- Benson RP, 1989. *Design of Unlined and Lined Pressure Tunnels*. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 4(2), 155-170
- Chandler RJ, de Freitas MH, Marinos P, 2004. *Geotechnical Characterization of Soils and Rocks: a Geological Perspective*. Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference, Thomas Telford, 1, 67-102, London
- Dudouit F, Sturk R, 2008. *Tunnel construction with a TBM in very difficult hydraulic and geological conditions and with very strict environmental demands*. Congrès international de Monaco, 99-105

- Electric Power Research Institute, 1987. *Design Guidelines for Pressure Tunnels and Shafts*. EPRI AP-5273. Prepared by the University of California at Berkeley
- Fabre D, Lacombe P, Antoine P, 2005. *Apports des reconnaissances pour le tunnel de base franco-italien sous les Alpes à la géologie de l'ingénieur*. Conférence Geoline, In CD, Lyon
- Fell R, MacGrecor P, Stapledon D. Bell, 2005. *Geotechnical Engineering of Dams*. Balkema publ.
- Hoek E, Marinos P, 2000. *Seventh report by panel of experts on Egnatia Odos Highway*. Thessaloniki
- Hoek E, Marinos P, 2000. *Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses, part 1: estimating rock mass strength & part 2: estimating tunnel squeezing problems*. *Tunnels & Tunnelling International*, November 32/11, 45-51 and December 32/12: 33-36
- Hoek E, 2007. *Practical Rock Engineering, Hoeks' Corner*. Rocscience web site
- Hoek E, Marinos P, 2009. *Tunnelling in overstressed rock*. Keynote address presented at EUROCK2009, Dubrovnik, Croatia, Published in *Rock Engineering in Difficult Ground Conditions -Soft Rocks and Karst*. Vrkljan editor, Taylor and Francis Group, 49-60
- Knill J, 2003. *Core values, the first Hans Cloos lecture*. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 62(1):1-34
- Marinos P, Antoniou A, Novack M, Benissi M, Rovolis G, Papadatos I, Agelidaki K, 1998. *TBM excavation in weak and heterogeneous rock masses for the Athens Metro*. Proceedings of the 8th International Congress of IAEG, Balkema publ., 3513-3522, Vancouver, Canada
- Marinos P, Hoek E, 2000. *GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation*. International Conference on Geotechnical & Geological Engineering (GeoEng 2000), Technomic publ., 1422-1442, Melbourne
- Marinos P, 2001. *Tunnelling and Mining in karstic terrane; An Engineering Challenge*. Keynote opening lecture. The 8th Multidisciplinary Conference on Sinkholes, Engineering and Environmental Impacts of Karst, Louisville, 3-16, Beck & Herring eds., Balkema publ
- Marinos P., 2005. *Experiences in tunnelling through karstic rocks*, Proceedings of International Conference CVIJC 2005: Water Resources and Environmental Problems in Karst, 617-644, Beograd
- Marinos P, Hoek E, Kazilis N, Agistalis G, Rahaniotis N, Marinos V, 2006. *The tunnels of Egnatia Highway. Design in a variety of rock masses under difficult geological conditions*. Proceedings 5th Hellenic Geotechnical Congress, 3, 517-524

- Marinos P, Marinos V, Hoek, E, 2007. *Chapter on the Geological Strength Index (GSI)* in the book “Underground Works under Special Conditions”, by Romana, Perucho & Olalla, editors. Pages 13-21. Taylor and Francis, London
- Marinos P, 2008. *Consulting report on Gibraltar crossing*
- Marinos P, Megas S, 2017. *Reports from the files of the Aposselemis project, Crete, Greece*
- Marinos V, 2017. *A revised, geotechnical classification GSI system for tectonically disturbed heterogeneous rock masses, such as flysch*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment
- Mayeur B, Fabre D, 1999. *Mesure et modélisation des contraintes naturelles. Application au projet de tunnel ferroviaire Maurienne-Ambin*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 58, 45-59
- Panchera A, Bensaid A, Roca F 2010. *The Gibraltar Tunnel: The Design Revision*. International Tunneling Association Congress, Vancouver
- Schubert W, 1996. *Dealing with squeezing conditions in Alpine tunnels*. Rock Mechanics and Rock Engineering. 29 (3), 145-153
- Serrano, JM, 1989. *Les grands projets de tunnels sous marins: cas du détroit de Gibraltar*. In «Le tunnel sous Manche», Presses de l' Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 27-47
- Skanska- Vinci HB, 2009. *Hallandsas tunnels*. Internet information
- SNED and SECEG, 2007. *Project of the fixed link through the strait of Gibraltar*. In Internet
- Tadesse BD, Grøv E, 2014. *Pressure design in unlined tunnels and shafts*. Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 – Tunnels for a better life. Foz do Iguaçu, Brazil
- Vlachopoulos N, Diederichs V, Marinos V, Marinos P, 2013. *Tunnel behavior associated with the weak Alpine rock masses of the Driskos twin tunnel system, Egnatia Odos Highway*. Canadian Geotechnical Journal 50: 1-30, 2013

5. LE RÉFÉRENTIEL GÉOLOGIQUE DE LA FRANCE (RGF)¹

Marc Brisebarre², Jean-Louis Durville³

5.1. La carte géologique de la France et le RGF

C'est en 1868, avec l'ordonnance de Napoléon III créant le Service de la Carte géologique (qui fusionnera avec le BRGM en 1968) que débute, en France, le lever régulier de la carte géologique. La première couverture est à l'échelle 1/80 000 et sera terminée en 1968 ; elle compte 267 coupures pour la France métropolitaine ; mais dès 1927, parallèlement, une seconde couverture à l'échelle 1/50 000 est mise en chantier ; elle compte 1 060 coupures et les derniers levés de terrain se sont achevés en 2011. Ces différentes cartes ont été utilisées pour des synthèses à des échelles plus restreintes (carte de la France à 1/1 000 000, cartes régionales à 1/320 000 avec les coupures à 1/80 000, cartes régionales à 1/250 000 avec les coupures à 1/50 000).

Toutes ces cartes constituent une source d'informations géologiques de grande valeur ; cependant, même scannées et vectorisées, elles ne répondent plus suffisamment aux exigences sociétales et technologiques du XXI^e siècle et d'autre part, elles ne peuvent intégrer toutes les évolutions scientifiques récentes.

Les enjeux du XXI^e siècle exigent la conception de nouveaux outils d'acquisition et d'exploitation de la connaissance géologique : pour mieux comprendre et donc mieux prévoir les phénomènes naturels, pour mieux exploiter les ressources, pour répondre aux besoins énergétiques, pour stocker nos déchets, le CO₂ ou l'énergie, ou encore pour mieux gérer l'occupation des sols et du sous-sol.

C'est pourquoi le BRGM, en coordination avec le Ministère de la Recherche et l'INSU (Institut National des Sciences de l'Univers), a pris la décision de doter notre territoire d'une connaissance géologique tridimensionnelle, continue, homogène et cohérente, sans cesse actualisée : le Référentiel Géologique de la France (RGF). Le BRGM doit aujourd'hui offrir, à travers une diffusion basée sur les principes et les standards prescrits par la directive européenne INSPIRE (diffusion des données environnementales) :

- une information géologique accessible, complète, traçable et validée par des experts ;
- des données régulièrement actualisées ;

¹ Nous remercions Jean-Marc Lardeaux, ancien président du Conseil Scientifique du RGF, pour sa relecture de l'article

² Ingénieur-expert, (er) GINGER-CEBTP

³ Membre du Conseil Scientifique du RGF ; (er) CGEDD : Conseil Général de l'Environnement et du Développement Durable

- des programmes de gestion et d'exploitation de ces informations à plusieurs niveaux d'interprétation et à plusieurs échelles.

Le RGF se veut un outil au service aussi bien de la géologie fondamentale que de la géologie appliquée.

Les avancées scientifiques des vingt dernières années ont conduit à envisager la Terre comme un système global, dans lequel l'évolution de la surface terrestre est la conséquence de l'action de nombreux processus à l'œuvre sur des échelles de temps et d'espace très variées. Les outils et les connaissances actuels permettent dorénavant d'envisager une description détaillée des premiers kilomètres de l'écorce terrestre et de comprendre les liens encore mal connus qui les rattachent à la dynamique du manteau.

La compréhension de la dynamique de l'écorce terrestre, en particulier de ses causes profondes a, depuis de nombreuses années, été abordée par le biais de simulations numériques et analogiques. Il en va de même pour la compréhension des processus de surface, de l'interaction avec les autres enveloppes terrestres : atmosphère, hydrosphère et biosphère, et des divers processus y opérant, dont l'érosion, l'altération, les transferts du continent à l'océan, etc. La validation et la pertinence de ces modèles ne peuvent s'appuyer que sur un jeu de données de qualité issues de l'observation et de mesures sur le terrain.

Le programme scientifique du RGF s'attachera à mesurer tous les indicateurs permettant de reconstituer l'enregistrement des mouvements de chacune des unités de la croûte terrestre qui composent notre territoire. Cette approche scientifique, étendue à l'ensemble des unités géologiques, renferme la clé d'une lecture globale et mettra en exergue les grandes questions géologiques qui restent en suspens.

C'est sur la base de cette nouvelle dynamique de recherche fondamentale, que la communauté nationale, *via* le BRGM et ses partenaires, pourra faire face à une demande sociétale dont on ignore encore, pour une grande part, quelle en sera sa nature et son importance à moyen terme.

Au-delà de la compréhension des mécanismes géologiques fondamentaux, le programme RGF, de par sa méthodologie liant à la fois une approche synthétique et de nouvelles acquisitions de données (levés géologiques et géophysiques, données analytiques notamment datations, géochimie, etc.), aura des retombées évidentes dans les domaines d'application des Géosciences. L'ensemble de la géologie de la France sera en effet revisitée, actualisé et synthétisé par des équipes de spécialistes thématiques et régionaux. Ces travaux aboutiront à la constitution d'une couverture de connaissance géologique continue et homogène de la France, de son plateau continental, et des territoires limitrophes en y intégrant de manière cohérente l'information disponible en profondeur. La connaissance tridimensionnelle de notre territoire et sa visualisation à travers des modèles 3D constitueront l'un des apports majeurs du RGF.

En effet, les problématiques liées à l'hydrogéologie, aux risques naturels, aux ressources ou encore au stockage relèvent en grande partie d'une connaissance de plus

en plus approfondie de la géométrie et des propriétés physiques des roches sur des tranches de quelques mètres à quelques kilomètres de profondeur. Toute l'ambition du RGF est de pouvoir fournir cette information intégrée dans une chaîne de production depuis la donnée brute jusqu'au modèle tridimensionnel. Ces derniers serviront de base à de multiples simulations numériques, par l'introduction de paramètres tels que la perméabilité (écoulement des nappes d'eau, transfert de polluants), la vitesse de propagation des ondes sismiques (effet de site lors d'une secousse sismique), la conductivité thermique (ressources géothermiques) ou encore les paramètres géomécaniques utilisés dans tous les grands ouvrages de génie civil.

5.2. Les premiers chantiers du RGF

Le 19 juin 2013, à Paris, le BRGM a présenté un premier essai de RGF au travers du démonstrateur géologique réalisé sur la région Vosges - Fossé Rhénan. Ce démonstrateur était l'illustration de la méthodologie cohérente mise au point pour ce nouveau programme scientifique en vue de son déploiement sur l'ensemble du territoire français.

Les Pyrénées constituent le premier véritable chantier du RGF ; il a été ouvert en 2013 et devrait s'achever en 2019. Il vise à améliorer et harmoniser la représentation de la géologie de la chaîne pyrénéenne et de son bassin d'avant-pays ainsi que son prolongement sur le plateau continental ; la surface concernée est actuellement couverte par une soixantaine de cartes géologiques à 1/50 000 dont une dizaine levées depuis plus de 40 ans et dix-huit depuis plus de 30 ans.

Les travaux se font grâce à la collaboration entre les équipes du BRGM et les scientifiques des universités (françaises et espagnoles) et du CNRS. La participation de ces spécialistes extérieurs se fait dans le cadre des Appels à Manifestation d'Intérêt (AMI). Les AMI sont des thématiques que le BRGM désire voir traitées dans le cadre des formations de master 2 ou de thèse. A titre d'exemple, les thématiques proposées dans l'AMI de 2016 pour les formations de master 2 étaient les suivantes :

- Pyrénées anté-alpines : histoire et structures varisques ;
- Pyrénées alpines : événements crétacés, collision, structure de la zone axiale, etc. ;
- histoire géologique récente : surrection, altération, érosion, etc. ;
- thématiques appliquées : hydrogéologie, risques, géothermie, etc.

Quant à la thèse de l'AMI de 2016 elle avait pour sujet : fluides crustaux (nature, transferts, etc.) et applications à la métallogénie des Pyrénées.

Ces différentes thématiques confirment que le RGF porte aussi bien sur la géologie fondamentale que sur les enjeux sociétaux : risques, ressources naturelles, etc.

Chaque année une journée « RGF – chantier Pyrénées » est organisée par le BRGM ; elle réunit les participants au projet et permet notamment aux étudiants de master et aux doctorants de présenter leurs travaux.

A terme, après évaluation et validation par le Comité de validation qu'héberge le Conseil scientifique du RGF, les utilisateurs auront à leur disposition une base de données numériques 3D dont ils pourront extraire, à différentes échelles, des « cubes » qui seront en quelque sorte une version moderne des blocs-diagrammes ; la surface de ces cubes sera la carte géologique harmonisée et actualisée.

A cette représentation en trois dimensions s'ajoutera en fait une quatrième dimension, l'échelle temporelle. En effet, le RGF intégrera les différents marqueurs géologiques qui se sont succédé dans le temps pour aboutir aux Pyrénées d'aujourd'hui.

5.3. Les nouveaux chantiers

Fin 2017, le Comité Directeur du RGF a choisi deux nouveaux chantiers :

- le chantier *Alpes et bassins périphériques*, en incluant la vallée du Rhône mais pas le Jura ;
- le chantier *Bassin parisien*, en se focalisant géographiquement et thématiquement autour du cœur cénozoïque du bassin où se trouve l'essentiel des activités économiques.

Un premier AMI pour les formations de master 2 a été lancé pour les Alpes au printemps 2018 (un second devrait suivre à l'automne 2018) ; il comporte les neuf thématiques suivantes qui se partagent entre quatre thématiques de géologie fondamentale et cinq liées à l'aménagement :

- origine et histoire de la chaîne alpine ;
- structures, déformations et métamorphisme dans les Alpes ;
- origine des bassins périphériques et relation avec les Alpes ;
- interactions climat/géologie au Quaternaire ;
- risques sismiques et risques gravitaires ;
- ressources en eau ;
- ressources minérales ;
- ressources géothermiques ;
- impacts du changement climatique.

5.4. Conclusion

Le système d'information du RGF, à travers une plate-forme d'échange numérique, est conçu pour satisfaire les exigences suivantes :

- capitaliser la connaissance scientifique issue de plus d'un siècle de levés géologiques et géophysiques, ainsi que les acquisitions futures au moyen

d'un système d'information dynamique répondant aux différentes normes internationales d'interopérabilité ;

- assurer la mise à jour continue des bases de données et des modèles dérivés ainsi que la diffusion de cette connaissance géologique à travers des produits novateurs (2D, 3D, 4D) et adaptés aux spécificités des besoins actuels et futurs ;
- garantir la pérennité de l'accès aux données et modèles numériques ;
- mettre à disposition des producteurs de connaissance, des outils simples et évolutifs qui permettront d'assurer une saisie cohérente de l'information et son traitement.

Les praticiens de la Géologie de l'Ingénieur attendent beaucoup du RGF, comme producteurs de connaissances (sondages, géophysique, etc.) et comme utilisateurs de ce système d'information du XXI^e siècle.

5.5. Référence bibliographique

Lardeaux J-M, 2017. *Le référentiel géologique de la France (RGF) et l'actualisation des cartes géologiques au 1/50 000*. Géologues n°193, 20-21.

6. DE LA GÉOLOGIE RÉGIONALE À LA GÉOTECHNIQUE LOCALE

*Eric Tadbir*¹

6.1. Préambule

L'objet de cet article est de présenter la démarche qui a été déployée pour construire le modèle de sol des ouvrages de la future liaison ferroviaire Le Bourget – Le Mesnil Amelot du Grand Paris Express.

Après un bref rappel de la géologie du Nord de l'Île-de-France, il sera fourni une description lithostratigraphique ciblant deux des principales formations recoupées par les ouvrages du tracé : les Sables de Beauchamp et les Marnes et Caillasses. La représentation graphique du modèle géologique interprétatif sera expliquée à partir d'extraits du profil en long. Pour les deux formations sélectionnées, l'approche sera ensuite complétée par l'évaluation des niveaux des aléas spécifiques aux deux formations sélectionnées : la présence de niveaux indurés dans les Sables de Beauchamp, et l'appréciation de l'état d'évolution du gypse dans les Marnes et Caillasses. Enfin, le traitement qui a conduit au choix des hypothèses géotechniques de dimensionnement des ouvrages sera décliné pour l'exemple des Marnes et Caillasses.

6.2. Géologie régionale

Contexte structural

La géologie de la région parisienne est essentiellement marquée par des terrains sédimentaires tertiaires reposant sur un socle de craie du crétacé ; ces terrains ont été modelés tant par les mouvements tectoniques de l'ère tertiaire que par les phases successives d'érosion de l'ère quaternaire.

Il en résulte un relief de plates-formes substructurales actuellement entrecoupées par la Marne, l'Oise et la Seine. Quatre plates-formes sont ainsi distinguées :

- plate-forme de Beauce ;
- plate-forme de Brie ;
- plate-forme du Calcaire de Saint-Ouen ;
- plate-forme du Calcaire grossier.

C'est sur la plate-forme du Calcaire de Saint-Ouen qu'évolue le projet objet de cet article.

¹ *Directeur Conception et Projets Géotechniques, GINGER CEBTP*

Historique de la sédimentation

Les formations dans lesquelles s'inscrivent les paysages de l'Île-de-France se sont déposées, pour l'essentiel, dans la première moitié du Tertiaire, du Dano-Montien au Stampien, soit, approximativement, de – 65 millions d'années à – 22 millions d'années.

Il s'agit de formations marines à continentales. En effet, les mers paléogènes, peu profondes, étaient sujettes à de fréquentes variations des lignes de rivage si bien que les dépôts, souvent discontinus (avec de fréquentes lacunes de sédimentation) étaient tantôt marins, tantôt lagunaires, tantôt lacustres. Ceci « dans une ambiance tropicale analogue à celle des Antilles aujourd'hui » (Diffre P. et Pomerol C., 1979). Il s'ensuit que les variations latérales et verticales de faciès sont nombreuses et que les dépôts évaporitiques peuvent se rencontrer dans un grand nombre de niveaux. Ce Paléogène est donc marqué par de nombreux cycles sédimentaires dus à une série de transgressions et régressions marines.

Les cycles les plus significatifs de la période paléogène sont ceux du Lutétien qui conduit à d'importants dépôts calcaires, du Bartonien où apparaîtront de puissants bancs de gypse et du Stampien à l'origine de dépôts de sables fins blancs de très grande pureté (silice prédominante).

Les formations rencontrées au droit du projet sont concernées essentiellement par les deux cycles de sédimentation du Lutétien et du Bartonien (Tableau 1) :

- le cycle du Lutétien est caractérisé par des dépôts détritiques grossiers puis par le développement de faciès calcaires (formation du Calcaire Grossier) au détriment de la phase sableuse. La fin de ce cycle est marquée par des dépôts lagunaires et une sédimentation évaporitique et chimique (formation des Marnes et Caillasses avec des intercalations gypseuses) ;
- le cycle du Bartonien, avec l'amorce de phénomènes de karstification dans les Marnes et Caillasses et de dolomitisation des assises sous-jacentes, est caractérisé par trois épisodes d'incursion marine. La transgression sableuse auversienne donne naissance à de nombreuses variations latérales de faciès au sein de la formation des Sables de Beauchamp. L'inondation marinésienne des paléosols auversiens crée un milieu laguno-lacustre dans lequel se dépose la formation des marno-calcaires de Saint-Ouen. Enfin, l'épisode ludien débute par une grande transgression marine marquant le dépôt des Marnes à Pholadomies, suivie par un régime lagunaire durant lequel des couches de gypse et de marnes s'intercalent, formant ainsi la série des Masses et Marnes du Gypse.

Quant à la sédimentation quaternaire, elle est de nature fluviale (alluvions) et éolienne (limon des plateaux).

EOCENE	Bartonien	Ludien	Marnes supragypseuses
			Masses et Marnes du gypse
		Marinésien	Sables de Monceau
			Calcaire de Saint-Ouen
		Auversien	Sables de Beauchamp
			Marnes et Caillasses
	Lutétien	Calcaire grossier	
	Yprésien		Sables de Cuise
			Sables supérieurs
			Fausses Glaises
		Argile plastique	

Tableau 1 : Série lithostratigraphique concernée par le projet

Par la suite, le focus sera placé sur deux des formations majoritairement concernées par les ouvrages en infrastructures du projet, à savoir : les Sables de Beauchamp et les Marnes et Caillasses.

6.3. Description lithologique

Sables de Beauchamp

Ils sont essentiellement constitués de sables fins quartzeux compacts grisâtres/verdâtres à matrice argileuse et carbonatée et avec des passages de grès plus ou moins indurés (Fig. 1). Les niveaux indurés sont identifiés comme un aléa géologique susceptible d'impacter l'exécution des travaux. L'épaisseur totale de la formation varie entre 10 et 15 m à l'échelle du tracé. Des faciès argileux, marneux et/ou calcaires ont été également identifiés sous formes de fines passées (centimétriques à pluri-décimétriques), de même que des passages où le sable devient nettement plus grossier.

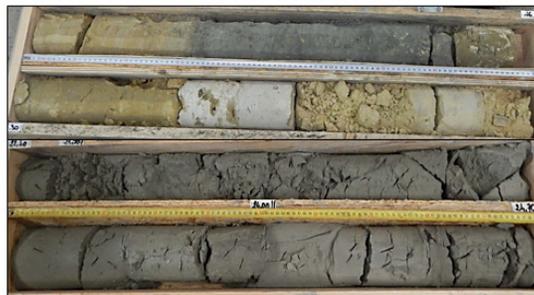


Figure 1 : Carottes issues des Sables de Beauchamp

Une caractéristique remarquable de cette formation est la présence d'une frange argilo-marneuse généralement plastique et communément appelée « écran médian ». Cet écran apparaît de manière discontinue à l'échelle du tracé. L'épaisseur reconnue varie entre 0,7 et 1,8 m.

Du gypse a été également identifié dans les Sables de Beauchamp (traces, inclusions, cristaux maclés en fer de lance). Il n'a été reconnu que sur très peu de sondages et sa répartition n'obéit pas à une sectorisation particulière. Dans la suite de l'article, la présence de gypse au sein des Sables de Beauchamp ne sera pas abordée.

Marnes et Caillasses

Il s'agit d'une formation assez hétérogène constituée d'une alternance de marnes et marnes calcaires contenant des blocs calcaires, siliceux et dolomitiques, de calcaires, de dolomies et d'argiles avec de nombreux passages gypseux (Fig. 2). En partie sommitale, le faciès est tendre à légèrement induré, beigeâtre à grisâtre. Il est essentiellement marneux avec des interactions argileuses (quelquefois assez molles) marron à brunâtres et des graviers calcaires. En partie basale, le faciès est plus induré et majoritairement rocheux (calcaire et dolomie), parfois fracturé et renfermant des passages marneux et argileux. L'épaisseur de la formation varie entre 8 et 17 m.



Figure 2 : Carottes issues des Marnes et Caillasses

On notera deux particularités remarquables de nature à apporter des sujétions d'exécution :

- une forte hétérogénéité verticale au sein de cette formation induit une très grande variabilité de la perméabilité : la perméabilité horizontale est susceptible d'être bien supérieure à la perméabilité verticale, ce qui entraîne de surcroît une anisotropie des perméabilités ;
- la présence de gypse sous forme essentiellement saccharoïde et le constat de quelques anomalies souterraines locales ; ce point particulier sera développé ci-dessous.

Comme mentionné précédemment, la formation des Marnes et Caillasses résulte d'un épisode de sédimentation ayant notamment donné naissance à des dépôts lenticulaires de faciès évaporitique en contexte lagunaire. L'examen des carottes met en évidence des traces de gypse, souvent sous forme saccharoïde. Le gypse étant évolutif par nature, son état résiduel reste dépendant de la présence ou non de circulations d'eau souterraine au gré d'horizons fracturés ou de forte perméabilité, ainsi que de l'état de concentration ionique du milieu, lui-même dépendant de la température. Lorsque le contexte est favorable, le gypse se dissout avec une cinétique pouvant être accentuée par

le gradient hydraulique de la nappe. Le phénomène conduit à une forte augmentation de l'indice des vides du sol, laissant parfois place à un réseau karstique dont les stigmates sont identifiés en forage par l'augmentation de la vitesse d'avancement de l'outil de coupe combinée parfois à la perte totale du fluide de forage. On notera au passage que des phénomènes d'auto-colmatage s'installent également dans ce réseau ; ils sont liés au dépôt des fines entraînées par la circulation de la nappe, et redéposées dans la matrice granulaire du sol.

6.4. Modèle géologique interprétatif

Représentation graphique

L'ensemble des données géologiques, notamment celles issues des sondages carottés au voisinage du tracé, fait l'objet d'une représentation graphique sous forme d'un profil en long géologique. Le profil en long géologique interprétatif constitue une projection graphique de données factuelles de sondages disponibles à proximité du tracé. Il présente une mise en continuité de ces données ponctuelles par la représentation d'interfaces géologiques continues sur le linéaire du projet.

De fortes variations latérales et verticales de faciès sont donc attendues. Pour la seule succession lithostratigraphique Marnes et Caillasses/Sables de Beauchamp, le modèle géologique le plus représentatif serait un enchevêtrement de matériaux sédimentaires biogènes, détritiques et chimiques très variés, correspondant effectivement aux cycles du Bartonien et du Lutétien, évoqués précédemment.

Une telle hétérogénéité étant difficile à faire figurer sur un profil en long, il apparaît nécessaire de procéder à des simplifications. Chacune des trois formations précitées est ainsi découpée en plusieurs faciès laissant présager de son comportement géomécanique :

- Sables de Beauchamp, distingués selon trois faciès :
 - sableux, correspondant au faciès silteux ou finement sableux assez prédominant ;
 - argileux, correspondant au faciès médian argileux d'épaisseur parfois plurimétrique mais dont l'absence totale peut tout autant être remarquable ;
 - rocheux, correspondant à des bancs calcaires et gréseux, parfois même dolomitiques et indurés ;
- Marnes et Caillasses, distinguées selon deux faciès :
 - marneux, correspondant à un ensemble prédominant très hétérogène composé de marnes plus ou moins argileuses, de graves et de blocs de calcaire déstructurés, le tout contribuant à une forte anisotropie des perméabilités ;
 - rocheux, correspondant à des bancs massifs de calcaire parfois coquillier assez compact.

En résumé, le graphique de la figure 3 met en correspondance la géologie « réelle » des formations étudiées avec le modèle géologique simplifié qui guidera par la suite le choix des hypothèses géotechniques.

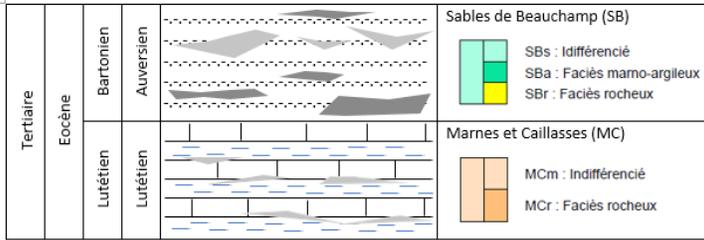


Figure 3 : Modèle géologique simplifié

On notera au passage que les faciès évaporitiques, dont la présence, soulignée dans la littérature, est confirmée par les investigations réalisées dans le cadre du projet, ne sont pas figurés dans le modèle géologique simplifié, ce qui pourrait faire croire en leur absence. Compte-tenu de leur caractère diffus et fortement évolutif, les faciès évaporitiques, gypseux en particulier, seront pris en compte sous forme d'un aléa géologique résiduel qui sera pris en charge dans le cadre du plan de management des risques.

Dans l'extrait de profil en long géologique interprétatif, on remarquera que le calage stratigraphique a été réalisé sur la base des coupes interprétatives des sondages carottés. On y retrouve la formation des Sables de Beauchamp et celle des Marnes et Caillasses. Les faciès, sableux, marno-argileux, rocheux ou indifférencié, sont ensuite représentés par des figurés spécifiques sur le log du carotté (Fig. 4).

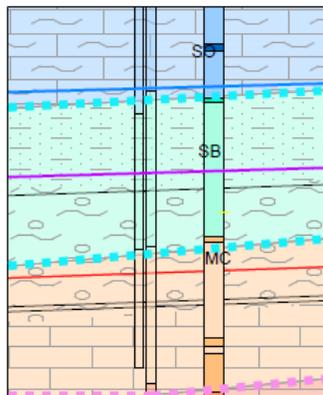


Figure 4 : Extrait du profil en long géologique interprétatif représentant la lithostratigraphie

Sur l'extrait de profil en long géologique interprétatif (Fig. 5), en complément de la représentation lithostratigraphique, on repère les profondeurs et les épaisseurs des

aléas géologiques visés par des pastilles de différents grisés : niveaux indurés dans les Sables de Beauchamp, traces de gypse. La présence de bancs francs de gypse aurait pu être repérée par des pastilles spécifiques.

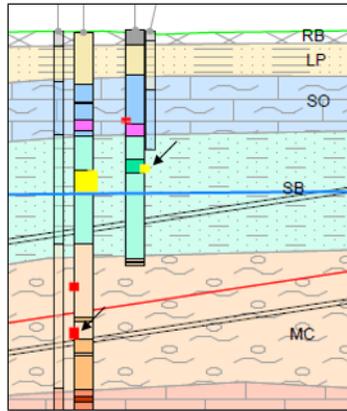


Figure 5 : Extrait du profil en long géologique interprétatif représentant également les aléas géologiques

Les aléas géologiques

Les niveaux indurés

L'aléa géologique majeur identifié au sein des Sables de Beauchamp comme étant susceptible d'induire des sujétions d'exécution, notamment lors des opérations de creusement, correspond aux niveaux indurés. Cet aléa est donc retenu au titre de l'évaluation des risques résiduels. La quantification du niveau de l'aléa passe par un relevé précis des épaisseurs de niveaux indurés à partir des carottes, puis par une caractérisation mécanique en laboratoire de mécanique des roches.

En première analyse géologique, il apparaît clairement que ces couches sédimentaires sablo-gréseuses ne présentent généralement pas de continuités latérales en raison de leur mode de dépôt. Elles forment plutôt des lentilles biseautées à leurs extrémités et emboîtées les unes sur les autres.

La représentation graphique de la figure 6 montre par ailleurs, qu'à l'échelle du tracé, ces bancs indurés, d'épaisseur pluridécimétrique, sont organisés en trois « masses » :

- la première masse sommitale est visible sous les Sables d'Ézanville au toit des Sables de Beauchamp ; constitué d'un ou plusieurs bancs, ce grès est perçu comme « dur » lors des relevés des carottes ;
- sous les sables argileux médians, un banc gréseux, couramment décimétrique, de couleur grise et très peu fracturé, forme une dalle dense et compacte pouvant parfois être scindée en deux bancs séparés par un joint argileux ;

- la dernière masse gréseuse est visible en pied des Sables de Beauchamp ; l'épaisseur et le nombre de ses bancs sont très variables : ils sont absents sur certains sondages et, sur d'autres, ils peuvent atteindre une épaisseur cumulée de plusieurs mètres.

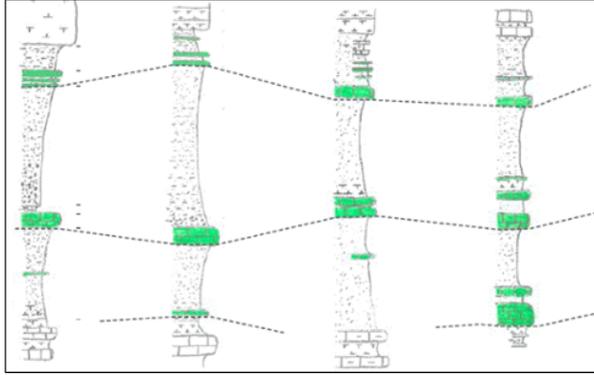


Figure 6 : Interprétation géologique des niveaux indurés dans les Sables de Beauchamp

C'est à l'aide d'un outil de type Système d'Information Géographique (SIG), et sur le seul ratio simpliste « Épaisseur cumulée de bancs indurés sur épaisseur de la formation », qu'il est alors possible de représenter les niveaux de cet aléa sur le tracé. La figure 7 illustre ce point par différentes teintes de grisés.

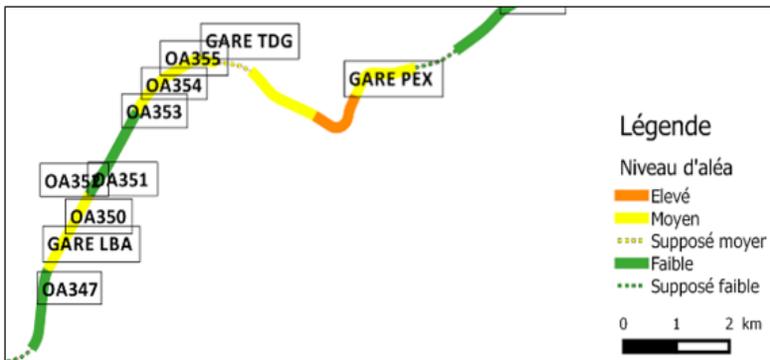


Figure 7 : Zonage de l'aléa « Niveaux indurés » dans les Sables de Beauchamp (Extrait du tracé à partir du SIG)

Les dépôts évaporitiques

Dans le cas du projet étudié, l'évaluation de l'aléa géologique lié au gypse dans les Marnes et Caillasses vise à répondre à plusieurs questions. A la question, « Y-a-t-il du gypse ? », on peut répondre par le ratio « Épaisseur cumulée de gypse sur épaisseur

de la formation » tel que relevé dans les sondages carottés. A la question « Y-a-t-il eu dissolution ? », on peut relever les indices éventuels de dissolution (poches décomprimées, réseau karstique susceptible d'absorber le fluide de forage), et mesurer la concentration de sulfates dans les prélèvements de nappe.

Ainsi, dans l'analyse de cet aléa, trois paramètres ont été étudiés :

- l'épaisseur cumulée de zones décomprimées est un facteur quantitatif obtenu par addition des longueurs des passes dans les sondages destructifs ayant une vitesse instantanée d'avancement (VIA) plus élevée que normalement constatée dans ces formations géologiques ; le progiciel QGIS a été utilisé pour pondérer les sondages destructifs entre eux avec les épaisseurs des anomalies qui lui sont associées ;
- l'indice de décompression est une évaluation qualitative de l'état du sol basée sur les VIA des sondages destructifs (en relation avec l'étalonnage) et des paramètres pressiométriques PI et E_M/PI . Quatre niveaux d'indice ont été choisis pour chaque anomalie détectée (légèrement décomprimé, moyennement décomprimé, très décomprimé, vide) ;
- les pertes totales d'injection (ou perte de fluide de forage) sont relatives aux incidents de forage constatés et reportés par les sondeurs sur les fiches de forage. En effet, en situation « courante », le fluide de forage est refoulé en surface pendant toute la durée de la foration, permettant ainsi l'évacuation des cuttings. En situation « particulière », lorsque des couches perméables ou fissurées sont forées, une adjonction de bentonite permet d'apporter un effet colmatant au fluide de forage qui « imperméabilise » la couche concernée et permet ainsi de maintenir le refoulement. En situation « exceptionnelle », la perte totale d'injection sans retour du refoulement implique nécessairement que :
 - le forage a traversé un horizon de sol suffisamment « ouvert » pour que la totalité de la boue de forage s'y engouffre ;
 - l'effet colmatant de l'adjonction de bentonite ne suffit pas à imperméabiliser l'horizon traversé ;
 - le volume vacant qui accueille la boue de forage est supérieur au volume de boue injectée ;
 - la boue de forage s'écoule horizontalement dans la couche concernée, migrant au gré des ouvertures et des interconnexions (effet de réseau).

En écartant l'hypothèse de présence d'une cavité isolée, on peut raisonnablement conclure à l'existence d'un horizon au sein duquel s'est installé un réseau « karstique », stigmate de phénomènes de dissolution.

La quantification des niveaux de cet aléa est ensuite représentée dans l'outil SIG précité telle qu'illustrée par la figure 8.

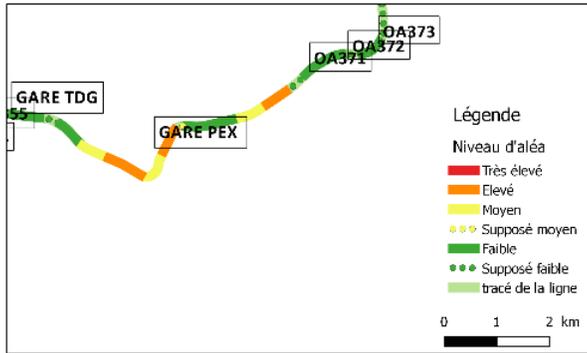


Figure 8 : Zonage de l'aléa « Gypse/Décompression » dans les Marnes et Caillasses (Extrait du tracé à partir du SIG)

Bilan d'étape

Le profil en long géologique contribue aux choix géométriques du tracé et des ouvrages. Ainsi, le tracé souterrain peut être ajusté en fonction de la géologie en combinant plusieurs facteurs, les uns favorables tels que l'homogénéité du front de taille, l'épaisseur des terrains de couverture, les autres défavorables comme par exemple les indices de décompression relevés dans les terrains encaissants de l'ouvrage.

La quantification des aléas géologiques apporte quant à elle une aide à la décision concernant les choix conceptuels directement interfacés avec le coût prévisionnel de ces ouvrages et leur planning d'exécution. En effet, si la présence de bancs indurés est fortement crainte sur une section du tracé, une réduction de cadence d'excavation peut alors être anticipée et intégrée au planning prévisionnel d'exécution. De même, les suspicions d'horizons décomprimés sous la base des fondations profondes peuvent faire l'objet de forage de contrôle et/ou de provisions pour mesures curatives.

On constate donc à ce stade, l'intérêt d'un travail poussé dans l'interprétation des données géologiques. Il reste à établir les hypothèses géotechniques qui serviront au dimensionnement réglementaire des ouvrages, ce qui fait l'objet du paragraphe suivant.

6.5. Caractérisation géotechnique des marnes et caillasses

Paramètres considérés

L'analyse porte sur la caractérisation physique et mécanique de la formation par les analyses classiquement utilisées en mécanique des sols, notamment : les poids volumiques, les caractéristiques de cisaillement et de déformabilité, et les propriétés mécaniques *in situ* (méthode pressiométrique). Des analyses chimiques complémentaires sont également réalisées visant notamment à mesurer les teneurs en carbonates, sulfates

et matière organique. En termes de caractérisation des faciès rocheux, ce sont les essais conventionnels de mécanique des roches qui sont utilisés, notamment : la résistance à la compression simple, la dureté, l'abrasivité, la dégradabilité, etc.

Méthode de traitement

Analyse statistique

L'analyse statistique est une étape incontournable dans un projet de grande envergure, compte-tenu du volume de données disponible. En prenant l'exemple des essais pressiométriques, cette démarche permet notamment d'effectuer les analyses suivantes :

- distribution des valeurs pour chaque paramètre visé sous forme d'histogrammes ;
- calcul des valeurs moyennes arithmétiques et des écarts-types ;
- détermination du type de loi statistique le cas échéant (loi normale, log-normale, etc.) ;
- calcul des valeurs basses, des valeurs moyennes basses puis des valeurs caractéristiques selon la méthodologie la plus courante établie par Baguelin F. et Kovarik J-B (2000).

Dans le cas du projet de la ligne 17 Nord, cette approche a permis d'établir des valeurs moyennes par formation pour chacun des lots du tracé. Autant on peut admettre d'appliquer ces valeurs moyennes aux ouvrages linéaires (tunnel, galerie), autant il paraît nécessaire de les adapter aux ouvrages isolés (gare, puits). Pour ce dernier cas, la démarche suivante a été adoptée :

- synthèse des résultats de sondages et essais au droit ou au voisinage de l'ouvrage considéré ;
- calcul des moyennes et écarts-types pour les paramètres pressiométriques E_M et PI^* ;
- prise en compte du contexte environnant de l'ouvrage (cadre bâti, réseaux enterrés, etc.) ;
- prise en compte du contexte hydrogéologique de la zone (battement de nappe, écoulements, perméabilités, etc.) ;
- prise en compte des aléas géologiques du secteur (poches décomprimées, présence de sols évolutifs, etc.) ;
- confrontation des valeurs sélectionnées aux valeurs retenues à l'échelle du lot ;
- concertation entre praticiens (géotechnicien / ingénieur structure, géotechnicien / géologue, géotechnicien / hydrogéologue, géotechnicien / ingénieur en charge du registre de management des risques techniques résiduels, etc.).

C'est au terme de cet enchaînement que la prise de décision a lieu pour acter les valeurs caractéristiques, au sens de l'Eurocode 7 notamment, lesquelles valeurs

sont parfois revues pour être mises en cohérence relative à l'échelle locale. D'autres approches, complémentaires, sont donc nécessaires pour guider le choix du praticien. Elles sont abordées ci-après.

Corrélations

Les corrélations sont une pratique courante en géotechnique. Elles servent à créer des passerelles entre différents types d'essais, *in situ* et/ou en laboratoire, selon diverses relations empiriques ou théoriques (Baguelin *et al.*, 1978 ; Cassan, 1978). *In fine*, la décision du géotechnicien porte sur la pertinence de la valeur retenue qui se doit d'être prudente.

Extrapolations

La démarche d'extrapolation a servi notamment à améliorer la représentativité de certains résultats, et à pallier les insuffisances de données dans les zones déficitaires en sondages. Cette démarche a concerné en particulier les essais de cisaillement triaxial et les formations granulaires pour lesquelles le prélèvement d'échantillons non remaniés s'est avéré hasardeux.

Exemples de paramètres géotechniques

Il s'agit de retenir un jeu de paramètres de calculs qui puisse caractériser du mieux possible la formation précédemment décrite. Ces critères physiques et mécaniques sont consignés dans un tableau de synthèse (Tableau 2).

Synthèse Ouvrage		Poids Volumiques		Pressiométrie			Cisaillement	
		γ_s	γ_d	E_M	PI^*	α	C'	Φ'
Code Geol.	Indic.	(kN/m^3)	(kN/m^3)	(MPa)	(MPa)	(-)	(kPa)	($^\circ$)
MC	(=)	20	16	100	5.5	1/2	30	35

Tableau 2 : Exemple de jeux d'hypothèses géotechniques pour les Marnes et Caillasses

Dans l'exemple cité, on notera que l'analyse statistique des essais pressiométriques conduit à une valeur moyenne de module E_M de 350 MPa (écart-type de 250 MPa), et une pression limite moyenne PI^* de 7 MPa (écart-type de 0,5 MPa). Cette variabilité des valeurs est cohérente avec la complexité géologique de la formation examinée, laissant une forte marge de manœuvre au géotechnicien dans le choix des valeurs caractéristiques.

Caractérisation des faciès indurés

Bien que majoritairement constituées de faciès argilo-marneux, les Marnes et Caillasses renferment toutefois des niveaux indurés. Les essais qui ont été préconisés sur ces faciès ont été basés sur les « Recommandations de l'AFTES relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains » (GT1R1F1, 2003). L'objectif est de quantifier les classes de résistance, de fragilité, de dureté et d'abrasivité.

Le tableau 3 illustre les critères auxquels on peut aboutir après interprétation des essais en laboratoire, pour une formation donnée :

CRITERES	MC
RESISTANCE Rc >200MPa : R1 (ROCHE DE RESISTANCE TRES ELEVEE) Rc 60-200MPa : R2 (ROCHE DE RESISTANCE ELEVEE) Rc 20-60MPa : R3 (ROCHE DE RESISTANCE MOYENNE) Rc 6-20MPa : R4 (ROCHE DE FAIBLE RESISTANCE) Rc 0.5-6MPa : R5a (ROCHE DE TRES FAIBLE RESISTANCE)	 X X
INDICE DE FRAGILITE Rc/RTb >25 : FR1 (ROCHE TRES FRAGILE) Rc/RTb 15-25 : FR2 (ROCHE FRAGILE) Rc/RTb 10-15 : FR3 (ROCHE MOYENNEMENT FRAGILE) Rc/RTb <10 : FR4 (ROCHE PEU FRAGILE)	 X
DURETE >120 : DU1 (ROCHE EXTREMEMENT DURE) 80-120 : DU2 (ROCHE TRES DURE) 40-80 : DU3 (ROCHE DURE) 20-40 : DU4 (ROCHE MOYENNEMENT DURE) 5-20 : DU5 (ROCHE TENDRE) <5 : DU6 (ROCHE TRES TENDRE)	 X X
ABRASIVITE >4 : Ain5 (ROCHE EXTREMEMENT ABRASIVE) 2-4 : Ain4 (ROCHE TRES ABRASIVE) 1-2 : Ain3 (ROCHE ABRASIVE) 0.5-1 : Ain2 (ROCHE PEU ABRASIVE) <0.5 : Ain1 (ROCHE TRES PEU ABRASIVE)	 X

Tableau 3 : Exemple de critères de classement des faciès indurés dans les Marnes et Caillasses

Nota : les valeurs qui ont été quantifiées dans le tableau 3 sont données à titre d'illustration. Elles ne constituent en aucun cas les hypothèses contractuelles retenues pour le projet décrit dans cet article.

6.6. Conclusion générale

La construction du modèle géotechnique passe par la simplification du modèle géologique en raison de la complexité de ce dernier. Cette simplification a permis de lister puis caractériser les faciès les plus représentatifs en termes de comportement géomécanique, notamment en distinguant les faciès rocheux des faciès « meubles » (sableux, argileux, marneux).

Ensuite, pour chacune des formations considérées, les hypothèses géotechniques régionales ont été fixées, à l'échelle du tracé, à partir d'essais *in situ*, d'une part, et d'essais en laboratoire, d'autre part. Puis, un jeu d'hypothèses géotechniques locales a été défini pour chaque ouvrage, en fonction des formations que ce dernier recoupe, en prenant en compte les résultats des investigations disponibles à son voisinage.

Dans chaque modèle de sol local, la variabilité des paramètres géotechniques a été soulignée par comparaison avec le jeu de paramètres du secteur considéré. Ainsi, chaque ouvrage dispose de ses propres hypothèses géotechniques de dimensionnement, laissant ainsi place à de possibles optimisations.

Pour le cas particulier des formations évaporitiques, la difficulté reste tout entière. Les observations analysées ne peuvent être généralisées à l'ensemble du tracé : tout au plus, des suspicions peuvent être énoncées, notamment en termes de réseaux karstiques dont l'extension et l'importance demeurent difficiles à évaluer. Alors, une approche de type « gestion d'aléa géologique » a été proposée. L'aléa lié à la présence de formations évaporitiques, quel que soit leur état d'évolution (bancs massifs ou poches décomprimées, voire partiellement vides) a été caractérisé par niveau pour chaque ouvrage. Le niveau d'aléa, combiné aux enjeux relatifs à chaque ouvrage, définit le niveau de risque résiduel à prendre en compte dans le plan de management des risques, interfacé avec le cadre contractuel des travaux.

Enfin, on sera vigilant sur le fait que le régime hydrogéologique local peut, pour certains ouvrages, induire des sujétions d'exécution prédominantes par rapport aux difficultés liées au contexte géotechnique.

6.7. Références bibliographiques

- AFTES (Association Française de Travaux en Souterrain), 2003, *Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains*. GT1R1F1, Tunnels et Ouvrages Souterrains n° 177, mai-juin 2003, pp. 138-186
- Baguelin F., Jezequel J-F & Shields D. H., 1978, *The pressuremeter and foundation engineering*, Trans. Tech. Publication, 617p.
- Baguelin F. et Kovarik J-B, 2000. *Une méthode de détermination des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques*. Revue Française de Géotechnique n°93, p. 35-41
- Cassan M., 1978. *Les essais in situ en mécanique des sols – tome 1 – réalisation et interprétation*, éditions Eyrolles, 458p.
- Diffre P. et Pomerol C., 1979. *Paris et environs*. Coll. Guides géologiques régionaux. Masson 174p.

7. LES FONDATIONS DES CENTRALES NUCLÉAIRES À EDF

Gilbert Castanier¹

7.1. Introduction et généralités

Les bâtiments composant une tranche nucléaire sont fondés sur des radiers très chargés. Un bâtiment réacteur du palier 1400 MW (centrales de Chooz sur la Meuse et de Civaux sur la Vienne) présente un diamètre de 50 m environ pour un poids de 100 000 t, soit une contrainte au sol d'un peu plus de 0,5 MPa.

De par leur conception, avec des radiers fortement ferrailés, les tranches nucléaires peuvent s'accommoder, jusqu'à un certain point, de fondations non rocheuses sous réserve de maîtriser les tassements différentiels entre les différents bâtiments (1 ou 2 centimètres maximum). Par ailleurs, le basculement de l'îlot nucléaire ne peut pas excéder 1‰ ; c'est-à-dire que le rapport entre la différence de tassement (Δs) aux extrémités d'un diamètre et le diamètre du bâtiment (L), soit $\Delta s/L$, doit rester inférieur ou égal à 10^{-3} (Fig. 1).

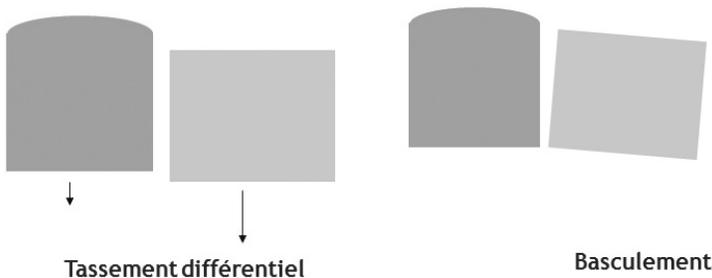


Figure 1 : Schéma conceptuel des déformations redoutées entre les bâtiments d'un îlot nucléaire

Dans ces conditions, on comprend bien que les fondations rocheuses sont les plus favorables car ces conditions sont *de facto* remplies ; d'ailleurs, certains pays comme la Chine, n'autorisent la construction de centrales que sur du rocher.

A titre d'exemple, le granite du site EDF de Flamanville dans la Manche est une fondation très raide et le tassement mesuré pour les tranches de Flamanville n°1 et n°2 se limite à quelques millimètres. Il en est de même pour le réacteur EPR, bien que plus lourd.

¹ Expert géologue, Électricité de France, département TEGG, Aix en Provence

Dès que l'on s'écarte des fondations franchement rocheuses, les études de tassement deviennent primordiales ; le but fondamental est de respecter les critères énoncés ci-dessus. Ces études peuvent demander des dispositions constructives plus ou moins complexes, avec cependant une limite de taille en France, où l'Autorité de Sûreté Nucléaire française est réticente à accepter des fondations profondes, en particulier pour des difficultés de justification sous séisme.

Du point de vue des fondations, la composition du parc EDF en exploitation est la suivante :

- Fondations rocheuses : 5 sites ;
- Fondations sur terrain intermédiaire entre un sol et une roche :
 - craie : 2 sites ;
 - marne : 1 site ;
 - grès tendre molassique : 1 site.
- Fondations sur alluvions et sables de plage : 10 sites.

Selon la configuration géologique rencontrée, les études de tassement peuvent être très complexes.

7.2. Études géologiques au début d'un projet

Le travail en binôme Géologue-Géotechnicien est fondamental et les contre-performances enregistrées sur le parc EDF sont essentiellement dues à une déficience dans l'étude géologique.

Dans ce registre, le record de tassement du parc EDF France est détenu par la centrale de Nogent-sur-Seine (360 mm de tassement absolu) où l'on a sous-estimé la compressibilité de la frange supérieure de la séquence d'altération de la craie (dite « craie pâteuse ») immédiatement sous les alluvions de la Seine, alluvions de bonne qualité géotechnique et sur lesquelles la centrale a été fondée.

Cette nécessité du binôme Géologue-Géotechnicien peut également être illustrée par la marne du Domérien (Jurassique) du site de la centrale EDF de Cattenom en Moselle. La centrale est implantée dans un compartiment effondré entre la faille d'Hettange à l'ouest et la faille de Koenigsmaker à l'est. Cette configuration géologique a permis de préserver l'ensemble des faciès d'altération-décompression de la marne. Quand elle est saine et compacte, la marne est grise. La décompression près de la surface génère des diaclases qui permettent la circulation de l'eau météorique oxydante et propagent la décarbonatation de la marne et l'oxydation des pyrites. De ce fait le terme d'altération ultime, le plus superficiel, est de l'argile ocre.

La figure 2 montre le passage de la marne grise profonde à l'argile ocre de surface lors des fouilles de la tranche n°3.



Figure 2 : Coupe naturelle d'un talus, au niveau des fouilles de la centrale de Cattenom, montrant la séquence d'altération des marnes du Domérien

L'analyse géologique fine de la séquence d'altération-décompression permet d'individualiser quatre faciès comme le montre la coupe de la figure 3.

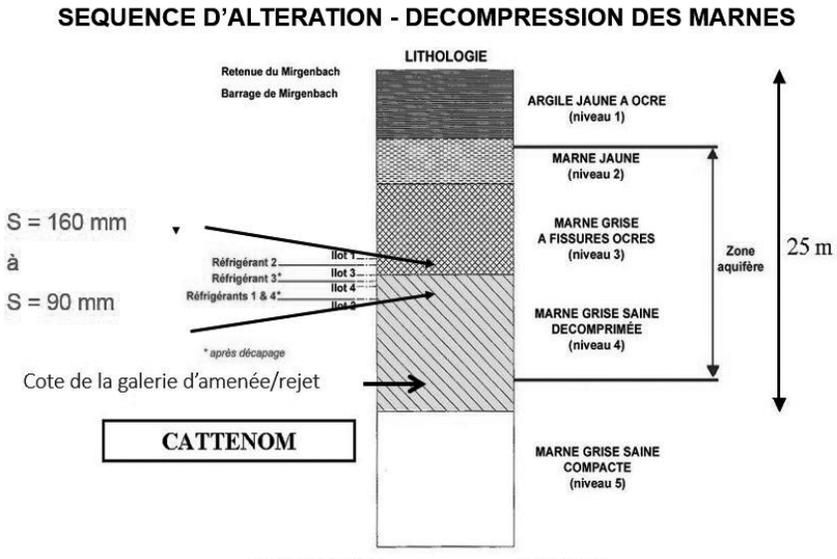


Figure 3 : Schéma conceptuel de la séquence d'altération des marnes du Domérien de Cattenom

Les études de tassement des tranches Cattenom n°1 et n°2 ont été réalisées sans l'intervention d'un géologue. L'îlot nucléaire n°1, fondé à sa cote théorique, repose

sur le niveau 3 de la marne (marne grise à fissures ocres, c'est-à-dire avec des diaclases rouillées). Il détient le record de tassement absolu des quatre tranches du site ($S = 160 \text{ mm}$). La collaboration Géologue-Géotechnicien pour les tranches n°3 et n°4 a conduit à demander des décapages supplémentaires pour enlever le niveau 3 et fonder ces deux nouvelles tranches sur le niveau 4 de la marne (marne grise, saine, décomprimée) où le tassement absolu mesuré a été limité à 90 mm (Fig. 3).

7.3. Terrain franchement mauvais, à décapier : Le Blayais

Quand le terrain est franchement mauvais (vase), la solution consiste à substituer le matériau naturel par un remblai de bonne qualité. C'est la solution qui a été retenue pour la centrale EDF du Blayais sur la Gironde pour laquelle environ 2 millions de m^3 de vases flandriennes ont été substitués par un remblai sableux à l'intérieur d'une fouille soutenue par une paroi moulée de 31 m de hauteur (Fig. 4).

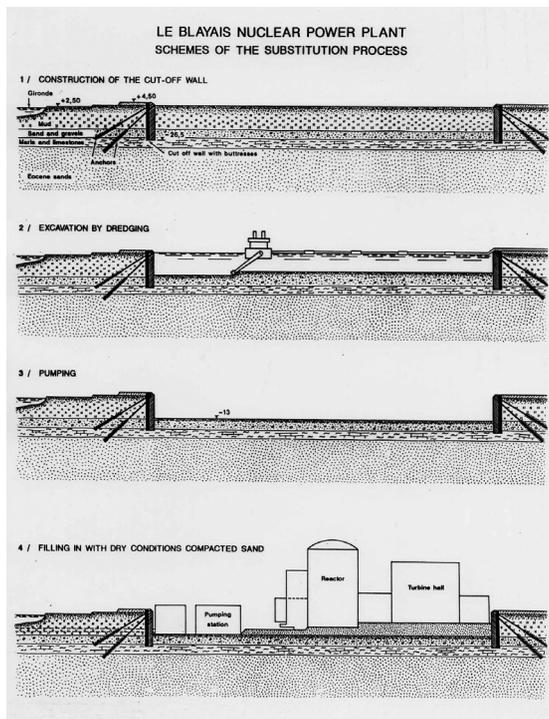


Figure 4 : Principe de la substitution des vases flandriennes du Blayais

7.4. Tassement absolu très fort et tassements différentiels

Quand le tassement absolu attendu est élevé ($\geq 25 \text{ cm}$) les tassements différentiels entre bâtiments le sont également. On a vu ci-dessus que la tolérance sur les tassements différentiels est faible.

Le site de la centrale de Gravelines à proximité de Dunkerque comportant la couche compressible de l'argile des Flandres à 23 m de profondeur, les études prévisionnelles de tassement ont conclu à la nécessité d'une disposition constructive majeure. Une dalle de répartition de plusieurs mètres d'épaisseur, fortement armée au droit des principaux joints inter-bâtiments, a été réalisée par paires de tranches nucléaires, incluant l'îlot nucléaire et la salle des machines avec les alternateurs (Fig. 5). Malgré un tassement absolu fort (250 à 290 mm), les tassements différentiels et le basculement ont été maîtrisés.

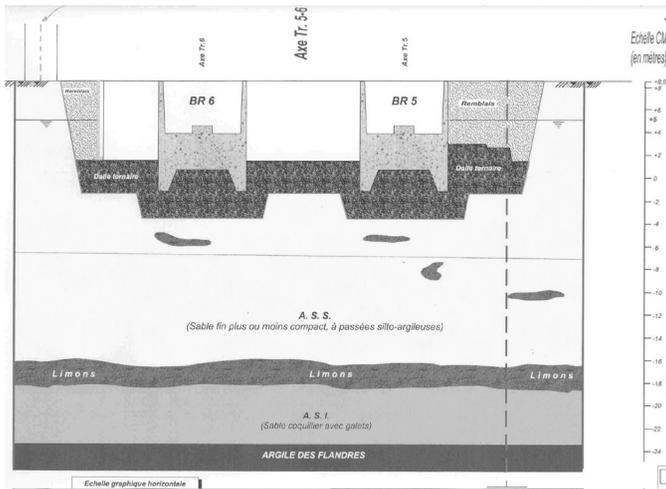


Figure 5 : Coupe synthétique de la fondation des tranches n°5 et n°6 de la centrale de Gravelines

Cette adaptation de la fondation est actuellement envisagée pour le site EPR de Sizewell en Grande-Bretagne où sous le sable de surface on retrouve une couche compressible : l'argile de Londres qui est l'homologue anglaise de l'argile des Flandres française.

7.5. Conclusion et illustration

Le retour d'expérience du parc nucléaire EDF en exploitation, avec ses 19 sites implantés dans des environnements géologiques très variés, est un outil précieux pour les études des nouvelles tranches nucléaires à construire et pour les expertises externes.

L'exemple probablement le plus pédagogique provient de l'expertise par EDF du site de la centrale nucléaire chinoise de Hong Yan He dans le nord-est de la Chine (Fig. 6). La fondation de la centrale est un granite très ancien, archéen, d'environ 3 milliards d'années. Ce granite, d'excellente qualité mécanique, comporte toutefois des inclusions de gneiss fortement altérées dans la masse.

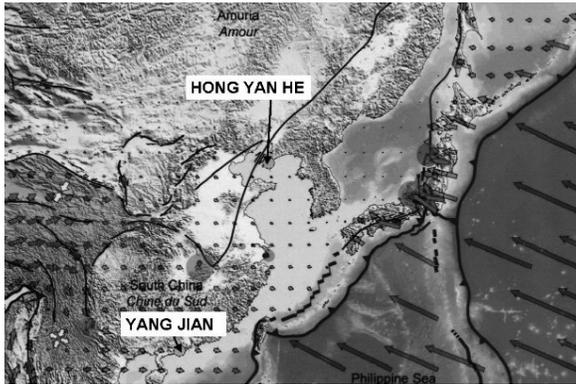


Figure 6 : Localisation du site de Hong Yan He

C'est notamment le cas de la tranche n°4 (réacteur 4RX sur la figure 7) où une inclusion gneissique se trouve partiellement sous le réacteur, notamment en périphérie, pour laquelle le concepteur chinois s'interrogeait sur le risque de basculement du réacteur et donc sur la nécessité d'un déroctage localisé mais profond de 20 m (Fig. 8).

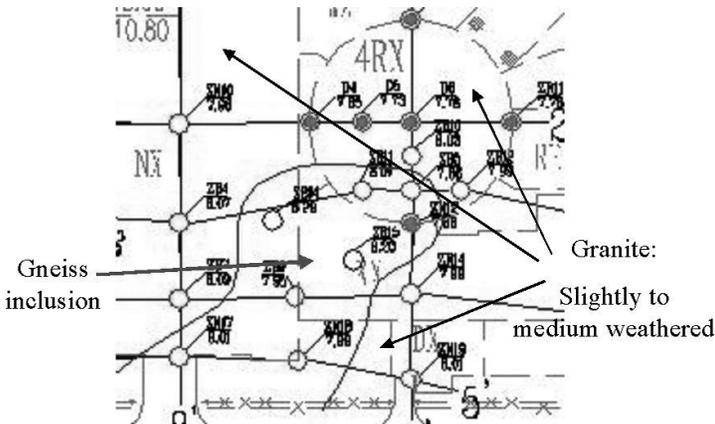


Figure 7 : Extrait d'un document original positionnant, en plan, l'enclave gneissique altérée à proximité du bâtiment réacteur de la tranche n°4 de Hong Yan He

Sur la base des valeurs d'essais statiques et dynamiques réalisés dans le gneiss et le granite, l'expert géologue EDF a pu conclure que le module du granite de l'Archéen était proche du module du granite de la centrale de Flamanville ; et le module de l'enclave gneissique était proche du module de la craie de la centrale de Penly. Le calcul du tassement différentiel entre le granite et le gneiss a donné un résultat de l'ordre de 5 mm et un basculement largement inférieur à 1%. Il n'a donc pas été nécessaire d'excaver en profondeur pour éliminer l'enclave de gneiss pour la substituer par du béton.

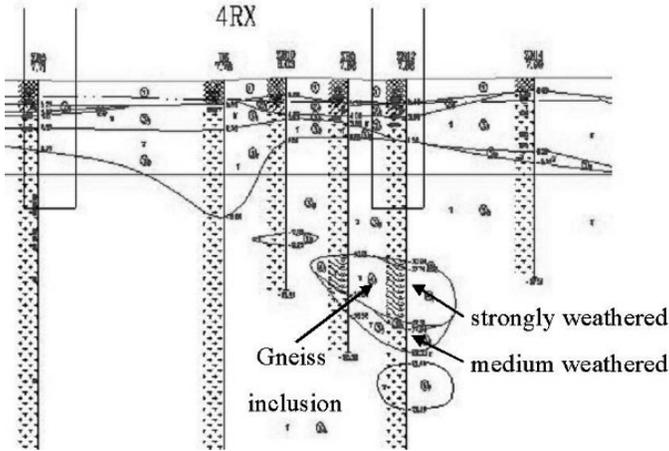


Figure 8 : Extrait d'un document original positionnant, en coupe, l'enclave gneissique altérée à proximité du bâtiment réacteur de la tranche n°4 de Hong Yan He

A titre anecdotique, du fait de l'extrême rigueur du climat dans cette région septentrionale de la Chine, les travaux d'excavation sont arrêtés en hiver et les fouilles protégées du gel comme l'illustre la figure 9. De telles précautions sont inconnues à EDF pour les fouilles de centrales nucléaires en terrain rocheux. Il est vrai que, comparé à certaines régions, la France jouit d'un climat privilégié.



Figure 9 : Protection des fonds de fouilles de Hong Yan He contre la gélifraction

Par contre, bien que de faible superficie, la France jouit d'une géologie très variée et l'ingénierie d'EDF a appris à construire sur une grande variété de rochers et d'alluvions, aussi bien des centrales nucléaires que des barrages de grande hauteur.

8. L'HYDROGÉOLOGIE DE LA CONSTRUCTION : HISTOIRE RÉCENTE ET PERSPECTIVES

Gérard Monnier¹

L'hydrogéologie de la construction est la discipline des sciences du sol qui traite de l'incidence, contraignante ou favorable, des eaux souterraines sur les constructions, singulièrement sur leurs infrastructures.

Le propos de ce texte est de restituer un historique de cette discipline et d'en esquisser quelques perspectives. Une des questions qui s'est d'abord posée était de savoir quand faire débiter cet historique ? L'hydrogéologie appliquée à la construction est une préoccupation récente. Elle débute avec les années 1970. Par contre, sa discipline-mère, l'hydrogéologie fondamentale, est beaucoup plus ancienne, même si elle ne porte ce nom que depuis 1802. C'est en effet à cette date que Jean-Baptiste de Lamarck publie l'ouvrage intitulé : « *Hydrogéologie ou recherches sur l'influence qu'ont les eaux sur la surface du globe terrestre ; sur les causes de l'existence du bassin des mers, de son déplacement et de son transport successif sur les différents points de la surface de ce globe ; et enfin sur les changemens que les corps vivans exercent sur la nature et l'état de cette surface* ». Il faut toutefois préciser qu'à cette époque, ce ne sont pas les écoulements souterrains qui constituaient l'objet d'étude de Lamarck mais plutôt les écoulements superficiels et la façon dont ceux-ci modèlent le paysage. Il s'agissait en fait d'hydro-géomorphologie.

On ne peut bien entendu traiter d'hydrogéologie de la construction sans faire recours aux progrès de l'hydrogéologie fondamentale. C'est la raison pour laquelle nous avons choisi la date de 1856 pour faire débiter cet historique : A cette date, Henry Darcy énonce une loi hydraulique fondamentale qui portera son nom, loi qui marque le début de la quantification des phénomènes dans le domaine des écoulements souterrains. L'hydrogéologie contemporaine naît avec Darcy.

8.1. 1856 : Darcy, ou le début de l'hydrogéologie quantitative

L'hydrogéologie du XIX^e siècle est essentiellement française (elle sera très temporairement allemande fin du XIX^e - début du XX^e siècle, et principalement américaine dans la première moitié du XX^e siècle, avec un apport russe significatif entre 1930 et 1960 environ) : des progrès spectaculaires vont être faits durant cette période, à commencer par la terminologie de cette science, comme l'indique Jean Margat² :

¹ BURGEAP, 27 rue de Vanves, 92772 Boulogne Billancourt Cedex (g.monnier@burgeap.fr). Cet article est inspiré d'un chapitre d'un livre que l'auteur fera paraître fin 2018 sous le titre : *Hydrogéologie de la construction* (Éditions Presses des Ponts).

² Le grand siècle de l'Hydrogéologie – Jean Margat - Lettre d'information du Comité français d'hydrogéologie et de l'Association internationale des hydrogéologues (septembre 2003)

faut-il rappeler l'origine française des termes de base comme « aquifère » (Arago, 1837), « phréatique » (créé par Daubrée en 1887), « surface piézométrique », ou les éponymes français de termes mondialisés comme les puits « artésiens » ou les sources « vaclusiennes » ?

Fondamental également, le XIX^e siècle est celui des développements spectaculaires en matière de forage : on citera en particulier la réalisation du premier puits artésien, captant l'Albien à Paris, le puits de Grenelle à Paris (548 mètres) qui fournit en 1841, 4 000 m³ en 24 heures. C'est à cette période que naît l'hydrogéologie quantitative, c'est-à-dire son expression sous forme mathématique : en 1856, Henry Darcy (1803 – 1858), polytechnicien et ingénieur des ponts et chaussées, rédige « Les fontaines publiques de la ville de Dijon – exposition et application des principes à suivre et des formules à employer dans les questions de distribution d'eau » (Fig. 1), ouvrage dans lequel il énonce ce qui deviendra la loi de Darcy, pierre angulaire de l'hydrogéologie quantitative :

Il paraît donc que, pour un sable de même nature, on peut admettre que le volume débité est proportionnel à la charge et en raison inverse de l'épaisseur de la couche traversée.

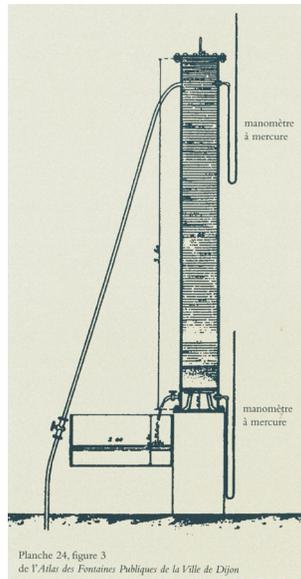


Figure 1 : Le perméamètre de Darcy : « Appareil destiné à déterminer la loi de l'écoulement de l'eau à travers le sable » (dessin extrait de « Henry Darcy – colloque international – édition spéciale – gestion des grands aquifères – AIH – BRGM – 2006)

Le facteur de proportionnalité est la perméabilité du matériau. Une étape décisive est franchie. On notera que des lois de même type (reliant flux et différence de potentiels) sont proposées, dans d'autres domaines, à la même époque : Fourier (1822, chaleur), Ohm (1827, courant électrique), Fick (1855, diffusion).

En 1863, Jules Dupuit (1804 – 1866), ingénieur et économiste français, décrit, moyennant une hypothèse simplificatrice, l'écoulement de l'eau en régime permanent autour d'un puits limité circulairement par un potentiel constant : « le puits au centre de l'île circulaire ». L'équation est basée sur la loi de Darcy. Adolph Thiem (1832 – 1923), ingénieur allemand de la municipalité de Dresde, développe une formule de calcul du paramètre dit transmissivité³ au moyen d'un essai d'eau avec un puits en pompage et deux piézomètres. Ses travaux sont également basés sur ceux de Dupuit.

En 1870 sont réalisés les premiers traçages artificiels, en Suisse et en Italie. Vers 1872, Joseph Lucas dresse en Angleterre les premières cartes piézométriques. En France, sous la direction du préfet Floquet, l'inspecteur général des mines Delesse, membre de l'Institut, établit en 1882 la « carte hydrologique du département de la Seine » qui est en fait la toute première carte hydrogéologique de Paris et sa proche banlieue actuelle. Ces travaux s'inscrivent d'une part dans le cadre des transformations urbaines de la fin du XIX^e siècle (Haussmann) et d'autre part, dans la période hygiéniste qui débute en France au milieu du XIX^e siècle. Les eaux souterraines deviennent une des composantes du développement urbain et ces recherches initient les travaux de description et de compréhension d'aquifères, majeurs ou de moindre ampleur, travaux qui se poursuivent actuellement encore.

8.2. Début XX^e siècle : comment construire sous la nappe

Dans un tout autre domaine mais qui néanmoins a trait avec le développement de l'hydrogéologie appliquée (*via* les moyens de pompage), c'est durant le XIX^e siècle que sont faites les découvertes fondamentales sur l'électricité (Volta, Oersted, Laplace, Faraday, etc.) et c'est au début du XX^e siècle que s'initie la production en grand de cette nouvelle source d'énergie, par les barrages et les centrales thermiques. Daimler (1834 – 1900), par ailleurs, invente en 1887 le moteur à explosion. Diesel (1858 – 1913) présente en 1900 son prototype à l'exposition universelle de Paris. L'électricité et les moteurs (Diesel, à combustion) supplantent la vapeur. En 1862, le rabattement de la nappe alluviale sous l'Opéra Garnier à Paris est réalisé au moyen de pompes fonctionnant à la vapeur. Ces nouvelles énergies (électrique et mécanique) rendent plus aisée la mise hors d'eau des fouilles.

Au milieu du XIX^e siècle, l'arrivée conjointe du béton et de nouvelles techniques de fondation (batardeaux en fer ou en acier à la fin du XIX^e et les pieux en béton en 1900) auront raison des fondations par pieux bois, technique qui aura tout de même persisté au moins pendant une vingtaine de siècles. Si l'on excepte le béton romain, constitué d'un mélange de chaux, de pouzzolane, de sable, de graviers et d'eau, et oublié après la chute de l'Empire romain, le principe du béton est découvert par Joseph Vicat en 1818 (invention du ciment). En 1855, François Coignet invente le béton aggloméré qui n'aura que peu de succès en raison de son caractère inesthétique et c'est le béton armé, matériau composite de béton et de fer ou d'acier, résistant à la fois à la traction et à la compression, qui sera voué au développement que l'on sait. On citera plusieurs

3 Rappelons qu'il s'agit de la perméabilité d'un aquifère multipliée par son épaisseur mouillée

de ses promoteurs : Joseph-Louis Lambot (1848), Joseph Monier (1849) et à nouveau, François Coignet qui, dès 1852, construit un bâtiment avec un béton armé de profilés métalliques. C'est sous l'impulsion de François Hennebique, fin XIXe, que le béton armé prend véritablement son essor⁴.

Vers 1920 sont réalisées les premières injections de sols (dans le cadre de la remise en service des puits de mines détruits à la fin de la première guerre mondiale). Le premier fond injecté est réalisé par la société Solétanche en 1956 pour la construction de l'usine EDF de Fessenheim, sur le Rhin, et permet de réduire très significativement le débit d'exhaure (Cambefort, 1963). Les premières parois moulées datent de 1960 et se sont très largement développées ensuite (Fig. 2).



Figure 2 : Deux parois moulées butonnées de la micro-centrale électrique de Rochemaure (Ardèche ; 2015) - Photo © Compagnie Nationale du Rhône

8.3. 1923 : La notion de pression interstitielle

Une étape extrêmement importante dans l'appréhension du rôle de l'eau dans les sols est énoncée par K. Terzaghi (1923). J.L. Bordes (1999) décrit cet apport : « (...) les sollicitations extérieures qui s'exercent sur un massif saturé d'eau se répartissent entre le squelette ou ensemble des grains constituant la partie solide du sol, et l'eau ou pression interstitielle. Seul le squelette solide constitué par les grains présente une résistance mécanique ou résistance au cisaillement pour équilibrer les sollicitations extérieures. Cette résistance sera d'autant plus réduite que la pression de l'eau sera plus élevée. » Ceci se traduit analytiquement comme suit :

⁴ Informations extraites de « L'art de l'ingénieur : constructeur, entrepreneur, inventeur » – Éditions du Centre Georges Pompidou, Le Moniteur, sous la dir. d'Antoine Picon, 1997.

$$\sigma = \sigma' + u$$

$$\tau' = \tau$$

σ, τ : contraintes totales, normale et tangentielle ;

σ', τ' : contraintes effectives (c'est-à-dire s'exerçant uniquement sur le squelette solide), normale et tangentielle ;

u : pression interstitielle (s'exerçant sur l'eau interstitielle).

Comme l'indique J.L. Bordes (1999), il est à noter qu'avant Terzaghi, les instabilités de digues et de barrages n'étaient analysées qu'en termes de débit et de vitesse d'écoulement. La notion de pression (interstitielle) était absente. Lorsque la nappe était mise au jour lors des terrassements d'un parafouille de barrage par exemple, les constructeurs cherchaient « à l'étouffer » selon l'expression utilisée à cette époque. Supprimant ainsi le débit, le champ de pression se rétablissait et pouvait, le cas échéant, conduire à des désordres. L'idée de capter ces venues d'eau et ainsi de réduire la pression n'était pas mûre. Les ouvrages devaient être étanches.

8.4. 1935 : L'approche transitoire des écoulements

Charles Vernon Theis (1900 – 1987), hydrogéologue américain, énonce en 1935 la loi mathématique représentant le comportement en régime transitoire – c'est-à-dire en fonction du temps⁵ – d'une nappe captive non réalimentée (par la pluie par exemple) lors d'un pompage d'essai. Après le paramètre perméabilité (Darcy, Dupuit), le paramètre transmissivité (Thiem), l'approche transitoire de Theis conduit à nouveau à la transmissivité mais également au coefficient d'emménagement, c'est-à-dire à la capacité qu'a un milieu d'emmagasinier l'eau. Le corpus s'enrichit ensuite avec la contribution de C. E. Jacob (1949) qui simplifie l'approche de Theis et la rend ainsi très pratique. Mais l'approche de Theis pour fondamentale qu'elle soit n'en reste pas moins appliquée à un cas de figure très spécifique : un aquifère captif non réalimenté. Dans la pratique, un grand nombre de « déviations » sont observées par rapport à ce cas type, qui seront ensuite traitées par d'autres auteurs : l'apport d'eau continu à l'aquifère principal par un aquifère secondaire (Hantush – 1956), l'écoulement retardé et limité dans le temps fourni par un aquifère secondaire (Boulton – 1954), l'alimentation de l'aquifère sollicité par un cours d'eau ou toute autre masse d'eau à niveau (potentiel) constant à proximité du lieu du prélèvement, l'impact d'un potentiel variant de façon sinusoïdale (la marée) sur une nappe (Zobel et Ingersoll (1948), Werner et Noren (1951), Ferris (1951)), la prise en compte du volume d'eau contenu dans un puits lors d'un pompage d'essai (effet de capacité ; Papadopoulos et Cooper – 1967), la décroissance du débit d'un forage artésien (Jacob et Lohman – 1952), etc.

⁵ Auparavant, le temps n'intervenait pas dans les équations : la surface piézométrique et le débit étaient considérés comme stabilisés.

8.5. Fin des années 1960 : Début de la numérisation

Enfin, élément fondamental, la modélisation des aquifères a fait des progrès spectaculaires à partir des années 1970. Du point de vue mathématique, c'est vers 1940 que se font les premiers développements de la méthode des éléments finis et vers les années 1960 que sont effectués les premiers calculs sur ordinateur. Mais à cette époque, l'ordinateur n'en est qu'à ses premiers balbutiements. En hydrogéologie pratique, dans les années 1960 à 1970, les premiers modèles ne sont pas numériques mais analogiques électriques : on utilise le papier conducteur (papier « Télédeltos ») pour simuler les écoulements (le transport d'un fluide et la circulation d'un courant électrique répondent aux mêmes lois physiques : notion de potentiel, différence de potentiel ou de charge hydraulique, conductivité et perméabilité, débit et puissance, etc.). Vers la fin des années 1960 apparaissent les modèles numériques. Actuellement, on observe le développement d'un grand nombre de logiciels dans des domaines très variés et en particulier en hydrogéologie, permettant de représenter des aquifères de formes et de caractéristiques intrinsèques diverses, avec des conditions aux limites variées (Fig. 3).

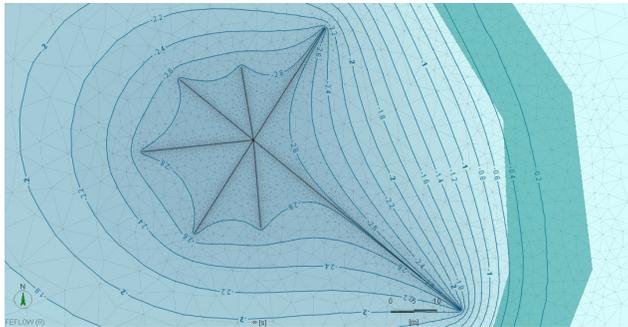


Figure 3 : Modélisation des rabattements de nappe produits par le pompage dans un puits à drains rayonnants, au moyen du logiciel FEFLOW® (D. Vanden Berghe, BURGEAP, 2017)

On citera bien entendu les problèmes ayant trait à la gestion des ressources en eau, en particulier des grands aquifères et les mesures à mettre en œuvre pour les préserver (seuils de vigilance et d'alerte) mais également les études d'impact hydrogéologique de pompages en milieu urbain, les modélisations hydrothermiques dans le cadre de pompes à chaleur géothermiques sur aquifère, l'étude de la propagation des polluants dans les sols et les nappes, les transferts d'eau ou de polluants en zone non saturée.

8.6. Années 1970 : Hydrogéologie de la construction en France

Dans les années 1970, on voit également apparaître en France, certes timidement, des sujets d'étude portant sur l'hydrogéologie appliquée à d'autres sujets que l'eau potable : étude de débit d'exhaure de fouille, étude d'impacts hydrauliques d'infrastructures, études de réinjection des eaux de refroidissement d'un complexe industriel, etc. C'est vers cette période, impulsé par les travaux d'équipement, que naît véritablement

une hydrogéologie du génie civil et du bâtiment. Auparavant, la maîtrise des eaux souterraines des chantiers est souvent une fonction de la seule quantité de moyens de pompage mis en œuvre : la formation géologique est-elle très perméable, on rajoute autant de pompes que nécessaire. A ce titre, il est intéressant de citer le rabattement de nappe pharaonique, techniquement spectaculaire et bien éloigné de toutes notions actuelles de maîtrise des débits, que constitua celui de la tour EDF à Issy-les-Moulineaux en 1970 (Filliat, 1983) : 5 000 m³ par heure, rejetés en Seine, soit 1,4 m³ par seconde. La maîtrise des coûts, la prévention des impacts hydrogéologiques et géotechniques potentiels, l'apparition de règlements d'assainissement qui interdisent les rejets d'eau sur le long terme et les contraignent financièrement en phase travaux (25 mai 1998 pour celui de Paris), la loi sur l'eau (3 janvier 1992) et ses décrets d'application ainsi que quelques sinistres vont constituer autant d'incitations à la réduction des débits d'exhaure et des impacts extérieurs. On optimise alors les structures souterraines vis-à-vis de la nappe, on dimensionne finement des tapis drainants (Fig. 4), on calcule des dispositifs adaptés de rabattement de nappe en phase chantier.



Figure 4 : Bâche de reprise des eaux d'un tapis drainant lyonnais
(G. Monnier, BURGEAP, 2015)

Le micromoulinet de forage est inventé par Cambefort et Barré (société SOLETANCHE) dans les années 1960-1970. Les fonds et jupes injectés prennent un développement très important dans les années 1985. Début des années 1990, des parois moulées sont prolongées pour leur donner, non plus seulement la fiche mécanique nécessaire à la stabilité du bâtiment mais également une fiche hydraulique qui contraint les écoulements, crée des pertes de charges et ainsi limite les débits. Plus récemment, vers les années 1990, d'autres techniques voient le jour avec pour objectif à la fois de constituer une fondation et de limiter le débit d'exhaure (jet grouting) ou uniquement de réduire le débit d'eau prélevé (paroi molle).

Dans les années 1980, avec un coût du pétrole élevé et des incitations financières de l'État, on assiste à la mise en œuvre d'un grand nombre de pompes à chaleur sur nappe (doublets géothermiques, constitués d'un ou plusieurs puits de pompage et d'un ou plusieurs puits de réinjection). Dans la plupart des cas (sauf les doublets au Dogger qui constituent de véritables usines géothermiques régulièrement entretenues et contrôlées, et sauf conditions hydrogéologiques particulièrement favorables), ces dispositifs échouent quelques années plus tard. Les dysfonctionnements tirent leur origine, hors

effets conjoncturels (coût du pétrole, subventions), du manque d'entretien des puits, en particulier les puits de réinjection qui constituent souvent le talon d'Achille des dispositifs. Actuellement, la volonté de réduire la consommation en énergies fossiles, en d'autres termes, le développement durable, relance cette technologie. De même, dans cet esprit de bonne gestion des équipements publics et comme précité, l'injection d'eaux pluviales dans les sols est incité par l'administration afin de diminuer le risque de débordement des réseaux d'assainissement et donc d'inondation.

8.7. Perspectives

Le développement de l'hydrogéologie, et en particulier de l'hydrogéologie appliquée, va être conditionné par la gestion durable des ressources en eau d'une part, et l'aménagement et l'habitat durable d'autre part, ce qui générera des progrès techniques en matière d'hydrogéologie expérimentale.

Aujourd'hui, la majorité des grands systèmes aquifères européens et singulièrement français est connue. On appréhende, au moins dans les grandes lignes, leurs potentialités ainsi que leurs limites. Le problème qui se pose alors est celui de la gestion durable de ces ressources en eau. Quel serait le « taux de prélèvement » admissible ? Quelles cotes de vigilance et d'alerte doivent être retenues ? Comment améliorer la pluie utile c'est à dire la part des précipitations qui alimente directement les nappes ? Comment limiter le ruissellement ? Comment réalimenter artificiellement les nappes ? Comment stocker l'eau excédentaire hivernale pour la réutiliser en été (Marsily (de), 2016). Domaine qui devrait montrer un essor important : comment épurer les eaux usées et s'en servir pour l'irrigation et la réalimentation des nappes ? etc. La protection des aquifères passe en premier lieu par leur surveillance (le réseau piézométrique national français par exemple) et par l'apparition d'outils réglementaires de préservation de ces ressources. Un certain nombre d'outils existent déjà : la loi sur l'eau et ses décrets d'application, les SDAGE et les SAGE⁶, les « zones de répartition des eaux » qui protègent les aquifères potentiellement surexploités (nappe de la Beauce dans le Loiret, nappe de l'Éocène en Gironde, ...), la réglementation en matière de dépollution des sols et des nappes, certains projets de sanctuarisation d'aquifères. Les ressources en eau souterraines n'étant pas infinies, des conflits d'intérêt vont s'accroître entre plusieurs utilisateurs potentiels. Cette gestion des ressources à l'échelle d'une commune, d'un aquifère, d'une région ne pourra être que du ressort des autorités, à différents niveaux administratifs, et les décisions qui devront être prises nécessiteront une connaissance pointue du fonctionnement des aquifères.

Actuellement, l'humanité déplace le carbone depuis la géosphère vers l'atmosphère et ce faisant, crée les risques que l'on sait. Alors que l'on commence à prendre conscience du caractère fini des réserves en énergies fossiles et des effets de la consommation de ces combustibles sur le climat, à une époque où de plus en plus d'actes sont évalués à l'aune de leur impact énergétique et environnemental, les notions d'aménagement durable et

⁶ Schéma directeur d'aménagement et de gestion des eaux et Schéma d'aménagement et de gestion des eaux.

d'habitat durable deviennent de plus en plus présentes. La tendance générale devrait aller vers une réduction des impacts extérieurs. Plus un seul projet d'ampleur ne se fait sans l'examen de son caractère durable et de sa qualité environnementale, ce qui amène à toute une série de questions, qui portent sur le site et sur son environnement et dont un certain nombre a trait à l'hydrogéologie de la construction : Comment économiser l'énergie dans un bâtiment ? Seule ou en association avec une autre source d'énergie, la géothermie (sondes géothermiques ou doublet de pompage – réinjection en nappe) est-elle envisageable ? Doit-on concevoir le dispositif comme réversible (utilisation du sous-sol comme un réservoir à calories ou frigories en fonction des saisons) ? Dans le cadre d'un grand projet, le réaménagement de tout un quartier par exemple ou la création d'une ZAC⁷, peut-on envisager l'exploitation de nappes beaucoup plus profondes, le Dogger vers 2500 mètres ou l'Albien vers 600 mètres de profondeur par exemple en région parisienne ? Si l'on réinjecte dans l'aquifère les eaux prélevées, quelles seront les mesures à mettre en œuvre pour assurer la pérennité du dispositif ? La réinjection entraîne-t-elle des risques ? N'y a-t-il pas des risques de dissolution ? Si le rejet des eaux se fait dans un cours d'eau, quel en sera l'impact thermique et par conséquent biotique ? Comment économiser l'eau dans un bâtiment ? Peut-on réutiliser les eaux pluviales pour les eaux des toilettes ? Peut-on envisager de réduire le coût d'un ouvrage en le dotant non pas d'un radier mais d'un tapis drainant avec, si possible, une évacuation gravitaire ? En phase travaux, est-il possible de réinjecter les eaux d'exhaure ? Est-il irréaliste de penser qu'un jour, avec l'enchérissement du coût de l'énergie, on revienne, pour des bâtiments de 1, 2, ou 3 étages à l'utilisation des pieux bois pour les fondations (les villes sont souvent construites dans des vallées, donc présence permanente et peu profonde de la nappe, rendant imputrescibles ces fondations) ce qui aurait l'intérêt de « re-stocker », marginalement certes, le carbone dans le milieu souterrain. Comment préserver la ressource ? Comment prévenir les pollutions, ponctuelles ou disséminées ? Comment anticiper les risques de pollution sur les sites industriels ? Peut-on stocker le gaz carbonique en profondeur ? Comment traiter et réutiliser les eaux usées ? etc.

Pour répondre aux questions soulevées par la gestion durable des ressources en eau d'une part, et l'aménagement et l'habitat durable d'autre part, des progrès techniques en matière d'hydrogéologie expérimentale devront se faire jour. La compréhension du fonctionnement des aquifères, trop souvent négligée au profit de modélisations informatiques hâtives et incomplètes, restera, par nécessité, la pierre angulaire de toute étude hydrogéologique. Sans prétendre aucunement à l'exhaustivité, on peut citer quelques pistes de progrès techniques : d'abord et comme précité, des développements en matière de simulation numérique iront de concert avec l'augmentation des puissances de calculs des ordinateurs. Des modélisations complexes existent déjà associant l'hydrodynamique, l'hydrogéochimie, des géométries complexes, des aspects thermiques, etc. D'autres champs pourraient être associés : meilleure représentation des couches géologiques, aspects structuraux (fractures, failles, ...), approches plus fines de la réalimentation des nappes, évolutions climatiques, et pourquoi pas, la faune, la flore, les populations humaines, leurs conditions socio-économiques, bref l'écosystème au sens très large. Pour construire ces modèles et tout comme aujourd'hui, le recueil de données hydrodynamiques fiables sera capital. On

7 Zone d'aménagement concerté

ne saurait trop insister sur la nécessaire qualité des essais d'eau à réaliser et sur leur bonne interprétation, pierre angulaire de toute modélisation probante. La réalisation de ces pompages d'essai devrait s'accompagner dans le futur d'une miniaturisation des outils. Elle a déjà commencé depuis une dizaine d'années : des capteurs de pression permettent actuellement de suivre les nappes de façon très efficace lors d'un pompage d'essai ou, au long cours, sur une année pour mesurer les battements saisonniers. Ils permettent également de suivre des ouvrages potentiellement instables (digues, barrages, massifs rocheux, etc.). D'autres outils ayant pour objectif d'améliorer la connaissance de la fracturation d'une couche géologique et donc des directions préférentielles d'écoulement, restent à créer. De même et à l'instar de ce qui se fait en médecine pour le diagnostic de certaines maladies du système digestif, ne pourrait-on pas imaginer l'utilisation de micro-caméras géo-localisées pour l'exploration d'aquifères, un karst ou un milieu fissuré en grand mais également d'autres milieux de porosité plus petite, qui constitueraient ainsi des traçages « en vrai », ou pourraient être utiles pour diagnostiquer des phénomènes de colmatage, de pollution, par exemple ?

En conclusion, l'avenir de l'hydrogéologie de la construction, qui découle pour une grande part, des progrès en matière d'hydrogéologie générale, depuis l'affleurement jusqu'à la simulation mathématique, passe par une meilleure compréhension des aquifères. Celle-ci se fera d'abord, et comme actuellement, par des reconnaissances géologiques et hydrogéologiques *in situ*, avec miniaturisation et automatisation des instruments utilisés. Les données ainsi recueillies pourront être traitées soit au moyen d'approches analytiques simples, comme c'est aujourd'hui fréquemment le cas, ou bien d'approches analytiques à développer mais également avec des modèles numériques dont les puissances devraient aller en croissant. Ces diverses approches permettront de répondre aux questions ayant trait à l'aménagement durable et à l'habitat durable, en particulier celle de la gestion thermique raisonnée du sous-sol et la gestion durable des ressources en eau.

8.8. Références bibliographiques

- Bordes J.-L., 1999. *Aperçu historique sur la notion de la pression de l'eau dans les sols et les milieux fissurés du XVIII^e siècle au début du XX^e siècle, en France*. Revue française de géotechnique, n° 87.
- Cambefort H., 1963. *Reconnaissance des sols et fondations spéciales* – Édition Eyrolles.
- Filliat G., 1981. *La pratique des sols et fondations* – Édition du Moniteur.
- Jacob, C. E., June 12-15, 1949. *Flow of ground water* (Engineering hydraulics, Proceedings of the Fourth Hydraulics Conference, Iowa Institute of Hydraulic Research, chapter V, John Wiley and Sons, Inc.).
- Marsily (de) G., 2016. *Présent et avenir de l'hydrogéologie*. Revue Géologues, n° 191, Société géologique de France, décembre 2016.

9. PRINCIPES DE RÉAMÉNAGEMENT DES MINES À CIEL OUVERT. UN RETOUR D'EXPÉRIENCE

*Anne Vincent*¹

Résumé : Le réaménagement des mines est une étape clef de la vie d'une mine. Il doit permettre d'aboutir à son « abandon » c'est-à-dire sa rétrocession aux autorités compétentes conformément aux dispositions définies dans le code minier. Il vise également à rendre un site apte à une utilisation future, permettant un développement économique après la mine. À travers cet article, MICA Environnement présente son retour d'expérience issu de 20 ans de maîtrise d'œuvre de chantiers de remise en état de mines en France. Les objectifs du réaménagement peuvent se résumer en trois points essentiels : rendre le site dans un état stabilisé à long terme afin d'assurer la sécurité des personnes et des biens, assurer la salubrité publique en garantissant la qualité des eaux, en maîtrisant les eaux de surface et les équilibres hydrogéologiques, enfin insérer le site dans son environnement écologique et paysager. Ces opérations demandent donc la contribution d'équipes pluridisciplinaires (géologues, géomécaniciens, hydrogéologues, hydrologues, agronomes écologues et paysagistes), ainsi que d'engins de terrassement adaptés et spécifiques au réaménagement. Il ne s'agit pas d'un retour à l'état naturel d'origine, mais d'une restitution du site dans un état stabilisé et intégré à son environnement. L'expérience française en matière de réaménagement des sites miniers a montré que l'opération de réaménagement est toujours moins coûteuse en termes d'impact sur l'environnement lorsqu'elle est programmée dès le démarrage de l'exploitation, et qu'elle s'effectue à l'avancement de l'exploitation.

9.1. Le réaménagement : une étape clef de la vie d'une mine

L'exploitation d'une mine ne se limite pas à l'extraction. Un site est considéré comme totalement exploité lorsqu'il a été remis en état. Cette étape est une obligation du Code minier français et doit permettre d'aboutir à son « abandon » c'est-à-dire sa rétrocession aux autorités compétentes. Cette procédure permet également la rétrocession des terrains dans de bonnes conditions tout en favorisant une valorisation économique après la mine. Elle permet de diminuer les opérations de surveillance de l'après-mine et les opérations d'entretien.

La phase de réaménagement peut être un échec lorsqu'elle a été mal préparée (Fig. 1). On rencontre ce cas :

- Lorsque la remise en état est réalisée en fin d'exploitation de la mine et non à l'avancement ;
- Lorsque les terrains sont instables, les fronts de grande hauteur, les verses à stériles construites sans prise en compte de la stabilité ni de la gestion des eaux.

¹ Présidente de MICA Environnement

Réussir le réaménagement d'une mine dépend beaucoup de la qualité de la préparation et des moyens mis en œuvre. Les résultats obtenus peuvent être médiocres :

- Si le projet de terrassement a été mal étudié, entraînant la déstabilisation des terrains et la destruction de la végétation mise en place ;
- En cas de mauvaise gestion des eaux de surface entraînant le ravinement des talus, la destruction des remblais et l'engravement des ouvrages en aval ;
- En cas de mauvais choix d'espèces végétales pour la revégétalisation, non adaptées au milieu, au climat, et au substrat.



Figure 1 : Cas d'une mine de charbon à ciel ouvert dans le sud de la France en 1990, avant réaménagement - Les stériles ont été déversés dans les coteaux, sur de fortes pentes, sans précautions particulières. Les terrains présentent une forte érosion, et sont instables.

9.2. Les principes adoptés

Les études et travaux pour le réaménagement des sites miniers à ciel ouvert sont généralement articulés autour de quatre grands principes :

- Assurer la stabilité à long terme des terrains : afin d'assurer la pérennité des travaux réalisés, les pentes des talus et les ouvrages doivent être dimensionnés ;
- Assurer la sécurité publique : en éliminant les dangers objectifs comme les écroulements rocheux, les risques de chutes de personnes dans les fronts rocheux et les risques de noyade dans les lacs de fosses minières ;
- Maîtriser la circulation des eaux : afin d'assurer la pérennité des ouvrages et des terrassements, et de limiter les ravinements et les inondations, un système de gestion des eaux doit être dimensionné afin de les canaliser, retenir, décanter, éventuellement les traiter puis les évacuer vers le milieu naturel ;

- Intégrer le site dans l'environnement paysager et écologique : afin de permettre le retour à l'équilibre naturel, les mesures de végétalisation tenant compte des contraintes sévères (climatiques, géologiques et topographiques) sont adaptées pour lutter contre l'érosion, maintenir la richesse biologique et la variété des paysages.

9.3. L'élaboration du projet de réaménagement

Le projet de réaménagement est réalisé selon les préconisations définies par la phase précédente. Une équipe de collaborateurs spécialistes en géomécanique, hydrologie, hydrogéologie, agronomie et paysage est donc nécessaire.

Le terrassement est une étape fondamentale du réaménagement et constitue le poste le plus coûteux. Le projet se prépare en réalisant des plans d'exécution définissant la topographie finale précise à atteindre, les pentes des terrassements, les opérations de poussage, transport et manipulation à la pelle, bulldozer, ou par transport. Les volumes manipulés doivent être limités afin de minimiser les coûts. Il est particulièrement intéressant de réaliser le modelage des pentes au moment de l'exploitation de manière à disposer des engins et matériaux. La réussite de l'opération est fortement conditionnée par le suivi topographique des travaux, afin que les ouvrages réalisés soient conformes au projet. Ce suivi conditionne également la bonne réalisation des ouvrages de gestion des eaux.

La gestion des eaux est assurée par des ouvrages rustiques, dimensionnés pour résister à des crues exceptionnelles, afin d'éviter les entretiens après-mine. Les objectifs sont de limiter les érosions des talus fraîchement talutés et de maîtriser les quantités et la qualité rejetée dans le milieu naturel. Les ouvrages se composent le plus souvent d'un système de drainage en courbes de niveau (assurant une circulation lente et maîtrisée) relié à des bassins de rétention.

La végétalisation prend en compte les caractéristiques et les contraintes sévères du milieu par le choix d'un mélange d'espèces autochtones, à l'image de la végétation environnante. Deux types de végétalisation sont en général distingués : l'engazonnement et les plantations ligneuses. L'objectif de l'engazonnement est de créer un couvert végétal de type prairie, afin de :

- Reconstituer un couvert végétal rapide, à fort taux de recouvrement, permettant de fixer les fines et lutter contre l'érosion. Le rôle principal est donc mécanique ;
- Apporter de la matière organique ;
- Reconstituer à terme un sol qui permettra progressivement la colonisation du site par les espèces présentes dans l'environnement.

Les espèces sauvages mieux adaptées aux conditions difficiles sont privilégiées.

Les plantations ligneuses, arbres et arbustes, sont un complément qui permet de varier les milieux biologiques. Là encore, des espèces rustiques, adaptées aux milieux et nécessitant le minimum d'arrosage sont privilégiées.

L'intégration écologique passe par la diversité des choix de réaménagement qui seront adoptés (Fig. 2 et Fig. 3) : zones humides, conservation de fronts rocheux stables, prairies, éboulis et pierriers.



Figure 2 : Mine de charbon dans le sud de la France. Cinq ans après les travaux de stabilisation, gestion des eaux, et végétalisation

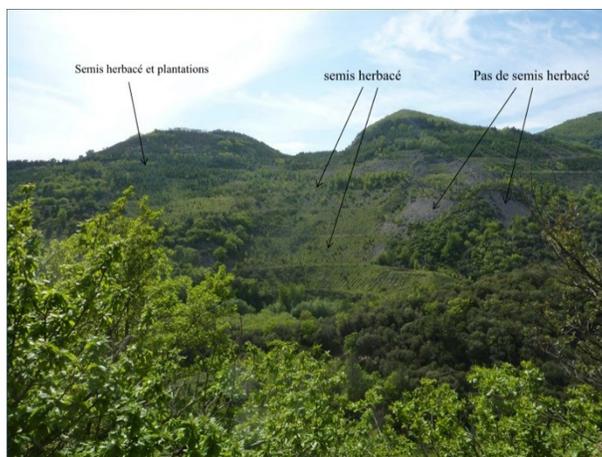


Figure 3 : Le même site quinze ans après réaménagement

9.4. Le coût du réaménagement

Les nombreux exemples dans le charbon, l'uranium, et les mines métalliques en France donnent une répartition moyenne des dépenses : 70% en terrassement, 10% pour les ouvrages de gestion des eaux, 5% pour la végétalisation, 10% pour les études et contrôle des travaux, 5% en dépenses diverses d'aménagement, clôtures, etc.



Figure 4 : Exemple de stabilisation par talutage d'un terril de charbon en Lorraine

Les prix peuvent s'échelonner entre 5 000 euros/ha pour des sites sans difficultés particulières, à 50 000 euros/ha en cas de forts dénivelés et terrains instables (Fig. 4).

9.5. Le réaménagement à l'avancement : nouvelles pratiques

L'exemple de la mine de charbon présentée dans la figure 1 n'est plus acceptable aujourd'hui. D'une part car les mines d'autrefois étaient exploitées en équilibre limite, sans prise en compte de la stabilité des terrains, de l'environnement, de la qualité de l'eau, ou de la présence d'espèces protégées. D'autre part, des ouvrages de grande hauteur étaient souvent construits sans étude préalable, dimensionnement ou suivi. La société d'aujourd'hui n'accepte plus ce type d'exploitation. Les retours d'expérience sur de nombreuses mines en France montrent que non seulement ce type d'ouvrage, correspondant à d'anciennes pratiques, est très impactant d'un point de vue environnemental, mais le coût de la remise en état et de la surveillance est très important.

Depuis 10 ans, de nouvelles pratiques ont vu le jour, notamment concernant la construction des verses à stériles.

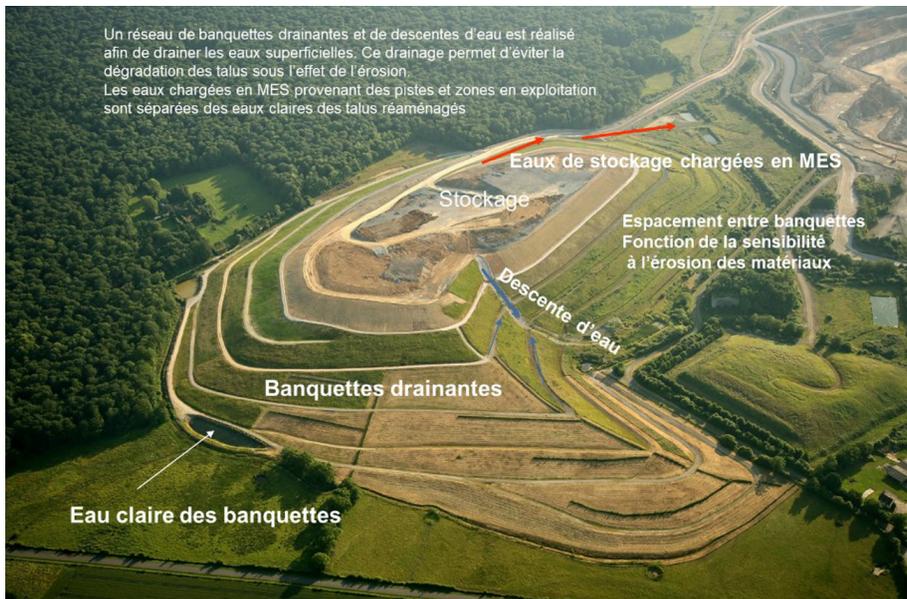


Figure 5 : Exemple de construction d'une verse de stériles en argile, stable et aménagée à l'avancement

Les ouvrages sont construits en suivant la méthodologie d'ouvrages de génie civil qui passe par plusieurs étapes, depuis les études d'avant-projet, projet détaillé et d'exécution jusqu'au suivi rigoureux et contrôlé des travaux par des experts. Les études préalables s'appuient sur des dimensionnements géomécaniques et hydrauliques. L'étude de l'ouvrage prend également en compte les contraintes environnementales comme la présence d'espèces faunistiques et floristiques, le risque de Drainage Minier Acide, ou l'impact paysager.

Le terrain d'assise des verses est préparé et drainé. La terre végétale est décapée et réutilisée sur les talus à l'avancement, permettant une reprise immédiate de la végétation autochtone. Les ouvrages de gestion des eaux de ruissellement ou d'infiltration sont réalisés à l'avancement et assurent une gestion des eaux sélective permettant une séparation et un traitement avant rejet. L'ouvrage est construit en progressant de bas en haut, avec des talus périphériques stabilisés et végétalisés à l'avancement (Fig. 5). Ce type de pratique offre les avantages suivants :

- Il peut permettre d'anticiper et de stopper les phénomènes de Drainage Minier Acide ;
- L'ouvrage est construit de manière stable, définitivement ;
- Les eaux en quantités et qualités sont maîtrisées ;
- Les terrains sont cicatrisés à l'avancement, avec réutilisation du matériel végétal local ;
- L'impact paysager est limité.

De nombreux exemples montrent que ces exploitations modernes permettent de concilier mine et riverains, et assurent une meilleure acceptation sociétale (Fig. 6).

Elles limitent le coût « après-mine » de surveillance et d'entretien porté en partie par la société.



Figure 6 : Exemple de construction de verse à stériles et présence de riverains à proximité (hameaux à gauche de la photo). La zone en exploitation au sommet présente une surface limitée en un instant « t »

10. UN GÉOLOGUE À L'ÈRE DU NUMÉRIQUE. ITINÉRAIRE D'UN LAURÉAT DU PRIX JEAN GOGUEL

Nicolas Pollet¹

10.1. La géologie de l'ingénieur et mon parcours professionnel

Je remercie le CFGI pour cette opportunité qui m'est offerte, en tant qu'ancien lauréat du Prix Jean Goguel : présenter mon parcours professionnel, décrire mes domaines de compétence, partager ma passion pour la géologie.

Mon approche de cet exercice consiste à partager, voire inspirer. Aussi je vais m'attacher, dans cette présentation, à tirer quelques conclusions générales, au-delà de mon expérience personnelle – laquelle n'est qu'un exemple parmi tant d'autres.

Quelle chance, enfant, de savoir très tôt ce que l'on souhaite faire de sa vie ! Voir loin m'a permis de donner du sens à mon parcours « académique » ; dès l'âge de 6 ans j'exprimais avec fierté mon souhait de devenir « vulcanologue » ! À l'école, je faisais souvent des exposés sur les volcans, les cycles des roches, la sédimentation, la fossilisation, etc. Plus tard, je fus admis dans une classe préparatoire aux écoles d'ingénieurs. Mais, souhaitant me confronter le plus rapidement possible au terrain géologique, je fis le choix d'un parcours universitaire, à l'université de Lille. J'eus la chance de rencontrer des professeurs et maîtres de conférence convaincus de l'importance de maintenir un enseignement basé sur l'approche naturaliste, qui me correspondait bien, avec de nombreux stages sur le terrain, et en parallèle des enseignements additionnels en géophysique de terrain et en géotechnique qui étaient présentés comme modernes. Rien ne sert d'opposer ces approches, complémentaires et nécessaires : l'observation naturaliste sur le terrain géologique, l'approche expérimentale sur le terrain aussi et au laboratoire, l'approche de la modélisation et du calcul. Toutefois, observant l'évolution de l'enseignement supérieur en général, je peux regretter qu'avec le temps et la baisse des ressources, l'enseignement naturaliste perde en consistance. Or il faut beaucoup de pratique pour savoir observer, analyser et interpréter les indices, fragiles et complexes, que la Terre propose à nos investigations. Par rapport à cette période de ma formation, j'ai une pensée particulière pour le Professeur Jean-Luc Schneider qui m'a initié, accompagné et soutenu entre la licence et le DEA à l'Université de Lille I, puis jusqu'au jury de thèse.

Mon sujet de recherche de DEA portait sur les « avalanches de roches » et leur capacité à « défier les lois de la physique » en se propageant sur des distances plus importantes que ce que l'on estimait par le calcul. Une référence me fascina, tant par le personnage que par son œuvre : le Professeur Albert Heim, éminent géologue suisse qui s'intéressa

¹ Docteur en Géologie de l'Ingénieur, Directeur Général d'Altametris – Société du Groupe SNCF Réseau

à ces phénomènes et les décrit dans un ouvrage en 1932 « Der Bergsturz und Menschenleben. » (Éboulements et vies humaines). Sa photographie m'accompagna durant ma thèse, regard bienveillant sur un travail mené dans les pas de cet illustre chercheur qui incarna avant l'heure la géologie de l'ingénieur. Je compris le sens de cette discipline au contact de mon directeur de thèse, Roger Cojean, qui m'accueillit dans son équipe (au CGI : Centre de Géologie de l'Ingénieur de l'École des Mines de Paris) pour poursuivre ces travaux, sur un sujet qui l'intéressait depuis longtemps. Il me semble que la géologie de l'ingénieur est la synthèse de toutes les approches, avec une finalité applicative permettant de se projeter dans le monde professionnel. Au cours de la thèse, j'ai eu ainsi l'opportunité, par des formations complémentaires et au contact de mes collègues doctorants, de découvrir l'ingénierie des barrages, l'eau dans les massifs rocheux, la fragmentation dynamique à l'explosif, la stabilité des pentes, etc. Ces travaux de recherche, présentés ci-après, sont à l'origine du prix Jean Goguel qui me fut décerné en 2003.

Après la thèse, une expérience de 2 ans, à l'Université de Bordeaux 1, en enseignement et recherche devait me permettre d'aboutir à un recrutement sur un poste d'enseignant-chercheur. Cependant, mon projet de poursuivre mes recherches dans ce domaine des grands mouvements de versants ne trouva pas écho auprès des universités contactées. Mais une opportunité s'est présentée à la Direction de l'Ingénierie de SNCF, dans la Division Ouvrages en Terre et Hydrauliques, sur mon cœur de compétence – la géologie de l'ingénieur et la mécanique des roches. J'ai trouvé de nouvelles motivations dans cette expérience professionnelle : en près de 8 ans, j'ai œuvré au contact de la production sur le terrain pour la maintenance des voies face aux risques naturels ; j'ai piloté la mise en place d'un nouveau management des risques naturels, intégrant la performance du système ferroviaire et mettant en responsabilité les différents acteurs ; j'ai fait monter en compétence, sur le « rocheux », une cinquantaine de collaborateurs pour améliorer la gestion des risques de chutes de blocs sur les voies ferrées. J'ai aussi contribué au montage et à la reconnaissance du projet national C2ROP, associant tous les acteurs français concernés par la gestion des risques rocheux, à commencer par les Maîtres d'Ouvrages, pour mutualiser les ressources, les compétences, et aboutir à une harmonisation de l'approche du management des risques. Tout cela a conduit la SNCF à reconnaître mes contributions à la gestion des risques et à m'intégrer dans le réseau Synapses des experts scientifiques et techniques du groupe, où j'ai atteint progressivement le plus haut niveau d'expertise.

À partir de mon embauche au sein de l'Ingénierie SNCF, je me suis intéressé au numérique et en particulier au scanner laser au contact de mon collègue, ami et adjoint, Flavien Viguié, ingénieur-géomètre topographe. Après avoir modélisé en 3D une paroi rocheuse, on s'est lancé dans la détection automatique et supervisée des discontinuités rocheuses, avec établissement de leurs caractéristiques techniques (orientation, pendage, espacement, élongation). Via la thèse de Pierre Assali (à qui le prix Jean Goguel fut également décerné, en 2014), nous sommes allés jusqu'à la création d'un outil permettant l'extraction des données géométriques des discontinuités en vue d'une analyse de stabilité des pentes. Le « boom » des nouvelles technologies nous a conduits ensuite à intégrer le scanner-laser sur d'autres vecteurs pour permettre une collecte rapide de données, lesquelles doivent

contribuer à améliorer la gestion des infrastructures industrielles. Après l'intégration sur un train, ayant permis la création d'un jumeau numérique de plus des deux tiers du Réseau Ferré National, j'ai créé une intra-entreprise, devenue depuis une filiale de SNCF Réseau, nommée Altametris, réalisant les collectes de données avec tout type de moyens (drones, robots, satellites ...) et surtout le traitement intelligent pour extraire rapidement les informations utiles à la gestion des infrastructures industrielles (répondant donc à des standards d'exploitation, en particulier sur la sécurité). Les Ouvrages en Terre sont un cas d'usage, parmi d'autres. De fait, je me suis éloigné peu à peu de la géologie de l'ingénieur. Mais je peux dire que cette discipline m'a apporté, et continue de m'apporter, des capacités d'observation, de compréhension des environnements complexes, d'analyse multicritères, très utiles dans mes fonctions actuelles.

10.2. Les avalanches de roches

Sujet de recherche

Le titre complet de ma thèse veut refléter la complexité du processus pouvant conduire jusqu'à l'avalanche de roches : *Mouvements gravitaires rapides de grande masses rocheuses* (Pollet 2004a). On considère qu'une partie importante, voire la totalité d'un versant de montagne, est mobilisé, soit un volume supérieur au million de m³. Dans le cas d'événements contemporains affectant nos sociétés, on comprend aisément les impacts socio-économiques (Antoine, 1992). La vitesse de mise en place des débris est considérable, se faisant dans un laps de temps allant de quelques secondes à quelques minutes (Heim, 1932). Ces phénomènes gravitaires demeuraient très mal compris, et toute tentative de quantification était confrontée à une réalité physique complexe par rapport aux simplifications imposées par la modélisation. Même si la compréhension de la phase de déclenchement était satisfaisante, les processus intervenant au cours du transport de la masse rocheuse restaient sujets à interrogations.

Trois cas alpins, tous préhistoriques et associés à la déglaciation, ont été mes terrains d'observations, d'échantillonnages, d'essais, de mesures, d'analyses et autres contemplations de paysages extraordinaires : le glissement-avalanche de roches de La Madeleine (Savoie, France), de Flims (Grisons, Suisse) et de Köfels (Tyrol, Autriche). A noter le gigantisme du site de Flims, 12 milliards de m³ déplacés en quelques minutes, transformant à jamais le paysage par une obstruction durable de la vallée du Rhin et une cicatrice béante en forme de plan de glissement marquée en haut du versant. Si on ne pense pas à élargir le champ de vision, difficile d'apprécier le phénomène qui s'est produit en ce lieu exceptionnel. La gorge du Rhin, jusqu'à 500 m de profondeur, dans les dépôts du glissement-avalanche, permet une analyse des entrailles ... à comparer à l'affleurement en place au niveau de la cicatrice d'arrachement (Pollet N., Schneider J.L., 2004). A noter la formation d'un barrage à l'écoulement du Rhin, puis une érosion rapide avec dévastation de la vallée du Rhin jusqu'au lac de Constance (Schneider *et al.*, 2004).

A partir de là, on peut être stupéfait de retrouver le même matériau, calcaire métamorphisé stratifié, très résistant, parfois intact, parfois dans un état de « désintégration » très avancé, jusqu'au sable. Et rien d'aléatoire, tout dépend de la position de l'affleurement par rapport à la zone source, du parcours avec ou sans obstacle, de l'épaisseur de la couverture, des effets de site, etc. Cette transformation rhéologique de la masse rocheuse telle que l'avait définie Mudge (1965) dépend du type de matériau et de sa structure initiale, mais également des processus de réduction granulométrique ou désintégration dynamique communs aux phénomènes gravitaires de grande ampleur.

On retrouve donc des similitudes entre les cas, et des différences fonction du matériau, de la maturité du phénomène ou encore de la géomorphologie locale. Le glissement-avalanche de La Madeleine a par exemple débuté sur une pente plus importante, avec un impact violent en bas de versant. Köfels et Flims étaient situés dans des environnements plus ouverts, avec une collision contre le versant opposé de la vallée après un temps de parcours sur des alluvions torrentielles saturées. Ces spécificités amènent des observations originales comme des blocs intacts (Fig. 1) après un déplacement de plusieurs kilomètres (et même 15 km pour Flims).

Prix Jean Goguel 2003

Cette partie de ma thèse consacrée à la quantification de la désintégration dynamique pour mesurer la maturité du phénomène, appliquée au cas de La Madeleine, a reçu le Prix Jean Goguel 2003 et fait l'objet d'un article (Pollet 2004b). Sont décrits les divers processus observés, décrits et analysés : le cisaillement associé à un déclenchement en glissement, la dilataction en commençant le long des plans de cisaillement (et les figures caractéristiques en « jigsaw » décrites par Ui *et al.* en 1986 (Fig. 2) pouvant atteindre 20 à 30% d'augmentation de volume, l'arrachement de particules au niveau des épontes des zones de cisaillement et le poinçonnement de blocs volumineux, préservés du cisaillement par une résistance mécanique plus élevée tout en étant insuffisante lors de la collision contre un obstacle topographique. Des témoins de ces phénomènes, à différents niveaux de maturité, sont observables dans les dépôts.

Les mouvements gravitaires rapides de grandes masses rocheuses peuvent être décrits par deux étapes de transport. Au départ, la génération se produit souvent par glissement le long d'une discontinuité principale (ou d'un réseau de discontinuités). Cette discontinuité principale est un relais de plans de schistosité dans le cas de la Madeleine, avec le glissement d'un dièdre d'une centaine de millions de m³. La propagation se poursuit en glissement sur la pente, avec une désintégration dynamique intense de la masse rocheuse. La quantification de cette désintégration dynamique a mis en évidence la forte production de matrice, et le maintien d'éléments de grandes dimensions préférentiellement à la surface des dépôts. Plusieurs processus sont responsables de la perte de cohésion de la roche.

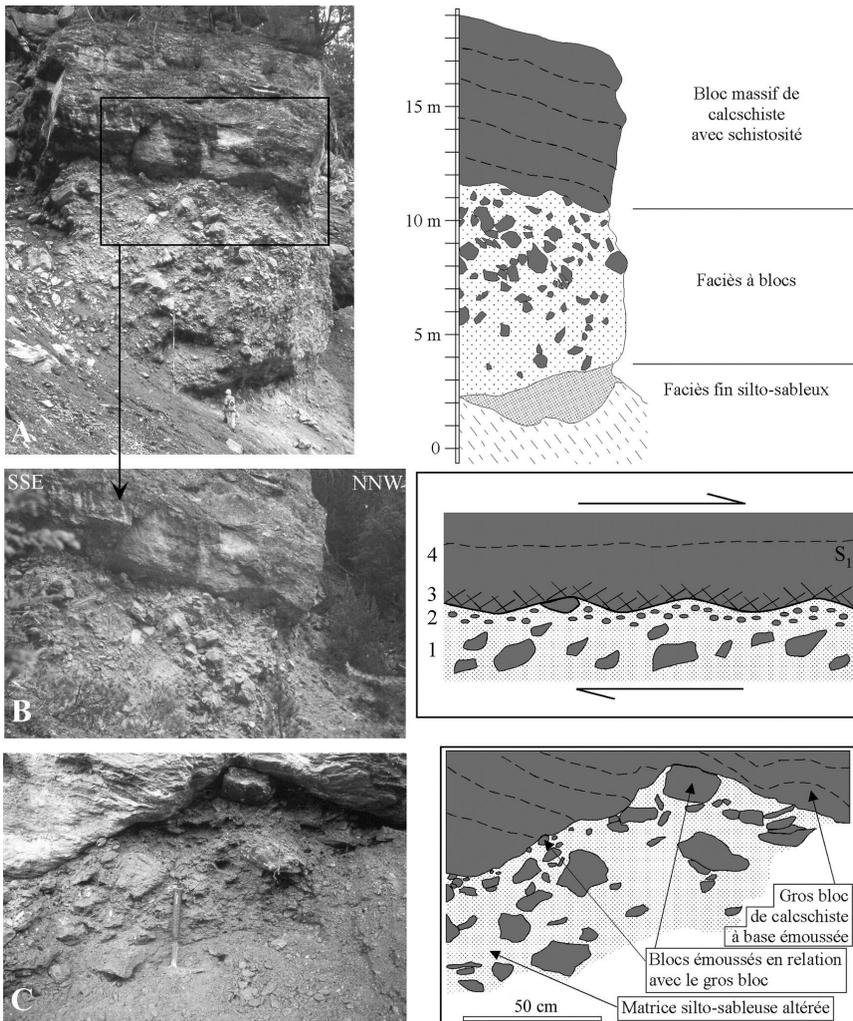


Figure 1: Photographies et schémas interprétatifs illustrant l'hétérogénéité granulométrique des dépôts de la Madeleine. (A) mise en évidence de la large gamme de taille de grains des dépôts. (B) un gros bloc révèle à sa base un phénomène d'abrasion avec grains émoussés. 1- matrice et fragments rocheux imbriqués et émoussés, 2- niveau à petits grains arrondis avec peu de matrice, 3- zone fracturée sur le pourtour du bloc, 4- cœur intact du bloc avec schistosité visible. (C) Phénomène d'arrachement de grains visible sur un autre affleurement, avec grains émoussés et schistosité visible.

Le cisaillement est un phénomène commun aux glissements. Cela affecte le niveau basal faisant contact avec le substratum, mais également toutes les zones de faiblesse (discontinuités) du massif rocheux. Cela induit des frottements intenses le long de surfaces irrégulières. La production d'un matériau fin d'arrachement est source d'alimentation d'une matrice rocheuse de plus en plus abondante le long du parcours.

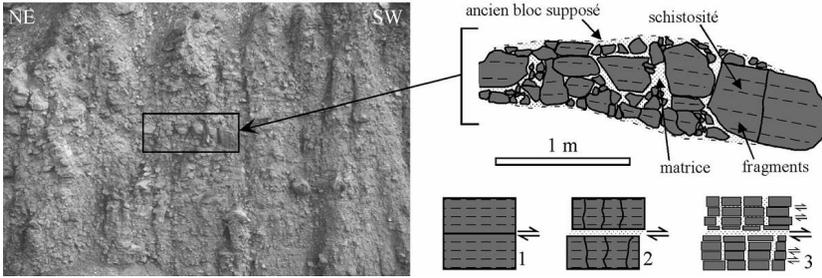


Figure 2 : Photographie et schéma interprétatif du phénomène de «jigsaw» dans les dépôts de La Madeleine.

Le cisaillement a un second effet de dilatace de la masse rocheuse. L'apparition d'une fracturation complexe amène un foisonnement de la masse rocheuse. Ces processus de dilatace débutent par ouverture des fractures dans les épontes des zones de cisaillement, créant un certain nombre de blocs. Les contacts entre ces blocs induisent des cisaillements multiples dans l'espace, faisant éclater ces grains. Cet éclatement découle des pressions excessives dues au cisaillement, au poids de la colonne de roches, mais également des collisions entre les blocs et des vibrations induites par les irrégularités de la topographie. Le foisonnement, autrement nommé gonflement dispersif (Schneider et Fisher 1998 ; Davies *et al.* 1999), est à l'origine des figures en « jigsaw » observables dans les dépôts. A ce stade, la matrice est abondante et même si le corps central de la masse rocheuse doit encore glisser en gardant sa cohésion, on passe progressivement à un écoulement fragmenté. La masse rocheuse ne se mélange pas, mais une désintégration continue se réalise.

A ce stade, la matrice étant abondante, la masse rocheuse ne peut plus seulement glisser mais évolue en écoulement à deux phases : les blocs et la matrice. Les nombreuses relations entre les fragments de roches conduisent à un comportement fluide. Néanmoins, les clastes de forme anguleuse et de taille très variée ne peuvent se mélanger, bloqués entre leurs voisins par l'effet de confinement induit par la colonne de roches ou encore la topographie contraignante. Le confinement disparaît dans la partie haute de la masse rocheuse, où des effets de mélange peuvent être observés, mais limités par la concentration des blocs de grandes dimensions.

Les processus de poinçonnement, d'arrachement et de collision se produisent durant la propagation par écoulement, alimentant de manière continue la matrice rocheuse. Cette matrice est constituée de clastes d'une dizaine de centimètres et de fines. Des phénomènes de fluidification sont observables, notamment des « plis » ou alignement de clastes en forme de plis. En dépit du transport en écoulement, la masse rocheuse reste cohésive du fait de l'angularité des grains. La schistosité qui impose une forme allongée aux fragments rocheux est à l'origine des imbrications et des alignements de ces grains. Dans le cas de La Madeleine, l'arrêt brutal par impact contre le versant opposé de la vallée de l'Arc est venu comprimer la masse rocheuse, induisant ces nombreuses déformations dans la partie distale aval.

Si la désintégration dynamique n'a pu se produire, ou si elle n'a pas été suffisamment intense, la transformation rhéologique du matériau ne peut prendre place par manque de matrice. Cela a été le cas à Köfels (Pollet et Cojean, 2003). Les gneiss trop résistants n'ont pu se fracturer suffisamment durant le glissement. L'arrêt s'est fait par impact contre le versant opposé de la vallée sans possibilité d'écoulement latéral. Un impact trop précoce contre un obstacle peut aussi être à l'origine de l'avortement du phénomène d'écoulement. La désintégration a été intense au sein de la masse glissée de Flims, mais pas suffisamment lorsque la masse rocheuse percute violemment le versant opposé de la vallée du Rhin Antérieur (Pollet *et al.*, 2005). Seules les parties sommitales et latérales ont poursuivi le mouvement par écoulement suivant l'axe de la vallée. Le confinement était trop important au sein de la masse rocheuse.

Le cas le plus favorable pour la mobilité est une désintégration intense de la roche. La matrice est en quantité suffisante pour se déplacer tel un fluide transportant de gros blocs et faisant abstraction des obstacles topographiques. Le glissement-avalanche de roches de La Madeleine a dû se déplacer suivant cette configuration, même si la vallée de forme glaciaire a eu un effet contraignant sur la mobilité (Pollet *et al.*, 2002). On suppose que la mobilité est associée directement à la production de matrice. Une désintégration dynamique très forte crée beaucoup de matrice, et autorise la masse rocheuse à s'écouler. C'est cette phase d'écoulement qui est à l'origine des très grandes distances de parcours.

Synthèse tirée du mémoire de thèse

Les caractéristiques de terrain, l'analyse des différents modes de transport, la connaissance des processus de réduction granulométrique, en relation avec les facteurs d'arrêt, permettent de proposer un modèle général de propagation et de dépôt de ces masses rocheuses de grande ampleur. Ce modèle en 5 étapes-clés rend compte de l'évolution comportementale des débris rocheux et des implications sur la modélisation du phénomène (Fig. 3). Les trois cas étudiés dans le cadre de la thèse peuvent être positionnés sur le modèle : l'événement de Koëfels, avec une roche gneissique résistante au frottement et un confinement dans la vallée, a contraint l'évolution à un glissement multi-couches (hormis dans les parties supérieures – étapes 2 à 3 du modèle) ; pour Flims, le phénomène est resté en mode glissement au cœur et en avalanches de roches sur les pourtours (étapes 3 à 4 du modèle) ; à La Madeleine, une roche moins résistante et un meilleur rapport volume/confinement ont permis une évolution du matériau avec production de fines (étape 4 à 5). On peut alors proposer également une classification des mouvements gravitaires rapides de grandes masses rocheuses, en termes d'évolution et de mobilité (Fig. 4).

L'approche de modélisation du phénomène « Mouvement gravitaire rapide de grandes masses rocheuses » passe par la caractérisation des processus intervenant sur le versant, avant la rupture et jusqu'à l'arrêt des débris rocheux. L'étape de déstabilisation met en évidence une nécessaire prédisposition du versant à la rupture en grande ampleur, avec effets de processus paraglaciers, tectoniques, sismiques et climatiques. Ces processus entraînent une fatigue du matériau. L'ajout de phénomènes dynamiques

externes, de type séisme, ou surpressions d'eau dans le versant peut conduire à une rupture irrémédiable et rapide de la masse rocheuse. Dans le cas des glissements rocheux, la modélisation de la rupture est un phénomène relativement bien compris. Ce n'est pas le cas si l'on considère une masse rocheuse composée d'une multitude de blocs de diverses tailles.

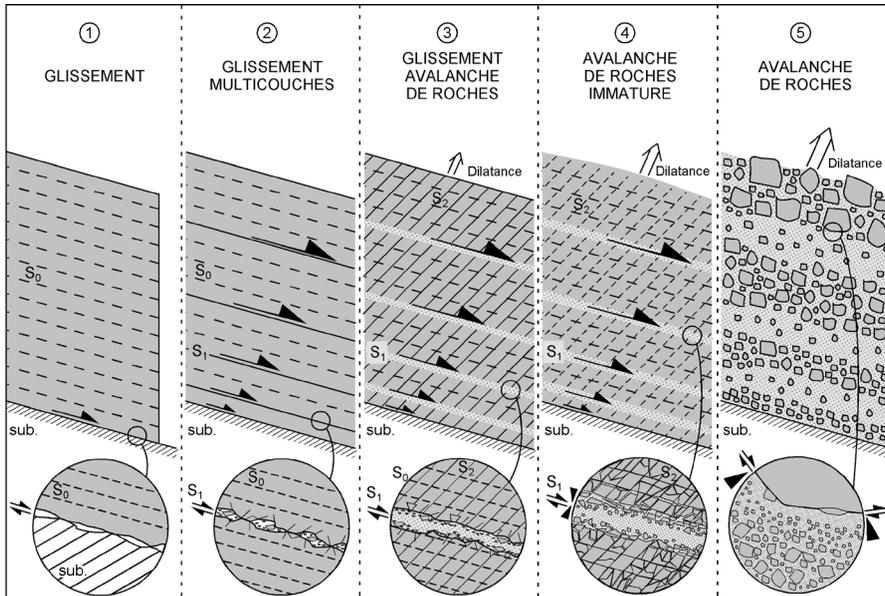


Figure 3 : Schéma conceptuel du mode de transformation d'un glissement rocheux en avalanche de roches.

L'étude des dépôts de cas anciens révèle l'existence de processus de réduction granulométrique intervenant au cours du transport de la masse rocheuse. Ces processus font suite aux efforts de cisaillement, d'abord localisés à la base du ou des blocs rocheux, puis généralisés à l'ensemble des débris. Le confinement du matériau au cœur de la masse rocheuse a pour effet de maintenir ces contacts en cisaillement. Par contre, vers les bordures, le cisaillement conduit à une dilatance générale, avec éclatement des grains (gonflement dispersif). La teneur en particules de petites dimensions augmente avec la durée du parcours. Dès lors, un transport en glissement ne peut être maintenu, il faut donc envisager une évolution obligatoire vers un mode d'écoulement nommé avalanche de roches. Cette évolution comportementale du matériau au cours du mouvement est conditionnée par les propriétés mécaniques de la roche et les caractéristiques géométriques de la zone de parcours et de dépôt. La modélisation de la phase de propagation doit prendre en compte la réduction granulométrique de la roche, ses implications sur le mode de transport et les facteurs d'arrêt capables de stopper précocement les débris rocheux. Un continuum de déformation est capable de caractériser un modèle général du glissement en écoulement rocheux, étape nécessaire à la génération d'une avalanche de roches.

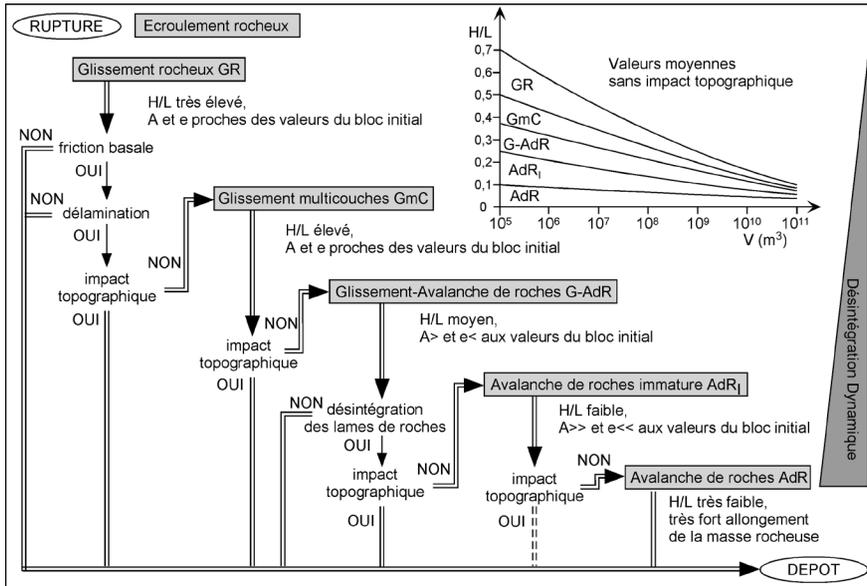


Figure 4 : Classification des mouvements gravitaires rapides de grandes masses rocheuses. H/L, A et e sont respectivement le coefficient de frottement, l'aire et l'épaisseur des dépôts. GR et GmC font référence au glissement rocheux et au glissement multi-couches. G-AdR, AdR_i et AdR sont les abréviations de Glissement-Avalanche de roches, Avalanche de Roches Immature, et Avalanche de Roches. Horizontalement, on peut visualiser l'évolution du mode de transport en terme de mobilité. Verticalement, on peut y associer la transformation du matériau par réduction granulométrique ou désintégration dynamique. Le graphique mobilité fonction du volume permet de ne pas oublier le facteur important que demeure le volume de roches mis en jeu.

Trois scénarios principaux de « Mouvements gravitaires rapides de grandes masses rocheuses » peuvent être retenus, avec caractérisation de leur typologie.

L'écoulement rocheux

Ce phénomène gravitaire mobilise une masse rocheuse suivant un grand nombre de discontinuités individualisées et à fort pendage. Cette prédisposition indispensable a pour effet de limiter le volume de la masse rocheuse à une gamme de 1 à 20 millions de m³ maximum. La propagation s'effectue par collisions des différents fragments, entre eux et avec le substratum. Les déformations du matériau peuvent être importantes, mais sans organisation préférentielle des particules de roches pouvant amener à un écoulement type avalanche de roches. Le dépôt prend la forme d'un large cône, par accumulation directe en bas de pente, avec présence de gros blocs ayant subi une très faible réduction granulométrique. L'exemple de Randa (Suisse, 1991) peut servir de cas-type à l'analyse du processus.

Le glissement rocheux

L'individualisation d'un bloc rocheux de grandes dimensions le long d'une discontinuité étendue et à pendage modéré (joint stratigraphique, surface de foliation, faille, ...) conduit à une rupture en glissement. Les contraintes exercées par le poids de la masse rocheuse en mouvement sur cette discontinuité sont à l'origine d'efforts de cisaillement qui dépassent la résistance par frottement. Il s'en suit une déformation générale de la masse rocheuse, avec broyage et délamination le long de discontinuités préexistantes. Cependant, une géométrie défavorable de l'environnement topographique, et une résistance du matériau limitent cette transformation de la roche. Le maintien des caractéristiques de la masse rocheuse préserve ce mode de transport en glissement, jusqu'au dépôt complet par dissipation d'énergie cinétique. Ce type de mouvement gravitaire demeure relativement rare, avec une prédisposition du versant à la grande ampleur. Un tel scénario semblait courant à la fin de l'époque glaciaire, par retour aux pentes d'équilibre. Actuellement, ces processus paraglaciers stabilisés, des glissements se produisent toujours, mais affectent des masses rocheuses ayant subi une longue période de fracturation de la roche, d'où la génération de glissements complexes.

L'avalanche de roches

Une fracturation importante du versant permet la formation d'une avalanche de roches, suite à une étape de réduction granulométrique statique et/ou dynamique. La réduction granulométrique a pour effet de transformer le matériau de type rocheux en masse granulaire hétérogène. Il s'en suit une évolution du processus de transport, du glissement vers l'avalanche de roches. Ce glissement, dans le cas d'un versant rocheux cohérent, subit une délamination et un cisaillement de l'ensemble de la colonne de roches. La réduction granulométrique des fragments rocheux permet au matériau de limiter les interactions directes, avec un mode de transport en écoulement. Une certaine fluidification intervient du fait de la teneur en particules fines. Dans le cas d'une masse rocheuse ayant subi une longue étape de fracturation, la granulométrie initiale est déjà réduite. Le plan de glissement n'est pas associé à une discontinuité structurale, mais résulte de l'évolution du massif rocheux sous l'effet des facteurs de déstabilisation. Dès lors, après rupture, le glissement rocheux évolue rapidement en avalanche de roches, avec réduction granulométrique continue jusqu'au dépôt.

10.3. Risques naturels et système ferroviaire

Ouvrages en Terre et Hydraulique

Les Ouvrages en Terre du réseau ferré national sont le résultat des travaux de terrassement réalisés pour l'installation des voies ferrées. L'ensemble de ces ouvrages représente environ 30 000 km de lignes, c'est-à-dire la quasi-totalité du réseau une fois les ouvrages d'art exclus (ponts, tunnels, etc.). À dire d'expert, ce patrimoine comptabilise 100 000 sites dont 10% font l'objet d'une surveillance adaptée à un risque potentiel ; on parle alors d'ouvrages en terre sensibles. La problématique purement

rocheuse, à distinguer de la gestion des ouvrages dits meubles (remblais / déblais de terre), concerne environ 50% de ces ouvrages sensibles, soit un linéaire d'environ 2 000 km de parois et versants. L'état et le comportement de ces ouvrages rocheux peuvent influencer grandement sur les performances d'une ligne ferroviaire, tant pour la sécurité des voyageurs que pour la régularité des circulations. L'actualité fournit en effet divers exemples (Fig. 5) dont certains marquants, tel le déraillement du train des Pignes survenu le 08 février 2014 suite à l'éboulement d'un bloc rocheux venu percuter la motrice de tête.



Figure 5 : Exemples d'incidents sur les voies ferrées - (à gauche) Éboulement d'un déblai rocheux à la sortie de la gare de Morlaix, dans le Finistère, en 2013 (1500 m³) ; (à droite) Un bloc de 80 m³ termine sa chute sur les voies à Gurnellen, Suisse, en 2012.

Les impacts humains et sociaux de ces incidents renforcent la nécessité d'une gestion efficace de la problématique rocheuse en milieu ferroviaire (Pollet, 2012). La sécurité des circulations est une priorité absolue qui impose une maintenance satisfaisant à des exigences particulières. Autrefois basés sur une démarche essentiellement curative par traitement des désordres observés, les processus de maintenance des tranchées rocheuses s'orientent désormais vers une prise en compte plus générale du risque inhérent aux ouvrages, à mettre en relation avec l'important travail de modernisation du réseau français entrepris depuis plusieurs années (Talfumière, 2011).

De façon macroscopique, le système ferroviaire repose sur l'interaction entre des hommes, des procédures et des installations fixes (infrastructure) ou mobiles (matériel roulant). La notion de performance de ce système se mesure suivant la conformité de sa réponse par rapport aux objectifs de fonctionnement qui lui sont attribués et dépend donc en partie de celle du sous-système infrastructure auquel appartient le domaine Ouvrages en Terre et Hydraulique (OTH).

La vulnérabilité structurelle du sous-système infrastructure pèse sur la vulnérabilité fonctionnelle du système ferroviaire et sur la performance globale ; il appartient alors à chaque gestionnaire de sous-système de réduire cette vulnérabilité structurelle dans le respect d'un optimum technico-économique. Cependant, la spécialisation par activité conduit à dégager des optimums limités aux périmètres métiers et structurels sans permettre l'atteinte d'une performance plus globale à l'échelle du système ferroviaire. Les évolutions conduites sur le management des risques associés aux ouvrages en terre impliquent une transformation de l'approche métier OTH et consiste à gérer le

patrimoine ouvrage en terre en fonction des risques qu'il fait peser sur les performances du système ferroviaire, et pas simplement en fonction de son état.

Pour autant, la caractérisation de l'état des ouvrages en terre, de leur comportement et des aléas naturels associés sont des préalables indispensables, malgré l'absence à ce jour de loi rhéologique. Si les domaines de la voie, des plates-formes, des ouvrages d'art, se prêtent assez bien à la modélisation pour simuler puis généraliser des phénomènes de fatigue, ou de vieillissement en fonction de sollicitations liées au trafic, à l'âge, la transposition est ici malaisée et au fond peu pertinente. De ce fait, l'état des Ouvrages en Terre, constituant de l'infrastructure ferroviaire du Réseau Ferré National n'est pas « normé » selon un processus de maintenance définissant des critères entièrement objectifs, transposables en tous points du réseau.

En effet, l'objet à caractériser, un ouvrage en terre, un axe, ou un réseau, présente ainsi qu'en attestent les bases de données « incidents » en place depuis 1998 une grande variabilité spatiale, temporelle, liée à un contexte géologique, géotechnique, hydraulique, environnemental, climatique hétérogène et variable dans le temps. Des approches académiques de modélisation du comportement d'un ouvrage incluant une instrumentation et un suivi lourd ont pu être menées. Leur généralisation à l'échelle d'un axe ou d'un réseau s'est jusqu'ici avérée être une impasse.

Sur le Réseau Ferré National, les approches empiriques, tirées donc de l'expérience, se sont jusqu'ici avérées les plus pertinentes. Cet objectif de maîtrise des risques naturels a été recherché à travers en premier lieu la détection de désordres par observation dans le cadre de tournées de surveillance réglementaires réalisées par les agents de la voie, désordres classés en événements critiques redoutés (Fig. 6). En fonction des remontées d'information, le responsable territorial de la maintenance fait ensuite appel aux services de l'ingénierie dans un processus classique d'expertise, de préconisations de travaux d'entretien, de réparation des ouvrages, ou de mise en place de système de détection contre les chutes de blocs en voie entraînant l'arrêt des circulations ferroviaires. L'expertise est au cœur de la gestion des risques naturels.

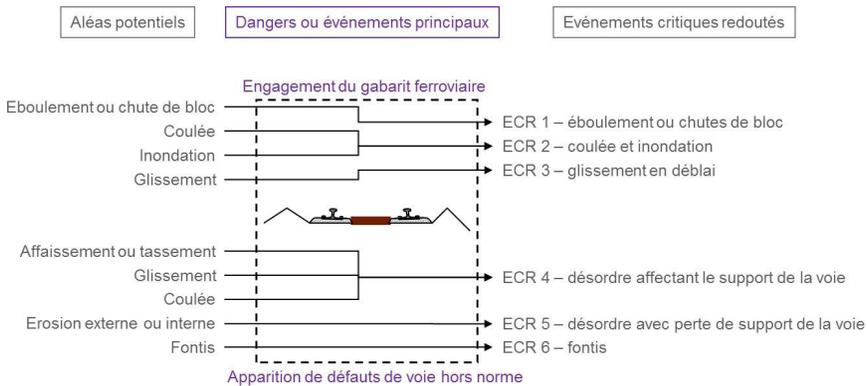


Figure 6: Identification des Événements Critiques Redoutés.

Malgré les incertitudes et la complexité propres au domaine OTH, mais aussi aux autres domaines en interaction, interagissant parfois, la recherche d'un optimum à l'échelle du système ferroviaire par une approche qualitative avec la méthode Nœud Papillon (Fig. 7) permet de dégager un optimum consensuel et partagé dans le panel des solutions envisageables en sortant d'une approche uniquement métier et en favorisant les échanges entre les différents acteurs (le spécialiste/expert, le mainteneur, l'exploitant ferroviaire, le propriétaire du réseau). L'appropriation de la démarche de transformation du métier par les acteurs Génie Civil (spécialiste/expert) se décline dans des guides métiers rédigés par des acteurs terrain. Pour autant l'adhésion de l'ensemble de la chaîne d'acteurs, compte tenu du saut de performance attendu et des changements de postures, nécessite une action de veille et un accompagnement dans la durée.

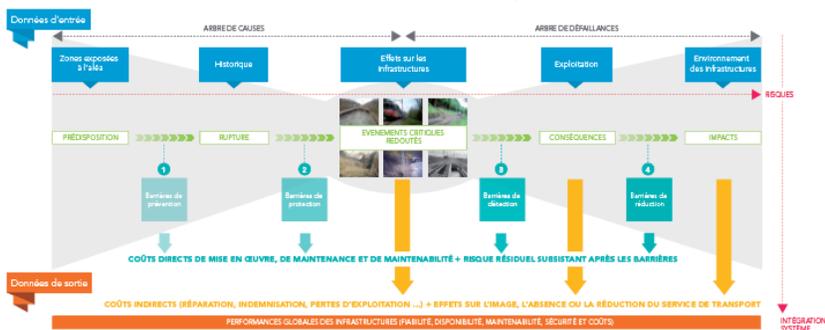


Figure 7: Schéma de principe de la méthode Nœud Papillon

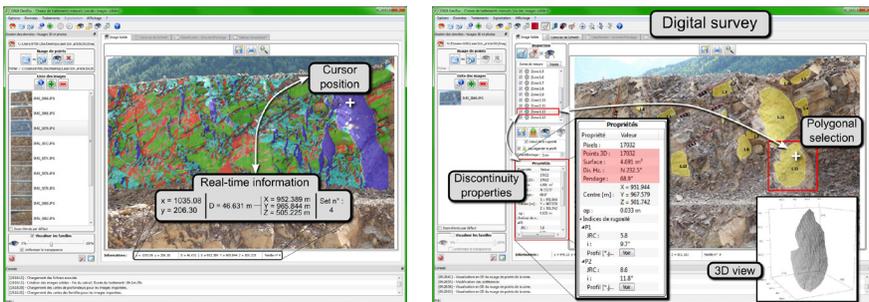
La perspective d'une transposition à d'autres domaines de l'infrastructure/superstructure est envisageable. En effet l'approche ici mise en œuvre n'est pas spécifique à un métier, mais se place sous le dénominateur commun d'un objectif final : exploiter un réseau ferré en fonction d'objectifs de performance à l'échelle du système ferroviaire et pour un optimum économique.

Thèse de Pierre Assali et Prix Jean Goguel 2014

Toujours concernant les Ouvrages en Terre rocheux, afin d'atteindre les objectifs de sécurité au meilleur coût, l'examen et le diagnostic des zones d'aléa nécessitent un relevé des différentes discontinuités des massifs et un traitement des données. La caractérisation des parois rocheuses fournit au géologue les données qualitatives et quantitatives qui lui permettent de décrire sa structure et d'évaluer ses propriétés mécaniques et hydrauliques. Ce travail d'expertise fastidieux est généralement réalisé de manière simplifiée sur la base de l'expérience des spécialistes. L'analyse reste donc empirique et ponctuelle, bien souvent restreinte à la zone la plus fracturée, alors que les exigences de sécurité conduisent à traiter de manière exhaustive une grande partie des ouvrages.

A partir de ce constat, et de la diffusion de nouvelles technologies en particulier pour la modélisation 3D du Patrimoine suivant les techniques photogrammétriques et lasergrammétriques au cours des années 2000, nous avons lancé en 2011 avec mon collègue Flavien Viguier une thèse financée par SNCF et confiée à Pierre Assali (Assali, 2014). Ce travail a été mené en partenariat avec l'INSA de Strasbourg et l'Université de Savoie, passerelle entre topographie et géologie via les Professeurs Pierre Grussenmeyer et Thierry Villemin, tous deux directeurs de thèse.

Le principe réside dans la collecte et la mise à disposition des géologues des données sur les discontinuités, traditionnellement acquises manuellement et en certains points nécessairement accessibles du massif ; à présent, cela résulte de l'analyse de modèles couvrant l'ensemble de l'ouvrage. L'échantillonnage statistique est donc beaucoup plus large, alors même que le temps d'acquisition sur site est restreint (Assali *et al.*, 2014 ; Assali *et al.*, 2016). Cela aboutit à un renforcement du diagnostic et une optimisation des préconisations aux secteurs défavorables. L'analyse du risque peut alors être ciblée et approfondie sur les zones de désordres potentiels et non sur la totalité du secteur étudié. Ce projet a permis le développement d'un outil de modélisation fonctionnel - GAIA-GeoRoc - rendant accessible aux géologues une donnée tridimensionnelle massive tout en améliorant, dans un contexte ferroviaire, la connaissance du patrimoine rocheux sans engager la sécurité du personnel, ni réduire la capacité de la ligne (Fig. 8).



a. Accès aux données 3D en temps réel et visualisation des familles sur l'image

b. Relevé numérique manuel de discontinuités

Figure 8 : L'image solide comme support d'expertise manuelle : une interface dédiée.

L'intérêt est à la fois technique, sécuritaire et économique. La méthode améliore la qualité des rendus et permet la réalisation d'analyses plus approfondies. Par ailleurs, cette technologie limite les besoins d'accès aux zones dangereuses (travaux en hauteur, surplombs d'affleurements instables ou exposition aux risques liés à l'exploitation de l'infrastructure telle les voies ferrées). Enfin, et pour autant déterminant pour assurer le déploiement industriel, l'outil réduit considérablement les temps d'acquisition de données sur le terrain et l'exécution des traitements au bureau, sans nécessité d'un retour sur site. Ce travail a reçu les honneurs du Prix Jean Goguel 2014 (Assali, 2015). L'outil développé est désormais utilisé, en open-source, par une communauté internationale de chercheurs et de bureaux d'étude spécialisés en gestion du risque rocheux.

Altametriss

Dans la continuité, l'arrivée de nouveaux outils avec un boom extraordinaire depuis le début des années 2010, nous a conduits – Flavien Viguier et moi-même, rejoints au fur et à mesure par un collectif devenu la Société Altametriss, dont Pierre Assali – à nous intéresser aux méthodes agiles de collecte de données dont le LiDAR sur drone, aux cas d'usages au-delà de nos spécialités initiales et au traitement des données intégrant l'intelligence artificielle. Parmi les cas d'usages, les Ouvrages en Terre demeurent un terrain d'innovation avec la modélisation et le suivi des berges de rivière et des digues, le jumeau numérique des écrans de filets pare-blocs (Fig. 9) avant l'intégration via un partenariat avec l'ONERA de capteurs exotiques permettant d'approcher l'état des matériaux, du comportement sous contrainte, préalable à une prédiction des évolutions. Une longue et grande histoire reste à écrire sur ces sujets, constituant avec le management et le pilotage de la société, mon nouveau métier.

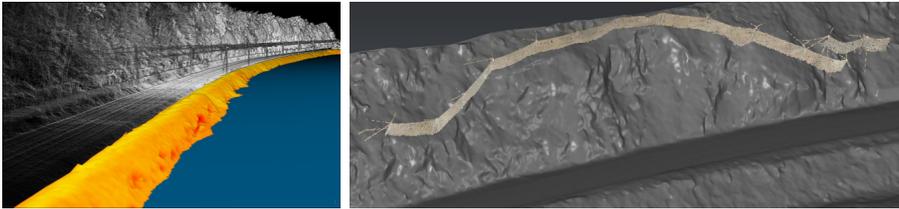


Figure 9 : Jumeau numérique d'un remblai en berge de rivière avec avaries (grisé foncé) et d'un écran de filet pare-blocs surmontant les voies ferrés dont un module contient un bloc.

10.4. Conclusion

Je me suis prêté avec plaisir à cet exercice de retour sur mon parcours professionnel, en particulier en pensant à ce que j'aurais aimé que l'on me dise, au début de ce parcours, un seul mot : OSER. Une posture : ouverture, curiosité, envie d'apprendre. La géologie de l'ingénieur offre des passerelles vers de nombreux métiers, autant d'opportunités résultant de l'expérience d'observation, de mesure, d'analyse, de vision en 3D voire 4D, modélisation et conceptualisation, décision avec analyse de risques, etc. Au sein de SNCF, je côtoie plusieurs docteurs-géologues, plusieurs en postes à responsabilités (un Chef de Projet BIM, un Directeur des Ressources Humaines, etc.) ce qui est maintenant mon cas. Tous, nous sommes fiers et revendiquons notre parcours, avec toujours quelques traces tels les « cailloux » ornant nos bureaux pour rappeler ce que l'on a appris avec la géologie et la géologie de l'ingénieur.

10.5. Références bibliographiques

Antoine P., 1992. *Les problèmes posés par l'instabilité des versants de grande ampleur – Aspects géologiques*. Bull Int Ass Eng Geol 45, 9-24

- Assali P., 2014. *Modélisation géostructurale 3D de parois rocheuses en milieu ferroviaire, application aux ouvrages en terre*. Thèse de l'INSA Strasbourg
- Assali P., Grussenmeyer P., Villemin T., Pollet N., Viguier F., 2014. *Surveying and modeling of rock discontinuities by terrestrial laser scanning and photogrammetry: Semi-automatic approaches for linear outcrop inspection*, Journal of Structural Geology, 66, 102-114
- Assali P., 2015. *Modélisation géostructurale 3D de parois rocheuses par lasergrammétrie et photogrammétrie terrestres en milieu ferroviaire*, Bull. Eng. Geol. Env. 74, 4, 1255–1265
- Assali P., Grussenmeyer P., Villemin T., Pollet N., Viguier F., 2016. *Solid images for geostructural mapping and key block modeling of rock discontinuities*, Computers & Geosciences, 89, 21-31
- Davies T.R.H., McSaveney M.J., Hodgson K.A., 1999. *A fragmentation spreading model for long-runout rock avalanches*, Canadian Geotechnical Journal 36, 1096-1110
- Heim A., 1932. *Der Bergsturz und Menschenleben*, Fretz und Wasmuth, Zurich
- Mudge M.R., 1965. *Rockfall-Avalanche and Rockslide-Avalanche deposits at Sawtooth Ridge, Montana*, Geol Soc Am Bull 76, 1003-1014
- Pollet N., Cojean R., Schneider J.L., 2002. *Les critères de mobilité des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur*, in Rybar J, Stemberk J, Wagner P (eds) Landslides. Balkema, Lisse, 275-280
- Pollet N., Cojean R., 2003. *Three giant rapid rock slope movements in the Alps: similarities and differences of the deposits*, Geophysical Research Abstracts, European Geophysical Society 2003, 5, 01550
- Pollet N., 2004a. *Mouvements gravitaires rapides de grandes masses rocheuses : apports des observations de terrain à la compréhension des processus de propagation et dépôt. Application aux cas de La Madeleine (Savoie, France), Flims (Grisons, Suisse) et Köfels (Tyrol, Autriche)*, Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
- Pollet N., 2004b. *Contribution à l'analyse des mouvements gravitaires rapide de grande ampleur par la comparaison des matériaux sources et des dépôts : exemples alpins*, Bull Eng Geol Env 63, 4, 353-365
- Pollet N., Schneider J.-L., 2004. *Dynamic disintegration processes accompanying transport of the Holocene Flims sturzstrom (Swiss Alps)*, Earth and Planetary Science Letters, 221, 433-448
- Pollet N., Cojean R., Couture R., Schneider J.-L., Strom A.L., Voirin C., Wassmer P., 2005. *A slab-on-slab model for the Flims rock slide (Swiss Alps)*, Canadian Geotechnical Journal, 42, 587-600

- Pollet N., 2012. *Gestion du risque rocheux sur le réseau ferré français*, Revue Générale des Chemins de Fer, 216, 20–33
- Talfumière V., 2011. *Maintenance des Ouvrages en Terre sur le Réseau Ferré National*, In Georail Symposium - Géotechnique ferroviaire, 19-20 Mai 2011, Paris, France
- Schneider, J.L., Fisher, R.V., 1998. *Transportation and emplacement mechanisms of large volcanic debris avalanches: evidence from the northwest sector of Cantal volcano (France)*, J Volcanol Geotherm Res 83, 141-165.
- Schneider J.L., Pollet N., Wassmer, P., Wessels, M., Chapron, E., 2004 : *Signature of the Rhine River valley Holocene sturzstroms (Flims and Tamins) dams failures in the sedimentation of Lake Constance*, Sedimentary Geology, 169, 75-91
- Ui T., Kawachi S., Neall V.E., 1986. *Fragmentation of debris avalanche material during flowage – evidence from the Pungarchu formation, Mount Egmont, NZ*, J Volcanol Geothermal Res 27, 255-264

11. CARTOGRAPHIE D'ALÉA EN RÉGION PARISIENNE : APPORT D'UNE FORMATION GÉOLOGIQUE EN ALTERNANCE

Maxime Deléglise¹, Sylvine Guédon²

11.1. Introduction

Après un bref historique de la Géologie de l'ingénieur et de l'environnement, discipline scientifique et technique, nous mettons l'accent dans cet article sur le rôle de la formation en général, et de la formation en alternance en particulier, dans l'acquisition des compétences nécessaires à l'exercice de cette discipline. Le « parcours professionnalisant » suivi par le premier auteur de cet article est commenté. Une application portant sur la cartographie d'aléa dans le domaine des anciennes exploitations souterraines est brièvement présenté.

Initialement, la Géologie de l'ingénieur s'est exprimée au travers d'expertises réalisées par des spécialistes, géologues, au moment des études de grands travaux (barrages, tunnels, etc.). Au cours des années d'après guerre, et parallèlement à l'effort important d'aménagement et d'équipement du territoire, la Géologie de l'ingénieur a considérablement progressé en France, tant dans le domaine de ses méthodes que dans celui de ses applications, de sorte qu'elle est devenue indispensable aux yeux de tous les responsables de projets. Du moins, c'est ce qu'il faut espérer !

Aujourd'hui, l'exercice de la géologie de l'ingénieur ne peut se concevoir qu'au sein d'une équipe pluri-disciplinaire, appliquant les principes et les méthodes des sciences naturelles et de sciences connexes, relatives à la géomécanique et l'hydrogéologie, utiles aux travaux de l'ingénieur. Doivent être prises en compte les caractéristiques des sols, des roches, des massifs rocheux et des eaux souterraines en intégrant le rôle de tous les processus géologiques en action ou potentiels. Assumant ainsi la jonction entre les observations du naturaliste et l'art de l'ingénieur, la géologie de l'ingénieur se trouve tributaire à la fois des conditions naturelles d'un site ou d'un territoire et de la nature d'un projet. Elle doit faire appel, entre autres disciplines, à la géologie classique, à la pétrographie, à la mécanique des sols et des roches, à la géotechnique et à l'hydrogéologie. Son originalité et sa difficulté réside dans la multiplicité de ses sources, la diversité de ses méthodes et la spécificité de ses objectifs. Son but se résume à la précision des conditions naturelles et de leur évolution prévisible, que l'ingénieur doit connaître pour maîtriser l'environnement en s'y adaptant au maximum. Les résultats obtenus lors des études doivent non seulement être interprétés collégalement, mais aussi présentés sous une forme pédagogique et adéquate aux ingénieurs, aux architectes et aux planificateurs ainsi qu'à des interlocuteurs inhabituels comme les

1 CEREMA

2 IFSTTAR

promoteurs, les sociologues, les économistes, les juristes ou les hommes politiques. Les acteurs territoriaux ayant en charge la sécurité de leur territoire peuvent être conduits à solliciter un géologue, un « géologue de l'ingénieur », un « ingénieur-géologue » (un « engineering geologist » pour les Anglo-Saxons) pour obtenir des réponses concrètes et étayées à leurs problématiques locales. La vision et l'interprétation des résultats obtenus à plusieurs échelles, en volume et en évolution dans le temps, rend le métier complexe mais passionnant.

La géologie de l'ingénieur a donc acquis une identité propre, comme en témoignent les nombreux traités ou revues scientifiques qui lui sont consacrés et les congrès et colloques organisés par des associations internationales et des comités nationaux, qui regroupent des milliers de spécialistes.

11.2. La formation en alternance

Pour pouvoir assurer toutes ces missions la formation tient une place prépondérante et c'est ainsi que l'université Paris-Saclay développe, en fin de cursus en cinquième année, une formation en alternance qui peut s'effectuer soit en contrat d'apprentissage soit en contrat professionnalisant au niveau du Master 2 Environnement Génie Géologique. Cette formation en alternance datant de 2008 bénéficie de l'expérience déjà longue, acquise dans le cadre du fonctionnement du DESS Génie Géologique de l'Université Orsay Paris-Sud, créé en 1990.

Ce parcours « professionnalisant » est destiné à parachever la formation d'étudiants ayant des connaissances solides en géologie, de façon à ce qu'ils soient capables :

- de maîtriser l'utilisation du sol et du sous-sol, d'une part comme support d'ouvrages et d'autre part, comme source de substances utiles (eau, matériaux de construction, etc.) ;
- de prévenir, d'analyser et de traiter les dégradations de l'environnement liées à l'utilisation du sol et du sous-sol (stabilité des massifs, action de l'eau, problèmes d'impacts et pollutions, etc.) ;
- de prendre en compte les contraintes imposées par l'environnement sur les aménagements.

La formation est complétée par un des modules dédiés à la législation, à la gestion, à l'utilisation de l'informatique et la maîtrise de l'anglais.

Les débouchés de cette formation sont larges (géotechnique, carrières, développement durable) et permettent une bonne insertion professionnelle. Comme le montrent les derniers chiffres de la promotion 2016-2017 : treize étudiants sur quinze ont été embauchés, à la suite de cette formation, dans des groupes divers (GINGER-CEBTP, FAYAT, GEOLIA, BRGM, ICF Environnement, etc.)

L'exemple choisi pour illustrer l'implication des étudiants sortant de cette formation professionnalisante est celui d'un ingénieur d'étude œuvrant dans le domaine des

risques : risque des fronts rocheux, retrait-gonflement des argiles et cavités souterraines. La cartographie d'aléas en région parisienne est le cœur de ses préoccupations. Dans le domaine urbain la gestion patrimoniale des infrastructures doit prendre en compte la connaissance et l'évaluation de l'état du patrimoine mais aussi et surtout sa capacité à fournir un service, tout en améliorant sa fiabilité.

11.3. Aléa, enjeu et risque, des définitions partagées

L'aléa, l'enjeu, le risque sont des notions intervenant dans de nombreux domaines et quelques définitions sont nécessaires. L'aléa naturel correspond à l'intensité d'un phénomène caractérisé en fréquence. Il se traduit par la probabilité annuelle moyenne de dépassement d'un niveau d'intensité (événement) relative à la manifestation d'un phénomène naturel. L'aléa influe directement sur le dimensionnement des ouvrages de protection pour un niveau d'intensité de projet, correspondant à un aléa donné.

Le risque est le croisement entre l'aléa et l'enjeu : en milieu urbain, l'enjeu prend une importance considérable, faisant augmenter par là même le risque qu'il faut évaluer en termes de conséquences environnementales, humaines et techniques (probabilité de défaillances extérieures au système).

L'établissement de cartes d'aléas est une première étape, nécessaire pour l'évaluation des risques. Sur un secteur d'intervention le ou les différent(s) type(s) d'aléa(s) doivent être identifiés : inondation, retrait/gonflement des argiles, mouvement de terrain (fontis), remontée de nappes, séisme, éboulement rocheux, avalanche. Des cartographies à des échelles adaptées aux phénomènes étudiés doivent être établies.

11.4. Les demandes de mission des collectivités

Les demandes de mission émises par les collectivités pour leur apporter une aide à la décision et pour compléter la connaissance existante sur un site donné en termes de désordres et de travaux peuvent s'exprimer ainsi :

- affiner la connaissance de la géologie d'un site particulier ;
- vérifier l'acceptabilité environnementale d'une solution proposée ;
- étudier l'opportunité et la faisabilité technique d'une solution proposée.

Pour répondre à ces objectifs, une démarche globale est mise en œuvre avec un volet bibliographique. Elle comporte : une reconnaissance géologique sur le terrain, une compilation de données diverses (intégrant des renseignements trouvés dans différentes archives et banques de données), une transposition des données recueillies dans un SIG (Système d'Information Géographique). Cette démarche complète et synthétique à l'échelle du territoire ausculté rendra le dialogue pédagogique avec les acteurs/demandeurs et permettra de proposer des solutions de sauvegarde, de mise en sécurité et/ou d'adaptation du site.

Dans le cas spécifique de cavités souterraines et dans le but d'émettre des recommandations pour de futurs travaux de confortement, des relevés caméras (pour voir l'état des carrières souterraines) ou relevés Lidar (pour des mesures topographiques) peuvent être envisagés afin d'affiner encore plus les connaissances.

11.5. Un exemple : cartographie de l'aléa en région parisienne

La représentation des données se fait sous la forme de cartes dites « cartes informatives ». La cartographie est réalisée à l'aide du logiciel QGIS qui est un logiciel libre multi-plateforme et permet la visualisation, l'export et l'utilisation de données vers d'autres logiciels de SIG.

Les SIG sont des outils informatiques permettant de représenter, stocker, analyser et gérer tous les types de données spatiales et géographiques. Ils proposent les mêmes possibilités que les bases de données (que ce soient des requêtes ou analyses statistiques) mais sous la forme de cartes, ce qui autorise une visualisation géographique et une analyse améliorées.

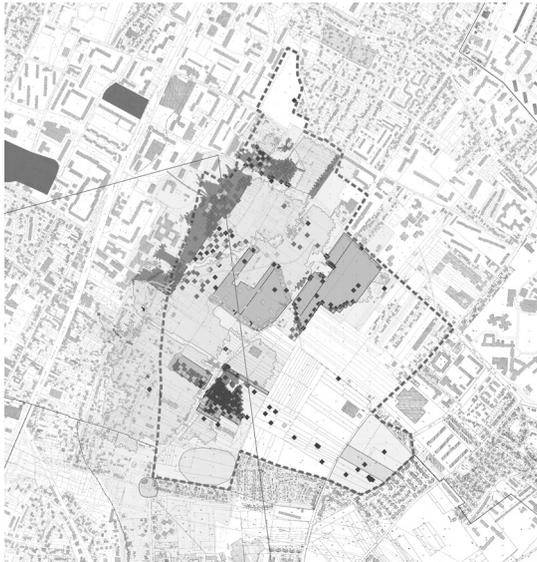
Dans le cas de l'exemple choisi, l'étude avait pour but la consolidation des connaissances sur un site étudié en vue d'établir une carte d'aléa mouvement de terrain de type cavités souterraines et exploitations souterraines. Afin de compléter les informations disponibles, un travail de recensement des désordres et des travaux de confortement a été réalisé à l'aide de la documentation mise à notre disposition par le Conseil Départemental mais aussi des archives propres du Cerema.

Au vu de la quantité de données mais aussi dans un souci de faciliter la lecture des documents cartographiques et par extension leur interprétation, ces documents ont été présentés en trois cartes distinctes. Une première carte (Fig. 1) présente les exploitations concernées et les désordres observés. Une deuxième carte (Fig. 2) est relative aux reconnaissances par sondages et aux travaux de confortement réalisés. Enfin, une troisième carte (Fig. 3) reprend l'ensemble des informations disponibles.

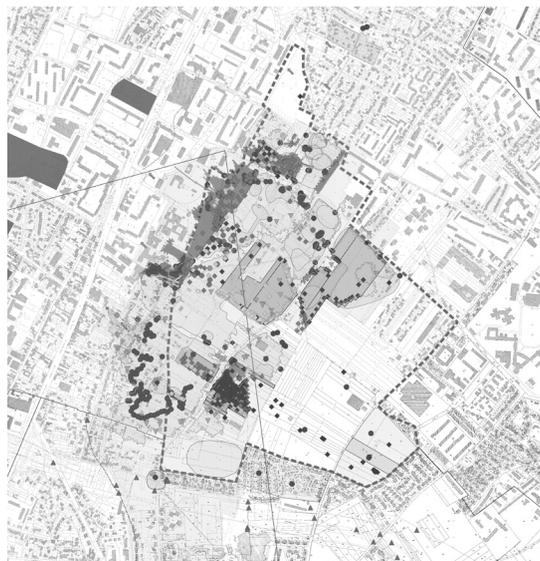
La réalisation de ces cartes permet ensuite de synthétiser les informations recueillies et d'établir une carte d'aléa à une échelle adaptée à la nature de l'aléa considéré. Cette carte d'aléa, couplée aux enjeux et objectifs à protéger, définis dans le plan d'aménagement du site, permet au client demandeur de se faire une opinion et de faire des choix pour définir un programme de travaux suivant un échéancier précis.



*Figure 1 : Carte informative sur les exploitations concernées et les désordres observés.
Tiré noir : emprise du site de l'étude ; zones en gris pâle : carrières souterraines en zones gypseuses (première et deuxième masse) ; points noirs : fontis ; points gris : ciels tombés*



*Figure 2 : Carte informative sur les reconnaissances par sondages et les travaux de confortement réalisés.
Tiré noir : emprise du site de l'étude ; zones en gris le plus pâle : carrières souterraines en zones gypseuses (première et deuxième masse) ; zones grisées claires : parcelles d'emplacement des géogrilles ; zones grisées foncées : zones injectées dans les carrières ; losanges noirs : sondages pour auscultation vidéo, injection ou reconnaissance géologique.*



*Figure 3 : Carte informative sur l'ensemble des informations disponibles.
Voir légendes des deux figures précédentes*

12. ÉVOLUTION ET RÉVOLUTION DANS LA FORMATION DES INGÉNIEURS-GÉOLOGUES

*Jean-Marc Montel*¹

12.1. Introduction

Le concept d'ingénieur-géologue, inventé à Liège en 1900, s'est révélé étonnamment robuste. Il s'agit d'ingénieurs ayant de solides connaissances en géologie, capables de diriger des projets exigeant une connaissance approfondie du sous-sol. Ils sont formés essentiellement dans quelques écoles d'ingénieurs et dans quelques masters universitaires.

Le paysage de l'enseignement supérieur français a considérablement évolué en quelques années. Ce sont plusieurs transformations de fond qui sont en cours, sous l'action d'au moins trois forces principales : la volonté de transformation institutionnelle de l'État, principal opérateur de l'enseignement supérieur en France, la concurrence et l'ouverture internationale et l'émergence des outils numériques. Milieu traditionnellement plutôt conservateur, les universités et les écoles d'ingénieurs sont en train de s'adapter plus ou moins facilement à de nouvelles contraintes, de nouveaux usages et de nouvelles demandes.

12.2. Les changements institutionnels

Le processus de Bologne

On peut fixer le début de cette période de transformation de l'Enseignement Supérieur et Recherche (ESR) français à la mise en place du dispositif Licence-Master-Doctorat (LMD), réponse française au processus de Bologne, qui vise à harmoniser les systèmes européens d'enseignement supérieur. L'objectif était alors de faciliter les échanges d'étudiants et d'enseignants par la mise en place d'une architecture européenne unique. Alors que le déploiement du programme Erasmus à la fin des années 80 par l'Union Européenne a lancé un vaste mouvement de mobilité étudiante, unanimement reconnu comme une grande réussite, il a permis également de découvrir à quel point les systèmes d'ESR étaient propres à chaque État et difficilement compatibles. Le processus de Bologne facilite la mobilité en instituant trois niveaux d'études : Licence = Bachelor = bac+3, Master = bac+5, Doctorat = PhD = bac+8, et en instaurant un système de transfert de crédits capitalisables : les ECTS (European Credit Transfert System).

¹ Directeur de l'ENSG : École Nationale Supérieure de Géologie

En France le système LMD a fait disparaître la structuration héritée de la loi Savary, avec ses différents niveaux : DEUG (bac+2), licence (bac+3), maîtrise (bac+4), DEA et DESS (bac+5), qui fonctionnait en parallèle des formations d'ingénieur (bac+5). Il a dissocié le niveau bac+5 (DEA) du niveau bac +8 (thèse), niveaux qui étaient alors regroupés dans le troisième cycle. Il a obligé les enseignants à s'interroger sur le sens à donner au niveau bac+5, équivalent en années d'étude à celui d'ingénieur. Il a entraîné une spécialisation géographique des masters, qui s'appuient sur les forces locales en recherche. Il a permis le développement de formations plus professionnalisantes, en profitant de la durée de formation, qui permet de rejoindre dans certaines formations le niveau de formation des ingénieurs. Les masters à vocation professionnelles ont remplacé tous les dispositifs de professionnalisation : IUP, maîtrises de sciences et techniques, DESS. La nouvelle structuration a été mise en place progressivement à partir de 2002. Une fois passée la période plus ou moins longue où l'ancien système a perduré dans le nouveau cadre, c'est bien un dispositif plus cohérent et plus lisible qui s'est instauré. Les employeurs ont adhéré au système, le niveau bac+5 étant bien identifiable pour eux. Pour les écoles d'ingénieurs, cette transformation n'a pas été très importante puisque le niveau bac+3 ne correspond à aucune étape et que le niveau bac+5 était déjà le niveau de référence du diplôme d'ingénieur. La possibilité pour les élèves-ingénieurs de faire un master en parallèle du diplôme d'ingénieur, comme auparavant un DEA, a perduré pour donner accès au doctorat.

Par contre la nécessité d'organiser les études dans un cadre semestriel et d'attribuer des ECTS aux enseignements a demandé des efforts d'adaptation aussi bien de la part des formations universitaires que des écoles d'ingénieur. L'évolution a été plus rapide, car obligatoire, dans les universités. Pour les écoles d'ingénieur, la CTI (Commission des Titres d'Ingénieur) a ici joué un grand rôle, si l'on en juge par les très nombreuses recommandations portant sur les ECTS et la semestrialisation qu'elle a formulées aux écoles ces dernières années.

L'autonomie des établissements

La seconde grande évolution institutionnelle est concrétisée par la loi Liberté et Responsabilité des Universités (LRU) de 2007, complétée depuis par d'autres textes comme ceux relatifs aux « compétences élargies ». Pour la première fois, une forme d'autonomie a été octroyée aux universités, avec le transfert d'un certain nombre de décisions du ministère vers les présidents et les conseils d'universités. Cette autonomie reste toutefois très incomplète car sévèrement encadrée par de nombreux textes à portée nationale. De plus les universités, dont les ressources dépendent essentiellement de subventions publiques, n'ont pas vraiment l'indépendance financière qui leur permettrait de mener une politique qui leur serait propre. Enfin les structures politiques des universités restent marquées par une tradition très collégiale, qui se prête mal à la mise en place de politiques audacieuses ou simplement volontaristes. Sur ce plan, les universités restent très différentes des écoles d'ingénieurs, même de celles qui dépendent du Ministère de l'Enseignement Supérieur ; ces écoles, en effet, avec des circuits de décisions courts, un pilotage fort incarné par un directeur nommé et un conseil où les employeurs sont très présents, peuvent mettre en place des stratégies

de rupture et s'adapter rapidement. Il est probable que l'autonomie des universités va continuer de se développer, mais avec des retours en arrière réguliers, car la culture centralisatrice reste forte en France.

Les regroupements

Le troisième changement institutionnel en cours est la tendance au regroupement. On peut y voir un « effet Shangaï » : grossir pour progresser dans les classements internationaux par effet de taille, mais c'est également une volonté de l'État de réduire son nombre d'interlocuteurs. Comme la transformation se fait largement sur la base du volontariat des acteurs, l'état d'avancement des regroupements est très divers. Il est par exemple complet en Lorraine : une seule université y regroupe tous les acteurs de l'ESR, y compris les écoles d'ingénieur ; il est très avancé mais partiel en Alsace (deux universités) ; au stade embryonnaire à Toulouse. Les écoles d'ingénieurs sont directement touchées par ce mouvement qui, du fait de leur petite taille et de leur culture de l'autonomie, leur fait peur. L'outil « ComUE » (Communautés d'Universités et d'Établissements) apparaît comme une étape intermédiaire, mais sans que l'on sache exactement quel sera le résultat final.

Parallèlement à la constitution d'ensembles basés sur des regroupements géographiques, se sont constitués des réseaux nationaux de formations d'ingénieurs. Certains sont institutionnels avec parfois rang d'établissement (Institut Mines-Télécom, Agreenium), d'autres sont plutôt de nature associative (Polytech, Fédération Gay-Lussac, Groupe INP, Réseau des Écoles Centrales). Ils ont parfois été accompagnés de modifications des contours des concours de recrutement.

Ces mouvements de regroupement sont très loin d'être terminés. Il y a de fortes réticences, les projets avancent, puis reculent. La situation est particulièrement complexe à Paris en raison de la multiplication des acteurs. Le projet Paris-Saclay a ajouté à la complexité du système. Il s'est établi une vraie concurrence entre les regroupements sur une base géographique et ceux établis sur une base thématique.

L'évaluation

Le dernier changement institutionnel en cours est le développement de la culture de l'évaluation. Longtemps rétives à toute forme d'évaluation de leur activité, les universités sont maintenant auditées pour toutes leurs activités par l'HCERES (Haut Conseil de l'Évaluation de la Recherche et de l'Enseignement Supérieur) qui a pris la suite de l'AERES (Agence d'Évaluation de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche). L'HCERES est une agence d'évaluation indépendante qui rend sur demande des ministères des avis, rendus publics. L'instance qui évalue est ainsi différente de l'instance qui prend les décisions d'accréditation qui restent du ressort des ministères, alors qu'auparavant l'évaluation et l'accréditation étaient faites par la même autorité (les ministères). Les formations universitaires ont ainsi rejoint les écoles d'ingénieurs qui sont évaluées depuis 1934 par la Commission des Titres

d'Ingénieur (CTI), organisme paritaire indépendant. Si la procédure d'évaluation par la CTI reste beaucoup plus approfondie que celle de l'HCERES, elle partage la même méthodologie avec un référentiel, une auto-évaluation, une visite d'experts et un avis nourrissant une décision de l'autorité de tutelle.

12.3. Les changements de référentiels de compétences

Le développement des compétences non scientifiques

Sous l'impulsion de la CTI, le référentiel des écoles d'ingénieurs françaises intègre de plus en plus de compétences non scientifiques et techniques. Sur les quatorze compétences de l'ingénieur répertoriées par la CTI dans son document de référence (R&O 2016)² seulement six concernent des compétences scientifiques. Si la vocation managériale et économique des formations d'ingénieur est ancienne en France, elle est maintenant complétée par une série de compétences couvrant les aspects sociétaux, les aspects environnementaux, l'éthique, la sécurité, l'entrepreneuriat et l'innovation.

L'internationalisation

Également à l'initiative de la CTI, mais aussi grâce au développement du programme Erasmus, la mobilité internationale des élèves-ingénieurs est devenue la norme. Les règlements des études des écoles, de nouveau sous la pression de la CTI, intègrent de plus en plus souvent une obligation de mobilité internationale pour la diplomation, parfois jusqu'à un semestre. Elle s'est accompagnée d'une augmentation du niveau en langues vivantes, aussi bien par des exigences élevées en anglais (niveau B2 obligatoire, objectif C1) que par le développement de l'enseignement d'une seconde langue. L'objectif est bien ici de donner aux élèves la capacité de travailler dans un contexte international et multiculturel. Symétriquement, les écoles accueillent de plus en plus d'élèves étrangers, en particulier à cause de la mondialisation de l'enseignement supérieur. Un étudiant a maintenant la possibilité de suivre des études dans presque tous les pays du monde et il n'est pas rare de voir des diplômés pour qui la France est le troisième pays d'étude. Les seuls freins à la mobilité étudiante sont les contraintes économiques et éventuellement la langue, même si de plus en plus d'écoles d'ingénieurs françaises proposent des cursus en anglais.

La structuration des relations industrielles

Pendant longtemps, les relations entre les écoles d'ingénieurs et les entreprises ont reposé sur les relations personnelles entre la direction de l'école et les dirigeants des entreprises, souvent eux-mêmes anciens élèves de l'école. Si les relations personnelles et l'attachement des anciens élèves à leur école restent importants, les procédures se sont très fortement professionnalisées. Les grands groupes industriels ont souvent des

² <https://www.cti-commission.fr/references-orientations-version-2016>

« Chargés de relations entreprises – université/école », par lesquels transitent tous les échanges. Symétriquement, les écoles ont mis en place de véritables services de partenariats industriels chargés de concevoir et de promouvoir une véritable offre de service à destination des entreprises.

12.4. L'impact des outils numériques

L'utilisation des outils numériques dans les écoles d'ingénieurs n'est pas nouvelle, mais il est certain que leur impact se révèle bien plus important et bien plus profond que ce que l'on pouvait imaginer initialement. Ils modifient profondément les méthodes de travail dans les entreprises, et en particulier celles des ingénieurs, mais ils bouleversent aussi les processus d'apprentissage, en particulier dans l'enseignement supérieur.

L'immédiate accession à la connaissance

C'est peut-être l'effet le plus déstabilisant et celui qui avait été le moins anticipé. La connaissance est accessible, très largement, en tous lieux et instantanément. L'effet le plus spectaculaire est que l'étudiant a maintenant la capacité de « vérifier » immédiatement, avec son ordinateur, sa tablette, son smartphone, ce que dit l'enseignant. Il est inutile de chercher à lutter contre cela. Il faut au contraire s'en servir pour animer les cours en demandant aux étudiants d'aller chercher des informations en direct. C'est l'occasion de leur apprendre à trouver très rapidement une information pertinente, compétence qui leur sera utile dans la vie professionnelle.

La fin de la tyrannie des équations

Cet effet-là est assez facile à comprendre. La capacité des ingénieurs à résoudre des systèmes d'équations est devenue une capacité secondaire. L'ordinateur fait cela avec une efficacité très supérieure à ce qu'un ingénieur peut déployer. Son talent ne réside donc plus dans sa capacité de manipulation algébrique, mais dans sa capacité à choisir les bonnes méthodes numériques, à sélectionner le bon logiciel, à le nourrir avec les bonnes données et à analyser de façon critique les résultats. Les contenus des enseignements doivent évoluer pour répondre à cette nouvelle façon de travailler. Fondamentalement, savoir résoudre une équation différentielle ou calculer une intégrale n'est plus une compétence essentielle de l'ingénieur. Il doit par contre en maîtriser les concepts et savoir établir le jeu d'équations décrivant le système de façon pertinente. Les ingénieurs-géologues par leur capacité à traiter un problème complexe de façon globale et à faire des raisonnements au premier ordre, sont plutôt bien armés pour cette nouvelle façon de travailler. En revanche, la capacité à apprendre rapidement à se servir d'un logiciel professionnel complexe, mais également à comprendre les bases scientifiques et techniques qui le sous-tendent, et donc à en maîtriser les limites, est une compétence primordiale. Dans un pays où les mathématiques restent

la discipline reine, en particulier le calcul différentiel et intégral, cette évidence n'est pas facile à admettre.

Les outils pédagogiques

C'est l'effet qui a été compris le plus vite par les enseignants. Utiliser des images, des vidéos, des logiciels pour enseigner est une pratique courante depuis qu'il est possible de projeter l'image d'un écran d'ordinateur dans une salle de classe ou un amphi. Il est possible de trouver sur internet des images de tout, très vite et en grandes quantités. Une requête internet « geology, fold, image » sur un moteur de recherche retourne plus de six millions de réponses. Sur les 500 premières images, seules deux ne sont pas pertinentes. Ces outils facilitent grandement les processus d'apprentissage et font gagner beaucoup de temps. Ils restent toutefois très souvent utilisés seulement dans le cadre de cours de forme très classique, par transmission directe.

Les cours en ligne

C'est l'aboutissement de la numérisation de l'enseignement. Les cours en ligne ont été popularisés par le mouvement des MOOCs (Massive Open Online Courses). Plus largement, il est possible de trouver sur la toile des cours d'à peu près tout. Ce peut être sous des formes très diverses : un simple « polycopié » en PDF, la série d'images projetées (présentation « powerpoint »), un cours classique enregistré en vidéo, une série de séquences courtes ou un véritable cours en ligne structuré, avec des évaluations et des sessions d'interaction. Trouver le bon cours est plus difficile que de trouver des informations isolées et, surtout, il est plus difficile de trouver ce que l'on cherche exactement. Le cours peut être trop difficile ou trop élémentaire, ne pas couvrir totalement le domaine souhaité, être dans une langue pas suffisamment maîtrisée. Pour les étudiants, c'est une façon de trouver de l'information et éventuellement des approches différentes pour comprendre un cours qui n'a pas été totalement dominé lors du cursus classique. Cela peut servir à approfondir un point d'intérêt particulier, cela peut permettre de compenser des absences (maladie, éloignement, sportifs de haut niveau). Le rôle de l'enseignant reste ici primordial : il doit conseiller et orienter l'étudiant, car lui seul peut évaluer la qualité intrinsèque de l'enseignement proposé. Tous les avantages énumérés ci-dessus sont évidemment toujours vrais lorsque l'enseignant propose en ligne le cours qu'il fait également lui-même « en live » : il peut en profiter pour proposer d'autres approches, donner plus de détails sur des points qu'il n'a pas le temps de voir en cours, renforcer les illustrations. L'énorme avantage d'un cours en ligne est que l'étudiant le reçoit au moment où il est prêt à apprendre.

Les procédures d'insertion professionnelle

C'est un changement majeur qui affecte directement les étudiants et les entreprises. Internet est maintenant l'outil majeur d'insertion professionnelle : c'est par ce moyen que sont diffusées les offres d'emploi et de stage, c'est par ce moyen que les étudiants

adressent aux employeurs des candidatures spontanées. S'il est très important d'avoir un CV de bonne qualité, il est au moins aussi important, si ce n'est plus, d'avoir une page LinkedIn à jour et qui donne envie. Les rencontres entre les entreprises et les étudiants peuvent se faire au travers d'outils numériques (Career Center) qui jouent le rôle de « forum de rencontres virtuelles ».

12.5. L'approche par compétences

Un changement conceptuel

Le développement de l'approche par compétence dans les enseignements est un changement profond de conception. Un cours, au lieu d'être défini par son contenu et donc fondamentalement par ce que l'enseignant peut délivrer dans une logique d'offre, l'est par le résultat du processus d'apprentissage et donc du besoin des étudiants. Un diplôme est alors défini par un ensemble de compétences qui peuvent être acquises par des enseignements classiques, mais également par des projets, des stages, ou même des activités annexes aux études. Certaines de ces compétences peuvent être certifiées par des organismes non universitaires, comme le niveau en langue ou les formations à la sécurité. Pour les formations professionnelles comme les diplômes d'ingénieur, le référentiel de compétences du diplôme doit coïncider, pour une large mesure, avec les référentiels métiers des emplois auxquels il permet d'accéder.

Il ne suffit pas de définir les enseignements par les compétences, encore faut-il les délivrer sous cette forme et surtout les évaluer sous cette forme. Les sujets d'examens ou les critères d'évaluation des activités doivent permettre d'évaluer explicitement les compétences visées. Dans le détail, à chaque activité pédagogique doit pouvoir être rattaché un « acquis de l'apprentissage » (learning outcome) et un ensemble d'acquis de l'apprentissage permet de définir une compétence. La prise en compte de la notion de compétence pour les évaluations entraîne automatiquement l'abandon du principe de compensation entre les unités d'enseignement (le fameux calcul de la « moyenne »). En effet il semble absurde de compenser une défaillance dans un acquis de l'apprentissage (identifier un minéral au microscope polarisant), par un autre qui n'a rien à voir (analyser un signal par transformée de Fourier).

Le processus de formation apparaît ainsi comme l'accumulation de compétences qui, si elles forment un ensemble cohérent, permettent de valider un diplôme qui apparaît ainsi comme une sorte de super certification.

Une transformation complète du rôle de l'enseignant

Dans un modèle où ce qui est important ce sont les compétences définies par un ensemble d'acquis de l'apprentissage, le rôle des enseignants est amené à changer complètement. Puisque l'important est le résultat et non le moyen d'acquisition, le premier rôle de l'enseignant est de valider les compétences. Comme l'enseignement supérieur est un milieu qui n'évolue que lentement, le modèle général restera encore, sûrement pendant

des années, celui dans lequel l'enseignant délivre un cours, puis l'évalue. Mais on peut imaginer qu'un étudiant se forme en autonomie avec des cours en ligne, des livres, des projets, des activités, puis demande à être testé sur ses acquis. Il n'y a pas de raison que cet étudiant soit traité différemment de celui qui a été en cours. Le rôle de l'enseignant sera alors d'accompagner l'étudiant dans son processus d'apprentissage. S'il peut délivrer une partie du cours lui-même, en présentiel ou par des moyens numériques, il peut parfaitement également se reposer sur d'autres ressources, en particulier numériques, pour d'autres aspects du cours, en particulier ceux qu'il maîtrise moins bien. Il doit alors recommander aux élèves les outils et références qui sont les plus appropriés. Il peut compléter ce rôle en aidant les élèves qui ont des difficultés car, si certains élèves n'ont besoin d'aucune aide, d'autres élèves ont besoin d'être accompagnés. Enfin il revient à l'enseignant, ou plutôt l'équipe éducative qui comprend éventuellement des employeurs, de définir le référentiel qui constitue un diplôme.

Dans ce nouveau modèle, l'enseignant devient une sorte de « coach » qui guide et aide les élèves dans le processus d'acquisition des compétences. Il prend en charge directement certains enseignements, oriente les étudiants vers des ressources alternatives le cas échéant, aide les étudiants qui ont des difficultés ponctuelles. Autour d'une base qui constitue le cœur du diplôme, il peut aider les étudiants à se singulariser en complétant la formation par des compétences supplémentaires, dans l'optique de coller aux ambitions des étudiants, à leur projet professionnel ou tout simplement à leur choix personnel.

12.6. Conclusion

L'enseignement supérieur, et donc la formation des ingénieurs-géologues, est en mutation, comme toute la société. Cette mutation n'est pas terminée et ne le sera probablement jamais. Il faut s'habituer à vivre dans un environnement en constante évolution, et s'adapter en permanence.

Ce qui ne change pas, c'est la mission fondamentale d'un ingénieur-géologue : celui-ci est un ingénieur spécialisé qui maîtrise les problématiques du sous-sol, mais c'est aussi un ingénieur généraliste qui a été formé par la géologie. La formation par la géologie lui donne une grande originalité de pensée, particulièrement adaptée à la gestion de la complexité. Il est à l'aise dans le raisonnement à différentes échelles de temps et d'espace ; la pratique assidue des raisonnements naturalistes lui donne la capacité à interpréter les signaux faibles et à être très attentif à son environnement ; il maîtrise la résolution des problèmes complexes sous-déterminés et qui nécessitent des approches indirectes. Ce mode de raisonnement s'acquiert essentiellement par la pratique approfondie de la géologie sur le terrain. Pour le moment, aucun outil numérique ne remplace les périodes particulièrement formatrices que les futurs ingénieurs-géologues passent à résoudre des problèmes concrets, complexes et mal définis sur le terrain.

Comme il y a cent ans, la valeur ajoutée de l'ingénieur-géologue réside dans son sens de l'observation, son esprit de synthèse et sa capacité à décider et agir.

Textes de Géologie de l'Ingénieur

INTRODUCTION

Dans cette deuxième partie de l'ouvrage « Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives – Les 50 ans du CFGI », ce deuxième chapitre réunit des textes spécialement écrits pour cet ouvrage ou récemment publiés dans des revues scientifiques.

Dans ce deuxième chapitre, avec seize textes, sont ainsi illustrés les grands sujets suivants : i) Géologie de l'ingénieur et risques naturels : évaluation des aléas, analyses, retours d'expérience, prévention, confortements, surveillance, management des risques ; ii) Géologie de l'ingénieur et ouvrages : apports de l'observation et de la modélisation dans la conception et la réalisation des ouvrages géotechniques, nouvelles lignes de métro du Grand Paris, ouvrages écrêteurs de crues, interaction entre écoulements des nappes et urbanisme souterrain, stockages souterrains ; iii) Géologie de l'ingénieur et missions d'ingénierie géotechnique.

Enfin trois textes à visée pédagogique, orientés vers le monde étudiant, mais utiles aussi, on veut le croire, à la profession d'une façon générale, sont relatifs, pour le premier : aux principaux types de formations meubles ou superficielles en France, pour le deuxième : aux sols indurés et roches tendres, pour le troisième : à d'importantes problématiques de Géologie de l'ingénieur.

1. MÉCANISMES DES MOUVEMENTS DE VERSANTS : QUELQUES CONSIDÉRATIONS SUR LA RUPTURE, LA SURVEILLANCE ET L'ÉVALUATION DES ALÉAS

*Jean-Louis Durville*¹²

A l'échelle des temps géologiques, tous les versants sont voués à reculer et à s'aplanir, selon des modalités variées : depuis une érosion progressive, grain après grain, jusqu'à des mouvements en masse impliquant des millions de mètres cubes ; par une suite de retouches s'étalant sur des milliers d'années, ou par des phénomènes brutaux, survenant par exemple lors d'un fort séisme.

A notre échelle, les mouvements de versants – glissements, éboulements, etc. – se produisent épisodiquement, à un endroit ou à un autre, avec des conséquences parfois dramatiques, mais une remarque doit être faite en parallèle : tous les versants subissent des déformations avec le temps. Il peut s'agir de phénomènes de fluage (déformation lente d'un matériau sous effort constant, ici la pesanteur), d'évolutions liées à des modifications progressives des terrains (dissolution, altération) ou de l'environnement (érosion du pied d'un versant, croissance des racines dans les fractures d'une paroi rocheuse, par exemple). Ces déformations peuvent se développer pendant des années ou des siècles, en restant limitées, mais elles constituent une « préparation » du versant à des évolutions plus brutales, ce que l'on appelle les « mouvements de versants ».

1.1. Les mécanismes des mouvements de versants

Les mécanismes et processus de déformation et rupture des masses instables, massifs de sols ou de roches, sont très variés. Notons qu'un grand déplacement de matière est nécessairement lié à une rupture du terrain : détachement d'un bloc de paroi rocheuse qui prend une trajectoire aérienne, glissement sur une surface de rupture en cisaillement.

Quelques mécanismes simples ont été identifiés depuis longtemps :

- glissement plan : sur une discontinuité rocheuse, sur un lit argileux (Fig. 1), au niveau de l'interface entre substratum sain et frange altérée ;
- glissement dièdre sur deux discontinuités rocheuses ;
- glissement rotationnel dans les sols ;
- basculement d'une colonne rocheuse ;
- fauchage ou basculement de terrains présentant une famille de discontinuités prépondérante, d'orientation rentrant dans le massif.

1 (er) CGEDD : Conseil Général de l'Environnement et du Développement Durable

2 Ce texte est une version remaniée et complétée de l'article du même auteur paru dans la revue *Géologues* et cité en bibliographie



Figure 1 : Glissement sur un inter-banc argileux lors de l'ouverture d'un déblai à Villedieu-les-Poëles (Manche). Le pendage est de 14°. Cliché J-L. Durville

On rencontre souvent des mécanismes complexes, combinant les précédents. Par ailleurs, pour des sols à forte teneur en eau, des comportements s'apparentant à ceux de fluides visqueux peuvent apparaître : exemple d'un glissement argileux dégénérant en coulée boueuse.

La rupture d'un versant est guidée par les zones de faiblesse et les anisotropies du massif : discontinuités du massif rocheux, lit argileux, couche sableuse en charge, etc. En l'absence de telles zones, elle se développe avec un profil pseudo-circulaire suivant un processus de localisation progressive des déformations. Ainsi la configuration géologique et, en particulier, la géologie structurale jouent un rôle majeur dans le développement des mécanismes de rupture.

1.2. L'analyse de la stabilité

L'approche classique de la stabilité d'un versant est celle de l'analyse-limite : on se donne un (ou plusieurs) mécanisme de rupture et on évalue le facteur de sécurité correspondant, rapport F des efforts résistants mobilisables aux efforts moteurs, la bonne pratique exigeant que F soit supérieur à 1,3 ou 1,5 suivant les cas. Il est évident que la première phase de l'analyse, la détermination des mécanismes possibles, est essentielle.

Les terrains qui constituent les versants sont soumis à la pesanteur. Les contraintes qui règnent dans les versants résultent de cette force omniprésente et de la morphologie du versant, mais aussi du comportement mécanique des terrains et de leur histoire géologique, sans oublier le rôle des pressions hydriques. Ces contraintes ne sont jamais connues complètement et l'évaluation du degré de stabilité d'un versant, c'est-à-dire de sa « distance » par rapport à la rupture (au dépassement d'un critère de

rupture) est donc toujours approchée. Dans le cas simple du versant plan quasi-infini, la contrainte s normale à une facette perpendiculaire à la pente (Fig. 2) n'est pas connue, mais, dans ce cas simple, on peut évaluer le facteur de sécurité par rapport à un glissement plan parallèle à la pente, les contraintes correspondantes σ et τ étant, elles, bien déterminées et l'on a, dans le cas du sol purement frottant, en l'absence d'écoulement : $F = \text{tg}\varphi/\text{tg}\alpha$.

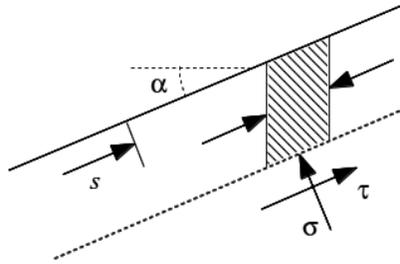


Figure 2 : Glissement sur pente infinie

On peut aussi estimer de façon empirique et approchée les contraintes le long d'une surface de rupture potentielle, circulaire par exemple ; c'est le principe de la plupart des méthodes de calcul de stabilité. Dans un terrain dont la résistance au cisaillement est caractérisée par un couple (c, φ) , l'analyse dimensionnelle montre que, pour une pente de hauteur h , F dépend de $c/\gamma h$ et de $\text{tg}\varphi$ (γ est le poids volumique du terrain). Il apparaît ainsi que, toutes choses égales par ailleurs, le rôle de la cohésion c diminue, et donc aussi le facteur de sécurité, lorsque les dimensions du versant augmentent ; mais ce raisonnement de physicien ignore qu'un versant réel, compte tenu de son histoire géologique, présente des hétérogénéités à différentes échelles qui viennent perturber les lois théoriques de similitude.

Une autre inconnue est le régime des pressions interstitielles. En particulier, l'existence d'une nappe en charge est un facteur fortement déstabilisant. Dans le cas de la pente infinie de la figure 2, on sait que le coefficient de sécurité F est réduit de moitié environ lorsque la nappe est au terrain naturel ; il peut l'être encore plus dans le cas d'une nappe en charge.

Tous les outils courants de calcul de stabilité supposent que le terrain est un milieu continu. D'autres méthodes permettent de prendre en compte des discontinuités majeures, le milieu étant assimilé à un assemblage de blocs. Une modélisation mixte, où la rupture se développe à la fois dans la matrice et le long de discontinuités, est plus rarement effectuée, bien que cette situation soit assez fréquente.

Rappelons enfin que ces méthodes d'analyse-limite ne s'intéressent pas aux déformations et ne connaissent que deux états : équilibre ou déséquilibre. Autrement dit, un mouvement étant amorcé (F voisin de 1), on ne peut rien prévoir pour la suite.

1.3. Le déclenchement de la rupture et sa prévision

Qu'est-ce qui fait que la rupture « franche » se produit à un moment donné, c'est-à-dire, pour simplifier, que le coefficient de sécurité passe en dessous de 1 ? Quatre principaux facteurs entrent en jeu :

- modifications de géométrie induisant un déséquilibre des masses (érosion ou terrassement en pied, surcharge en tête, processus auto-accélération comme le basculement) ;
- augmentation des pressions hydrauliques, liées à des précipitations exceptionnelles, à une fonte des neiges importante, à des fuites de canalisations, à des épisodes de gel-dégel ;
- secousses sismiques, vibrations liées à l'activité humaine : ajout de forces d'inertie déstabilisantes ;
- dégradation de la résistance du terrain, par suite de la déformation cumulée (notion de résistance de pic et de résistance résiduelle), de la fatigue (développement de la fissuration avec le temps), de l'altération des matériaux, de la saturation de sols non saturés ou de la liquéfaction de sables sous séisme.

Ces facteurs défavorables exercent leur action dans des échelles de temps variées, parfois très brèves comme le séisme, parfois très progressives comme l'effet de fatigue sur un pont rocheux. La notion de rupture devrait donc être précisée : le phénomène majeur est toujours précédé d'une phase de déformation pouvant inclure des ruptures locales et de faible ampleur, ce qui peut permettre de « voir venir » la rupture franche. Ainsi, il est fréquent qu'un éboulement rocheux important soit précédé de petites chutes de pierres, témoignant d'un mouvement précurseur que personne n'aurait décelé en l'absence de ces chutes. De façon générale, on peut avancer que cette phase d'amorce de mouvement est d'autant plus longue que le volume en jeu est important : on n'imagine pas plusieurs millions de m³ se mettre en mouvement en quelques secondes... Sans doute faudrait-il être plus précis et considérer :

- une phase de déformations faibles à vitesse plus ou moins constante, qui peut durer des années, des dizaines d'années, voire plus, témoignant d'une quasi-égalité entre forces motrices et forces résistantes ; un exemple est donné par la Barre des Fêcles à Nantua (Ain) (Fig. 3) : cet énorme panneau calcaire s'est détaché du plateau en glissant sur les marnes sous-jacentes et son mouvement est de l'ordre du cm/an ;
- une phase d'accélération, d'autant plus longue que la masse en jeu est importante, faisant suite à un déséquilibre des forces progressif ou brutal.
- Une analogie est souvent faite avec le comportement au fluage d'éprouvettes de roche. La figure 4 montre ainsi deux essais de fluage sur du gypse ludien de la région parisienne, montrant la phase de fluage à vitesse constante et la phase d'accélération jusqu'à la rupture.



Figure 3 : La Barre des Fêcles à Nantua : panneau calcaire glissant lentement sur les marnes jurassiques (cliché J-L. Durville)

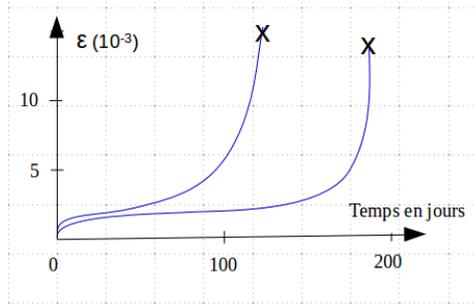


Figure 4 : Deux courbes de fluage de gypse du Ludien, chargé à 40% de la résistance en compression uniaxiale (estimée)

Si une amorce de mouvement est identifiée, un suivi instrumental du phénomène peut être mis en place. La prévision de la date de rupture demeure cependant très difficile et la surveillance reliée à un système d'alerte reste une stratégie délicate de gestion du risque : un exemple récent est donné par le glissement du Chambon en Isère (Dubois *et al.*, 2016). La surveillance peut s'appuyer sur la mesure :

- de déplacements ou de déformations (topographie de surface, inclinométrie en forage, etc.) ;
- de facteurs influents, principalement la piézométrie, toujours difficile à mesurer dans les massifs rocheux, et les précipitations.

Des méthodes simples d'extrapolation permettent, dans l'hypothèse d'une phase d'accélération finale régulière, de prévoir la date de divergence, par exemple en traçant l'inverse de la vitesse en fonction du temps. Pour des phénomènes plus complexes, une telle prédiction se révèle fort incertaine : la figure 5 montre les prévisions que l'on pouvait faire avec cette méthode à Séchilienne (Isère) en fin 2012, soit une rupture

majeure vers 2014, alors que le phénomène a au contraire ralenti depuis cette date. L'extrapolation empirique de séries de mesures doit être en permanence actualisée...

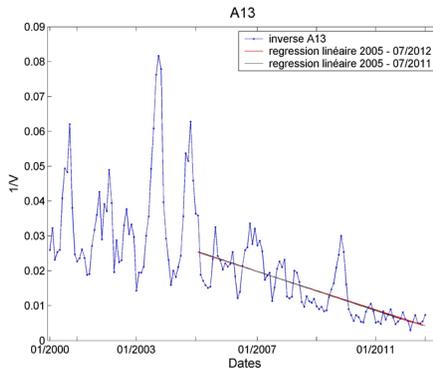


Figure 5 : Méthode de l'inverse des vitesses : cas de Séchilienne (données et graphique du CEREMA de Lyon)

Pour des mouvements fortement influencés par les pressions hydriques, et donc indirectement par les précipitations, il est en général possible d'établir une relation entre le facteur d'influence et le mouvement, à condition de disposer de mesures sur une durée suffisante. Ce type de modèle (par exemple : $V(n) = f(P_{n-1}, P_{n-2})$, avec $V(n)$ = vitesse de déplacement au temps n , et P_n = hauteur de pluie au temps n) permet une prévision d'évolution, mais la rupture ou la « divergence » est, par construction, hors champ. Toutefois, le fait qu'à un moment donné, les mesures s'écartent notablement de la loi calée sur une période de quelques mois ou quelques années, peut être interprété comme l'amorce d'une évolution divergente. On peut aussi tenter de séparer les fluctuations saisonnières et la tendance, et appliquer à celle-ci des méthodes d'extrapolation comme l'inverse de la vitesse.

Le suivi pluriannuel de mouvements de grande ampleur comme Séchilienne (Isère) ou La Clapière (Alpes-Maritimes) révèle une interaction complexe entre cinématique et hydraulique souterraine : outre l'influence des pressions d'origine hydraulique sur le mouvement, la grande déformation du massif induit des ouvertures ou fermetures de chemins de drainage et l'effet des précipitations s'en trouve diminué ou amplifié (Merrien-Soukatchoff *et al.*, 2018). À La Clapière (tableau 1), la réactivité du glissement aux précipitations a crû au cours des années 80 et a brusquement chuté (ouvertures facilitant le drainage). Puis elle a continué à décroître, plutôt alors par effet de la diminution du moment moteur suite aux grands déplacements.

Année	86/87	87/88	93/94	96/97	00/01	01/02	02/03
D	7,7	12,4	5,1	6,2	6,8	0,6	0,2
P	0,72	1,05	1,22	1,16	1,61	0,685	0,76
D/P	10,7	11,8	4,2	5,3	4,2	0,9	0,26

Tableau 1 : Glissement de La Clapière (cible n° 23). Déplacement annuel D en mètres. Hauteur de précipitations P (pluie + neige) annuelle en mètres.

Pour clore ce paragraphe sur la rupture et sa prévision, il est opportun de rappeler que l'observation périodique du terrain reste essentielle car elle apporte des informations complémentaires, tout aussi riches que celles des séries de mesures : apparition de nouvelles fissures démontrant l'extension du phénomène vers l'amont ou un fractionnement de la masse en mouvement, venues d'eau après des précipitations, etc.

1.4. L'évolution post-rupture

La rupture franche est suivie d'un déplacement des masses qui peut être plus ou moins important, parfois à grande vitesse, et ceci conduit à décomposer l'évaluation de l'aléa en rupture initiale et propagation. Si la déformation initiale du terrain ou la rupture sont dommageables lorsqu'elles se produisent par exemple sous un ouvrage rigide, elles restent sans grande conséquence en zone naturelle. Un déplacement d'ordre métrique peut quand même poser certains problèmes, mais c'est le passage à une évolution catastrophique, en termes de vitesse et de distance parcourue, qui est le plus redoutable. Aujourd'hui, à Séchilienne (Isère), certains points ont parcouru 25 m cumulés depuis le début des mesures, et bien plus depuis le début des mouvements (il y a donc eu des ruptures mécaniques !), sans toutefois que l'on ait assisté à un éboulement catastrophique.

L'occurrence d'un mouvement de versant (glissement de sol meuble, éboulement rocheux) se traduit par la perte d'altitude d'une certaine masse M de terrain. Soit U_0 l'énergie potentielle de départ : $U_0 = Mgz_0$, où z_0 est l'altitude du centre de gravité de la masse M . L'énergie potentielle à un instant t au cours du mouvement s'écrit : $U(t) = Mgz(t)$. La perte d'énergie potentielle : $\Delta U(t) = U_0 - U(t)$ est contrebalancée par :

- un gain d'énergie cinétique $K(t)$;
- une consommation d'énergie sous forme de déformation, de rupture et de production de chaleur (frottement interne ou basal).

Ce dernier élément montre l'importance de la géométrie de la surface de glissement, et donc des structures géologiques : si cette surface est cylindrique circulaire ou plane, seul le frottement basal intervient ; pour d'autres géométries, des déformations et ruptures internes sont inévitables.

Cette description énergétique des phénomènes est illustrée par l'analogie avec un bloc qui glisse en frottant sur une pente, proposée par A. Heim en 1932 (Fahrböschung) pour l'estimation de la distance de propagation des avalanches rocheuses (Fig. 6). L'application de la Fahrböschung suppose que l'on puisse déterminer un angle de frottement « équivalent » et que celui-ci reste constant au cours du mouvement, deux hypothèses qui ne sont en général vérifiées que très approximativement.

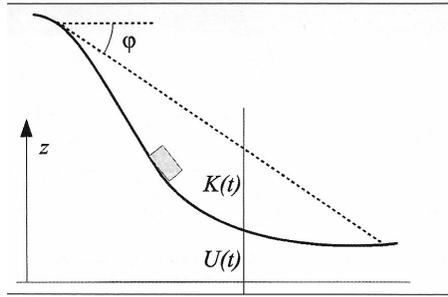


Figure 6 : La méthode du Fahrböschung (angle de frottement ϕ).

La rétro-analyse de nombreux mouvements de terrain majeurs, avalanches rocheuses notamment, montre que cet angle de frottement est statistiquement d'autant plus faible que le mouvement de versant est de grande ampleur, ce qui conduit à imaginer des processus particuliers à l'interface avec le sol fixe (vaporisation d'eau interstitielle) ou dans la masse mobile (fluidisation) pour ces phénomènes hors norme.

Donnons deux exemples extrêmes de répartition de l'énergie :

- bloc de 2 tonnes tombant d'une falaise verticale de 50 m de haut : son énergie cinétique à l'arrivée est d'environ 1 MJ, égale à l'énergie potentielle initiale, et cette énergie se transforme instantanément lors de l'impact en énergie de déformation/rupture (avec émission d'ondes sismiques) et chaleur ;
- glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes (environ 50 hm³) : au plus fort du mouvement, en 1987-1988, avec une vitesse de 10 cm/jour, l'énergie cinétique était très faible, de l'ordre de 0,1 J, mais l'énergie potentielle consommée chaque jour était supérieure à 1 GJ.

Ces exemples montrent l'importance de l'énergie initiale disponible bien sûr, mais aussi de la proportion de cette énergie qui va être, de façon transitoire, transformée en énergie cinétique : malgré les craintes que l'on pouvait avoir à l'époque, cette proportion est restée extrêmement faible à La Clapière et l'accélération catastrophique ne s'est pas produite.

Se pose donc la question de l'évolution « catastrophique » : qu'est-ce qui fait qu'une masse instable sur un versant va prendre des vitesses importantes et parcourir une grande distance ? Ou au contraire se déplacer sur une distance limitée et à faible vitesse ? Ce qui n'est pas la même chose en termes de risques, en particulier pour les vies humaines !

On pourrait multiplier les exemples qui illustrent la diversité des situations ; en voici quatre :

- le glissement du Mont Toc (Italie), qui a mobilisé 250 hm³ en 1963 et fait 2000 victimes : si les spécialistes avaient bien observé l'amorce de la rupture,

ils n'imaginaient pas que la masse en mouvement arriverait dans le lac de retenue avec une vitesse estimée *a posteriori* à 60 km/h, provoquant une énorme vague qui est passée par-dessus le barrage (Castanier G., 2011) ;

- le glissement d'Arette, dans les Pyrénées, qui a mobilisé 5 hm³ pendant quelques mois en 1982-1983, avec des vitesses ne dépassant pas 1 m/jour ;
- le glissement du Plateau d'Assy, en 1970, qui s'est transformé en coulée rapide de 50 000 m³ environ et a détruit un sanatorium, faisant 71 victimes (Antoine *et al.*, 2011).
- A Roquebillière (Alpes-Maritimes), une coulée boueuse, d'un volume évalué à 150 000 m³ environ, a fait 19 victimes en 1926 (Fig. 7). Des fissures étaient apparues la veille en haut du versant, témoignant d'une rupture initiale, mais c'est la transformation en coulée qui a causé les victimes 300 mètres plus bas (Méneroud, 1976). Pourquoi cette évolution ? Rupture d'un karst gypseux en charge ? Pressions d'eau brutales le long d'une faille conductrice ?

Dans ces deux derniers exemples de glissements-coulées, un apport d'eau soudain, avec pressions importantes sous des formations superficielles, peut constituer l'impulsion initiale et ensuite engendrer une transformation rhéologique du sol en masse fluide. La mise en charge brutale d'un réseau karstique a été évoquée pour expliquer la coulée du Plateau d'Assy (calcaires sous éboulis et moraines), celle de Roquebillière (gypse triasique sous moraines) ou la coulée de Sarno en Italie (calcaires recouverts de cendres volcaniques, Fig. 8) qui fit plus d'une centaine de victimes (BRGM, 1998). Dans ces quatre cas, la distance de propagation importante et le risque pour les personnes situées assez loin à l'aval n'étaient pas envisagés. Ces exemples illustrent aussi l'importance essentielle de l'analyse hydrogéologique d'un site à risque d'instabilité (Chapeau & Durville, 2005).



Figure 7 : La coulée de Roquebillière en 1926.

Les principes de la mécanique sont incontournables et toute accélération d'une masse bien définie, par rapport à un régime à vitesse constante, est imputable à une augmentation des efforts moteurs (par exemple, accroissement de la composante motrice liée à l'augmentation de la pente du versant) ou à une diminution des efforts résistants, qui peuvent avoir plusieurs causes : passage de la résistance de pic à la

résistance résiduelle, ou du frottement statique au frottement dynamique, changement radical de rhéologie (transformation d'un glissement en coulée visqueuse par augmentation de la teneur en eau du sol, « fluidisation » turbulente d'une avalanche rocheuse...). Inversement, le ralentissement peut être lié à la diminution de la pente moyenne ou à une augmentation de la résistance au cisaillement, par exemple si les pressions interstitielles se dissipent au cours de la propagation.



Figure 8 : Glissements découpant les versants et formant des coulées dans les talwegs de Sarno (Italie, 1998)

Dans le cas des chutes de blocs avec trajectoire en partie aérienne, des outils de « trajectographie » permettent des estimations correctes des distances parcourues. Pour des phénomènes de type glissement, ou pour des instabilités de très grande ampleur, nous manquons de méthodes d'analyse fiables pour évaluer d'une part le risque d'une « divergence » et d'autre part, si divergence il y a, la distance de propagation.

1.5. L'analyse des aléas et des risques

Dans le cas de phénomènes de grande ampleur et présentant des risques importants par les enjeux concernés, la prévision du comportement futur est souvent très difficile. Les incertitudes sur l'évolution du phénomène conduisent à établir plusieurs scénarios, si possible en les hiérarchisant dans le temps, et à préparer les réponses de la collectivité (évacuation d'un hameau, fermeture d'une route, etc.) aux différents scénarios. En fonction des évolutions constatées, certains scénarios se révèlent de fausses pistes et l'on se focalise alors sur d'autres.

L'utilisation de scénarios d'évolution prévisible est particulièrement adaptée lorsque peuvent se succéder des phénomènes en cascade : régression amont importante suite à un premier mouvement, éboulement formant un cône de débris barrant un cours d'eau (puis formation d'une lave torrentielle, par exemple), etc.

La stratégie de la surveillance et de l'alerte, lorsqu'elle est pratiquée, doit être menée avec une grande rigueur et, au-delà de l'exploitation des courbes d'évolution, l'avis du géologue doit être requis périodiquement.

Pour des phénomènes d'ampleur plus modeste, l'approche classique consiste à se reposer sur un coefficient de sécurité suffisant (*cf.* § 2), après éventuelle mise en place d'un dispositif de stabilisation ou de protection. Ce coefficient de sécurité peut être modulé en fonction de l'importance des enjeux menacés.

Lorsque l'on se place à l'échelle d'une commune ou d'un ensemble de communes, la cartographie d'aléa est le préalable à l'analyse des risques. Compte tenu de l'échelle, les calculs mécaniques sont inadaptés et la méthode repose sur l'identification de facteurs défavorables permanents puisque, dans cette approche, les facteurs de déclenchement mentionnés ci-dessus ne sont pas pertinents. Ces facteurs permanents sont typiquement la nature des formations et les accidents géologiques, la morphologie des versants, les eaux souterraines (CFG, 2000). Leur cartographie et la synthèse qui peut en être faite permettent de réaliser, compte tenu des événements connus du passé, une cartographie de « prédisposition » aux mouvements de terrain. Ce travail est le plus souvent réalisé « à dire d'expert », et l'expérience du géologue est ici encore fondamentale. Comme on l'a vu plus haut, l'estimation de la distance de propagation est très délicate ; quant aux échéances temporelles, elles sont tout aussi problématiques, ce qui laisse les décideurs souvent insatisfaits...

1.6. Références bibliographiques

- Antoine P., Debelmas J., Durville J.-L., 2011. *Aux origines de la réglementation française actuelle en matière de mouvements de terrain : la coulée du Plateau d'Assy en 1970*. In Géologie de l'Ingénieur – Engineering Geology, Hommage à Marcel Arnould. Presses des Mines, p. 185-199.
- BRGM, 1998. *Mission française de retour d'expérience à Sarno (Italie)*. Rapport R-40235-FR, 44 p.
- Castanier G., 2011. *Le glissement de Vajont, ses enseignements et ses retombées pour EDF et les exploitants de barrages*. In Géologie de l'Ingénieur – Engineering Geology, Hommage à la mémoire de Marcel Arnould. Presses des Mines, p. 105-122.
- Chapeau C., Durville J.-L., 2005. *L'eau et les glissements de terrain*. Géosciences n° 2, BRGM, p. 72-79.
- Coll., 1996. *Risques générés par les grands mouvements de versants. Recommandations*. Programme Interreg I Italie-France. 207 p.
- Comité Français de Géologie de l'Ingénieur, 2000. *Caractérisation et cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain. Guide technique*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Collection Environnement, Risques naturels, 90 p.

- Durville J.-L., 2014. *Mécanismes des mouvements de versants : où en est-on de la compréhension des facteurs qui interviennent, donc des indicateurs à suivre ?* Géologues, n° 182, p. 55-59.
- Méneroud J.-P., 1976. *Le glissement de Roquebillière (Alpes-Maritimes)*. Bull. Lab. Ponts et Ch., Spécial II, p. 118-124.
- Dubois L., Dauphin S., Rul G., 2016. *Le glissement du Chambon : évolution du phénomène et gestion de crise*. Rev. Fr. Géotech., 148, 2.
- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2010. *Prévention et stabilisation des glissements de terrain. Conception, mise en œuvre et maintenance des dispositifs*. Collection Environnement Risques naturels, 161 p.
- Merrien-Soukatchoff V., Durville J.-L., Fleurisson J.A., 2018. *Stabilité des pentes rocheuses. In Mécanique des roches : défis et enjeux*. F. Pellet éd., Presses des Mines, p. 197-244.

2. BARCELONNETTE, UNE COMMUNE DES ALPES-DE-HAUTE-PROVENCE FACE AUX RISQUES NATURELS : L'EXPÉRIENCE D'UN MAIRE

Roger Cojean¹, sur la base d'un entretien avec Jean-Pierre Aubert

Jean-Pierre Aubert, natif de l'Ubaye, a été maire de Barcelonnette de mars 2008 à mars 2014. Il fut maire de Jausiers, commune voisine, de 1989 à 2008. La Rédaction de la revue *Géologues* l'a interrogé sur son expérience de maire face aux risques naturels.

2.1. Les risques naturels dans le bassin de Barcelonnette

La vallée de l'Ubaye et le bassin de Barcelonnette (Fig. 1) en particulier sont sujets à différentes catégories de risques naturels. Rappelons les contextes géologique, géomorphologique et climatique de la vallée afin de planter le décor !

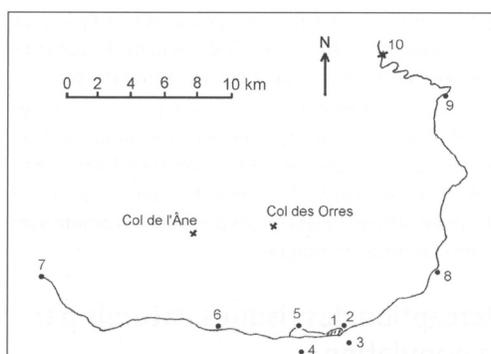


Figure 1 : Localisation de la commune de Barcelonnette en vallée de l'Ubaye.

1. Barcelonnette, 2. Faucon-de-Barcelonnette, 3. Enchastrayes, 4. Uvernet-Fours, 5. St-Pons, 6. Les Thuiles, 7. Le Lauzet-Ubaye, 8. Jausiers, 9. Saint-Paul-sur-Ubaye, 10. Col de Vars

La région de Barcelonnette est bien connue des géologues pour ses nappes de charriage : nappes des Flyschs à Helminthoïdes, dites aussi nappes de l'Embrunais-Ubaye, où l'on distingue la nappe de l'Autapie et la nappe du Parpaillon. Ces nappes sont constituées de flyschs, formations géologiques à prédominance de bancs calcaires, de grès et de schistes. Elles comportent à leur base des lambeaux tectoniques et reposent sur des terrains variés, dits autochtones.

Dans le bassin de Barcelonnette, les terrains autochtones sont principalement représentés par des marnes du Jurassique supérieur, appelées « Terres noires » et précisément datées du Callovo-Oxfordien. C'est l'enfoncement quaternaire des

¹ MINES ParisTech, PSL Research University, Centre de Géosciences

vallées qui a, par la suite, ouvert la « fenêtre de Barcelonnette », laissant au sommet des versants des reliefs majestueux, en grande partie constitués par des éléments de ces nappes de charriage. À mi-versant et en fond de vallée, l'érosion a largement excavé les « Terres noires » sous-jacentes, marnes sensibles au ravinement et aux glissements de terrain. Durant tout le Quaternaire, le glacier de l'Ubaye a profondément incisé cette vallée, y déposant des amas de moraines en divers endroits, puis l'activité torrentielle y a apporté les dernières retouches, parfois spectaculaires. Ainsi, après la dernière glaciation du Würm, de -15 000 ans environ à nos jours, de nombreux torrents, parmi lesquels le torrent du Riou-Bourdoux est le plus connu, ont transformé les paysages, échantonnant fortement leurs bassins de réception, construisant de vastes cônes de déjection en fond de vallée, alimentant le transport solide de l'Ubaye vers l'aval (Fig. 2).



Figure 2 : Vue du glissement-coulée de La Valette (partie centrale de la photo). Au premier plan : le cône de déjection du torrent de La Valette, le torrent marquant la limite entre les communes de Barcelonnette à droite et de Saint-Pons à gauche. En partie supérieure de la photo : contact entre les nappes de l'Embrunais-Ubaye (crêtes brun clair et premières prairies) et les terrains autochtones représentés par les marnes du Callovo-Oxfordien ou Terres noires (photo G. Le Mignon, 2014).

La commune de Barcelonnette est sujette à de nombreux glissements de terrain évoluant souvent en coulées boueuses. C'est aussi le cas de plusieurs communes voisines appartenant à la Communauté de Communes Vallée de l'Ubaye (CCVU), parmi lesquelles : Faucon de Barcelonnette, Enchastrayes et Jausiers vers l'amont de Barcelonnette, Uvernet-Fours et Saint-Pons vers l'aval.

Ainsi le glissement-coulée de la Valette (communes de Barcelonnette et de Saint-Pons), apparu dans les flyschs des nappes de l'Embrunais et dans les marnes jurassiques (les Terres noires), concerne près de 5 millions de m³ (voir figure 2). Ces marnes, à l'affleurement sur une grande partie de la commune de Barcelonnette, donnent lieu à des reliefs caractéristiques en « *bad-land* » sur les pentes relativement fortes. Sur des pentes de faible inclinaison, l'eau imprègne les terrains et les conditions favorables aux phénomènes de glissement-coulée sont présentes, avec développement d'une végétation hygrophile et apparition de sources, caractéristiques des « sagnes ». L'eau joue un rôle très important dans la déstabilisation de ces terrains.

Déclenché au printemps 1982, le glissement de La Valette a marqué l'histoire récente des communes de Barcelonnette et de Saint-Pons. Jusqu'en 1988, plusieurs coulées boueuses se sont déclenchées depuis le front du glissement, sur une longueur de 500 m environ, nécessitant des travaux de drainage et la construction d'un piège à matériaux en aval, avec une capacité de stockage de 100 000 m³, juste en amont de la zone habitée située sur le cône de déjection du torrent de La Valette. Depuis, ce secteur est sous la surveillance des services RTM (Restauration des Terrains en Montagne) de l'ONF.

La commune de Barcelonnette comporte d'autres zones de versant instable, affectées par des glissements de terrain, des coulées boueuses ou des phénomènes de solifluxion qui rendent beaucoup de terrains impropres à la construction. On citera le glissement de l'Adroit, ainsi que les glissements et coulées boueuses de Super-Sauze et de Poche, tous mouvements de versant faisant l'objet de nombreux travaux de recherche depuis plus de 30 ans. Certains d'entre eux sont soumis à une surveillance permanente dans le cadre de l'Observatoire National OMIV² dont l'objectif est de mieux comprendre les mécanismes de ces mouvements gravitaires ainsi que leurs facteurs de déclenchement afin d'adapter en conséquence la gestion des risques associés.

La région de Barcelonnette est aussi, depuis le XIX^e siècle, connue pour l'activité de ses torrents, en particulier le Riou-Bourdoux dont le bassin versant se situe sur la commune de Saint-Pons, immédiatement en aval de la commune de Barcelonnette (Fig. 3). Des travaux spectaculaires ont été engagés dès les années 1860 par P. Demontzey, directeur de l'Inspection Générale de la Restauration des Terrains en Montagne : drainage des terrains, engazonnement et boisements des pentes instables, correction du chenal d'écoulement du torrent avec construction de nombreux seuils et barrages permettant d'assagir les écoulements et d'atténuer leur action érosive. D'autres torrents de la vallée de Barcelonnette ont fait l'objet de traitements semblables. C'est le cas des torrents de Faucon, des Sanières, du Riou-Chanal et du Bourget.

2 Observatoire Multidisciplinaire des Instabilités de Versants, labellisé CNRS-INSU (Institut National des Sciences de l'Univers)



Figure 3 : Le torrent du Riou-Bourdoux : vue sur quelques uns des seuils régularisant l'écoulement torrentiel ; formes d'érosion dans les marnes du Callovo-Oxfordien ; pentes boisées. Les crêtes sont découpées dans les flyschs des nappes de l'Embrunais (photo R. Cojean, 2010).

Sur le plan du risque sismique, la commune de Barcelonnette, selon le « Nouveau zonage sismique de la France » (2010), se situe dans une « zone de sismicité moyenne », zone de plus forte sismicité en France métropolitaine. Adolescent en 1959, Jean-Pierre Aubert rappelle qu'il avait bien senti le séisme de Saint-Paul-sur-Ubaye (magnitude 5,5), à l'origine de la destruction du toit de l'église de cette localité. La région est connue pour une activité sismique sous forme « d'essaims de séismes » se manifestant pendant plusieurs mois ou plusieurs années, comme le souligne le réseau Sismalp avec plusieurs séismes de magnitude < 3 dans les années 2003-2004 et 2012-2013 à La Condamine -Châtelard. Le 7 avril 2014, un nouveau séisme, de magnitude 5,3 (source : CEA/LDG³) a été enregistré à Saint-Paul-sur-Ubaye et fortement senti à Barcelonnette, située à environ 15 km de l'épicentre.

La région de Barcelonnette est soumise à un climat montagnard, avec des influences méditerranéennes fortes. On y compte en moyenne 300 jours de soleil et seulement 700 mm de précipitations par an. La vallée de l'Ubaye, rivière impétueuse, est souvent grossie par des épisodes orageux ou la fonte des neiges, avec de fortes crues, parfois brutales. Une crue majeure est connue en 1856, sans beaucoup de renseignements dans les archives de la vallée. La crue de 1957, de période de retour centennale, fut la dernière crue de nature catastrophique, l'eau arrivant au premier étage des maisons à Jausiers, se souvient Jean-Pierre Aubert (Fig. 4). Elle aurait atteint près de 500 m³/s à Barcelonnette,

3 Commissariat à l'Énergie Atomique - Laboratoire de Détection et de Géophysique.

détruisant la digue en rive droite et inondant le centre-ville. Les crues de 1977, 1994, 2000 et mai-juin 2008 (cruve cinquantennale) sont présentes dans les mémoires. Le syndicat mixte de protection contre les crues du bassin de l'Ubaye et de l'Ubayette a fait réaliser en 2009 une étude hydraulique et morphologique de la vallée afin de mieux définir des actions, des règles de gestion et des consignes d'entretien du lit de la rivière.



Figure 4 : Cruve de l'Ubaye à Jausiers, Grand rue, 1957 (© Musée de Jausiers).

La région de Barcelonnette est aussi un centre de loisirs et de tourisme alpin, estival et hivernal avec ses stations de ski : Sauze, Super-Sauze, Pra-Loup, Sainte-Anne. L'attention des touristes, fréquentant les domaines skiables l'hiver, est attirée sur les risques d'avalanche comme dans toute station de montagne.

2.2. Perception des risques naturels par la population

Jean-Pierre Aubert nous indique combien les habitants de la vallée sont concernés par les risques naturels, peut-être un peu résignés pour les plus anciens, habitués à faire face aux éléments naturels. Glissements de terrains et coulées boueuses, éboulements rocheux, laves torrentielles, inondations, risque sismique, avalanches, voire vidange de lacs glaciaires en Haute-Ubaye font partie du vécu de la population et des services publics.

Quand Jean-Pierre Aubert fut élu maire de Jausiers en 1989, la commune était « en faillite » selon son expression. La vie était encore très dure dans les campagnes et les fermes. Pour les plus anciens, les risques naturels étaient, à cette époque, considérés comme faisant partie de la vie normale. C'était un risque accepté par beaucoup. En même temps, une certaine déprise agricole et le développement de l'habitat à l'écart des centres-villes conduisaient à l'abandon de l'entretien de parcelles anciennement gérées par des agriculteurs. Ainsi, des ouvrages de drainage sur les Hauts de Barcelonnette n'ont plus été entretenus, voire des dispositifs de drainage à l'échelle

d'un versant entier désorganisés, avec les conséquences que l'on peut imaginer sur des réactivations de glissements de terrain superficiels ou profonds.

Progressivement les risques naturels sont considérés dans « l'aménagement de l'espace » et les documents d'urbanisme, parmi lesquels les Plans d'occupation des sols (POS) devenus Plans Locaux d'Urbanisme (PLU), ont dû prendre en compte ces risques dans les projets de développement régional ou communal. Les populations elles-mêmes, sans toujours garder la mémoire des événements passés, sont devenues plus exigeantes sur le plan de la sécurité face aux risques naturels.

Maire de Jausiers de 1989 à 2008, Jean-Pierre Aubert rappelle qu'il a engagé des actions déterminantes face au risque d'inondation de la commune, ravagée une fois par siècle en moyenne. Décision fut prise par le Conseil municipal de protéger Jausiers par référence à la crue centennale, en réalisant une digue suffisamment haute en rive droite de l'Ubaye (le centre-ville se développant principalement en rive droite), en élargissant le lit de la rivière et en surélevant le pont sur l'Ubaye, en aménageant une zone d'expansion de crue en rive gauche de l'Ubaye avec plan d'eau et terrains agricoles.

Cet investissement, financé à 80% par l'État et 20% par la commune, a représenté un coût de 5 millions d'euros de l'époque. La crue très importante de 2008 (crue cinquantennale) est passée sans créer de dommages à Jausiers. Il faut rappeler qu'à Jausiers, l'Ubaye passe d'un débit moyen de 20 m³/s à 350 m³/s en crue centennale. La population fut très critique au départ sur ces investissements, considérant le risque comme lointain. En face des coûts annoncés, beaucoup d'hésitations s'exprimèrent. Les discussions, avec l'aide des administrations, permirent néanmoins de faire avancer le projet et de le mettre en œuvre. Un Musée de l'Eau fut par la suite créé à Jausiers par Jean-Pierre Aubert, contribuant ainsi à l'entretien des mémoires.

2.3. L'expérience d'un maire, la gestion des risques

La commune de Barcelonnette s'est d'abord dotée d'un PER, qui fut transformé en PPR⁴ en 2011, annexé au PLU⁵. Ce PPR prend en compte les risques d'inondations et de crues torrentielles, les écroulements et les chutes de pierres, les glissements de terrain, les avalanches, les séismes, le retrait-gonflement des sols argileux. Il délimite des zones inconstructibles et, dans son règlement, détaille des mesures de prévention pour les zones constructibles. L'efficacité de ces prescriptions est cependant limitée du fait du taux assez faible de renouvellement des constructions, les administrés étant par ailleurs réticents à engager des travaux de rénovation suffisants sur l'existant, dont l'impact sur la vulnérabilité du bâti ne se ferait sentir que des années ou des dizaines d'années après. Toutes ces situations rendent parfois le métier de maire difficile.

4 PER : Plan d'Exposition aux Risques Naturels ; PPR : Plan de Prévention des Risques Naturels.

5 Plan Local d'Urbanisme, ex-Plan d'Occupation des Sols (POS).

Jean-Pierre Aubert rapporte l'histoire d'un héritage partagé entre trois personnes, sous forme de trois parcelles jointives : deux des héritiers firent rapidement construire une maison sur leur parcelle, avant l'élaboration du PPR. Lorsque le troisième héritier se préoccupa de construire, sa parcelle était devenue inconstructible selon le PPR (de même d'ailleurs que les parcelles des deux autres héritiers). Était-ce une forme d'injustice, ou bien s'en trouvait-il ainsi mieux protégé dans ses projets ? Il semble que pour lui ce fut une injustice et il exprima son désarroi auprès du maire.

Le risque sismique dans la commune de Barcelonnette est géré en prenant appui sur la réglementation nationale qui impose des normes parasismiques. Les risques de glissement de terrain, de coulée boueuse et de lave torrentielle font l'objet d'une analyse au cas par cas, avec l'intervention des services de l'État spécialisés sur ce type de risque, et spécialement les Services RTM. Le risque d'inondation nécessite principalement des interventions à l'échelle de la vallée de l'Ubaye et Jean-Pierre Aubert rappelle l'intérêt majeur du Syndicat mixte de protection contre les crues du bassin de l'Ubaye et de l'Ubayette, syndicat qui s'est renforcé récemment par l'embauche d'un chargé de mission spécialisé sur le risque inondation. Pour ce syndicat, il y a la possibilité d'actions définies dans le cadre de la Communauté de Communes de la Vallée de l'Ubaye. Mettre aujourd'hui Barcelonnette à l'abri d'une crue centennale nécessiterait la construction de digues de 1,5 m de hauteur. La rivière disparaîtrait entre ces digues et le risque s'aggraverait pour l'aval, d'où la nécessité de protéger l'ensemble de la vallée avec plusieurs zones d'expansion de crues en différents secteurs. C'est un autre défi pour des maires des communes en amont de la vallée que d'expliquer à leurs administrés qu'il faut aménager l'amont pour protéger l'aval. Mais d'ores et déjà des mesures raisonnables peuvent être prescrites dans les PPR pour rendre moins vulnérables certaines habitations (installations électriques à protéger...) ou pour limiter les dommages sur de nouvelles constructions (maisons avec rez-de-chaussée surélevé en zone inondable...).

L'impossibilité de réduire à zéro les risques conduit à l'établissement de PCS⁶, correspondant à des plans de secours à l'échelle de chaque commune et à un plan de secours intercommunal. Dans cette perspective l'information du public est primordiale, rappelle Jean-Pierre Aubert, et une situation de crise doit se préparer au travers de la mise en œuvre de PSS⁷ et d'exercices à différentes échelles. Ce fut le cas avec l'exercice d'octobre 2013, réalisé sur 36 heures avec la Sécurité civile, prenant en compte le risque sismique et de glissement de terrain, avec un scénario de routes coupées et de blessés à évacuer et un centre de commandement établi au Centre d'accueil Séolane à Barcelonnette.

L'approche concertée au niveau de l'ensemble de la vallée a été défendue par Jean-Pierre Aubert dans le cadre d'un Plan de secours pour la Communauté de Communes Vallée de l'Ubaye (CCVU), fondée en 1993 et qui regroupe 14 communes. Les missions de la CCVU portent sur l'aménagement de l'espace, le développement

6 Plan Communal de Sauvegarde.

7 Plans de Secours Spécialisés.

économique, l'environnement, la culture, l'éducation, le sport et le tourisme. Au titre de l'aménagement de l'espace, la prise en compte des risques naturels et la gestion des situations de crise rentrent bien dans ses prérogatives. Jean-Pierre Aubert rappelle aussi l'importance de l'éducation au sujet des risques naturels, de la connaissance des règles simples de prévention et de l'apprentissage des bons réflexes en situation de crise, en cas d'inondation ou de séisme par exemple.

Enfin, l'attention est attirée sur l'application parfois trop tatillonne du principe de précaution, l'excès de normes, la judiciarisation croissante de la société qui peuvent entraîner un certain blocage de la société, décourager les bonnes volontés et entraver les actions volontaristes d'élus pourtant prêts à consacrer beaucoup de leur temps et de leur énergie au développement de leur commune et au bien-être de leurs habitants.

2.4. Une commune ouverte vers le monde de la recherche et de l'enseignement

Jean-Pierre Aubert a toujours fait preuve d'un grand enthousiasme dans ses missions de maire. À l'évidence, il y a le souci d'une bonne gestion administrative de la commune, avec une prise en compte la plus rigoureuse possible des risques naturels auxquels la commune doit faire face. C'était le sujet principal de cet entretien.

Il y a aussi la conviction de l'importance de l'éducation et de la formation à tous les niveaux : école primaire, collège, lycée pour ce qui concerne en particulier les risques naturels. Ainsi, sous son impulsion, le Lycée de Barcelonnette est devenu un Internat d'excellence, avec le soutien de l'État et de la Région, structure destinée à renforcer l'égalité des chances et rassemblant plus de 100 lycéens de la vallée de l'Ubaye et plus de 120 lycéens de quartiers de Marseille. Gageons que le cadre naturel de la vallée de l'Ubaye représente des conditions idéales pour éveiller de jeunes esprits à la beauté de la Nature et aussi aux dangers qu'elle peut présenter.

Jean-Pierre Aubert nous parle aussi volontiers du Centre d'accueil Séolane de Barcelonnette, structure installée sous son impulsion dans l'ancienne caserne du Quartier Craplet depuis 2009, structure d'hébergement et d'enseignement pour des groupes scolaires et des scientifiques (Fig. 5). Chercheurs en sciences de la Terre, en risques naturels et en biodiversité y sont accueillis. Depuis de longues années des scientifiques s'intéressaient à la vallée de l'Ubaye, véritable laboratoire à ciel ouvert pour naturalistes, géologues, botanistes... L'association Séolane a rapidement vu le jour avec l'organisation d'un colloque scientifique inaugural en septembre 2011, suivi par d'autres manifestations scientifiques. Des groupes d'étudiants et de chercheurs sont attendus tous les ans pour des stages de découverte géologique, botanique ou pour observer les étoiles avec l'installation en cours dans la vallée d'un hypertélescope.



Figure 5 : Excursion géologique dans la Haute-Ubaye. Groupe d'étudiants de l'École des Ponts ParisTech devant le glissement rocheux de Maljasset (photo R. Cojean, 2010).

Enfin Jean-Pierre Aubert souligne qu'il faut toujours « élargir pour mieux gérer ». Ainsi il a pu faire une demande d'adhésion de la commune de Barcelonnette au Parc National du Mercantour (en zone périphérique) en novembre 2013. Des communes voisines ont fait cette même démarche. Avec la demande d'inscription d'un Parc européen Mercantour (la France et l'Italie étant partenaires) au Patrimoine mondial de l'Unesco, ce sont de nouvelles perspectives de développement communal, avec de nouvelles activités touristiques, voire scientifiques, qui s'ouvrent pour le futur.

Remerciements

Remerciements à Jean-Pierre Malet (Université de Strasbourg, UNISTRA), Olivier Maquaire (Université de Caen) et Georges Guiter (Office National des Forêts - ONF) pour leur contribution à la relecture de l'article

Cet article a été publié dans la revue *Géologues* (N° 182, 2014). Nous remercions les auteurs et l'éditeur Société Géologique de France pour leur autorisation de publication dans l'ouvrage *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives*.

3. EXPERTISE EN SITUATION DE CRISE DU GLISSEMENT DU CHAMBON

Laurent Dubois¹, Samuel Dauphin¹, Marie-Aurélié Chanut¹, Geneviève Rul¹

3.1. Introduction

Le grand tunnel du Chambon était un ouvrage d'une longueur totale de 780 m situé sur la route départementale RD1091 (ancienne route nationale RN91), reliant Grenoble et Briançon par la vallée de la Romanche, et traversant une partie du versant nord de la retenue du barrage hydroélectrique du Chambon. Un tronçon d'un linéaire d'environ 30 m du tunnel connaissait depuis de très nombreuses années des désordres structurels notables. Le 10 avril 2015, le Conseil Départemental de l'Isère (CD38), maître d'ouvrage, a été contraint de fermer le tunnel à la circulation compte tenu de l'aggravation de ces désordres. En surface, à l'aplomb de la zone des désordres dans le tunnel, ont été observés le développement et la propagation, dans le versant, de fractures délimitant un volume en mouvement estimé par la suite de l'ordre de 600 000 m³ à partir de l'analyse des reconnaissances disponibles par les géologues mobilisés par l'évènement (CD38, bureau d'études SAGE, EDF, service RTM de l'Isère et Cerema).

Les déformations dans le tunnel en profondeur, ainsi que les déplacements en surface du glissement, ont continué à régulièrement augmenter jusqu'au début juillet 2015 et ont contribué à l'abandon des travaux de réparation lancés en urgence par le CD38 (réalisation d'une contre-voûte en béton). Au cours du mois de juillet 2015, le glissement de terrain, dont le pied est très probablement situé au fond de la retenue, a connu deux périodes de grands déplacements, pendant lesquelles une rupture brutale a été redoutée :

- la première du 4 au 6 juillet 2015 s'est produite alors que le niveau d'eau de la retenue était maintenu à un niveau constant depuis le 10 avril 2015 ;
- la seconde du 25 au 27 juillet 2015 est intervenue suite à une élévation de quelques mètres du niveau d'eau de la retenue.

Les risques associés à une éventuelle rupture brutale (formation de vagues sur la retenue, phénomènes de run-up, nuage de poussières, etc.) ont nécessité une gestion de crise mobilisant de nombreux acteurs et l'adoption par le Préfet de l'Isère de mesures spécifiques pour assurer la sécurité des personnes et des ouvrages lors de ces deux « crises ».

¹ Cerema Centre-Est, Département Laboratoire de Lyon, 25, avenue François-Mitterrand, CS 92803, 69674 Bron cedex, France

Depuis fin juillet 2015, les déplacements en surface du glissement se poursuivent, en étroite relation avec les variations du niveau d'eau de la retenue et la pluviosité.

Le présent article expose, dans une première partie, une description du site complétée par celle du glissement, puis, dans une dernière partie, une interprétation de ces désordres comme les manifestations d'une rupture progressive du versant.

3.2. Description du site

Le glissement de terrain affecte un versant de la vallée de la Romanche dans le massif de l'Oisans, au niveau de la falaise de la Berche surplombant la retenue du barrage du Chambon à Mizoën (Fig. 1).

Contexte géomorphologique

Le glissement de terrain concerne la partie inférieure du versant nord de la vallée, qui présente une direction générale est-ouest, quasi-orthogonale à la direction des grandes structures géologiques. Entre les cotes NGF +985 (fond supposé de la retenue) et +1165 (escarpement principal du glissement au niveau d'une rupture de pente naturelle), le versant présente un dénivelé de 180 m et une pente moyenne de l'ordre de 40°. La vallée glaciaire de la Romanche présente un profil typique en auge : le glissement s'est développé au niveau du flanc légèrement plus raide de l'auge, immédiatement en deçà du niveau supposé du rebord d'auge (existence probable d'un épaulement glaciaire au-dessus de la cote NGF +1170).

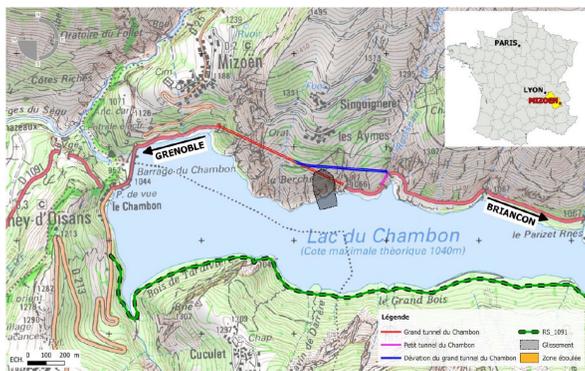


Figure 1 : Localisation du glissement du Chambon (Kasperski et al., 2016)

Le mouvement de versant est situé au pied d'un vaste cirque d'érosion, dominé par des sommets culminant à près de 2000 m d'altitude et marquant la bordure méridionale du plateau d'Emparis. Cette forme d'érosion est profondément incisée par quatre cours d'eau de direction parallèle (nord-nord-est - sud-sud-ouest). La partie occidentale du cirque, où se sont installés les hameaux de Singuigneret et des Aymes, à 200 m en

amont de l'escarpement principal du glissement (Fig. 1), présentant des pentes plus faibles, est soumise à des phénomènes érosifs moins intenses et est recouverte par la végétation.

La consultation d'anciennes cartes disponibles, notamment l'atlas des routes de France du milieu du XVIII^e siècle et la carte d'État-Major du milieu du XIX^e siècle, indique qu'avant la mise en eau du barrage, l'ancienne route passait en fond de vallée sur la rive gauche de la Romanche et que le site de l'actuel glissement occupait une partie de la rive concave d'un coude de la rivière (Fig. 2).



Figure 2 : Extrait de l'atlas des routes de France concernant la petite route de l'Oisans reliant Grenoble à Briançon, établi vers 1750 (source : www.culture.gouv.fr)

Le pied du versant baigne en permanence dans la retenue du barrage hydroélectrique du Chambon, dont le niveau varie entre les cotes NGF +980 (cote minimale d'exploitation) et +1040 (cote maximale historique d'exploitation). La dernière vidange totale a été réalisée en 1993. Le barrage du Chambon a subi entre 2012 et 2014 des travaux lourds de confortement, concentrés en partie supérieure de l'ouvrage entre la cote NGF +1000 et le sommet à la cote NGF +1042. Le niveau d'eau de la retenue a été maintenu inférieur à la cote NGF +1010 pendant toute cette période. Le 10 avril 2015, au moment de la décision de fermeture du tunnel, la procédure de requalification du barrage allait débiter. Le niveau d'eau se situait à la cote NGF +1006, soit 36 m en deçà de la crête du barrage, et a été maintenu à cette cote jusqu'à début juillet 2015 par décision préfectorale, afin de ne pas risquer d'interagir avec le phénomène de glissement en cours.

Contexte géologique

Le versant instable est constitué de schistes relativement homogènes (marnes métamorphisées) d'âge aalénien, faisant partie du flanc oriental du synclinal du Praouat de direction nord-nord-est - sud-sud-ouest (Gidon, 2001). Le coeur du synclinal du Praouat, constitué par les marno-calcaires du Bajocien, plus résistants à l'érosion et armant la falaise de la Berche, est situé à l'ouest du glissement. À l'est, au niveau de la tête du grand tunnel du Chambon côté La Grave, les schistes sont en contact avec le Toarcien schisteux, de couleur plus sombre. Le synclinal du Praouat fait partie de la

au 7 avril 2014 ; son épicentre était situé près de Jausiers (04), à environ 80 km au sud-est du site du glissement. D'après Kasperski *et al.* (2016), le mouvement de terrain a montré une légère sensibilité aux vibrations engendrées par des tirs de reconnaissance réalisés à proximité, début novembre 2015, dans le cadre de l'étude de faisabilité d'un tunnel de dérivation profond (Fig. 1).

Contexte météorologique

D'après les relevés de la station météorologique de EDF de La Grave, les mois précédant l'aggravation des désordres dans le tunnel, début 2015, ont été caractérisés par une pluviosité légèrement inférieure à la normale (Fig. 5).

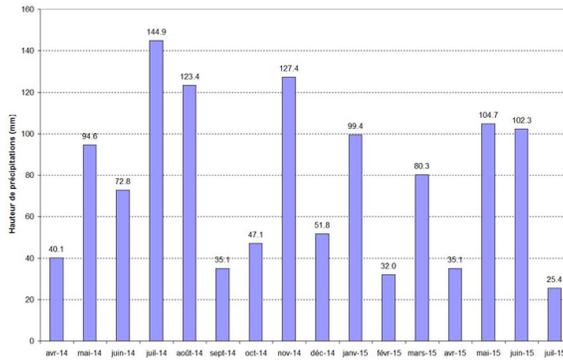


Figure 5 : Précipitations mensuelles à La Grave entre avril 2014 et juillet 2015 (source : EDF)

Une fonte de la neige due à un radoucissement soudain des températures a été observée sur les sommets fin mars 2015. La première « crise » de juillet 2015 a été précédée par une période sèche d'une durée de 17 jours, la seconde « crise » de juillet 2015 par quelques épisodes pluvio-orageux d'intensité faible à moyenne (Fig. 6).

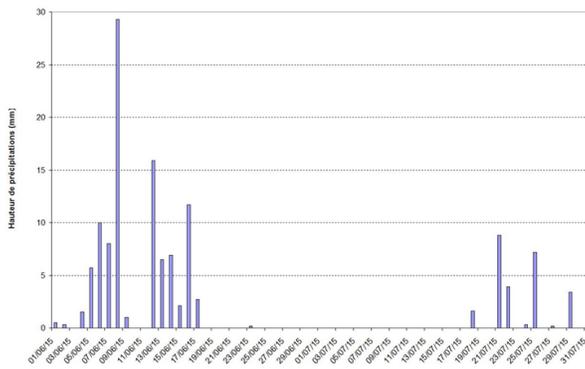


Figure 6 : Précipitations journalières à La Grave en juin et juillet 2015 (source : EDF)

Contexte hydrogéologique

En pied de versant, il existe très probablement, dans les schistes supposés relativement perméables (en raison du débit feuilleté de la schistosité rentrante dans le massif), une nappe d'accompagnement en équilibre avec le niveau d'eau de la retenue. Aucune donnée piézométrique n'est cependant disponible pour confirmer cette hypothèse.

De plus, les fissures du massif rocheux sont le siège de circulations d'eau préférentielles, dont une partie est interceptée par le tunnel. Ces venues d'eau, ainsi que l'eau de la source des Aymes, la plus proche du glissement de terrain en surface, sont basiques (pH entre 7,5 et 8,3). Elles présentent une minéralisation élevée (conductivité supérieure à 600 $\mu\text{S}/\text{cm}$), voire, pour certains points de mesures, une minéralisation très élevée (conductivité entre 1000 et 1250 $\mu\text{S}/\text{cm}$) (Fig. 7 et Fig. 8). Ces hautes valeurs de conductivité pourraient révéler de longs trajets ou de longs temps de séjour de l'eau dans les fissures des formations carbonatées de la couverture jurassique.

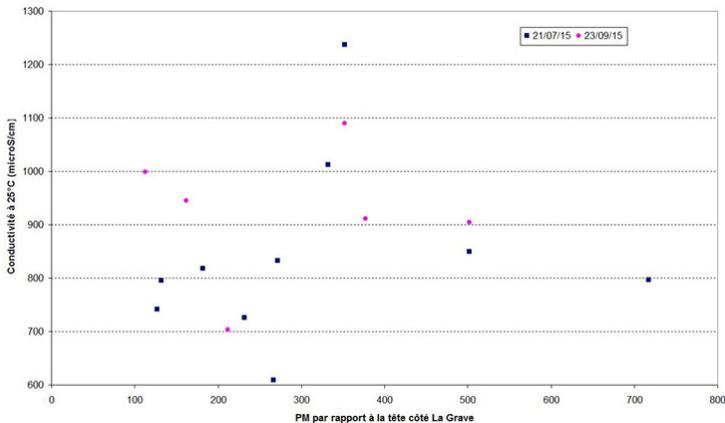


Figure 7 : Conductivité électrique des venues d'eau dans le tunnel (repérées par leurs points métriques notés PM) en juillet 2015 et en septembre 2015

Depuis le début des mesures ponctuelles en juin 2015, la conductivité de l'eau de la source des Aymes a présenté :

- des valeurs minimales fin juin 2015 et en juillet 2015 (significativement inférieures aux valeurs de conductivité mesurées à la même période en 2016). Ces valeurs font suite aux fortes pluies de mai 2015 et début juin 2015 (Fig. 5) ;
- une valeur maximale fin février 2016, avant la fonte de la neige ;
- une diminution progressive en mars 2016 et en avril 2016, pendant et après la fonte de la neige ;
- et une augmentation progressive pendant les périodes relativement sèches lors de l'automne 2015 et de l'été 2016.

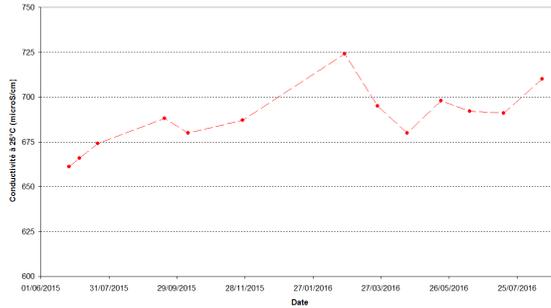


Figure 8 : Conductivité électrique de l'eau de la source des Aymes entre juin 2015 et août 2016

Il est donc possible que les valeurs minimales enregistrées en juin 2015 et en juillet 2015 correspondent à une période de plus fort débit de la source des Aymes, en relation avec des circulations d'eau plus importantes dans le massif.

Historique des désordres affectant le grand tunnel du Chambon

Le percement du grand tunnel du Chambon (visant à rétablir la route nationale RN91 déplacée par la construction du barrage) a débuté en 1931 et a été achevé au début de l'année 1933, avant le premier remplissage de la retenue entre avril 1935 et octobre 1935 (Bourgin, 1935). D'après les archives du chantier, le tunnel a été creusé à l'explosif en sections divisées et selon deux attaques, avec galerie d'abattage en clef (1931), puis élargissement à la section définitive (1932).

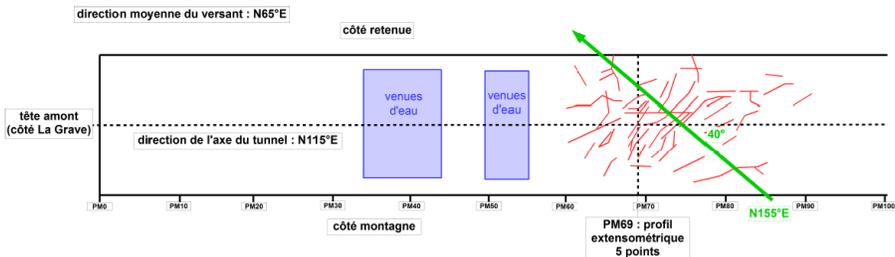


Figure 9 : Fissuration affectant le tunnel relevée lors de l'inspection détaillée de 2005 avant transfert au CD38 (source : DDE38)

Les travaux côté La Grave ont été rendus délicats par la découverte en novembre 1931 d'une fracture longue de 130 m et large de 0,5 m (entre les PM40 et PM160), remplie de matériaux « plus terreux et instables », de même direction que la galerie d'avancement. Au cours de l'année 1932, la mise à la section définitive dans cette même zone a également été problématique (importants travaux de purge, éboulement d'un volume de 200 m³ de la voûte, comblement des zones purgées ou éboulées avec du béton maigre).

Par la suite, le secteur situé entre les PM60 à PM90, très humide, n'a cessé de subir des désordres (chutes d'écailles détachées du toit, fissuration de la voûte, etc.) (Fig. 9) et a fait l'objet de travaux lourds de réparation par la Direction Départementale de l'Équipement de l'Isère (DDE38), notamment à la fin des années 1970 (renforcement de la voûte maçonnée originelle par une voûte en béton armé, clouage de blocs de béton instables, etc.). Cette voûte, sous une faible hauteur de couverture (de l'ordre de 30 m à 40 m), était notamment affectée par un réseau de fissures biaises en échelons, se relayant avec des fissures longitudinales et transversales, en particulier au niveau du piedroit côté retenue. Pour suivre les déformations de l'ouvrage, un profil de mesures extensométriques à 5 points a été mis en place au PM69 en juillet 1979 et ausculté jusqu'en avril 2015 (Fig. 10) par la DDE38 puis le CD38.

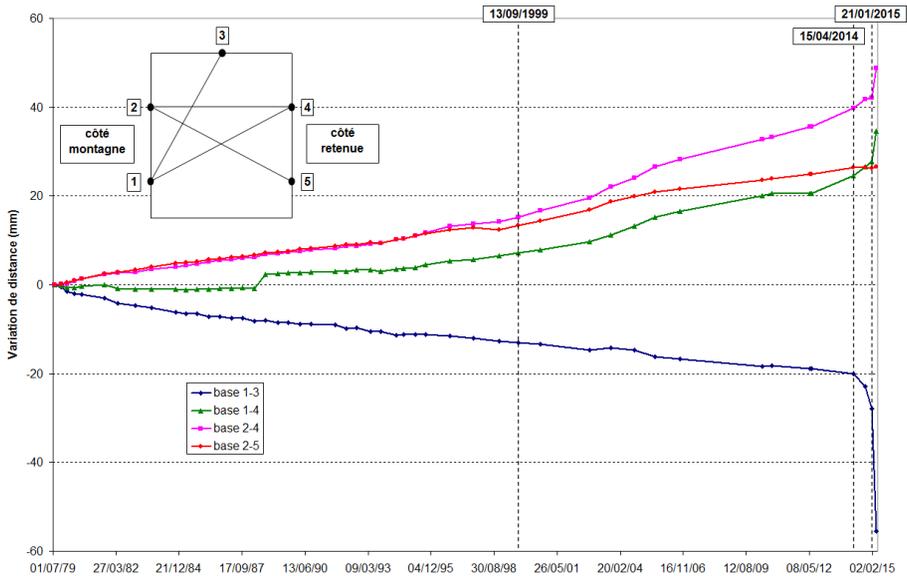


Figure 10 : Mesures extensométriques au niveau du profil PM69 entre juillet 1979 et avril 2015 (source : DDE38 / CD38)

Des déformations, d'amplitude relativement faible mais de vitesse croissante par paliers, étaient mesurées au niveau du profil PM69 depuis 1979, avec une composante transversale légèrement déjetée vers l'aval du versant et une tendance à l'aplanissement de la voûte. Par exemple, concernant la base extensométrique 2-4 mesurant la divergence horizontale entre piedroits, on note une succession de quatre paliers de durée de plus en plus courte (Fig. 10) :

- le premier d'une durée d'au moins 20 ans (depuis le début des mesures jusqu'à l'automne 1999), caractérisé par une faible vitesse d'ouverture (+0,8 mm/an) ;
- le deuxième d'une durée de 15 ans (de l'automne 1999 jusqu'au printemps 2014), avec une vitesse d'ouverture légèrement supérieure (+1,8 mm/an) ;
- le troisième d'une durée de 9 mois (du 15 avril 2014 au 21 janvier 2015), avec une vitesse d'ouverture en augmentation sensible (+3,1 mm/an) ;

- et le quatrième d'une durée de 2,5 mois (du 21 janvier 2015 au 7 avril 2015), marqué par une augmentation brutale de la vitesse d'ouverture (+31,9 mm/an).

Début avril 2015, les désordres évolutifs (notamment la fissuration et le décollement d'un bloc de plusieurs m³ de la voûte en béton) ont conduit le CD38 à fermer préventivement le tunnel à la circulation.

3.3. Description du glissement de terrain

Mécanisme

Le CD38 a observé dès le 12 avril 2015 des fractures en surface dans le versant à l'aplomb de la zone des désordres dans le tunnel (futur escarpement principal). Les observations de terrain réalisées par les géologues du CD38, du bureau d'études SAGE et de EDF ont mis en évidence une propagation des fractures latérales du glissement du haut vers le bas à une vitesse moyenne de l'ordre de 3 m/j (soit 10 à 15 cm/h), jusqu'à atteindre la cote NGF +1006 (niveau d'eau de la retenue) le 26 mai 2015. Par ailleurs, les vitesses des déplacements en surface, suivis par géodésie par le CD38 depuis fin mai 2015, ont augmenté de manière continue jusqu'à début juillet 2015.

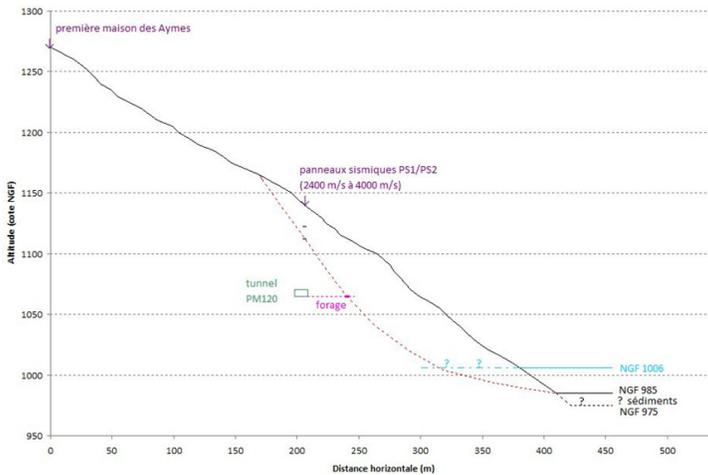


Figure 11 : Coupe transversale schématique du versant instable

Les observations de terrain et l'analyse des résultats des reconnaissances engagées par le CD38 (relevés LiDAR, reconnaissances géophysiques, sondages destructifs et mesures des déplacements en surface) révèlent un glissement de terrain bien délimité, avec une surface en forme de cuillère, un escarpement principal en vaste arc de cercle et des déplacements présentant une double composante translationnelle et rotationnelle (Fig. 11 et Fig. 12). Le glissement a un dénivelé d'environ 180 m et une largeur d'environ

100 m. L'épaisseur maximale des terrains en mouvement serait de l'ordre de 25 à 30 m dans la zone en sommet de glissement où des reconnaissances géophysiques ont été réalisées. Aucune donnée inclinométrique n'est disponible dans cette zone. Le bourrelet de pied est situé au fond de la retenue sous le niveau d'eau (Fig. 13).



Figure 12 : Différents stades d'évolution du glissement de terrain fin juin 2015 à gauche, début juillet 2015 au centre et fin juillet 2015 à droite (avec compartiments numérotés, arbre repère sur le glissement et cote NGF du niveau d'eau de la retenue)

Le contrôle structural du glissement de terrain n'est pas évident, même si le flanc occidental semble être conforme à la schistosité. Au cours des mois de juin 2015 et de juillet 2015, la masse en mouvement s'est progressivement fracturée en trois grands compartiments, présentant chacun sa propre cinématique, le plus volumineux et le plus actif étant le compartiment basal n°1 (Fig. 12).



Figure 13 : Bourrelet de pied dans la retenue en mars 2016

Pour illustrer les effets potentiels de l'augmentation du niveau d'eau de la retenue sur la stabilité du glissement, une analyse à l'équilibre limite de la stabilité d'un talus simple, affecté par un glissement plan passant par le pied du talus, selon la configuration présentée à la figure 14, a été réalisée en conditions drainées.

Le coefficient de sécurité F_s pour la surface de glissement considérée peut s'exprimer par la relation suivante :

$$F = \frac{T_{max}}{T} = \frac{(W \cos \alpha - U'_w + U_w \cos(\beta - \alpha)) \tan \varphi'}{W \sin \alpha - U_w \sin(\beta - \alpha)}$$

où :

- T_{max} désigne la résistance au cisaillement le long de la surface de glissement ;
- T l'effort tangentiel réellement mobilisé le long de la surface de glissement ;
- W le poids du compartiment potentiellement instable, donné par la relation suivante :

$$W = \frac{\gamma_h H^2}{2} (\tan(90^\circ - \alpha) - \tan(90^\circ - \beta))$$

- U_w l'action de la nappe extérieure, donnée par la relation suivante :

$$U_w = \frac{\gamma_w H_w^2}{2 \sin \beta}$$

- U'_w l'action de la nappe intérieure, donnée par la relation suivante :

$$U'_w = \frac{\gamma_w H_w'^2}{2 \sin \alpha}$$

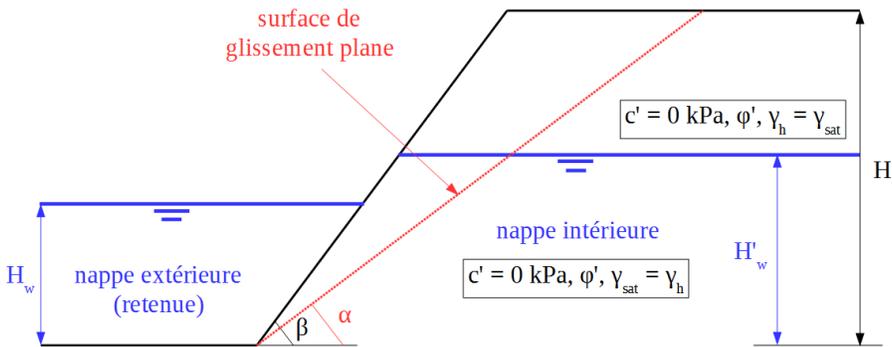


Figure 14 : Configuration du cas simple étudié

La figure 15 représente l'évolution du coefficient de sécurité F_s en fonction des hauteurs d'eau H_w et H_w' en considérant les hypothèses suivantes : $H = 180$ m, $\alpha = 35^\circ$, $\beta = 40^\circ$, $\varphi' = 35^\circ$ (supposé constant tout le long de la surface de glissement) et $\gamma_h = 20$ kN/m³.

L'analyse montre que :

- le coefficient de sécurité F_s augmente lorsque la hauteur d'eau dans la retenue H_w augmente en conservant $H_w > H'_w$ (cas 1 et 2 de la figure 15). Le cas 1 représente le cas particulier caractérisé par l'absence de nappe intérieure ;
- le coefficient de sécurité F_s reste constant lorsque les hauteurs d'eau H_w et H'_w sont en parfait équilibre et augmentent ou diminuent selon la même vitesse (cas 3 de la figure 15) ;
- le coefficient de sécurité F_s diminue lorsque les hauteurs d'eau H_w et H'_w augmentent selon la même vitesse en conservant une différence ($H'_w - H_w$) positive et constante (cas 4 de la figure 15).

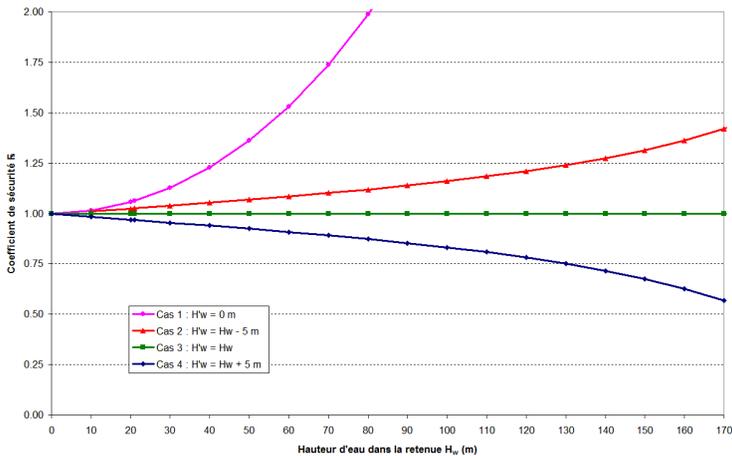


Figure 15 : Évolution du coefficient de sécurité en fonction du niveau d'eau dans la retenue dans le cas simple d'un glissement plan

Une analyse globale de stabilité du même talus, pour des ruptures circulaires, menée avec la méthode analytique de Duncan et Buchigani (1975) conduit aux mêmes résultats. Cette méthode permet la prise en compte explicite de l'effet stabilisateur apporté par la nappe extérieure.

Pour la configuration présentée à la figure 11, des calculs ont été réalisés par la méthode de Carter au moyen du logiciel Geostab, en considérant une nappe dans le versant en équilibre avec le niveau de la retenue et des caractéristiques de résistance au cisaillement constantes le long de la surface de glissement ($c' = 0$ kPa et $\varphi' = 35^\circ$). Avec un niveau d'eau à la cote NGF +1006, le coefficient de sécurité calculé est égal à 1,056 et est donc proche de 1. La variation relative du coefficient de sécurité, en fonction de la variation du niveau d'eau de la retenue et par rapport à la situation de référence avec un niveau d'eau à la cote NGF +1006, est illustrée par la figure 16. À géométrie du versant et angle de frottement constants, une montée du niveau de l'eau au dessus de cette cote de référence entraîne une diminution relative du coefficient de sécurité (environ -6 % à la cote maximale d'exploitation, inférieure à la cote critique au delà de laquelle le coefficient de sécurité augmente à nouveau), alors qu'une baisse du niveau d'eau entraîne une augmentation relative du coefficient de sécurité (environ

+5 % en cas de vidange totale). Ces résultats, différents de ceux mis en évidence pour le cas d'un glissement plan (Fig. 15), sont concordants avec ceux présentés par certains auteurs (CIGB, 2002).

Les effets potentiels de l'augmentation du niveau d'eau de la retenue sur la nappe intérieure, et donc sur la stabilité d'un versant d'une retenue, dépendent donc en grande partie de la perméabilité en grand du massif (CIGB, 2002) :

- pour un massif considéré comme relativement peu perméable, la montée du niveau d'eau peut augmenter la stabilité d'un éventuel glissement de terrain ;
- pour un massif considéré comme relativement perméable, la montée du niveau d'eau peut n'avoir aucun effet sur la stabilité (pour un glissement plan, cas d'une nappe intérieure en parfait équilibre avec le niveau d'eau de la retenue, rendu possible par une vitesse d'élévation suffisamment lente) ou avoir un effet défavorable (aggravé par les perturbations engendrées à l'intérieur du versant par la montée du niveau d'eau de la retenue et conduisant à une mise en pression des circulations d'eau existantes dans les fissures du massif).

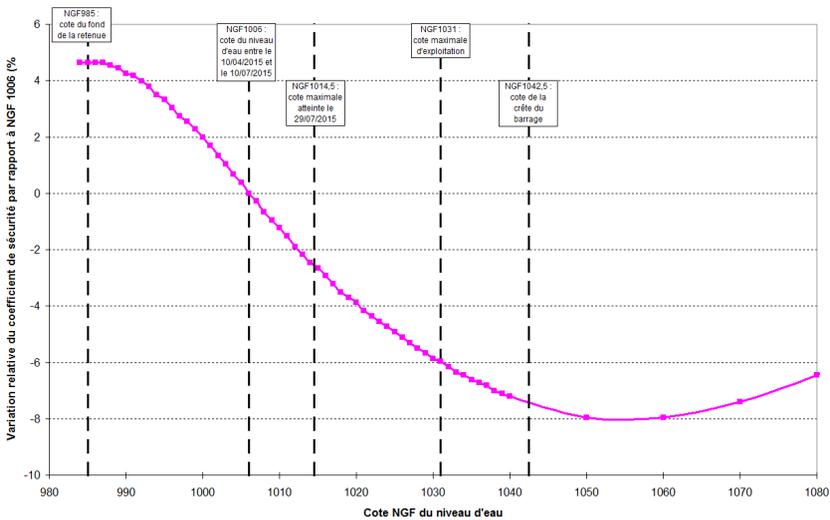


Figure 16 : Évolution du coefficient de sécurité en fonction du niveau d'eau dans la retenue

Il en est de même pour les effets potentiels d'une diminution du niveau d'eau de la retenue :

- en cas de dissipation rapide des pressions interstitielles à l'intérieur du versant, l'abaissement du niveau d'eau peut améliorer la stabilité du versant ;
- en absence de dissipation rapide de ces pressions interstitielles, l'abaissement du niveau d'eau peut avoir un effet très défavorable sur la stabilité (situation de vidange rapide).

Première « crise » de juillet 2015

Les vitesses maximales de déplacement atteintes en pied ont été de l'ordre de 50 à 65 cm/j et les déplacements totaux en tête ont été de l'ordre de 4 à 5 m. Les déformations internes au sein de la masse en mouvement (fracturation, etc.) ont été relativement importantes au cours de cet épisode.

La figure 17 représente l'allure des courbes donnant l'inverse des vitesses ($1/V_{m24}$) en fonction du temps obtenues pour les cibles topographiques C2, C10, C14, C20 et C21, jugées représentatives en surface du glissement, auscultées toutes les heures par le CD38. V_{m24} désigne la vitesse moyenne sur 24 heures.

Cinq phases successives peuvent être distinguées :

- une longue phase de tendance globalement linéaire et convergente, depuis le début des mesures fin mai 2015 et jusqu'à la nuit du 4 au 5 juillet 2015. Pendant cette phase, le déclenchement d'une éventuelle rupture brutale pouvait être régulièrement pronostiqué à partir de l'extrapolation linéaire des courbes donnant l'inverse des vitesses V_{m24} . À partir de l'instant où la tendance quasi-linéaire a été perdue, plus aucun pronostic n'a pu être formulé ;
- le maintien de vitesses élevées sans accélération notable pendant environ 24 heures le 5 juillet 2015 ;
- une accélération brutale, limitée dans le temps (environ quatre heures) et selon une tendance asymptotique, dans la nuit du 5 au 6 juillet 2015 ;
- puis un nouveau palier de vitesses globalement constantes d'environ 24 heures le 6 juillet 2015 ;
- et enfin une phase de diminution brutale des vitesses à partir du 7 juillet 2015.

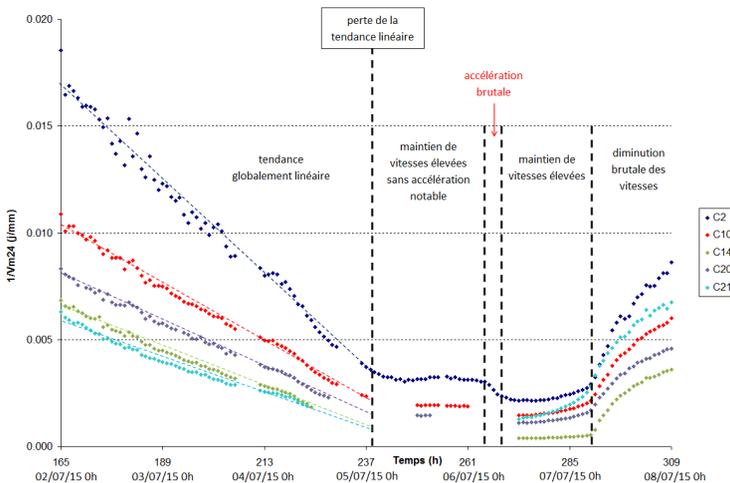


Figure 17 : Évolution de l'inverse des vitesses ($1/V_{m24}$) en j/mm début juillet 2015 (source des données brutes : CD38)

Quelques jours avant cette première « crise », une rupture brutale étant redoutée, EDF avait réalisé des calculs de hauteur de vagues basés sur des hypothèses conservatives (méthode empirique de Heller, volume glissé d'un million de m³, vitesses d'entrée dans l'eau égales à 10 m/s et à 30 m/s). Les résultats de ces calculs, avec un niveau d'eau de la retenue considéré à la cote NGF +1006, étaient les suivants :

- hauteur maximale des vagues sur le lac : 18 à 40 m ;
- hauteur du phénomène de run-up sur le versant opposé : 50 à 140 m ;
- hauteur maximale des vagues au niveau du barrage : 2 à 4 m (sans incidence sur la structure de l'ouvrage selon l'avis des experts de EDF en charge de son suivi).

Compte tenu de la tendance d'évolution du glissement et des résultats des calculs de hauteur de vagues, le Préfet de l'Isère a décidé la mise en œuvre des mesures de sécurité suivantes : suspension des navettes lacustres (en fonctionnement dès le 27 avril 2015 et remplacées par des navettes hélicoptérées), interdiction d'accès aux berges de la retenue et aux sentiers de randonnée sur les versants sud et nord, et confinement des habitants des hameaux des Aymes et de Singuigneret quelques heures avant une éventuelle rupture brutale. Les habitants n'ont pas été évacués car le scénario d'une régression du glissement vers l'amont jusqu'aux hameaux a été écarté, notamment sur la base des observations de terrain et de l'analyse du contexte géomorphologique du site (diminution de la pente en amont de l'escarpement principal). Les mesures de sécurité ont été maintenues jusqu'à mi-août 2015.

La rupture brutale n'étant pas intervenue, il a été décidé dans les jours suivants :

- d'examiner la faisabilité technique d'une purge au moins partielle du glissement par terrassement et minage. Cette solution présente toutefois de nombreuses difficultés et incertitudes techniques, qui ont rapidement conduit à l'écartier ;
- et d'évaluer la sensibilité du glissement aux variations du niveau d'eau de la retenue, dans le but d'accélérer si possible le phénomène géologique, afin notamment d'envisager dans de meilleures conditions de sécurité la réalisation du chantier de la route de secours RS1091 en rive gauche de la retenue (Fig. 1) et la reprise des navettes lacustres.

Pour répondre à ce dernier point, un protocole de montée par paliers suivie d'une descente rapide du niveau d'eau a été mis en œuvre sur quelques jours mi-juillet 2015 par EDF. Les principaux résultats obtenus ont été les suivants (Fig. 18) :

- une augmentation des vitesses a fait suite à une élévation du niveau d'eau de la retenue de + 3,5 m en 127 heures entre les cotes NGF +1006 et +1009,5 (vitesse moyenne de montée du plan d'eau : +0,7 m/j). Le délai de réaction a été estimé de l'ordre de 24 heures ;
- et une diminution des vitesses a fait suite à une descente du niveau d'eau de la retenue de -3,5 m en 34 heures entre les cotes NGF +1009,5 et +1006 (vitesse moyenne d'abaissement du plan d'eau : -2,5 m/j). Cette situation ne correspond pas à une situation de vidange rapide.

Ces résultats sont concordants avec ceux des calculs du cas 4 de la figure 15 et de la figure 16, réalisés avec l'hypothèse d'un massif relativement perméable en grand et d'un niveau piézométrique dans le glissement supérieur ou égal à la cote du niveau d'eau de la retenue.

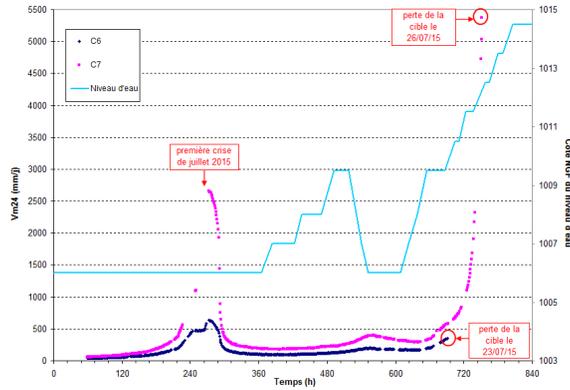


Figure 18 : Évolution des vitesses $Vm24$ pour deux cibles en pied de glissement en juin et juillet 2015 (source des données brutes : CD38)

Seconde « crise » de juillet 2015

Compte tenu des résultats du protocole et dans le but d'accélérer le glissement, le Préfet de l'Isère a décidé d'élever le niveau d'eau de la retenue jusqu'à la cote NGF +1014,5 à partir du 20 juillet 2015, en débutant en parallèle la procédure de requalification du barrage.

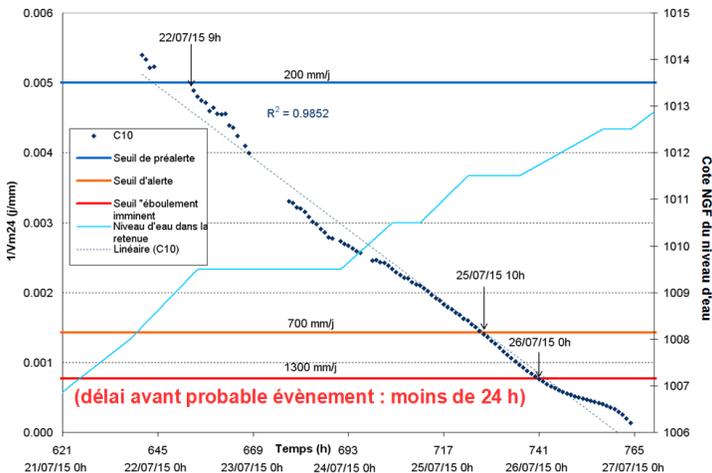


Figure 19 : Évolution de l'inverse des vitesses ($1/Vm24$) en j/mm pour la cible C10 fin juillet 2015 (source des données brutes : CD38)

Trois seuils (tels que présentés sur la figure 19 pour la cible C10) ont été définis pour chaque cible afin de suivre l'accélération attendue des vitesses de déplacement suite à l'élévation du niveau d'eau :

- un seuil de préalerte égal à la vitesse maximale mesurée lors du protocole de montée puis descente du niveau d'eau de la retenue de mi-juillet 2015 ;
- un seuil d'alerte égal à la vitesse maximale mesurée lors de la première « crise » de juillet 2015 ;
- et un seuil « éboulement imminent » fixé *a priori* à 1300 mm/j, qui correspond à la vitesse maximale mesurée immédiatement avant la rupture brutale du glissement de talus de Selborne en Grande-Bretagne en 1989 (Petley, 2004).

Une fois le seuil « éboulement imminent » atteint et en cas de poursuite d'une accélération des déplacements en surface selon une tendance nette, le pronostic du déclenchement d'une rupture brutale devient de l'ordre de 24 heures. Il n'est donc pas nécessaire de fixer avec exactitude le seuil « éboulement imminent » car, à ce stade d'évolution du glissement, les vitesses de déplacement en surface évoluent très rapidement : la vitesse mesurée au niveau de la cible C10 a ainsi augmenté de 1300 mm/j à 2000 mm/j en un intervalle de temps de 10 heures le 26 juillet 2015, puis de 2000 mm/j à 3000 mm/j en un intervalle de temps de 9 heures le même jour.

L'extrapolation linéaire des courbes donnant l'inverse des vitesses ($1/Vm^{24}$) a permis la formulation de pronostics relativement fiables, régulièrement réactualisés, pendant une durée de 7 jours à partir du 20 juillet 2015, même si cette période a été marquée par la succession de phases de forte accélération et de moindre accélération (Fig. 19).

Dans la nuit du 26 au 27 juillet 2015, alors que le niveau d'eau de la retenue avait franchi la cote NGF +1012, les vitesses de déplacement ont dépassé 7500 mm/j, avec une tendance nette à l'accélération (Fig. 19), la dernière cible disponible (C10) ayant été perdue en milieu de nuit. La rupture brutale n'est cependant pas intervenue, les déplacements totaux du compartiment 1 ont été estimés de l'ordre de 15 à 20 m au cours de cet épisode.

Comme pour la première « crise » de juillet 2015, le ralentissement des vitesses résulte très certainement de la modification de la géométrie du glissement induite par les grands déplacements. Le volume total de matériaux glissés et/ou éboulés au fond de la retenue au cours du mois de juillet 2015 a été estimé par EDF à partir de l'analyse de relevés LiDAR de l'ordre de 100 000 m³, ce qui représente environ un sixième du volume total initial du glissement.

3.4. Interprétation

Le déclenchement du glissement du Chambon s'est produit 80 ans après le premier remplissage du barrage. Il existe de nombreux cas historiques de réactivation d'anciens mouvements de terrain au cours ou dans les mois suivant le premier remplissage d'un barrage (CIGB, 2002) : Grand Coulée aux USA (Schuster, 1979), Pontesei (1959) et

Vajont (1963) en Italie (Roubault, 1970) (Panizzo *et al.*, 2005), Grand'Maison (1986) et Puylaurent (1996) en France (Thomaïdis *et al.*, 2001), Trois-Gorges en Chine (Cojean *et al.*, 2002), etc.

Le glissement du Chambon présente quelques similarités avec celui des Eaux-Bonnes au début des années 1980 (Largillier, 1985), notamment concernant la lithologie, la morphologie du mouvement de terrain et l'historique des désordres. Le contexte du site du Chambon, les observations et mesures réalisées, le comportement du glissement de terrain en 2015 nous conduisent à proposer la succession de phases décrites ci-après, calquée sur celle plus générale proposée par Leroueil (2001).

Phase de pré-rupture jusqu'à début avril 2015

Les désordres affectant le tunnel, similaires à certains analysés par Causse (2015), étaient compatibles avec l'existence d'un mouvement de versant, très lent, selon une direction principale oblique par rapport à la direction de l'ouvrage. Cette direction principale est représentée par une flèche sur la figure 9 et correspond approximativement à celle de la ligne de plus grande pente du versant. Ce dernier se trouvait très certainement dans un état proche de l'équilibre avant le début du percement du tunnel en 1931 (forte pente, érosion en pied par la Romanche, contraintes de cisaillement élevées mais inférieures à la résistance au cisaillement instantanée de pic de la matrice des schistes) et était affecté par des déformations très lentes de fluage sous cisaillement selon des mécanismes analogues à ceux décrits par Vyalov et Maksimyak (1976) : réarrangement de la structure et développement progressif de défauts (microfissuration et coalescence des fissures).

En effet, les schistes du massif, du fait de leurs principales caractéristiques physiques et mécaniques (marnes métamorphisées, fortement anisotropes, très altérables et peu résistantes), peuvent être rattachés à la famille des Sols Indurés Roches Tendres (SIRT), présentant un comportement mécanique intermédiaire entre sols et roches (Guilloux, 2005). Ces schistes sont doués de fluage et sensibles à la fatigue.

L'intensité des déformations de fluage dépend, en particulier, du rapport de contraintes q/p' , où q désigne la contrainte déviatorique et p' la contrainte effective moyenne régnant dans le versant (Ter-Stepanian, 1996). La présence d'eau dans le massif, en lien avec la retenue du barrage, a pu modifier l'état initial des contraintes (diminution de p' en pied de versant avec q constant), ce qui a pu créer les conditions d'une augmentation de la vitesse des déformations de fluage. Les vibrations engendrées par les tirs de mines lors du percement du tunnel au début des années 1930 ont également pu avoir un impact défavorable. Au cours de cette phase de pré-rupture (« fluage profond »), les déformations de fluage se sont produites dans de larges zones du massif englobant celle du tunnel. Du fait du phénomène de concentration du fluage avec le temps, ces zones ont eu tendance à s'amincir graduellement jusqu'à former des bandes étroites et devenir le siège d'un fluage non amorti (« accéléré » ou « désordonné »). Le processus a conduit à une rupture totale en cisaillement selon une

unique surface située au voisinage immédiat de la voûte du tunnel dans la zone des désordres historiques.

Phase de rupture entre début avril 2015 et début juillet 2015

Les observations de terrain nous permettent de formuler l'hypothèse du développement de la surface de glissement à travers le massif encore peu remanié selon un mécanisme de rupture progressive, du haut vers le bas, favorisé par certaines conditions réunies sur le site (champ de contraintes non homogène, comportement pré-pic supposé dilatant et comportement post-pic supposé radoucissant de la matrice des schistes, faible confinement, hautes contraintes de cisaillement).

Peu d'observations sont disponibles quant à la progression en profondeur des surfaces de glissement dans le cadre de phénomènes de type « first time failure ». La rupture brutale d'un talus de déblai d'une hauteur d'environ 9 m dans les Argiles du Gault à Selborne en Grande-Bretagne en 1989 a par exemple été réinterprétée par Petley (2004) comme une rupture progressive déclenchée artificiellement par une élévation lente et contrôlée des pressions d'eau dans le massif pendant une période de 180 jours.

L'allure des courbes donnant l'inverse des vitesses ($1/V$) en fonction du temps obtenues à Selborne est similaire à celle présentée sur le graphique de la figure 17 et caractérisée par la succession des trois phases suivantes : longue phase d'augmentation des vitesses selon une tendance globalement linéaire, puis phase de maintien de vitesses élevées sans accélération notable pendant plusieurs jours, suivie d'une phase d'accélération brutale, la rupture du talus marquant la fin de cette dernière phase. L'allure de ces courbes pourrait donc renseigner sur le mode de rupture du massif :

- une tendance linéaire traduirait l'initiation et la propagation de fractures (Kilburn et Petley, 2003) ;
- et une tendance asymptotique un glissement le long d'une unique surface de rupture bien définie (Petley, 2004).

La rupture complète du glissement du Chambon a sans doute été obtenue le 5 ou le 6 juillet 2015 et il est probable que la phase d'accélération brutale observée dans la seconde partie de la nuit du 5 au 6 juillet 2015 corresponde à une mise en mouvement selon un mécanisme de glissement le long de la surface de rupture nouvellement créée.

Phase de post-rupture après début juillet 2015

La phase de post-rupture à partir du 6 juillet 2015 jusqu'à aujourd'hui est caractérisée par l'existence de phases de réactivation du glissement de terrain en relation avec des épisodes d'élévation du niveau de la retenue (requalification en deux étapes : au cours de la seconde quinzaine de juillet 2015, puis lors des mois de mai 2016 et de juin

2016) ou des périodes d'augmentation des circulations d'eau naturelles dans le massif en lien direct avec la pluviosité :

- a. trois phases d'accélération des déplacements du compartiment 1 ont été observées lors de la deuxième étape de la requalification du barrage en mai 2016 et en juin 2016 :
 - une première augmentation des vitesses (jusqu'à 45 mm/j) a fait suite à une élévation du niveau d'eau de la retenue de +9,7 m en 11 jours entre les cotes NGF +1014,6 et +1024,3 (vitesse moyenne de montée du plan d'eau : +0,9 m/j) ;
 - une deuxième augmentation des vitesses (jusqu'à 40 mm/j) a fait suite à une élévation du niveau d'eau de la retenue de +5,0 m en 10 jours entre les cotes NGF +1024,7 et +1029,7 (vitesse moyenne de montée du plan d'eau : +0,9 m/j) ;
 - une troisième augmentation des vitesses (jusqu'à 35 mm/j) a fait suite à une élévation du niveau d'eau de la retenue de +1,3 m en 3 jours entre les cotes NGF +1029,6 et +1030,9 (vitesse moyenne de montée du plan d'eau : +0,4 m/j).
- b. le compartiment 1 du glissement a tendance à légèrement accélérer suite à certains épisodes de pluies, notamment ceux dont la hauteur de précipitations cumulée sur une période de 72 heures a été supérieure à 30 mm.
- c. les vitesses minimales du compartiment 1 ont été obtenues au cours de périodes relativement sèches (automne 2015 et début de l'hiver 2015) ou de niveaux d'eau dans la retenue très bas (avril 2016).

Ces résultats sont concordants avec ceux obtenus lors du protocole de montée puis descente du niveau d'eau mis en œuvre en juillet 2015 et de la seconde « crise » de juillet 2015.

Cependant, début juillet 2016, une augmentation sensible des vitesses a fait suite à une descente du niveau d'eau de la retenue de -8,8 m en 6 jours entre les cotes NGF +1028,9 et +1020,1 (vitesse moyenne de descente du plan d'eau : -1,5 m/j). Une diminution des vitesses a eu lieu dans les jours suivants suite à une élévation du niveau d'eau de la retenue de +6,1 m en 6 jours entre les cotes NGF +1020,1 et +1026,2 (vitesse moyenne de montée du plan d'eau : +1,0 m/j). Cette situation, qui n'a été observée qu'une seule fois depuis juillet 2015, correspond à une situation de vidange rapide et traduit l'existence d'un contexte hydrogéologique au sein de la masse en glissement beaucoup plus variable et complexe que celui qui pouvait être imaginé comme possible à partir de l'interprétation des seuls événements de juillet 2015.

Les déplacements totaux du compartiment 1 depuis le 1^{er} août 2015 (date de la mise en place d'une nouvelle instrumentation par le CD38) ont ainsi atteint fin août 2016 au moins 3,5 à 4,5 m (Fig. 20). Toutefois, le suivi géodésique a été arrêté fin octobre 2016 au moment du percement du tunnel de dérivation profond du grand tunnel du Chambon, réalisé pour le rétablissement définitif de la route RD1091. Au cours des deux derniers mois du suivi, la vitesse moyenne quotidienne mesurée au niveau des

cibles C5, C6 et C7, situées en bordure du compartiment 1, était respectivement de l'ordre de 5 à 6 mm/j en septembre et de l'ordre de 3 à 4 mm/j en octobre 2016, alors que le niveau d'eau de la retenue n'a pas notablement varié au cours de cette période.

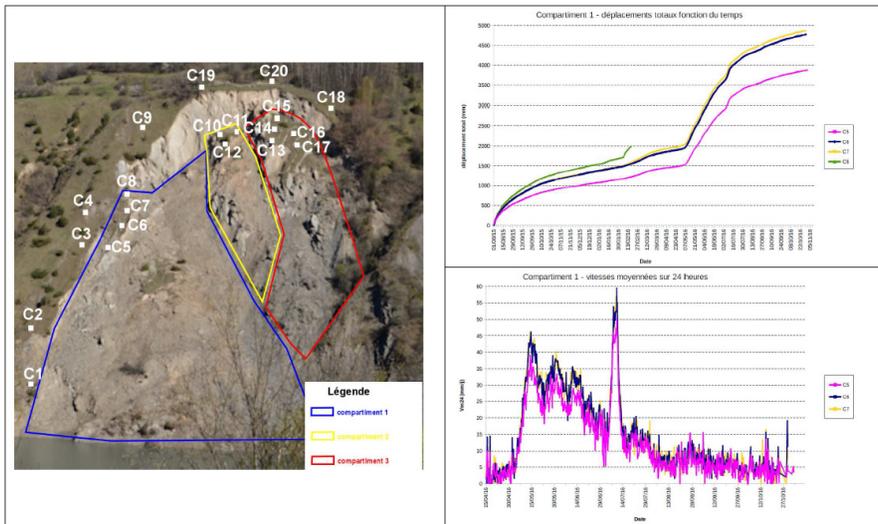


Figure 20 : Évolution des déplacements et des vitesses V_{m24} mesurées pour trois cibles C5, C6 et C7 jusqu'à fin octobre 2016 (source des données brutes : CD38)

Depuis la fin du suivi géodésique, l'évolution du glissement de terrain est quantifiée par imagerie par le Cerema Centre-Est (Chanut *et al.*, 2017) : le principe est de construire des modèles 3D de la surface en mouvement par photogrammétrie à partir d'images 2D prises à différentes dates. Les modèles sont ensuite recalés dans la même géométrie à l'aide des zones réputées stables situées sur le pourtour du glissement de terrain. Enfin, les déplacements 3D sont calculés par corrélation d'images. La méthode a été validée lors de périodes de forts déplacements en avril-mai 2016, mai-juin 2016 et juin-juillet 2016 en confrontant les déplacements calculés à ceux mesurés par géodésie. Cette méthode a été poursuivie sur deux périodes plus longues : du 16 août 2016 au 6 juillet 2017, puis du 6 juillet 2017 au 10 avril 2018 (Fig. 21).

Les résultats obtenus mettent en évidence des valeurs de déplacements élevées au niveau du compartiment 1, les vitesses affectant les compartiments 2 et 3 étant toujours significativement plus faibles. On observe un gradient décroissant des déplacements au sein du compartiment 1 du haut vers le bas. Les déplacements maximaux atteignent 3,0 m sur la période du 16 août 2016 au 6 juillet 2017 et 4,5 m du 6 juillet 2017 au 10 avril 2018. Au niveau des cibles C5, C6, C7, situées en bordure du compartiment 1, les déplacements totaux sont plus atténués, de l'ordre de 0,8 m et 1,4 m sur les deux périodes.

Ce résultat illustre la sensibilité du glissement de terrain aux précipitations : les précipitations cumulées entre octobre 2017 et mars 2018 (667 mm à La Grave,

source : EDF) ont été notablement plus élevées que celles entre octobre 2016 et mars 2017 (386 mm à La Grave, source : EDF).

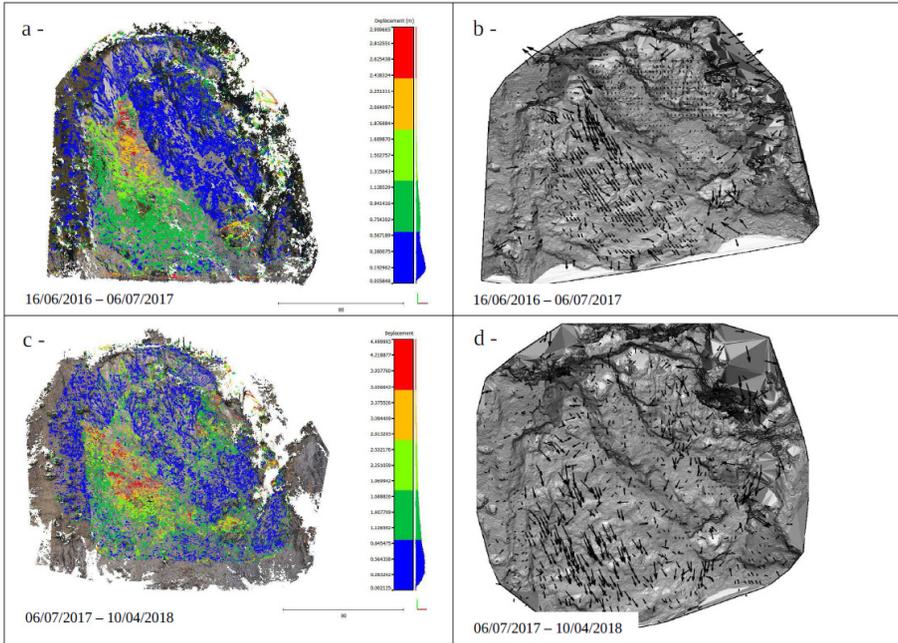


Figure 21 : Valeurs et directions des déplacements obtenues par photogrammétrie et corrélation d'images entre le 16 août 2016 et le 6 juillet 2017 (a et b) et entre le 6 juillet 2017 et le 10 avril 2018 (c et d)

Concernant les directions, les vecteurs de déplacements sont parallèles à la direction des fractures principales séparant les trois compartiments et leur plongement correspond à la pente moyenne du compartiment 1. La direction des déplacements reste identique dans le temps : elle est la même que celle observée lors de la seconde « crise » de juillet 2015 et reste similaire à la direction calculée sur les périodes de calibration (avril-mai 2016, mai-juin 2016 et juin-juillet 2016).

3.5. Conclusions

Le déclenchement du glissement du Chambon en 2015, selon un mécanisme de rupture progressive, fait suite à une longue phase de pré-rupture, s'étalant sur plusieurs dizaines d'années au minimum et mettant en jeu le comportement mécanique particulier des schistes armant le versant.

Le cas du glissement du Chambon illustre les difficultés parfois rencontrées pour identifier et interpréter les phénomènes en jeu (fluage, influence de la viscosité, etc.), prévoir leur évolution et anticiper la survenue d'événements brutaux susceptibles d'impacter certains axes de communication sensibles. Au cours de la gestion des

« crises », l'analyse en quasi temps réel des mesures disponibles a cependant apporté aux géologues mobilisés (CD38, SAGE, EDF, service RTM de l'Isère et Cerema) des renseignements précis sur le stade d'évolution du glissement. Elle a permis de réactualiser régulièrement la connaissance du phénomène, et ainsi de rendre l'appui technique au Préfet le plus pertinent possible.

3.6. Références bibliographiques

- Bourgin, A., 1935. *La mise en eau des barrages du Chambon et de la Bissorte*. Revue de Géographie Alpine, 23, 855-857
- Causse, L., 2015. *Analyse et modélisation des interactions géomécaniques entre tunnels et versants instables*. Mémoire de thèse, École Nationale Supérieure des Mines de Paris, France
- Chanut, M.-A., Kasperski, J., Dubois, L., Dauphin, S., Duranthon, J.-P., 2017. *Quantification des déplacements par la méthode PLAS - application au glissement du Chambon*. Revue Française de Géotechnique, 150, 4
- Cojean, R., Cai, Y., Cui, Z., Fleurisson, J.-A., 2002. *Analyse et modélisation du glissement de Huangtupo (Badong, retenue du barrage des Trois-Gorges, R.P. Chine). Conditions de réactivation, méthodes de confortement et surveillance*. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Nancy, France
- Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB), 2002. *Glissements de versants de retenues : reconnaissances, études et gestion - Recommandations et exemples*. Bulletin 124
- Dubois, L., Dauphin, S., Rul, G., 2016. *Le glissement du Chambon : évolution du phénomène et gestion de crise*. Revue Française de Géotechnique, 148, 2.
- Duncan, J.-M., Buchigani, A.-L., 1975. *An engineering manual for slope stability studies*. Virginia Tech, États-Unis d'Amérique
- Gidon, M., 2001. *Les massifs cristallins externes des Alpes occidentales françaises sont-ils charriés ?* Géologie alpine, 77, 23-38
- Guilloux, A., 2005. *Note sur la définition des « Sols Indurés Roches Tendres » (SIRT)*. Revue Française de Géotechnique, 111, 59-66
- Kasperski, J., Gaillard, C., Panigoni, T., 2016. *Tirs de reconnaissance pour le creusement du grand tunnel du Chambon*. Tunnels et Espaces Souterrains, 255-256, 183-192
- Kilburn, C.-R.-J., Petley D.-N., 2003. *Forecasting giant, catastrophic slope collapse : lessons from Vajont, Northern Italy*. Geomorphology, 54, 21-32.

- Largillier, J.-F., 1985. *Observations sur le glissement de terrain des Eaux-Bonnes dans les Pyrénées-Atlantiques*. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, 137, 17-24
- Leroueil, S., 2001. *Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms*. Géotechnique, 51, 197-243
- Panizzo, A., De Girolamo, P., Di Risio, M., Maistri, A., Petaccia, A., 2005. *Great landslide events in Italian artificial reservoir: Natural Hazards and Earth System Sciences*, 5, 733-740
- Petley, D.-N., 2004. *The evolution of slope failures: mechanisms of rupture propagation*. European Geosciences Union, Natural Hazards and Earth System Sciences, 4, 147-152
- Roubault, M., 1970. *Peut-on prévoir les catastrophes naturelles ?* Presses universitaires de France
- Schuster, R.-L., 1979. *Reservoir-induced landslides*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 20, 8-15
- Ter-Stepanian, G., 1996. *Concentration du fluage avec le temps*. Revue Française de Géotechnique, 74, 31-43
- Thomaidis, C., Devèze, G., Dubie, J.-Y., 2001. *Mouvements de versants des retenues hydroélectriques - Retour d'expérience et gestion du risque*. Revue Française de Géotechnique, 95-96, 165-176
- Vyalov, S.-S., Maksimyak, R.-V., 1976. *Étude du mécanisme de déformation et de rupture des sols argileux*. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, 86, 61-74

Remerciements

Les auteurs remercient particulièrement le CD38 pour la mise à disposition des données du suivi extensométrique du grand tunnel du Chambon et des données du suivi géodésique du glissement de terrain, ainsi que les géologues du bureau d'études SAGE, de EDF et du service RTM de l'Isère pour leur coopération lors de la gestion des « crises » et les géologues du Centre d'Études des Tunnels (CETU).

Les auteurs signalent que cet article constitue une mise à jour, intégrant les nouvelles données disponibles entre 2016 et 2018, de l'article publié dans la Revue Française de Géotechnique en 2016 et indiqué en bibliographie (Dubois *et al.*, 2016).

4. RETOURS D'EXPÉRIENCE RELATIFS AUX GLISSEMENTS ET ÉBOULEMENTS AVEC BARRAGE DE VALLÉES, ASSOCIÉS AU SÉISME DE WENCHUAN (SICHUAN, CHINE) DU 12 MAI 2008¹

Roger Cojean² et Jean-Louis Durville³

4.1. Introduction

Les mouvements gravitaires de grande ampleur (glissements de terrain, éboulements majeurs) en région montagneuse sont susceptibles de créer des barrages au fond d'une vallée étroite. Un lac se forme alors en amont, interrompant des voies de communication, inondant terres et villages. Lorsque le niveau de la retenue atteint la crête du barrage naturel, il y a débordement et érosion du barrage. Cette érosion peut être rapide, avec formation d'une brèche et vidange brutale du lac, entraînant une crue dévastatrice vers l'aval. Parfois, le barrage résiste plusieurs mois ou plusieurs années, avant de se rompre par érosion interne et érosion par sur-verse combinées. Des événements de ce type sont connus dans toutes les régions du monde, et pour ne retenir que des événements relatifs aux Alpes européennes, citons : l'écroulement de Koëfels en Autriche, daté de 10 000 ans BP ; l'écroulement de Flims en Suisse, daté de 9 500 ans BP, barrant la vallée du Rhin ; l'écroulement de La Madeleine en Savoie, daté de 8 000 ans BP, barrant la vallée de l'Arc et à l'origine de la plaine de Bessans ; le barrage de la vallée de la Romanche à l'aval de Bourg-d'Oisans, au XII^e siècle, à l'origine du lac Saint-Laurent ; l'éboulement de la Valtellina en Lombardie en 1987, barrant la vallée de l'Adda et nécessitant le creusement d'une galerie de dérivation pour la rivière et d'un tunnel pour la route, etc. Les événements déclencheurs de ces mouvements gravitaires sont, soit des précipitations exceptionnelles, soit des séismes.

En France, deux versants instables de grande ampleur, actifs depuis plusieurs années, comportent la menace d'une rupture avec barrage de vallée : La Clapière (Alpes-Maritimes) et Séchilienne (Isère). À La Clapière, où 50 millions de m³ sont en mouvement, une galerie de dérivation de la Tinée a été creusée préventivement en 1989, pour éviter l'enneigement d'une partie du village de Saint-Étienne-de-Tinée et le risque de crue en aval. Après un déplacement progressif cumulé d'une centaine de mètres, il apparaît qu'aujourd'hui le phénomène tend vers une stabilisation, sans rupture brutale.

1 La rédaction de cet article prend appui sur le rapport Cojean R., Durville J-L., Gauchez J., Pothérat P., 2009. Glissements de terrain et barrages naturels induits par le séisme du 12 mai 2008 au Sichuan (Chine). Retour d'expérience. Rapport réalisé par le CFGI, pour le compte du MEEDDM, avec le soutien de CGEDD, MINES ParisTech et CETE de Lyon.

2 MINES ParisTech, PSL - Research University, Centre de Géosciences

3 CGEDD : Conseil Général de l'Environnement et du Développement Durable

À Séchilienne, où plusieurs millions de m³ sont en mouvement significatif depuis plus de 20 ans, une première déviation routière et l'expropriation de 80 maisons ont été réalisées. La construction d'une deuxième déviation routière est en cours d'achèvement. La surveillance du site instrumenté et de nombreuses études ont permis d'identifier des scénarios impliquant la formation de barrages plus ou moins importants sur la Romanche. La gestion du risque hydraulique, après un mouvement de terrain de grande ampleur que l'on peut au mieux prévoir quelques jours à l'avance, est un problème majeur : le barrage sera-t-il stable et résistera-t-il à l'érosion interne ou externe ? Quelle est la probabilité qu'une crue du cours d'eau intervienne rapidement après l'éboulement ? Pourra-t-on terrasser la masse glissée pour aménager un chenal résistant à l'érosion ? Faut-il par avance creuser une galerie de dérivation pour le cours d'eau ?

C'est avec ces préoccupations que le CFGI a réalisé un « retour d'expérience » sur les grands glissements de terrain causés par le séisme du 12 mai 2008, de magnitude 8, qui a frappé la province du Sichuan en Chine. En effet, plusieurs dizaines de lacs se sont formés suite aux barrages résultant de glissements de terrain. Certains de ces barrages ont commencé à déborder au bout d'une ou deux semaines. Les autorités ont géré ces problèmes, qui s'ajoutaient aux secours d'urgence aux victimes du séisme, de diverses façons : évacuation de dizaines de milliers de personnes menacées à l'aval des retenues, travaux de terrassement en urgence sur les masses glissées, déviations provisoires des routes, etc. La variété des phénomènes géologiques en cause d'une part, la gestion opérationnelle des risques d'autre part justifiaient une mission de retour d'expérience, avec l'idée de transpositions possibles à différents cas français, Séchilienne notamment.

4.2. Le séisme de Wenchuan

Le séisme du Sichuan de 2008, « *Great Sichuan Earthquake* » ou « *5-12 Earthquake* », s'est produit le 12 mai 2008. Suivant la *Chinese Earthquake Administration*, sa magnitude M_s était égale à 8,0 et sa magnitude M_w à 8,3⁴. L'*US Geological Survey* a annoncé une magnitude $M_s = 7,9$. Ce séisme est également connu sous le nom de séisme de Wenchuan, son épïcêtre étant situé dans le comté de Wenchuan (province du Sichuan). L'épïcêtre se situait à 80 km à l'ouest-nord-ouest de Chengdu, capitale du Sichuan, le foyer étant à environ 19 km de profondeur. Des répliques se sont produites durant les deux semaines suivantes.

L'épïcêtre du séisme, les multiples répliques correspondant à la propagation de la rupture, de même que les répliques tardives se situaient le long d'un faisceau de failles actives : le système de Longmenshan qui fut réactivé sur une distance de plus de 400 km, suivant un mécanisme de faille inverse avec une composante plus ou moins importante de décrochement dextre. Ce système faillé se situe dans une région montagneuse, formant contact entre le bassin de Chengdu et la bordure du plateau tibétain. Il constitue un dispositif d'accompagnement de déformations à une

4 M_s : magnitude mesurée à partir des ondes de surface ; M_w : magnitude d'énergie ou de Kanamori.

échelle régionale, en conséquence de la collision de la plaque indienne avec la plaque eurasiatique. La carte néotectonique de la Chine (Neotectonic map of China and adjacent seas - édition 1996) au 1/5 000 000 (Fig. 1) souligne cette zone de contact, d'orientation NE-NNE entre les contreforts du plateau tibétain et le bassin du Sichuan, par plusieurs failles actives d'environ 500 km d'extension. Le caractère fortement subsident de la partie ouest du bassin du Sichuan est par ailleurs indiqué.

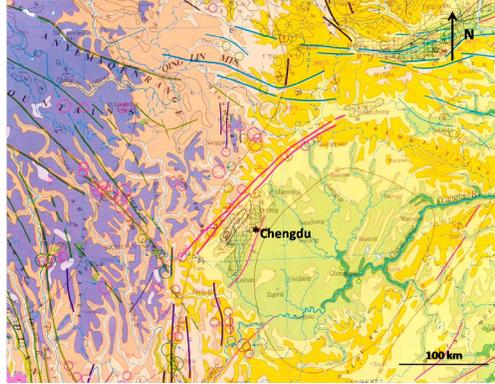


Figure 1 : Extrait de la carte néotectonique de la Chine (Neotectonic map of China 1/5 000 000). Édition 1996 (Source : Chinese Academy of Geological Sciences)

Ce séisme a causé de nombreuses victimes : près de 90 000 morts ou disparus et plus de 370 000 blessés. Les pertes économiques ont été évaluées entre 120 et 180 milliards d'euros. C'est le séisme le plus violent et le plus destructeur ayant frappé la Chine depuis le séisme de Tangshan (province de Hebei) de 1976 qui tua au moins 240 000 personnes. Les travaux de reconstruction ont concerné plus de quatre millions de logements, 11 000 écoles, 10 000 centres médicaux, 600 ponts, etc. La ville de Beichuan, en particulier, a payé un très lourd tribut : directement affectée par le jeu de la faille de Yingxiu-Beichuan et la secousse sismique d'intensité XI en ce lieu, ainsi que par deux énormes mouvements de versants, elle a perdu 20 000 habitants sur une population de 30 000 personnes. Plus de 30 000 sites de versants ont subi des déstabilisations, causant près du quart du total des victimes du séisme. Vingt de ces instabilités ont fait chacune plus de 100 victimes.

4.3. Les mouvements gravitaires déclenchés par le séisme de Wenchuan

Le séisme de Wenchuan a déclenché un très grand nombre de glissements, éboulements et coulées de débris. Dans la province du Sichuan, 16 comtés ont été sévèrement touchés par ces glissements (Fig. 2). Plus de 11 000 sites de glissements ont été identifiés sur le terrain ou sur des images satellitaires. Les plus importants glissements et éboulements sont apparus près de la faille principale et plus particulièrement du côté du compartiment chevauchant. Environ 90% des glissements et éboulements se situent à moins de 30 km de distance de la faille. Pour les glissements de très

grande ampleur, 95% d'entre eux se situent à moins de 10 km de distance de la faille. Quelques grands glissements ont dépassé en volume les 50 millions de m³. La plupart des très grands glissements et éboulements ont présenté une très grande mobilité (Huang & Li, 2009, Yin *et al.*, 2009).

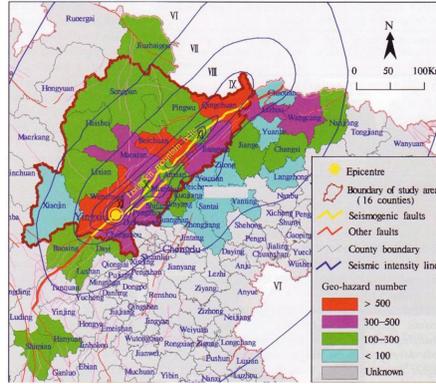


Figure 2 : Répartition des « geohazards » (glissements, éboulements, coulées de débris) déclenchés par le séisme de Wenchuan (d'après Huang R.Q. & Li W. L., 2009)

À titre d'exemple, le cas de la ville de Beichuan doit être à nouveau cité. Cette ville fut très sévèrement touchée par le séisme, avec une destruction de la majorité des habitations, l'enfouissement de quartiers entiers de la ville sous un grand glissement et un grand éboulement, puis plus tardivement, la ville étant désertée, l'envahissement de la ville par des coulées de débris recouvrant les rues sur plusieurs mètres d'épaisseur.



Figure 3 : Ville de Beichuan, après le séisme. Noter l'important glissement au premier plan et le bourrelet de débris d'habitations et l'éboulement au second plan. Le passage de la faille de Yingsu-Beichuan est indiqué (document transmis par Huang R.Q.)

La figure 3 montre la ville après le séisme. La moitié de la ville a été enfouie sous les produits d'un glissement (le glissement de Wangjiayan, de près de 5 millions de m³) et d'un éboulement (l'éboulement de Jiangjiashan, de plusieurs centaines de milliers de m³).

Le séisme a engendré de nombreuses laves torrentielles (*debris flows* ou coulées de débris), beaucoup d'entre elles se déclenchant bien après la secousse, lors de pluies importantes. La raison en est que le séisme a provoqué instantanément de nombreux glissements et éboulements, lesquels ont accumulé sur les pentes des versants et dans les talwegs de grandes quantités de matériaux mobilisables par les torrents. Il est apparu que le séisme était à l'origine d'une diminution du seuil de déclenchement des laves torrentielles dans cette région (cumul de pluie sur trois jours consécutifs) d'environ 25%.

4.4. Barrages formés suite au séisme de Wenchuan

Le séisme de Wenchuan a engendré, par suite de glissements de terrain, plus de 250 barrages naturels, identifiés sur image satellitaire (Xu *et al.*, 2009). Parmi les 32 barrages principaux, les volumes des retenues potentielles – en supposant le lac amont à son maximum de capacité – varient de 30 000 m³ à 300 millions de m³. Huit d'entre eux ont une capacité supérieure à 10 millions de m³, avec des hauteurs variant de 10 m à 100 m. Le mode de rupture estimé – en l'absence d'intervention humaine – est l'érosion par surverse pour 26 d'entre eux et l'érosion interne pour les six autres. Compte tenu que plusieurs barrages ont obstrué une même rivière en différents endroits, des ruptures en chaîne étaient à redouter, la crue brutale liée à une rupture pouvant entraîner la rupture d'autres barrages en aval.

Les glissements et éboulements se sont produits soit au moment de la secousse ou dans les minutes qui ont suivi, soit plusieurs mois après. Il faut noter que le séisme s'est produit en fin de saison sèche. Le débit des cours d'eau dans les jours qui ont suivi le 12 mai était donc faible à modéré. Par la suite, les mois de juin et juillet 2008 ont été relativement secs. Mais de fortes précipitations sont apparues les mois suivants, déclenchant de nouveaux glissements et éboulements sur des pentes fragilisées par le séisme ou de nouvelles coulées de débris. Ainsi, certains barrages naturels se sont formés au moment de la secousse sismique et d'autres plusieurs mois après.

Afin de porter un diagnostic en urgence, les géologues chinois ont établi une échelle de danger, présentée dans le tableau 1. Elle repose sur trois critères : la hauteur de barrage, le volume potentiel de la retenue en amont et le type de matériau constituant le barrage. Pour ce troisième critère, avec l'idée d'appréhender l'état de stabilité du barrage et sa sensibilité à l'érosion interne, les matériaux ont été classés en quatre groupes, sachant que la grande majorité des barrages naturels formés par le séisme sont issus d'instabilités affectant des massifs rocheux :

- groupe 1 : sol et fragments rocheux ; plus de 50% des éléments de dimension comprise entre 20 et 200 mm ;
- groupe 2 : sol et fragments rocheux, avec quelques blocs ; plus de 50% des éléments de dimension comprise entre 20 et 200 mm ; les blocs ont une dimension supérieure à 200 mm ;
- groupe 3 : blocs et gros blocs, avec peu de sol et de fragments rocheux ; plus de 50% de blocs et gros blocs de dimension supérieure à 200 mm ;
- groupe 4 : blocs et gros blocs, de taille supérieure à 200 mm.

Degré de danger	Hauteur de barrage (m)	Capacité maximale de la retenue (10^6 m^3)	Matériaux constitutifs du barrage
Très élevé	$H > 100$	$V > 100$	Groupe 1
Élevé	$50 < H < 100$	$10 < V < 100$	Groupe 2
Modéré	$25 < H < 50$	$1 < V < 10$	Groupe 3
Faible	$H < 25$	$V < 1$	Groupe 4

Tableau 1 : Degrés de danger des barrages naturels (d'après Xu Q. et al., 2009)

Le barrage de Tangjiashan sur la rivière Jian

Le barrage de Tangjiashan est situé sur la rivière Jian, 3,2 km à l'amont de la ville de Beichuan (Fig. 4). Ses dimensions sont les suivantes : 600 m en travers de la vallée, 800 m le long de la vallée, hauteur de 82 à 124 m (Fig. 5). Le volume éboulé est d'environ 24 millions de m^3 . Le glissement rocheux affecte des formations sédimentaires du Cambrien ou alternent roches dures et roches tendres. Il se serait produit dans la minute qui a suivi le séisme, parcourant une dénivelée de 540 m environ. Les débris ont remonté la rive opposée. On estime que la vitesse de déplacement a atteint 20 m/s. Le glissement a fait 84 victimes directes.



Figure 4 : Vue aérienne de la rivière Jian, le glissement de Tangjiashan (avant creusement du chenal), la ville de Beichuan (document transmis par Huang R.Q.)

Le seuil bas de la crête du barrage étant de 752 m, la retenue amont pouvait atteindre 300 millions de m^3 . Le lac amont s'étendait début juin 2008 sur plus de 20 km de long. À ce niveau, le bassin versant de la rivière Jian atteint une superficie de 4 520 km^2 . Selon l'échelle de danger du tableau 1, le barrage de Tangjiashan présentait un danger très élevé. Trois autres barrages se sont formés à l'aval lors du séisme et le risque de rupture en chaîne était réel.

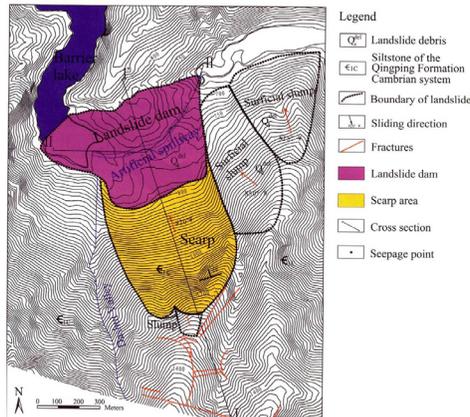


Figure 5 : Glissement de Tangjiashan ; l'aval est à l'Est (d'après Xu Q. et al., 2009)

Fin mai, le niveau du lac montait de 1 à 1,5 m par jour. Le 29 mai, une venue d'eau importante est apparue sur le versant en aval, avec un débit dépassant 1 m³/s. Compte tenu du risque en cas de rupture (plus d'un million de personnes menacées en aval), la décision a été prise de creuser un chenal à travers la masse éboulée, utilisant l'explosif et des engins de terrassement. À partir du 25 mai 2008, l'armée a travaillé sept jours et six nuits pour réaliser un chenal de 475 m de long et 12 m de profondeur dans la partie sommitale du barrage. 135 000 m³ ont été terrassés, par 1 100 travailleurs, avec 26 boteurs sur le chantier.



Figure 6 : 10 juin 2008. Surverse et érosion violente sur le barrage de Tangjiashan (Photo transmise par Huang R.Q.)

Le 7 juin, le niveau du lac a atteint la cote de 740 m et l'eau a commencé à emprunter le chenal, le volume de la retenue étant alors de 230 millions de m³. Le débit était de

400 m³/s le 10 juin à 8h, de 3 200 m³/s le 10 juin à 10h, de 6 600 m³/s le 10 juin de 11h à 12h (Fig. 6), avant de décroître progressivement à 3 400 m³/s le 10 juin à 14h, puis 80 m³/s le 11 juin à 9h. Le 11 juin, le niveau du lac était descendu d'une trentaine de mètres et le volume de la retenue n'était plus que de 86 millions de m³. À Beichuan, située 2 km en aval, le pic de crue a été de 6 500 m³/s.

À Tougkou, situé 33 km en aval, le pic de crue est passé le 10 juin à 14h 30, avec un débit proche de 6 500 m³/s. Après le déversement, le chenal artificiel s'est trouvé agrandi : largeur au fond de 100 à 140 m et profondeur de 30 à 60 m. Les spécialistes chinois ont étudié les risques de déstabilisation ultérieure des versants en amont du barrage résiduel et la stabilité propre de ce barrage. En 2009, des coulées de débris ont obstrué le chenal et le niveau du lac a recommencé à monter. Un nouveau chenal a dû être creusé.

Les barrages sur les rivières Mianyuan et Min

De nombreux glissements de terrain et éboulements ont affecté ces deux vallées et furent à l'origine de plusieurs barrages, perturbant gravement les communications pendant plusieurs mois dans ces vallées. Des dépôts de coulées de débris déclenchées tardivement en septembre 2008 furent de même à l'origine de nombreux barrages dans ces vallées.



Figure 7 : Travaux d'approfondissement du chenal d'évacuation des eaux du barrage. À gauche : masses glissées du glissement de Xiagangjian (en rive droite) ; à droite : dépôts de coulées de débris (en rive gauche) (Photo R. Cojean).

Ainsi l'éboulement de Xiaogangjian, d'un volume de 2,5 millions de m³, dans des calcaires et dolomies du Dévonien, a créé un barrage d'une hauteur de 70 m. Le lac a mesuré 4 km de longueur et retenait 11 millions de m³ d'eau le 4 juin 2008. Un chenal de 80 m de long et de 20 m de profondeur a été rapidement creusé pour limiter la hauteur du lac (Fig. 7). Après divers épisodes d'éboulements résiduels et de dépôts de coulées de débris bouchant le chenal, de nouveaux travaux de déblaiement du chenal furent entrepris en septembre 2009 afin de recreuser le chenal et rouvrir une route. Un projet de nouveau tracé, comportant plusieurs tunnels, a été mis à l'étude.

4.5. Enseignements tirés pour un scénario de barrage de la vallée de la Romanche avec l'hypothèse d'un éboulement au droit des Ruines de Séchilienne (Isère)

Le séisme de Wenchuan a déclenché des milliers de mouvements de versant dans diverses formations géologiques, créant des barrages de vallées porteurs de risques majeurs. Les géologues chinois ont eu à porter en urgence un diagnostic sur la stabilité résiduelle des versants, sur les risques de rupture de ces barrages naturels, sur le rétablissement des nombreuses voies de communication coupées et sur la protection des populations résidentes. Le retour d'expérience de la mission CFGI aura permis, avec les contributions de collègues chinois sollicités, d'éclairer ce sujet des barrages de vallées avec une portée générale et aussi dans la perspective d'une application au cas de Séchilienne.

À Séchilienne (Isère), en rive droite de la vallée de la Romanche, un mouvement de versant rocheux affecte des terrains métamorphiques et, depuis sa mise en évidence dans les années 1980, un éboulement majeur, susceptible de barrer la vallée, est considéré comme possible à plus ou moins long terme (Fig. 8). Des enjeux importants pourraient être concernés : en aval, les captages d'eau potable de Jouchy, la ville de Vizille, les industries chimiques du sud-grenoblois, etc. et, en amont, le village de Séchilienne, l'accès aux stations de sports d'hiver.



Figure 8 : Le site de Séchilienne, vu de l'amont. On remarque l'étroitesse de la vallée au droit de l'éboulis actuel, nommé Ruines de Séchilienne (Photo © Symbhi).

Ainsi, le risque géologique est apparu très tôt comme couplé à un risque de type hydraulique. Dans le rapport de Badré *et al.* (2005), compte tenu de l'absence de données disponibles, des hypothèses sur le barrage d'une part, et sur la rupture d'autre part, avaient été prises assez pessimistes pour se placer du côté de la sécurité. En particulier, le barrage naturel était supposé se rompre sur une durée très brève (moins d'une heure) et les dommages pouvaient alors être dramatiques. Les scénarios d'évolution envisagés à Séchilienne impliquent des ruptures mobilisant des volumes de 1 à 3 millions de m³ à court terme (avant 10 ans), de 5 à 6 millions de m³ cumulés à moyen terme (entre 10 et 50 ans) et peut-être des volumes supérieurs à long terme

(au-delà de 50 ans) (Durville *et al.*, 2009). Les études de propagation et d'étalement des éboulis conduisent à envisager la formation d'un barrage de la vallée, dès que les volumes atteignent environ 3 millions de m³. La hauteur du barrage augmente avec le volume éboulé, dans la mesure où les nouveaux éboulements prendraient leur origine au droit des premiers et viendraient alors s'accumuler par-dessus ceux-ci.

Le volume d'eau retenu en amont par un barrage serait de 200 000 m³ environ pour une hauteur de barrage (cote du seuil de déversement) de 6 m et de 1 100 000 m³ pour une hauteur de 12 m. La question de la stabilité de ce barrage naturel, en particulier lors du débordement du lac amont, est une question essentielle : le barrage résisterait-il à l'érosion ? De combien s'éroderait-il ? En combien de temps ? Quel serait alors le débit à l'aval ? Comment gérer ce risque ?

Au vu de l'importance de ces questions pour l'estimation des risques induits à l'aval, le Symbhi (Syndicat mixte du bassin hydraulique de l'Isère), chargé des études des parades depuis 2005, a demandé à la CNR (Compagnie Nationale du Rhône) une étude sur modèle réduit (1/60), qui a été réalisée en 2008 dans son laboratoire d'hydraulique à Lyon. Le processus de formation d'une brèche a été observé au cours des essais et les débits sortants mesurés en fonction du temps.

Barrage naturel	Conditions hydrologiques. Importance de la crue (si rupture)
<i>Cas de l'érosion interne :</i> Gradient hydraulique (H/L) ; Granularité des matériaux. <i>Cas de l'érosion externe :</i> Granularité ; Longueur dans le sens de la vallée.	Volume de la retenue ; Débit amont du cours d'eau lors de la formation de la brèche.

Tableau 2 : Scénarios de rupture d'un barrage naturel (paramètres déterminants), avec en référence les paramètres hydrologiques de la Romanche à considérer.

Parallèlement à cette étude expérimentale, toute information issue de cas réels peut aider à mieux comprendre les mécanismes d'érosion et de formation de brèche et à identifier les principaux paramètres qui régissent ces mécanismes. Les barrages naturels du Sichuan ont ainsi apporté un éclairage intéressant, même si les conditions géologiques et hydrologiques sont différentes. Le tableau 2 présente les paramètres clefs qui régissent les modalités de rupture d'un barrage naturel, inhérentes au barrage lui-même ou aux conditions hydrologiques.

Il faut observer que les exemples chinois rapportés sont de dimensions bien plus grandes qu'à Séchilienne, où la hauteur des barrages envisagés ne dépasse guère 10 à 12 m et le volume de la retenue ne va guère au-delà de 1 million de m³, et encore faut-il considérer le risque à moyen terme pour arriver à ces chiffres. D'après

le tableau 1, Séchilienne se situerait dans la classe de danger faible, éventuellement modéré s'agissant du risque à moyen ou long terme. Mais cette classification est en réalité une classification d'aléa, qui ne prend pas en compte l'importance des enjeux. Par ailleurs, l'importance de la granularité du barrage a été signalée. La plupart des barrages naturels qui se sont formés après le séisme du 12 mai 2008 au Sichuan sont constitués de matériaux rocheux, avec une granularité assez grossière. La présence de gros blocs (plusieurs m³) limite l'érosion et un équilibre (provisoire ?) s'installe par suite du pavage du chenal, que celui-ci soit artificiel ou naturel.

À Séchilienne, la proportion de fines devrait être significative, compte tenu de l'altération au sein des formations métamorphiques qui composent le versant, mais on doit s'attendre à trouver aussi des gros blocs rocheux, ce qui rapproche de la situation chinoise. Au Sichuan, les formes de barrages, dans le sens de la vallée, sont assez étalées, en liaison avec la dynamique assez rapide des mouvements de terrain : cette morphologie est favorable à la stabilité. À Séchilienne, les modélisations réalisées concluent à un étalement assez prononcé du cône d'éboulis, ce qui conduit à prévoir des érosions progressives du barrage naturel, confirmées par les études sur modèle réduit, avec en conséquence un danger pour l'aval moindre que ce qui était envisagé auparavant.

Les solutions techniques, en cas d'éboulement et formation d'un barrage, sont de trois types :

- creusement d'un chenal d'évacuation ;
- pompage de l'eau de la retenue ;
- creusement d'une galerie de dérivation, en général dans un versant de la vallée.

La première solution peut être mise en œuvre rapidement, mais il faut quand même disposer de plusieurs jours pour amener le matériel de travaux publics et organiser le chantier. La seconde n'est applicable que pour une durée limitée, avec des débits modérés. La troisième solution ne peut se réaliser rapidement et dans la plupart des cas la sur-verse survient avant qu'elle ne puisse être réalisée.

Les Chinois ont systématiquement creusé un chenal pour réduire la hauteur du barrage et limiter l'importance du lac amont, mais ils ont eu le temps (typiquement, une quinzaine de jours). Ceci s'explique par plusieurs facteurs : volume important du réservoir amont, précipitations et donc débits incidents faibles à modérés en mai 2008, perméabilité moyenne à forte des matériaux éboulés. À Séchilienne, le remplissage de la retenue pourrait se faire en quelques heures ou quelques dizaines d'heures, pour peu que l'on ne soit pas en situation d'étiage, et il sera très difficile d'intervenir avant la sur-verse. Ce sont des conditions nettement plus défavorables que dans la plupart des sites du Sichuan.

Dans la majorité des barrages chinois, l'érosion lors de la sur-verse, naturelle ou aidée par l'intervention humaine, a creusé ou sur-creusé un chenal, mais il ne s'est pas formé une brèche totale dans le corps du barrage, et un lac a subsisté longtemps après ces travaux. Certaines de ces situations sont restées des situations à risque suivant

l'appréciation des géologues. La question se posera à Séchilienne, de parfaire le travail de la nature, par exemple en utilisant des chasses contrôlées depuis les barrages EDF, pour réduire le volume de la retenue, voire l'annuler complètement.

Un autre enseignement du séisme chinois est la fréquence des événements secondaires venant rehausser le barrage ou obstruer le chenal existant. À Séchilienne, des éboulements secondaires sont probables après un événement majeur, et de tels scénarios doivent être envisagés, impliquant des risques résiduels au droit de l'éboulement principal.

4.6. Références bibliographiques

Badré, Durville, Huet et Madier de Champvermeil, 2005. *Rapport du Conseil général des Ponts et Chaussées*. Mars 2005.

Chinese Academy of Geological Sciences, 1996. *Neotectonic map of China 1/5 000 000*.

Cojean R., Durville J.-L., Gauchez J., Pothérat P., 2009. *Glissements de terrain et barrages naturels induits par le séisme du 12 mai 2008 au Sichuan (Chine). Retour d'expérience*. Rapport réalisé par le CFGI (Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement), pour le compte du MEEDDM, avec le soutien de CGEDD, MINES ParisTech et CETE de Lyon. 87p. Rapport téléchargeable sur le site www.cfgi-geologie.fr.

Durville J.-L., Bonnard C., Pothérat P., 2009. *The Séchilienne (France) landslide: a non typical progressive failure implying major risks*. Proc. of the International Symposium and the 7th Asian Regional Conference IAEG, Chengdu, China, vol. 1, 165-171.

Huang R.Q., Li W.L., 2009. *Analysis of the geo-hazards triggered by the 12 May 2008 Wenchuan earthquake, China*. Bull. Eng. Geol. Environ. 68, n°3, 363-371.

Xu Q., Fan X.M., Huang R.Q., 2009. *Landslide dams triggered by the Wenchuan earthquake, Sichuan Province, south west China*. Bull. Eng. Geol. Environ. 68, n°3, 373-386.

Yin Y., Zheng W., Li X., Sun P., Li B., 2009. *Occurrence of catastrophic landslides in the Wenchuan 8.0 earthquake zone*. Proc. Int. Symp. on Geological Engineering Problems in major Construction Projects, Chengdu, China, vol. 1, 80-99.

Remerciements

Cet article a été publié dans la revue *Géologues* (N° 182, 2014). Nous remercions les auteurs et l'éditeur Société Géologique de France pour leur autorisation de publication dans l'ouvrage *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives*.

5. CONCEPTION GÉOLOGIQUE ET GÉOMÉCANIQUE DES TALUS DE MINE À CIEL OUVERT

Jean-Alain Fleurisson¹, Martin Grenon²

Résumé : Cet article présente les principes de base du dimensionnement des talus miniers relatifs à la création d'un modèle géotechnique, aux calculs de la stabilité, aux méthodes de confortement et de surveillance. L'article souligne les principales difficultés du dimensionnement des talus de mines à ciel ouvert, et finalement présente les principaux défis auxquels devront s'attaquer les géomécaniciens miniers pour optimiser le processus de conceptions de ces pentes.

Abstract : This paper presents mine slope design principles for geotechnical modeling, slope stability assessment, slope stabilization and monitoring. The paper also addresses the most common challenges associated with mine slope design and finally suggests issues that should be tackled by the mining geomechanicians to optimize the mine slope design process.

5.1. Introduction

Les talus des mines et des carrières à ciel ouvert résultant des activités d'extraction constituent des ouvrages géotechniques au sens où l'on parle d'ouvrages miniers. La conception optimale de ces ouvrages doit intégrer les concepts de sécurité, de récupération du minerai et de rentabilité, et doit reconnaître que les opérateurs miniers et les investisseurs s'attendent à ce que les pentes soient stables ou que les instabilités soient gérables pour la durée de vie de la mine (Read & Stacey, 2009).

L'objet de cet article est de souligner les principes de base du dimensionnement des talus pour toutes les étapes essentielles de conception : création d'un modèle géotechnique pour la fosse, calcul de la stabilité, méthodes de confortement et surveillance. L'article met également en évidence les principales difficultés du dimensionnement des talus de mine à ciel ouvert, et finalement présente les principaux défis auxquels devront s'attaquer les géomécaniciens miniers pour optimiser le processus de conception de ces pentes.

1 MINES ParisTech-PSL University, Centre de Géosciences, 35, rue Saint-Honoré, 77305, Fontainebleau Cedex, Paris, France

2 Département de Génie des mines, de la métallurgie et des matériaux, Université Laval, Québec, QC, G1V 06A Canada

5.2. Conception des talus

Il importe de mettre en œuvre une méthodologie bien maîtrisée pour la conception des talus d'excavation. Cette méthodologie doit se dérouler suivant les trois phases présentées ci-après et reprises principalement de Cojean & Fleurisson (2005) et Fleurisson & Cojean (2013).

Création d'un modèle géotechnique par l'observation et la mesure

L'objectif de cette phase est de définir, pour le massif rocheux d'une fosse à ciel ouvert, un modèle géotechnique intégrant une caractérisation géologique, structurale, du massif rocheux et hydrogéologique. Cette phase d'acquisition de connaissances prend appui sur plusieurs champs d'expertise scientifique, notamment la géologie de l'ingénieur, la mécanique des roches et l'hydrogéologie.

L'approche géologique est primordiale, qu'il s'agisse du massif de sol ou du massif rocheux dans lequel doivent être excavés des talus. Le géologue identifie la nature pétrographique des matériaux concernés (sols ou roches) ainsi que leur état d'altération et de fracturation. Ces données sont essentielles pour la caractérisation des matériaux sur le plan mécanique. Il apprécie aussi la variabilité dans l'espace de ces matériaux à l'échelle du massif. Le géologue identifie également les structures géologiques présentes dans le gisement, d'où résultent des relations précises entre les différentes unités constituant le gisement et des processus ou mécanismes potentiels de déformation et de rupture prédéterminés.

Cette approche géologique, préliminaire, permet d'orienter et d'optimiser les campagnes de reconnaissances géologiques et géotechniques par sondages mécaniques ou méthodes géophysiques. Il faut en général mettre en œuvre : des sondages destructifs, avec enregistrement des paramètres de forage ; des sondages carottés, avec prélèvement d'échantillons intacts pour études géomécaniques en laboratoire, des forages géomécaniques pour des études sur l'orientation des structures ; des diagraphies géophysiques en sondage.

Il est de plus nécessaire d'installer des piézomètres dans ces sondages pour identifier les nappes d'eau souterraines. Dans certains cas, des prospections géophysiques de substrat (sismique, électrique, gravimétrique, etc.) peuvent s'avérer utiles, couplées à quelques sondages. Parfois, des excavations peu profondes réalisées à la pelle hydraulique peuvent, de façon économique, apporter des informations intéressantes. Dès le stade du projet, il est bon de se préoccuper d'une « valorisation géotechnique » des sondages miniers ou de carrière, dans un souci d'économie globale, mais de programmer aussi des reconnaissances à but exclusivement géotechnique. L'acquisition des paramètres pétrophysiques et mécaniques nécessaires aux calculs ultérieurs se fait ensuite à partir d'échantillons remaniés ou, plus souvent, d'échantillons prélevés intacts, sur lesquels on peut réaliser des essais en laboratoire et déterminer des paramètres pétrophysiques et des caractéristiques de déformabilité et de résistance mécanique : densité, différents modules de déformation, cohésion et angle de frottement interne des sols, paramètres

de résistance au cisaillement des discontinuités. Dans certains cas, il peut être utile de mettre en œuvre des essais mécaniques *in situ* : en sondage (essais pressiométriques ou dilatométriques, etc.) ou en surface (essais de cisaillement de matériaux grossiers ou de discontinuités rocheuses, etc.). Tous ces essais sont réalisés selon des directives ou normes proposées par différents organismes ou sociétés savantes (ISRM, ASTM, AFTES, AFNOR, etc.).

Dans l'optique de créer un modèle géotechnique plus représentatif des conditions *in situ*, certains outils et méthodes ont été développés et sont aujourd'hui davantage utilisés dans les opérations minières. Mentionnons notamment, la cartographie par photogrammétrie numérique terrestre rapprochée et celle par balayage laser terrestre (LiDAR). Depuis une décennie, de nombreuses études ont eu pour objet l'utilisation de ces approches dans un environnement minier (Lato *et al.*, 2009; Dubois *et al.*, 2012). Ces approches permettent des relevés plus fiables et permettent surtout d'acquérir un volume d'information nettement supérieur et sans biais.

Finalement, afin de créer un modèle géotechnique global, l'ensemble des données recueillies (géologiques, structurales et hydrogéologiques) doit être regroupé et intégré. Les analyses de la stabilité des talus devront reposer sur ce modèle géotechnique global.

Mécanismes de déformation et de rupture et modélisation

L'analyse des structures géologiques et des paramètres géotechniques des matériaux concernés ainsi que des sollicitations mécaniques générées par le projet d'excavation, permet d'identifier les mécanismes potentiels de déformation et de rupture les plus critiques. Pour étudier ces mécanismes critiques, il faut généralement les simplifier (démarche d'homogénéisation et de généralisation) pour construire ou rechercher les modèles physiques, puis numériques, qui permettront la quantification du risque de rupture. Cette démarche de simplification, inhérente à l'utilisation de modèles de calcul, ne doit pas être sous-estimée. Dans chaque situation, il faut être capable d'apprécier la distance qui peut séparer le modèle de la réalité physique.

À ce stade, on dispose d'un modèle géotechnique du massif ainsi que des outils de calcul adaptés. Il faut alors contextualiser l'étude en précisant les points suivants :

L'échelle géométrique du problème posé : s'intéresse-t-on à la stabilité de gradins élémentaires, d'ensembles de trois, quatre, cinq gradins (talus entre piste), ou d'un talus de fosse tout entier (talus global) de 100 m, 300 m, 600 m ou plus de hauteur ? En pratique, il faudra généralement considérer ces différentes échelles géométriques et les processus de déformation et rupture associés.

Le type de sollicitations mécaniques à considérer : s'intéresse-t-on à la stabilité de talus en cours d'exploitation : stabilité à court et moyen terme, pour laquelle on peut admettre certains taux de déformation ou certaines ruptures localisées, à condition que celles-ci ne portent pas atteinte à la sécurité du personnel, ni ne contrarient la rentabilité

de l'exploitation ? S'intéresse-t-on à la stabilité des talus finaux en fin d'exploitation et après les procédures d'abandon : stabilité à long terme, pour laquelle il faut être plus exigeant quant aux conditions de stabilité et considérer certains scénarios d'évolution des propriétés géotechniques des matériaux au cours du temps (altération des épontes de discontinuités, modifications du contexte hydraulique du massif, etc.). S'intéresse-t-on à la stabilité en situations extrêmes (études de danger) conduisant à considérer des sollicitations hydriques et hydrauliques exceptionnelles (niveaux de nappes d'eau souterraines élevées) ou des sollicitations dynamiques particulières (séismes) ?

Le degré de précision des informations géologiques, géomécaniques et hydrogéologiques rassemblées pour l'étude : le niveau de connaissances acquises restera toujours limité par rapport à la complexité du milieu naturel. Il faut donc toujours garder présent à l'esprit :

- la variabilité dans l'espace des matériaux géologiques : lithofaciès, épaisseurs, propriétés pétrophysiques et mécaniques ;
- la complexité des champs de fractures affectant les massifs rocheux qu'il faut simplifier pour la mise en œuvre des modèles de calcul existants ;
- les connaissances imparfaites des niveaux hydrauliques dans les massifs de sols et plus encore dans les massifs rocheux.

Pour pallier ce manque de précision de certaines données, il faudra généralement réaliser des analyses intégrant la variabilité des paramètres. Une première approche consiste à réaliser des analyses paramétriques en considérant des plages de variation réalistes des paramètres les moins bien connus, et mettant en rapport les réponses en déformation et rupture qu'il faut attendre des massifs rocheux. Une seconde approche consiste à réaliser des analyses probabilistes en considérant une distribution de probabilité réaliste des paramètres incertains.

Le problème étant alors bien posé, des calculs de stabilité peuvent être réalisés selon deux grands types d'analyse : les calculs à la rupture et les études en déformation.

Calculs à la rupture

Se basant sur la théorie des équilibres limites, on peut simplifier le problème mécanique posé et caractériser l'état de stabilité d'un massif par la notion de facteur de sécurité. Par exemple, pour un mécanisme de glissement suivant une surface potentielle de rupture plane, on compare une force résistante (résistance au cisaillement maximum mobilisable dans le matériau au moment de la rupture) à une force motrice. Celle-ci est équilibrée par la sollicitation de cisaillement existant réellement sur la surface potentielle de rupture analysée dans l'état actuel du massif, d'où l'expression du facteur de sécurité défini dans ce cas comme le rapport entre la force de résistance maximum et la force motrice. Il en résulte que la stabilité est acquise pour une valeur du facteur de sécurité supérieure à 1.

Les temps de calcul étant très réduits pour ce type d'approche, les logiciels permettent d'étudier de multiples situations afin de réaliser des analyses paramétriques. De plus, il est possible de prendre en compte la présence de renforcements mécaniques.

Par ailleurs, il reste nécessaire d'adapter le niveau théorique de sécurité recherché à la précision des données entrées dans les modèles. Pour des stabilités à court terme, on peut viser des facteurs de sécurité de 1,1 à 1,3. Pour des stabilités à long terme, on peut viser des facteurs de sécurité de 1,4 à 1,5. Il est judicieux de faire ces calculs pour les valeurs moyennes des paramètres mécaniques, mais aussi pour les valeurs réalistes inférieures. Ces dernières valeurs doivent être à la base du dimensionnement.

La pratique actuelle des analyses se basant sur les équilibres limites consiste à réaliser des analyses probabilistes en attribuant des valeurs fixes aux paramètres connus et une distribution de probabilités aux paramètres incertains. La stabilité d'un talus est ainsi décrite par un facteur de sécurité (FS) et une probabilité de rupture (PF). Sur la base de ce type d'analyse, des critères ont récemment été proposés dans la littérature pour les pentes minières (Read & Stacey, 2009). Ces critères tiennent compte de l'échelle du talus étudié et de la conséquence d'une rupture (Tableau 1).

Échelle	Conséquence de la rupture	FS (min) statique	FS (min) dynamique	PF (max) P[FS≤1]
Banc	faible-élevée	1,1	NA	25-50%
Inter-rampe	faible	1,15-1,2	1,0	25%
	moyenne	1,2	1,0	20%
	élevée	1,2-1,3	1,1	10%
globale	faible	1,2-1,3	1,0	15-20%
	moyenne	1,3	1,05	10%
	élevée	1,3-1,5	1,1	5%

Tableau 1 : Critères de conception typiques (FS et PF) (Read & Stacey, 2009).

Une autre approche permettant d'intégrer la variabilité structurale inhérente au massif rocheux fracturé est la modélisation des réseaux de fractures (DFN), (Dershowitz & Einstein, 1988). Toujours sur la base des équilibres limites, l'utilisation de ce type d'approche pour analyser la stabilité structurale des talus rocheux à l'échelle des gradins miniers et des talus entre piste est de plus en plus courante dans l'industrie minière (Mathis, 2007). Cette approche offre, en plus de la détermination des facteurs de sécurité et des probabilités de rupture associées aux approches probabilistes, la possibilité de déterminer de manière réaliste la taille et la probabilité d'occurrence des instabilités structurales (Grenon & Hadjigeorgiou, 2008, 2012).

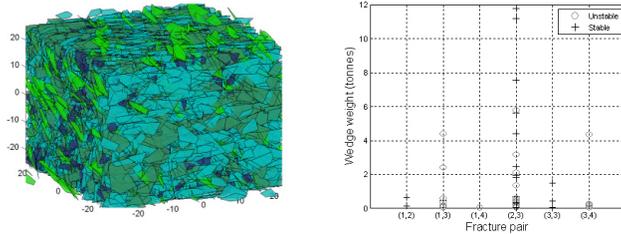


Figure 1 : Utilisation d'un DFN pour établir les instabilités structurales potentielles le long d'un talus rocheux (Grenon & Hadjigeorgiou, 2008)

La figure 1 présente un exemple d'analyse réalisée selon cette approche. La figure de gauche présente le DFN calibré caractérisé par quatre familles de discontinuités tandis que la figure de droite présente le poids des dièdres formés le long de la crête d'un talus rocheux d'orientation donnée pour les différentes combinaisons possibles de ces familles de discontinuités.

Pour l'ensemble des approches présentées, il faut cependant prendre garde à la simplicité apparente de la notion de facteur de sécurité et ne pas oublier la schématisation brutale des processus de déformation et de rupture étudiés par ces méthodes. En particulier, la notion de déformation progressive limitée ou de rupture progressive n'est pas du tout prise en compte.

Calculs en déformation

Calculer les déformations d'un massif rocheux, en réponse à une sollicitation mécanique ou hydraulique qui lui est imposée, nécessite un niveau de connaissance élevé sur les objets géomécaniques en présence (géométrie de ces objets, hétérogénéités et anisotropies, lois de comportements mécaniques), sur les conditions initiales (états de contraintes dans les massifs, etc.) et sur les conditions aux limites (conditions mécaniques et hydrauliques).

Tous les massifs présentent des aspects qui les rapprochent des milieux continus (sols en général) ou bien qui les rapprochent des milieux discontinus (massifs rocheux en général). Suivant que le comportement du massif est principalement contrôlé par son aspect de milieu continu ou son aspect de milieu discontinu, on fera appel soit à des modèles physiques (et les méthodes numériques associées) relevant de la mécanique des milieux continus (calculs par éléments finis ou en différences finies), soit à d'autres modèles et d'autres méthodes numériques relevant de la mécanique des milieux discontinus (calcul par éléments distincts).

À partir de ces résultats, il est possible de donner une évaluation de l'état de stabilité du massif, de préconiser des modifications du projet (angles de pente des talus, concavité ou convexité des profils en travers des talus, concavité ou convexité en plan des talus, visant à limiter l'apparition de contraintes trop élevées en certaines zones du massif)

ou de proposer des méthodes de confortement judicieusement dimensionnées telles que renforcements mécaniques ou drainage.

La première décennie du nouveau millénaire a vu une augmentation considérable de l'utilisation de modèles numériques bidimensionnels pour la conception des pentes minières. Une raison expliquant cette augmentation est le développement des premières méthodes permettant de calculer un facteur de sécurité (FS) à l'aide de la modélisation selon l'approche de la réduction de la résistance au cisaillement (SSR) (Dawson *et al.*, 1999). Cependant, l'approche numérique bidimensionnelle offre bien plus que la détermination d'un facteur de sécurité. En effet, elle ne requiert pas d'imposer une surface de rupture, elle considère automatiquement des surfaces de rupture multiples, elle intègre le calcul des déformations des matériaux géologiques, etc. Au cours de cette même décennie, tel que rapporté dans la littérature et bien synthétisé par Sjöberg (2013), la modélisation numérique était principalement utilisée pour améliorer la compréhension du comportement des pentes minières aux dernières étapes d'un projet minier, et ce notamment par l'entremise d'analyses paramétriques. Quelques rétro-analyses de ruptures ont été présentées dans la littérature. Les analyses prospectives de la stabilité des talus devenaient également une possibilité.

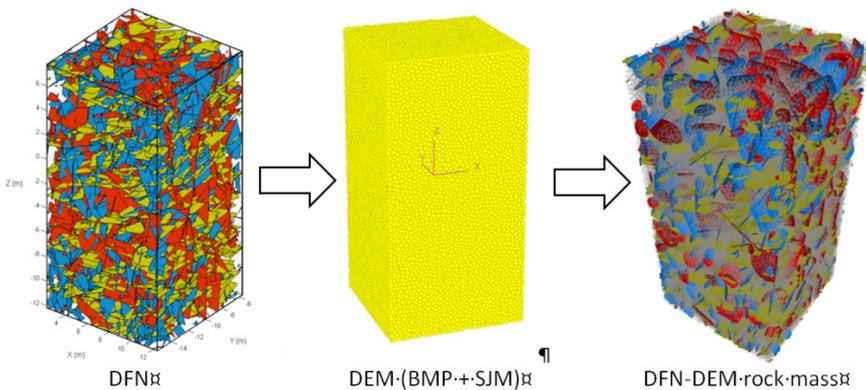


Figure 2 : Modélisation d'un massif rocheux fracturé à l'aide d'une approche DFN-DEM pour un projet minier (Grenon *et al.*, 2014)

Ces dernières années, deux tendances marquées sont à souligner pour les travaux de modélisation numérique. Premièrement, afin de mieux représenter la nature tridimensionnelle de certaines instabilités, les outils 3D sont plus couramment utilisés (Woo *et al.*, 2012; Sjöberg, 2013). Deuxièmement, plusieurs travaux ont porté sur l'utilisation de modèles hybrides permettant de modéliser la propagation des fractures au travers du massif rocheux (Fig. 2). Certains travaux ont porté sur l'impact des ruptures de ponts rocheux sur la stabilité des pentes (Elmo *et al.*, 2011). D'autres encore ont porté sur l'utilisation couplée d'approche DEM-DFN pour représenter le comportement d'un massif rocheux fracturé dans un contexte minier (Harthong *et al.*, 2012; Grenon *et al.*, 2014; Bahaaddini, 2012; Mas Ivars *et al.*, 2011). À l'heure

actuelle, ces approches permettent de caractériser les propriétés globales de ces massifs rocheux mais ne permettent pas de réaliser des analyses de la stabilité à l'échelle des ouvrages.

Méthodes de confortement et de surveillance

En général, une étude de stabilité de talus fera référence à différentes méthodes de confortement permettant d'optimiser le projet de mine ou de carrière. En effet, à sécurité égale, on peut définir plusieurs dimensionnements de talus, intégrant ou non des dispositifs de confortement. Les taux de découverte correspondants et les coûts additionnels de ces dispositifs de confortement doivent être considérés dans une même approche économique du problème. Ces coûts additionnels correspondent à :

- des volumes de matériaux stériles à extraire de la fosse (inclinaison plus faible de l'angle de talus ou déchargement en tête des talus), puis à stocker en verse ;
- des volumes de matériaux de remblai à placer en pied de talus ;
- des travaux de drainage de surface en limite d'emprise ou de rabattement de nappe par galeries de drainage et drains, puits de pompage, drains subhorizontaux ;
- des travaux de renforcement mécanique par boulons d'ancrage et câbles cimentés dans les roches ou clouage des sols.

La décision finale appartient à l'exploitant, mais le spécialiste de stabilité de talus peut proposer différents scénarios et chiffrer les gains ou pertes de stabilité correspondante, ainsi que les coûts de ces dispositifs et de leur mise en œuvre.

Enfin, dans bien des cas, une surveillance des talus faisant appel à une large panoplie de dispositifs d'auscultation pourra être recommandée : suivi topographique, contrôle de niveaux piézométriques, mesures de déplacements et de déformation en forage, etc. Pour tous les « grands ouvrages » miniers ou de génie civil, la surveillance est devenue l'alliée de la modélisation et des calculs. Si, à ce sujet, un investissement initial important doit être fait au début de la vie de l'ouvrage, c'est ensuite un dialogue continu qui doit s'établir entre la mesure et le calcul, les résultats devant être analysés dans un cadre géologique bien compris. Il en résulte toujours un bénéfice pour l'exploitant, sur le plan économique et sur le plan de la sécurité.

L'objectif principal de tout système de surveillance est de détecter les déformations, leur amplitude et leur direction. Les données recueillies à l'aide de ces systèmes sont également cruciales car elles peuvent être utilisées pour définir la relation entre les mouvements verticaux et horizontaux, pour déterminer l'influence du temps et aussi surveiller et prévoir les dommages induits par les déformations (Forrester & Aston, 1987).

Historiquement, une grande variété de techniques de mesure a été utilisée pour surveiller les déformations en mine. Les principaux instruments de contrôle des déformations locales sont les extensomètres, les fissuromètres et les inclinomètres.

Les extensomètres mesurent le déplacement axial entre plusieurs points de référence placés le long de la même ligne de mesure. Les extensomètres peuvent être installés soit sur la surface de la pente ou à l'intérieur d'un trou de forage.

Les fissuromètres sont des outils utiles dans le cas où une fissuration précoce a pu être observée. Ces dispositifs permettent de mesurer le déplacement entre deux points situés de part et d'autre d'une fissure qui montre des signes d'ouverture. Ils sont largement utilisés en raison de leur faible coût et de leur facilité de mise en œuvre.

Les inclinomètres sont utilisés pour mesurer la déformation d'un sondage initialement vertical. La mesure est obtenue à l'aide d'une sonde contenant un clinomètre. Il existe plusieurs types d'inclinomètres en fonction des capteurs de mesure utilisés : les capteurs à corde vibrante, capteurs à corde différentielle, les servo-accéléromètres ou les cellules électrolytiques à activation gravitaire.

Les piézomètres sont également d'une importance capitale car ils mesurent la pression interstitielle de l'eau souterraine dans la structure géologique. L'augmentation de pression interstitielle est en effet l'un des principaux facteurs de déclenchement des instabilités de pente.

Pour une surveillance à grande échelle, les niveaux, les théodolites, les distance-mètres électroniques (EDM) et les stations totales permettent de mesurer à la fois les coordonnées et les déplacements de cibles, et de contrôler plusieurs points ensemble (Ashkenazi *et al.*, 1980). La photogrammétrie aérienne ou terrestre est utilisée pour déterminer les coordonnées de points, construire des cartes topographiques, des coupes transversales des déformations ainsi que les vecteurs des mouvements (Chandler & Moore, 1989 ; Oka, 1998). Le tableau 2 donne un aperçu des méthodes utilisées pour mesurer les déplacements de surface et leur précision.

Les techniques de surveillance de déformation en mine sont généralement basées sur la détermination de déplacements relatifs entre différentes stations d'un réseau de mesure. Les méthodes classiques comprennent le nivellement par station totale, les systèmes GPS (Global Positioning System) (Leick, 1990), la télédétection laser (LiDAR) - à partir de stations terrestres fixes (TLS) ou aéroporté (ALS) (Turton & Jonas, 2003) - et la cartographie aérienne par photogrammétrie. Plus récemment les techniques de radar (Slope Stability Radar) et des techniques basées sur l'interférométrie radar différentielle (InSAR) ont été développées pour la surveillance des talus de mines à ciel ouvert (Harries & Roberts, 2007).

Méthode	Résultats	Portée typique	Précision typique
Ruban de précision	Δ distance	< 30 m	0,5 mm / 30 m
Extensomètre fixe	Δ distance	< 10 – 80 m	0,3 mm / 30 m
Tige d'ouverture de fissure	Δ distance	< 5 m	0,5 mm
Décalage de ligne de référence	$\Delta H, \Delta V$	< 100 m	0,5 – 3 mm
Triangulation	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$	< 300 – 1000 m	5 – 10 mm
Cheminement d'arpentage	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$	Variable	5 – 10 mm
Nivellement géométrique	ΔZ	Variable	2 – 5 mm / km
Nivellement géométrique de précision	ΔZ	Variable	0,2 – 1 mm / km
Distancemètre électronique (EDM)	Δ distance	Variable (1 – 14 km)	1 – 5 mm + 1-5 ppm
Photogrammétrie terrestre	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$	Idéalement < 100 m	20 mm à 100 m
Photogrammétrie aérienne	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$	$H_{vol} < 500$ m	10 cm
Clinomètre	$\Delta \alpha$	$\pm 10^\circ$	0,01 – 0,1°
GPS	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$	Variable (< 20 km)	5 -10 mm + 1-2 ppm

Tableau 2 : Aperçu des méthodes utilisées pour mesurer les déplacements de surface et leur précision (Gili & Corominas, 2000)

5.3. Difficultés et défis de la conception géomécanique

Difficultés de dimensionnement

Les difficultés de dimensionnement résultent de diverses causes (Fleurisson & Cojean, 2013) :

a) *La connaissance géologique, géotechnique et hydraulique du massif était trop sommaire au moment des études, parce que des moyens insuffisants ou inadaptés ont été consacrés à la reconnaissance du massif.* Le géologue, connaissant la géologie régionale du massif, sait reconnaître la variabilité des structures et des matériaux et orienter en conséquence les travaux de reconnaissance. Cependant, dans certains gisements, une trop grande variabilité ne permet pas de réaliser toutes les investigations géotechniques nécessaires. Une variation insoupçonnable de la structure géologique ou des paramètres mécaniques des matériaux peut cependant se présenter.

L'exemple de la mine à ciel ouvert de Decazeville qui fut exploitée par Charbonnage de France donne une bonne illustration d'un dimensionnement de pente localement inapproprié à cause d'une complication locale de la structure géologique, imprévue et imprévisible dans le cadre d'une reconnaissance géologique normale, et qui aurait pu avoir d'importantes conséquences sur le plan de la sécurité et de l'économie du projet.

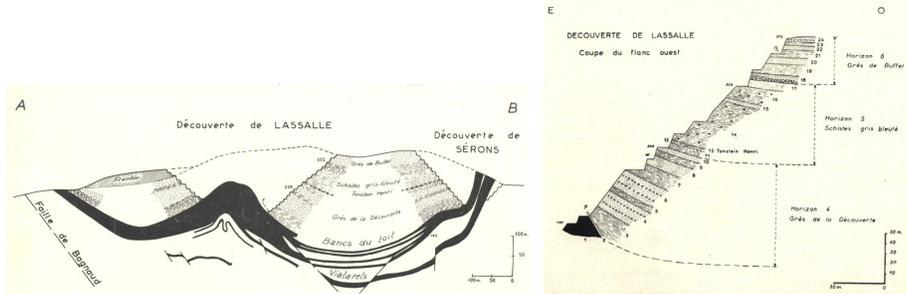


Figure 3 : Coupe NE-SW de la découverte de Lassalle et de Sérons (à gauche) et du flanc ouest de la découverte de Lassalle (à droite) (Vetter, 1968)

Le bassin houiller de Decazeville, situé dans le sud de la France, a été exploité de manière intensive au moyen de mines souterraines pendant plus de 150 ans. Au début des années 80, Charbonnages de France a décidé de fermer les mines souterraines pour des raisons économiques et de démarrer une mine à ciel ouvert pour exploiter le charbon situé au sommet d'un anticlinal où un bourrage tectonique avait conduit à un épaissement important des couches de charbon.

Plus précisément, le flanc ouest de la mine se développait dans une série de grès et de schistes houillers à pendage contraire à la pente du talus jusqu'à un contact tectonique avec la couche de charbon de Bourran à 200 m de profondeur. Une telle situation était *a priori* favorable à la stabilité (Fig. 3). Une reconnaissance géologique et géotechnique au moyen de sondages carottés avec orientation de carottes ainsi que des essais de laboratoire sur les discontinuités et les matériaux de remplissage avaient permis la caractérisation nécessaire du massif rocheux. Divers logiciels de stabilité avaient permis d'analyser différents mécanismes de rupture cinématiquement possibles à différentes échelles et de définir le dimensionnement des gradins et de la pente moyenne du talus se développant sur plus de 500 m de longueur et 200 m de hauteur. La mise en œuvre de tirs de pré-découpage et de tirs ménagés à l'approche du talus définitif avait conduit à la réalisation de gradins de bonne tenue.

Malheureusement, à un niveau donné de l'approfondissement, un mécanisme de glissement concernant plusieurs gradins se produisit. Les observations de terrain montrèrent clairement que le pendage des couches avait localement changé pour devenir conforme à la pente. Ce changement dans la structure géologique avait suffi à expliquer la rupture des gradins. (Fig. 4, à gauche ; à droite : N°1)



Figure 4 : Flanc ouest de la mine de charbon de Decazeville : vue générale et instabilité de pente (à gauche) et gestion des travaux d'excavation (à droite), (Cojean, 2001)

En conséquence, il fut nécessaire de modifier la méthode d'exploitation et de laisser une banquette de sécurité plus large que prévue en partie inférieure de la zone instable pour pouvoir approfondir la fosse, risquant ainsi de perdre un volume de charbon important en fond de fosse (Fig. 4, à droite : N°2). Des investigations complémentaires et un suivi détaillé de la zone montrèrent la très bonne qualité des grès situés à la base de la pente. Ils étaient peu fracturés et leur pendage était à nouveau contraire à la pente. L'angle moyen de pente put être localement augmenté en partie inférieure, ce qui permit de récupérer la totalité du tonnage de charbon. Il fut cependant nécessaire de mettre en place un phasage d'exploitation particulier consistant à extraire le charbon par passes successives de faible largeur, et à remblayer immédiatement la passe d'excavation ainsi créée avec des stériles gréseux de manière à mettre en place une butée de pied améliorant la stabilité, avant de passer à la passe suivante (Fig. 4, à droite : N°3).

Plusieurs conclusions peuvent être tirées de cet exemple : le rôle des structures géologiques à différentes échelles sur la stabilité des pentes ; la nécessité absolue de mettre en place un système d'instrumentation ; la nécessité de réaliser des suivis réguliers des travaux pour vérifier que les données initiales utilisées dans la procédure de dimensionnement restent les mêmes ou au contraire changent.

b) *Les mécanismes de déformation et de rupture les plus critiques étaient mal identifiés.* Ainsi, un niveau de faible épaisseur, tel qu'un remplissage argileux de fracture a pu être négligé, alors que, de par ses faibles caractéristiques mécaniques et sa grande extension latérale (difficile à apprécier en sondage), il a pu jouer un rôle fondamental dans un mécanisme de rupture de grande ampleur. Parfois, la difficulté dans l'identification même du matériau en sondage peut conduire à tort à l'écarter de l'analyse. Tel système de discontinuités a pu conduire à un mécanisme de rupture spécifique qui n'a pas été identifié, car la hiérarchisation des familles résultant de l'histoire tectonique du massif n'était pas prise en compte. Enfin, dans les massifs rocheux, la matrice rocheuse elle-même peut contribuer à rendre certains mécanismes de rupture possibles et parfois difficiles à identifier.

Un exemple de cette difficulté peut être illustré par le cas de la mine à ciel ouvert de Ben Guerir, exploitée par l'Office Chérifien des Phosphates (OCP) au Maroc. La mine à ciel ouvert de Ben Guérir est située à 70 km au nord de Marrakech. Elle fait partie du gisement crétacé-éocène des Ganntour qui constitue un vaste plateau d'environ 125 km de long sur 25 km de large. Le gisement de Ben Guérir comporte plusieurs niveaux de phosphate séparés par des intercalaires marno-siliceux et argileux dans une structure géologique tabulaire sub-horizontale.

À l'époque de l'étude, au démarrage de l'exploitation au début des années 80, seules deux couches de phosphate étaient exploitées conduisant à des talus d'une hauteur maximum de 20 m, mais il était prévu qu'ils puissent atteindre presque 100 m avec le développement de l'exploitation. La méthode d'exploitation, classique pour ce type de mine, consistait à exploiter le gisement tranchée par tranchée, et pour chacune d'entre elles, à découvrir successivement les niveaux exploitables au moyen de draglines après avoir fragmenté à l'explosif les matériaux stériles concernés. Un schéma de tir particulier, appelé longitudinal-double tranchée, était utilisé et consistait à fragmenter la couverture stérile de la tranchée (n) avant d'avoir décapé les matériaux déjà fragmentés de la tranchée précédente (n-1).

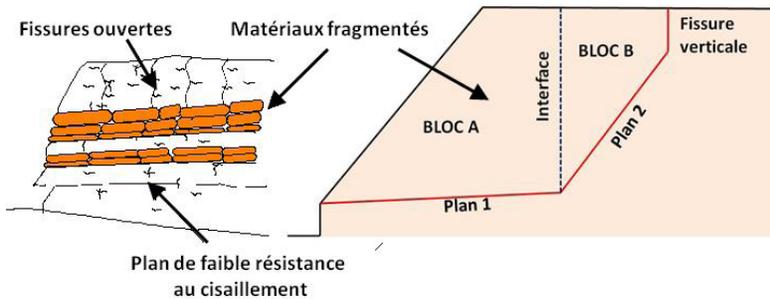


Figure 5 : Géométrie schématique du front de taille après ébranlement à l'explosif et mécanisme de rupture bilinéaire, (Fleurisson, 1987, 2012)

Des observations sur le parement de la tranchée (n-1) lors du tir de découverte de la tranchée (n) ont montré : 1) des ouvertures d'un joint argileux d'épaisseur millimétrique à centimétrique sur toute la longueur de la zone tirée (plus de 400 m) et 2) sur la centaine de mètres centrale de la zone, des déplacements d'ordre décimétrique de la masse fragmentée sur le joint argileux. Ces joints argileux, qui n'avaient pas été identifiés lors des campagnes de reconnaissance préalables en raison de leur faible épaisseur, se sont avérés être présents à la base et au sommet de chaque niveau phosphaté et être continus sur tout le gisement. Par ailleurs, il est apparu que le schéma de tir entraînait la formation de fissures verticales parallèles au front de taille et de grande extension.

La réalité de tels mouvements étant prouvée expérimentalement, un modèle de rupture permettant de simuler au mieux les phénomènes observés a été élaboré (Fig. 5). Il s'agit d'un schéma de rupture bilinéaire faisant intervenir les joints argileux (plan 1) et les

fissures verticales liées au tir. Le plan 2 constitue un plan de rupture potentiel au travers de la masse fragmentée à l'explosif. Cette analyse à deux dimensions est justifiée par l'extension latérale des structures (joints stratigraphiques et fissures longitudinales).

c) L'analyse mécanique et les logiciels de calcul mis en œuvre ne sont pas adaptés aux mécanismes de rupture potentiels. Ainsi, bien souvent, des études de stabilité de sol ne comportent que des cercles de rupture, alors que le mécanisme de rupture circulaire peut n'être qu'un mécanisme possible parmi beaucoup d'autres. Les logiciels utilisés peuvent être mal adaptés au mécanisme de rupture susceptible de se développer dans le talus. Pour des calculs en déformation, on aura pu mal apprécier le caractère « dominant » du massif : milieu continu ou milieu discontinu et utiliser un type de logiciel inadapté. Il va de soi que plus le milieu géologique est complexe, donc sa modélisation délicate, plus le dimensionnement doit se faire en utilisant l'ensemble des approches discutées.

Le cas de la mine de cuivre de Sar Cheshmeh en Iran présente un exemple typique d'un risque de mauvais dimensionnement résultant d'une trop grande simplification des paramètres géotechniques relatifs à la matrice rocheuse et de la mise en œuvre d'une méthode d'analyse au-delà de ses limites d'application.

La mine de Sar Cheshmeh exploite un porphyre cuprifère qui est intrusif dans un massif rocheux d'andésites silicifiées et ferrugineuses. Par la genèse de ce type de gisement comprenant différentes phases d'altération hydrothermale et météorique, la structure géologique est très complexe et présente de grandes variations de lithofaciès. Les conditions géologiques et géotechniques changent radicalement du cœur du gisement vers l'encaissant.

La figure 6 montre une vue générale du flanc sud-ouest de la fosse. Il est excavé dans une série d'andésites intensément fissurées, silicifiées et ferruginisées. Quelques failles majeures du système de Zagros orientées N160 et avec un pendage de 45° vers le nord-est, c'est-à-dire vers la fosse, affectent l'ensemble du gisement. Plusieurs familles de discontinuités de faible extension sont également présentes et la matrice rocheuse elle-même est fortement altérée et fracturée.



Figure 6 : Flanc sud-ouest de la mine de cuivre de Sar Cheshmeh en Iran. Vue générale et mécanisme de rupture par dièdre, (photo R. Cojean, 2001)

Lors de l'approfondissement de la fosse, d'importantes ruptures en dièdre affectant plusieurs gradins de 12,5 m de haut ont eu lieu comme l'illustre la figure 6. Les observations de terrain ont montré clairement que la première face du dièdre correspond à une faille du système de Zagros remplie de mylonites et de matériaux argileux, alors que la seconde face du dièdre est formée par l'association de deux familles de discontinuités de faible extension. Le mouvement général a lieu selon la ligne d'intersection des deux faces du dièdre, même si le volume instable repose principalement sur la première face du dièdre.

La recherche classique de mécanismes élémentaires de rupture plane tels que le glissement plan le long de la faille majeure ou le glissement dièdre associant cette faille majeure à une ou deux familles de discontinuités, conduirait à considérer ces mécanismes comme cinématiquement admissibles à l'échelle d'un gradin, mais impossibles à l'échelle d'un ensemble de gradins. En effet, on observe dans ce cas que le plan de faille ou la ligne d'intersection du dièdre ne peuvent pas géométriquement sortir du talus et concerner un ensemble de plusieurs gradins (Fig. 7).

Cette apparente contradiction entre la modélisation numérique et la réalité résulte du fait que les mécanismes de rupture élémentaires classiques considèrent la masse rocheuse délimitée par les discontinuités comme un monolithe rigide qui ne peut pas se déformer. Dans le cas présent, le volume instable délimité par les deux faces du dièdre est lui-même fortement altéré et fissuré, ce qui rend possible la déformation de la masse au pied du dièdre ou la création d'une troisième surface de rupture en cisaillement, et donc autorise le mouvement du dièdre.

Cet exemple montre clairement qu'il faut connaître le domaine d'application d'un mécanisme de rupture et de sa modélisation numérique, l'utiliser à bon escient et rechercher d'autres outils de calcul lorsqu'un logiciel n'est plus adapté aux réalités géologiques et géomécaniques.

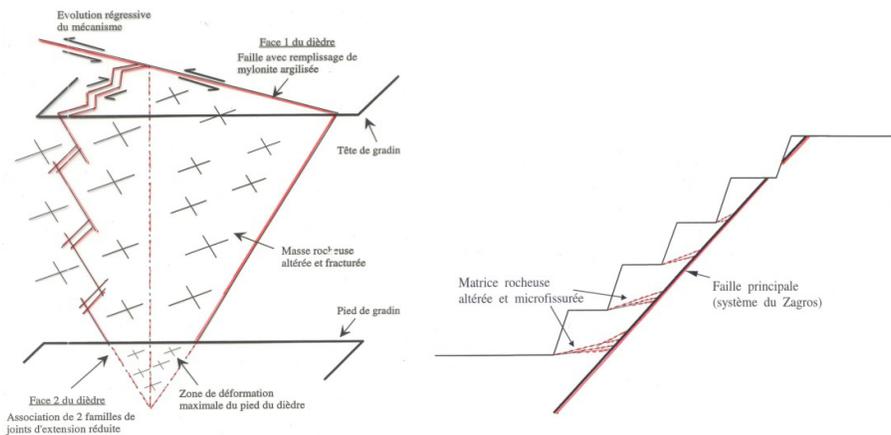


Figure 7 : Mécanismes de glissement plan ou en dièdre cinématiquement possible seulement si le massif rocheux fortement altéré et fissuré peut se déformer ou se rompre (Cojean, 2001).

Défis de la conception géomécanique

Les prochaines sections présentent quelques-uns des principaux défis que devront relever les géomécaniciens miniers au cours des prochaines années afin d'améliorer la conception géomécanique des talus de mines à ciel ouvert.

Quantification de la fiabilité des données géotechniques

La pratique actuelle dans l'industrie minière est d'attribuer un niveau de confiance à la caractérisation des ressources minérales. Les différents niveaux de confiance définis sont : inférés, indiqués et mesurés. Plusieurs codes nationaux existent pour encadrer cette pratique, JORC, SAMREC, NI-43101. Puisque les propriétés géomécaniques influencent directement le calcul des réserves minières, la même catégorisation, avec des niveaux de confiance similaires, devrait être utilisée pour caractériser ces données (Read & Stacey, 2009 ; Sjöberg, 2013).

Actuellement, peu de travaux sont réalisés afin de quantifier le niveau de confiance des données géotechniques sur un site minier. Certains travaux ont porté sur des propriétés bien spécifiques telles que la résistance en compression uniaxiale (Fillion & Hadjigeorgiou, 2013), mais cette pratique doit être généralisée à l'ensemble des propriétés des modèles géotechniques.

Modélisation numérique

Les développements récents de plusieurs méthodes numériques sont très prometteurs, notamment les approches couplées DFN-DEM. Cependant, ces approches devront être validées rigoureusement à l'aide d'analyses de cas de ruptures complexes et ce à l'échelle des ouvrages miniers avant de pouvoir être utilisées pour la conception des talus miniers.

La modélisation des processus couplés (hydro-mécanique) n'est pas encore parfaitement maîtrisée. Une modélisation adéquate de ces processus s'avère particulièrement importante dans le contexte actuel où les fosses très profondes sont désormais une réalité de l'industrie, rendue possible notamment par l'accroissement récent de la taille et des performances des équipements miniers.

Intégration des aspects économiques et géomécaniques

Actuellement, la conception géomécanique et l'optimisation économique des fosses sont réalisées en parallèle sans véritable synergie entre les deux processus. Une approche devrait être développée pour intégrer sur une même plateforme les différentes composantes d'un modèle géotechnique. Actuellement, sur les sites miniers, une quantité importante de données géotechniques est amassée, mais le stockage et l'utilisation efficaces de ces données sont rares. Le modèle géotechnique devrait être facile à utiliser

par les géologues, géomécanciens et ingénieurs-planificateurs. Certains travaux ont été réalisés afin de permettre une meilleure intégration des analyses géomécanciques à la planification minière (Grenon & Hadjigeorgiou, 2010). Ces travaux utilisent le modèle numérique de terrain (MNT) de la fosse ultime pour réaliser, à l'échelle des gradins, des analyses structurales de la stabilité. Cependant, la pratique actuelle n'intègre pas pleinement les considérations économiques à l'analyse de la stabilité des talus.

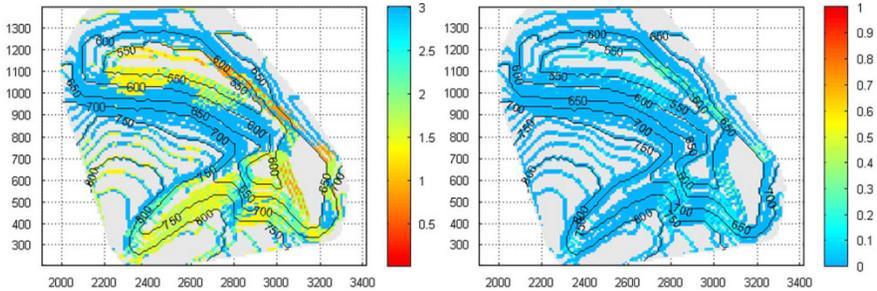


Figure 8 : Analyse de la stabilité structurale des gradins sur la base du MNT de la fosse ultime; carte des facteurs de sécurité (à gauche) et des probabilités de rupture (à droite), (Grenon & Hadjigeorgiou, 2010)

Environnements nordique et arctique et suivi à long terme

Les régions nordiques et arctiques offrent un potentiel intéressant pour le développement de projets miniers. Dans une perspective d'exploitation minière et de conception de talus, les caractéristiques géotechniques de ces environnements, notamment celles du pergélisol et des taliks (sols non gelés dans une zone de pergélisol), sont encore mal comprises.

Dans une perspective de restauration des sites miniers, peu de travaux et de suivis sont actuellement faits au Canada pour évaluer le comportement des ouvrages miniers à long terme. La stabilité à long terme des ouvrages réalisés en milieu nordique et arctique est particulièrement d'intérêt dans un contexte de réchauffement climatique.

5.4. Conclusions

La méthodologie d'étude et de dimensionnement des talus de mines ou de carrières à ciel ouvert doit respecter un certain nombre de principes :

- se donner les moyens d'une reconnaissance géologique et géotechnique adéquate ;
- développer une approche géologique et géomécancique sérieuse permettant de reconnaître les processus ou mécanismes potentiels de déformation et rupture des talus ;

- utiliser à bon escient les moyens de calcul et les modèles numériques par référence à ces mécanismes ;
- reconnaître qu'une probabilité de rupture existe toujours, même pour un talus dimensionné suivant les règles de l'art ;
- se donner alors les moyens de réagir par un suivi des travaux et une surveillance régulière basée sur une instrumentation des talus.

Le dimensionnement des talus peut ainsi prendre sa juste place dans une saine gestion économique des projets de mines ou de carrières à ciel ouvert. Soulignons enfin que les exploitants ont généralement acquis une expérience concrète du gisement et disposent de connaissances essentielles que ne sauraient négliger les spécialistes de géomécanique, de géologie de l'ingénieur ou de géotechnique. La concertation doit donc être étroite avec eux.

5.5. Références bibliographiques

- AFTES, 2003. *Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains*. pp 138-186 Tunnels et ouvrages souterrains N° 117
- Ashkenazi, V., A. H. Dodson *et al.*, 1980. *Remote measurement of ground movements by surveying techniques*. Civil Eng. Survey 5(4): 15–22
- Bahaaddini M, Sharrock G, Hebblewhite BK., 2012. *Numerical direct shear tests to model the shear behaviour of rock joints*. Computers and Geotechnics. 51(0):101-15
- Chandler, J. H, R. Moore, 1989. *Analytical photogrammetry: a method for monitoring slope instability*. Journal of Engineering Geology Quart 1. 1.(22): 97–110
- Cojean R., 2001. *Conception des talus de carrières et mines à ciel ouvert : approche géologique et géomécanique*. Revue Les Techniques de l'Industrie Minérale. N° 10, pp 51-60 et 135-138
- Cojean R., Fleurisson J. A., 2005. *Géomécanique appliquée au ciel ouvert : Stabilité et dimensionnement des talus. Reconnaissances géotechniques et essais mécaniques des sols et roches*. Ciel Ouvert Mines et Carrières 1 – Elaboration des projets. Les Techniques de l'Industrie Minérale. N° 26, pp 49-65
- Dawson, E.M., Roth, W.H. and Drescher, A., 1999. *Slope Stability Analysis by Strength Reduction*. Géotechnique, Vol. 49(6), pp. 835–840
- Dershowitz, W. S. & Einstein, H. H., 1988. *Characterizing rock joint geometry with joint system models*. Rock mechanics and rock engineering volume 21, pp. 21-51

- Dubois E, Grenon M, Germain P., 2012. *Caractérisation structurale à l'aide de la photogrammétrie: mine Kikialik, Nunavik, Québec*. Conference TAC 2012, Montreal, Canada
- Elmo, D., Clayton, C., Rogers, S., Beddoes, R. and Greer, S., 2011. *Numerical Simulations of Potential Rock Bridge Failure within a Naturally Fractured Rock Mass*. in Proceedings International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering (Slope Stability 2011), 18–21, Vancouver, Canada, Canadian Rock Mechanics Association, Canada, CD-rom only
- Fillion M-H., Hadjigeorgiou J., 2013. *Reliability of strength estimates based on limited laboratory data*. Lassonde Institute of Mining, University of Toronto, Canada. Slope Stability, Brisbane, Australia
- Fleurisson J.-A., 1987. *Interaction massif rocheux – énergie explosive et stabilité des fronts de taille. Mine à ciel ouvert de Ben Guérir (Office Chérifien des Phosphates – Maroc)*. Thèse de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 205 p
- Fleurisson J.-A., 2012. *Slope Design and Implementation in Open Pit Mines: Geological and Geomechanical Approach*. 1st International Symposium on Innovation and Technology in the Phosphate Industry, Marrakech. Procedia Engineering 46 (2012) 27 -38
- Fleurisson J.A., Cojean R., 2013. *Reduction error in slope stability assessment*. In Surface mining method, Technology and System, Jayanta Bhattacharya, H. Lieberwirth and Bern Klein Ed., Wide Publishing, 1st edition
- Forrester, D. J., T. R. C. Aston, 1987. *A review of mining subsidence instrumentation and its potential application for seabed monitoring*. Mining Science and Technology 4: 225-240
- Gili, J. A., J. Corominas, 2000. *Using Global Positioning System techniques in landslide monitoring*. Engineering Geology 55: 167-192
- Grenon M. & Hadjigeorgiou, J., 2008. *Design of road cuts susceptible to wedge failures using fracture system modelling*. Engineering Geology. Volume 96, Issues 1-2, 7, 78-93
- Grenon M, Hadjigeorgiou J., 2010. *Integrated structural stability analysis for preliminary open pit design*. Int J Rock Mech Min Sci, 47, 450-460
- Grenon M, Laflamme AJ., 2011. *Inter-ramp and bench design of open-pit mines: the Portage pit case study*. Canadian Geotechnical Journal 48: 1601-1615
- Grenon M, Hadjigeorgiou J., 2012. *Applications of Fracture System Models (FSM) in mining and civil rock engineering design*. International Journal of Mining, Reclamation and Environment. Vol. 26, Iss. 1, p.55-73
- Grenon M, Bruneau G, Kapinga Kalala I., 2014. *Quantifying the impact of small variations in fracture geometric characteristics on peak rock mass properties at a mining project using a coupled DFN-DEM approach*. Computer and Geotechnics. 10.1016/j.compgeo

- Harries, N.J. and Roberts, H., 2007. *The use of slope stability radar (SSR) in managing slope instability hazards*. First Canada-U.S. Rock Mechanics Symposium Proceedings, Vancouver 1: 53–59
- Harthong B, Scholtes L, Donze F-V., 2012. *Strength characterization of rock masses, using a coupled DEM-DFN model*. Geophysical Journal International. doi: 10.1111/j.1365-246X.2012.05642.x
- Lato M., Diederichs M.S., Hutchinson D.J., Harrap R., 2009. *Optimization of LiDAR scanning and processing for automated structural evaluation of discontinuities in rockmasses*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 46, p.194-199
- Leick, A., 1990. *GPS Satellite Surveying*. New York, USA, John Wiley & Sons
- Oka, N., 1998. *Application of photogrammetry to the field observation of failed slopes*. Journal of Engineering Geology 50: 85-100
- Mas Ivars D, Pierce ME, Darcel C, Reyes-Montes J, Potyondy DO, Paul Young R, 2011. *The synthetic rock mass approach for jointed rock mass modelling*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 48(2):219-44.
- Mathis, J. I., 2007. *Pit slope design and structural analysis at the Jericho Diamond Mine utilising digital photogrammetric mapping*. In Potvin Y. (Ed.). Proceeding of 2007 International Symposium on Rock Slope Stability in Open pit Mining and Civil Engineering (pp 93-104). Perth: Australian Centre for Geomechanics.
- Read J., Stacey P., 2009. *Guidelines for open pit slope design*. Netherlands, Editions CSIRO
- J. Sjöberg, 2013. *Numerical analysis, slope design and in situ stress*. Itasca Consultants AB, Swede. Slope Stability 2013, Brisbane, Australia
- Steffen, O., 2007. *Mine planning – its relationship to risk management*. Australian Centre for Geomechanics Newsletter, December 2007
- Turton, D. and Jonas D., 2003. *Airborne Laser Scanning - Cost Effective Spatial Data*. Map Asia Conference 2003, Kuala Lumpur, Malaysia
- Vetter P., 1968. *Géologie et paléontologie des bassins houillers de Decazeville, de Figeac et du détroit de Rodez*. Thèse d'Etat. Houillères du Bassin d'Aquitaine, Albi. 442 p.
- Woo, K-S., Eberhardt, E., Rabus, B., Stead, D. Vyazmensky, A., 2012. *Integration of field characterization, mine production and InSAR monitoring data to constrain and calibrate 3-D numerical modelling of block caving-induced subsidence*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences: 53 (1), 166-178
- Wyllie D. C., Mah C. W., 2004. *Rock slope engineering: civil and mining*, London, Editions Taylor & Francis

Remerciements

Cet article a été publié par la RSTC (Revue Scientifique et Technique de la Construction, n°130) éditée par le LPEE (Laboratoire Public d'Essais et d'Études), à l'occasion de la Conférence internationale Rock Slope Stability (RSS 2014), Marrakech (Maroc). Nous remercions les auteurs et l'éditeur LPEE pour leur autorisation de publication dans l'ouvrage *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives*.

6. LES PROJETS D'OUVRAGES GÉOTECHNIQUES : APPORTS DE L'OBSERVATION ET DE LA MODÉLISATION

*Alain Guilloux*¹

Résumé : l'article présente le rôle combiné joué par les observations et les modélisations dans les projets de géotechnique. Après quelques considérations générales, il illustre cette complémentarité par la présentation de quelques cas concrets d'ouvrages géotechniques variés, pentes instables, excavations, ouvrages d'art et grands bâtiments, tunnels. Ces exemples montrent comment il est possible de bien gérer des projets parfois très complexes par une démarche complète et rationnelle, depuis les reconnaissances jusqu'aux travaux, en passant par la conception, et comment parfois l'absence de certaines étapes de la démarche peut conduire à des problèmes plus ou moins sérieux. C'est en ce sens une illustration des principes de la méthode observationnelle, telle que décrite dans l'Eurocode 7, avec toutes ses facettes.

Mots clés : géotechnique, méthode observationnelle, modélisations numériques, auscultations

Abstract: the paper presents the combined role of observations and modelling in geotechnical projects. After a few general considerations, it demonstrates this complementarity by the presentation of some case histories of various earthworks, unstable slopes, excavations, structures and large buildings, and tunnels. These examples show how it is possible to properly manage projects, sometimes very complex, by a comprehensive and rational approach, since site investigations until the construction, through the design, and how sometimes the absence of certain stages of the process can lead to more or less serious problems. It is in this sense an illustration of the principles of the observational method, as described in the Eurocode 7, with all its facets

Keywords: geotechnical engineering, observational method, numerical modelling, monitoring
Le management des risques pour une étude de tunnel

6.1. Présentation

La géotechnique a toujours eu pour objet de réduire les risques liés aux sols, et Peck avait introduit dès les années 1960 les principes de la méthode observationnelle (Peck, 1969 ; Terzaghi et Peck, 1967), qui ont été largement repris dans les Eurocodes (Eurocode 7). Depuis 50 ans, les apports des reconnaissances et des observations ont été largement reconnus et développés, mais ce n'est que plus récemment que les modélisations ont apporté un outil supplémentaire à cette démarche de réduction des risques.

¹ TERRASOL, Immeuble Central Seine. 42-52 quai de la Rapée – CS 71230 - 75583 PARIS Cedex 12

A titre personnel, 40 ans de pratique m'ont largement convaincu que la réussite des projets d'ouvrages géotechniques nécessite la mise en œuvre de trois étapes successives :

- La reconnaissance des terrains afin de permettre l'élaboration d'un modèle géotechnique ;
- La conception, incluant la définition d'un type d'ouvrage adapté au contexte, avec quelles méthodes, quels phasages..., et leur dimensionnement quantitatif : géométrie des ouvrages, qualité et nature des matériaux... ;
- La vérification en cours de travaux que le comportement réel correspond à l'idée que l'on s'en était faite à partir du modèle géotechnique et des approches de dimensionnement.

L'observation et la modélisation sont à l'évidence toutes deux présentes à toutes les étapes de ce processus.

- L'observation est nécessaire en phases études pour élaborer le modèle géotechnique : observations géologiques, hydrogéologiques, examen des carottes, etc. ; elle l'est tout autant en phase travaux pour vérifier le modèle géotechnique et suivre le comportement de l'ouvrage : c'est le domaine des auscultations.
- La modélisation inclut à la fois la construction du modèle géotechnique, avec toutes les simplifications par rapport à la réalité et donc les hypothèses inévitables, plus ou moins explicites, et l'utilisation de modèles numériques quels qu'ils soient, en fait les méthodes de calcul au sens large, utiles au dimensionnement et à l'appréciation du comportement de l'ouvrage.

Les principes de la « méthode observationnelle » telle que décrite dans l'Eurocode 7 et de plus en plus utilisée dans les projets difficiles, illustrent parfaitement cette complémentarité puisqu'il faut modéliser pour évaluer le comportement attendu des ouvrages et observer pour connaître leur comportement réel, c'est à dire examiner les terrains réellement rencontrés et ausculter. Elle constitue ainsi une aide au pilotage du projet permettant de réaliser des ouvrages parfois extraordinairement complexes dans des conditions de sécurité acceptables, à condition bien sûr de bien respecter toutes les étapes, et de ne pas se contenter de seulement « faire des mesures ».

L'objectif de cet article est d'illustrer cette complémentarité entre observation et modélisation par quelques exemples concrets, sur des ouvrages de types variés, afin de proposer des recommandations pour le futur.

6.2. Stabilité des talus

La stabilité des talus concerne certainement l'un des types d'ouvrages géotechniques qui a fait l'objet depuis très longtemps à la fois d'observations géologiques et de mesures pour en comprendre les mécanismes, et de modélisations avec les méthodes de calcul de stabilité de pentes dont les plus anciennes ont déjà quelques siècles,

et qui ont pour objet de caler les modèles géotechniques par rétro-analyses, puis de dimensionner les méthodes de confortement.

Mais il est des cas où l'apport de la modélisation reste limité, par manque d'informations et de données d'entrée, ce qui n'empêche de trouver des solutions en s'appuyant principalement sur les observations. C'est le cas du glissement du Guavio, que nous présentons sommairement (Tran Vo Nhiem *et al*, 1988).

Il s'agit d'un grand glissement de versant déclenché ou réactivé par les terrassements nécessaires à la réalisation d'une piste d'accès à une fenêtre de galerie hydraulique, dans le cadre de l'aménagement hydroélectrique du Guavio dans les Andes colombiennes. Ce glissement de grande ampleur, avec un volume estimé à environ 1 000 000 m³, menace la piste sur trois niveaux ; il présente les principales caractéristiques suivantes : la forte pente du versant (35 à 40°), en état de stabilité limite ; la très forte pluviométrie de la région (environ 4 000 mm/an) ; le caractère provisoire de la piste, ne devant être utilisée que pour la durée du chantier de creusement de la galerie (2 à 3 ans) ; et enfin un contexte psychologique difficile, puisqu'il y avait eu sur le chantier voisin un glissement de terrain brutal qui avait emporté deux autocars et fait plus de cent victimes.

A partir des observations de terrain et de quelques sondages, on a pu bâtir un modèle géologique du site, affecté d'une faille délimitant deux compartiments dans le substratum, quartzites à l'aval et siltites en amont. Ce substratum est recouvert d'un amas de gros blocs rocheux correspondant vraisemblablement à un ancien écoulement, épais de 30 m et lui-même recouvert de colluvions grossières à matrice limoneuse (Fig. 1). Les relevés piézométriques montraient une nappe de versant circulant sur le substratum en période sèche, et pouvant remonter rapidement de plusieurs mètres en périodes pluvieuses.

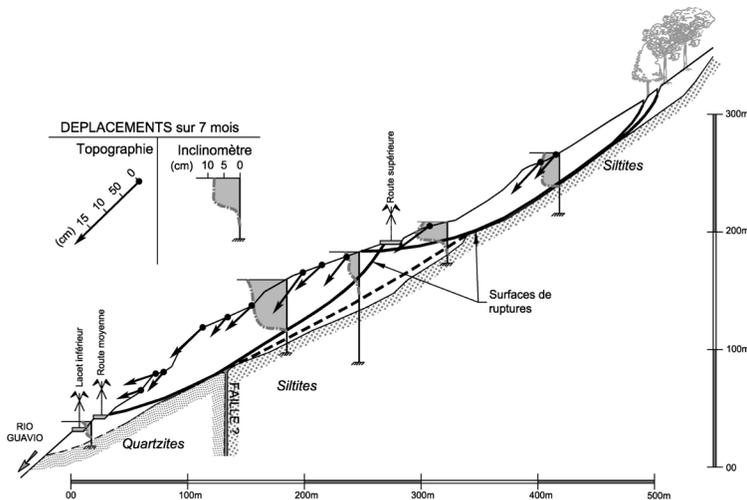


Figure 1 : Glissement du Guavio : profil géotechnique

Bien que les terrassements de la piste n'aient provoqué que quelques petits éboulements localisés, il est vite apparu, et les relevés inclinométriques l'ont confirmé, que l'ensemble de la butte était affecté d'un mouvement relativement lent mais profond, couvrant une superficie de plus de 6 ha, et menaçant la piste sur plus de 600 m. La question s'est donc posée de savoir s'il y avait un risque de glissement brutal, auquel cas il fallait soit abandonner la piste et réorganiser complètement le chantier, soit stabiliser le glissement, soit enfin essayer de « vivre avec ce glissement » pour la durée du chantier.

Quelques analyses préliminaires de stabilité ont montré sans ambiguïté que le volume de travaux nécessaires pour obtenir une faible amélioration de la sécurité (10 % environ) était d'une ampleur considérable : 500 000 m³ de terrassements, 10 km de tirants, 4 km de drains... et cette idée a été abandonnée. Avant de renoncer à l'usage de la piste, et donc de remettre en cause le planning de l'ensemble de l'opération, une importante auscultation a été mise en œuvre, avec outre les inclinomètres et piézomètres déjà en place, une cinquantaine de cibles suivies en X, Y, Z tous les jours, la mise en place d'un pluviomètre et le suivi des débits des drains. Une première phase d'observation de 15 mois a permis de confirmer que les mouvements totaux étaient très importants, jusqu'à 800 mm/an, mais très étroitement liés à la pluviométrie, avec des déplacements de 20 à 40 mm/jour pendant les épisodes particulièrement pluvieux (atteignant 50 à 100 mm/jour plusieurs fois pendant la saison pluvieuse), mais une quasi-stabilisation pendant la saison sèche de novembre à mars (moins de 10 mm de déplacements en 6 mois) comme le montre la figure 2.

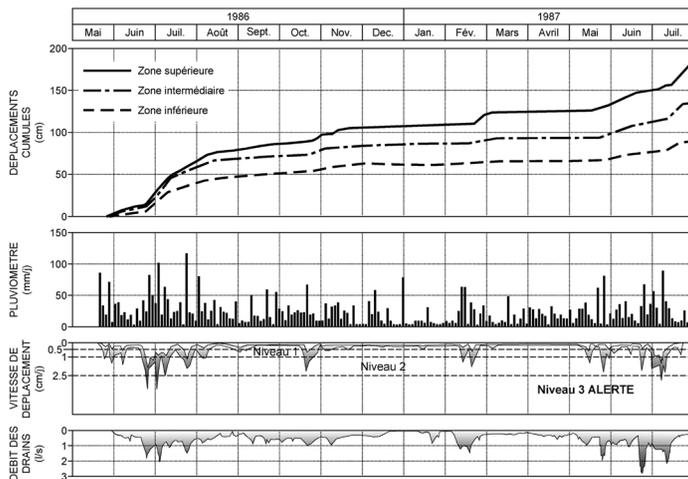


Figure 2 : Glissement du Guavio : résultats des auscultations

Cette étroite corrélation entre pluviométrie et déplacements était confirmée par les relevés des débits des drains, augmentant significativement en période de fortes pluies et s'annulant presque en périodes sèches. En outre, un lien temporel étroit a été bien mis en évidence, avec des accélérations marquées se produisant deux à trois jours après les épisodes particulièrement pluvieux, suivies d'un net ralentissement.

Ces observations ont permis d'identifier le mécanisme suivant : les fortes pluies créent par infiltration une remontée de la nappe, ce qui entraîne une légère baisse du coefficient de sécurité, qui se traduit par une accélération des mouvements.

Mais surtout c'est l'absence de comportement fragile, avec un retour à l'équilibre lorsque la nappe redescend, qui a permis de faire le choix de la poursuite de l'exploitation de la piste en définissant des « niveaux de risque » associés à des consignes de sécurité.

- Pour le niveau de risque « Normal » correspondant à des déplacements moyens < 5 mm/jour (maximaux < 15 mm/jour), la circulation est autorisée sans restrictions ;
- Pour les niveaux de risque « Alerte » et « Pré-alarme », avec déplacements moyens entre 5 et 25 mm/jour (maximaux entre 15 et 50 mm/jour), des restrictions croissantes de circulation sont imposées ;
- Au niveau de risque « Alarme », avec déplacements moyens > 25 mm/jour (maximaux > 50 mm/jour), la circulation est totalement interdite.

Au final, cette décision s'est révélée judicieuse, puisqu'il a ainsi été possible de terminer le chantier de la galerie dans de bonnes conditions de sécurité, sans investissements lourds en travaux de confortements, et avec seulement quelques jours par an au niveau « Alarme » où la piste n'était pas utilisable.

6.3. Grandes excavations

Dans le domaine des grandes excavations, surtout en milieu urbain, c'est plus récemment que l'on assiste à l'utilisation conjointe de modélisations avancées associées à des observations approfondies. En effet, lorsque les avoisinants du projet imposent des contraintes en termes de déplacements parfois très strictes, il est essentiel de concevoir les ouvrages en fonction de ces critères de déplacements, puis de vérifier par les auscultations en cours de chantier que le comportement observé est conforme aux prévisions, et dans le cas contraire de mettre en œuvre des modifications de projet pour respecter les contraintes imposées. C'est le principe même de la « méthode observationnelle » au sens de l'Eurocode.

Le cas récent de la tour Odéon à Monaco illustre parfaitement ce propos (Guilloux *et al.*, 2013). Ce projet consiste à construire une tour de 160 m de hauteur à Monaco, sur un versant raide et fortement bâti, avec 10 niveaux de sous-sols, conduisant ainsi à réaliser une excavation dont la profondeur varie entre 40 m et 70 m (Fig. 3). Dans un contexte géologique régional fortement tectonisé, on observe au droit de l'excavation un substratum de marnes, localement très altérées, et de calcaires en profondeur, recouvert de colluvions sur des épaisseurs atteignant 15 à 20 m. Une nappe phréatique circule dans les colluvions, et on a mesuré des pressions interstitielles dans le substratum correspondant approximativement à la nappe phréatique.

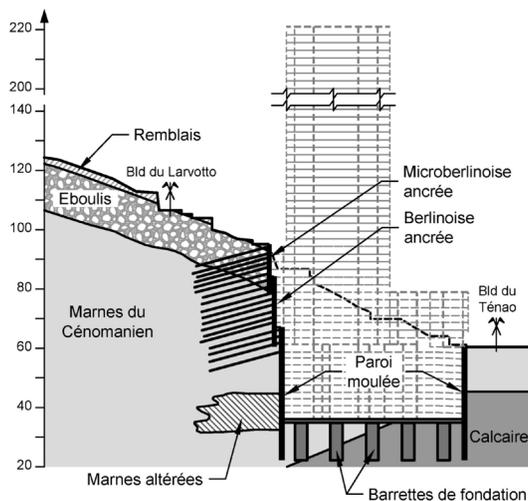


Figure 3 : Tour Odéon à Monaco : coupe du projet

Les critères de projet étaient très contraignants pour une telle excavation, puisque les déplacements ne devaient pas dépasser 5 mm sur les constructions avoisinantes, dont certaines n'étaient qu'à quelques mètres des parois de l'excavation, et 3 à 30 mm sur les soutènements eux-mêmes, en fonction de leur position par rapport aux avoisinants. La mise en œuvre de modélisations 3D ainsi que de la méthode observationnelle étaient contractuellement imposées à l'entreprise.

La conception de base du projet, consistait à réaliser, sur 35 m depuis le haut, une microberlinoise avec micropieux, puis une berlinoise avec pieux forés, le tout ancré par 18 lits de tirants précontraints (de longueur allant jusqu'à 42 m), et en partie inférieure d'une enceinte en parois moulées, localement à contreforts, et butonnées par les planchers définitifs au fur et à mesure de l'excavation, selon la méthode Top and Down.

Sans rentrer dans les détails nous dirons seulement que les modélisations 3D en éléments finis qui ont été faites en phases projets (avant-projet et projets d'exécution), en modélisant explicitement l'ensemble des terrains et des structures de soutènement, ont permis de montrer qu'il était possible de respecter les critères de projet. Ils ont également permis de mettre en évidence le rôle bénéfique de la forme en arc de l'excavation dans sa partie la plus haute, avec un effet-voûte conduisant à une réduction de la poussée sur les soutènements, et de vérifier la stabilité générale du projet (en phase construction comme en phase définitive) par une approche en « $c - \phi$ réduction », deux sujets qu'il était difficile d'aborder par des modélisations 2D classiques.

En phase chantier, outre les observations géologiques en cours d'excavation et de foration des parois et barrettes, qui ont conduit à certaines adaptations locales, un important ensemble d'auscultation a été mis en place sur 10 profils, associant cibles

suivies par théodolites motorisés, inclinomètres, extensomètres, jauges de contraintes, cellules de charge, capteurs de pression interstitielle, l'ensemble des mesures étant automatisé et enregistré en temps réel sur une base de données centralisée.

Ces mesures ont été riches d'enseignements, avec notamment des déformations des parois globalement conformes aux prévisions, mais des déplacements sur les avoisinants qui ont plusieurs fois dépassé les seuils admissibles, sans toutefois créer de désordres significatifs. Parmi ces anomalies, on citera les points ci-dessous.

- Un soulèvement de 15 mm d'une villa située à proximité de la partie haute de la fouille, dont l'origine a été attribuée à la mise en œuvre des tirants supérieurs de la paroi microberlinoise : on y a remédié par la modification des techniques de foration et d'injection et par la mise en œuvre d'un confortement complémentaire localisé constitué de poutres en béton armé ancrées par tirants.
- Un déplacement horizontal de 13 mm d'une petite zone en console de la paroi moulée, vraisemblablement du fait de pressions interstitielles excessives. Des drains subhorizontaux et 3 tirants complémentaires ont permis de stopper le phénomène.
- Enfin un soulèvement, atteignant jusqu'à 20 mm, d'un collège jouxtant la paroi, s'expliquant par le « soulèvement élastique » dû au déchargement par le volume excavé considérable, soulèvement s'étendant de part et d'autre de la zone déchargée à l'image d'un tassement qui s'étend de part et d'autre de la zone chargée (voir Fig. 4). Des analyses complémentaires ont permis de poursuivre l'excavation avec seulement quelques modifications de phasage au voisinage.

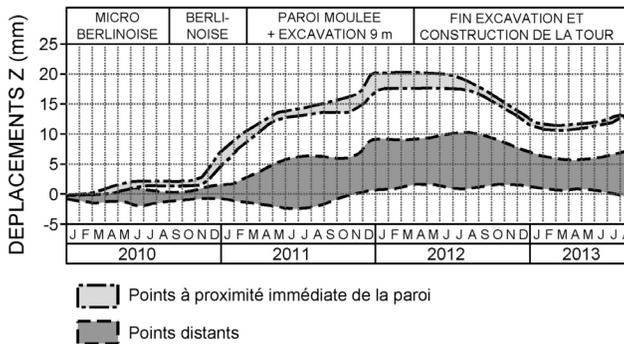


Figure 4 : Tour Odéon à Monaco : soulèvement d'un collège situé en bordure de l'excavation

Au final, la mise en œuvre des modélisations 3D et la méthode observationnelle dans toutes ses dimensions ont permis de terminer l'ouvrage dans de bonnes conditions. Il y a eu certes parfois des « surprises », mais elles ont pu être gérées en temps réel et n'ont pas eu de conséquences sérieuses sur le projet et ses avoisinants : il a été possible d'anticiper ces anomalies, en cherchant à en comprendre l'origine dès qu'elles étaient observées, et ainsi de pouvoir dépasser les seuils prédéfinis, tout en garantissant la sécurité du projet et des avoisinants.

On retiendra également que ce projet illustre les limites des modélisations, mêmes les plus sophistiquées, puisque, outre les phénomènes non modélisés tels que les soulèvements du fait des injections, les déplacements mesurés sur les avoisinants sont en général 2 à 3 fois plus forts que ceux évalués par les différents modèles ; mais on ne parle que de quelques millimètres !

6.4. Ouvrages d'art

Les grands ouvrages d'art sont également des projets où la modélisation devient incontournable, notamment pour vérifier les déformations attendues sous des niveaux de contraintes qui deviennent considérables, avec des incidences fortes sur les mécanismes d'interaction sols-structure. Mais il ne faut oublier les observations à tous les stades.

Ce propos peut être illustré par le cas du 3^e pont sur le Bosphore, en Turquie, pont de type suspendu avec une portée de 1 400 m (Fig. 5). L'ouvrage repose sur des massifs volcaniques rocheux constitués de conglomérats et andésites, qui ont été bien reconnus par des levés de terrains et des campagnes géotechniques détaillées.

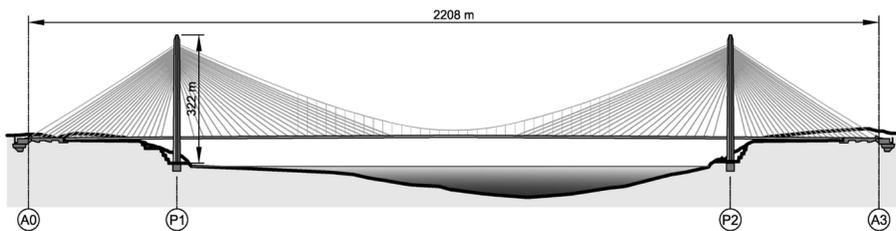


Figure 5 : Troisième pont sur le Bosphore : coupe de l'ouvrage

La conception géotechnique a été faite par des modèles analytiques : analyses structurales des massifs rocheux, analyses de stabilité 2D, modèles éléments finis 2D ou axisymétriques, qui ont été complétés par des modélisations 3D aux éléments finis. Ces modélisations ont permis de valider, et parfois d'optimiser, le bon comportement des ouvrages : puits de fondations des pylônes (diamètre 20 m, profondeur 25 m réduite à 20 m suite aux modélisations), massifs d'ancrage... et également de définir les « raideurs » nécessaires aux calculs de structure.

Mais les observations en cours de chantier ont malheureusement été quelque peu négligées, conduisant à des incidents qui n'ont pas eu de conséquences graves, mais dont la résolution a été faite dans l'urgence par manque d'anticipation, et dans des conditions de sécurité parfois limitées. Deux exemples sont présentés succinctement ci-après :

- Bloc d'ancrage côté Asie : une faille avait bien été identifiée dans cette zone, et prise en compte dans les modèles, mais avec une épaisseur faible. Lors de l'excavation, cette faille était bien visible dans les terrassements, mais

s'est avérée beaucoup plus épaisse que prévue, jusqu'à 25 m ; l'excavation a malgré tout été poursuivie jusqu'à sa base, profonde de 30 m, engendrant des instabilités des parois, avec des risques évidents pour le personnel ; en outre du fait du caractère « compressible » du matériau de remplissage de faille située sur la face avant du bloc, la butée n'était pas suffisante, d'où un risque pour l'ouvrage en service. Il a donc fallu reprendre largement le projet de ce bloc d'ancrage, en réalisant des renforcements complémentaires des talus, et en substituant le remplissage de faille par du béton sur le talus en butée, ce qui a nécessité des analyses structurelles complémentaires pour adapter le ferrailage du massif d'ancrage suite à la modification de sa géométrie (Fig. 6).

- Talus principal d'excavation côté Europe : les deux appuis principaux situés sur les versants du Bosphore nécessitaient la réalisation d'une plate-forme, et donc de talus atteignant plus de 30 m de haut. Côté Europe, où une faille majeure avait été identifiée dès les études de projet, le talus a été excavé et conforté conformément au projet sans difficultés majeures. Mais, plusieurs mois après sa réalisation, une partie de ce talus a commencé à bouger, avec des fissurations sur les risbermes, atteignant près de 10 mm en quelques jours, et des désordres sur les parois en béton projeté boulonné. Il s'agissait bien d'une zone de faille reconnue dès les reconnaissances de projet, mais dont le comportement avait été surévalué.

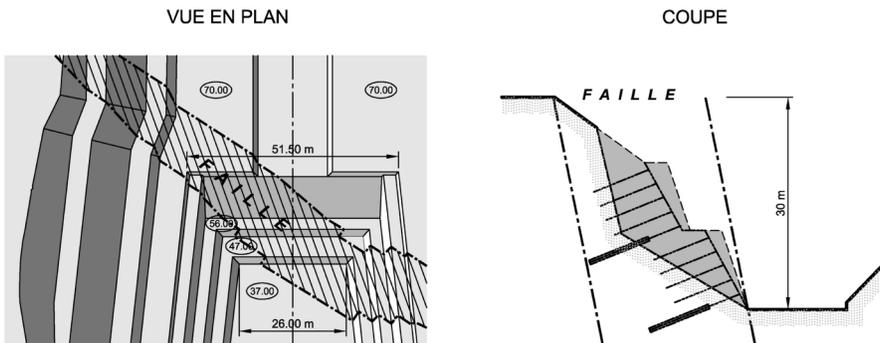


Figure 6 : Troisième pont sur le Bosphore : bloc d'ancrage côté Asie

Il aurait bien sûr été souhaitable de renforcer les talus de cette zone, au fur et à mesure de l'excavation, de façon plus intense que prévu au projet mais les observations en cours de terrassements n'avaient pas suffisamment alerté sur les risques à long terme. C'est finalement ce qui a été fait après la découverte des désordres, avec des ancrages complémentaires et des micropieux pour l'assise des palées provisoires à édifier sur les risbermes, mais dans des conditions nettement plus difficiles que s'ils avaient été fait en même temps que le reste des renforcements, et en outre avec des risques pour le personnel devant travailler sur ces talus manifestement en limite de stabilité.

6.5. Grands bâtiments

Les grands bâtiments, comme les grands ouvrages d'art, sont des ouvrages exceptionnels qu'il convient de traiter comme ces derniers, avec le recours à des modélisations complexes associées à des observations du comportement réel. Dans le cas des grandes tours, ce sont essentiellement les questions de rotations et de tassements, en général pluricentimétriques du fait des niveaux de contraintes atteints, qu'il faut évaluer car ils impactent la conception de la structure, et qu'il faut bien sûr contrôler en cours de construction pour s'assurer que le projet reste compatible avec les déformations réellement observées. Ce cas peut être illustré avec l'exemple d'un bâtiment de dimensions certes plus modestes, la Fondation Louis Vuitton pour la Création, dont la construction s'est achevée en 2013. Il s'agit d'un monument prestigieux, conçu par l'architecte Frank Gehry, et associant béton, acier, verre et bois, le tout constituant une structure très hétérogène et sensible aux déformations (Beaussier *et al*, 2011 – Fig. 7). Pour cette raison l'ouvrage est fondé sur un radier général de 2,6 m d'épaisseur, édifié à l'intérieur d'une enceinte de 15 m de profondeur en parois moulées, et à l'abri d'un rabattement de nappe. Ce radier repose sur des formations classiques de la région parisienne : sables de Cuise et Sables supérieurs, Sparnacien avec les Fausses glaises et Argiles plastiques notamment.



Figure 7 : Fondation Louis Vuitton pour la création : maquette du projet

Le bilan des contraintes conduit à une situation finale en léger déchargement par rapport à l'état de contraintes avant travaux, d'où des risques de soulèvements du fait des horizons argileux. En outre l'hétérogénéité des structures intérieures reposant sur le radier faisait craindre des comportements différentiels entre zones localement plus ou moins chargées. La conception de l'ouvrage a donc fait l'objet de modélisations en éléments 2D et 3D, en tenant compte du phasage de construction et du caractère différé des déformations dans les niveaux argileux.

Au final il s'avère que le radier, mis en œuvre dans la fouille, donc après une phase de soulèvement du fond de fouille dû au déchargement, devrait tasser d'environ 20 mm pendant les phases de construction, puis remonter à long terme de 10 mm du fait de

l'arrêt des pompages de rabattement (Fig. 8). Mais le tout de façon très homogène, donc avec des tassements différentiels largement acceptables pour la structure.

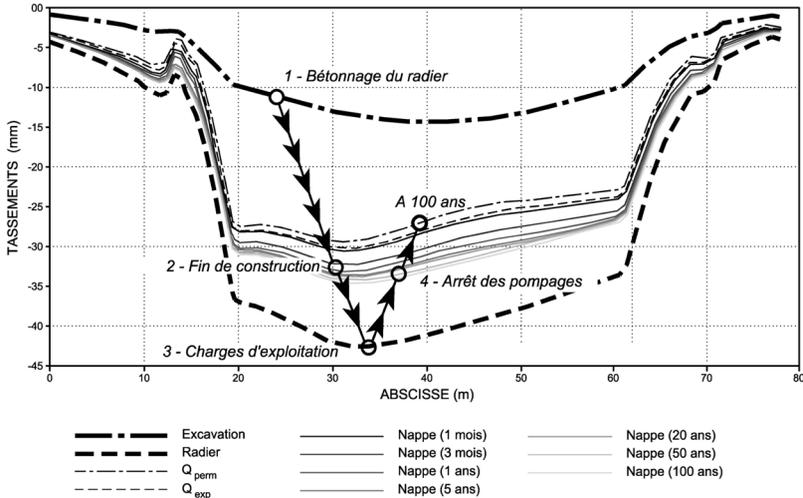


Figure 8 : Fondation Louis Vuitton pour la création : mouvement du radier selon le modèle EF 3D

Des auscultations par mesures de nivellement ont été mises en œuvre pendant les travaux, dont les résultats confirment les ordres de grandeur attendus.

6.6. Travaux souterrains

En tunnels, où les aspects de sécurité immédiate sont en permanence dans les esprits de tous les intervenants, on a depuis toujours observé la géologie à front, et depuis longtemps observé le comportement par le biais des mesures de convergence des parois. Mais on assiste depuis 20 ou 30 ans à une évolution importante, notamment pour les tunnels en milieu urbain, donc en environnement sensible, où le critère dimensionnant de conception du projet n'est plus la stabilité des soutènements mais le niveau de déformations admissibles pour les structures voisines. Il en résulte une part croissante des efforts de modélisations, pour évaluer ces déformations en phase projet, et des moyens d'auscultations mis en œuvre en phase chantier, avec des systèmes automatisés permettant un véritable suivi en temps réel.

La traversée souterraine de Toulon, et notamment le tube Sud, illustrent parfaitement cette évolution, puisqu'il s'agissait de réaliser un tunnel autoroutier à faible profondeur sous le centre-ville ancien de Toulon, avec un environnement bâti très sensible, et ce dans une géologie particulièrement complexe constituée d'écaillés tectoniques et nappes de charriage (Fig. 9).

De nombreuses observations ont été faites en phase projet, reconnaissances géologiques et expertises de la sensibilité des bâtiments existants, ainsi que de nombreuses modélisations pour dimensionner les ouvrages en fonction des déformations acceptables ; mais la très forte variabilité des terrains et la complexité des méthodes de creusement et soutènements conduisaient à la prudence quant à la fiabilité des prévisions en termes de déformations sur le bâti. C'est la raison pour laquelle une auscultation de grande ampleur a été mise en œuvre, avec notamment un système de théodolites motorisés et une gestion centralisée sur base de données de l'ensemble des résultats en temps réel (Janin *et al*, 2011).



Figure 9 : Tunnel de Toulon – tube sud : hétérogénéité géologique

Cette démarche a permis un pilotage optimisé du chantier, soit en renforçant les traitements de terrains et soutènements là où les prévisions de tassements montraient une tendance à dépasser les seuils admissibles, soit au contraire en les allégeant là où la réalité s'avérait plus favorable que prévu.

Il y a eu un cas particulier, sous un immeuble plus sensible que prévu qui a montré quelques désordres sur le second œuvre pour des tassements de l'ordre de 25 à 30 mm, alors que le front du tunnel n'avait pas encore atteint les façades de l'immeuble. Les prévisions de tassement final, de l'ordre de 60 à 70 mm, bien que restant structurellement admissibles, ont néanmoins guidé les constructeurs vers une solution d'injections de compensation sous cet immeuble (Guilloux *et al*, 2011). Dans cette technique où l'on vient compenser en temps réel (c'est-à-dire quasiment en continu) par injections ciblées de coulis les tassements produits par le creusement, des observations rigoureuses du comportement, par une auscultation renforcée sur le bâtiment, sont la condition impérative de réussite de l'opération. Dans ce cas elles ont permis, en premier lieu de soulever le bâtiment d'environ 10 mm avant de reprendre le creusement, puis en cours de creusement d'annuler les tassements causés par l'excavation, avec une précision de ± 1 mm environ (Fig. 10).

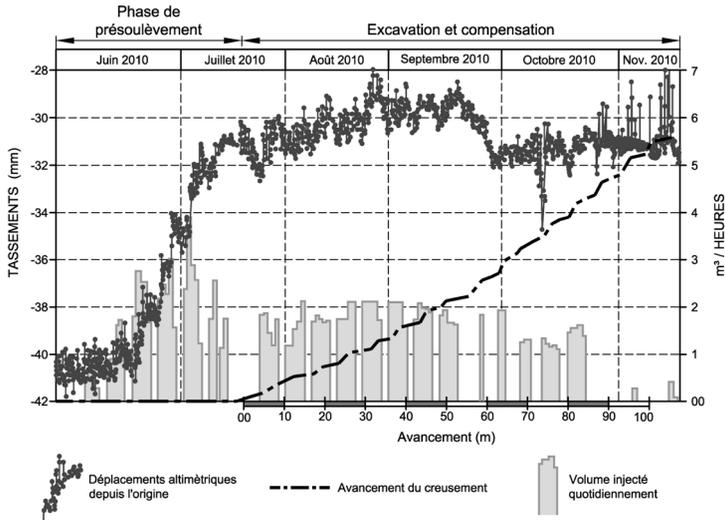


Figure 10 : Tunnel de Toulon – tube sud : tassements mesurés au cours des injections de compensation

6.7. Synthèse et recommandations

Ces quelques exemples d'ouvrages géotechniques divers confirment que la réussite d'un projet requiert la mise en œuvre d'observations et de modélisations, et ce à tous les stades d'un projet, de la conception à la réalisation.

Il convient toutefois de rester réaliste : les observations sont la base essentielle de la compréhension d'un site et du comportement des terrains et des ouvrages, mais elles ne permettent pas toujours d'appréhender parfaitement les mécanismes mis en jeu ; réciproquement les modélisations ne disent pas tous (voire parfois ne disent que ce qu'on veut leur faire dire !), mais elles permettent d'identifier des mécanismes et servent de référence pour analyser les auscultations.

Tout dogmatisme dans ce sens est donc à éviter, et il convient de privilégier un certain pragmatisme : on n'observe que rarement exactement ce que l'on a modélisé, qu'il s'agisse de la géologie ou du comportement des ouvrages, et on ne modélise jamais parfaitement la complexité d'un site, des terrains ni des ouvrages (il existe peu de chantiers où les seuils fixés à l'étude n'ont pas été dépassés !), mais on sait construire de « beaux ouvrages » même dans des conditions très difficiles.

Observations et modélisations resteront toujours complémentaires, et le rôle de l'ingénieur est de savoir utiliser les deux conjointement, tout en gardant la modestie et l'humilité nécessaires devant la complexité des sites : concevoir en restant conscient des incertitudes qui subsistent inévitablement, puis construire en adaptant les techniques à la réalité des chantiers.

6.8. Références

Beaussier A., Guilloux A., Verschuere J. 2011. *La fondation Louis-Vuitton pour la création : modélisations géotechniques croisées en 2D et 3D, et confrontation avec les auscultations*. RFG 137, 15-29.

Eurocode 7 - NF EN 1997-1 juin 2005 : *Eurocode 7 : calcul géotechnique*.

Guilloux A., Le Bissonnais H., Bétend R., Boyer G. 2011. *Tunnel de Toulon Tube Sud : Injection de compensation sous deux bâtiments de 8 étages en zone marchand*. In : Comptes rendus du congrès international AFTES, Sous-thèmes B1.3, Lyon.

Guilloux A., Porquet M., De La Vernée P., Lyonnet P., Roman P. 2013. *Conception, modélisation et auscultation d'une très grande excavation à Monaco*. In : Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, pp. 1991-1994.

Janin JP., Dias D., Kastner R., Emeriault F., Guilloux A., Le Bissonnais H. 2011. - *Settlement monitoring and tunneling process adaptation – case of South Toulon Tunnel*. In : Comptes rendus du Symposium TC28 IS Roma, Rome pp. 205-212.

Peck RB. 1969, *Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics*. *Geotechnique* 19:2.

Terzaghi K, Peck RB. 1967. *Soil mechanics in engineering practice*, Ed. Elsevier.

Tran Vo Nhiem J., Guilloux A., D'Apolito P. 1988. *Analyse et suivi d'un grand glissement de versant dans les Andes colombiennes*. In : Proc. 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, pp 793-788.

Remerciements

Cet article a été publié dans la Revue Française de Géotechnique (N° 146, 1 ; 2016). Nous remercions l'auteur et l'éditeur EDP Sciences pour leur autorisation de publication dans l'ouvrage *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives*.

7. LE MANAGEMENT DES RISQUES POUR LE TUNNEL DE PONSERAND (SAVOIE) : OUTIL DE CONSOLIDATION DU MODÈLE GÉOLOGIQUE

Johan Kasperski¹, Cédric Gaillard¹

7.1. Le management des risques pour une étude de tunnel

Maîtriser les coûts et les délais. Voilà la préoccupation majeure du monde des travaux souterrains notamment en ce qui concerne les risques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques. Ceux-ci peuvent générer des surcoûts importants qui sont dus à des conditions de creusement non prévues ou non anticipées. L'attente de l'ensemble de la profession est forte pour garantir une juste répartition de ces surcoûts entre les différents acteurs du projet. Cela se traduit par une formalisation contractuelle détaillant l'ensemble des conditions de creusement telles qu'elles sont imaginées à la conception. Un changement de ces conditions de creusement entre la conception et la réalisation fonde ce que nous appelons les risques. Comme le maître d'ouvrage a besoin de déterminer le niveau de risque auquel il s'expose au moment de la contractualisation avec les entreprises, celui-ci est déterminé durant la conception et jusqu'à la contractualisation par une provision pour risques identifiés (PRI).

La détermination des risques n'est pas l'apanage des travaux souterrains : différentes approches coexistent. Elles se rejoignent sur le fond mais se distinguent par leur vocabulaire (Bieth *et al.*, 2009). Les différentes démarches peuvent être identifiées de la façon suivante :

- l'approche « risque naturel ». Cette approche considère un aléa comme source de risque. Cet aléa peut être décrit comme un événement naturel inéluctable ayant des conséquences sur l'activité humaine, qualifiée d'enjeu. Le risque est déterminé par une probabilité d'occurrence de l'aléa et des conséquences sur l'enjeu. Aléa et probabilité d'occurrence sont déconnectés ;
- l'approche « risque technologique ». Cette approche considère également un aléa comme source de risque. Celui-ci est décrit intrinsèquement cette fois-ci par la probabilité d'un phénomène accidentel avec une intensité donnée. Apparaît la notion de la vulnérabilité comme facteur de proportionnalité entre les effets et les dommages. Le terme d'aléa en « risque technologique » ne correspond pas exactement à l'aléa tel qu'il est considéré dans l'approche « risque naturel » car il intègre la probabilité d'occurrence ;
- l'approche « risque projet » (ISO, 2009). Cette fois-ci le terme « aléa » disparaît. Cette approche considère comme source de risque les incertitudes géologiques, hydrogéologiques et géotechniques ayant un impact sur les objectifs du projet. Ces incertitudes correspondent à un changement des conditions telles qu'elles

¹ Centre d'Études des Tunnels (CETU), 25 avenue François Mitterrand, case n°1, 69674 BRON Cedex, France

étaient prévues préalablement. Ni naturel ni accidentel, l'évènement constitué par ce changement ne se définit donc pas comme un aléa. On parle simplement d'évènement redouté. Oublier la notion d'aléa présente l'avantage d'éviter les débats sémantiques.

Dans le cadre qui nous intéresse, c'est bien l'approche « risque projet » qui est retenue. La conception d'un tunnel est vue comme un processus visant à la définition de l'objet tunnel par la réduction des incertitudes géologiques, hydrogéologiques et géotechniques. Ce processus est fonction de la connaissance du terrain et des techniques disponibles. Le risque se quantifie en termes de vraisemblance et de conséquences de la survenance de cet évènement redouté. La démarche de management des risques est décrite dans la norme ISO 31 000 (ISO, 2009). L'Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain a publié une recommandation (AFTES GT32, 2012) qui en est la transcription pratique pour les ouvrages souterrains. Un article a été publié dans le Bulletin of Engineering Geology and the Environnement (Gaillard et Kasperski, 2015) : il montre une application pragmatique de cette démarche pour le cas du doublement du tunnel de Ponserand (Savoie, France). C'est pour partie une présentation synthétique de cette communication qui est ici proposée.

7.2. Contexte de l'étude

Le tunnel routier de Ponserand est situé sur la RN 90 qui donne accès à la vallée de la Tarentaise après Albertville. Unidirectionnel de Moûtiers à Aigueblanche, il comporte deux voies de circulation. Le trafic montant dispose de deux voies de circulation à l'air libre le long du barrage sur l'Isère (Fig. 1). Cette voie aérienne est sujette aux chutes de blocs ce qui en rend l'exploitation délicate. Ainsi, le projet de doublement du tunnel consiste à réaliser un nouveau tube afin d'éviter ces risques liés aux instabilités rocheuses. D'un point de vue géologique, le contexte général est très bien connu avec la présence d'un tunnel ferroviaire à proximité et l'expérience en 1988 du creusement du premier tunnel routier. Il s'agit de roches hétérogènes de la série du Quermoz qui ne posent pas de difficultés particulières à la réalisation d'un tunnel. La variante qui nous intéresse fait 1080 m de long en restant à flanc de versant entre le tunnel existant et la route nationale RN90 (Fig. 1a). Deux parties du tracé (au Nord et au Sud) se trouvent alors dans des éboulis défavorables au creusement. C'est la traversée des éboulis au Sud du tracé qui est mise en lumière ici.

Deux niveaux d'études de ce projet ont été réalisés : l'étude d'opportunité et l'étude de faisabilité. L'étude d'opportunité est la première étude complète : elle a permis d'estimer chaque variante ainsi que sa provision pour risque. L'étude de faisabilité fait suite à une campagne de reconnaissance spécifique définie à l'issue de l'étude d'opportunité. Elle a permis la diminution des incertitudes et la consolidation des coûts de la variante projetée. On présente ici comment le management des risques a permis la consolidation du modèle géologique entre les deux phases d'études préliminaires.

Le management des risques (ISO, 2009; AFTES GT32, 2012) comprend trois grandes phases : le bilan des connaissances, l'appréciation des risques et leur

traitement. En premier lieu, la fiabilité des données brutes est évaluée. Elles servent de base à l'interprétation géologique qui est synthétisée *in fine* dans le profil en long géotechnique. Certaines incertitudes identifiées donnent naissance à des événements redoutés. Ces derniers sont analysés selon leur vraisemblance et leurs conséquences pour en évaluer un niveau de risque. Ainsi hiérarchisés, les événements redoutés aux conséquences les plus importantes sont traités par un programme de reconnaissance. L'articulation de cette démarche est d'abord présentée au stade opportunité.

7.3. Bilan des connaissances (étude d'opportunité)

Tout d'abord, le recueil des données disponibles comprend des documents bibliographiques (carte géologique au 1/50000, archives des ouvrages ferroviaire et hydraulique à proximité, etc.), des investigations conduites lors des études de conception du tunnel existant (levé de terrain, géophysique, sondages, essais de laboratoire et *in situ*) ainsi qu'une note de synthèse de la construction du tunnel existant. Si elles permettent de connaître parfaitement le contexte géologique général, ces données se voient affectées d'une fiabilité moyenne dans la mesure où elles ne recoupent pas complètement le tracé du projet envisagé.

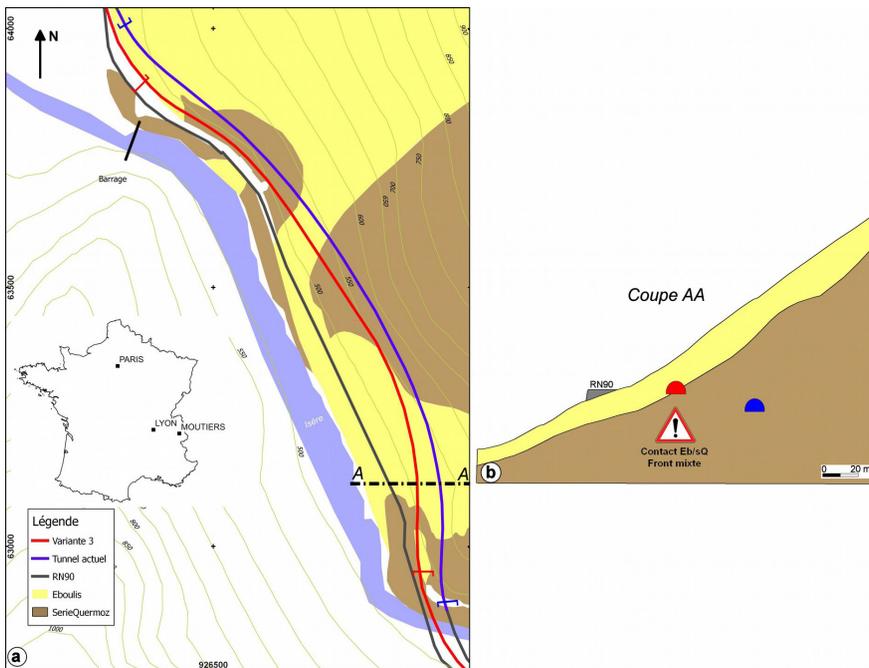


Figure 1 : Carte géologique (a) ; coupe géologique transversale au tracé (b).

Le modèle géologique (Fig. 1a et Fig. 1b) présente des éboulis reposant sur un substratum rocheux qui appartient à la zone des brèches de la Tarantaise (zone Valaisanne, unité du Quermoz). Cette unité géologique appartient au Jurassique

inférieur et moyen. La structure du massif de la zone du Quermoz est un monoclinale à pendage est qui s'inscrit en aval de la dépression de Moutiers, creusée par le glacier de l'Isère. Les couches massives de la série du Quermoz ont constitué un verrou glaciaire, résistant à l'érosion du glacier. Cette série du Quermoz apparaît comme un flysch constitué d'un ensemble de roches d'origine détritiques présentes sous forme d'alternances de bancs ou de lentilles d'épaisseur parfois plurimétrique (Fig. 2). On observe trois faciès principaux, différents suivant la nature des éléments constitutifs, mais toujours avec un ciment calcaire : des brèches à matrice calcaire très compacte enrobant des éléments de calcaire et de dolomie, des calcaires gréseux, des schistes gris à noirs provenant de la cimentation d'éléments fins tels que sables fins, limons et argiles. Les éboulis, constitués d'un mélange de blocs de dimensions variables et de matériaux fins sablo graveleux, limoneux ou argileux, recouvrent le substratum sur plusieurs mètres d'épaisseur.

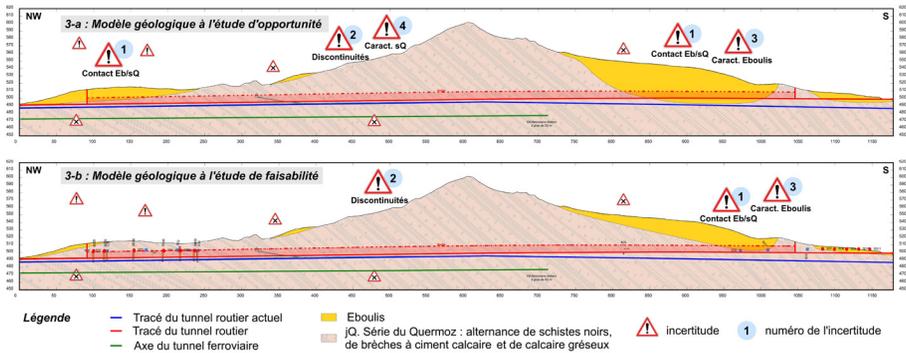


Figure 2 : Modèles géologiques (2-a : opportunité, 2-b : faisabilité)

Le modèle géologique proposé décrit l'état le plus probable des conditions qui seront rencontrées suivant la caractérisation des terrains (AFTES GT1 2003) : matrice rocheuse, discontinuités et massif rocheux. Les incertitudes recensées portent sur certaines caractéristiques des terrains, sur leurs comportements vis-à-vis de la stabilité, mais aussi sur les conditions hydrogéologiques régnant sur le site. Le positionnement des incertitudes sur le modèle permet de préciser sa pertinence. L'ensemble des incertitudes sont mises en forme dans un registre des incertitudes. L'objectif ici n'est pas de les détailler toutes : on se concentre uniquement sur celle concernant la localisation du contact entre les éboulis et la série du Quermoz sur le secteur sud du tunnel. Cette incertitude est d'ordre géométrique : elle porte sur la localisation précise du toit du substratum rocheux. Comme le tunnel projeté s'inscrit dans un flanc de versant de montagne où la surface de contact entre les éboulis (Eb) et le substratum (série du Quermoz, sQ) est irrégulière et mal connue, la possibilité d'avoir des fronts mixtes éboulis / substratum à excaver sur un linéaire plus grand que prévu est redoutée.

7.4. Appréciation des risques (étude d'opportunité)

Chaque incertitude est associée à un évènement redouté. En effet, l'occurrence de circonstances différentes de celles retenues dans le modèle géotechnique prévisionnel génère un évènement redouté dont la vraisemblance et les conséquences sont évaluées au regard de la méthode constructive retenue. Lors de l'identification des risques, seules sont retenues les incertitudes qui génèrent un effet sur l'atteinte des objectifs fixés par le maître d'ouvrage (ici objectifs de coût, de délai et environnemental). Considérant l'incertitude du contact sQ/Eb qui nous intéresse, une zone de front mixte d'une longueur de 180 m est estimée. C'est le dépassement de cette longueur qui est redouté.

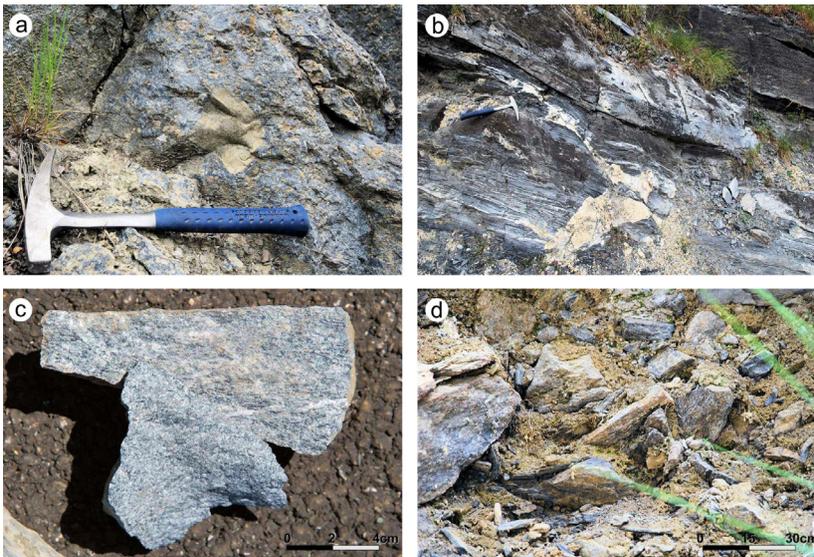


Figure 3 : Faciès rencontrés : série du Quermoz (a – brèche à matrice calcaire, b – schistes noirs, c – calcaire gréseux) et éboulis (d).

Ensuite la vraisemblance de l'évènement redouté est déterminée qualitativement (improbable, très peu probable, peu probable jusqu'à possible) : cette étude étant une étude amont, le volume de données est insuffisant pour déterminer quantitativement une vraisemblance. Ainsi, la vraisemblance de rencontrer un front mixte sur une longueur plus importante que prévu est qualifiée de possible compte tenu du contexte de flanc de versant.

D'un point de vue quantification des conséquences (faibles, moyennes, fortes et très fortes), une longueur du tronçon de front mixte plus importante que prévu est évaluée en termes de coûts. Un profil lourd serait ainsi appliqué sur un plus grand linéaire, d'où une augmentation notable du coût et des délais. Les conséquences ont été jugées comme fortes.

Finalement, le niveau de risque de l'évènement redouté est obtenu en croisant vraisemblances et conséquences. Quatre niveaux de risque sont retenus (négligeable, significatif, important et inacceptable). Cette définition permet au maître d'ouvrage de positionner sa tolérance vis-à-vis du risque. Ici, le niveau de risque d'une longueur de front mixte plus grande que prévu est d'un niveau inacceptable. Ce niveau de risque inacceptable participe pour beaucoup au montant très important de la Provision pour Risques Identifiés (PRI). Cette PRI intègre l'ensemble des risques recensés sur le projet et elle est de 18,7 M€ pour une estimation technique de 54,3 M€, soit 35 %.

Traitements des risques et reconnaissances

De manière générique lors d'études en phase amont, les actions principales de traitement consistent à diminuer la vraisemblance des évènements redoutés par des reconnaissances et des études spécifiques. Dix-sept sondages destructifs, sept sondages carottés avec diagraphies associées et huit profils de sismique réfraction ont été prévus pour permettre de lever les incertitudes concernant entre autres l'évènement redouté de front mixte sur une longueur plus importante que prévu.

Management des risques lors de l'étude de faisabilité

L'étude de faisabilité fait suite à celle d'opportunité. Le management des risques étant un processus itératif, une nouvelle évaluation est présentée dans ce chapitre. On ne détaille ici que la phase de bilan des connaissances pour laisser les lecteurs intéressés consulter l'article original (Gaillard & Kasperski, 2015). Ainsi, aux données déjà existantes se rajoutent celles des reconnaissances réalisées spécifiquement pour le projet à l'issue de l'étude d'opportunité. Leur fiabilité est maximale car les zones reconnues se situent au droit du tunnel projeté et la reconnaissance est récente.

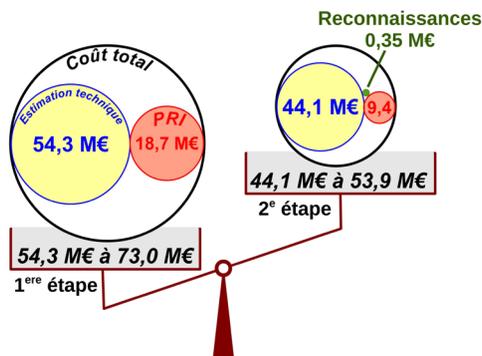


Figure 4 : Évolution des coûts du tunnel entre les deux étapes du projet

Les reconnaissances menées ont permis de passer d'un premier modèle géologique comprenant de nombreuses incertitudes à un second modèle plus fiable (Fig. 3-b).

L'incertitude de la position du contact entre les éboulis et la série du Quermoz évolue latéralement : elle est maintenant correctement connue. Il subsiste toutefois une incertitude sur leur extension longitudinale au sud du tracé, bornée par deux sondages de reconnaissances.

Le déroulé de l'ensemble de la démarche de management des risques à ce deuxième stade des études n'est pas exposé dans son ensemble pour se concentrer seulement sur les chiffres. Les données récupérées lors des reconnaissances ont permis une meilleure connaissance des terrains rencontrés et donc une meilleure estimation technique. Cela se traduit par une diminution des longueurs d'application des soutènements lourds. Le projet technique est alors estimé à 44,1 M€ à ce stade contre 54,3 M€ au stade précédent, soit une diminution de 10 M€. Par ailleurs, la PRI est désormais de 9,4 M€ (Fig. 4), qui inclut toujours l'ensemble des risques recensés sur le projet. Elle présente une baisse de moitié avec celle issue de l'étude d'opportunité pour être d'un ordre de grandeur acceptable à ce niveau des études (de 15 % à 20 %).

Le programme de reconnaissances représente 425 m de sondages destructifs, 325 m de sondages carottés, 890 m de diagraphies associées à ces sondages et 1360 m de profils géophysiques de sismique réfraction. Le coût de cette campagne de reconnaissance est de 0,35 M€. Au regard de la diminution du niveau de risque et de la nouvelle estimation du coût de l'ouvrage, le coût de la campagne de reconnaissance est largement rentabilisé.

7.5. Conclusions

Le management des risques formalise la traçabilité de la réflexion et des choix de conception. Il fonde la justification technique des reconnaissances nécessaires pour fiabiliser le modèle géologique issu de la première étape du projet. Ainsi guidées, les reconnaissances ont permis à la fois de consolider l'estimation technique et de diminuer la PRI, rendant le projet de tunnel acceptable financièrement pour le maître d'ouvrage.

7.6. Références bibliographiques

International Organization for Standardization, ISO 31000, 2009, « *Risk management – Principles and guidelines on implementation* », ISO, Geneva.

AFTES GT32, 2012, « *Recommandations sur la caractérisation des incertitudes et des risques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques* », Tunnels et Espaces Souterrains n°232, pp.274-314.

AFTES GT1, 2003, « *Recommandations sur la caractérisation des massifs rocheux utiles à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains* », Tunnels et Ouvrages Souterrains n°177, pp.138-186.

Gaillard C., Humbert E., Rival F. et Robert A., 2011, *Le management des risques géotechniques est-il toujours pertinent ?*, Actes du congrès AFTES 2011, Lyon.

Gaillard C., Kasperski J., 2015, *Comment le management des risques permet-il de consolider le modèle géologique? Le cas du doublement de tunnel de Ponserand*, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Volume 74, Issue 3, pp 803-813.

Bieth E., Gaillard C., Rival F., Robert A., 2009, « *Les risques géologiques : comment les évaluer et les provisionner dans les projets ?* », Tunnels et Ouvrages Souterrains n°215, pp.273-283.

Remerciements

Cet article a été publié dans la revue *Géologues* (N° 188, 2016). Nous remercions les auteurs et l'éditeur Société Géologique de France pour leur autorisation de publication dans l'ouvrage *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives*.

8. LA PRÉVENTION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN LIÉS À LA PRÉSENCE DE CAVITÉS SOUTERRAINES : ÉVALUATION QUALITATIVE DE L'ÉTAT DE DÉGRADATION

Jean-Marc Watelet¹ et Xavier Daupley¹

8.1. Introduction

Les cavités souterraines représentent une problématique particulière des mouvements de terrain. Si le risque induit par ces vides peut difficilement être qualifié de majeur à l'échelle du pays en termes de gravité humaine et d'emprises exposées, l'aménagement d'un territoire donné est parfois contraint par l'existence d'anciennes exploitations souterraines, poches de dissolution, ouvrages militaires ou civils abandonnés, mal ou pas connus. Ces cavités sont, pour certaines, liées exclusivement à la géologie et pour d'autres directement issues de notre histoire industrielle et militaire. L'effondrement de ces vides et le développement de désordres en surface sont liés au vieillissement du massif encaissant mais aussi à des facteurs aggravants plus ou moins naturels.

La prise en compte de ces désordres devient particulièrement préoccupante au sein des zones urbaines ou péri-urbaines où les enjeux, existants ou en projet, se trouvent exposés à un risque « caché » dont le propriétaire de la surface est, en principe, le seul responsable. Les fondements de la prévention s'appliquent parfaitement à ce type de situation, d'une part dans les aspects connaissance et information, d'autre part dans la possibilité de réduire, voire même de supprimer l'aléa à la source.

8.2. Un plan d'action national

Les pouvoirs publics, conscients de la nécessité de structurer une politique de prévention propre à ce risque et d'harmoniser la gestion à l'échelle nationale, ont engagé dès 2010 une première phase de réflexion qui s'est traduite par l'élaboration d'un programme d'actions. Une consultation publique nationale a également permis de recueillir les avis des collectivités, de la société civile et des administrations locales en charge de ces aspects. Les travaux ont abouti à la publication début 2013 du « *Plan national pour la prévention des risques liés aux effondrements de cavités souterraines* » dont la mise en œuvre repose principalement sur une gouvernance partagée entre l'Etat et les collectivités territoriales.

Ce plan s'est accompagné d'un programme d'actions « 2013-2015 » articulées autour de trois axes :

¹ INERIS (Institut National de l'Environnement Industriel et des Risques)

- Favoriser l'émergence de stratégies locales de prévention du risque : il s'agit notamment d'orienter les collectivités vers les outils les plus adaptés et de préparer un dispositif contractuel entre l'Etat et les collectivités en s'appuyant sur des services de proximité ;
- Informer, former et sensibiliser les acteurs de la prévention du risque via l'information du public (y compris les Nouvelles Technologies de la Communication), la formation des acteurs clés sans négliger la valorisation du caractère patrimonial de certaines cavités (transformation en écomusée, salle de conférence, thermes souterrains...);
- Améliorer le savoir et mieux partager la connaissance par la mise en œuvre d'un programme de R&D pour développer la palette d'outils et de méthodes nécessaires : détection et reconnaissance des cavités, diagnostic de leur stabilité, surveillance et mitigation du risque.

8.3. La nécessité du diagnostic

A l'échelle d'un territoire, lorsqu'une collectivité, un aménageur ou un particulier, se trouvent confrontés à la découverte (ou parfois à la redécouverte !) d'une cavité relevant de leur responsabilité, les premières interrogations portent naturellement sur l'extension des vides et leur état de dégradation. Quels que soient alors les choix qui seront faits ensuite pour la gestion du site (surveillance, confortement des galeries, suppression des vides), il importe de réaliser une expertise au cœur de la cavité pour porter un diagnostic sur les conditions de stabilité actuelle et future de l'ouvrage souterrain.

L'*inspection* permet de déterminer un état apparent du site étudié. Elle est établie à partir d'un examen purement visuel du milieu et se base en priorité sur l'expérience du (ou des) géotechnicien(s). C'est une technique éprouvée qui concourt à établir des diagnostics pertinents.

L'évaluation qualitative des dégradations ne couvre bien évidemment qu'une partie des méthodes déployables *in situ* dans le cadre d'une analyse de stabilité :

- l'*auscultation* correspond à la mise en œuvre localisée et limitée dans le temps de techniques plus ou moins sophistiquées qui déterminent une ou plusieurs valeurs physiques propres à l'ouvrage et/ou à son encaissant ;
- la *surveillance* intègre obligatoirement la notion de durée, et suppose l'accumulation de données qualitatives ou quantitatives sur une période de temps suffisante (variable selon les méthodes) pour prévoir et anticiper le comportement de l'ouvrage. L'analyse est alors basée sur les deltas constatés et non sur les valeurs ponctuelles.

Dans les faits, ces trois approches peuvent être mises en œuvre successivement ou concomitamment dans le cadre de l'étude géotechnique. Elles permettent d'acquérir les caractéristiques qui seront par la suite utilisées, par exemple dans des modèles

de calcul ou en comparaison avec des essais menés en laboratoire. De même, l'auscultation et la surveillance ne peuvent être réalisées de manière intelligente sans avoir été précédées par une inspection minimale du site.

8.4. Les étapes préalables à l'inspection

Disposer d'un plan

Ce document permet, d'une part, de caler l'origine du risque par rapport aux enjeux de surface, et d'autre part de compiler les informations sur la configuration des cavités. Pour l'inspection visuelle de l'ouvrage souterrain, le calage avec la surface (photo aérienne, carte topographique ou fond cadastral) n'est pas indispensable mais il permet de soupçonner rapidement des critères (augmentation du recouvrement, thalwegs, espaces naturels ou maisons, routes...) à l'origine de certains types de dégradations.

Le calage entre les plans du fond et le cadastre sont maintenant réalisables avec des logiciels performants de géo-référencement. D'après notre expérience, un décalage maximal réaliste avec les plans cadastraux est en moyenne de 1,50 m (pouvant être très supérieur en zone de fort dénivelé). Il arrive toutefois que les plans soient inexistantes ou incomplets et il convient de les faire lever : ces opérations peuvent parfois se dérouler au sein de galeries dangereuses et il faut prendre en compte les dangers pour le personnel (instabilités, chutes, et surtout présence de gaz).

Le relevé par un cabinet de géomètre est la méthode la plus aboutie (demander le levé des cotes fond, surface...) mais les équipes spécialisées dans ce genre d'exercice ne sont pas nombreuses. Le relevé à la planchette (laser-mètre avec mesures d'angles et distance) est assez précis et permet d'obtenir un schéma assez bien utilisable. Les relevés par des spéléologues sont en général effectués de cette manière et bien documentés mais ils restent longs à obtenir et non officiels. On pourra alors toujours vérifier le bon calage des plans en utilisant des dispositifs de balisage fond-jour. Des outils modernes commencent à émerger (scanner 3D) avec des coûts abordables et des procédures simples et légères (accès possibles dans des galeries de faible hauteur). Ils permettent en outre de prendre en compte des informations géotechniques pertinentes (Fig. 1).

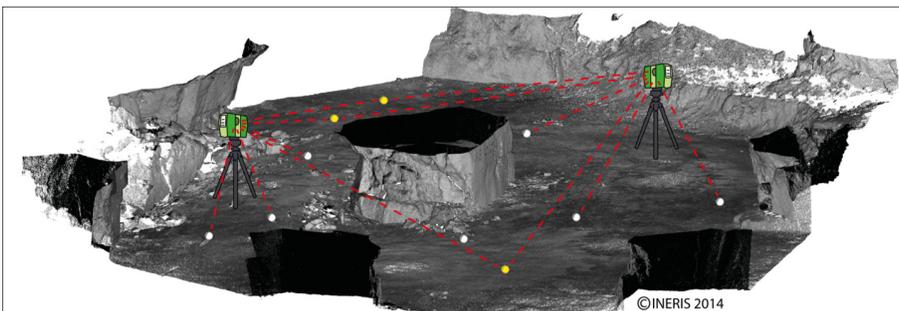


Figure 1 : Mise en œuvre d'un scanner 3D (source : INERIS)

Reconnaissance préalable

Le stade suivant nécessite une visite en surface pour repérer le positionnement du/des accès. Il se peut que ces accès soient situés en dehors de la propriété du maître d'ouvrage, nécessitant alors, en principe, la réalisation d'une convention pour formaliser la servitude de passage. Si on se trouve en domaine urbain, il convient de repérer l'existence de réseaux enterrés pour prévenir les dangers dans le cadre de l'inspection et de futurs travaux (fuites de réseaux de gaz ou d'égouts notamment) et d'évaluer les risques de sur-accident en cas de d'observations de dégradations significatives. D'une manière générale, on vérifiera s'il existe des traces d'anciens désordres de surface.

Si l'ouvrage est inaccessible car les accès sont effondrés ou introuvables, des investigations complémentaires doivent être réalisées pour caractériser les cavités indirectement depuis la surface à l'aide de forages destructifs et inspections vidéo. Il pourra ensuite être envisagé de créer un accès à la cavité (mise en sécurité ou création d'un nouveau puits d'accès) afin de visiter les cavités souterraines (Fig. 2).



Figure 2 : Inspection par caméra pour juger de l'accessibilité d'un ouvrage (source : INERIS)

L'intervention en milieu souterrain

En ce qui concerne la sécurité, les intervenants doivent être équipés de protections individuelles classiques et disposer au minimum de procédures et de dispositifs de communication avec la surface.

A l'exception des très petits ouvrages souterrains comme les caves ou les habitats troglodytiques de faible extension (quelques dizaines de m²) présentant une ouverture directe sur l'extérieur, tout milieu souterrain abandonné et mal connu est susceptible de présenter une atmosphère dangereuse ou toxique. Les intervenants doivent être systématiquement équipés de moyens nécessaires aux contrôles de l'atmosphère avec, au minimum, un oxygénomètre et formés à l'appréciation des dangers encourus en présence d'une atmosphère anormale.

8.5. Rien ne vaut l'œil du géologue

Les premières observations au fond concernent l'aspect général du site, notamment :

- les hauteurs des vides, par un maximum de mesures de l'ouverture des galeries. Une évaluation de la nature et de l'épaisseur des remblais doit aussi être faite, visibles par exemple à proximité des fronts de taille ou à partir de forages manuels à la tarière ;
- les indices pouvant laisser suspecter une extension non encore répertoriée pour définir les techniques de reconnaissance les plus adaptées aux objectifs ;
- tout renseignement pouvant influencer sur les conditions de stabilité à terme ou impacter les solutions de mise en sécurité (niveau de l'eau, limites des zones confortées...) ;
- les points critiques pour lesquels un dispositif de surveillance « tout-ou-rien » (bâches et traits de peinture – la couverture totale en peinture des parements et du toit reste une opération lourde) pourrait être proposé.

Le cœur de l'expertise qualitative consiste néanmoins à examiner les signes manifestes ou prémonitoires des ruptures et leurs évolutions respectives : déformation des structures (toit, piliers, mur...), fracturation naturelle et mécanique, ruissellements d'eau... Ces signes sont qualifiés en fonction de leur intensité apparente et d'un stade d'évolution établi sur des indices de dégradations à dangerosité croissante, tels que :

- au niveau des piliers : fissures capillaires, fissures ouvertes, fissures d'angles ou épaufrures, écaillage, fissures traversantes (verticales, obliques ou diagonales), chutes de parement (délavage), pilier ruiné, en diabolo ou en colonnettes, etc. (Fig. 3) ;
- au niveau du ciel ou toit : fracture dans l'axe médian de la galerie due à la flexion, fracture avec rejet, fracture de cisaillement sur le bord de la galerie, décollement de plaques, chute de blocs, éboulement, montée de voûte, fontis (Fig. 4) ;
- au niveau du sol ou mur : fissuration de la dalle (semelle), gonflement, soufflage, etc.



Figure 3 : Étapes de dégradation d'un pilier (source : INERIS)

Ces dégradations peuvent se développer indépendamment ou concomitamment dans le toit et les piliers en fonction du mécanisme ou de leur stade dévolutif. La hiérarchisation de l'état de dégradation, selon la classe de dégradation (de la plus faible I, à la plus forte IV), est donnée dans le tableau 1 pour les principales structures assurant la stabilité de carrières.



Figure 4 : Toit de la carrière souterraine affecté par des chutes de blocs (source : INERIS)

Pour le toit et les parements des piliers, l'examen visuel peut être complété localement par un contrôle du décollement des bancs, par exemple en « sonnant » la dalle suspecte avec un marteau ou une pince à purger ou en procédant à un examen endoscopique en forage. La localisation, l'ouverture, la nature du remplissage des fissures, l'extension de l'écaillage sont éventuellement consignées sur des croquis. Moyennant une numérotation préalable des piliers et un repérage de leurs angles, chaque face de chaque pilier doit faire l'objet d'un examen ; la prise de clichés photographiques est recommandée. Il convient de ne pas omettre l'examen des dispositifs confortatifs, en particulier les piliers maçonnés qui témoignent de désordres antérieurs, soit contemporains de l'exploitation, soit relativement récents.

Tableau 1 : Signes de dégradation dans une carrière par chambres et piliers (source : INERIS).

Classes de dégradation	Séquences évolutives théoriques	
	Toit ou banc séparatif	Piliers
I	Fissuration mécanique avec quelques décollements	Début d'épaufrures aux angles
II	Décollements et chutes partielles des premières plaques du toit immédiat (amorce de « ciel tombé »). Fissuration typique liée à la flexion du banc de toit inférieur en milieu de galerie	Fracturation mécanique des angles et des faces avec libération d'écaillures ou de plaques. Défournement de blocs instables (< 1 m ³) Fracturation profonde, ouverture des diaclases sur les parements
III	Chute localisée du premier banc de toit et découverte des formations sus-jacentes. Rejeu de diaclases naturelles, décollements et forte expansion des bancs de toit	Ecaillage profond avec réduction significative de la section basale des piliers (25% et plus). Glissement de dièdres ou écroulement de colonnettes instables (plusieurs m ³). Quelques fissures traversantes.
IV	Développement d'une cheminée ou « cloche de fontis » dans le haut-toit, avec impact éventuel au niveau des formations superficielles. Fort sentiment d'insécurité.	Réduction de la surface portante, par ruine partielle de 50% par rapport à la section initiale. Délavage des parements. Morphologie du pilier en « diabolo ».

NB : En l'absence d'indices de dégradation ou si observation de signes peu tangibles et/ou très peu perceptibles, l'état de la zone est considéré comme sain et stable.

8.6. L'importance du rendu

La dernière phase consiste à établir une carte (ou un zonage) géotechnique de la cavité à partir de ses caractéristiques topographiques, géologiques, géométriques. Ce document de synthèse résume les observations de l'expert et donne une idée précise de l'ensemble de l'exploitation et du comportement mécanique global du massif rocheux. Il est souhaitable de reporter ces informations à une échelle (du 1/100ème au 1/500ème, voire 1/1000ème) adaptée à l'étendue de l'exploitation et à son état de stabilité. La carte géotechnique, remise à jour à différentes périodes et illustrée de vues photographiques bien localisées et datées, peut aussi contribuer à apprécier l'évolution des dégradations (Fig. 5). C'est le cas notamment dans les sites souterrains réutilisés, où le suivi périodique constitue un élément de décision pour apprécier les

conditions de sécurité immédiate des personnes circulant au fond et prescrire les confortations à mettre en œuvre.

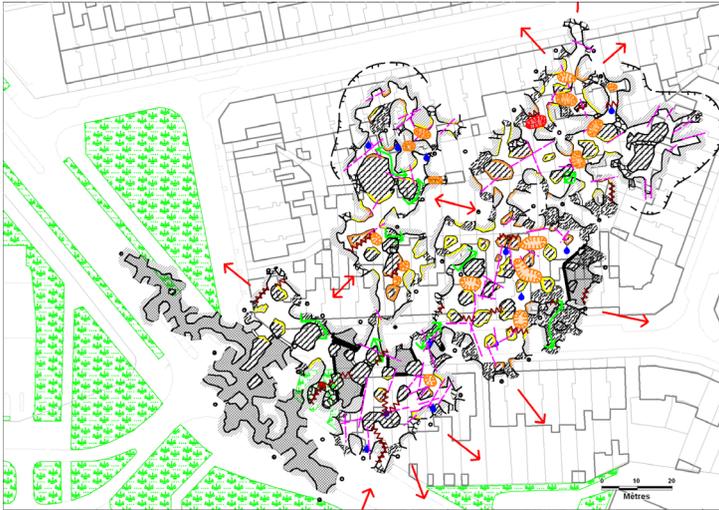


Figure 5 : Exemple de carte géotechnique indiquant des niveaux de dégradation, les secteurs traités et les extensions possibles (source : INERIS)

8.7. Des outils complémentaires

Les dégradations du massif (toit ou piliers) peuvent échapper à l'examen visuel et il peut être nécessaire de procéder à des auscultations complémentaires pour par exemple, détecter l'extension d'une fracturation locale, juger de l'endommagement d'un ouvrage, mesurer des déformations.

Les techniques d'auscultation potentiellement utilisables dans tous les milieux souterrains, notamment les tunnels, les galeries isolées et les cavités à grande profondeur sont détaillées dans de nombreux ouvrages de référence et des recommandations complètes sur l'utilisation de ces méthodes sont par ailleurs régulièrement remises à niveau par ces associations spécialisées (AFTES – Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain).

Parmi les techniques d'auscultation, on retiendra les méthodes de visualisation directes (endoscopie) et les méthodes géophysiques de caractérisation du milieu (sonique, électrique, électromagnétique...). Si le site a pu faire l'objet d'un levé au Scan en 3D, on peut profiter de la vue « par l'extérieur » du nuage de points pour identifier des plans de fracturation et visualiser, voire mesurer des déformations confirmant l'existence de mécanismes particuliers.

Enfin, si vraiment les enjeux de surface le justifient, des mesures de contraintes *in situ* fournissent des informations sur le champ de contrainte local au sein d'un massif.

Cette information peut être nécessaire lorsque l'état d'équilibre paraît précaire. Toutefois, ces techniques sont assez lourdes de mise en œuvre et sont plutôt réservées aux situations complexes et forts enjeux.

8.8. Conclusion

Quel que soit le niveau d'analyse exercé, l'inspection visuelle doit aboutir à des conclusions permettant au géotechnicien de proposer des choix argumentés pour la gestion du site. Rappelons que le diagnostic n'est pas une fin en soi et que les solutions de réduction du risque sont multiples et qu'elles doivent être adaptées aux enjeux.

La réalisation d'une évaluation qualitative au fond se justifie pour les sites accessibles surtout s'ils présentent une vulnérabilité avérée en surface (présence de structures sensibles ou non renforcées) ou, ponctuellement, dans l'optique de la conservation des cavités pour y maintenir une activité (stockages, ERP- Etablissement Recevant du Public...). L'examen *in situ* permet de sérier tous les aspects de la problématique (configuration réelle des vides, état de l'ouvrage, vitesse d'évolution, difficultés d'accès, facteurs aggravants...) et de proposer des solutions adaptées, tant pour la gestion du site sur le moyen terme que dans le cadre d'un traitement définitif.

Cette technicité est principalement basée sur l'expérience et la compétence de jugement des opérateurs. Elle reste destinée à des bureaux d'études spécialisés, équipés notamment pour réaliser des interventions en souterrain en toute sécurité.

L'INERIS recommande cette démarche de terrain et développe (ou utilise) toutes les technologies permettant de faciliter, de sécuriser et de valoriser les inspections en souterrain (levés au fond, communications fond-jour, drones, mesures d'auscultation complémentaires...).

8.9. Références bibliographiques

Amélioration de la méthodologie du diagnostic de stabilité des carrières souterraines complexes : Rapport INERIS, 1996.

Évaluation des aléas liés aux cavités souterraines : guide technique LCPC INERIS- Collection Environnement les risques naturels, juin 2002.

Diagnostic de stabilité des carrières souterraines abandonnées : guide méthodologique IFSTTAR, septembre 2014.

Remerciements

Cet article a été publié dans la revue *Géologues* (N° 182, 2014). Nous remercions les auteurs et l'éditeur Société Géologique de France pour leur autorisation de publication dans l'ouvrage *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives*.

9. LES NOUVELLES LIGNES DE MÉTRO SOUTERRAINES DU GRAND PARIS

*Marc Brisebarre*¹

9.1. Introduction

Le Grand Paris a été défini par la loi du 3 juin 2010. Cette loi vise à renforcer l'attractivité économique de l'Île-de-France pour lui permettre d'atteindre en une décennie une croissance de l'ordre de 4% et de créer près de 800 000 emplois. Dans ce but, elle détermine des zones de développement économique et urbain organisées autour de grands pôles stratégiques et comprend la création d'un réseau de transport ferroviaire assurant la liaison entre ces pôles, le cœur de la métropole, les aéroports et gares TGV. La construction de ce réseau représente un investissement de plus de 20 milliards d'euros.

La réalisation des travaux est confiée à un établissement public, la Société du Grand Paris (SGP) dans lequel la région et les départements sont représentés mais où l'État reste majoritaire.

9.2. Caractéristiques du matériel et du réseau

Le matériel roulant, constitué d'un métro automatique, présentera les caractéristiques suivantes :

- les rames auront une capacité maximale d'environ 1 000 voyageurs ;
- leur vitesse commerciale sera élevée (jusqu'à 65 km/h) et leur vitesse de pointe pourra aller jusqu'à 110 km/h ;
- l'intervalle entre deux rames sera réduit (jusqu'à 85 secondes entre deux rames).

Le réseau qui, à terme, sera long de 200 kilomètres environ et desservira 72 gares, comprend deux extensions de lignes et quatre créations de lignes nouvelles (Fig.1).

Extension de lignes

Deux extensions, pour un total de 25 km, sont prévues :

- ligne 11 : prolongement jusqu'à Noisy-Champ, soit environ 10 kilomètres supplémentaires par rapport au premier prolongement jusqu'à Rosny Bois-Perrier ;
- ligne 14 : prolongement au nord jusqu'à Saint-Denis Pleyel et au sud jusqu'à Orly, soit 15 kilomètres supplémentaires par rapport au premier prolongement jusqu'à Mairie de Saint-Ouen.

¹ Ingénieur-expert, (er) GINGER-CEBTP

Création de lignes nouvelles

Un total de 177 km est programmé :

- ligne 15 : il s'agit d'une ligne circulaire proche de Paris, longue de 75 kilomètres, qui parcourt l'ensemble de la métropole du Grand Paris ;
- ligne 16 : relie Saint-Denis Pleyel à Noisy-Champ en passant par Le Bourget RER ; longue de près de 25 kilomètres, elle comporte un tronçon commun d'environ 5,5 kilomètres avec la ligne 17, entre Saint-Denis Pleyel et Le Bourget RER ;
- ligne 17 : longue de 27 kilomètres, elle relie Saint-Denis Pleyel au Mesnil Amelot et dessert notamment l'aéroport du Bourget et celui de Roissy-Charles de Gaulle ;
- ligne 18 : dans une première étape, longue de 35 kilomètres, elle relie l'aéroport d'Orly (terminus commun par conséquent des lignes 14 et 18) à Versailles-Chantiers en présentant la particularité d'être en aérien sur 39% de son tracé (sur le plateau de Saclay) ; dans une seconde étape, elle devrait être prolongée d'une quinzaine de kilomètres jusqu'à Nanterre.



Figure 1 : Tracé des lignes du Grand Paris (source : SGP).

9.3. Principes de construction

Dès l'origine du projet, des principes de construction généraux ont été adoptés à la fois pour les gares et pour les tunnels.

Les tunnels

Sur la plus grande partie de leur tracé, les tunnels seront réalisés au tunnelier. Par rapport à la technique traditionnelle de la tranchée ouverte utilisée pour nombre de lignes du métro, ce système présente plusieurs avantages : peu d'emprise de chantier en surface, possibilité de travailler à grande profondeur (jusqu'à une soixantaine de

mètres pour certains tronçons), possibilité de passer sous les immeubles et progression importante (en moyenne une dizaine de mètres par jour, en terrain relativement homogène, soit près de 3 kilomètres par an, compte tenu des aléas et des périodes d'entretien).

Les tunneliers progressent depuis les puits d'entrée (au fond desquels ils sont assemblés) jusqu'aux puits de sortie (au fond desquels ils sont démontés). Ces puits, réalisés à l'abri d'une paroi moulée, sont implantés tantôt dans l'emprise d'une future gare ou d'un ouvrage de service, tantôt sur une emprise spécifique.

Les tunneliers assurent plusieurs fonctions : abattage du terrain, évacuation des déblais et mise en place des anneaux en béton armé du tunnel (appelés « voussoirs »). La figure 2 montre le tunnelier à pression de terres Magaly², inauguré le 9 septembre 2015, et qui est chargé de percer une partie du tunnel du prolongement de la ligne 14.



Figure 2 : Tunnelier Magaly (source : RATP). (1) : roue de coupe (partie rotative qui attaque le terrain par des molettes et couteaux en acier) ; (2) : chambre d'abattage (zone de confinement provisoire des déblais avant leur évacuation) ; (3) : dispositif de poussée par vérins ; (4) : dispositif d'érection et d'assemblage des voussoirs ; (5) : articulation comportant un joint étanche pour autoriser les courbes ; (6) : cuve et pompes de transfert du mortier ; (7) : cabine de pilotage ; (8) : alimentateur à voussoirs ; (9) : convoyeur à bande pour l'évacuation des déblais.

Les gares

Les gares comprennent un bâtiment en surface, consacré aux commerces, aux services et à l'achat des titres de transport, et une partie souterraine dévolue aux circulations, mezzanines et quais.

L'emprise chantier d'une gare est de l'ordre de 9 000 m². La gare est creusée avant l'arrivée du tunnelier, à l'intérieur d'une boîte délimitée par une paroi moulée ; cette paroi, qui est un écran de béton armé moulé dans le sol, a une épaisseur de 1 mètre environ. Les différentes étapes (Fig. 3) de réalisation de cette paroi sont :

² Comme le veut la tradition, le tunnelier a été baptisé du nom d'un agent de la ligne 14.

- pose des murettes-guides (1), qui sont deux murets en béton armé d'une trentaine de centimètres de largeur ;
- excavation à la benne ou à la haveuse (2), avec remplissage au fur et à mesure par un fluide de perforation (boue à base de bentonite ou de polymère) qui empêche l'éboulement des parois ;
- mise en place des armatures (3) ;
- bétonnage (4).

Les panneaux ont une largeur qui excède rarement 6 à 7 m.

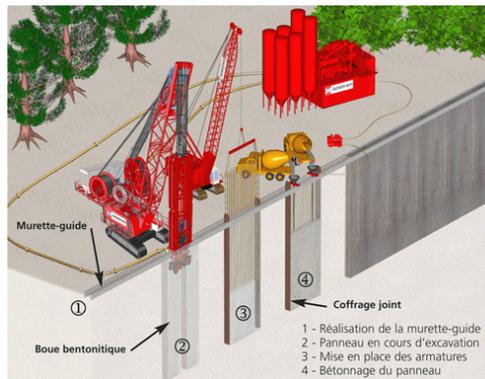


Figure 3 : Les étapes de la réalisation d'une paroi moulée (source : SGP).

La paroi moulée doit être arrêtée dans un terrain quasiment imperméable ; s'il n'existe aucune couche argileuse à faible profondeur sous le niveau des quais et des voies, un bouchon étanche est réalisé par injection. Dans tous les cas, un pompage demeurera nécessaire pendant l'excavation des terres car, si la paroi peut être considérée comme étanche, le fond de la boîte ne l'est jamais parfaitement.

Au fur et à mesure de l'extraction des terres à l'intérieur de la boîte, des renforts intérieurs provisoires (butons³) sont mis en place horizontalement en attendant la réalisation des structures intérieures : le radier du plancher bas, les dalles intermédiaires et la dalle supérieure. La durée moyenne de réalisation d'une gare est d'environ 24 mois dont 6 mois pour la réalisation de la paroi moulée.

Dans certaines situations spécifiques, liées à la géologie ou aux caractéristiques du bâti environnant, le principe de la boîte ne pourra être mis œuvre et la gare sera réalisée de manière plus traditionnelle, « en taupe », c'est-à-dire en sous-sol sous un plancher préalable et à partir d'un ou plusieurs puits exécutés depuis la surface.

Pour mettre en œuvre ces principes de construction, des reconnaissances ont été effectuées.

³ Élément d'étalement en bois ou métal, sollicité en compression.

9.4. Reconnaissances géologiques et géotechniques

Les reconnaissances ont été nombreuses et détaillées ; ceci peut s'expliquer par l'ampleur du projet mais aussi par le fait que si le sous-sol de la région parisienne est relativement bien connu, il est surtout bien connu pour être très varié quant à la nature des couches et à leurs caractéristiques mécaniques ; il était donc indispensable de disposer d'une importante quantité de données pour optimiser techniquement et financièrement un tel projet.

Si l'on s'en tient à l'élaboration de l'avant-projet sommaire, les investigations se sont déroulées en deux étapes :

- une première étape (mission G11 selon l'ancienne version de la norme NFP 94 500, correspondant à la mission G1 ES avec la nouvelle version⁴) avec un sondage tous les 300 mètres entre stations et cinq sondages par gare, la profondeur des sondages variant de 25 à 95 mètres avec une valeur moyenne d'une quarantaine de mètres ;
- une seconde étape (mission G12 correspondant, *pro parte*, à la mission G1 PGC de la nouvelle version) avec un sondage entre stations tous les 150 à 200 m et 8 à 10 sondages par gare.

Pour chacune de ces étapes, des échantillons ont été prélevés pour essais géotechniques en laboratoire.

De l'examen des données bibliographiques et cartographiques ainsi que des résultats de ces investigations, il ressort un certain nombre de contraintes majeures liées à la géologie.

9.5. Contraintes liées à la géologie

Une fois traversés les terrains de recouvrement que sont les remblais, alluvions, limons des plateaux ou argiles à meulière, les lignes de métro nouvelles, qu'il s'agisse des gares ou des tunnels, s'inscriront dans des formations sédimentaires marines ou continentales, de nature variée, qui datent de la fin du Secondaire et de la première moitié du Tertiaire (Tableau 1).

Mises à part les couches de Sables de Fontainebleau et du Calcaire grossier, les strates des formations du sous-sol de la région parisienne dépassent rarement une dizaine de mètres d'épaisseur. Ceci veut dire que les tunneliers auront souvent à creuser dans des sections mixtes donc hétérogènes. Si l'on ajoute la présence d'autres hétérogénéités mécaniques comme les cavités naturelles ou anthropiques ou les zones décomprimées, on mesure que la progression des tunneliers ne pourra pas toujours atteindre les valeurs obtenues dans les terrains homogènes (plusieurs dizaines de mètres par jour). L'autre difficulté à surmonter vient de la présence de nappes d'eau souterraine. L'utilisation

⁴ Voir l'article sur les missions d'ingénierie géotechnique dans cet ouvrage.

de tunnelier à contrepression (pression de terre ou pression de boue) est nécessaire. Le chantier d'un tunnel autoroutier dans l'Ouest parisien (projet SOCATOP - A86) a permis il y a quelques années de valider la méthode de creusement avec un tunnelier mixte (Decker, 2012).

Séries	Étages	Sous-étages	Dénominations
Oligocène	Stampien s.l.	Stampien s.s.	Meulière de Montmorency
			Sables de Fontainebleau
			Marnes à Huîtres
		Sannoisien	Calcaire de Brie
			Argiles vertes Glaises à Cyrènes
Éocène	Bartonien	Ludien	Marnes supragypseuses
			Masses et Marnes du gypse s.l.
		Marinésien	Sables de Monceau
			Calcaire de Saint-Ouen
	Auversien	Sables de Beauchamp	
	Lutétien		Marnes et Caillasses
	Yprésien		Calcaire grossier
			Sables de Cuise Sables supérieurs Fausses Glaises
			Argile plastique
	Paléocène	Dano-Montien	Calcaires et marnes de Meudon
Crétacé supérieur	Campanien	Craie	

Tableau 1 : Formations secondaires et tertiaires concernées par le métro du « Grand Paris ».

Dans le détail, les formations de la région parisienne présentent des risques spécifiques (Fluteaux, 2013) que nous examinons ci-après.

Anciennes carrières

De nombreuses formations ont été exploitées ; mais les exploitations les plus importantes concernent la craie, le Calcaire grossier et le gypse des Masses et Marnes du gypse (Fig. 4). Ces exploitations étaient tantôt souterraines et tantôt à ciel ouvert, sauf pour la craie, toujours exploitée en souterrain.

Les exploitations à ciel ouvert ont été remblayées avec des matériaux de nature variée et généralement peu ou pas compactés ; l'excavation ou la traversée de ces zones nécessite donc un soutènement efficace.

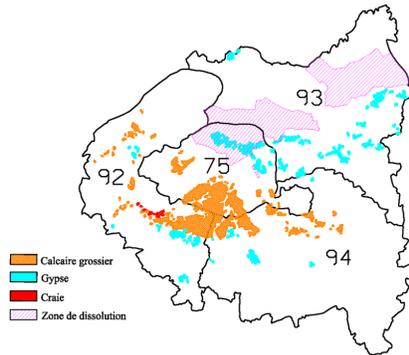


Figure 4 : Extension des anciennes exploitations de craie, de calcaire et de gypse et zone de dissolution du gypse anté-ludien (source : Inspection Générale des Carrières, Ville de Paris).

Quant aux exploitations souterraines, elles ont été soit maintenues vides, soit remblayées avec des matériaux divers mis en place sans compactage. Elles ont induit et continuent d'induire une dégradation des caractéristiques mécaniques des terrains de couverture, qui peut aller jusqu'à la venue à jour de fontis, ainsi qu'une perturbation dans la circulation des eaux souterraines. Il importe donc de les sécuriser :

- soit par injection au moyen de forages exécutés depuis la surface ;
- soit par confortement à pied d'œuvre depuis la carrière : les remblais (lorsqu'ils existent) sont purgés manuellement et la carrière est remplie au moyen de plots de béton coulés successivement.

Tunneliers dans les Sables de Fontainebleau

Les Sables de Fontainebleau sont des sables compacts, quartzeux, fins et très bien calibrés, généralement peu ou pas argileux. Un tunnelier pression de boue est en général nécessaire.

Lorsqu'ils sont hors nappe et non grésifiés, ils rendent particulièrement délicate l'avancement du chantier :

- leur absence de cohésion et leur calibrage créent des difficultés pour le maintien de la stabilité du front de taille ;
- leur nature et leur compacité facilitent la propagation des vibrations à des distances importantes du front de taille ;
- leur nature entraîne une usure accrue des outils de coupe ;
- ils sont dilatants⁵.

⁵ Un sol dilatant est un sol qui se décompacte lorsqu'il est soumis à des contraintes de cisaillement ; les sables denses sont dilatants.

l'Inspection générale des carrières, du BRGM et du LREP (Laboratoire Régional de l'Est Parisien) ; il s'agit des zones hachurées (voir la figure 5).

Un exemple de désordre important (mais qui, heureusement, ne fit aucune victime) lié à cette problématique est la venue à jour d'un fontis large de 5 mètres environ et profond d'une dizaine de mètres, rue Papillon à Paris 9^{ème}, le 22 décembre 1995, lors du percement du second tunnel de la ligne EOLE (RER E) ; le tunnelier avait alors recoupé une zone de dissolution de gypse dans les Marnes et Caillasses.

Dans les zones à risque, il faut donc rechercher les vides de dissolution en combinant sondages et géophysique puis les traiter par injection.

Contraintes liées aux nappes captives

Les Sables de Beauchamp et les Sables de Cuise sont susceptibles de contenir une nappe captive ; si des terrassements entraînent la disparition en partie ou en totalité des formations de faible perméabilité sus-jacentes (essentiellement les Marnes et Caillasses et le Calcaire grossier pour les Sables de Cuise, le Calcaire de Saint-Ouen pour les Sables de Beauchamp), le fond de fouille peut se rompre de manière brutale et le chantier être inondé.

Pour la phase travaux différentes solutions peuvent être mises en œuvre isolément ou associées afin de sécuriser la fouille :

- pompage, avec le risque de provoquer des tassements dans le sol environnant et de réactiver les dissolutions de gypse antéludien ;
- incorporation d'éléments de rigidification dans les terrains conservés au-dessus de la nappe par des procédés comme le jet-grouting, l'injection solide ou les inclusions rigides ;
- création d'un bouchon étanche par injection dans les formations sableuses concernées.

Pour la conception des fondations, un épaissement des radiers associé le cas échéant à un ancrage par micropieux peut être recherché.

Synthèse des différentes contraintes

Dans l'essai de synthèse de ces différentes contraintes (Fig. 6), il apparaît que ces contraintes pèsent sur une grande partie du tracé des lignes du futur métro.

9.6. Conclusion

La réalisation du métro du Grand Paris est un chantier gigantesque ; en région parisienne, dans le domaine des travaux souterrains, il n'a pas d'équivalent depuis

la construction des premières lignes du métro au début du XX^e siècle. Il constituera une vitrine pour le savoir-faire des bureaux d'étude et entreprises qui y participeront. Il permettra aussi de renouveler les connaissances sur le sous-sol à la condition que des moyens techniques et humains conséquents soient mis en œuvre pour faire la synthèse de toutes les données recueillies. On doit, à cet égard, se souvenir que l'ouvrage de base sur la géologie de Paris, « le Soyer » (Soyer, 1953) s'appuie en grande partie sur les données patiemment (et bénévolement !) recueillies par un ingénieur des travaux publics en retraite, A. Dollot, entre 1898 et 1924, lors des travaux de construction des premières lignes du métro.

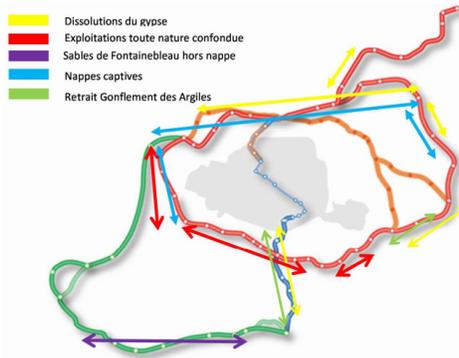


Figure 6 : Synthèse des contraintes liées à la géologie (source : SGP).

9.7. Références bibliographiques

- Decker I., 2012. *Avancement d'un tunnelier mixte en région parisienne : retour d'expérience du duplex de l'A86*. Tunnels et Espace Souterrain, n°229, 79-90
- Diffre P. et Pomerol C., 1979. *Paris et environs*. Coll. Guides géologiques régionaux. Masson. 174 p.
- Fluteaux V., 2013. *Problématique des nouvelles lignes de métro souterraines pour le projet « Grand Paris »*. Conférence prononcée au CNAM
- Soyer R., 1953. *Géologie de Paris*. Coll. Mémoires pour servir à l'explication de la carte géologique détaillée de la France, 610p.
- Toulemont M., 1987. *Les gypses lutétiens du bassin de Paris : sédimentation, karstification et conséquences géotechniques*. Paris, Ministère de l'Équipement, du Logement, de l'Aménagement du territoire et des Transports, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 320p.

10. LES STOCKAGES SOUTERRAINS

Marc Brisebarre¹

10.1. Introduction

Les stockages souterrains servent préférentiellement, en France, au stockage de l'énergie mais d'autres usages sont en cours de développement. Les vides utilisés sont d'origine variée : gisements déplétés, aquifères et cavités ; ces dernières se subdivisent en trois catégories :

- les cavités *minées*, qui sont creusées à l'explosif ou mécaniquement dans une roche dure ;
- les cavités *salines*, qui sont créées par lessivage à l'eau douce dans des couches de sel gemme ;
- les cavités *abandonnées*, qui sont des cavités préexistantes.

Tous ces stockages ont en commun d'offrir, en principe, une meilleure sécurité que les stockages de surface.

La Géologie de l'ingénieur et les disciplines géomécaniques et hydrogéologiques sont directement concernées par la problématique des stockages souterrains².

10.2. Le stockage en gisements déplétés (ou épuisés)

Les gisements d'hydrocarbures sont constitués par une roche poreuse et perméable (roche-réservoir), protégée par un recouvrement épais et imperméable ; une fois le gisement épuisé, il est possible d'utiliser la roche-réservoir pour stocker des produits gazeux ; ainsi, dans le monde, 76 % des stockages de gaz naturel se font dans des gisements déplétés.

En France, où les gisements d'hydrocarbures sont peu nombreux, il existe deux exemples.

Le premier est constitué par le gisement déplété de pétrole de Trois-Fontaines-l'Abbaye, dans le département de la Marne, qui renferme 2 milliards de m³ de gaz naturel ; il a été créé en 1999, mis en service en 2010 et mis en repos en 2014 pour des raisons économiques.

1 Ingénieur-expert, (er) GINGER-CEBTP

2 On pourra consulter le document publié par l'INERIS en septembre 2016 : *Le stockage souterrain dans le contexte de la transition énergétique*, 40 p. (téléchargeable sur <https://www.ineris.fr/fr>)

Le second est constitué par le gisement déplété de gaz de Rousse, dans le département des Pyrénées-Atlantiques, près de Lacq, qui a constitué un pilote de démonstration de captage-stockage de CO₂ conduit par Total et Elf. Ce gisement comprenait deux réservoirs distincts (Mano et Meillon) constitués par des dolomies jurassiques situées entre 4 000 et 6 000 m de profondeur environ ; la pression, de 48 MPa à 4 200 m de profondeur en début d'exploitation, était tombée à 3 MPa en fin d'exploitation ; il a alors été décidé d'utiliser le réservoir de Mano pour stocker du CO₂ provenant, après traitement, du gaz extrait à Lacq. La période d'injection s'est étalée de janvier 2010 à mars 2013 et a permis l'injection de 51 000 tonnes de CO₂ avec des pointes de 120 t de CO₂ par jour. Un monitoring du complexe a été mis en œuvre (monitoring de l'injection, du puits et du réservoir, réseau d'écoute sismique de surface et monitoring environnemental) ; cette surveillance a montré que l'opération était parfaitement viable et ceci a conduit Total à s'associer avec les sociétés Statoil et Shell pour développer le stockage, en mer du Nord norvégienne, de CO₂ provenant de trois sites industriels de la région d'Oslo (projet Northern Lights-Aurores boréales).

10.3. Le stockage en aquifère

Dans ce cas, au lieu d'utiliser une roche-réservoir ayant contenu des hydrocarbures, on utilise une roche-réservoir contenant une nappe : on injecte du gaz à une pression supérieure à celle de l'eau de sorte que l'eau est chassée et remplacée par le gaz. Ce stockage nécessite d'une part une structure anticlinale pour éviter une migration latérale du gaz injecté, et d'autre part une épaisse couverture de terrains imperméables.

Mais le volume de gaz utile (gaz que l'on peut stocker et déstocker selon les besoins) ne représente approximativement que la moitié du volume total stocké ; en effet, pour maintenir une pression minimale il faut immobiliser une partie du gaz dans les pores de la roche : c'est le « gaz coussin ».

Ce type de stockage est très développé puisque la France compte actuellement 13 sites pour un volume total de l'ordre de 11 milliards de m³. C'est ce type de stockage qui devrait être préférentiellement utilisé en France, mais également dans le monde, pour le stockage (la séquestration) du CO₂ dans le cadre de la filière « Captage-Stockage du CO₂ ».

10.4. Le stockage en cavités minées

Le stockage d'hydrocarbures

Il existe en France un total de 9 cavités de ce type, destinées principalement au stockage du gaz naturel à très haute pression ; elles se situent entre 70 et 200 mètres de profondeur et sont réparties en 4 sites :

- Petit-Couronne (Seine-Maritime) ;
- Sennecey-le-Grand (Saône-et-Loire) ;

- Martigues (Bouches-du-Rhône) ;
- Donges (Loire-Atlantique).

Ce stockage repose sur le principe du confinement hydraulique : la phase gazeuse de l'hydrocarbure à stocker doit avoir une pression inférieure à celle de la nappe phréatique ; le cas échéant, des « rideaux d'eau » peuvent être installés pour renforcer la pression hydraulique ; la cavité peut aussi être renforcée par divers procédés (paroi d'acier, membrane métallique, etc.).

Le stockage de déchets ultimes

Un exemple qui témoigne des difficultés que ce type de stockage peut connaître est fourni par le stockage que la société StocaMine, filiale des Mines de Potasse d'Alsace, a exploité à Wittelsheim (Haut-Rhin).

Il se trouve vers 550 m de profondeur au sein d'un massif salifère dont le toit se situe vers 320-330 m de profondeur, lui-même surmonté par une forte épaisseur de couches argilo-marneuses. La zone a été excavée spécialement pour le stockage par la méthode des chambres et piliers (et non par lessivage) sur une superficie de 700 m x 600 m et une hauteur de 2,80 m avec un taux de défrètement d'environ 38 %.

Cette zone se trouve à une vingtaine de mètres au-dessus de deux couches de potasse (une couche supérieure de 1,50 m d'épaisseur et une couche inférieure de 4 m d'épaisseur) exploitées pendant un siècle (1910-2002) par la méthode des longues tailles avec foudroyage.

Le stockage a débuté en février 1999 et s'est interrompu en septembre 2002 suite à un incendie. Il a permis d'accueillir 44 000 tonnes de déchets ultimes provenant d'industries françaises. Les études et expertises diverses menées dans les années qui ont suivi l'incendie ont abouti à la conclusion que le site devait être fermé mais que les déchets déjà entreposés pouvaient demeurer sur place sous réserve :

- de réaliser différents aménagements (construction de barrages étanches, surveillance de la vitesse d'ennoyage, etc.) ;
- de procéder au déstockage des 2 300 tonnes de déchets contenant du mercure.

Ces dispositions, consignées dans l'arrêté préfectoral du 23 mars 2017, n'ont pas clos le débat qui oppose les partisans du maintien du stockage aux partisans d'un déstockage quasi-total ; ces derniers craignent en effet une pollution de la nappe d'Alsace.

Le stockage de déchets radioactifs

Un projet de stockage des déchets radioactifs (déchets à haute activité et vie courte d'une part et à haute activité et vie longue d'autre part) est à l'étude à Bure (Meuse) ; il s'agit du projet CIGEO (Centre Industriel de stockage GEOlogique).

Bure se trouve dans l'Est du bassin de Paris, stable depuis 25 millions d'années ; le stockage devrait se faire dans des cavités qui seront creusées dans les argilites du Callovo-Oxfordien, situées à plus de 400 mètres de profondeur et dont l'épaisseur varie de 130 à 160 m.

La sécurité de ce stockage sur le très long terme, plusieurs dizaines de milliers d'années, vis-à-vis de « fuites » de matière radioactive, voire d'intrusions volontaires ou involontaires, est un défi majeur à relever.

Il est prévu que l'ANDRA (Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs) dépose officiellement la demande de création de CIGEO au milieu de l'année 2019 et qu'après autorisation, CIGEO soit exploité de manière progressive pendant au moins 100 ans ; CIGEO est conçu pour être réversible pendant toute la durée de l'exploitation.

10.5. Le stockage en en cavités salines

La France compte 6 sites de stockage de ce type :

- Tersanne et Le Grand Serre (Drôme) ;
- Etrez et Viriat (Ain) ;
- Manosque gaz et Manosque liquide (Alpes-de-Haute-Provence),

Ces sites regroupent un total de 78 cavités situées à des profondeurs variant entre 300 et 1 900 mètres ; ils permettent le stockage de 14 millions de m³ d'hydrocarbures (liquides ou liquéfiés) et de 2 milliards de m³ de gaz naturel.

Ce type de stockage présente l'avantage d'être flexible (le débit du gaz soutiré est plus important que dans les autres types de stockage souterrain) mais, en contrepartie, il génère des coûts d'exploitation élevés du fait de la corrosion rapide générée par le chlorure de sodium sur les installations.

Il n'existe pas encore en France, à la différence du Royaume-Uni et des États-Unis, de stockage d'hydrogène en cavités salines ; mais des projets sont à l'étude.

10.6. Le stockage en en cavités abandonnées

A l'heure actuelle les cavités abandonnées ne sont quasiment pas utilisées en France pour le stockage.

Un stockage de fioul a été réalisé dans l'ancienne mine de fer de May-sur-Orne (Calvados) entre 1975 et 1982 ; dans cette ancienne mine, exploitée par la méthode des chambres et piliers (Fig. 1) avec, par conséquent, communication de tous les vides, un stockage de 5 millions de m³ avait été aménagé qui a permis, au total, le transit de 20 millions de m³ d'hydrocarbures.

L'exploitation a cessé parce qu'une activité microbienne avait engendré la production de méthane qui s'échappait des galeries. La vidange complète du stockage a pris plusieurs années et ne s'est achevée que le 30 décembre 1988.



Figure 1 : Ancienne mine de fer de May-sur-Orne (cliché J-L Durville)

Il existe un projet de stockage expérimental d'énergie thermique dans l'ex-région Picardie : le projet DEMOSTHENE pour « DEMONstrateur de Stockage saisonnier d'énergie THERmique en carrière souterraine partiellement ENnoyéE ».

Il s'agit d'étudier la faisabilité d'utiliser la capacité thermique de l'eau enoyant partiellement ou totalement une carrière pour chauffer (en hiver) ou refroidir (en été) des bâtiments. Le projet, subventionné par l'ex-région Picardie, se déroule sur la période 2015-2018 ; la première phase du projet a consisté à sélectionner une carrière ; le choix s'est porté sur la carrière de Saint-Maximin (Oise), creusée dans les calcaires lutétiens, entre 10 et 20 m de profondeur. Un bassin de stockage de 110 m³ d'eau y a été construit au premier semestre 2017 ; l'eau, initialement à 10°C, est chauffée jusqu'à 80°C pour simuler le fonctionnement de capteurs solaires entre avril et septembre, puis refroidie pour simuler le chauffage d'un bâtiment entre octobre et mars.

D'autres projets visent, plus simplement, à stocker dans d'anciennes carrières des déblais de chantiers du bâtiment et des travaux publics ; ceci présente l'avantage de sécuriser ces cavités.

Ainsi, en région parisienne, une partie des terres provenant du chantier du Grand Paris devrait être stockée dans d'anciennes carrières souterraines de gypse et de Calcaire grossier.

Toutefois, ces stockages ne sont autorisés que si les matériaux introduits dans les cavités ne risquent pas de polluer les nappes : les déchets du bâtiment contenant possiblement du plâtre, par exemple, sont *a priori* prohibés.

10.7. Référence bibliographique

Les stockages souterrains. Revue Géologues N°196, 2018, 110 p.

11. AU SUJET DE LA NORME SUR LES MISSIONS D'INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE

Marc Brisebarre¹ et Jean-Louis Durville²

Dans le cadre d'un projet de construction, les différents intervenants, fort logiquement, attendent du géotechnicien qu'il leur donne les caractéristiques du sol ; ils aimeraient - en particulier les calculateurs que sont les ingénieurs structure - que ces caractéristiques soient précises et figées. Mais, en bon géologue qu'il est (ou devrait être), le géotechnicien sait pertinemment que le sol n'est ni homogène ni isotrope.

Or le géotechnicien ne connaît le sol que de manière très ponctuelle. Les sondages ne sont en effet que de simples coups d'épingle dans la terre ; il faut se rappeler que, par exemple, le diamètre d'un carottage est souvent de l'ordre du décimètre et celui d'une sonde pressiométrique d'à peine plus de six centimètres. Ceci a conduit les rédacteurs de la norme NF P94-262 (norme d'application nationale de l'Eurocode 7 consacrée aux fondations profondes) à restreindre la zone de validité des sondages :

Lorsqu'un sondage a été réalisé au droit d'un appui, en respectant la pratique usuelle, notamment en ce qui concerne l'espacement des essais, on peut appliquer la procédure du « modèle de terrain » en prenant comme valeurs caractéristiques les valeurs issues directement du sondage, à condition que la stratigraphie du site soit régulière, que les sols soient relativement homogènes et que la surface d'appui soit limitée. D'une manière générale, on peut considérer que les valeurs du sondage s'appliquent telles quelles dans un rayon de moins de 5 m (8.5.2 / (3) / note 2 ; phrase soulignée par nous).

De manière analogue, les essais de laboratoire se font sur de très petits volumes ; ainsi, les presses triaxiales courantes sont conçues pour des échantillons dont le diamètre n'excède pas une dizaine de centimètres et la hauteur une vingtaine de centimètres.

Dans ces conditions, une solution satisfaisante est d'opérer par reconnaissances successives, chaque nouvelle reconnaissance permettant d'affiner le modèle de sol déduit de la reconnaissance précédente. C'est pourquoi la norme NF P 94-500 *Missions d'ingénierie géotechnique – Classification et spécifications* (AFNOR – Novembre 2013) prévoit un enchaînement des missions avec des reconnaissances au stade de l'étude géotechnique préalable puis au stade de l'étude géotechnique de conception ; et, même si cet enchaînement a été respecté, des interrogations nouvelles peuvent surgir lors des travaux qui nécessiteront de nouvelles investigations dans le cadre d'une mission de diagnostic géotechnique. Le détail de ces missions est donné par le tableau 1. Il faut rappeler ici que, selon la terminologie adoptée dans la norme,

1 Ingénieur-expert, (er) GINGER-CEBTP

2 (er) CGEDD : Conseil Général de l'Environnement et du Développement Durable

la « géotechnique » désigne « l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur ».

La norme NF P-94500, compte tenu de cette terminologie, est plutôt avare dans l'utilisation du mot « géologie » et de ses dérivés : sont évoqués ponctuellement le « modèle géologique » et le « contexte géologique général ». On peut regretter que, au niveau des études préliminaires (mission G1) en particulier, l'étude géologique et l'élaboration du modèle géologique ne soient pas plus mises en valeur, de même que les levés géologiques de terrain et la photo-interprétation qui n'apparaissent pas dans les « investigations géotechniques ». L'annexe A1 de la norme conduit à tempérer quelque peu ces critiques puisque sont mentionnés, dans les phases G1 et G2 d'études, l'établissement d'un modèle géologique et celui d'un modèle hydrogéologique.

L'accent mis sur la « maîtrise des incertitudes et risques géotechniques » est tout à fait opportun et la norme insiste à juste titre sur l'identification et l'évaluation des risques pour un projet donné. Ces risques sont liés « à une connaissance partielle des caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du site », notamment du fait de la « variabilité naturelle des paramètres » et des « accidents géologiques ». Sur cette prise en compte des aléas géologiques, le document de l'AFTES paru en 2012, *Recommandation sur la caractérisation des incertitudes et des risques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques*³ est plus développé et détaille avec rigueur l'analyse et le management des risques pour les projets de travaux souterrains. Des représentants du CFGI ont participé à l'élaboration de ce document.

La progression des reconnaissances que recommande la norme NF P-94500 est conçue pour permettre une réelle adaptation du projet au sol en ce sens que mieux connaître la géologie du site permet non seulement de rechercher le mode de fondation adéquat mais aussi, le cas échéant, de modifier le projet pour tenir compte de cette géologie ; par exemple, si la mission G2 AVP révèle la présence d'une couche molle à faible profondeur pour un projet de construction ne comportant pas de sous-sol, les concepteurs pourront être conduits à créer un sous-sol plutôt que de recourir à des fondations spéciales ou à des améliorations de sol.

Notons que cette progressivité des reconnaissances est une notion classique en géologie de l'ingénieur, préconisée dans la note d'information technique *Reconnaissance géologique et géotechnique des tracés de routes et autoroutes*⁴ de 1982, qui met en évidence la nécessité d'allers-retours entre phases de reconnaissance et phases de synthèse géologique et géotechnique. La norme NF P-94500 formalise du point de vue contractuel cette conception des études et l'élargit à tous les projets de génie civil ou de construction.

3 Téléchargeable sur le site : <http://www.aftes.asso.fr>

4 Ministère des Transports, 110 p.

Missions		Phases	Contenu
G1 Étude géotechnique préalable		Étude de site (ES)	Spécificités géotechniques du site
		Principes généraux de construction (PGC)	Principes généraux de construction envisageables (sans ébauche dimensionnelle)
G2 Étude géotechnique de conception		Avant-projet (AVP)	Principes de construction envisageables avec ébauche dimensionnelle
		Projet (PRO)	Notes techniques sur les choix constructifs des ouvrages géotechniques Notes de calcul de dimensionnement Approche des quantités
		Dossier de consultation des Entreprises (DCE) / Assistance pour l'établissement des contrats de travaux (ACT)	Établissement ou participation à la rédaction du DCE Assistance auprès du maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises
G3 Étude et suivi géotechniques d'exécution (en parallèle avec la G4)	À la charge de l'entreprise	Étude	Établissement ou participation à la rédaction du dossier technique d'exécution
		Suivi	Suivi des travaux Établissement ou participation à la rédaction du dossier des ouvrages exécutés (DOE) Fourniture des documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)
G4 Supervision géotechnique d'exécution (en parallèle avec la G3)	À la charge du maître d'ouvrage	Supervision de l'étude d'exécution (EXE / VISA)	Avis sur le dossier d'exécution remis par l'entreprise
		Supervision du suivi d'exécution (DET / AOR)	Suivi des travaux par interventions ponctuelles Avis sur le DOE et le DIUO
G5 Diagnostic géotechnique*		Diagnostic	Étude d'un élément géotechnique spécifique avant, pendant ou après construction, avec ou sans sinistre

* Si la mission G5 conduit à réaliser des travaux, ceux-ci seront étudiés en suivant l'enchaînement précédent des missions : G1 – G2 – G3 / G4.

Tableau 1 : Les missions géotechniques selon la norme NF P 94-500 de novembre 2013 (toutes les missions sauf la G4 peuvent s'appuyer sur des investigations in situ et des essais de laboratoire)

Il va de soi que la progression dans les reconnaissances ne pourra être fructueuse que si les différentes reconnaissances sont de qualité ; dans ce domaine également il ne peut y avoir de règle précise car, ainsi qu'il a été rappelé en introduction, le sol n'est ni homogène ni isotrope ; c'est donc au géotechnicien d'élaborer le programme qui lui semble le plus en adéquation avec la géologie du site. Ce programme n'est pas toujours accepté par des maîtres d'ouvrage trop soucieux d'économies (en fait de fausses économies) à court terme.

Pour argumenter contre ces économies, il est souvent intéressant de s'appuyer sur les *Recommandations sur la consistance des investigations géotechniques pour les études géotechniques de conception (G2)*⁵ élaborées par l'Union Syndicale Géotechnique et SYNTEC Ingénierie (dernière version : mai 2016) ; ce texte, non normatif, comporte, entre autres, un tableau sur l'*Analyse de la pertinence des techniques usuelles de reconnaissance* et un second sur le *Programme minimal des investigations géotechniques lors des études géotechniques de conception G2* qui sont une aide précieuse.

On ne saurait trop rappeler que pour bien connaître la géologie d'un site, les sommes à investir ne représentent généralement qu'un faible pourcentage du coût global d'un ouvrage et que ceci permet de limiter la sinistralité liée au sol et favorise l'optimisation financière et technique d'un projet.

5 Téléchargeable sous son titre

12. PLAINES ALLUVIALES ET OUVRAGES DE LUTTE CONTRE LES INONDATIONS : EXEMPLE DES OUVRAGES ÉCRÊTEURS DE CRUES DU BASSIN VERSANT DE L'OISE

Pascal Laugier¹

12.1. Contexte historique

Les inondations par débordements de cours d'eau lors d'une crue représentent le risque naturel le plus important en France métropolitaine, en termes de fréquence des événements et de coûts des dommages associés. Les crues de décembre 1993 et de janvier 1995 sur le bassin de l'Oise ont causé de très importants dégâts, estimés à environ un milliard d'euros pour la crue de 1993. L'Entente Oise-Aisne, Établissement Public Territorial de Bassin (EPTB) en charge de la gestion du risque inondation à l'échelle de ce bassin, pilote depuis plus de 20 ans une stratégie d'aménagement de l'Oise et de ses principaux affluents. Le dispositif de lutte contre les inondations aujourd'hui en place s'appuie sur deux ouvrages écrêteurs de crues.

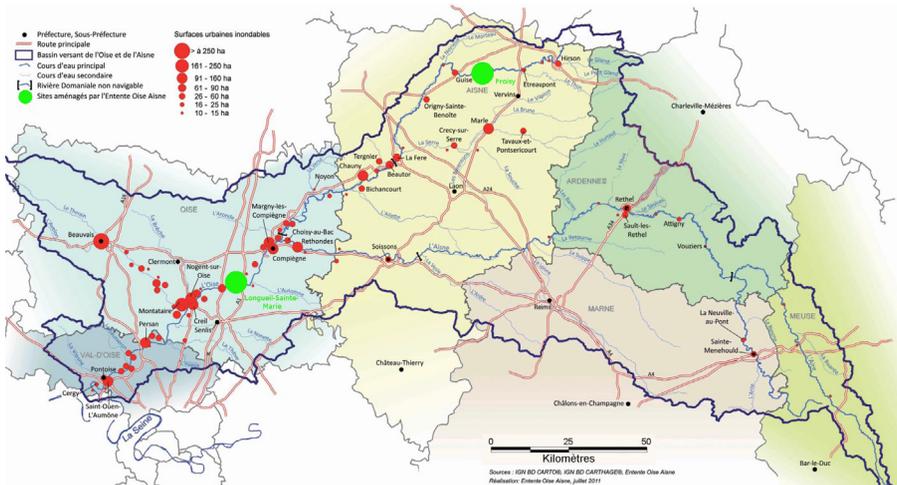


Figure 1 : Bassin versant Oise-Aisne (Document Entente Oise-Aisne)

Après les premières études exploratoires (début des années 2000) sur les rivières Oise et Aisne qui aboutirent à une centaine de localisations potentielles pour des barrages écrêteurs et une capacité totale d'écrêtement d'une centaine de millions de m³, les études suivantes ont mis l'accent sur un nombre plus restreint et plus réaliste de sites

¹ Établissement Public d'Aménagement et de Gestion du bassin versant de l'Aulne, Penmez, 29150 Châteaulin.

potentiels, aux capacités accrues et suffisantes pour avoir une action efficace sur les crues de périodes de retour comprises entre 10 et 50 ans.

A ce jour, deux ouvrages écrêteurs de crues, de conception et de fonctionnement différents, sont opérationnels : l'un sur l'Oise amont à Proisy (02), en amont de la commune de Guise, agglomération particulièrement exposée aux inondations, et le second sur l'Oise aval, dans le secteur Longueuil-Sainte-Marie (60) non loin en aval de sa confluence avec l'Aisne (Fig. 1). Le barrage à clapet mobile de Proisy régule les crues amont de l'Oise et dispose d'une capacité de stockage de l'ordre de 4 millions de m³, tandis que les casiers latéraux du site de Longueuil-Sainte-Marie remplissent par captage gravitaire un volume d'écrêtement potentiel de près de 15 millions de m³.

12.2. Le barrage de Proisy

L'ouvrage d'écrêtement des crues de l'Oise amont, sur le secteur de Proisy, est un barrage en remblai compacté d'environ 1 km de long, pour une hauteur maximale de 5,5 m au droit du lit mineur de l'Oise. Le système de régulation des crues comprend un clapet mobile manœuvré par deux vérins hydrauliques. Le clapet est fixé à un radier béton ancré sur la largeur totale du lit mineur. La capacité maximale de stockage de la cuvette amont s'élève à 4,2 millions de m³. L'ouvrage se situe en aval de la confluence de l'Oise amont avec la majeure partie de ses affluents importants et en amont de la commune de Guise comptant 450 habitations inondées en décembre 1993.

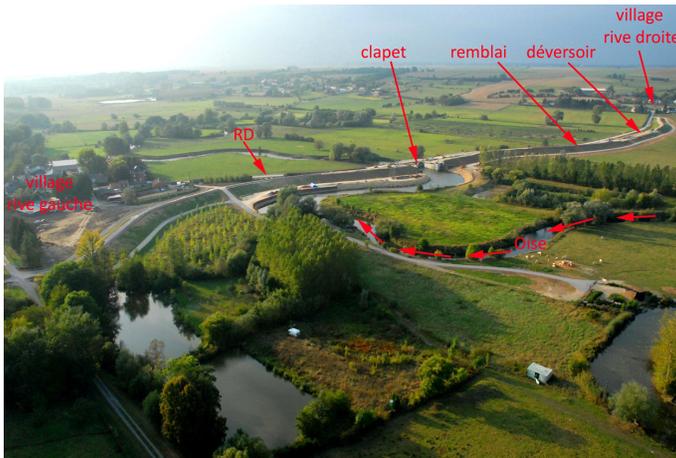


Figure 2 : Ouvrage écrêteur de crue de Proisy. Vue aérienne de l'ouvrage en construction (Document Entente Oise-Aisne)

L'ouvrage est situé dans la plaine d'inondation de l'Oise, large de 700 à 1 000 m, présentant de nombreux méandres et bordée par des reliefs de collines s'élevant rapidement pour former des plateaux boisés ou cultivés (Fig. 2). Un lit majeur très plat, dont la pente longitudinale moyenne n'est que de 1,3‰ et des berges de l'Oise de hauteur limitée et relativement verticales sont autant de caractéristiques

topographiques soulignant une zone naturelle d'expansion des crues. La cuvette de rétention temporaire des eaux de crue, s'étendant sur 285 ha et est contrainte par deux routes départementales (amont et aval).

Contexte géologique et géotechnique de la fondation de l'ouvrage

La nappe phréatique est en connexion avec l'Oise et proche du TN², son toit étant compris entre 1 m et 2,5 m de profondeur. La partie haute des alluvions modernes est caractérisée par une faible perméabilité et une compressibilité relativement importante (jusqu'à 4,5 m de profondeur). Sous cette couverture argilo-limoneuse, les alluvions modernes sont parfois sableuses à graveleuses, entrecoupées de matériaux tourbeux ou organiques. Elles recouvrent les alluvions anciennes graveleuses à matrice fine, peu compressibles mais très perméables. Plus en profondeur, les argiles calcaires à silex du toit du Turonien inférieur présentent des caractéristiques mécaniques assez bonnes sur une épaisseur de 4 m. Le substratum du site est représenté par les argiles calcaires et les marnes argileuses du Turonien, très compactes et imperméables (Fig. 3).

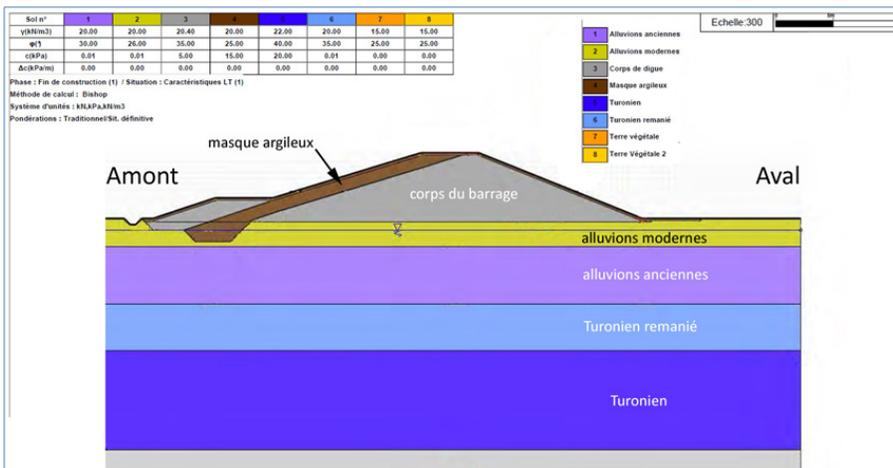


Figure 3 : Coupe géologique simplifiée au droit de l'ouvrage (Document Stucky). Légende des unités : γ (kN/m³) = poids volumique du matériau, φ (°) = angle de frottement du matériau, C (kPa) = cohésion du matériau.

Les forages pressiométriques réalisés lors des reconnaissances préalables aux études de projets ont révélé un fort contraste de perméabilité entre les alluvions modernes argileuses et les alluvions anciennes à dominante sableuse. Cette configuration du sous-sol a influé sur la conception de l'ouvrage, celle-ci devant assurer une stabilité à long terme. La hauteur du remblai fut limitée à un peu plus de 5 m au maximum, avec des talus en pentes douces (2,5/1) et une largeur en crête de 6 m. Un système de drainage fut implanté selon des tranchées drainantes positionnées au contact du

2 Niveau de terrain naturel.

corps du remblai et des alluvions modernes. Des puits de décompression (\varnothing 250 mm) complètent le dispositif d'étanchéité-drainage. Forés tous les 5 m sur environ 400 m de longueur en pied aval de l'ouvrage, ils pénètrent d'au moins 3 m dans les alluvions anciennes et rejettent les eaux captées dans le fossé de pied aval. L'implantation des fondations et des transitions latérales de l'ouvrage central vanné (bajoyers en béton armé connectés au radier supportant le clapet mobile) fut assurée systématiquement par des rideaux de palplanches.

La stabilité du talus aval a été estimée selon la méthode de Bishop. Pour des paramètres mécaniques non drainés ($C_u - \phi_u$), le coefficient de sécurité F atteint 3,53 et pour des paramètres mécaniques drainés ($C' - \phi'$), F est égal à 1,94, en situation courante, soit hors crue. Sur la base des aménagements décrits précédemment, les débits dans la couche perméable ont également été calculés en condition de crue. Pour une crue courante et une crue exceptionnelle, de périodes de retour respectives de 10 ans et 100 ans, les débits sont de $2,36 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$ et $2,30 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$. Compte-tenu des débits calculés en pied aval de l'ouvrage, $4,4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ et $9,3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, les coefficients de sécurité atteignent respectivement $F = 1,59$ et $F = 1,36$. Les coefficients de sécurité sont ainsi cohérents avec la recherche d'une sécurité vis-à-vis du glissement à long terme.

Conception du corps du barrage

Le corps du remblai est constitué de craie compactée par couches successives de 0,30 m d'épaisseur (classe GTR = C1-B5, $K = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$), représentant un volume d'environ 100 000 m^3 . L'étanchéité de l'ouvrage a été complétée au cours de l'édification par la mise en œuvre d'un masque amont en argile de 20 000 m^3 (classe GTR = A2, $K = 2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$). Les matériaux ont été extraits non loin du site de l'ouvrage, à 7 km pour la craie et à 1 km pour les matériaux argileux, ce qui a représenté un atout certain de ce projet, le poste extraction et transport des matériaux étant généralement l'un des plus onéreux sur les chantiers de terrassements.

Les tassements générés par les remblais ont également été calculés : le tassement élastique instantané 3D a atteint 4 cm et le tassement œdométrique de la couche compressible des alluvions modernes 33 cm. Le pourcentage de consolidation de cette couche atteint 60 % en 1 an, 80 % en deux ans, soit des durées de consolidation très supérieures à la durée de mise en œuvre du remblai (3 mois) et du chantier (1 an hors arrêt hivernal). Cependant le tassement résiduel prévu (après un an) est un peu supérieur à 10 cm. Plusieurs dispositions furent appliquées pour le compenser un peu : contre-flèche équivalente à la valeur du tassement prévisible, réalisation la plus tardive possible du muret anti-batillage, vérification en fin de travaux du bon calage du seuil du déversoir situé en rive droite et réalisation d'un suivi topographique du sommet de l'ouvrage.

Conscient du caractère encore relativement naturel de la vallée de l'Oise amont, l'intégration paysagère de l'ouvrage a été l'un des critères de conception (Fig. 4). Les pentes des talus amont et aval sont douces, enherbées sur toute leur hauteur. Le muret

anti-batillage de 0,70 m de haut, courant sur l'ensemble du linéaire, est constitué d'un corps central en béton armé, d'un chapeau et de parements amont et aval en briques similaires (couleurs, dimensions) à celles constituant nombre d'édifices remarquables du secteur (fermes, églises fortifiées de la Thiérache).



Figure 4 : Vue de l'ouvrage depuis le chemin de crête, en rive droite (Photo P. Laugier)

Surveillance et maintenance

La surveillance de l'ouvrage se fait très régulièrement, selon une fréquence mensuelle. Une inspection visuelle de l'ensemble de l'ouvrage permet de déceler en surface des indices d'instabilités potentielles. Cette inspection est complétée par les relevés des 11 piézomètres du site.

Le maître d'œuvre complète cette surveillance par une mission extérieure de certification de l'ouvrage, confiée à un bureau d'études spécialisé. Couplée à une mission topographique afin de surveiller l'évolution du tassement du remblai, le rapport d'expertise sert à produire un rapport de VTA (Visite Technique Approfondie) devant être produit tous les 5 ans et soumis pour contrôle au Service de Contrôle de la Sécurité des Ouvrages Hydrauliques (SCSOH) de la DREAL Picardie, l'ouvrage étant classé comme barrage de catégorie C. Toutefois, pour des raisons de suivi optimal de l'ouvrage, l'Entente Oise-Aisne effectue ces VTA selon une fréquence annuelle.

L'entretien des parements enherbés et des fossés de drainage est réalisé environ 5 fois par an pour garantir le bon état de la couche de terre végétale protégeant le parement argileux amont et le corps du remblai en craie.

La crue de janvier 2011

L'ouvrage a été mobilisé au maximum de ses capacités de régulation (crue cinquantennale) du 7 au 9 janvier 2011, soit un peu plus d'un an après sa mise en service. Il a ainsi pu mettre hors d'eau un très grand nombre d'habitations en aval dans la ville de Guise comparativement à une crue sans régulation de même ampleur. Le gain moyen sur la ligne d'eau a atteint 55 cm et était encore perceptible 30 km en aval. En termes de périodes de retour, la crue cinquantennale a ainsi été rabaisée à une crue globalement décennale en sortie d'ouvrage.

12.3. Les casiers de Longueil-Sainte-Marie

Situés sur la rivière Oise, après sa confluence avec l'Aisne sur la commune de Compiègne et environ 110 km en aval du site de Proisy, l'ouvrage de Longueil-Sainte-Marie a également pour rôle l'écrêtement des crues. L'objectif de cet aménagement constitué de plusieurs casiers latéraux à l'Oise est de ralentir et écrêter les crues dont les périodes de retour sont comprises entre 40 ans et 80 ans, soit des débits de 600 m³/s et 800 m³/s. Les casiers sont positionnés en lit majeur de l'Oise et correspondent pour la plupart à d'anciennes gravières aujourd'hui non exploitées (Fig. 5).

Avec une capacité maximale de stockage de 15 millions de m³, l'abaissement moyen attendu sur les 54 communes bénéficiaires (7 en amont dont l'agglomération compiégnnoise) est de l'ordre de 18 cm. Il s'étend sur 1 250 hectares répartis sur huit communes de l'Oise.



Figure 5 : Vue de synthèse de la plaine alluviale et des casiers latéraux à l'Oise (Document Entente Oise-Aisne)

Ces différents ouvrages sont interconnectés et délimités par des cordons de digues en remblais compactés. Leur alimentation se fait par des seuils latéraux fixes le long de l'Oise, puis par des chenaux secs connectant les casiers entre eux (Fig. 6). Des liaisons à faibles débits reliant les gravières deux à deux, calées à leur cote basse

de rabattement et des vannes de contrôle de vidange à l'exutoire aval complètent le dispositif. Les casiers constituent ainsi des secteurs protégés naturellement ou par endiguement, lors de la phase de montée de la crue. Au plus fort de la crue, ces casiers sont mobilisés, modifiant significativement l'hydrogramme de crue par la dérivation d'un volume d'eau important. L'efficacité du site est augmentée avant l'arrivée de la crue par un abaissement gravitaire du niveau d'eau dans les étangs contenus à l'intérieur des casiers.



Figure 6 : Vue du seuil fixe servant à alimenter en phase de crue l'un des casiers (Photo P. Laugier)

Le principe de fonctionnement est le suivant :

- hors période de crue les vannes de vidange sont fermées ;
- en début de période hivernale, l'ouverture des vannes de vidange provoque l'abaissement du niveau d'eau normal dans les casiers afin d'augmenter les possibilités de stockage ;
- en phase d'alerte de la crue, les vannes de vidange sont fermées pour garder un niveau le plus bas possible dans les casiers ;
- pour un débit $> 400 \text{ m}^3/\text{s}$, le lit majeur est inondé avec le remplissage des premiers casiers par déversement sur les seuils, puis les casiers suivants sont également sollicités par l'intermédiaire des chenaux (remplissage optimal des casiers pour une crue de type février 1995, soit $Q = 665 \text{ m}^3/\text{s}$ et $T = 80$ ans) ;
- en phase de décrue, si la cote d'alerte à la commune de Venette (amont) est atteinte, les vannes de vidange aval sont ouvertes.

Contexte géologique et hydrogéologique

Le contexte géologique du secteur est marqué par la transition entre la Picardie crayeuse (Secondaire) et les assises sablo-calcaires des plateaux du Valois et du Soissonnais (Tertiaire). L'interface entre ces deux régions stratigraphiques est soulignée par la présence d'horizons de transition très peu perméables (horizons thanétiens sablo-argileux : sables de Bracheux et Argile plastique du Sparnacien), constituant le substratum de la vallée de l'Oise dans cette zone. Les alluvions de l'Oise sont limono-sableuses en surface, sablo-graveleuses en profondeur sur des épaisseurs moyennes de 3 à 6 m ($K_h = 1.10^{-4}$ à 1.10^{-5} m/s). Ces alluvions couvrent les argiles de l'étage inférieur de l'Yprésien ($K_h = 1.10^{-8}$ m/s), elles-mêmes situées au-dessus des sables très fins du Thanétien ($K_h = 2,5 \cdot 10^{-5}$ m/s à 1.10^{-5} m/s).

L'exploitation de ce massif alluvionnaire de sables et graviers pendant 30 ans est à l'origine des plans d'eau de la vallée (550 ha). Les ballastières ont été exploitées par rabattement complet de la nappe pour pouvoir extraire à sec les alluvions. Ce mode d'exploitation s'explique par la présence des sables thanétiens très fins et peu perméables. Ils modèrent les remontées d'eau par le fond de fouille, même en période de crue. Ces caractéristiques géologiques sont compatibles avec la mise en œuvre d'ouvrages de stockage temporaire d'une partie des eaux de l'Oise, grâce à la conservation des niveaux bas des étangs pendant la montée de la crue, facilitant ainsi la préservation du volume nécessaire au stockage de la pointe de crue.

Les impacts du rabattement préventif sur le niveau de la nappe alluviale, de -0,5 m à -2 m par rapport à leur cote d'équilibre quelques semaines avant l'arrivée de la crue, sont limités. En effet, ces valeurs restent en deçà des rabattements de -4 à -5 m pratiqués autrefois par les carriers sur des durées d'exploitation de plusieurs années. De plus, les impacts piézométriques autour des bassins s'étendent sur une distance inférieure à 300 m, impacts comparables à ce qui résulte des fluctuations saisonnières de la nappe. En ce qui concerne les captages AEP, la présence des assises d'argiles sparnaciennes et des sables thanétiens sous les alluvions préserve ces captages d'impacts éventuels.

Conception des digues

Les remblais des digues ceinturant les casiers présentent les caractéristiques moyennes suivantes : largeur de crête de 3 m et un fruit de 2/1. Le terrain naturel a été décapé sur 30 cm et l'étanchéité de la fondation assurée par une clef d'ancrage imperméable. Les remblais sont constitués des matériaux issus des déblais réalisés sur site (chenaux secs) ou de matériaux d'apport. Le compactage des digues a été réalisé par couches minces, jusqu'à obtenir une densité importante (au moins 95% de l'Optimum Proctor Normal). Une couche de roulement en matériaux graveleux compactés a été positionnée en crête. Les cotes d'arasement ont été calées 50 cm au-dessus des cotes de la crue de février 1995, la crue de référence pour la conception du site.

En surface, une protection contre les animaux fouisseurs est assurée par un grillage en acier galvanisé, recouvert de terre végétale. Comme pour les talus de l'ouvrage de Proisy, ces endiguements enherbés sont ainsi protégés des érosions par ravinement lors des fortes précipitations et leur intégration paysagère améliorée.

12.4. Les bassins sucriers

Un autre type d'ouvrage pourrait contribuer efficacement au ralentissement dynamique des crues sur le bassin de l'Oise. Les digues des anciens bassins sucriers destinés à recevoir les eaux de lessivage des betteraves, assez présents le long des vallées de l'Oise et de l'Aisne, pourraient être réutilisées en tant qu'ouvrages d'écrêtement des crues par pompage.

Les avantages sont significatifs : digues existantes, proximité immédiate de la rivière, pas de surface surinondée et une acceptabilité locale théorique bien meilleure que celle des derniers projets de barrages écrêteurs. Les contraintes sont essentiellement d'ordre géotechnique : quel est le degré d'hétérogénéité des remblais de digues, quelles sont les caractéristiques géotechniques des matériaux les composant, quel est leur état hydrique et leur perméabilité ?

12.5. Conclusions

Ces deux exemples d'ouvrages de ralentissement dynamique des crues, gérés par l'EPTB Entente Oise-Aisne, démontrent l'influence du contexte géologique et hydrogéologique sur leur conception et sur le mode d'écrêtement de la crue choisie.

La crue de janvier 2011 sur le bassin amont de l'Oise a prouvé l'intérêt de ce type d'ouvrage sur les crues de périodes de retour moyennes à fortes et apporte aujourd'hui un retour d'expérience précieux pour la poursuite du programme de lutte contre les inondations sur ce territoire.

Dans un futur proche, ce programme devrait également pouvoir exploiter le contexte des anciens bassins sucriers afin d'améliorer significativement le dispositif actuel de lutte contre les inondations.

12.6. Références bibliographiques

EPTB Entente Oise-Aisne, mai 2003. *Aménagement d'une aire de ralentissement des fortes crues de l'Oise à Longueil-Sainte-Marie (60) – Avant-Projet – maîtrise d'œuvre Hydratec (50 pages).*

EPTB Entente Oise-Aisne, octobre 2004. *Aire de ralentissement des crues de Proisy - Avant-projet – maîtrise d'œuvre Stucky (152 pages).*

EPTB Entente Oise-Aisne, mai 2006. *Aire de ralentissement des crues de Proisy* – Projet – maîtrise d'œuvre Stucky (40 pages).

EPTB Entente Oise-Aisne, janvier 2007. *Aménagement d'une aire de ralentissement des fortes crues de l'Oise à Longueil-Sainte-Marie (60)* - Etudes d'exécution – Note d'hypothèses générales – maîtrise d'œuvre Hydratec (246 pages).

EPTB Entente Oise-Aisne, mars 2008. *Aire de ralentissement des crues de Proisy* - Etudes d'exécution - Note de calcul sur la stabilité du talus aval – maîtrise d'œuvre Stucky (21 pages).

Remerciements

Cet article a été publié dans la revue *Géologues* (N° 184, 2015). Nous remercions l'auteur et l'éditeur Société Géologique de France pour leur autorisation de publication dans l'ouvrage *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives*.

13. INTERACTION ENTRE L'ÉCOULEMENT DES NAPPES À PARIS ET L'URBANISME SOUTERRAIN – RETOUR D'EXPÉRIENCE DES CRUES DE JUIN 2016 ET DÉBUT 2018 – MESURES DE PRÉVENTION

Anne-Marie Prunier Leparmentier¹ et Stéphanie Ventura Mostacchi¹

13.1. Introduction

La ville de Paris s'est dotée d'un PPRI (Plan de Prévention des Risques liés aux Inondations) le 15 juillet 2003 ; il a été révisé en 2007. Ce PPRI décrit les risques liés aux crues de la Seine, par débordement du fleuve. Les services de la Ville de Paris, à partir de ces données, ont renforcé les actions autour des quais de la Seine afin de la contenir au mieux. Les enjeux humains et économiques sont très importants.

Toutefois, ce PPRI ne tient pas encore compte de l'impact des crues sur les premières nappes d'eau souterraine. Si les ouvrages parisiens en surface doivent être protégés du fleuve, parfois fougueux, par des aménagements relativement simples de surface, les protections contre les interactions fleuve - bâti souterrain sont plus complexes à mettre en œuvre. Pour cela, il est important de connaître les effets des crues en sous-sol et d'évaluer le bâti qui sera impacté.

Les nappes souterraines à Paris ont un équilibre complexe à décrire et particulièrement atypique ; en effet, plusieurs niveaux imperméables présentant des variations latérales de faciès rapides sont séparés par des horizons semi-perméables discontinus (Prunier Leparmentier & Lamé, 2010). De plus, un bâti souterrain important, localement protégé par des pompages en nappe, perturbe les écoulements qui n'ont plus rien de naturel (Prunier Leparmentier & Lamé, 2015). Les observations et mesures réalisées lors des crues récentes de juin 2016 et début 2018 ont confirmé les phénomènes décrits, en 2010 et 2015, dans les articles précédemment cités. Ainsi, après un rappel de ces phénomènes, la carte piézométrique des alluvions de la Seine au maximum de la crue de 2018 est présentée ; elle permet une première analyse de l'épisode de crue de 2018.

13.2. Le concept de première nappe rencontrée à Paris

Géologiquement, on peut définir trois principaux aquifères concernant cette partie du bassin de Paris : l'aquifère de la craie, contenant la nappe la plus puissante du bassin, l'aquifère de l'Éocène et la plaine alluviale qui suit les cours de la Seine et de la Marne, et l'aquifère du Stampien, cantonné sur les buttes parisiennes (Fig. 1). Sur les flancs de ces buttes, les formations de pente sont le siège de circulations d'eau qu'il est difficile de contrôler et la nappe stampienne, perchée sur les buttes, n'a guère d'influence sur l'équilibre global des nappes parisiennes.

¹ Ville de Paris, IGC : Inspection générale des Carrières

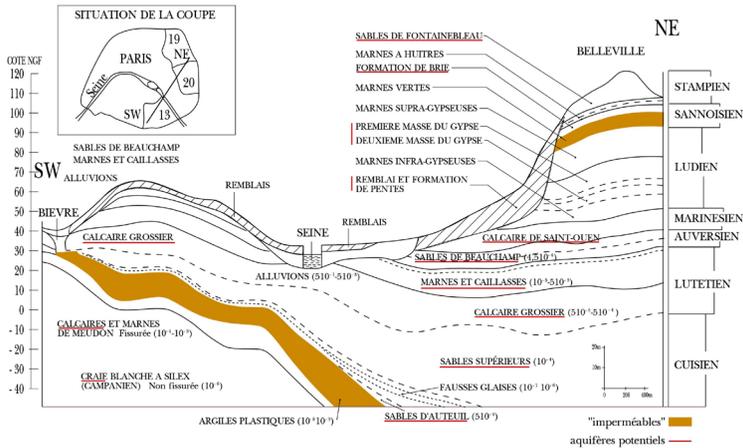


Figure 1 : Coupe schématique dans Paris, montrant la succession des couches géologiques et les deux horizons « imperméables », d'après Usseglio Polatera (1980)

À l'échelle du bassin, considérer la nappe de l'Éocène comme une seule entité a un sens. Toutefois, à l'échelle des projets en site urbain, l'hétérogénéité de cet aquifère doit être pris en compte pour comprendre le comportement des niveaux d'eau. C'est un multicouche.

Ainsi, l'Éocène se scinde en trois sous-ensembles simples :

- l'Yprésien à la base, dont la porosité varie en fonction de la composition sablo-argileuse, avec les Sables d'Auteuil et les Sables Supérieurs, mais surtout le Cuisien, qui s'épaissit et devient de plus en plus propre du sud vers le nord et peut contenir une nappe captive très puissante ;
- le Lutétien, marno-calcaire, avec une perméabilité en grand (perméabilité de fissures). Le Calcaire Grossier est fortement exploité dans les zones hors d'eau pour les carrières. La première nappe est principalement lutétienne et se situe préférentiellement dans le Calcaire Grossier moyen, voire inférieur, généralement sous le pied de carrière ;
- le Bartonien hétérogène, au sommet. Il se rencontre au nord de Paris, sur la plate-forme du marno-calcaire de Saint Ouen.

Localement et selon le projet, il est nécessaire d'affiner ce découpage : les différences de perméabilités verticales et horizontales de ces aquifères peuvent présenter un rapport de 100 à 1000.

Les deux premiers ensembles définissent chacun leur propre « première nappe rencontrée ». Elles ne sont pas forcément libres, et c'est pour cela qu'elles ne sont pas appelées « nappes phréatiques ». La nappe alluviale présente la particularité d'être « soutenue » par la nappe contenue dans l'aquifère sous-jacent (Fig. 2).

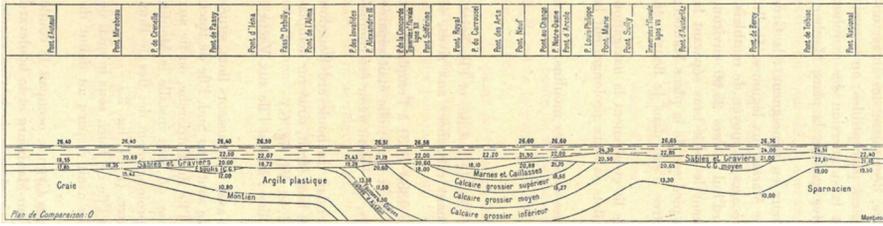


Figure 2 : Fond du lit de la Seine, tiré de Soyer (1953)

Par exemple dans le sud du 15e arrondissement, la nappe de la craie a sensiblement le même niveau piézométrique que celui des alluvions. Au nord du 15^e, la nappe alluviale s'écoule sur l'Argile Plastique et connaît un début de dépression. Dans le centre de Paris, les alluvions anciennes sont souvent sèches, la première nappe rencontrée en ce cas est la nappe lutétienne.

13.3. Interaction entre l'urbanisation et la nappe phréatique

Paris est un centre urbain dense tant en surface qu'en souterrain. Avec les techniques de construction sous nappes, l'urbanisation s'est développée en souterrain. Toutefois ces techniques restent coûteuses et les produits d'injection des terrains ont une durée de vie limitée.

L'hydrodynamique des écoulements souterrains a été quelque peu modifiée par l'occupation du sous-sol (Cojean *et al.*, 2009). Le fleuve ne draine que très partiellement les eaux qui sont en fait captées par les pompages. Les ouvrages enterrés modifient aussi le tracé des lignes de courant. Enfin les alimentations naturelles sont rares et remplacées par des eaux d'origine anthropique ou inter nappes. Des nappes sous-jacentes en charge alimentent les nappes supérieures (Fig. 3).

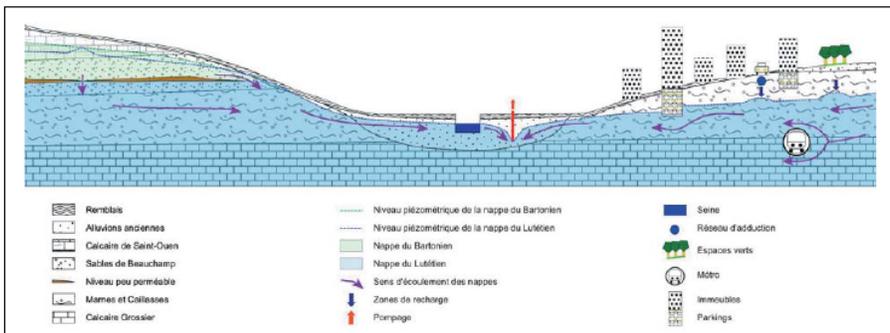


Figure 3 : Schéma des écoulements d'eau en site urbain parisien (Lamé, 2013)

En comptabilisant toutes les infrastructures souterraines, l'occupation du sous-sol parisien représente 20% de la surface totale (bois inclus), dont 1,6% interfère avec la nappe en étiage 2010 (Lamé, 2013). En comparant le nombre de structures souterraines qui sont baignées par la nappe en 2010 (Fig. 4) et en 1858, on s'aperçoit que l'on passe de 14% à 28% en superficie. La plupart de ces structures sont implantées dans la première nappe : la nappe des alluvions anciennes ou lutétienne, du lit majeur de la Seine (Fig. 5). Ce sont des ouvrages ponctuels souvent importants ou des ouvrages linéaires (réseaux), qui peuvent éventuellement faire barrage entre les nappes et la Seine. Ce barrage fonctionne dans les deux sens : étiage et crue (Prunier Leparmentier, 1988). Lors de l'urbanisation moderne, l'homme a également voulu dompter le réseau hydrographique en voulant le canaliser et lui éviter de divaguer notamment pendant les périodes de crue : la Seine a été endiguée, les affluents captés et mis en égout, les vallées les plus importantes remblayées (Bièvre, ru de Ménilmontant, anciens bras de Seine). Le réseau hydrographique secondaire (petits affluents) n'a par contre pas été canalisé et continue d'alimenter les alluvions de ce réseau.

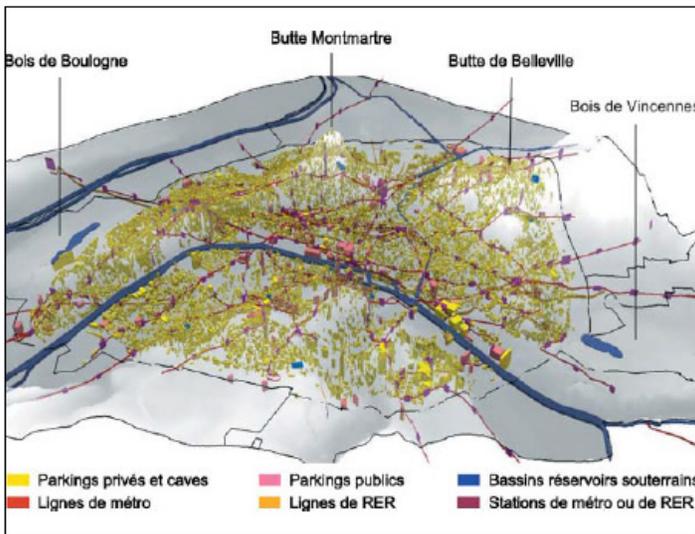


Figure 4 : Vue pseudo 3D de dessus, en profil et de dessous des ouvrages souterrains connus (hors réseau d'égout) sous le niveau de la nappe phréatique à l'étiage 2010 (Lamé, 2013).

13.4. Influence de la Seine sur les nappes lors des crues

Le fleuve est endigué et dragué. Le contact avec ses alluvions anciennes ne se fait plus que par le fond du lit actuel. De chaque côté au niveau des rives, existent de fortes épaisseurs de remblais. La plupart des quais de Seine sont en maçonneries et, en période de crue, l'eau passe toujours au niveau des quais. Divers incidents ont prouvé ce phénomène. Par conséquent, lors d'une crue de Seine, deux types de circulation des eaux souterraines s'établissent en synchronisation avec la crue : une circulation quasi horizontale à la base des remblais sur les alluvions modernes limoneuses et argileuses

(ancien bras de Seine, vallée de la Bièvre) et une circulation plutôt verticale à partir des nappes sous-jacentes. Ces deux phénomènes sont concomitants et s'atténuent avec la distance à la Seine. Ils restent dans le lit majeur (Fig. 5).

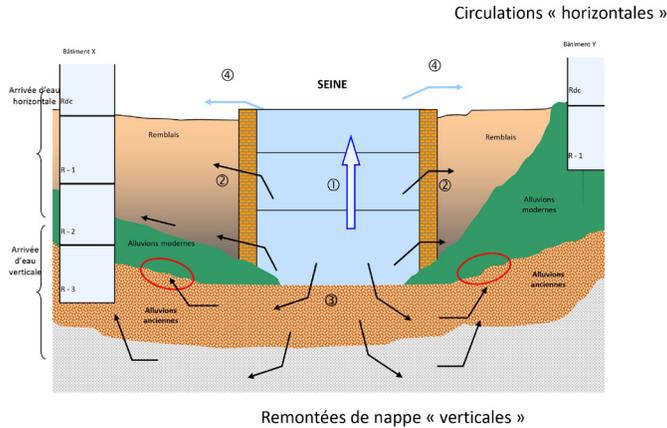


Figure 5 : Schéma représentant l'influence des remblais derrière les quais de Seine – Documentation commune Préfecture de Police et IGC, 2003 (Prunier Leparmentier, Schönberg, 2003)

13.5. Anticiper les montées de nappe en lien avec la crue

En 2003, l'IGC a réalisé deux cartes (Fig. 6 et 7) pour montrer l'impact des deux phénomènes sur les sous-sols : circulations rapides pseudo horizontales dans les remblais reposant sur les alluvions modernes imperméables ; circulations plutôt verticales à partir des nappes sous-jacentes, alimentées par le fond de la Seine. Cette analyse a pour base la géologie et la connaissance de l'IGC sur les circulations d'eau souterraine acquise grâce au réseau de piézomètres mesurés, y compris en période de crue, les plus anciens étant mesurés depuis 1978.

Les hypothèses de base sont d'une part, une crue moyenne de type 1982 (crue décennale) avec pratiquement aucun changement dans la répartition des pompages et d'autre part, une grande crue de type 1910 (crue centennale) qui dure plus d'un mois, avec un arrêt de tous les pompages, sauf ceux de la RATP et localement ceux de la SNCF.

D'après les cartes, la différenciation « pompages inchangés » et « arrêts des pompages » est primordiale. Tant que les pompages perdurent, l'impact de l'onde de crue reste proche du fleuve. Au-delà de 6,5 m de niveau d'eau au Pont d'Austerlitz, les arrêts progressifs des pompages vont modifier les réalimentations des nappes et entraîner des réactions en chaîne. L'impact de la crue s'étendra à la totalité du lit majeur de la Seine et son intensité sera fonction des pompages subsistants. Ces deux cartes permettent d'expliquer l'extension des inondations de caves de 1910. A partir du scénario de base défini en 2003, les cartes ont été affinées en temps réel lors de

chaque épisode de crue en se basant sur les données piézométriques mesurées tous les jours ou disponibles en télérelève et analysées chaque jour.

Ces cartes ont été publiées sur le site de Paris.fr lors des crues de juin 2016 (crue de fin de printemps rapide) et au début 2018, crue d'hiver lente de 2018. Elles ont donné des tendances d'évolution des niveaux de nappes. Ces cartes se sont révélées conformes aux observations de terrain remontées à l'issu des épisodes de crue.

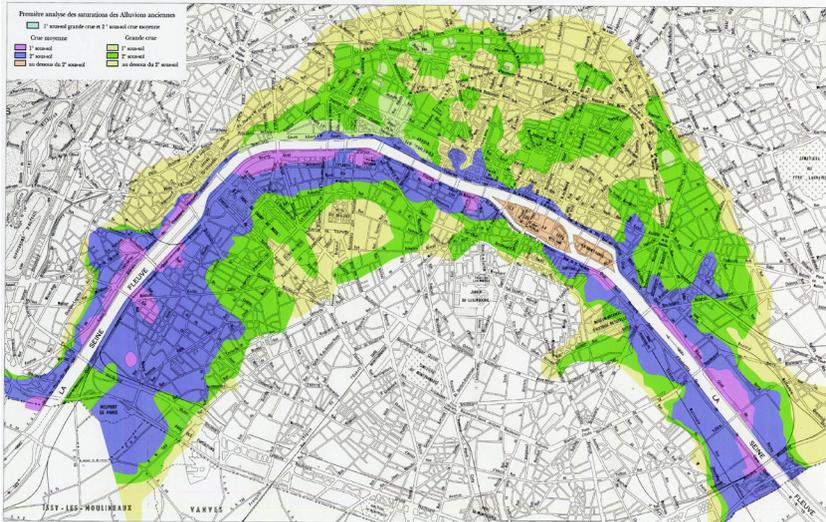


Figure 6 : Carte de saturation de niveau de sous-sol dans les Alluvions Anciennes – IGC 2003

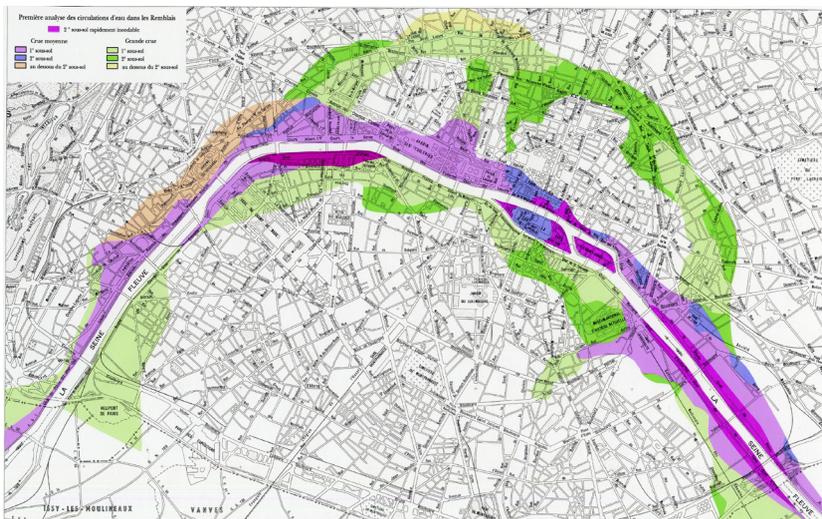


Figure 7 : Carte de saturation de niveau de sous-sol dans les Remblais reposant sur les Alluvions Modernes imperméables – IGC 2003

13.6. Retour d'expérience sur la crue de juin 2018

La crue de 2018 est une crue d'hiver, caractérisée par une lente montée des eaux et une durée très longue. Elle fait suite à des épisodes de précipitations très supérieurs à la normale sur tout le bassin versant de la Seine en amont de Paris. Elle est issue de la Seine et de la Marne. Les excédents en précipitations par rapport aux normales saisonnières ont atteint pour les mois de décembre 2017 : + 60% et pour janvier 2018 : + 100%. Les sols étaient saturés d'eau.

La moyenne de la hausse journalière du niveau du fleuve pour les 2 principaux pics de crue ont été de 0,20 m. Pour rappel, la moyenne était de 0,50 m en 1910 et d'environ 0,70 m en 2016. La hausse maximale journalière a été de 0,53 m entre le 22 et le 23 janvier 2018 ; pour rappel, la hausse maximale journalière était de 1,17 m en 1910 (à partir d'une reconstitution) et de 1,66 m en 2016.

Cette crue très longue (3 mois) a connu plusieurs épisodes hauts. Le premier pic de crue, consécutif à une montée des eaux de la Seine a engendré un pic le 10 janvier à 18h à 4,10 m à l'échelle du pont d'Austerlitz, site de référence pour Paris (Fig. 8). Le second épisode a débuté le 18 janvier (3,35 m) pour atteindre 5,86 m le 28 janvier à 23h. Le maximum à Paris est dû à la combinaison de la deuxième pointe de la crue de la Seine moyenne et du plateau du premier pic de la Marne. Il s'agit, pour Paris, d'une crue décennale.

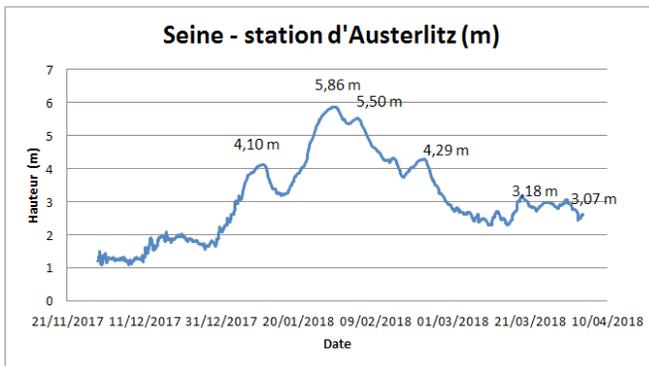


Figure 8 : Variation du niveau d'eau de la Seine mesurée à l'échelle du pont d'Austerlitz (source : Ministère de la Transition écologique et solidaire – vigicrue).

La crue de début 2018 est caractérisée par une montée rapide de l'eau dans les remblais superficiels lors de la première onde de crue. Puis la mise en charge des aquifères plus profonds (Yprésien, puis Lutétien) a été prédominante. L'onde de crue s'est propagée assez loin du fleuve, entraînant une montée supérieure à ce qui a été observé en 2016 (Fig. 9 et Fig. 10).

Pour exemple, le niveau d'eau mesuré dans le piézomètre 003, situé à 520 m de la Seine environ et mesurant la nappe de la craie, a atteint son maximum 4 jours après

le pic de crue de juin 2016, alors qu'il a atteint son maximum 7 jours après le pic de crue du 30 janvier 2018. Le niveau maximum était également plus important en 2018 qu'en 2016 (26,88 m NGF VdP, contre 26,55 m NGF VdP).



Figure 9 : Carte de risque de crue par remontée de nappe, crue de 4,5m à 5m, début 2018



Figure 10 : Carte de risque d'inondation par remontée de nappe, crue de 6,2m à 6,5m, vitesse lente – début 2018

13.7. Carte Piézométrique de la nappe des Alluvions Anciennes

Les réactions décalées dans le temps des différentes nappes a conduit à l'établissement de trois cartes piézométriques, pour chacun des aquifères : les alluvions, le Lutétien et l'Yprésien. Ainsi la nappe de l'Yprésien a réagi en premier, puis en fonction des zones, ce sont les niveaux, soit de la nappe des alluvions, soit de la nappe du Lutétien qui ont évolué en premier. Les circulations dans les remblais superficiels ont par contre peu impacté la propagation de la crue, à l'exception des Îles de la Cité et Saint Louis et également au début de la crue. En revanche, en 2016, ce phénomène très rapide a eu un impact beaucoup plus fort.

La carte la plus détaillée concerne l'aquifère des alluvions dont les données sont les plus complètes. La nappe des alluvions (Fig. 11) semble principalement influencée par les nappes sous-jacentes (réalimentation par drainance verticale) à l'exception d'une frange située très près de la Seine. Plusieurs zones de dépressions, (15^e arrondissement, secteur de Saint Lazare, centre rive droite et 12^e arrondissement secteur gare de Lyon) apparaissent. Elles sont bien marquées et sont restées stables (par rapport à la cartographie de la nappe phréatique à l'étiage, Lamé, 2010) malgré la montée du niveau de la Seine. En cas d'arrêt des pompages dans ces secteurs même partiellement, il est à craindre une montée rapide des niveaux de nappes dans les zones de dépression.

Le dragage du fond de la Seine a laissé une faible épaisseur d'alluvions, la rivière étant même parfois en lien direct avec le substrat du Lutétien. De plus, c'est dans les alluvions que se situe la majeure partie du bâti souterrain impactant localement les écoulements. C'est pourquoi, il a été considéré que les deux rives avaient des fonctionnements hydrogéologiques indépendants.

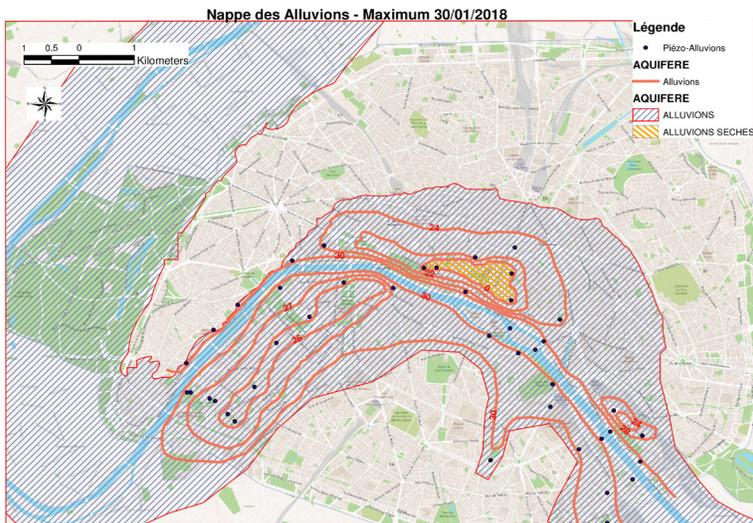


Figure 11 : Carte piézométrique de la nappe des alluvions, 30/01/2018 – pic de crue de la Seine

Au droit des îles : Île de la Cité et Île Saint Louis, les circulations dans les remblais superficiels (plus de 10 m d'épaisseur au droit de l'île de la Cité) ont été prépondérantes. Cela a pu être reconstitué à partir des signalements d'infiltrations d'eau constatées dans les bâtis souterrains (crypte archéologique, parkings souterrains, etc.). Ces circulations atypiques n'ont donc pas été représentées sur cette première cartographie des alluvions.

13.8. Mesure de la décrue

Alors que la décrue de la Seine s'amorçait, le niveau des nappes a continué à monter parfois longtemps après le passage de l'onde de crue. Ce phénomène était d'autant plus marqué que la distance à la Seine était importante.

Ainsi, pour alerter les riverains sur les risques liés aux montées de niveau des nappes, des cartes actualisées journalièrement ont été diffusées sur Paris.fr. Des piézomètres représentatifs sont indiqués sur cette cartographie. Ils montrent les tendances d'évolution des niveaux de nappe (Fig. 12) : niveau stable (flèche horizontale), niveau en baisse (flèche vers le bas), niveau en hausse (flèche vers le haut).

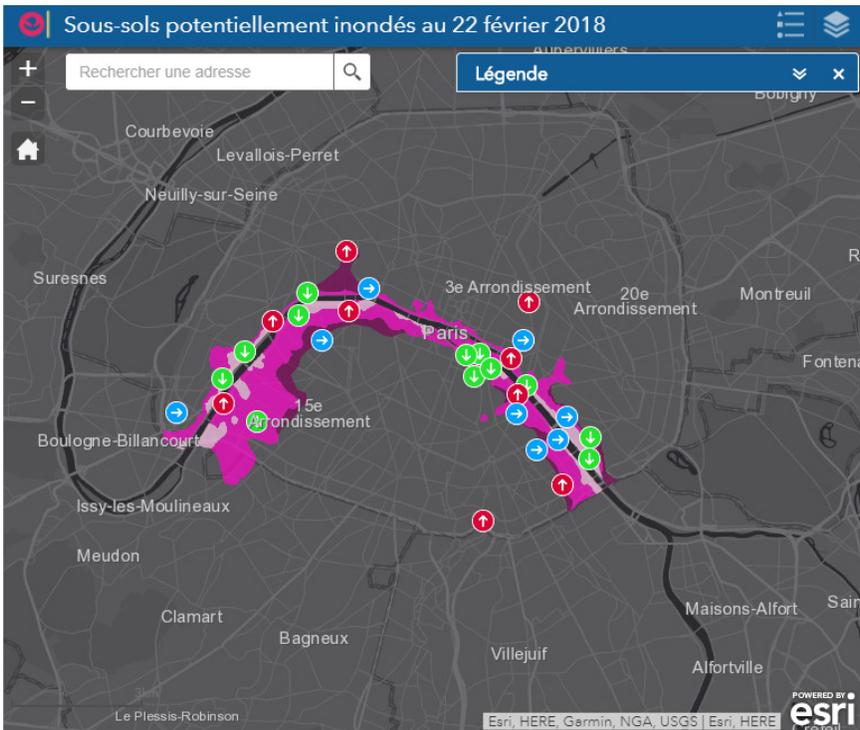


Figure 12 : Tendence d'évolution des niveaux de nappes - début 2018 – décrue 22 février 2018

13.9. Conclusion

Les modèles empiriques construits en 2003 ont montré leur pertinence lors des deux récents épisodes de crue. Toutefois, les enjeux économiques et humains étant considérables, les demandes en termes de prévisions de niveaux de nappes fines et fiables sont de plus en plus fortes. L'expérience emmagasinée et les mesures réalisées lors des crues successives permettent d'affiner les modèles. Pourtant, les projections pour des crues cinquantennales et centennales s'appuient sur des hypothèses qu'il convient d'affiner encore.

La conséquence d'un défaut d'alimentation électrique, pouvant entraîner un arrêt des pompages en nappe, a par exemple été calculée à partir d'une estimation très empirique des pompages existants. Il est à déplorer qu'aucun comptage réel des débits prélevés ne soit fait et que leur répartition au moins mensuelle n'existe.

Il faudra utiliser cette expérience emmagasinée pour prévoir l'avenir : conséquences de la gestion des pompages sur le niveau des nappes, influence des changements climatiques sur les bilans hydriques, impacts des crues sur les risques géologiques tels que la dissolution du gypse anté-ludien et les instabilités sur les carrières proches de la Seine, etc.

Un autre défi est présent : la désimperméabilisation croissante des sols, conséquence de la généralisation de l'infiltration des eaux pluviales dans les nouveaux projets d'urbanisme, est en passe de modifier significativement le régime hydraulique des nappes.

De plus, en 2018, il semble que dans les buttes témoins du nord de Paris, les nappes perchées habituellement sèches aient été en partie réalimentées (pluviométrie exceptionnelle ?). Les observations et les mesures attentives des niveaux de nappes permettront de déterminer si c'est un épiphénomène ou une tendance générale pouvant à terme entraîner une remise en charge de zones drainées depuis de nombreuses années.

13.10. Références bibliographiques

Cojean R., Deffontaines B., Ledoux E., Combes P., Deveughèle M., Diarrassouba D., Fruneau B., Goblet P., Kaveh F., Levassor A., Magalhaes S., Salim M., Zokimila P., 2009. *Rapport final du projet HYDROGEOBAT : Impacts géologiques et géotechniques des mouvements de nappes phréatiques sur le bâti: analyse, mesure, simulation, prévention* – Projet ANR-05-BLAN-0402-01. Annexe scientifique et technique. Rapport Armines (Géosciences) en partenariat avec UPE-MLV (OTIG). 285 p., 231 ill., 2 ann.

Delesse A., 1862. *Carte hydrologique du Département de la Seine*.

Diffre P., 1969. *Hydrogéologie de Paris et de sa banlieue*. Thèse de Doctorat 3^{ème} cycle, Paris, 1969, 345p.

- Lamé A., 2013. *Modélisation hydrogéologique des aquifères de Paris et impacts des aménagements du sous-sol sur les écoulements souterrains*. Thèse de Doctorat Mines Paris Tech, Paris, décembre 2013, 192 p.
- Prunier Leparmentier A.M., 1988. *Les problèmes géologiques, hydrogéologiques et géotechniques de la Ville de Paris*. Thèse de l'ENSMP en Géologie de l'Ingénieur, Paris, décembre 1988, 244 p.
- Prunier Leparmentier A.M., 1991. *Évolution de la nappe phréatique depuis un siècle dans Paris et niveaux connus en 1990*. Revue Française de Géotechnique n°56, 67-75.
- Prunier Leparmentier A.M., Schönberg M., 2003. *Cartes de risques d'inondation des sous-sols de Paris*. Cartographie interne IGC, 2003, 5 cartes et une note.
- Prunier Leparmentier A.M., Lamé A., 2010. *L'eau à Paris et les aménagements*. «Géologues» n°167 (décembre 2010), 65-69.
- Prunier Leparmentier A.M., Lamé A., 2015. *Réalité de l'influence de l'anthropisation sur les écoulements des nappes à Paris et impacts sur le bâti lors des crues*. «Géologues» n° 184
- Soyer R., 1953. *Géologie de Paris*. Mém. Serv. Carte géol. France, Paris, 610p.
- Usseglio-Polatera JM, 1980. *Contribution à la cartographie géotechnique de la ville de Paris. Étude de la butte de Belleville (19e et 20e arrondissement)*. Thèse de docteur ingénieur, 252p. École des Mines de Paris.
- Ventura Mostacchi S., 2017. *Inventaire des structures anthropiques en interaction avec les nappes superficielles dans Paris et la petite couronne*, Mémoire de l'EIVP 2017, 86 p.

Remerciements

Cet article apporte des éléments d'actualité très récents. Cependant nous avons repris quelques extraits de deux articles synthétiques que nous avons publiés dans la revue Géologues : « L'eau à Paris et les aménagements », Anne-Marie Prunier Leparmentier et Aurélie Lamé – Géologues n°167-2010 et « Réalité de l'influence de l'anthropisation sur les écoulements des nappes à Paris et impacts sur le bâti lors des crues », Anne-Marie Prunier Leparmentier et Aurélie Lamé – Géologues n°184-2015. Nous remercions l'éditeur Société Géologique de France pour leur autorisation de publication de ce nouvel article dans l'ouvrage *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives*.

14. LES PRINCIPAUX TYPES DE FORMATIONS MEUBLES OU SUPERFICIELLES EN FRANCE

Sylvine Guédon¹, Roger Cojean², Jean-Louis Durville³, Denis Fabre⁴

14.1. Introduction

Dans ce chapitre sont présentés quelques exemples de formations géologiques meubles rencontrées sur le territoire français, fréquemment reconnues dans les travaux de génie civil. Si une part importante des sols, au sens mécanique du terme, sont à ranger parmi les formations superficielles (formations continentales récentes, en général meubles ou peu consolidées – d’âge quaternaire le plus souvent - que l’on rencontre sur de faibles épaisseurs en surface), un certain nombre de formations géologiques plus anciennes sont restées peu consolidées : les sédiments d’origine, meubles et gorgés d’eau, se sont quelque peu modifiés sous l’effet de la compaction mais les autres processus de la diagenèse (précipitations chimiques, notamment) n’ont pas encore transformé le sol en une roche. La frontière entre les sols et les roches est incertaine (on peut par convention retenir la valeur de résistance à la compression simple de 1 MPa). Une catégorie de matériaux intermédiaires entre sols et roches, que l’on peut nommer « SIRT : Sols Indurés – Roches Tendres » (Groupe de travail CFGI-CFMR-CFMS, 2005), est représentée par des formations géologiques qui répondent aux noms d’argilites, de marnes, de craies, de molasses, de tufs volcaniques, de tufs sédimentaires ou de roches schisteuses altérées.

14.2. Formations sédimentaires meubles anté-quaternaires

Dans cette catégorie des formations meubles, on trouve des sables, des argiles, des marnes.

Dans le bassin de Paris, pris comme exemple, les sables de Beauchamp et les sables de Fontainebleau (Fig. 1) sont des sables d’origine marine, respectivement de l’Éocène et de l’Oligocène. Ce sont des sables fins, quartzeux, parfois micacés, sensibles au phénomène de boulangerie. Ils présentent souvent un excellent tri granulométrique (courbes granulométriques mal graduées). Ils peuvent aussi contenir une fraction argileuse (< 2 micromètres) de 10 à 20%. La formation des sables de Beauchamp peut présenter des niveaux argileux, gréseux ou gypseux. Même pour des formations géologiques « réputées » homogènes, il faut donc être vigilant sur le fait qu’un nom de

1 IFSTTAR

2 (er) MINES ParisTech

3 (er) CGEDD : Conseil Général de l’Environnement et du Développement Durable

4 (er) CNAM

formation géologique ne saurait complètement décrire le matériau, avec ses variations lithologiques de faciès, verticales ou horizontales, en rapport avec ses conditions de genèse ou d'altération.



Figure 1 : Ancienne carrière dans les sables de Fontainebleau : le toit est constitué d'un banc grésifié épais (photo J-L Durville)

Ces niveaux sableux sont le siège de nappes exploitées. Les sables de Fontainebleau, par endroits siliceux très purs, sont utilisés depuis longtemps pour la verrerie et l'industrie.

Les formations argileuses peuvent être d'origine lacustre, marine ou lagunaire. Les argiles lacustres peuvent se présenter en couches homogènes, ou bien intercalées avec des marnes ou des calcaires argileux (Fig. 2). C'est le cas des formations argileuses lacustres cénozoïques du bassin de Paris, du bassin d'Aquitaine ou des Limagnes du Massif central. L'illite domine généralement parmi les différents minéraux argileux présents. Il existe néanmoins des argiles lacustres où se présentent en abondance des argiles fibreuses telles que l'attapulgite (argile du Vaucluse) ou la sépiolite (argile du Gard).

Les argiles marines sont bien représentées en France. Les argiles du Gault, datées de l'Albien, présentes dans le bassin de Paris, sont des argiles silteuses, raides, gris-bleu à gris foncé, à concrétions pyriteuses, déposées dans des eaux marines calmes ou lagunaires. Les argiles des Flandres (Éocène), présentes dans tout le nord de la France, sont des argiles homogènes, sur-consolidées, contenant des minéraux argileux du type des smectites. Elles présentent une forte consistance et une forte plasticité, ainsi qu'un fort potentiel de gonflement. Elles sont traversées par des réseaux de fissures et microfissures.

Les marnes sont constituées d'un mélange d'argiles et de carbonates, entre 35% et 65%. Elles sont très communes en France : marnes bariolées du Trias, marnes noires du Lias moyen et supérieur, marnes du Jurassique moyen (Callovien et Oxfordien), bien

connues pour les risques de glissements sur les versants, marnes du Crétacé inférieur, nombreuses formations marneuses lacustres, lagunaires ou marines du Cénozoïque. Le type de minéraux argileux présents dans les marnes est variable suivant le type de dépôt : illite et kaolinite dans les marnes de Villers-sur-Mer en Normandie ; dans les Corbières on trouve de l'illite dominante dans des marnes marines du Santonien, de la montmorillonite, de la kaolinite et de l'illite dans des marnes lacustres rouges du Campanien, de l'illite et de la montmorillonite dans les marnes lagunaires du Sparnacien, de l'illite dominante dans les marnes marines du Lutétien. Les marnes bariolées, marnes grises et marnes irisées du Trias du bassin de Paris et de Lorraine contiennent de l'illite, de la chlorite et des minéraux argileux interstratifiés.



Figure 2 : Argiles oligocènes près du Puy-en-Velay (Massif central). On notera la morphologie en « bad-lands » (photo S. Guédon)

Dans ces différentes formations argileuses et marneuses, la composition minéralogique et aussi la microstructure du sol (dispositions relatives des composants minéralogiques, en amas ou disséminés, structuration en agrégats avec porosités inter-agrégats et intra-agrégats) contrôlent les relations eau-minéral et donc tout un ensemble de propriétés géotechniques : activité, plasticité, cohésion, sensibilité aux processus de retrait-gonflement. De plus, à l'échelle de l'affleurement, se présente souvent pour les marnes ou certaines argiles, un réseau de discontinuités qui rapproche ces sols des « SIRT ».

14.3. Formations superficielles

Quoique le Quaternaire, unité informelle, soit minuscule par rapport aux temps géologiques, les événements de cette période (dépôts, érosions, déformations tectoniques, etc.) ont une influence particulière sur la nature et l'état des formations superficielles aujourd'hui rencontrées.

Ces formations sont très variées ; en fonction de leur genèse, elles se différencient par la granularité, la nature et la forme des grains, la (micro)structure et la cimentation. La figure 3 montre quelques courbes granulométriques typiques de certaines formations, mais il faut garder à l'esprit la grande variabilité des caractéristiques de chacune d'elles.

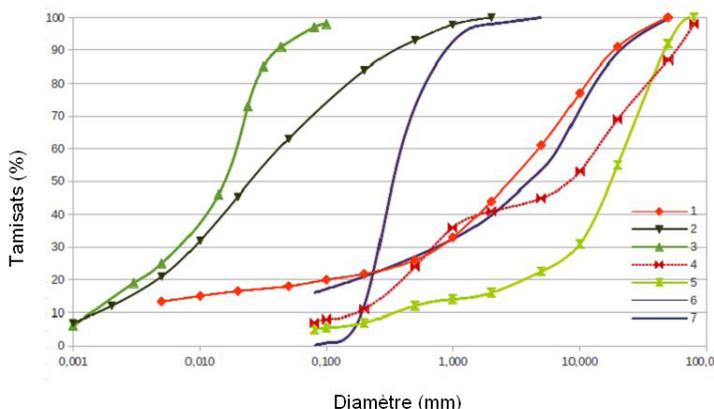


Figure 3 : Quelques courbes granulométriques typiques de formations superficielles, avec en abscisse la taille des particules (mm) et en ordonnée le pourcentage de tamisat.

1 : argile à silex de Normandie ; 2 : arène granitique du Massif Central ; 3 : loess de Rouen ; 4 : alluvions anciennes de la Seine ; 5 : alluvions anciennes de l'Eure ; 6 : pouzzolane de La Réunion ; 7 : sable de dune littorale (Charente-Maritime).

Altérites et sols résiduels

Les altérites, ou formations d'altération, sont des formations superficielles, parfois très épaisses (plusieurs mètres à plusieurs dizaines de mètres), résultant de l'action d'agents bio-climatiques qui modifient profondément un sol ou une roche-mère sur le plan physique et chimique. Des processus de dissolution intense ou d'érosion peuvent conduire à la constitution sur place de formations géologiques qualifiées de sols résiduels. Des régions restées à l'affleurement pendant de longues périodes géologiques ont pu être soumises aux actions de différents systèmes climatiques, conduisant à la formation d'altérites polyphasées.

Parmi les processus physiques d'altération les plus efficaces, il faut citer la désagrégation mécanique sous l'effet de différents processus : gel de l'eau contenue dans les pores (gélifraction ou cryoclastic), variations thermiques (thermoclastic), pressions de gonflement liées à l'adsorption d'eau par certains minéraux (minéraux argileux, anhydrite) ou en rapport avec le développement de minéraux nouveaux (sel, etc.). Parmi les processus chimiques, il faut citer la dissolution de certains minéraux (sel gemme, sulfates, carbonates), l'hydratation (oxydes de fer), l'hydrolyse, l'action des acides humiques. Sous les climats secs, l'altération chimique est quasi-nulle. Sous les climats tempérés et humides, l'altération chimique est modérée avec formation

de minéraux argileux de type vermiculite et smectite. Sous climat méditerranéen, la libération des oxydes de fer conduit à la rubéfaction des altérites. Sous climat tropical, à saisons contrastées, l'altération chimique est importante et conduit à une solubilisation significative de la silice des minéraux, mais très partielle du fer et de l'aluminium, ainsi qu'à la formation de minéraux argileux du type de la kaolinite. Sous climats équatoriaux, très chauds et humides, la silice a été exportée par solubilisation totale, le fer et l'aluminium en partie. Il s'accumule alors près de la surface des oxydes de fer et d'aluminium.

Enfin, aux processus physiques et chimiques sont souvent associées des actions biologiques qui peuvent jouer un rôle important dans l'altération (activité bactérienne, système racinaire, animaux fouisseurs).

Arènes granitiques

Les arènes granitiques, en France métropolitaine, sont pour la plupart d'origine récente (d'âge néogène et quaternaire). Elles constituent la partie supérieure de profils d'altération se développant sur des roches telles que les granites, les granodiorites et les diorites, voire les gneiss. Les arènes, spécialement les arènes récentes d'âge quaternaire, rentrent dans la classe granulométrique des sables. Elles résultent principalement d'une désagrégation de ces roches granulaires par dilatation différentielle des minéraux (quartz, feldspaths, micas) et en conséquence ouverture des joints de grains. L'altération chimique est très faible. Cependant, les micas noirs ou biotites perdent une partie de leur fer qui s'oxyde et prennent une teinte mordorée. Les feldspaths plagioclases sont faiblement altérés par hydrolyse ; les autres feldspaths, tels que l'orthose, le sont très peu. Les quartz sont intacts.

Les arènes granitiques se présentent sur des épaisseurs très variables : quelques mètres, parfois la dizaine de mètres ou plus. Sous les latitudes de climats tropicaux, on pourrait trouver des arènes granitiques, d'un autre type, avec une altération chimique importante, sur des épaisseurs de l'ordre de la centaine de mètres.

Lorsque que l'on descend dans le profil d'altération, avant d'atteindre la roche-mère, on trouve souvent une zone de transition représentée par une altération en boules de la roche-mère. L'observation de cette zone montre que l'altération est contrôlée en partie au moins par les eaux d'infiltration qui pénètrent les réseaux de fracturation, ce qui conduit à isoler progressivement des blocs de forme ovoïde. En fonction du réseau de discontinuités qui affecte le massif rocheux, on peut comprendre que les profils d'altération peuvent être très irréguliers. En situation de versant, les eaux de ruissellement peuvent éroder toute l'arène granitique superficielle et même dégager les boules de la zone d'altération (Fig. 4), en donnant alors des paysages typiques de chaos granitique (région du Sidobre dans le Massif central, région du Huelgoat ou côte de granite rose dans le Massif armoricain).

Les cartes géologiques, notamment les plus anciennes, ne mentionnent pas toujours les altérites : un granite, identifié sur la carte géologique, se présentera très souvent

sur le terrain, en surface, comme une arène granitique ou un ensemble de boules de granite et d'arène sableuse dont les épaisseurs devront être précisées lors des reconnaissances.



Figure 4 : Chaos de Ploumanac'h sur la côte de granite rose dans les Cotes d'Armor (photo S. Guédon)

Argiles d'altération

Les argiles d'altération se sont développées sur une grande variété de sols et de roches, généralement sous des climats plus chauds et humides que l'actuel. On peut citer les argiles à silex, la *terra rossa*, le sidérolithique, les latérites.

Les argiles à silex constituent une formation d'altération présente sur toutes les régions crayeuses. C'est l'altération continentale qui est à l'origine de la dissolution des carbonates de la craie et de l'accumulation relative des résidus insolubles : minéraux argileux et silex. Ces altérations se sont produites sous les climats du Paléogène, certaines plus récemment au Néogène. Ainsi, des accumulations irrégulières d'argiles à silex de plusieurs mètres d'épaisseur, voire la dizaine de mètres ou plus, se sont formées. Elles sont très présentes dans le nord, l'ouest et le sud du bassin de Paris.

Dans des contextes climatiques analogues, des argiles à chailles (accidents siliceux, semblables aux silex, présents dans certaines formations calcaires) se sont formées sur des calcaires.

Très communément, dans les régions calcaires (Lorraine, Bourgogne), on trouve une terre brune et dans des régions de plateaux calcaires (Quercy, Causses du Massif central), une terre rouge (*terra rossa*). Dans les deux cas il s'agit d'altérites argileuses, résultant de l'accumulation des résidus insolubles, après décarbonatation des roches calcaires initiales. Ces matériaux ont généralement subi une longue évolution

pédologique polyphasée. La teinte rouge, liée à la présence d'oxydes de fer est d'autant plus marquée que les climats correspondant à cette évolution ont été chauds et humides (avec formation de sols ferrallitiques). Des karsts se développant dans les formations calcaires sous-jacentes, on peut trouver des accumulations de *terra rossa* en profondeur dans les cavités karstiques. Le karst peut ainsi être partiellement ou totalement « colmaté » par ces accumulations argileuses.

Le sidérolithique est une formation argileuse à concrétions ferrugineuses, très présente sur les bordures ouest et sud-ouest du Massif central, ainsi que dans d'autres régions : Berry, les Limagnes, Charentes, Vendée, Aquitaine. Il s'agit souvent de paléosols ferrallitiques développés sur des formations carbonatées, généralement re-sédimentés et mêlés à des dépôts sableux et argileux (kaolinite). Ils sont généralement datés de l'Éocène.



Figure 5 : Base d'un profil d'altération latéritique développée sur des péridotites, vallée de la Kwé Ouest, Nouvelle Calédonie (photo R. Cojean)

Les argiles latéritiques représentent une autre catégorie d'altérites argileuses, communes aux régions de climat tropical chaud et humide (Guyane, Nouvelle-Calédonie, par exemple). Ce sont des sols ferrugineux et durcis, développés sur divers types de roches-mères, correspondant à des sols ferrallitiques (Fig. 5). Les silicates ayant été hydrolysés et de nombreux ions entraînés par les eaux d'infiltration, il se forme des oxydes et hydroxydes de fer, des hydrates d'alumine, des minéraux argileux (kaolinite). Ces formations d'altération se présentent sur plusieurs mètres ou dizaines de mètres d'épaisseur.

Des climats tropicaux à saisons contrastées (saison sèche bien marquée) favorisent la formation en surface d'une cuirasse latéritique, oxydes et hydroxydes de fer et d'aluminium cimentant les argiles (Fig. 6). Cette cuirasse, d'épaisseur métrique ou plus, peut en fonction du contexte morphologique, être partiellement démantelée. Le profil est alors tronqué en partie supérieure, des colluvions et des cuirassements secondaires se mettent en place, une latérite gravillonnaire, ou plus souvent une latérite argileuses ou silto-argileuse (saprolite fine) est visible à l'affleurement.

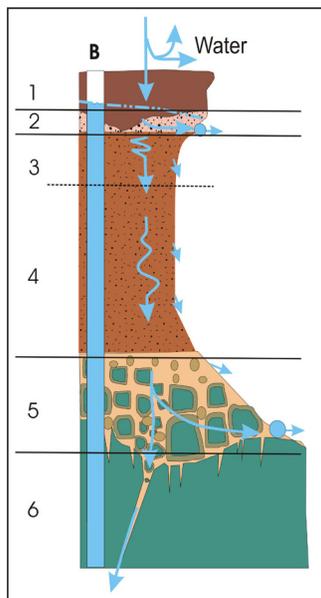


Figure 6 : Profil latéritique développé sur des péridotites (Nouvelle-Calédonie) et contexte hydrogéologique (Dessin © J-L. Join et al., 2005).

1 : cuirasse latéritique, 2 : latérite gravillonnaire, 3 : limonite rouge, 4 : limonite jaune ou saprolite fine, 5 : saprolite grossière, 6 : substratum. B : forage avec niveau d'eau. Flèches montrant les circulations d'eau et les sources possibles

Formations de versants

Les versants sous le climat humide tempéré de la France métropolitaine sont un lieu d'altérations physico-chimiques et biologiques importantes. La pente, même modérée, ajoute des effets mécaniques qui se manifestent par de faibles déplacements vers l'aval (reptation) et, quelquefois, par des ruptures brutales (glissements et éboulements).

Le nom générique de colluvions de pente désigne les sols superficiels, proches encore minéralogiquement et géographiquement de la roche-mère mais remaniés et désagrégés (Fig. 7). Les éléments sont peu arrondis. L'infiltration dépend de la pente et de la perméabilité des colluvions. Les écoulements souterrains ont tendance à se

concentrer selon des axes drainants naturels, notamment talwegs fossiles souvent invisibles dans la topographie.



Figure 7 : Colluvions sur granite en Corse. Le marteau donne l'échelle (photo J-L Durville)

Les éboulis, accumulation de fragments et blocs, sont liés à la présence de parois rocheuses les dominant. La pente des éboulis varie en fonction de la forme et de la taille des éléments constitutifs ; on retient la valeur moyenne de 35° . Des pentes supérieures à 40° sont observées pour des éléments grossiers en roche dure. Ces éboulis (Fig. 8) ont en général une bonne perméabilité; des circulations d'eau chargées en carbonates peuvent avoir apporté par endroits une cimentation des éléments, formant ainsi une brèche de pente.



Figure 8 : Éboulis en montagne (massif du Queyras) ; au premier plan « éboulis fluant » dans lequel un peu de glace est présente (photo A. Assier)

Les grèzes de l'est de la France, avec des pentes souvent inférieures à 30°, résultent de la gélifraction du rocher calcaire au Quaternaire et d'une mise en place mêlant glace et neige fondantes.

Les glissements de terrain affectant les terrains argilo-marneux ont pour résultat la formation de versants complexes, avec des « masses glissées » emballées dans des colluvions, configurations typiques de la succession stratigraphique marnes – roches carbonatées du Jurassique : Bourgogne, bordures des Causses (Fig. 9), etc.



Figure 9 : Évolution des versants des Causses. Panneaux calcaires glissés sur les marnes jurassiques à Roquefort, Aveyron (photo J-L Durville)

Formations glaciaires

Les glaciations quaternaires, qui ont marqué une partie importante de l'Europe continentale, ont engendré des dépôts spécifiques des régions montagneuses. Le terme « moraine » est un terme autant morphologique que lithologique ; il s'agit de dépôts abandonnés à la périphérie des glaciers, formant des arcs au front de ceux-ci ou des cordons latéraux ; les moraines latérales soulignent en général assez bien les stades d'avancée et de stabilité provisoire des glaciers pendant le Quaternaire (Fig. 10). La moraine de fond comme la moraine frontale sont souvent reprises par l'érosion torrentielle qui accompagne la fonte des glaciers.

Ces dépôts, dont les matériaux proviennent du bassin versant dominant le glacier, sont caractérisés par leur hétérogénéité granulométrique et souvent pétrographique, et leur faible structuration, ce qui rend les reconnaissances difficiles : des blocs de toutes tailles y cohabitent avec des matériaux fins, sans litage net. L'érosion peut y sculpter des formes spectaculaires comme les cheminées de fées (Fig. 11).



Figure 10 : Formations glaciaires et morainiques. Cirque du Marinnet en Haute Ubaye : en haut glacier résiduel du Marinnet ; le glacier central a évolué en glacier noir puis en « glacier rocheux » ; on distingue également plusieurs moraines latérales (photo A. Assier).



Figure 11 : Cheminées de fées dans les Hautes-Alpes (photo J-L Durville).

Les moraines les plus argileuses donnent souvent lieu à des instabilités de pente. Les moraines frontales des principaux stades glaciaires peuvent constituer des barrages naturels à la stabilité précaire, retenant parfois des lacs. C'est le cas du lac d'Arsine dans le Massif des Écrins : un double lac est apparu il y a une cinquantaine d'années derrière une moraine frontale datée du Petit Âge glaciaire.

Dans le contexte climatique actuel, le *permafrost* n'est présent en France que de manière discontinue et à des altitudes généralement supérieures à 2400 m pour les amas périglaciaires (glaciers rocheux) et autour de 2800 m pour les parois rocheuses. Dans le mélange de glace et de débris rocheux, à teneur en glace variable (de sous-saturé à

sursaturé), la glace provient principalement soit du regel des eaux d'infiltration, soit de la transformation de la neige comme pour les glaciers. La fonte du permafrost en réponse au réchauffement climatique peut conduire à des désordres pour certaines installations de remontées mécaniques dans les stations de sport d'hiver (Le Roux *et al.*, 2010).

Les épandages fluvio-glaciaires sont des dépôts formés à l'avant des glaciers par le torrent qui en est issu. Ces dépôts sont encore assez hétérogènes, mais une organisation s'installe, un classement granulométrique s'effectue, les grains s'arrondissent comme dans les dépôts fluviaux. Des blocs peuvent y être rencontrés, notamment des blocs erratiques transportés lors d'une avancée précédente du glacier.

Formations fluviales

Les bassins versants, soumis aux processus d'altération et d'érosion, libèrent des produits minéraux, ainsi qu'organiques, transportés puis sédimentés au sein de différents environnements fluviaux. On parle de formations fluviales ou d'alluvions (Fig. 12).



Figure 12 : Dépôts lenticulaires sablo-graveleux dans une carrière en terrain alluvionnaire hors nappe (photo V. Lédée). Le casque donne l'échelle.

On en distingue plusieurs types : formations de cours d'eau à chenal unique et méandres (la Seine à l'aval de Paris), formations de cours d'eau à chenaux multiples et anastomosés (le Rhin en Alsace), formations de cônes de déjection des torrents de montagne (Fig. 13), formations d'estuaires et de deltas.

D'une façon générale, les domaines physiques d'érosion, de transport et de sédimentation sont contrôlés par les vitesses d'écoulement et les diamètres des particules, suivant le diagramme classique de Hjulström.

La dynamique fluviale, très variable d'un environnement physique à l'autre, explique la structuration de ces formations, la granularité des différents dépôts, le litage horizontal ou oblique, les stratifications entrecroisées, les différents types de grano-classements verticaux. La composition pétrographique et minéralogique rend compte des différents domaines du bassin versant ayant contribué à l'alimentation du cours d'eau : par exemple, les alluvions de l'Yonne, affluent rive gauche de la Seine, sont riches en sables quartzeux à la sortie des granites du Massif Central et se chargent de silex à l'aval, en traversant le Crétacé crayeux.



Figure 13 : Alluvions torrentielles dans un cône de déjection en Haute-Maurienne, Savoie (photo J-L Durville)

On distingue classiquement, sous nos latitudes et pour des cours d'eau à chenal unique ou à chenaux multiples, des alluvions anciennes, constituées de « sables et graviers » largement exploités, résultant d'un faible tri granulométrique (courbes granulométriques bien graduées et/ou discontinues) et des alluvions récentes, ou limons d'inondation, constituées de sols limoneux à argileux, voire organiques allant jusqu'aux tourbières de plaine alluviales (Fig. 3).

Sur un plan morphologique on parle, principalement pour les cours d'eau à chenal unique, de terrasses alluviales ou fluviales qui résultent de phases d'érosion alternant avec des phases de dépôt. On distingue classiquement des terrasses étagées et des terrasses emboîtées qui rendent compte de la compétition entre les phases d'érosion et les phases de sédimentation (Bourdier, 1969), les terrasses les plus élevées correspondant aux formations les plus anciennes. D'un point de vue pratique, il faut aussi distinguer les alluvions géologiquement « en place » des colluvions d'alluvions en situation de formations de pentes au pied de terrasses résiduelles, au risque de faire de graves erreurs sur les épaisseurs d'alluvions.

Les formations alluviales, assez perméables, sont le siège d'écoulements d'eau souterraine, la nappe alimentant le cours d'eau ou étant alimentée par lui, suivant le climat et les saisons.

Formations lacustres et palustres

Les grands lacs sont en général d'origine glaciaire et/ou tectonique. Dans les lacs se déposent deux catégories de sédiments : ceux qui y sont apportés par les cours d'eau (graviers, sables, limons et argiles) et ceux qui s'y forment par précipitation chimique (carbonates, sels, etc.) ou par production biologique (craie, tourbe, etc.).

Les tourbes sont des sols très compressibles d'origine organique, produits de décomposition de végétaux en milieu aqueux, à l'abri de l'air, dans des tourbières. Celles-ci se forment dans de légères dépressions topographiques vers lesquelles convergent des eaux de ruissellement et où prospèrent des végétaux hygrophiles. On en trouve en moyenne montagne, comme dans des cuvettes glaciaires des Alpes, du Massif Central ou des Vosges, dans de nombreuses vallées (dans des méandres abandonnés, par exemple) et sur le littoral (fonds lagunaires suffisamment dessalés, tels que ceux des plaines maritimes du Nord).

Les tourbières ont été particulièrement nombreuses et productives lors du Quaternaire, notamment dans les zones de relief non englacées. Les couches de tourbe atteignent couramment des épaisseurs plurimétriques, mais rarement plus de 10 m.

Les grands lacs alpins en France (lac Léman, lac du Bourget, lac d'Annecy) ont tous reçu une empreinte glaciaire, mais la cause tectonique est également présente (affaissement sur fossé d'effondrement) ; des dépôts argilo-limoneux et de craie lacustre y prédominent actuellement.



Figure 14 : Le glissement de terrain de Sinard au sud de Grenoble, dans les argiles lacustres du Trièves (photo J-L Durville)

L'empreinte des glaciations quaternaires a par ailleurs été forte sur toute la chaîne alpine et de nombreux lacs y ont existé temporairement. L'exemple du Trièves est particulièrement remarquable : un grand lac de quelques dizaines de km² a occupé le site pendant plusieurs siècles, derrière le barrage naturel que constituait au niveau de Grenoble le grand glacier de l'Isère (dont l'épaisseur a dépassé 1000 m). Dans ce

lac, se sont déposées des argiles varvées (alternance saisonnière de couches sombres fines et de couches claires plus limoneuses), sujettes aujourd'hui à de nombreux glissements de terrain (Fig. 14).

Notons pour finir que le plus grand lac entièrement français (lac de Carcans-Hourtin, 60 km²) a une toute autre origine : ce lac, autrefois lagune communiquant avec la mer, en a été progressivement isolé par l'édification d'une très grande dune de sable, le long du littoral des Landes de Gascogne.

Formations éoliennes

Dans les formations éoliennes, les particules transportées ont des tailles variant de quelques centièmes de millimètres à quelques centimètres quand le vent est violent. Lors du transport, le choc entre les particules leur donne une surface dépolie, cette caractéristique permet de reconnaître à la loupe binoculaire leur mode de transport. L'érosion et le transport éolien prennent une grande importance dans le cas d'un sédiment meuble, non protégé par la végétation, ni rendu cohérent par une imprégnation d'eau.

Ces conditions sont rencontrées dans les régions désertiques où la désagrégation mécanique produit des matériaux de toutes tailles. Les matériaux fins sont soulevés par déflation, les éléments plus grossiers restant sur place, tandis que les particules de l'ordre de 0,1 à 1 mm transportées par le vent érodent les roches rencontrées, pratiquant une sorte de sablage visible à toutes les échelles (sur les monuments ou bien sur les grains de sable).

Un cas particulier est constitué par les cendres volcaniques émises lors d'une éruption explosive, qui peuvent être emportées par le vent et largement disséminées à la surface du globe.

Parmi les dépôts éoliens, on peut citer les dunes de sable qui, avec une hauteur variant couramment de 5 à 10 mètres pour une longueur de quelques centaines de mètres, évoluent en fonction du régime des vents et de leur charge en sable. Certaines côtes de France continentale ont vu se développer des dunes au Quaternaire, par exemple dans les Landes, en Charente (Fig. 3) ou sur les côtes basses de la Mer du Nord.

Après sédimentation et cimentation, les dépôts sableux éoliens constituent des formations gréseuses ayant conservé les caractères d'organisation comme l'inclinaison oblique des litages. Les sables de Fontainebleau, sables marins, ont subi en partie un remaniement éolien.

Les dépôts anciens de poussières éoliennes constituent les loess. En France, le loess (limon des plateaux) recouvre le nord du pays d'une couche de quelques mètres d'épaisseur au maximum ; il est formé de particules d'argiles, de silice et de calcaire. Le calcaire est dissous en surface par les eaux d'infiltration : le loess est alors décalcifié et prend le nom de lehm.

Formations volcaniques meubles

Les matériaux volcaniques meubles sont le résultat de la pulvérisation d'un magma lors d'une éruption volcanique, les éléments (pyroclastes) étant projetés dans l'atmosphère et retombant ensuite sur le sol. Ces éléments, souvent très poreux, peuvent être classés en fonction de leur granulométrie (Fig. 3). Les cendres ($D < 2$ mm) et les lapillis (de 2 mm à 64 mm) peuvent s'accumuler en épaisses couches et former ainsi la pouzzolane, contenant par endroits des bombes volcaniques de taille supérieure. La pouzzolane, grâce à ses qualités de légèreté et de porosité, est utilisée dans les remblais légers, les chaussées sportives, etc.

Le volcanisme du Massif central a engendré, outre des formations rocheuses, coulées et dômes, des cônes de projections (Fig. 15). Les îles volcaniques comme La Réunion recèlent d'énormes épaisseurs de terrains alternant coulées de lave et couches meubles pyroclastiques, parfois cimentées.



Figure 15 : Projections volcaniques, Chaîne des Puys, Massif central (photo J-L Durville)

Formations du littoral et du plateau continental

Les formations littorales sont constituées de sédiments dont l'origine et la granularité dépendent de l'érosion continentale et de la dynamique du transport qu'ils ont subi. Le transport peut impliquer des matières en solution sous la forme d'ions (principalement Ca^{++} , Mg^{++} , Na^+ , K^+ , et HCO_3^- , SO_4^- , Cl^-), mais aussi des matières détritiques solides. Les débris de roches provenant de l'érosion des côtes et de l'apport fluviatile subissent ensuite les effets conjugués des vagues, courants côtiers, marées et courants des zones d'embouchures.

Les sédiments littoraux se classent en sédiments détritiques, sédiments biogènes dans lequel le vivant est à l'origine de la sédimentation et sédiments hydro-chimiques issus d'une précipitation physico-chimique des sels contenus dans l'eau de mer.

Le littoral, zone tampon entre le continent et l'océan, est le lieu de dépôt des matériaux érodés sur le continent, mais il est aussi le lieu de transit de matériaux qui vont subir l'influence des vagues et des marées, entraînant alors une ségrégation mécanique. A titre d'exemple, le remplissage sédimentaire de la baie du Mont-Saint-Michel (Fig. 16) a débuté lors de la transgression flandrienne, les fleuves côtiers ayant auparavant creusé leurs vallées lors de l'abaissement du niveau marin des périodes froides (- 120 m par rapport au niveau actuel). Ainsi la tanguie, exploitée pour l'amendement des sols, est un sédiment caractéristique de la baie ; c'est un sable fin silteux, à grains de quartz, quelques micas et débris coquilliers (25 à 50% de CaCO_3), finement lité (trace des marées, le marnage étant très fort dans la baie).



Figure 16 : Chenaux et remplissage sableux dans la baie du Mont-Saint-Michel
(photo H. Delahousse)

Les deltas présentent des structures sédimentaires sous la forme de strates quasi horizontales constituées, en partie sommitale, de graviers et de sables en lits fortement inclinés (environ 35°) correspondant à la prolongation du lit du fleuve dans le corps du delta, et en partie basale, de dépôts de fond fins (sables fins, limons et argiles) qui se déposent en couches plus minces. Le Rhône a édifié un important delta en Méditerranée, mer sans marée ; c'est une accumulation subsidente de matériaux provenant des Alpes dont l'épaisseur des seules couches holocènes (de - 10 000 ans à aujourd'hui) atteint une quarantaine de mètres.

Sur les plages s'accumule un sable quartzeux et/ou bioclastique selon l'importance des apports terrigènes. La dynamique des plages est caractérisée par une alternance entre des périodes d'apport important de matériau (érosion des falaises, apports des cours d'eau) et des périodes de reprise de matériau. Il semble exister une corrélation entre la granulométrie et la pente des plages (Tricart, 1977) : pente de 2° pour les sables fins et silts ayant un diamètre médian de 0,012 mm, 8° pour les sables avec un diamètre médian de 0,50 mm (sables moyens), 12° pour les sables de diamètre médian 2 mm (sables grossiers).

Des estuaires terminent plusieurs fleuves de la côte atlantique et de la Manche, notamment : Garonne (estuaire de la Gironde, de plus de 600 km²), Loire et Seine. Le bouchon vaseux qui se forme à l'interface entre eaux douces et salées se déplace avec la marée et empêche la formation d'un delta. La tendance générale est à la sédimentation de vases qui malheureusement concentrent par endroits les polluants apportés par les fleuves.

14.4. Références bibliographiques

- Arnould M., 1968. *Origine, formation et distribution des sols en France et en Europe occidentale*. Chapitre I, in G.A. Leonards, Les Fondations, Dunod, p. 1-43.
- Bourdier F., 1969. *Étude comparative des dépôts quaternaires des bassins de la Seine et de la Somme*. Bull. Ass. Géol. Bassin de Paris, 21, 165-231.
- Campy M., Macaire J.-J., 1989. *Géologie des formations superficielles. Géodynamique, faciès, utilisation la surface. Érosion, transfert et stockage dans les environnements continentaux*. Masson, 433p.
- Campy M., Macaire J.-J., 2003. *Géologie de la surface. Érosion, transfert et stockage dans les environnements continentaux*. Dunod, 437p.
- Dewolf Y., Bourrié G., 2008. *Les formations superficielles*. Editions Ellipses, 800p.
- Fabre D., 2018. *Géologie des sols*, in Théorie et pratique de la géotechnique, Plumelle coordinateur, Éditions Le Moniteur, tome 1, chapitre 1, pp 23-82.
- Foucault A., Raoult J.-F., 2005. *Dictionnaire de géologie*. Dunod, 360p.
- Groupe de travail CFGI-CFMR-CFMS, 2005. *Note sur la définition des sols indurés – roches tendres (SIRT)*. Revue Française de Géotechnique, n° 111, p. 59-66.
- Join J.-L., Robineau B., Ambrosi J.-P., Costis C., Colin F., 2005 : *Système hydrogéologique d'un massif minier ultrabasique de Nouvelle-Calédonie*. Comptes Rendus Géosciences 337, pp. 1500-1508
- Riser J., 1999. *Le Quaternaire. Géologie et milieux naturels*. Dunod, 319p.
- Tricart J., 1968. *Précis de géomorphologie*. Éditions Sedes. 322p.

15. NOTE SUR LA DÉFINITION DES « SOLS INDURÉS - ROCHES TENDRES » (SIRT)

Groupe de travail commun CFGI, CFMR, CFMS, animé par A. Guilloux

15.1. Préambule

Dans le cadre des actions communes aux trois Comités Français de Géologie de l'Ingénieur, de Mécanique des Sols et de Mécanique des Roches, il est apparu que les terrains que l'on appelle couramment « Sols Indurés et Roches Tendres : SIRT » (en anglais : « Hard Soils and Soft Rocks : HSSR ») constituaient un thème de réflexion tout à fait transversal.

En effet, ces terrains sont à la croisée des approches de ces trois disciplines, et il existe encore peu de littérature, notamment en langue française, faisant une synthèse des problématiques spécifiques associées à ces terrains, que ce soit en terme de définition, de caractérisation ou d'application aux ouvrages de génie civil.

Il a donc été mis en place, en 2003, un groupe de travail chargé de réfléchir à ce sujet, et dont l'ambition est à terme d'éditer un ouvrage. La première partie de la réflexion s'est orientée vers la définition même des SIRT, dont il est vite apparu qu'elle était loin d'être aussi évidente que le terme lui-même pouvait le laisser supposer.

Notre groupe de travail a ainsi rédigé un premier document portant sur la définition de ces SIRT, qu'il nous a paru utile de publier sous forme de note technique, afin de faire réagir la communauté géotechnique, de façon à pouvoir élargir la réflexion par les expériences de nombreux géotechniciens.

15.2. Comment définir un SIRT ?

De par leur définition même, les « Sols Indurés et Roches Tendres » (SIRT) sont bien sûr à la frontière entre les sols et les roches, mais cette définition est loin d'être suffisante. Avant de travailler sur les aspects pratiques de caractérisation des SIRT et sur la façon dont ils doivent être abordés dans la conception, le dimensionnement et la construction des différents types d'ouvrages de génie civil, il convient de s'interroger sur leur définition même : qu'est-ce qu'on appelle un SIRT ?

Différentes approches apparaissent *a priori* envisageables :

- une approche par la résistance, puisque le terme même fait référence à cette notion ;
- une approche géologique, en s'intéressant à la fois à la genèse, à la description et à la classification ;

- une approche comportementale, en examinant les spécificités de comportement des SIRT, notamment pour ce qui touche aux différences par rapport aux sols ou aux roches.

Nous balayons dans ce document ces différents types d'approches, pour tenter de dégager certains outils d'identification, de définition et si possible de classification des SIRT. L'objectif principal est d'aboutir à un langage commun, et d'identifier les principaux aspects du comportement communs à ces terrains.

15.3. Différences de comportement entre sols et roches

Avant de chercher à définir les SIRT, il apparaît utile de s'interroger sur les principales différences de comportement entre les sols et les roches, afin de mettre en évidence les raisons pour lesquelles les SIRT ne peuvent en général être traités ni comme un sol, ni comme une roche.

Les sols comme les roches sont constitués, à l'échelle de l'échantillon comme à l'échelle microscopique, d'un assemblage de grains dont la nature minéralogique est souvent comparable entre sols et roches. La différence entre ces deux types de matériaux est en fait essentiellement due aux forces de liaison entre ces grains : dans le cas des roches, ces forces sont de forte intensité et permanentes à l'échelle de temps humaine ; dans le cas des sols, elles sont beaucoup plus faibles et peuvent varier dans le temps.

A l'échelle macroscopique, échelle à laquelle on s'intéresse habituellement pour les ouvrages, on peut différencier de façon schématisée les comportements des sols et des roches comme suit :

- un sol se comporte comme un milieu continu, qui peut être traité dans le cadre de la mécanique des sols. En particulier il est le plus souvent caractérisé par une loi de comportement de type élastoplastique qui peut être correctement évaluée à partir d'essais sur des échantillons de petites dimensions (Fig. 1) ;

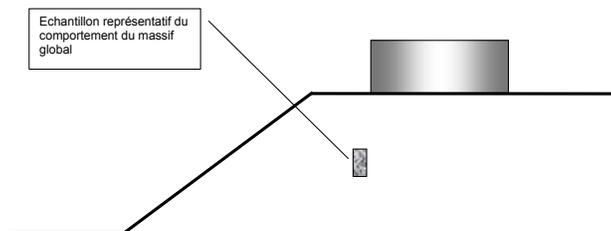


Figure 1 : Concept du comportement en mécanique des sols

- une roche au contraire est un milieu fortement discontinu, pour lequel les différents types de discontinuités structurales (plans de stratification, de fracturation, de foliation, etc.) jouent un rôle déterminant par rapport à celui de la matrice rocheuse. Ce schéma de blocs séparés par des discontinuités est la base de nombreuses approches en mécanique des roches (Fig. 2).

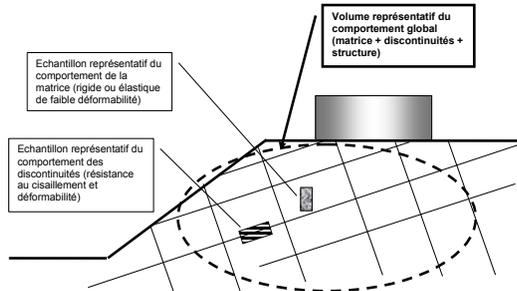


Figure 2 : Concept du comportement en mécanique des roches

Leur caractérisation intègre donc à la fois :

- le comportement de la matrice, qui est analysé à partir d'essais de laboratoire sur des échantillons de petit volume ;
- le comportement des discontinuités, également analysé à partir d'essais de cisaillement sur des échantillons de petites ou grandes dimensions, voire *in situ*, ainsi que par des essais hydrauliques ;
- l'aspect structural, c'est-à-dire la répartition dans l'espace des différentes discontinuités, à l'échelle du massif ou de l'ouvrage, c'est-à-dire d'ordre plurimétrique à pluridécimétrique (voire plus, pour les grands ouvrages) ;
- enfin, le comportement en grande masse, qui doit intégrer ces différents aspects, tant en termes de résistance que de déformabilité.

Dans de nombreux cas, et notamment pour les ouvrages peu profonds où les niveaux de contraintes sont modérés, ce comportement peut être simplifié par un modèle de blocs rigides (ou tout au moins restant dans le domaine élastique avec une déformabilité faible à négligeable) découpés par un réseau de discontinuités.

Un SIRT se situe le plus souvent à l'intersection de ces deux types de comportement, c'est-à-dire dans un domaine où, à la fois, les influences de la structure et de la déformabilité de la matrice sont importantes. Ainsi, le rôle de la structure (les discontinuités) y est souvent déterminant et doit donc être pris en compte explicitement ; de plus, on ne peut se contenter d'un comportement de la matrice (les blocs) parfaitement rigide ou même seulement élastique linéaire, mais il faut considérer qu'il peut atteindre le domaine de la rupture et que sa déformabilité est non négligeable.

C'est pourquoi, même pour des ouvrages peu profonds avec des niveaux de contraintes modérés, le comportement d'un SIRT ne peut être traité ni par des approches purement de la mécanique des sols, ni par des approches purement de la mécanique des roches.

15.4. Approche géologique

Approche descriptive

Description pétrographique à l'échelle de l'échantillon

A partir des terrains que l'on peut, par expérience, certainement classer en SIRT, il est possible de mettre en évidence quelques aspects pétrographiques qui pourraient être des caractéristiques communes à certains SIRT.

Minéralogie

Certains terrains ont un comportement de SIRT parce qu'ils possèdent certains minéraux en proportion importante :

- des minéraux argileux, correspondant à des formations telles que : argiles raides, pélites, argilites, schistes, marnes et certains marno-calcaires, arènes granitiques, molasses argilo-marneuses, etc. ;
- des minéraux de faible dureté ou forte déformabilité, correspondant à des formations telles que : gypse, sel, charbon, etc.

Cette classification minéralogique apparaît pertinente pour certains SIRT, mais à l'évidence elle ne peut se suffire en elle-même, notamment parce qu'on ne peut éviter de faire appel à des notions complémentaires de structure des terrains. En outre certains SIRT ont un comportement spécifique, bien que leurs composants minéralogiques soient majoritairement de dureté moyenne à forte (calcite, quartz), du fait d'une structure microscopique particulière ; c'est notamment le cas particulier des craies évoquées plus loin.

Structure

Bien qu'il ne soit pas possible de définir un terrain uniquement par sa structure, il faut souligner ici combien une très bonne description de type géologique est essentielle dans le cas des SIRT.

Parmi les paramètres d'identification importants, il convient de citer :

- la granulométrie, qui constitue un élément de base, et dont il convient de préciser l'échelle à laquelle se fait la détermination (en laboratoire sur échantillon par tamisage, ou au microscope pour les formations rocheuses) ;
- la texture, c'est-à-dire l'arrangement des grains ;
- la porosité, pour laquelle il convient de distinguer :

- la porosité de pores, a priori inférieure à 25% dans les roches, et ne dépassant que très rarement 50% dans les sols ;
- la porosité de fissures, beaucoup plus faible (le plus souvent inférieure à 1%), mais qui peut jouer un rôle tout aussi déterminant ;
- mais aussi la morphologie de cette porosité (répartition des tailles des pores, continuités entre pores, etc.).

Une telle approche physique peut permettre d'expliquer le comportement parfois atypique de certains SIRT.

Cette description en laboratoire doit se faire à différentes échelles :

- à l'échelle macroscopique de l'échantillon : nature, taille et forme des grains, porosité, liaisons entre grains et leur nature (argileuse, calcaire, quartzitique, etc.), microfracturation. On peut citer notamment le cas des argiles surconsolidées microfissurées, des calcaires et grès tendres, des tufs volcaniques, etc.
- à l'échelle microscopique : nature et orientation des minéraux, liaisons entre eux, etc. ; on peut citer particulièrement le cas des craies.

L'ensemble de ces paramètres a en effet de fortes implications sur le rôle des fluides interstitiels dans le comportement des terrains, avec en premier lieu l'eau, mais aussi l'air (sols non saturés). C'est en effet par cette description, qualitative et quantitative, que l'on pourra comprendre certains traits caractéristiques de leur comportement et de leur évolution possible dans le temps notamment.

Analyse géologique et structurale à l'échelle du massif

Dans le cas des SIRT, comme d'ailleurs dans les approches de mécanique des roches, la description à l'échelle de l'échantillon est souvent insuffisante, alors qu'elle suffit souvent dans le cas des terrains homogènes, car elle ne permet pas d'intégrer les hétérogénéités à l'échelle métrique ou plurimétrique, qui conditionnent fréquemment le comportement des SIRT.

C'est ainsi que la description géologique à l'échelle de l'échantillon devra être complétée par une description géologique à l'échelle du massif, à la fois pour la lithologie et les discontinuités majeures : failles, fracturations, stratification et épaisseur des bancs, schistosité et foliation, granularité incluant les éventuels blocs de grandes dimensions. Parmi les SIRT où cette description est indispensable, on peut citer notamment le cas des flyschs, mylonites, moraines, alternances marno-calcaires, argiles microfissurées, etc.

Synthèse sur la description géologique

L'ensemble de ces réflexions permet de mettre en évidence deux notions importantes pour la définition et la description des SIRT :

- une approche combinée « minéralogie et porosité », à l'échelle de l'échantillon : on peut présenter le domaine des SIRT, ainsi que celui des sols et des roches, dans un diagramme triangulaire noté NAQ (Fig. 3) où un terrain peut être représenté par un point en fonction des valeurs relatives de la porosité totale n , de la teneur volumique A en minéraux sensibles (minéraux argileux, gypse, sel, charbon) et de la teneur volumique Q en autres minéraux (quartz, calcite, etc.), avec : $n + A + Q = 100\%$.

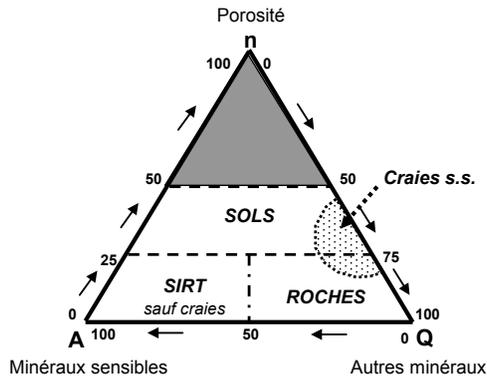


Figure 3 : Diagramme triangulaire NAQ

Dans un tel diagramme, les SIRT occupent une place importante, avec une porosité en majorité inférieure à 25% comme dans les roches, mais une teneur importante en « minéraux sensibles ». La zone des craies *stricto sensu* échappe au zonage précédent car le minéral présent (la calcite) n'est pas en cause dans l'explication du comportement, mais bien sa microstructure ; les craies peuvent en fait se caractériser comme une roche à très forte porosité.

- une notion d'échelle du « Volume Élémentaire Représentatif : VER », qui est la dimension nécessaire pour pouvoir décrire le terrain et donc apprécier son comportement en intégrant tous les aspects structuraux : ainsi pour une craie homogène non fissurée, le VER pourra être d'ordre millimétrique, tandis que pour un flysch il sera d'ordre plurimétrique, voire pluridécamétrique.

Genèse et types de formations géologiques

On pourrait tenter de définir une liste des terrains que l'on peut classer en SIRT. Une telle liste serait non exhaustive. Par ailleurs il existe beaucoup d'appellations locales que l'on ne saurait intégrer dans cette liste sans risquer d'en oublier.

En revanche une autre approche consiste à considérer la genèse des terrains que l'on peut qualifier de SIRT. Deux principaux modes de formation sont connus :

- à partir de sols meubles, qui ont subi une induration progressive, soit par compaction et/ou cimentation (diagenèse de boues argileuses ou calcaires : argilites, schistes, marnes, grès mal consolidés, etc.), soit par cimentation seule (sables de plage grésifiés, croûtes calcaires, tufs volcaniques, etc.), mais sans avoir atteint une lithification complète (Fig. 4) ;
- à partir de roches dures, qui ont subi une altération progressive chimique et/ou mécanique, mais sans avoir atteint l'état de sol meuble (Fig. 5).

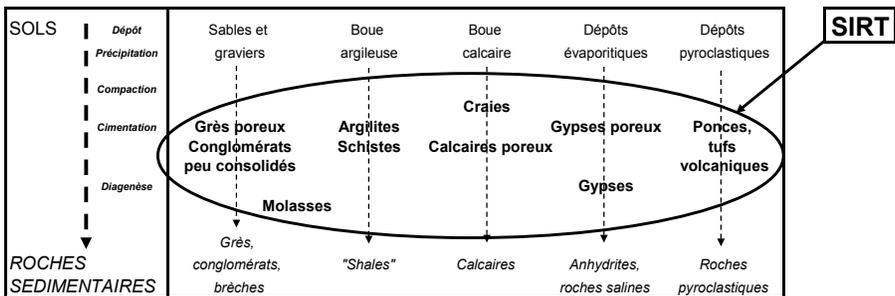


Figure 4 : Genèse par induration (d'après J-L Durville, 2000)

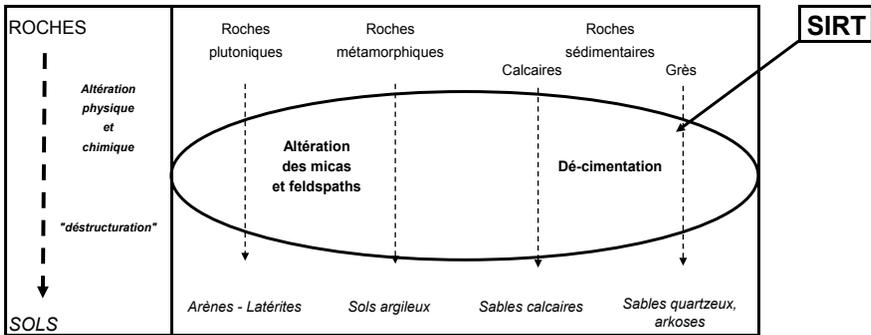


Figure 5 : Genèse par altération (d'après J-L Durville, 2000)

Cette approche ne permet pas, en revanche, d'intégrer facilement certains terrains d'origine diagénétique ou de néoformation.

15.5. Approche mécanique

Approche par la résistance

En mécanique des roches, le paramètre de base de nombreuses classifications est la résistance en compression uniaxiale σ_c , même s'il est communément admis que ce paramètre doit être utilisé avec précaution, car il n'est généralement pas représentatif du comportement global (effet des discontinuités) et que l'échantillonnage peut souvent perturber les analyses statistiques (on ne fait souvent les essais que sur les échantillons où l'on sait tailler une éprouvette, et donc *a priori* parmi ceux de meilleure qualité !).

En mécanique des sols, les paramètres caractéristiques de la résistance sont la cohésion et le frottement. Toutefois les sols indurés présentent toujours une certaine tenue, c'est-à-dire que l'on peut en général en découper des éprouvettes, et donc faire des essais de résistance en compression uniaxiale.

Cette résistance en compression σ_c peut donc sembler constituer un paramètre intéressant de définition des SIRT.

Classe	Résistance σ_c (MPa)	Description
RC1	> 200	Résistance extrêmement élevée
RC2	100 à 200	Résistance très élevée
RC3	50 à 100	Résistance élevée
RC4	25 à 50	Résistance moyenne
RC5	5 à 25	Résistance faible
RC6	1 à 5	Résistance très faible
RC7	< 1	Résistance extrêmement faible

Tableau 1 : Roches - Classification AFTES 2003

Si l'on s'intéresse alors aux classifications usuelles de mécanique des roches ou des sols, on peut chercher d'une part à se rattacher par exemple à la classification AFTES pour la première (Tableau 1) et à celle de la norme NF EN ISO 14688-1 (*Reconnaissance et essais géotechniques - Dénomination, description et classification des sols - Partie 1 : dénomination et description*) pour la seconde en l'adaptant de façon à transformer les classes de cohésion non drainée c_u en classes de résistance en compression σ_c par la relation $\sigma_c = 2 * c_u$ (Tableau 2).

Classe	$\sigma_c = 2 * c_u$ (MPa)
Dur	> 0,6
Très raide	0,3 à 0,6
Raide	0,15 à 0,3
Ferme	0,08 à 0,15
Mou	0,04 à 0,08
Très mou	< 0,04

Tableau 2 : Sols – Classification adaptée d'après AFNOR

On pourrait ainsi proposer de considérer comme SIRT potentiel :

- les roches de résistance faible à extrêmement faible : $\sigma_c < 25$ MPa (classes AFTES RC5 à RC7) ;
- les sols de consistance très raide à dure : $\sigma_c > 0,3$ MPa.

Les SIRT peuvent alors être définis globalement comme des terrains de résistance en compression σ_c comprise entre 0,3 et 25 MPa approximativement.

Cette première approche est loin d'être suffisante, notamment parce qu'elle ne caractérise que la résistance d'un milieu homogène, isotrope et continu, négligeant :

- les effets de la fragilité des terrains, qui peuvent être abordés par exemple par la notion de résistance en traction ;
- les aspects de déformabilité, qui peut être abordée par le module de déformation : les roches de classe DE5 à DE6 au sens de l'AFTES peuvent souvent être considérées comme des SIRT ;
- les effets de l'anisotropie ;
- la présence de discontinuités, qui jouent pourtant un rôle fondamental.

Approche par le comportement

On rappelle que, pour la plupart, les SIRT se situent à la frontière entre deux types de comportement (de type sols : milieu continu, ou de type roche : milieu discontinu), avec un rôle souvent important joué par les discontinuités, mais également une matrice qui ne peut pas être considérée comme de résistance élevée.

La problématique pourrait être résumée en disant que les SIRT sont des terrains :

- trop hétérogènes pour être traités par les approches de la mécanique des sols ;
- de résistance trop faible ou de déformabilité trop forte pour être traités par les approches de la mécanique des roches.

En outre, un grand nombre de SIRT présentent différents aspects de comportements particuliers, dont l'influence est déterminante sur les mécanismes mis en jeu dans les ouvrages, et qu'il faut donc prendre en compte par des caractérisations spécifiques. Sans dresser une liste exhaustive, on peut citer les aspects suivants :

- l'hétérogénéité et l'anisotropie souvent très prononcées (blocs emballés dans une matrice, alternance de bancs durs et tendres, etc.). On retrouve ici la notion très importante de volume élémentaire représentatif, volume de l'échantillon à décrire et analyser pour pouvoir caractériser un comportement du terrain représentatif du milieu agissant sur l'ouvrage et du problème mécanique étudié. Par exemple, pour un talus de 20 m de hauteur dans une craie peu fracturée, le volume élémentaire représentatif pourra être décimétrique, alors

que pour le même talus dans un flysch, il sera au moins plurimétrique. On peut souligner à ce sujet que la vitesse de propagation des ondes sismiques mesurée *in situ* (en surface ou en forages) est un paramètre particulièrement intéressant, car il intègre à la fois la qualité de la matrice et l'effet des discontinuités.

- des comportements intrinsèques aux terrains et liés à une certaine évolutivité ou sensibilité à différents agents (variations de teneur en eau, de température) qui peuvent conduire à une altération physico-chimique, au sens large, des terrains. Ces mécanismes, souvent liés à la minéralogie, se traduisent sur le plan du comportement, soit par une réduction des caractéristiques mécaniques (perte de cohésion sous l'effet du gel), soit par des variations de volume (exemple du gonflement de certains minéraux argileux). Différents types d'essais permettent de caractériser cette plus ou moins grande sensibilité : essais d'altérabilité, de gélivité, de gonflement, voire de fragmentabilité pour les matériaux utilisés en remblais.
- des comportements liés aux types de sollicitations appliquées, qui existent dans tous les terrains, mais dont le rôle est souvent nettement plus déterminant pour les SIRT. On citera notamment :
 - le confinement ou niveau de contraintes, qui influe directement sur les propriétés de résistance (courbe intrinsèque non linéaire) et de déformabilité (élasticité non linéaire, rôle des joints qui agissent plus ou moins selon le niveau de contraintes) ;
 - les pressions interstitielles, et d'une façon plus générale l'action de l'eau et autres fluides présents (air notamment) ;
 - l'influence du temps à l'échelle humaine, avec les mécanismes de fluage (par exemple dans les marnes, argilites, gypses, etc.), qui se traduisent par des réductions significatives de résistance ou de déformabilité, ou les effets transitoires de pression interstitielle. Les mécanismes de gonflement ou d'altération rapide sont également caractéristiques de certains SIRT : on peut citer l'exemple des schistes cartons, qui peuvent très rapidement passer de la classe AFTES RC4 à la classe RC5, voire évoluer en sols.

Pour ces différentes raisons, les classifications de roches (RMR, Q, GSI, etc.) s'avèrent le plus souvent non applicables aux SIRT, notamment parce que le poids de la résistance de la matrice γ est très faible (de l'ordre de 15% au maximum de la note globale pour le RMR), mais aussi parce que certains comportements particuliers n'y sont en général pas intégrés.

Pourrait-on envisager une classification dédiée aux SIRT ? Elle serait basée sur des cadres existants (GSI par exemple), permettant à la fois de qualifier les terrains, mais aussi d'en déduire des caractéristiques géomécaniques moyennes (c , ϕ , E , etc.) représentatives du milieu global, au prix d'une homogénéisation (question d'autant plus cruciale quand ces milieux sont fortement hétérogènes). Cette question reste à approfondir.

15.6. Synthèse : approche multicritère

Analyse multicritère

Il apparaît qu'aucune des approches précédentes, prise indépendamment des autres, ne permet de définir un SIRT de façon absolue. Si la résistance, caractérisée par exemple par la résistance en compression σ_c , peut être un premier élément pour suspecter des SIRT, ce sont bien plutôt des types particuliers de comportements qui sont à l'origine de la spécificité des SIRT.

On peut toutefois retenir que le critère purement mécanique basé sur la résistance en compression uniaxiale σ_c est pertinent, au moins pour les approches de type mécanique des sols, car il signifie que les méthodes usuelles d'essais de mécanique des sols ne sont plus applicables. Il faut toutefois garder à l'esprit que la valeur de σ_c doit être analysée sur une population significative, de façon à en apprécier la variabilité, et qu'elle peut être largement dépendante de la teneur en eau, de la direction de l'échantillon par rapport à la structure et également de la vitesse d'essai. De même, pour les approches de type mécanique des roches, un tel critère basé sur la valeur de σ_c permet d'alerter le géotechnicien sur le fait que les essais courants de mécanique des roches ne sont pas toujours suffisants pour appréhender certains types de comportements qui sont essentiels pour les SIRT (rôle des pressions interstitielles par exemple).

On pourra donc retenir le critère σ_c comme un « signal d'alerte » permettant d'attirer l'attention sur le fait que les procédures classiques d'essais de mécanique des sols ou des roches ne sont pas applicables pour les SIRT.

Critère	Résistance σ_c (MPa)	Porosité de pores n_p	Vitesse sismique in situ V_p (m/s)	Minéralogie	Échelle du volume élémentaire représentatif	Évolutivité
Valeurs caractéristiques pour un SIRT	0,3 à 25 MPa	> 25 %	1200 à 2500 m/s	Plus de 60 % de sel, gypse, ou charbons Plus de 40 % de minéraux argileux	Métrique à plurimétrique	A l'échelle humaine

Tableau 3 : Critères de définition d'un SIRT (2 critères au moins doivent être vérifiés)

La structure et la lithologie des terrains sont d'autres éléments importants, qui peuvent conduire à définir différentes catégories de SIRT présentant chacun des analogies de comportement :

- les terrains à forte porosité ;
- les terrains hétérogènes dans lesquels l'échelle du volume élémentaire représentatif est au moins métrique ;

- les terrains dont le constituant minéral majoritaire possède un comportement très particulier : les roches argileuses, les roches salines (gypse, sel gemme), le charbon (qui passe d'une roche à un sol) ;
- les terrains évolutifs à l'échelle de temps humaine.

Ce n'est en fait qu'une analyse multicritères qui peut permettre d'identifier un SIRT. Différents critères apparaissent ainsi réellement discriminants, et l'on peut proposer des fourchettes de valeurs de ces paramètres correspondant aux SIRT (Tableau 3).

Dans cette approche multicritères, il est proposé que soit classé comme SIRT tout terrain vérifiant au moins deux de ces critères.

Démarche d'identification des SIRT

Nous proposons donc la démarche suivante pour l'identification et la caractérisation d'un SIRT lors des études de projets :

- on considérera qu'un terrain caractérisé par une résistance en compression σ_c comprise entre 0,3 MPa et 25 MPa peut être *a priori* considéré comme un SIRT : classes AFTES « roches RC5 à RC7 » ou classes AFNOR « sols très raides à durs » ;
- il est alors indispensable de compléter cette classification par d'autres approches, dès les phases préliminaires des études, pour qualifier plus précisément cette notion de SIRT :
 - caractérisation lithologique et minéralogique ;
 - identification de la genèse ;
 - description géologique détaillée : discontinuités, hétérogénéités (alternances de bancs de nature et dureté contrastées, blocs emballés dans une matrice). Cette description doit se faire à l'échelle du massif global (pluridécamétrique) et de l'échantillon (décimétrique), voire dans certains cas à l'échelle microscopique ;
 - caractérisation par les paramètres d'identification (granularité, porosité, etc.).

Ces descriptions doivent permettre de préciser si deux au moins des critères du tableau 3 sont vérifiés, ce qui confirmera sa classification comme SIRT. En fonction de ces descriptions complémentaires, il sera alors nécessaire de bien identifier les particularités de comportement qui sont à prendre en compte pour l'application aux ouvrages. On pourra alors définir des méthodes et techniques de reconnaissance et essais qui soient adaptées à ces particularités.

Poursuite du travail

A partir des éléments présentés, des investigations complémentaires devraient se poursuivre pour :

- d'une part, établir une base de données permettant d'affiner l'analyse multicritères, afin de vérifier ou modifier les valeurs représentatives pour les différents critères proposés ;
- d'autre part, identifier et préciser les types et procédures d'essais adaptés aux spécificités des SIRT, et qui pourraient s'écarter notablement des normes usuelles pour les sols ou les roches.

15.7. Glossaire (d'après Foucault et Raoult, 2005)

Argilite : roche argileuse sans litage net, peu stratifiée et/ou indurée par compaction.

Diagenèse : ensemble des processus qui affectent un dépôt sédimentaire et le transforment progressivement en roche sédimentaire solide ; elle peut être bio-chimique ou physico-chimique.

Évaporite : dépôt riche en chlorures et sulfates alcalins qui se forment par concentration et précipitation suite à une évaporation intense.

Flysch : formation sédimentaire détritique, composée essentiellement d'un empilement de turbidites (dépôts hétérogènes composées de matériaux grossiers à argileux), ultérieurement tectonisée. Ils se présentent sous forme d'alternances de bancs gréseux à schisteux.

Lithification : transformation d'un sédiment meuble en roche sédimentaire consolidée par compaction et cimentation.

Molasse : formation sédimentaire détritique composée d'un empilement de couches turbiditiques ou terrigènes non turbiditiques. Elle se présente sous forme de niveaux comportant en proportions variables des conglomérats, grès, marnes et argiles.

Mylonite : au sens large, toute roche plus ou moins finement broyée ; résultant souvent de failles tectoniques.

Pélite : roche sédimentaire détritique à grains très fins.

Ponce : roche volcanique très poreuse.

Pyroclastique : s'applique aux accumulations de débris de roches magmatiques éjectées par les volcans.

Schiste : au sens strict, désigne une roche métamorphique se débitant facilement en plaquettes. Par extension le terme désigne toute roche se débitant en plaquettes, roche litée à grains très fins, argileuse ou marneuse, même d'origine sédimentaire.

Shale : mot anglais, utilisé en français, désignant toute roche schisteuse plus ou moins argileuse. Il correspond à un schiste (au sens large) sédimentaire.

Tuf volcanique : roche volcanique formée par accumulation des projections volcaniques en fragments millimétriques, pouvant contenir des blocs ou des cendres, et plus ou moins cimentée sous l'action de l'eau.

Turbidite : couche de sédiments détritiques déposés en une seule fois par un courant de turbidité, le plus souvent quartzeux et parfois calcaires, et d'épaisseur dépassant rarement le mètre.

15.8. Références bibliographiques

AFNOR. *Recueil de normes des essais géotechniques*

AFTES, 2003. *Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utiles à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains*. Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains n° 177

CFMR, 2000. *Manuel de mécanique des roches - Tome 1 : Fondements*. Presses de l'École des Mines – Paris

Durville J.-L., 2000. *Contribution to the round table, by the chairman of TC 22.*, Proc. 2nd Int. Symp. on Hard Soils – Soft Rocks, Napoli, oct. 1998. Vol. 3, p. 1665-1668

Foucault A. & Raoult J.F., 2001. *Dictionnaire de géologie*. DUNOD 5^{ème} édition

Hoek E. & Bray J.W., 1981. *Rock slope engineering*. London, Ind. Min. Metall., 3rd edition revised

Hoek E. & Brown Et., 1980. *Underground excavation in rock*. London, Ind. Min. Metall.

Hoek E. & Brown Et., 1997. *Practical estimation of rock mass strength*. Int. Journal of Rock Mech. And Min. Sc. - Vol 34

IAEG, 2002. *Final report of working group on soft rocks and endurated soils in South America*

Kavvasdas M.J. & Anagnostopoulos S A.G., 1998. *A framework for the mechanical behaviour of structured soils*. Proc. 2nd Int. Symp. on Hard soils - Soft Rocks, Napoli, oct 1998, Vol. 2

Krauter E., 1997. *General co-report session 1: geological and geotechnical features, investigations and classification*. Proc. Int. Symp. on geotechnical engineering of Hard Soils - Soft Rocks, Athens. Ed. Balkema, Vol. 3

- Marinos P.G., 1997. *General report session 1: hard soils - soft rocks: geological features with special emphasis to soft rocks*. Proc. Int. Symp. on geotechnical engineering of Hard Soils - Soft Rocks, Athens. Ed. Balkema, Vol. 3
- Marinos P. & Hoek E., 2000. *GSI: A geological friendly tool for rock mass strength estimation*. Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne
- Serratrice J.F., 2002. *Outils et procédures de caractérisation des sols indurés et des roches tendres : l'expérience du LRPC d'Aix en Provence*. Colloque PARAM 2000 Paramètres de calcul géotechnique, Ed. Magnan, Presses de l'ENPC-LCPC
- Vaughan P.R., 1997. *Engineering behaviour of weak rocks: some answers and some question*. Proc. Int. Symp. On geotechnical engineering of Hard soils - Soft Rocks, Athens. Ed. Balkema Vol. 3

Remerciements

Cet article a été publié dans la Revue Française de Géotechnique (N° 111, 2005). Nous remercions les auteurs et l'éditeur EDP Sciences pour leur autorisation de publication dans l'ouvrage *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives*.

16. QUELQUES PROBLÉMATIQUES DE GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

Denis Fabre¹, Jean-Louis Durville², Sylvine Guédon³, Roger Cojean⁴

Dans ce chapitre, quelques contextes géologiques et géomorphologiques remarquables sont présentés, qui donnent lieu bien souvent à des problèmes spécifiques pour la réalisation d'ouvrages de génie civil.

16.1. Formations argilo-marneuses et glissements de terrain

Certaines formations géologiques du territoire national sont connues pour les nombreux glissements de terrain qui s'y développent (Fig. 1).



Figure 1 : Glissement de terrain à Bellegarde en janvier 2018 (Photo © ADRGT)

Les plus caractéristiques sont sans doute les marnes noires du Lias, à l'origine de nombreux glissements aussi bien en Lorraine qu'en Bourgogne ou sur les bordures des Causses, ou encore les argiles varvées au sud de Grenoble. Un autre exemple situé dans les Alpes du Sud est présenté ici. Il s'agit du glissement-coulée de la Valette (Fig. 2) apparu dans les flyschs crétacés des nappes de l'Embrunais et dans les marnes jurassiques (les « Terres Noires »). Il concerne environ 10 millions de m³. Le contexte structural et morphologique fait apparaître les Terres Noires en fond de vallée et jusqu'à mi-hauteur des versants. Au-dessus apparaissent les flyschs, en nappe de charriage, constitués d'alternances de niveaux de grès fins et de niveaux calcaires présentant de nombreuses fractures ou diaclases et des zones faillées par endroit.

1 (er) CNAM

2 (er) CGEDD : Conseil Général de l'Environnement et du Développement Durable

3 IFSTTAR

4 (er) MINES ParisTech

Lorsque les marnes du Jurassique affleurent avec une pente suffisante pour que le ruissellement génère une érosion particulière, il apparaît un relief caractéristique de type « bad-land ». Sur des pentes de faible inclinaison, l'eau imprègne les terrains et les conditions favorables aux phénomènes de glissement-coulée sont présentes. Une végétation hygrophile se développe. Par ailleurs, de nombreuses fractures affectent les flyschs supérieurs, constituant autant de drains au sein du massif et sont à l'origine de sources et zones humides sur le versant. Des écoulements souterrains dans les terrains altérés de surface ou plus profonds (nappe de versant) contribuent à la déstabilisation de ces pentes.

Le glissement de La Valette s'est déclenché au printemps 1982 (Colas & Locat, 1993), à la suite de la fonte des neiges, en partie supérieure du versant (vers la cote 1 800 m), au-dessus du contact flyschs/Terres Noires (Fig. 2). Cette rupture a déstabilisé les terrains aval (marnes noires avec moraines en surface). L'évolution du glissement peut se suivre en photographie aérienne, en mesurant les surfaces concernées : 26 ha en 1983, 32 ha en 1984 et 50 ha en 1985. Ensuite, jusqu'en 1988, plusieurs coulées boueuses se sont déclenchées depuis le front du glissement à la cote 1 400 m pour s'étaler sur une longueur de 500 m (volume ainsi déplacé : environ 50 000 m³). Un piège à matériaux, de capacité de stockage 100 000 m³ environ, a alors été réalisé en amont de la zone habitée située sur le cône de déjection du torrent.



Figure 2 : Vue aérienne du glissement-coulée de La Valette. En haut de la photo : contact tectonique nappes de l'Embrunais / marnes du Callovo-Oxfordien (photo G. Le Mignon).

L'évolution préoccupante du versant a conduit à la mise en place d'un système de surveillance par caméra infrarouge et levés topographiques réguliers. Sur le plan de la protection active, de premiers travaux de drainage superficiel, un remodelage et un ensemencement des terrains glissés, ainsi que la dérivation du torrent de Serre (torrent voisin en rive droite) ont été réalisés en 1988 et 1989. En outre, des forages avec pose de drains subhorizontaux ont été implantés en tête du glissement en 1990. Le glissement-coulée a ensuite lentement évolué, avec diverses accélérations des mouvements en rapport avec les conditions pluviométriques.

Depuis quelques années, alors que le glissement-coulée est moins actif dans sa partie centrale, une évolution régressive est cependant en cours, vers l'amont et latéralement. Dans les zones d'évolution régressive, certaines des fractures semblent se mouler sur des fractures plus anciennes, le glissement de la Valette apparaissant comme une réactivation d'un mouvement de versant plus ancien et plus important s'étendant vers l'ouest du versant.

16.2. Mouvements de versant de grande ampleur dans les Alpes

Les Alpes sont une chaîne récente, encore active comme en témoignent les relevés géodésiques et la sismicité. Elle a subi au cours du Quaternaire plusieurs épisodes de glaciations intenses. Ces deux facteurs ont façonné des reliefs accentués, des versants à forte pente et des vallées encaissées et il n'est pas étonnant que ces versants aient donné lieu – et encore aujourd'hui – à des instabilités de grande ampleur.

Deux exemples, parmi bien d'autres, sont cités :

- l'éboulement de la Madeleine, en Haute-Maurienne, d'un volume évalué à 100 hm³, a créé un barrage de la vallée de l'Arc, survenu entre – 10 000 et – 15 000 ans ; le lac ainsi formé a été comblé par les alluvions torrentielles et l'Arc a fini par creuser une gorge dans le barrage naturel (Couture *et al.*, 1997) ;
- l'éboulement du Mont Granier, non loin de Chambéry, en 1248, a mobilisé environ 200 hm³ et enseveli plusieurs hameaux (Goguel & Pachoud, 1972).

Les galeries creusées vers le milieu du XX^e siècle, dans le cadre du développement de l'hydroélectricité, ont mis en évidence d'importants phénomènes de fauchage ou basculement dans les versants, expliqués par le déséquilibre lié à la déglaciation, après le creusement de vallées « en U » par les glaciers. Par ailleurs, de nombreux phénomènes de « Sackung » ont été identifiés, avec leur morphologie caractéristique en crêtes doubles ou escarpements à regard amont.

Deux instabilités de grande ampleur ont subi, pour des raisons mal connues, une réactivation spectaculaire dans les années 1980 : La Clapière (Alpes-Maritimes) et les Ruines de Séchilienne (Isère). Toutes deux représentaient un risque majeur (barrage de la vallée, crue brutale à l'aval en cas de rupture de ce barrage) et ont nécessité de prendre des mesures de sécurité drastiques.

Le glissement de La Clapière (Durville & Merrien-Soukatchoff, 2013) mobilise environ 50 hm³ de gneiss et migmatites du massif du Mercantour (Fig. 3). Des déformations profondes se sont produites dès 10 000 ans B.P. (El Bedoui *et al.*, 2009), mais ce n'est que depuis une cinquantaine d'années qu'une surface de rupture quasi-circulaire s'est développée. Des vitesses de plusieurs centimètres par mois ont été atteintes à la fin des années 1980, puis le mouvement s'est brusquement ralenti et l'on peut penser aujourd'hui que le phénomène est stabilisé, après un déplacement approchant la centaine de mètres.



Figure 3 : La Clapière en 2007 (photo J-L Durville)

Le mouvement de Séchilienne affecte un versant micaschisteux de la Romanche, dans le massif cristallin de Belledonne (Le Roux *et al.*, 2011). Là aussi, les premières déformations sont anciennes, post-glaciaires, mais le phénomène a pris une dimension de risque majeur vers 1985 où l'on a pris conscience que des millions de mètres cubes étaient en mouvement. Le mécanisme est complexe, grossièrement assimilable à un basculement de lanières formées par des accidents N40°. Depuis 2012, on assiste à un ralentissement marqué des mouvements.

Ces deux phénomènes majeurs d'instabilité ont quelques points communs, même si les mécanismes sont très différents : ils affectent des versants de vallée glaciaire dans des massifs de socle ancien ; les premières déformations sont post-Würm ; une accélération s'est développée dans le dernier quart du XX^e siècle ; les vitesses subissent des cycles saisonniers en liaison avec les précipitations. Il semble enfin qu'aucun des deux ne se conclura par un éboulement catastrophique, en dépit des déplacements observés de plusieurs décimètres.

16.3. Formations argileuses et retrait-gonflement

Le retrait-gonflement des sols argileux, résultant de sollicitations climatiques ou de l'action de la végétation, a des impacts importants sur les constructions fondées superficiellement, qu'il s'agisse de constructions récentes ou anciennes. En France, le traitement et la réparation des désordres ont engendré des coûts très importants pour la collectivité depuis une trentaine d'années.

Les processus de retrait-gonflement des sols argileux trouvent leur origine dans la composition minéralogique et la microstructure des sols concernés. Ces facteurs résultent de l'histoire géologique des sols argileux (sédimentation, diagenèse, altération) et des sollicitations hydriques, thermiques et mécaniques passées et actuelles.

Cette sensibilité, à l'échelle de l'échantillon de laboratoire, varie en fonction de plusieurs facteurs :

- la nature et la proportion des minéraux argileux présents dans les sols (smectites plus sensibles que l'illite ou la kaolinite) ;
- la microstructure des sols argileux et les caractéristiques géométriques du milieu poreux ;
- la présence d'autres minéraux (quartz, carbonates, etc.) et leur disposition en rapport avec la microstructure du sol argileux ;
- la densité initiale et la teneur en eau initiales du matériau ;
- la déformabilité du matériau qui s'explique en grande partie par la microstructure : état de densité, agencement des agrégats, liaisons de nature physico-chimiques entre agrégats, etc.

La France est largement concernée par ces phénomènes, en particulier, le Centre, le Bassin parisien, le Nord, le Sud-Ouest.

A titre d'illustration, considérons le cas des Argiles vertes de Romainville et celui des Marnes bleues d'Argenteuil, formations du Cénozoïque du Bassin parisien, qu'il s'agisse de matériaux intacts ou de matériaux de colluvions ou remaniés au laboratoire.

Formation	AVR	MBA-1	MBA-2
Teneur en carbonate	10 %	27 %	58 %
Taux de gonflement libre, en % (échantillons intacts)	16	4	1,5
Taux de gonflement libre, en % (échantillons remaniés)	32	26	15

Tableau 1 : Tableau regroupant les valeurs de gonflement libre de l'Argile verte de Romainville (AVR) et des Marnes bleues d'Argenteuil (MBA), en fonction de l'état initial intact ou remanié et de la teneur en carbonates (in M. Audiguier et al., 2008)

L'analyse de la microstructure au microscope électronique à balayage (MEB) a permis de mettre en évidence :

- un arrangement matriciel de la microstructure et une anisotropie du matériau intact, avec un arrangement préférentiel des minéraux parallèlement au litage, pour les deux formations à l'état naturel, Argiles vertes et Marnes bleues. Cette anisotropie favorise, pour les matériaux intacts, les transferts hydriques horizontaux par rapport aux transferts hydriques verticaux ;
- la présence de carbonates, qui contribue à former un squelette semi-rigide, contrariant les processus de retrait-gonflement des matériaux intacts. De ce fait, les Marnes bleues, avec une forte teneur en carbonates (voir tableau 1), sont moins sensibles à ces processus que les Argiles vertes. Cependant, le

remaniement au laboratoire altère la microstructure et atténue fortement la différence de comportement entre ces deux matériaux.

La microstructure de ces deux formations, testées à l'état intact, évolue significativement avec les cycles successifs de séchage/humidification réalisés au laboratoire, aboutissant à une très forte déstructuration du matériau (Fig. 4).

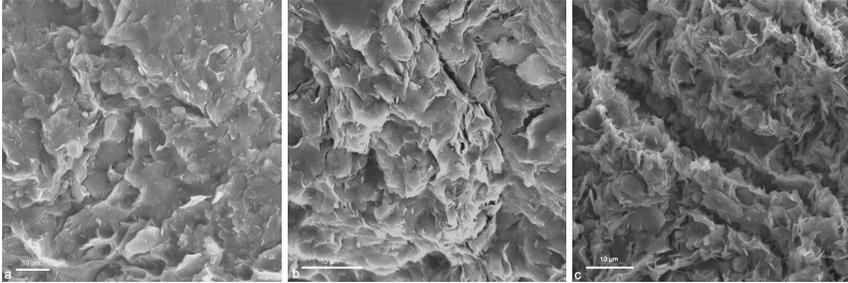


Figure 4 : Images prises au microscope électronique à balayage de l'Argile verte de Romainville. De gauche à droite : a) état sec, b) état naturel lyophilisé, c) après gonflement libre et lyophilisation (photos M. Audiguier)

Les colluvions argileuses issues des argiles vertes de Romainville présentent une microstructure voisine de celles d'échantillons intacts ayant subi des cycles de séchage/humidification. Les questions de structure (plus que de microstructure) en rapport avec les interactions eau-matériau doivent aussi être considérées à l'échelle de la formation géologique et de la parcelle, échelle de référence pour les interactions ouvrage-terrain. La structuration horizontale et verticale de la formation géologique est à l'origine de cheminements préférentiels pour les transferts hydriques. Des intercalations silteuses ou sableuses ou bien la présence de fissures verticales éventuellement colmatées de produits silteux favorisent les échanges hydriques au sein de la formation géologique et au niveau de l'interface sol-atmosphère. Les altérations et remaniements de surface (présence d'altérites et de colluvions argileuses, développement de profils pédologiques) conduisent également à une structuration complexe des formations superficielles argileuses, cette structuration allant généralement dans le sens d'une plus grande sensibilité de ces formations aux processus de retrait-gonflement.

En conclusion, la caractérisation de la microstructure des matériaux argileux est essentielle pour la compréhension des comportements mécaniques en général, et plus particulièrement pour les processus de retrait-gonflement. L'état intact ou remanié *in situ* (colluvions) des matériaux doit être aussi pris en compte dans les études géologiques et géotechniques.

16.4. Loess : comportement et traitement

Le loess, ou limon éolien, est une roche sédimentaire détritique, meuble, jaune à marron, grumeleuse et légère, formée par l'accumulation de particules fines (2 à 50 μm). Cette

formation géologique d'âge pléistocène est le résultat d'une accumulation sous climat froid et sec de grains transportés par le vent ; elle porte aussi le nom de « limons des plateaux ». Le loess résulte du piégeage par une végétation herbacée dense de particules fines, transportées en suspension dans l'air. Cette végétation repousse au-dessus du sédiment au fur et à mesure de son accumulation ; elle annihile tout litage et ses racines engendrent des canalicules qui confèrent au loess une bonne porosité.

Un loess est principalement constitué de grains de quartz et de calcite ; il peut contenir des silicates sous la forme de feldspaths, de micas, d'argiles (kaolinite). La porosité des loess (indice des vides typique : de 0,6 à 0,8) et leur structure leur confèrent des propriétés d'effondrabilité sous chargement, lorsque l'on augmente la teneur en eau à partir d'un état non saturé.

Un loess peut avoir été soumis à de nombreux processus, simultanés ou postérieurs au dépôt, qui en modifient la lithologie originelle : érosions, ruissellements (loess lités), processus périglaciaires (coins de glace, cryoturbations, etc.), lessivages et pédogenèses. Ces variations permettent de développer une stratigraphie des couvertures sédimentaires loessiques.

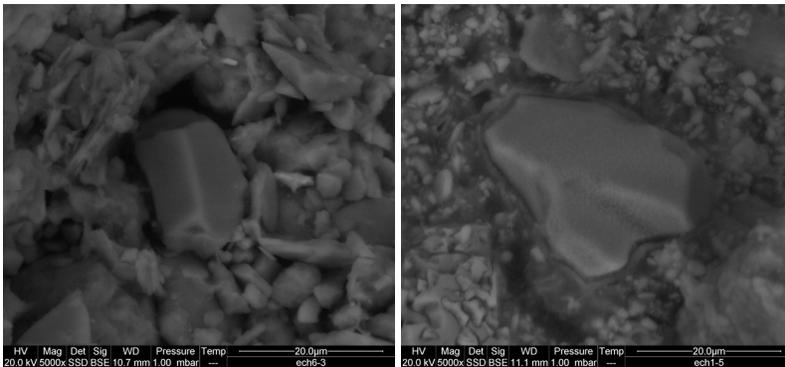


Figure 5 : Evolution microstructurale lors du traitement d'un loess au ciment (limon de Jossigny - 77). À gauche : limon non traité ; à droite : limon traité au ciment, avec apparition de CSH (silicates de calcium hydraté) qui se développent à la surface des grains et combinent progressivement les interstices capillaires rendant le sol traité plus résistant (photos S. Guédon)

La répartition spatiale du loess est liée aux conditions de dépôts, en marge des inlandsis continentaux et des déserts glaciaires. L'épaisseur des sédiments loessiques ne dépasse guère quelques mètres en France. Quand le loess repose sur un sous-sol perméable, il constitue des terres très fertiles : c'est le riche manteau de loess qui s'étend sur la Flandre et sur le Bassin parisien, qui fait du nord de la France l'une des contrées agricoles les plus privilégiées. L'évolution pédologique des loess entraîne souvent la décalcification des couches supérieures (lehm) et la formation de concrétions calcaires (« poupées du loess ») dans les couches inférieures.

La réutilisation du loess en remblai peut nécessiter un traitement, principalement à l'aide de chaux aériennes et de liants hydrauliques qui ont une action à court terme (état hydrique et argilosité du sol) et une action à long terme de stabilisation du sol (Fig. 5).

16.5. L'amiante

Le terme *amiante*, sans signification minéralogique précise, désigne des minéraux silicatés fibreux, résistant au feu, qui appartiennent soit à la famille des amphiboles, soit à celle des serpentines. Plus précisément, les termes *amiante* ou *asbeste* désignent six espèces minérales naturelles de la famille des silicates, cristallisant dans une morphologie particulière fibreuse, qualifiée d'*asbestiforme*. Les six espèces minérales aujourd'hui concernées par l'appellation amiante sont :

- une de la famille des serpentines : le chrysotile ;
- cinq de la famille des amphiboles : l'actinolite, la trémolite, la crocidolite, l'amosite, l'anthophyllite.

L'identification de ces particules fibreuses doit être faite par un(e) minéralogiste susceptible d'identifier ces silicates fibreux nocifs particuliers, mais aussi de les différencier des particules minérales allongées ou des fragments de clivages éventuellement présents dans l'échantillon analysé.

Localisation des gisements

Dans l'environnement naturel, plusieurs roches magmatiques et métamorphiques révèlent la présence d'amphiboles fibreuses. Ces roches correspondent principalement à des lithologies ultrabasiques (péridotites serpentinisées) à basiques (gabbros, basaltes, dolérites) ou acides (granodiorites, granites).

Sur le territoire métropolitain, elles ont été exploitées en Pays de Loire, en Bretagne, en Limousin, dans les Alpes et principalement en Corse, en particulier à Canari (Haute-Corse). Ailleurs, l'amiante est le plus souvent disséminé dans le massif rocheux, soit noyé dans la matrice rocheuse, soit en remplissage de fissures, de fentes ouvertes (fentes alpines par exemple) ou tapissant des failles.

Utilisation de l'amiante

L'amiante a été utilisé de manière intensive depuis le Moyen Âge (Charlemagne possédait des nappes en amiante « faciles » à laver simplement en les jetant au feu) et dans tous les domaines de la vie quotidienne en raison de ses propriétés mécaniques et chimiques remarquables : résistance à la chaleur, aux acides et aux bases, imputrescibilité, souplesse et résistance à la traction.

L'amiante employé dans le bâtiment, entre autres utilisations, est obtenu principalement par désagrégation et foisonnement du chrysotile (95% de l'amiante commercialisé est donc une serpentine fibreuse). D'un point de vue strictement industriel, les cinq autres amphiboles fibreuses constituent les 5% restants.

L'emploi de l'amiante en France a vu son usage industriel croître, depuis le XVII^e siècle avec l'ouverture des premières mines, jusqu'en 1975, puis a subi un déclin à partir de cette date. Le problème sanitaire causé par l'exposition à l'amiante a conduit à l'interdiction de son utilisation en France (1997) puis en Europe (2005).

C'est l'inhalation des fibres d'amiante qui est dangereuse pour la santé car elle produit une fibrose pulmonaire autrement nommée *asbestose*. Les maladies liées à l'amiante (fibroses, plaques pleurales et mésothéliome, entre autres) sont responsables de plus de six mille décès par an. L'amiante environnemental est donc aujourd'hui une préoccupation majeure de santé publique qui a donné lieu à un corpus normatif ces dernières années.

L'amiante dans les granulats et sur les chantiers

La nouveauté est la prise en compte de la présence d'amiante à l'état naturel dans certaines roches d'origine magmatique ou métamorphique lorsque ces dernières sont utilisées comme granulats. L'amiante est donc devenu une préoccupation majeure pour les maîtres d'ouvrage et les entreprises exploitant, utilisant ou traitant des granulats, mais aussi réalisant des travaux au rocher (tunnels, déblais, ou simplement forages ou entretien des talus). Dans les mois et les années qui viennent, la problématique va considérablement se complexifier avec la prise en compte probable des « particules minérales allongées » dont certaines sont dangereuses pour la santé. En effet, dans le corpus normatif mis en place par l'ANSES⁵ pour détecter toute présence de fibre amiantifère, les techniques utilisées peuvent mettre en évidence des particules allongées qui morphologiquement peuvent être assimilées aux fibres d'amiante alors que leur composition en est éloignée et leur nocivité non prouvée. Parmi ces morphologies allongées, on peut citer les fragments de clivages (issus du concassage de minéraux clivables). Certaines particules, de forme allongées et rentrant dans le champ des « fibres inhalables » telles que définies par l'Organisation Mondiale de la Santé doivent depuis fin 2014 faire l'objet d'une attention particulière, même si elles ne rentrent pas dans le cadre de la réglementation amiante.

Les critères dimensionnels des fibres définis par l'OMS sont :

- longueur : $L > 5 \mu\text{m}$;
- diamètre : $0,2 \mu\text{m} < D < 3 \mu\text{m}$;
- rapport d'allongement $L/D > 3$.

5 Agence nationale de sécurité sanitaire, de l'alimentation, de l'environnement et du travail

Les outils pour prévenir les risques liés à l'amiante environnemental sont la cartographie de l'aléa amiante environnemental et le repérage de l'amiante dans les matériaux naturels par analyses en laboratoire.

La cartographie de l'aléa amiante environnemental

Les formations géologiques susceptibles de contenir de l'amiante sont triées en cinq classes d'aléa, c'est-à-dire d'occurrence d'amiante, numérotées de 0 (aléa le plus faible) à 4 (niveau d'aléa le plus fort). La définition en est donnée ci-après⁶ :

- Classe 0 : formations géologiques ne pouvant pas renfermer de minéraux amiantifères (ex : roches sédimentaires) ;
- Classe 1 : formations géologiques de type ultra-basique, à chimie pouvant théoriquement « produire » des minéraux amiantifères mais ne présentant aucun indice avéré (ex : éclogites, ophiolites, lherzolites, gabbros, etc.) ;
- Classe 2 : formations géologiques de types « amphibolite » et « schistes à actinolite », présentant un nombre limité d'indices de présence d'amiante ;
- Classe 3 : formations géologiques de type « serpentine » présentant de nombreux indices de présence d'amiante (chrysotile) ;
- Classe 4 : anciennes exploitations et affleurements avérés d'amiante.

Repérage de l'amiante par analyses en laboratoire

Il consiste à réaliser un essai mesurant la quantité de fibres émises dans l'air en carrière et pour chacune des étapes du chantier. La détection et la quantification des fibres d'amiante dans l'air sont encadrées par plusieurs normes, notamment :

- XP X 43-269 d'avril 2012 : Qualité de l'air – air des lieux de travail – prélèvement sur filtre à membrane pour la détermination de la concentration en nombre de fibres par les techniques de microscopie : MOCP, MEBA et META – Comptage au MOCP ;
- NF X 43-50 de janvier 1996 : Qualité de l'air – détermination de la concentration en fibres d'amiante par microscopie électronique à transmission – méthode indirecte.

16.6. Gypse et anhydrite : dissolution et gonflement

Gypse et anhydrite sont les deux formes minérales naturelles du sulfate de calcium. Les roches qui en sont constituées sont assez communes en France, dans le Bassin parisien où seul le gypse est rencontré, et dans l'Est, le Sud-Est et les Pyrénées où les

⁶ Recensement et classement des sites naturels amiantifères et des formations géologiques potentiellement amiantifères en France, Rapport BRGM/RP-53599-FR, mai 2005

deux variétés coexistent. Les propriétés spécifiques de ces formations leur confèrent une place particulière en géologie de l'ingénieur, au sein de la famille des roches tendres.

Propriétés minéralogiques et physiques

L'anhydrite (CaSO_4) est incolore ou blanche à gris-bleutée, de dureté de 3 à 3,5 dans l'échelle de Mohs. Le gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) est translucide ou de couleur blanche ou jaunâtre ; il est rayable à l'ongle (dureté : 2), et présente parfois des macles originales comme la fameuse variété « fer de lance ». Gypse et anhydrite sont les noms également donnés aux roches mono-minérales formées des dits minéraux. Les types les plus courants sont qualifiés de « saccharoïde » ou appelés « albâtre », selon la taille des grains.

Gypse et anhydrite sont, après le sel (NaCl), les minéraux courants les plus solubles. Leur solubilité varie entre 1,7 et 2,5 g/l selon la température, la salinité, le pH, etc. Cette valeur élevée explique le développement possible de karst, particulièrement dans les roches gypseuses. Le gypse a une densité faible, voisine de 2,32, et un comportement ductile, ce qui engendre des phénomènes de remontée vers la surface analogues au diapirisme des couches de sel.

Géologie

Gypse et anhydrite sont des évaporites qui se forment dans des lagunes ou sebkhas en climat aride. Dans l'eau de mer (salinité moyenne de 35 g/l), avec une valeur de concentration d'environ 2,65 g/l, l'ion sulfate (SO_4^{2-}) est le troisième le plus courant après Cl^- et Na^+ . La précipitation du gypse ou de l'anhydrite est influencée par la présence d'autres éléments (notamment l'ion Ca^{++}), par le pH et dépend beaucoup de la température. Étant donnée la remise en solution aisée des anhydrites primaires et leur recristallisation ultérieure à des températures plutôt inférieures à 50°C, il semble que l'on puisse considérer que le dépôt des sulfates en milieu lagunaire aboutit surtout à la formation d'épaisses couches de gypses qualifiés alors de « primaires ».

La déshydratation du gypse est facile à obtenir. La réaction, à l'origine de l'industrie plâtrière, est bien connue. A partir de 50 à 60°C, on a :



Vers 450°C, c'est une anhydrite stable CaSO_4 qui se forme. Cette réaction peut se produire lors d'un épisode orogénique où élévations de pression et de température se combinent. La grande quantité d'eau expulsée et le caractère ductile de l'anhydrite expliquent que des couches d'anhydrite sont souvent trouvées à la base de grands chevauchements dans les chaînes de montagne, notamment dans les Alpes. Ce comportement qui doit au gypse, confondu avec l'anhydrite, son appellation ancienne de « couche savon », a été bien formalisé par Heard et Rubey (1966).

Avec le temps et les conditions météoriques de surface, l'anhydrite est susceptible de s'hydrater lentement en gypse. Les gypses, produits d'altération de l'anhydrite, seront alors qualifiés de « secondaires ».

Répartition en France

Le gypse est largement représenté en France. Il y a été partout exploité comme pierre à plâtre. La principale zone de production est le bassin de Paris (gypses constituant les différentes « masses » du gypse ludien). Dans les autres secteurs, le gypse est plus hétérogène et associé très souvent à de l'anhydrite en profondeur.

L'anhydrite massive est rencontrée dans les chaînes de montagne, principalement dans les Alpes et dans les Pyrénées ; l'anhydrite signalée dans l'est de la France est plutôt associée à des niveaux argileux bien représentés dans un étage du Trias (Keuper à faciès germanique). Dans ce cas, il peut s'agir d'anhydrite « primaire ».

Relations gypse-anhydrite : l'exemple des affleurements alpins

Dans les Alpes, des affleurements de gypse jalonnent la base de plusieurs grands chevauchements. Ces affleurements se signalent par leur couleur blanchâtre à jaunâtre et/ou par l'évidence de figures caractéristiques de la dissolution (Fig. 6).



Figure 6 : Entonnioirs de dissolution dans les gypses du Galibier (photo R. Cojean)

Mais, en de nombreux sites, l'anhydrite est visible à l'affleurement, comme au sommet du Roc du Soufre à près de 3000 m d'altitude dans le Massif de la Vanoise ou à la confluence du ruisseau de Bramans avec l'Arc (Fig. 7) : un grand versant rocheux y laisse apparaître en haut du gypse et en bas de l'anhydrite massive ; des traces d'écoulements d'eau sont visibles au contact, traduisent bien l'imperméabilité de l'anhydrite.

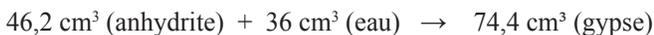
Par ailleurs, les nombreux travaux souterrains réalisés par EDF dans les Alpes au XX^e siècle montrent qu'en profondeur, c'est toujours l'anhydrite qui est présente ; les problèmes de stabilité des galeries se situent à la périphérie de celle-ci, là où de vrais gypses et des cargneules, souvent avec venues d'eau, entourant l'anhydrite massive sont rencontrés.



Figure 7 : Un versant rocheux en Vanoise (zone des Gypses) ; le gypse visible en haut résulte de la lente réhydratation de l'anhydrite (photo D. Fabre)

Le gonflement de l'anhydrite : conséquences pour les tunnels

La réaction d'hydratation de l'anhydrite en gypse, en tenant compte de la densité des deux minéraux, se traduit en termes de volumes, par :



Ceci montre que l'on peut aussi bien aboutir à une contraction (système fermé, où 82,2 cm³ d'anhydrite et d'eau deviennent 74,4 cm³ de gypse) qu'à un gonflement (système ouvert, où 46,2 cm³ d'anhydrite ayant réagi au passage de l'eau donnent 74,4 cm³ de gypse).

Si la perméabilité, la porosité et les conditions hydrauliques jouent un rôle aussi important que la cinétique chimique de la réaction, une autre condition est liée à l'état de contraintes naturel. Si le confinement est faible, le gonflement peut mécaniquement se produire. Ainsi, lorsque la couche d'anhydrite est à l'affleurement, les microfissures peuvent s'ouvrir et la gypsification se développer. Le gypse secondaire apparaît et

reste en place si la pente est faible. En profondeur, le confinement plus important ne permet pas l'ouverture de microfissures et l'eau ne peut circuler. Même s'il en arrivait en petite quantité, le confinement s'opposerait à la pression de gonflement : l'anhydrite peut donc subsister.

Le gonflement est un phénomène redouté en tunnel. Il a conduit souvent dans le passé à un surdimensionnement des soutènements en maçonnerie. En effet, pour que le gonflement puisse avoir lieu, les trois conditions nécessaires (Robert et Fabre, 1987) ne sont pas toujours réunies :

- existence de minéraux susceptibles de gonfler par hydratation, principalement l'anhydrite et les argiles gonflantes (smectites) ;
- présence d'eau ;
- état de contrainte faible (contrainte principale majeure inférieure à la pression de gonflement).

Plusieurs cas de désordres liés à la présence d'anhydrite ont été rapportés en France dans des tunnels ferroviaires (Genevreuille, Mornay, Blaisy-Bas, St-Antoine, Les Plaines, Fréjus, Col de Braus, etc.) et routiers (Galibier, Tende, etc.). Les cas les plus critiques concernent plutôt les zones à anhydrite non massive (marnes à anhydrites, zones de transition éventuellement gypsifiées).

Par ailleurs, si le phénomène de soulèvement du radier est à relier au gonflement, d'autres problèmes sont liés aux cavités de dissolution. Enfin, étant donné l'aptitude au fluage de l'anhydrite, les convergences observées à long terme pour des sections dans l'anhydrite massive peuvent être expliquées par la viscosité de cette roche plutôt que par le gonflement.

Taux de dissolution. Karsts gypseux

La formation de karsts gypseux à évolution rapide est la conséquence de la grande solubilité du gypse (> 2 g/l). Les mesures de taux de dissolution obtenues pour des situations courantes de topographie plane ou faiblement pentée donnent des valeurs de 0,5 mm/an sous couvert végétal, qui atteignent 2 mm/an en terrain nu. Pour les gypses qui sont aussi des roches tendres, on atteint 1,5 à 3 mm/an.

Les cas les plus importants de dissolution se produisent en fond de doline ou lorsqu'un lac aux eaux non stagnantes vient baigner une couche de gypse, comme c'est le cas au lac de barrage du Mont-Cenis (Savoie). Dans ce dernier cas, la seule dissolution explique une ablation moyenne de 5 mm/an. Mais c'est encore une valeur globale qui ne traduit pas le caractère plus important que peut prendre la dissolution lorsqu'elle se localise dans une fissure où circule de l'eau.

Compte tenu de cette vitesse de dissolution, les karsts gypseux posent de nombreux problèmes géotechniques de fondations. Les fontis débouchant en surface constituent un risque naturel significatif. Dans le Bassin parisien, il faut citer les travaux de M.

Toulemont sur le gypse lutétien (Toulemont, 1987, Toulemont *et al.*, 1988). On sait que les variations du niveau des nappes exploitées ont régulièrement permis des reprises de dissolution.



Figure 8 : Effondrement à Bargemon (Var) en 2001 (photo J-M Le Cléac'h)

Dans le Sud-Est de la France, on connaît plusieurs karsts naturels dans l'anhydrite plus ou moins gypsifiée, notamment en Savoie et particulièrement en Vanoise (Chardon et Rovera, 1997). Des ruptures spectaculaires de cavités dans le gypse, avec création de fontis, se sont produites par exemple dans le département du Var à Bargemon (Fig. 8) en 1992 et à Tourette en 1997. Un fontis d'ampleur exceptionnelle est apparu dans une forêt au-dessus d'Allevard (Isère) le 26 août 2001 : un trou de 150 m de diamètre et de 60 m de profondeur s'est ouvert brutalement, attestant l'effondrement souterrain d'une cavité naturelle de plus de 500 000 m³ dans les gypses triasiques. A La Mure (38) et à Malbosc (30), le drainage à proximité du Trias a pu accélérer la dissolution naturelle et entraîner la création de fontis de quelques dizaines de milliers de m³, une quinzaine d'années après l'arrêt de l'extraction minière.

Les problèmes posés par les carrières de gypse abandonnées

Ces carrières souterraines posent de graves problèmes de stabilité, en région parisienne notamment, où les masses les plus épaisses du gypse ludien ont été exploitées depuis

plus d'un siècle, en général par chambres et piliers. On peut penser que le devenir à long terme de toutes les cavités ainsi créées est de s'effondrer. Des PPR (plans de prévention des risques) ont été réalisés dans les communes les plus concernées par ces exploitations. Le comblement, partiel ou total, a été employé à titre de mesure conservatoire.

16.7. Hétérogénéités des terrains et travaux souterrains

Des hétérogénéités existent à toutes les échelles dans les terrains meubles ou rocheux. Celles qui ont des dimensions métriques concernent particulièrement les travaux géotechniques.

Dont le cas de travaux souterrains, la présence de telles hétérogénéités, lorsqu'elles sont accompagnées de fortes variations des propriétés mécaniques, sont particulièrement pénalisantes : elles peuvent conduire à modifier localement les conditions d'exécution et sont la cause de retards notables dans l'avancement pour le cas d'un creusement au tunnelier.

Hétérogénéités métriques en terrain rocheux

Ici, c'est la rencontre de zones de faible résistance mécanique, voire de cavités, au sein de roches résistantes qui est pénalisante. Le tableau 2 présente globalement les cas susceptibles d'être rencontrés selon les types de terrain rocheux.

Trois situations particulièrement fréquentes méritent d'être soulignées :

- Zones arénisées en milieu granitique : les roches granitiques sont résistantes mais fissurées. Sur les systèmes de diaclases, les infiltrations des eaux de surface conduisent lentement à l'hydrolyse de certains minéraux. La roche initiale perd sa « cohésion » et se transforme en une sorte de sable quartzéux (arène granitique). Ainsi, un massif granitique ancien, globalement très résistant, pourra recéler localement des zones arénisées peu stables et éventuellement aquifères (Fig. 9).
- Cavités karstiques en terrain calcaire : à cause de la solubilité de la calcite (CaCO_3), l'eau circulant dans les fissures peut les agrandir jusqu'à créer des cavités de toutes formes et de toutes tailles. En témoignent les superbes grottes rencontrées parfois dans les terrains calcaires. Les cavités de taille métrique sont très gênantes à l'échelle des ouvrages. Elles peuvent être le lieu de circulations d'eau souterraine et être parfois remplies d'argile rouge de décalcification, de blocs rocheux ou de matériaux provenant de la surface. Les phénomènes de karstification sont également observés dans les terrains gypseux, plus solubles encore que les calcaires.



Figure 9 : Altération hétérogène (« en boules ») dans un massif granitique. (photo D. Fabre)

- Anciennes carrières souterraines et cavités minières : ces cavités d'origine anthropique sont fréquentes. En particulier, le sous-sol à proximité des villes anciennes a souvent été exploité pour fournir des matériaux de construction (pierres de taille calcaires, plâtre, briques). Le cas de la ville de Paris, dont beaucoup de monuments sont faits de Calcaire grossier lutétien, illustre bien cette situation.

Type de terrain	Résistance σ_c (MPa)	Géométrie	Hétérogénéités possibles – Remarques
Calcaire massif	60 à 180	Fissures ouvertes, chenaux, cavernes.	Karst : réseau de cavités de dissolution, avec ou sans remplissage argileux
Gypse et anhydrite	20 à 100	Fissures ouvertes, chenaux, cavernes.	Karst : réseau de cavités de dissolution, zones décomprimées, remplissage sableux éventuel
Grès	10 à 200	Poches	Zones altérées sableuses sans cohésion
Quartzite	10 à 200	Zones de cisaillement	Roche broyée quasi-sableuse
Schiste	10 à 120 (forte anisotropie)	Zones broyées argileuses ou mylonitiques	Zones associées à des failles en régime de compression
Granite	80 à 220	Poches	Altération « en boules » : arène granitique inter-blocs
Basalte	120 à 250	Tunnel selon la pente. Poches d'altération	Tunnel de lave (rare). Zones d'altération hydrothermale
Roche dure (tout type)	40 à 200	Faille (zone broyée). Morphologie fossile	Zone tectonisée. Exemple du sillon glaciaire rempli d'alluvions

Tableau 2 : Hétérogénéités susceptibles d'être rencontrées dans les massifs rocheux (D. Fabre, 2013)

Hétérogénéités dans les massifs de sols

Des hétérogénéités résultant de la présence de « noyaux durs » au sein d'une masse de terrains meubles peuvent intervenir dans bon nombre de sols (Tableau 3). Elles sont particulièrement redoutées dans les formations granulaires où le phénomène de cimentation entre grains transforme localement les sables en grès (voir le cas déjà évoqué les sables de Fontainebleau) ou les graves en conglomérats.

L'exemple suivant se rapporte à la rencontre de blocs de taille supérieure à 50 cm et de lentilles conglomératiques dans le remplissage alluvial de la Saône, lors du creusement d'une section de la ligne D (deux tubes de 950 mètres de long) du métro à Lyon. Les sondages de reconnaissance ayant montré la présence de limons et d'argiles de faible résistance mécanique baignés par la nappe alluviale de la Saône, le choix de tunnelier à pression de boue s'imposait. Cependant des alluvions plus grossières avaient été aussi rencontrées et la proximité du socle gneissique et de dépôts irréguliers de molasses tertiaires était également à prévoir.

Type de terrain	Dimension des grains (m)	Géométrie	Hétérogénéités possibles - Remarques
Éboulis	10^{-2} à 1	Cônes et tabliers de pente moyenne à forte ; les plus gros éléments en bas	Zones indurées, brèches de pente ; chenaux drainants plus grossiers avec circulations d'eau
Moraines	10^{-6} à 10	Très irrégulière : cordons, tapis, poches	Blocs erratiques de très grande taille (rares) ; blocs et cailloux de toutes natures
Cônes de déjection	10^{-5} à 10^{-1}	Chenaux, glaciais, lentilles en faible pente	Zones cimentées possibles ; chenaux drainants avec circulations d'eau
Alluvions grossières (sablo-graveleuses)	10^{-4} à 10^{-2}	Lentilles d'extension plurimétrique à pluridécamétrique	Zones indurées conglomératiques ; lentilles argileuses ou tourbeuses
Alluvions fines (limono-argileuses)	10^{-7} à 10^{-4}	Lentilles d'extension plurimétrique à pluridécamétrique	Zones cimentées possibles ; lentilles sableuses, tourbe
Limons éoliens	10^{-5}	Couches superficielles d'épaisseur irrégulière	Zones cimentées possibles
Altérites et colluvions fines	10^{-7} à 10^{-4}	Couches superficielles peu pentues, d'épaisseur irrégulière	Passage assez progressif à la roche mère
Altérites, colluvions hétérogènes	10^{-6} à 1	Couches superficielles d'épaisseur irrégulière	Limite entre la zone meuble et la roche cohérente très irrégulière

Tableau 3 : Hétérogénéités susceptibles d'être rencontrées dans les massifs de sols (D. Fabre 2013)

Ce sont ces niveaux qui ont causé le plus de difficultés sur ce chantier, notamment pour le creusement du premier tube. De nombreuses interventions hyperbares ont été nécessaires pour en venir à bout. Il s'est agi aussi bien d'arrêts limités, correspondant à des problèmes de blocs de trop grande taille pour leur prise en compte au niveau de la roue de coupe et du concasseur, que d'interventions plus lourdes pour faire face à la détérioration importante de la roue de coupe, lors de la rencontre d'une zone de conglomérats bien cimentés, à la limite des alluvions sableuses et de la molasse tertiaire, présents sur le tiers inférieur de la section (il a fallu quatre mois pour franchir une trentaine de mètres). Notons également que d'anciennes fondations (pieux en bois) ont été également rencontrées dans le deuxième tube.

Avant le creusement du deuxième tube, une reconnaissance complémentaire ayant confirmé la présence de niveaux indurés, la solution a été d'utiliser une nouvelle roue de coupe, équipée de molettes amovibles. Le deuxième tube a pu être creusé en moins de 8 mois, alors que le premier avait nécessité un temps total supérieur à 12 mois.

16.8. Contacts entre substratum et formations superficielles

La reconnaissance de l'interface entre substratum rocheux et formations superficielles constitue un objectif classique pour asseoir des fondations profondes. Le passage entre formations rocheuses et terrains meubles représente aussi une discontinuité majeure en termes de déformabilité des terrains ou de perméabilité, avec des implications importantes en chantier de tunnel, de barrage, qu'il s'agisse de questions de conception et dimensionnement ou de sécurité.

On peut citer les profils d'altération souvent très irréguliers en formations granitiques et métamorphiques, ou les reliefs enfouis de roches carbonatées fortement karstifiées, ainsi que les substratums creusés par les cours d'eau et les glaciers, puis recouverts par des épaisseurs importantes d'alluvions, de matériaux fluvio-glaciaires ou de moraines. On commente ci-après le cas des sillons sous-glaciaires hérités des périodes froides du Quaternaire.

De nombreux versants des montagnes de France ont été façonnés par les glaciers de vallées, laissant en place des versants aux profils très irréguliers. Certains de ces versants sont incisés, parallèlement à la direction de la vallée, par des sillons sous-glaciaires aujourd'hui colmatés par des produits fluvio-glaciaires et souvent masqués par des colluvions ou des éboulis. Par ailleurs, les vallées principales présentent souvent, sous les dépôts épais d'alluvions post-glaciaires, des surcreusements très profonds remplis de produits fluvio-glaciaires. La géométrie toujours très complexe de ces zones de surcreusement, en fond de vallée ou dans les parties inférieures de versants, doit être soulignée : tracés complexes, contre-pentes, surplombs enfouis. Les constructeurs de barrages ou de tunnels sont très attentifs à ces morphologies qui peuvent être la cause d'accidents en chantier de tunnel lorsqu'ils sont traversés inopinément ou qui peuvent constituer des zones difficiles à étancher sous des fondations de barrage.

Le cas du torrent sous-glaciaire rencontré lors du creusement du tunnel autoroutier des Hurtières (Savoie) illustre bien les difficultés de reconnaissance et les risques en chantier (Hingant et Bienfait, 1996). Une topographie caractéristique de verrou glaciaire devait être traversée par ce tunnel bi-tube de 1,2 km de long. Des reconnaissances préalables n'avaient pas permis d'identifier un ancien torrent sous-glaciaire. Néanmoins, alors que l'excavation du tube Ouest se faisait en pleine section dans des schistes métamorphiques du massif de Belledonne, un débouillage composé de boues liquides chargées de galets se produisit (Fig. 10). Le tube Ouest venait de recouper, sur une section de quelques mètres carrés, le cours d'un ancien torrent sous-glaciaire rempli de dépôts fluvio-glaciaires, avec une pression d'eau de l'ordre de 0,5 MPa. Il s'en suivit une remontée de fontis jusqu'à la surface, 70 m au-dessus.

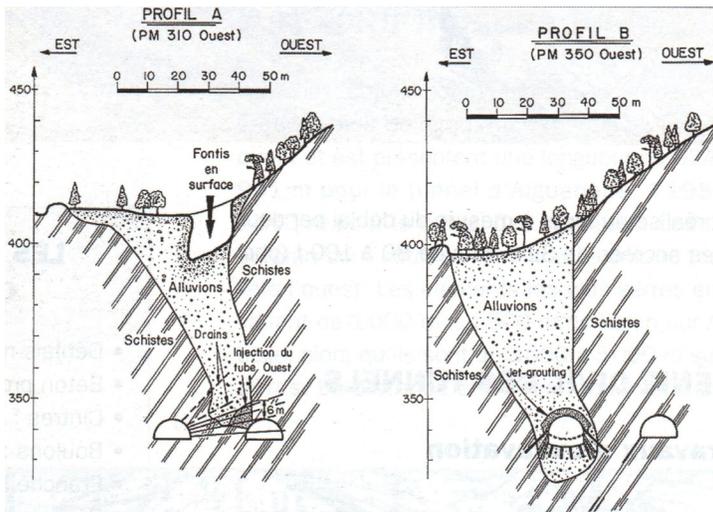


Figure 10 : Tunnel des Hurtières. Coupes transversales au droit du tube Ouest (Profil A) et du tube Est (Profil B) (d'après P. Hingant et P. Bienfait, 1998)

En plusieurs épisodes, 3000 m³ de matériaux au total envahirent le tunnel, sans créer de dommages importants. Une nouvelle campagne de reconnaissance permit de reconnaître en détail la morphologie très complexe de ce sillon sous-glaciaire. Le tube Est fut utilisé pour réaliser un drainage du remplissage sous-glaciaire, puis pour étancher et consolider la zone que devait encore creuser le tube Ouest (injections de bentonite ciment et gel de silicate). Le creusement du tube Ouest fut alors poursuivi en sections divisées. Le creusement du tube Est, qui devait traverser le sillon sur 40 à 50 m, fut réalisé suivant une technique de jet-grouting, phasée avec une excavation par sections divisées.

16.9. Variabilité des nappes – Nappes en charge

D'une manière générale, les variations saisonnières et interannuelles des niveaux piézométriques et la rencontre imprévue d'une nappe en charge font partie des difficultés qui peuvent perturber les travaux géotechniques.

Les nappes fluctuent selon des échelles de temps variées. Dans le nord de la France, l'abandon des mines de charbon et des pompages associés conduit à une lente remontée des nappes qui s'étale sur plusieurs décennies. En liaison avec les affaissements dus à l'extraction de matière, des problèmes d'inondation sur de vastes étendues sont apparus.

Variabilité des nappes : exemple de la région parisienne

Les fluctuations saisonnières du niveau des nappes phréatiques ne dépassent guère quelques mètres en général. Les nappes des vallées alluviales peuvent subir de telles variations en réponse aux variations de hauteur du cours d'eau. Cependant, en Picardie, entre 1998 et 2001, plusieurs années humides successives ont engendré une remontée du niveau de la nappe de la craie de plus d'une dizaine de mètres, provoquant, entre autres conséquences, de nombreux effondrements de cavités naturelles ou artificielles.

Les variations des niveaux des nappes sont aussi très sensibles à l'importance des pompages industriels ou agricoles. Dans la région parisienne, d'importants pompages ont été initiés au XIX^e siècle et développés jusqu'au début des années 1970. La baisse du niveau général est à l'évidence une conséquence des pompages pour l'industrie ou pour le maraîchage. Avec l'arrêt progressif de ces pompages profonds, la remontée du niveau des nappes, observée depuis plus de trente ans, se poursuit : plus de 8 mètres à Bobigny pour la nappe du Saint-Ouen, entre 1973 et 2001. On n'a pas encore retrouvé partout les niveaux anciens, tels qu'observés au XIX^e siècle, et la remontée du niveau des nappes pourrait se poursuivre encore un peu, avec l'arrêt total des pompages et le développement de l'injection et de l'infiltration contrôlée des eaux pluviales en région parisienne. Les effets secondaires de cette remontée, notamment les dissolutions qui pourraient en dépendre dans les niveaux gypseux du bassin de Paris, sont également à étudier.

Nappes en charge et travaux souterrains

La succession sédimentaire, qui fait souvent alterner les niveaux très perméables (alluvions sablo- graveleuses, sables) avec des niveaux qui le sont beaucoup moins (lentilles limoneuses ou argileuses, couches de marne, etc.), rend fréquente la présence de nappes en charge. Il est classique d'observer la superposition de plusieurs nappes : la nappe superficielle à surface plus ou moins libre et une ou plusieurs nappes plus profondes, captives et en charge.

Dans le Bassin parisien, les nappes captives profondes, telles que la nappe du Dogger et la nappe de l'Albien sont bien connues. Pour les nappes peu profondes, considérant les épaisseurs des différentes formations aquifères, les niveaux plus ou moins imperméables et les surfaces piézométriques observées, il est convenu de distinguer, de bas en haut : la nappe de la craie, la nappe des sables yprésiens, la nappe des calcaires lutétiens, la nappe des Sables de Beauchamp, la nappe du Calcaire de Saint-Ouen, la nappe du Calcaire de Champigny, la nappe du Calcaire de Brie, la nappe des Sables de Fontainebleau et enfin la nappe des alluvions.

Cependant, seules l'Argile plastique du Sparnacien et les Argiles vertes (ou Marnes vertes) du Sannoisien sont fortement imperméables et représentent nettement un mur de nappe pour les formations aquifères qui les surmontent, avec respectivement la nappe des sables yprésiens et la nappe du Calcaire de Brie. Les autres formations, où les variations de faciès lithologique sont courantes, constituent soit des aquifères véritables, ou sont intégrées dans des multicouches qui peuvent être souvent considérées comme un système hydrogéologique unique.

Notons que les aquifères profonds captifs sont relativement peu alimentés par leurs bordures, mais du fait de leur grande extension, les couches de faible perméabilité qui les séparent rendent possibles, par drainance, des échanges d'eau qui contribuent principalement à leur alimentation ou à leur décharge suivant les zones.

L'exemple suivant (Giàfferi, 1996) montre l'importance d'une bonne prise en compte du contexte hydrogéologique pour les travaux souterrains.

La centrale EDF de Penly comporte des ouvrages de rejet en mer (2 galeries et 5 puits verticaux). Le puits de service est l'ouvrage de plus grand diamètre (diamètre excavé : 9 m). Au droit du puits de service, on trouve : 9 m de remblai crayeux, surmontant 45 m de craie du Cénomaniens, puis 2 m de grès glauconieux (Albien inférieur), puis les Argiles du Gault, fortement plastiques, puis les Sables verts de l'Albien (Fig. 11). Du point de vue hydrogéologique, deux nappes principales concernent les ouvrages de rejet :

- la nappe de la craie, de type fissural ;
- la nappe des Sables verts de l'Albien, captive sous les Argiles du Gault (niveau statique à la cote + 38 m NGF).

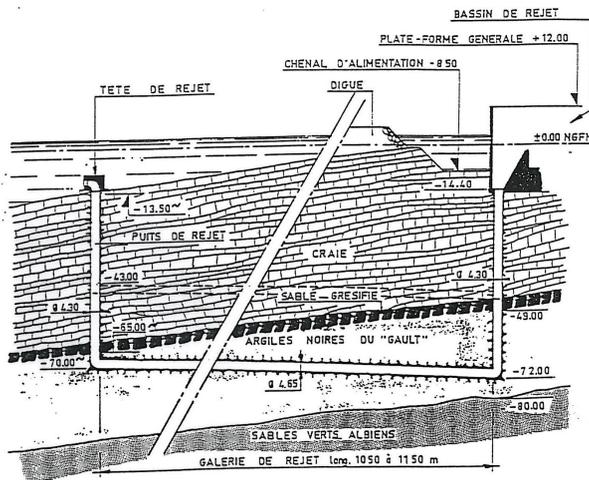


Figure 11 : Contexte géologique des galeries de rejet et du puits de service de la centrale de Penly (Document EDF, Giàfferi J-L, 1996)

Le calage topographique des galeries a malheureusement conduit à se rapprocher trop près du contact entre argiles et sables verts, de sorte que le creusement du puits de service, malgré diverses précautions prises, conduisit à une rupture de la base du puits, avec remontée de 2 m du stross, puis arrivée d'eau chargée de sable et augmentation des débits jusqu'à 1000 m³/h. Un bouchon fut réalisé rapidement et le débit fut stabilisé à 80 m³/j par pompage. Il fallut avoir recours à des injections pour reconstituer l'étanchéité des Argiles du Gault.

16.10. La craie : sol ou roche ?

La craie est une roche sédimentaire constituée d'une accumulation de tests de microfossiles (algues pour la plupart), qui lui confèrent une forte porosité, pouvant atteindre 40%, et une teneur très élevée en CaCO₃, pouvant dépasser 95% ; les pores ont des diamètres de 0,1 à 1 µm (Fig. 12). Toutefois, il existe des craies moins pures, dolomitiques, marneuses (craie bleue du tunnel sous la Manche) ou sableuses (tuffeau des pays de la Loire).

C'est une roche blanche ou parfois un peu grise, riche en silex à certains niveaux, tendre sauf lorsqu'elle est peu poreuse et dolomitique. Elle s'est déposée dans les mers chaudes du Crétacé supérieur sur une bonne partie de l'Europe du Nord ; en France, elle affleure en une large auréole autour du Bassin parisien ; elle atteint par exemple 200 m d'épaisseur en Normandie. Elle est fréquemment recouverte d'une formation d'altération, dite argile à silex. La craie est un aquifère important, exploité depuis des temps anciens.

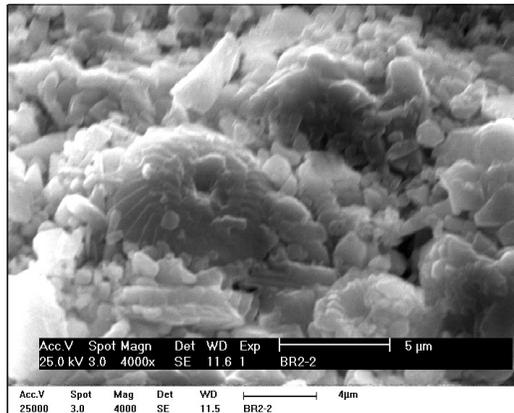


Figure 12 : Craie vue au microscope électronique à balayage (photo S. Guédon)

La résistance de la craie dépend de sa teneur en eau : sa résistance en compression simple est divisée par un facteur 2 ou 3, voire 4, lorsque l'on passe de l'état sec à l'état saturé. La craie est un matériau évolutif, l'application de contraintes statiques et surtout dynamiques entraînant une destruction des liaisons entre les particules fossiles avec libération des fragments de tests sous forme d'éléments de 1 à 2 µm.

La déstructuration d'une craie saturée produit un matériau pâteux, à comportement thixotropique, comme le révèle l'enfoncement rapide de pieux vibro-foncés, préjudiciable à la mobilisation du frottement latéral, ou le « matelassage » observé sous circulation d'engins de chantier. Enfin, beaucoup de craies sont gélives.

L'utilisation de la craie en remblai et couche de forme requiert, dans certaines conditions d'humidité, un traitement aux liants hydrauliques ou à la chaux.

La craie a été depuis longtemps exploitée comme pierre à bâtir (cathédrales d'Amiens ou de Rouen, par exemple), ou comme amendement pour les terres agricoles : les innombrables « marnières » de Normandie donnent lieu épisodiquement à des effondrements.

16.11. Références bibliographiques

- Audiguier *et al.*, 2008. *Relations entre les microstructures de deux sols argileux de la région parisienne et leur sensibilité au retrait-gonflement*. in JP. Magnan, R. Cojean, Y-J. Cui, P. Mestat (Eds), SEC 2008, Symposium International Sécheresse et Constructions : 235-243 Paris LCPC.
- Chardon M., Rovera G., 1997. *Les karsts des gypses en Vanoise : aspects géomorphologiques, hydrologiques et géodynamiques*. Trav sci. Parc National Vanoise, vol. XX, p. 23-49.
- Colas G., Locat J., 1993. *Glissement et coulée de La Valette dans les Alpes de Haute-Provence*. Bull. Labo. P. et Ch. n°187, p. 19-28.
- Couture R., Antoine P., Locat J., Hadjigeorgiou J., Evans S. G, Brugnot G., 1997. *Quatre cas d'avalanches rocheuses dans les Alpes françaises*. Can. Geotech. J., 34, p. 102-119.
- Durville J.L., Merrien-Soukatchoff, 2013. *Le glissement de La Clapière, Alpes-Maritimes*. In Manuel de mécanique des Roches, tome IV, Duffaut, Pellet, You éd., Presses de Mines, p. 199-215.
- El Bedoui S., Guglielmi Y., Lebourg T., Pérez J.L., 2009. *Deep-seated failure propagation in a fractured rock-slope over 10,000 years : the La Clapière slope, in the south-eastern French Alps*. Geomorphology, 105, p. 232-238.
- Fabre D., 2013. *Géologie des sols*, in Théorie et pratique de la géotechnique, Plumelle coordinateur, Éditions Le Moniteur, tome 1, chapitre 1, p. 23-82
- Fabre D., 2015. *Géologie et propriétés géotechniques du gypse et de l'anhydrite. Dissolution et gonflement*. Mines et Carrières, hors-série n°17, p. 5-14
- Giafferi J-L., 1996. *L'expérience d'EDF dans le franchissement des accidents géologiques*. 26 p. Journées CEIFICI. Résolution d'incidents de creusement de tunnels en conditions géologiques difficiles. 21-22 novembre 1996, Paris.

- Goguel J., Pachoud A., 1972. *Géologie et dynamique de l'écroulement du Mont Granier dans le massif de la Chartreuse en 1248*. Bull. BRGM, 2^e série, Section III, n° 1, p. 29-38
- Heard H.C., Rubey W.W., 1966. *Tectonic implications of gypsum dehydration*, Bull. Soc. Geol. Amer., vol 77, p. 741-760
- Hingant P., Bienfait P., 1998. *Deux tunnels à l'entrée de la vallée : le tunnel d'Aiguebelle et le tunnel des Hurtières*. In Revue Travaux, n°745, L'autoroute de la Maurienne, pp 52-57
- Le Roux O., Jongmans D., Kasperski J., Schwartz S., Potherat P., Lebruc V., Lagabrielle R., Meric O., 2011. *Deep geophysical investigation of the large Séchilienne landslide (Western Alps, France) and calibration with geological data*. Engineering Geology 120, 18
- Robert A, Fabre D., 1987. *Rapport sur le gonflement*. Comité Français de Mécanique des roches. Groupe de travail « rupture en souterrain », 67 p.
- Toulemont M., 1987. *Les gypses lutétiens du Bassin de Paris : sédimentologie, karstification et conséquences géotechniques*. Thèse Doct. ès Sc., Université Paris-Sud, Rapport LCPC GT 24, 319 p.
- Toulemont M., Cailleux B., Maire J.-L., 1988. *Prévision des risques d'évolution des anciennes carrières souterraines de gypse de la région parisienne*. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., n° 158, p. 5-10

Annexe I

Ouvrages utiles à la Géologie de l'ingénieur

La liste présentée, constituée uniquement d'ouvrages en français, n'a pas l'ambition de donner une vue d'ensemble des ouvrages de Géologie de l'ingénieur et de l'environnement.

C'est une liste rassemblant des ouvrages ayant parfois un caractère historique pour la Géologie de l'ingénieur en France, des ouvrages à caractère général sur la Géologie de l'ingénieur, des ouvrages de géologie, de géotechnique, d'hydrogéologie, de géophysique, des guides techniques sur des sujets intéressant la Géologie de l'ingénieur, quelques numéros spéciaux de revues.

Les ouvrages qui ne relèvent pas spécifiquement de la Géologie de l'ingénieur sont présentés (mais d'autres ouvrages, analogues, auraient pu être choisis) pour témoigner de la nécessité d'embrasser largement les différentes composantes de notre environnement pour traiter de Géologie de l'ingénieur.

AFTES (Association Française de Travaux en Souterrain), 2003, *Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains*. GT1R1F1, Tunnels et Ouvrages Souterrains n° 177, mai-juin 2003, pp. 138-186

AFTES, 2012, *Recommandation sur la caractérisation des incertitudes et des risques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques*. GT 32.R2F1, Tunnels et Espace Souterrain n° 232, juillet-août 2012, pp. 274-314

Antoine P, Fabre D, 1980, *Géologie appliquée au génie civil*, 291p, Masson

Arnould M, 1968, *Origine, formation et distribution des sols en France et en Europe occidentale*, 51p, in G. A. Leonards, *Les Fondations*, Edition française, Dunod.

Arquié G, Tourenq C, 1990, *Granulats : géologie, ressources, législation, environnement, élaboration, matériels, essais, contrôle*. Presses des Ponts et Chaussées, 717 p

Astier J-L, 1971, *Géophysique appliquée à l'hydrogéologie*, 277p, Masson et Cie Éditeurs

Aubouin J, 1967 à 1979, *Précis de géologie* (3 vol.), en coll. avec R Brousse et J-P Lehman, Ed Dunod

- Besson L, 2005, *Les risques naturels. De la connaissance pratique à la gestion administrative*, 591p, Techni-Cités
- Bles J-L, Feuga B, 1981, *La fracturation des roches*, 124 p, Manuels et méthodes BRGM n° 1
- Bourbié T, Coussy O, Zinszner B, 1986, *Acoustique des milieux poreux*, Éditions Technip. (Voir aussi Zinszner B, Pellerin F-M, 2007, *A Géoscientist's Guide to Petrophysics*, 384p, IFP Publications, Éditions Technip)
- Bouvard-Lecoanet A, Colombet G, Esteulle F, 1992, *Ouvrages souterrains*, 286p, 2^e édition, Presses des Ponts
- BRGM, 2004. *La géothermie*, 44p. Collection Les enjeux des géosciences
- BRGM, 2006. *L'après-mine en France*, 48p. Collection Les enjeux des géosciences
- BRGM, 2007. *Capter et stocker le CO2 dans le sous-sol*, 64p. Collection Les enjeux des géosciences
- BRGM, 2008. *Le risque sismique en France*, 64p. Collection Les enjeux des géosciences
- BRGM, 2009. *Les eaux souterraines en France*, 56p. Collection Les enjeux des géosciences
- Calembert L, Pel J, 1969, *Introduction à la géologie de l'ingénieur*, 292p, Université de Liège, Editions Derouaux
- Cambefort H, 1971, *Géotechnique de l'ingénieur et reconnaissance des sols*, 345p, Éditions Eyrolles
- Campy M, Macaire J-J, 1989, *Géologie des formations superficielles*, 433p, Masson
- Clément A et Thomas G (coord.), 2001, *Atlas du Paris souterrain*, 200p, Editions Parigramme
- Castany G, 1982, *Principes et méthodes de l'hydrogéologie*, 238p, Dunod
- CETU (Centre d'Études des Tunnels), 1998, *Dossier pilote des tunnels. Génie civil. Sections 1 à 8. En particulier, section 2 : Géologie – Hydrogéologie – Géotechnique*, 31p et annexes
- CFGI et BRGM, 2005, *Géologie et ouvrages linéaires – Geology and linear infrastructures*, 298p et CD, Symposium international, Brgm Éditions
- Cojean R, Audiguier M (coord.), 2011, *Géologie de l'ingénieur – Engineering geology. Hommage à la mémoire de Marcel Arnould*, 387p, Les Presses des Mines
- Daniel J-Y (coord.), Brahic A, Hoffert M, Maury R, Schaaf A, Tardy M, 2014, *Sciences de la Terre et de l'Univers*, 791p, Vuibert

- Debelmas J, 1974, *Géologie de la France*, Vol 1 : *Vieux massifs et grands bassins sédimentaires*, pp 1-294 ; Vol 2 : *Les chaînes plissées du cycle alpin et leur avant-pays*, pp 295-544, Doin Editeurs
- Delage P, Habib P, De Gennaro V (coord.), 2000, *La sécurité des grands ouvrages – Hommage à Pierre Londe*, 222p, Presses des Ponts et Chaussées
- Dercourt J, Paquet J, Thomas P, Langlois C, 2006, *Objets, méthodes et modèles*, 544p, 12^{ème} édition, Dunod
- Dubois J, Diament M, Cogné J-P, Mocquet A, 2016, *Géophysique*, 264p, 5^{ème} édition, Dunod
- Duffaut P (coord.), 2004, *Manuel de mécanique des roches, Tome 2 : les applications*, 459p, Les Presses des Mines
- Durville J-L, Héraud H, 1995, *Description des roches et des massifs rocheux*, C 352, 12p, Les Techniques de l'Ingénieur, traité Construction
- Durville J-L, Pothérat P, 1997, *Géologie*, C 204, 15p, Les Techniques de l'Ingénieur, traité Construction
- Faisantieu D, 2013, *Prévention des désordres liés au sol dans la construction*, 173p, Eyrolles
- Filliat G (coord.), 1981, *La pratique des sols et fondations*, 1392p, Éditions du Moniteur
- Flageollet J-C, 1989, *Les mouvements de terrain et leur prévention*, 224p, Masson
- Foucault A, Raoult J-F, Cecca F, Platevoet B, 2014, *Dictionnaire de Géologie*, 396p, 8^{ème} édition, Dunod
- Gely J-P, Hanot F (coord.), 2014, *Le Bassin parisien. Un nouveau regard sur la géologie*, 229p, AGBP et BRGM Éditions
- Géologues (Revue officielle de la Société Géologique de France, Géosciences appliquées), 2014, *Risques naturels : retours d'expérience sur la prévention, la gestion et les catastrophes*, 110p, n° spécial 182
- Géologues, 2015, *Risques d'inondation et littoraux*, 110p, n° spécial 184
- Géologues, 2016, *Les méthodes géotechniques employées dans les aménagements et constructions*, 110p, n° spécial 188
- Géologues, 2018, *Les stockages souterrains*, 110p, n° spécial 196
- Gili E, Mangan C, Mudry J, 2004, *Hydrogéologie. Objets, méthodes, applications*, 303p, Dunod
- Goguel J, 1967, *Application de la géologie aux travaux de l'ingénieur*, 374p, Masson

- Gignoux M, Barbier R, 1955, *Géologie des barrages et des aménagements hydrauliques*, 343p, Masson et Cie Éditeurs
- Guéguen Y, Palciauskas, 1992, *Introduction à la physique des roches*, 299p, Hermann
- IFSTTAR, 2014, *Le diagnostic de stabilité des carrières souterraines abandonnées. Guide méthodologique*, 105p
- IFSTTAR, 2016, *Prise en compte du paysage dans les protections contre les chutes de matériaux rocheux*, 195p
- IFSTTAR, 2017, *Techniques et méthodes. Surveillance des pentes et des falaises instables. Conception et mise en œuvre des dispositifs de mesure. Acquisition et traitement de l'information*, 174p
- Jebrak M, Marcoux E, 2008, *Géologie des ressources minérales*, 667p, Éditions Géologie Québec
- Landry B, Mercier M, 1992, *Notions de géologie*, 565p, 3^{ème} édition, Modulo Éditeur
- LCPC, 1969, *Le Calcaire de Saint-Ouen*, 122p, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., Numéro spécial M
- LCPC, 1973, *Le Calcaire de Beauce*, 222p, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., Numéro spécial U
- LCPC, 1973, *La craie*, 190p, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., Numéro spécial V
- LCPC, 1976, *Stabilité des talus. Tome 1 : Versants naturels, 188p, Tome 2 : Déblais et remblais, 194p*, Bull. Liaison Labo. P. et Ch.
- LCPC, 1977, *Granulats. Ressources et prospection de gisements*, 242p, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., Numéro spécial IV
- LCPC, 1994, *Surveillance des pentes instables, Guide technique*, 125p, Collection Techniques et méthodes
- LCPC, 1998, *Stabilisation des glissements de terrain. Guide technique*, 97p, Collection Techniques et méthodes
- LCPC, 1999, *L'utilisation de la photo-interprétation dans l'établissement des plans de prévention des risques liés aux mouvements de terrain, Guide technique*, 128p, Collection Environnement, les risques naturels
- LCPC et CFGI, 2000, *Caractérisation et cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain, Guide technique*, 91p, Collection Environnement, les risques naturels
- LCPC, 2002, *Évaluation des aléas liés aux cavités souterraines. Guide technique*, 130p, Collection Environnement, les risques naturels

- LCPC, 2004, *Détection des cavités souterraines par méthodes géophysiques, Guide technique*. 170p, Collection Techniques et méthodes
- LCPC, 2004, *Les études spécifiques d'aléa lié aux éboulements rocheux. Guide technique*, 86p, Collection Environnement, les risques naturels
- LCPC, 2008, *Les marnières de Haute-Normandie : méthodologies d'étude et de prévention. Guide technique*. 112p, Collection Techniques et méthodes
- LCPC, 2010, *Prévention et stabilisation des glissements de terrain. Guide technique*, 161p, Collection Environnement, les risques naturels
- Lestuzzi P, Badoux M, 2008, *Génie parasismique*, 327p, Presses polytechniques et universitaires romandes
- Letourneur J, Michel R, 1971, *Géologie du génie civil*, 728p, Armand Colin
- Levêque P-C, 1984, *Géologie appliquée*, Lavoisier
- Madariaga R, Perrier G, 1991, *Les tremblements de terre*, 211p, Presses du CNRS
- Magnin O, Bertrand Y, 2005, *Guide sismique réfraction*, 91p, LCPC et AGAP
- Martin P, 2010, *Géologie appliquée au BTP*, 357p, Eyrolles
- Mattauer M, 1973, *Les déformations des matériaux de l'écorce terrestre*, 493p, Hermann
- Mattauer M, 1998, *Ce que disent les pierres*, 144p, Pour la Science
- McHarg Ian L, 1980, *Composer avec la nature (Design with nature)*, édition française, avec une contribution de Falque M, 184p, Cahiers de l'IAURIF, N°58-59 (1995, *Design with nature*, 25^{ème} édition en anglais, Wiley)
- Mériaux P, Royet P, Folton C, 2004, *Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations*, 199p, Cemagref Éditions
- Meyer de Stadelhofen C, 1991, *Applications de la géophysique aux recherches d'eau*, 183p, Technique et Documentation, Lavoisier
- Michel F, 2005, *Roches et paysages*, 255p, BRGM Éditions, Belin
- Michel F, 2008, *Le tour de France d'un géologue*, 384p, BRGM Éditions, Delachaux et Niestlé
- Millot G, 1964, *Géologie des argiles*, 499p, Masson et Cie Éditeurs
- Mongereau N., 2005, *Géologie du Grand Lyon*, 159p, Éditions de la Communauté urbaine du Grand Lyon. 159 p.

- Monnier G, *Hydrogéologie et constructions*, 500p, Les Presses des Ponts
- Mouroux P, Margron P, Pinte J-C, 1988, *La construction économique sur sols gonflants*, 125p, Collection Manuels et Méthodes, n° 14, BRGM Editeur
- Panet M (coord.), 1976, *La mécanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil*, 235p, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées
- Parriaud A, 2006, *Géologie. Bases pour l'ingénieur*, 517p, Presses polytechniques et universitaires romandes. 2009, 2^{ème} édition revue et augmentée
- Philip H, Bousquet L-C, Masson F, 2007, *Séismes et risques sismiques. Approche sismotectonique*, 340p, Dunod
- Philipponnat G, Hubert B, 2016, *Fondations et ouvrages en terre*, 548p, Eyrolles
- Plumelle C (coord.), 2017, *Théorie et pratique de la géotechnique*, 1018p, 2^{ème} édition, Éditions du Moniteur
- Pomerol C, 1973 à 1977, *Stratigraphie et Paléogéographie*. Vol. 1 : Ère cénozoïque (Tertiaire et Quaternaire), 269p ; Vol. 2 : Ère mésozoïque, 382p ; Vol 3 : Précambrien, Ère paléozoïque (en coll. avec C. Babin), 428p, Doin Editeurs
- Raguin E, 1934, *Géologie appliquée*, 403p, Masson et Cie Éditeurs
- Rat M (coord.), 1982, *Reconnaissance géologique et géotechnique des tracés de routes et autoroutes*, 111p, LCPC
- Reiffsteck P, Lossy D, Benoît J, 2012, *Forages, sondages et essais in situ géotechniques*, 796p, Presses des Ponts
- Renard M, Lagabrielle Y, Martin E, De Rafelis Saint Sauveur M, 2018, *Éléments de géologie*, 16^{ème} édition du « Pomerol », 1152p, Dunod
- RFG (Revue Française de Géotechnique), 2001, *Mouvements de versants*, 190p, N° spécial 95-96
- RFG, 2007, *La sécheresse géotechnique*, 227p, N° spécial 120-121
- RFG, 2010, *Retours d'expérience sur des événements catastrophiques à caractère géologique et géotechnique en Europe*, 146p, N° spécial 131-132
- Robert C, Bousquet R, 2013, *Géosciences. La dynamique du système Terre*, 1159p, Belin
- Roubault M, 1970, *Peut-on prévoir les catastrophes naturelles ?*, 175p, PUF

Roux J-C (coord.), 2006, *Aquifères et eaux souterraines en France*, Tomes 1 et 2, 944p, BRGM Éditions

Scanvic J-Y, 1993, *Téledétection aérospatiale et informations géologiques*, 282p, BRGM Éditions

SGF, 1990, *Les fondations des grands ouvrages*, Mémoire N°157, 364p, Vol. compl. 112p, Société Géologique de France

Annexe II

Bilan des activités du CFGI depuis 1968

Une synthèse des activités du CFGI depuis 1968 a été présentée en deuxième partie de cet ouvrage. Le détail de celles-ci est donné dans cette annexe.

Thèmes des séances techniques, colloques, symposiums

1968

- Octobre : Les cavités souterraines en France.
- Décembre : Les matériaux alluvionnaires.

1969

- Avril : Géologie et urbanisme ; les cartes géotechniques.
- Juin : Travaux portuaires et matériaux en mer.
- Octobre : Les diagraphies dans les travaux publics.
- Décembre : Ouvrages souterrains en région parisienne.

1970

- Février : Procédés d'étanchement et de consolidation par injections.
- Avril : Procédés d'investigation *in situ* dans les sondages.
- Octobre : Explosions nucléaires et génie civil.
- Décembre : Cartes géotechniques.

1971

- Février : Classification des roches pour le percement des tunnels.
- Avril : Géologie routière.
- Mai : Géologie et environnement : déchets, traitements, choix des terrains pour décharges.
- 4, 5 et 6 octobre : Symposium sur la fissuration des roches, avec la Société Internationale de Mécanique des Roches, Nancy.
- Décembre : Altérabilité des roches.

1972

- Février : Glissements de terrain.
- Juin : Granulats légers.

- Avril : Géothermie.
- Octobre : Vases et marnes.
- Décembre : Géologie des barrages de faible hauteur et de leurs retenues.

1973

- Février : Forages de reconnaissance.
- Avril : Les travaux maritimes et la défense des côtes.
- Juin: Les plans d'occupation des sols (POS) et l'urbanisme.
- 25, 26 et 27 octobre : Symposium « Sol et sous-sol et sécurité des constructions », Cannes.
- Décembre : Les banques de données géotechniques.

1974

- Février : Hydro-géotechnique.
- Juin : Travaux souterrains.
- Novembre : Analyses des causes géologiques de comportements défectueux de certains barrages.
- Décembre : Matériaux de roches dures concassées.

1975

- Février : Problèmes énergie-aménagement-environnement.
- Juin : Réutilisation et réaménagement des carrières.
- 6, 7 et 8 octobre : Colloque « La géologie et la géotechnique urbaine », Bruxelles.
- Octobre : Amélioration des sols.
- Décembre : Problèmes de dispersion en géotechnique (Séance jumelée avec les journées nationales géotechniques, CFMR, CFMS, CFGI).

1976

- Février : Carte des risques ZERMOSS.
- Juin : Télédétection.
- Octobre : Méthodes de détection, mesures et alerte des mouvements du sol et du sous-sol.
- Décembre : Dossiers d'impacts sur l'environnement.

1977

- Janvier : Eau, sols et constructions (séance conjointe avec le BRGM).
- Février : Détection des cavités souterraines.
- Juin : Les aménagements hydro-agricoles.
- Octobre : Stockages souterrains.
- Décembre : Travaux portuaires et maritimes.

1978

- Février : Travaux souterrains urbains.
- Juin : Problèmes d'inventaires de matériaux.
- Octobre : Résultats du Congrès AIGI de Madrid.
- Décembre : Cartographie géotechnique.

1979

- Février : Les barrages.
- Avril : Les matériaux industriels.
- Octobre : Méthodes nouvelles de reconnaissance par forages.
- Décembre : Photographie aérienne oblique et applications.

1980

- Janvier : Sites de centrales nucléaires.
- Mars : Géologie de l'ingénieur et Quaternaire (séance commune avec la SGF et l'Association Française pour l'Étude du Quaternaire). Thèmes : cartographie, litho-stratigraphie, propriétés géotechniques, études de cas.
- Octobre : Principaux résultats du congrès de Paris 1980.
- Décembre : Utilisation thermique des aquifères peu profonds.

1981

- Janvier : tracés routiers et ferroviaires.
- 12, 13 et 14 mars : Journées communes CFMR, CFMS, CFGI « Géotechnique et environnement ». Thèmes : environnement, conception et exécution des ouvrages, géotechnique et vibrations, mouvements de terrain.
- Mai : Recherches récentes en Géologie de l'ingénieur.
- Octobre : Assainissement autonome ou individuel.
- Décembre : Géotechnique et travaux off shore.

1982

- Février : Stabilité des grands talus rocheux (mines et grandes tranchées).
- Juin : Conception des reconnaissances géologiques et géotechniques dans la construction.
- Octobre : Responsabilités dans les reconnaissances géologiques et géotechniques pour la construction.
- Décembre : Résultats de recherches récentes dans le domaine de la géologie de l'ingénieur.

1983

- Février : Compte-rendu du congrès de New-Delhi. Études géotechniques de site de centrales nucléaires dans la craie.

- Avril : Risques sismiques.
- 18 et 20 mai 1983 : Symposium international « Reconnaissance des sols et des roches par essais en place ». CFGI, CFMR, CFMS.
- Octobre : Impact des matières en suspension sur les ouvrages hydrauliques.
- Décembre : Stabilité des pentes en conditions littorales. Aspects géologiques du glissement du Port de Nice.

1984

- Mars : Prévention, prévision et conséquences des remontées de nappes aquifères.
- 21 et 23 mai : Symposium international sur les granulats (Bull. Eng. Geol. N° 29 et 30).
- Octobre : Télédétection.

1985

- Janvier : Les matériaux ultramarins : latérites, tufs, sables coralliens.
- Mars : Latérites.
- Octobre : Présentation des grands chantiers vus sous l'angle de la géologie de l'ingénieur (autoroute A86, station RER St-Michel).
- Décembre : Stabilité des carrières souterraines.

1986

- Janvier : Constructions en terre.
- Mars : Stockage des déchets industriels et urbains.
- Décembre : Mouvements de terrain de grande ampleur.

1987

- Janvier : Recherches récentes dans le domaine de la géologie de l'ingénieur.
- Mars : Grands travaux en région parisienne.
- Octobre : Aménagements urbains (Parc de la Villette, Palais Royal de Médiéne).

1988

- Janvier : Pétrographie appliquée.
- Mars : Plans d'exposition aux risques.
- Octobre : Les barrages-réservoirs du bassin de la Seine.

1989

- 16 mars : 20e anniversaire du CFGI. Salle Médicis au Sénat. Journée présidée par Alain Poher, Président du Sénat et Jacques Lévy, directeur de l'École Nationale Supérieure des Mines de Paris. Auditoire : 200 personnes.
- Juin : Les glissements de terrain sur le versant oriental des montagnes rocheuses canadiennes.
- 19 octobre : Séance commune CFGI-CFMR-CFMS. Thèmes : Injection des massifs rocheux. Résultats de 25 années d'observation du glissement du Friolin en Tarentaise.
- Décembre : Hydrologie et grands travaux.

1990

- Mars : Quaternaire et Géologie de l'ingénieur.

1991

- Janvier : Sécheresse, terrains argileux et fondations.
- Juin : Caractéristiques géologiques et géotechniques de deux grands projets souterrains parisiens (RATP-Météor et SNCF-Éole).
- Avril : L'érosion des sols en montagne.
- Décembre : Nouvelles recherches en géologie de l'ingénieur.

1992

- Février : Injections, traitements de sols et pollutions.
- Octobre : Films géotechniques : carrières souterraines de la région parisienne ; galerie de rejet en mer de la centrale nucléaire de Penly ; galerie d'amenée du barrage de Grand'Maison ; prolongement de la ligne RER A entre Torcy et Chessy ; traversée sous-fluviale de la Marne par l'autoroute A86.

1993

- Janvier : Séismes et glissements.
- Avril : Les risques d'érosion marine et leur prévention.
- Du 8 au 11 juin : Symposium international « Géoconfine » (Géologie et confinement des déchets toxiques) à Montpellier.
- Octobre : Sciences de la Terre et archéologie.

1994

- Mars : Environnement et géologie de l'ingénieur : absorption et transfert de polluants.
- Octobre : Hydrogéologie de génie civil et grands travaux.
- Décembre : Mines et carrières à ciel ouvert et Géologie de l'ingénieur.

1995

- Février : L'industrie de la pierre en France.
- Avril : Carrières souterraines abandonnées – Risques et prévention.
- Octobre : Géologie des grands tunnels alpins en projet.
- Décembre : Pathologie des ouvrages anciens.

1996

- Février : La filière des granulats dans le recyclage.
- Avril : Séance commune CFGI-CFMR. Reconnaissance pour les ouvrages de génie civil.
- Octobre : Télédétection et photo-interprétation.
- Décembre : Géomatique et Géologie de l'Ingénieur.

1997

- Février : Reconnaissance et diagnostic de pollution des sols.
- Mars : Exposés des candidats sélectionnés pour le prix Jean Goguel.
- Mai : Ouvrages de génie civil et conditions géologiques exceptionnelles.
- Octobre : Fondations des grands ouvrages d'art.
- Novembre : Néotectonique et génie civil.

1998

- Janvier : Séance commune CFGI-CFMR-CFMS. Renforcements et confortements.
- Mars : Quatenaire.
- Octobre : Préparation du colloque G2C : « le risque et le génie civil ».
- Décembre : Constructions et ouvrages en site karstique.

1999

- Février : Mouvements de terrains.
- Mars : Exposés des candidats sélectionnés pour le prix Jean Goguel.
- Avril : Séance commune CFGI-CFMR-CFMS. Aspects sismiques et dynamiques en géotechnique (Strasbourg).
- Octobre : Modélisations 3D.
- Décembre : Réaménagement de carrières.

2000

- Janvier : Environnement, pollution et dépollution du milieu souterrain.
- Mars : Séance commune CFGI-SIM. Affaissements miniers.
- Mars : Séance commune CFGI-CFMR-CFMS. Travaux en site urbain.
- Octobre : Géologie et barrages anciens.
- Octobre 2000 : Hommage à Pierre Londe. La sécurité des grands ouvrages.
- Novembre : Séance commune CFGI-UFG-AGAP-AIH-SGF. La mesure en sciences de la Terre et sa représentativité.
- Novembre : Colloque G2C : Risque et Génie Civil. Paris.
- Décembre : Séance commune CFGI-AFTES-CFGB-CFMR-CFMS. Jubilé Pierre Duffaut. Mécanique des roches et génie géologique ; reconnaissance du tunnel TGV Lyon Turin par forages dirigés.

2001

- Janvier : Géologie de l'ingénieur et littoral.
- Mars : Séance commune CFGI-CFMR-CFMS. Risques naturels en montagne.
- Juin : Exposés des candidats sélectionnés pour le prix Jean Goguel.
- Septembre : Sujets libres. Glissement de Féternes ; Exhaure du bassin minier Nord Pas-de-Calais et régime des eaux souterraines et superficielles ; Effondrements dans le gypse à l'aplomb de travaux miniers.
- Novembre : Séance commune CFGI-AFPS. Géologie et risque sismique.

2002

- Janvier : Remontée des nappes et risques induits.
- Mars : Autoroute A86 : contraintes géologiques et incidence sur les travaux.
- Octobre : JNGG Nancy. « Optimisation de l'insertion des ouvrages dans le sol et le sous-sol ».
- Décembre : Séance commune CFGI-SIM. L'eau, les activités extractives et le génie civil : coopération ou confrontation ?

2003

- Janvier : Sols sensibles à l'eau. Retours d'expérience.
- Mars : Méthodes de stabilisation de versants instables.
- Juin : Exposés des candidats sélectionnés pour le prix Jean Goguel.
- Décembre : PPR Mouvements de terrain et cartographie.

2004

- Janvier : séance commune AFTES-CFGI-CFMR. Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains.
- Mars : Situations géologiques exceptionnelles.
- Juin : JNGG. Lille. « Géotechnique et aménagement : friches industrielles, côtes et après-mine ».
- Octobre : Séance commune CFGI-CFH. Contribution de l'hydrogéologie à la géologie de l'ingénieur.
- Décembre : Formations superficielles.

2005

- Janvier : Géophysique et Géologie de l'ingénieur.
- Mars : Pérennité des systèmes de drainage.
- Du 23 au 25 mai : Symposium international « Géoline » (Géologie et ouvrages linéaires) à Lyon.
- Novembre : Risques naturels, surveillance et alerte.
- Décembre : Exposés des candidats sélectionnés pour le prix Jean Goguel.

2006

- Janvier : Séance commune CFGI-SIM. Le végétal, un outil pour les mines, les carrières, les infrastructures et les sites industriels.
- Février : Séance commune CFGI-CFBR-CFMR-CFMS. Les enrochements.
- Mars : Durabilité des ouvrages de protection active et passive.
- Juin : JNGG Lyon. « Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement ».
- Octobre : Exploitation thermique des aquifères peu profonds.
- Novembre : Stockage des déchets nucléaires.

2007

- Janvier : Séance commune CFGI-CFMS. La sécheresse géotechnique.
- Mars : Les nouveaux outils de mesures géodésique et géophysique pour l'aide au diagnostic du comportement des terrains.
- Novembre : Contextes géologiques et conception d'ouvrages.
- Décembre : Séance commune CFGI-CFMR. Zones de cisaillement et creusement d'ouvrages souterrains.

2008

- Février : Séance commune CFGI-SIM. Gisements français de minéraux industriels.
- Mars : Exposés des candidats sélectionnés pour le prix Jean Goguel.
- Mars : La planète Mars : géomorphologie et mouvements de terrain ; Résultats des récentes explorations martiennes.
- Juin : JNGG Nantes. « Insertion des grands ouvrages dans leur environnement ».
- Octobre : Changement climatique et littoral.
- Décembre : Mouvements lents et génie civil.

2009

- Février : L'apport du géologue dans la gestion des sites et sols pollués.
- Mars : Durabilité des pierres et des bétons.
- Octobre : Séance commune CFGI-CFMR. Retours d'expériences sur des événements catastrophiques à caractère géologique et géotechnique en Europe : barrage de Malpasset, tunnel de Vierzy, tunnel Météor, coulée du plateau d'Assy, mines de charbon de Gardanne.
- Décembre : Changement climatique et montagne.

2010

- Février : Séance commune CFGI-CFH. L'apport des géologues et des hydrogéologues dans la gestion des sites et sols pollués.
- Avril : Retours d'expériences : creusement de la galerie de Salazie amont (La Réunion) ; Séisme de Wenchuan et glissements de terrain au Sichuan (Chine).
- Mai : Exposés des candidats sélectionnés pour le prix Jean Goguel.
- Juin 2010 : JNGG Grenoble. « Infrastructures, développement durable et énergies ».
- Octobre : Apport du géologue dans la bonne conception environnementale des projets de construction.

2011

- Janvier : Séance commune SIM-CFGI : Constructibilité au droit des sites sous-minés, aspects techniques et réglementaires.
- Janvier : Les digues fluviales et maritimes, aléas et risques.
- Mars : Cartographies d'aléa et applications.

- Mai : Grands sites industriels. Sites et sols pollués. Ancien site Renault.
- Octobre : Journée scientifique internationale en hommage à Marcel Arnould.
- Décembre : Géologie des grands projets de demain.

2012

- Mars : Séance commune CFGI-CFMR-GFEE-SIM : Énergie explosive et massif rocheux : maîtrise des vibrations et endommagements.
- Mai : Exposés des candidats sélectionnés pour le prix Jean Goguel.
- Juin : JNGG Bordeaux. « Espaces urbains, ruraux, souterrains et littoraux ».
- Octobre : Télédétection et Interférométrie (DinSAR, PSI) et Géologie de l'ingénieur. Quelques applications.
- Novembre : Formations profondes du bassin de Paris et Géologie de l'Ingénieur.

2013

- Janvier : Instabilités et travaux en haute montagne.
- Mai : Plaines alluviales et vallées alpines. Géologie de l'Ingénieur et aménagements.
- Mai : Séance commune CFGI-SGF-CNAM (Rencontres Géosciences). Le sous-sol parisien : carrières, métros et projets Grand Paris.
- Octobre : Stockage des déchets.

2014

- Février : Risque littoral et tsunamis.
- Mai : Exposés des candidats sélectionnés pour le prix Jean Goguel.
- Juillet : JNGG Beauvais. « Observer, modéliser, décider ».
- Octobre : Gypse et anhydrite, géologie, exploitation et risques naturels. Cormeilles-en-Parisis.
- Décembre : Séance commune CFGI-AFPS sur la caractérisation de l'aléa sismique et les failles actives.

2015

- Mars : Chantiers linéaires et souterrains en site urbain.
- Mai : Géothermie de minime importance.
- Septembre : Géologie, géophysique et archéologie.
- Novembre : Séance commune CFGI-SGF-CNAM-Mines ParisTech (Rencontres Géosciences). « Risques géologiques et géomécaniques ».
- Décembre : Séance commune CFGI-IFSTTAR-CEREMA. Rencontres sur le risque rocheux.
- Décembre : Génie civil et aménagement en zone de substratum profond.

2016

- Janvier : Amiante et Géologie de l'ingénieur.

- Mars : Séance commune CFGI-CFMS. Géologie et retours d'expérience lors des grands travaux.
- Mai : Exposés des candidats sélectionnés pour le prix Jean Goguel.
- Juillet : JNGG Nancy. « Analyser, concevoir et aménager dans la durée ».
- Novembre : Séance commune CFGI-CFMR. Stockage d'énergie en milieu géologique.

2017

- Février : Géologie et géotechnique off-shore.
- Mars : Géologie de l'ingénieur et retours d'expériences lors de grands travaux.
- Juin : Mesures et instrumentations des phénomènes naturels.
- Septembre : Littoral et aménagements.

2018

- Mars : Géologie de l'ingénieur et grands travaux.
- Mai : Exposés des candidats sélectionnés pour le prix Jean Goguel.
- Juin : JNGG Marne-la-Vallée. « Ressources et aménagements, quelles limites ? ».

Journées techniques régionales

- Avril 1974 : Nord-Pas-de-Calais et Belgique.
- Avril 1975 : Aix, Marseille et Fos.
- Avril 1976 : Picardie. Géologie et géotechnique de la craie.
- Avril 1978 : Strasbourg. Problèmes liés au sous-sol alluvionnaire de la plaine rhénane.
- Juin 1979 : Grenoble. Cartographies géotechniques, études géotechniques régionales, problèmes de glissements.
- Mai 1980 : Nantes. Problèmes liés à l'exploitation des sables de Loire et problèmes liés aux aménagements littoraux.
- Mai 1985 : Montpellier. Captage du Lez (alimentation en eau de Montpellier) ; visite de la mine d'uranium COGEMA de Lodève ; Travaux sur la N9 au nord de Montpellier.
- Mai 1986 : Annecy. Visite des travaux du CERN ; visite des travaux de l'autoroute A40 (franchissement de la Cluse de Nantua).
- Juin 1987 : Biarritz et Pau. Problèmes côtiers ; glissement des Eaux Bonnes ; mine de lignite d'Arjuzanx.
- Juin 1988 : Boulogne. Le tunnel sous la Manche.
- Juin 1990 : Bretagne. Ifremer (Brest) ; Enrochements maritimes, littoraux et portuaires.
- Octobre 1990 : Pontoise. Utilisation d'une ancienne carrière souterraine de Calcaire lutétien.
- Juin 1992 : Les Alpes. Problèmes géotechniques pour des aménagements réalisés (Jeux Olympiques) en Tarentaise et en Maurienne.
- Janvier 1994 : Grenoble. L'eau, élément aggravant des phénomènes naturels, dommages en montagne.

- Juin 1994 : Région parisienne. Urbanisme souterrain et grands travaux.
- Juin 1995: Anjou. Matériaux exploités et leur utilisation ; vides souterrains.
- Juin 1996 : Chambéry. Travaux autoroutiers en Maurienne ; versant instable de Séchilienne ; glissement du Billan et barrage de Grand'Maison.
- Mai 1998 : Paris. Carrières souterraines en site urbain.
- Mai 1999 : Tarn et Aveyron. Caves de Roquefort ; viaducs de Millau, de Verrières et du Viaur ; site de Carmaux.
- Mai 2000 : Metz. Affaissements miniers en Lorraine.
- Mai 2001 : Provence. Effondrement de Barjemon ; site du Barrage de Malpasset ; carrière d'estérellite des Caous ; versant instable de La Clapière.
- Mai 2002 : Nord Pas-de-Calais. Évolution et instabilités du littoral entre Sangatte et la baie d'Authie ; Problèmes liés à l'exploitation des carrières du Boulonnais.
- Octobre 2005 : Normandie. Marnières de Haute-Normandie.
- Mai 2006 : Toulouse. Géologie et dépollution des sols ; visite du site AZF ; visite du site de Salsigne.
- Juin 2007 : Basse-Normandie. Glissements de terrain sur la côte, visite des carrières souterraines abandonnées, carrières de granulats.
- Juin 2008 : Picardie. Visite des carrières souterraines de Laon.
- Mai 2010 : Bayeux. Falaises de Port-en-Bessin ; chantier de la Pointe du Hoc.
- Décembre 2010 : Meudon. Visite de la carrière souterraine de craie des Montalets.
- Juin 2011 : Pyrénées Orientales. Tunnel LGV du Perthus (ligne Perpignan-Figueras), paysage géologique du Castelnou ; orgues de l'Ill sur Têt ; site minier d'Escaro.
- Mars 2012 : Lille. Polytech Lille. Grand Stade Lille Métropole.
- Septembre 2013 : Vallée de la Rance et Baie du Mont-Saint-Michel. PPRI de Saint-Malo ; barrage marémoteur de la Rance ; réaménagement du Mont-Saint-Michel ; la baie : du Mont-Saint-Michel à Tombelaine.
- Décembre 2013 : Journées régionales franco-belges à Lille et Mons. Cavités souterraines et karst ; carrière de la Malogne.
- Septembre 2016 : Reims. Crayères de Champagne et montagne de Reims.
- Février 2018 : Journées régionales franco-belges à Mons. L'après-mine : gestion passée et actuelle, perspectives d'avenir.

Visites de chantiers

- Avril 1977 : Bordeaux. Visite du chantier de la centrale de Blayais et excursion en Aquitaine. Zone portuaire du Verdon.
- Octobre 1986 : Paris. Visite des travaux du Grand Louvre.
- Décembre 1987 : Région parisienne. Visite de la chambre de raccordement des émissaires Sèvres-Achères et Saint-Cloud-Nanterre, à Suresnes.

- Avril 1992 : Région parisienne. Visite de chantier, exploitation de granulats à Écuelles (Piketty).
- Juin 1997 : Marseille. Travaux TGV dans la région de Marseille ; mines de Gardanne.
- Avril 1999 : Région parisienne. Tunnel de Baillet en France (95).
- Mai 2003 : Ardennes. Terrassements de l'A34 ; centrale nucléaire de Chooz ; tunnel de Soumagne (TGV Liège Cologne).
- Octobre 2003 : Montceau-les-Mines. Études et travaux réalisés dans le cadre du dossier d'arrêt d'exploitation de la concession de Blanzey-Montceau-les-Mines.
- Avril 2004 : Château-Thierry. Études et travaux du tronçon A de la LGV Est-européenne.
- Avril 2005 : Franche-Comté. Contournement autoroutier de Besançon ; saline de Salins-les-Bains et d'Arc-et-Senans.
- Mai 2009 : Région parisienne. Visite des travaux de prolongement de la ligne 4 du métro entre Porte d'Orléans et Mairie de Montrouge.
- Juin 2009 : Besançon. Les Mercureaux et les travaux du LGV Rhin-Rhône.
- Septembre 2014 : Tours et Bordeaux. Travaux LGV Sud-Europe-Atlantique.
- Mars 2016 : Rennes. Visite des travaux du métro, ligne 2.
- Décembre 2017 : Région parisienne. Prolongement de la ligne 4 à Bagneux.

L'ouvrage *Géologie de l'ingénieur : actualité et perspectives* a été conçu et réalisé pour la Journée scientifique du 22 novembre 2018 fêtant les 50 ans d'existence du CFGI : Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement. Cet ouvrage est le fruit d'un travail collectif voulu par le Conseil du CFGI.

Une première partie réunit des textes variés : concepts de base de la Géologie de l'ingénieur, historique de la création de notre Association au sein de l'AIGI (Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement), regards vers le futur. Nos diverses activités : organisation de séances techniques nationales et de manifestations internationales, rédaction de documents techniques, organisation du prix Jean Goguel, etc. sont présentées.

Une deuxième partie rassemble des textes de Géologie de l'ingénieur illustrant notre discipline scientifique et technique : textes des conférenciers du 22 novembre, textes écrits par des membres de l'Association, spécialement pour cet ouvrage, ou récemment publiés dans des revues avec lesquelles nous avons établi une collaboration institutionnelle, textes écrits par des auteurs proches de notre discipline. Les nombreuses facettes de la Géologie de l'ingénieur et de l'environnement, discipline étroitement liée aux sciences de la Terre, mais aussi aux sciences géomécaniques et hydrogéologiques, sont ainsi illustrées dans cet ouvrage.

