



Effets prévisibles en surface et traitement de galeries minières creusées à faible profondeur dans les grès vosgiens

Alain Thoraval, Francis Wojtkowiak, Michel Metz

► To cite this version:

Alain Thoraval, Francis Wojtkowiak, Michel Metz. Effets prévisibles en surface et traitement de galeries minières creusées à faible profondeur dans les grès vosgiens. *Revue française de Géotechnique*, 2004, pp. 131-143. <ineris-00153918>

HAL Id: ineris-00153918

<https://hal-ineris.ccsd.cnrs.fr/ineris-00153918>

Submitted on 12 Jun 2007

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

EFFETS PREVISIBLES EN SURFACE ET TRAITEMENT DE GALERIES MINIERES CREUSEES A FAIBLE PROFONDEUR DANS LES GRES VOSGIENS. EXEMPLE DE LA GALERIE DE FALCK.

THORAVAL Alain¹, WOJTKOWIAK Francis¹, METZ Michel²

¹ INERIS LAEGO - Ecole Nationale Supérieure des Mines, Parc de Saurupt – F 54042 Nancy Cedex, France.
alain.thoraval@mines.inpl-nancy.fr, francis.wojtkowiak@mines.inpl-nancy.fr

² Houillères du Bassin de Lorraine, UGEPI, 2 rue de Metz – F 57802 Freyming- Merlebach Cedex, France.
michel.metz@hbl.fr

RESUME : Les conditions de stabilité des galeries creusées dans les Grès Vosgiens, modifiées à la suite d'une dégradation progressive de leur recouvrement et/ou de la mise en eau de ces galeries, ont été analysées. Les effets des instabilités potentielles induits éventuellement en surface du sol ont été également quantifiés. Dans le cas le plus défavorable, les analyses réalisées prédisent l'apparition de fontis en surface uniquement si les galeries sont très peu profondes et si les caractéristiques géomécaniques des grès et des discontinuités naturelles qui les affectent sont très faibles. Dès que la profondeur dépasse 8 mètres, la remontée de la cloche d'éboulement est bloquée avant d'atteindre la surface par l'effet de foisonnement des terrains éboulés. Les Houillères du Bassin de Lorraine s'appuient sur ces résultats pour la mise en sécurité des ouvrages d'infrastructure minière tels que l'ancienne galerie d'exhaure de FALCK réalisée au 19ème siècle.

MOTS-CLEFS : stabilité, galerie, mine, grès, remblayage.

ABSTRACT : The conditions of the stability of the drifts excavated in the Vosges sandstones, that might be modified by overburden weakening and/or flooding of drifts, have been analysed. The effects of potential instabilities on the surface level have also been quantified. In the worst case, the performed analysis predicts formation of a sinkhole at soil surface only if the drifts are very close to the surface and in case the mechanical properties of the sandstones and those of natural discontinuities are very poor. Beyond eight meters of depth, evolution of collapse arch is stopped prior to reaching soil surface, as a matter of dilatancy of collapsed strata. The "Houillères du Bassin de Lorraine" uses these results for safety assessment of the drift belonging to mining infrastructure such as old drift FALCK driven in 19th century for water seepage.

KEY-WORDS : stability, drift, mining, sandstone, backfilling.

1. Introduction

Dans le cadre de l'exploitation du gisement houiller lorrain, de nombreuses anciennes galeries ont été creusées dans la formation des Grès Vosgiens à faible profondeur.

Il a été établi que les effets prévisibles en surface dus à d'éventuelles instabilités des galeries minières excavées dans les formations du Houiller sous-jacentes, situées à des profondeurs variant de 80 à 400 m, sont extrêmement faibles (J.P Pigué, 1997). Par contre, les effets sur la stabilité des terrains de surface de la dégradation de la tenue des galeries creusées à des profondeurs plus faibles dans les Grès Vosgiens, pourraient être plus importants. A la demande de l'Unité de Gestion de l'Environnement et du Patrimoine Industriel (UGEPI) des Houillères du Bassin de Lorraine (HBL), l'INERIS a évalué et quantifié les effets prévisibles en surface induits par la dégradation à long terme de l'état de stabilité de ces galeries, cette dégradation pouvant être déclenchée ou accélérée

par leur ennoyage consécutif à l'arrêt des pompages d'exhaure minière dû à la cessation de l'exploitation.

Dans le cas où la stabilité des galeries n'est pas assurée sur le long terme, des mesures compensatoires doivent généralement être prises pour prévenir les risques liés à la présence de ces ouvrages peu profonds dans le sous-sol de régions parfois fortement urbanisées. C'est le cas notamment de l'ancienne galerie d'exhaure minière de Falck, située sur le territoire de la commune de Falck, à 2 km à l'Est du village de Hargarten-aux-Mines et 3 km au Nord du siège II de La Houve (département de la Moselle). Cette galerie a fait l'objet de travaux de traitement, également décrits dans cette communication, afin de garantir la sécurité et la salubrité publiques ainsi que les caractéristiques essentielles du milieu environnant.

2. Contextes géologique, géotechnique et minier

2.1. Cadre géographique et contexte géologique

Le bassin houiller sarro-lorrain s'étend sur une superficie d'environ 140 km de long sur 70 à 80 km de large. Il est situé, en partie, au Nord-Est du département de la Moselle, à 35 km environ à l'Est de Metz et se poursuit au-delà de la frontière allemande (Land de Sarre). Le secteur où se situent les exploitations souterraines présente très schématiquement la forme d'un triangle dont les sommets correspondent approximativement aux villes de Creutzwald au Nord, Forbach au Nord-Est et Faulquemont au Sud-Ouest (figure 1).

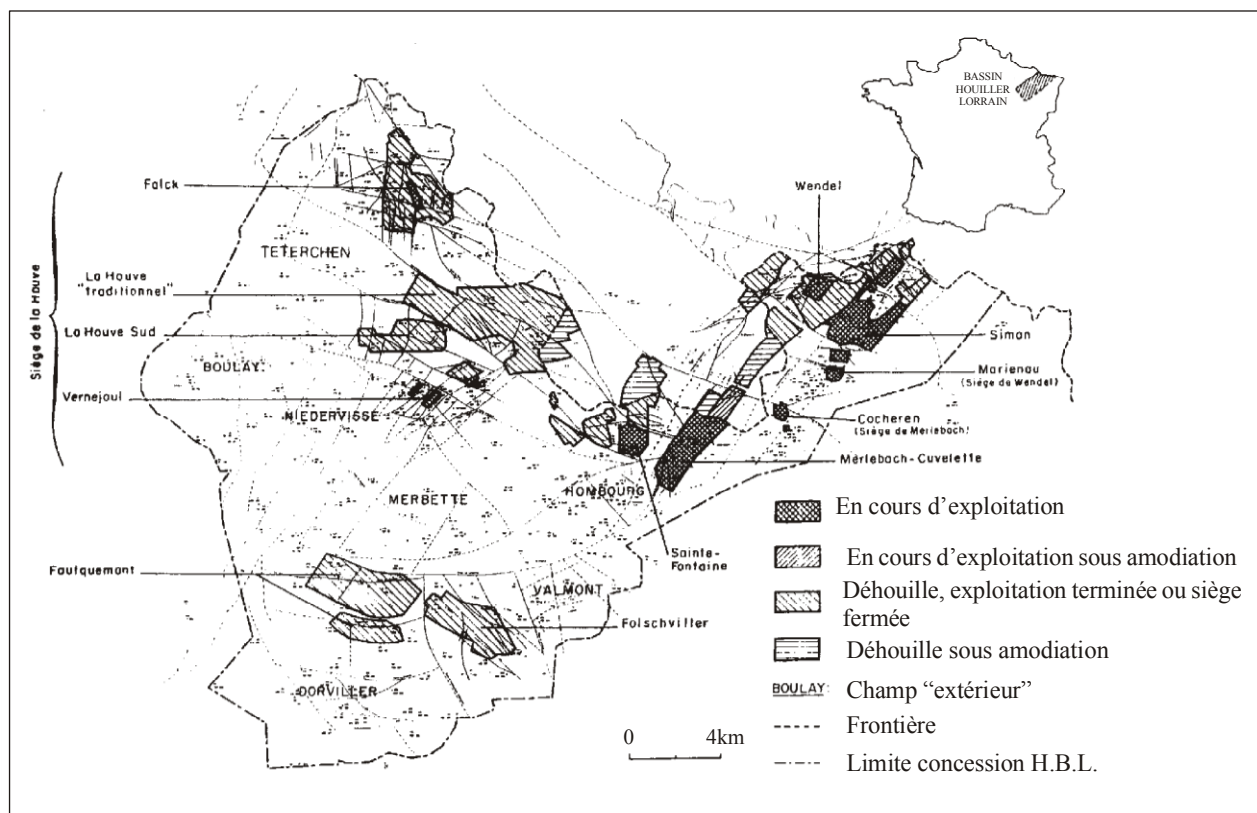


Figure 1. Situation géographique du bassin houiller lorrain

Le gisement houiller sarro-lorrain, d'âge carbonifère, est allongé entre le Hunsrück, correspondant à une partie du massif schisteux rhénan, et les Vosges. L'ensemble du gisement forme une série d'anticlinaux et de synclinaux d'orientation générale NE-SW. Le bassin lorrain constitue la partie française de ce gisement. Affleurant au Nord-Est, en Sarre, le Carbonifère s'approfondit vers le Sud-Ouest sous une couverture de morts-terrains datés du Permien supérieur (grès et conglomérats à ciment carbonaté) et du Trias.

- Le Trias inférieur, ou Buntsandstein, est une série lithostratigraphique très répandue qui se développe dans les Vosges septentrionales et s'étend jusqu'en Allemagne, dans le Palatinat et en Sarre. Elle est constituée, pour l'essentiel, de sables et de grès d'origine fluviatile. La série de grès triasiques repose généralement sur d'autres grès d'âge permien, mais peut localement être en discordance sur le socle schisto-gréseux du Carbonifère (formations du Houiller d'âge stéphanien et westphalien C). Cette série comporte, de haut en bas (figure 2) : la formation des Grès Bigarrés, d'une puissance de 40 à 50 m, elle-même constituée par les Grès à Voltzia, les Grès Intermédiaires et le Conglomérat Principal (Buntsandstein supérieur). Les Grès Bigarrés recouvrent la formation des Grès Vosgiens, d'une puissance moyenne de l'ordre de 300 m (Buntsandstein moyen).









MUSCHELKALK Supérieur		20-40m	Calcaires à Cératites Calcaires à Entroques
MUSCHELKALK Moyen		60-70m	Groupe Anhydrite Marnes grises Intacalations dolomitiques
MUSCHELKALK Inférieur		35-40m	Dolomie à Myophoria Marnes ondulées Grès coquillers
GRES BIGARRES		40-50m	Grès à Voltzia Grès intermédiaires Conglomérat principal
GRES VOSGIENS		290-300m	<i>Nappe phréatique</i>
PERMIEN		30-60m	
STEPHANINIEN		0-500m	
WESPHALIEN C		Veine 1	<i>CONGLOMERAT DE HOLTZ</i>

Figure 2. Log géologique synthétique du Trias inférieur et moyen de la région de Faulquemont

L'importante épaisseur de la formation des Grès Vosgiens explique, en partie, pourquoi elle a été très fortement exploitée dans des carrières à ciel ouvert, notamment pour la production de matériaux de remblai mis en place par voie hydraulique dans les chantiers miniers. Dans l'ensemble de la formation des Grès Vosgiens, on distingue généralement deux parties, d'une épaisseur à peu près équivalente de 150 m chacune :

- les Grès Vosgiens inférieurs encore appelés les couches de Trifels ;
- les Grès Vosgiens supérieurs encore appelés les couches de Rehberg et Trippstad.

La partie inférieure est constituée de grès riches en feldspath. La formation montre de fréquentes figures de stratification entrecroisée découpées par de nombreux chenaux. Ces dépôts, conglomératiques à la base, reposent sur les Grès d'Annweiler (Buntsandstein inférieur).

Les formations du Buntsandstein (Trias inférieur), à dominante gréseuse et conglomératique sont, en général, directement surmontées par les séries carbonatées du Trias moyen (Muschelkalk), d'une épaisseur globale variant de 100 à 150 m, et représentées successivement par : la série des Calcaires à Cératites et des Calcaires à Entroques (Muschelkalk supérieur) ; le Groupe de l'anhydrite et les Marnes Grises (Muschelkalk moyen) et, enfin, la Dolomie à Myophora, les Marnes ondulées et les Grès coquilliers (Muschelkalk inférieur).

Sur le plan hydrogéologique, la formation des Grès Vosgiens est très fortement aquifère puisqu'elle présente une double porosité (de pore et de fissure) avec une perméabilité globale généralement comprise entre $5 \cdot 10^{-7}$ et 10^{-6} m/s. Elle constitue un réservoir d'eau potable, souvent d'excellente qualité, fréquemment exploité par sondages. L'alimentation de cette nappe est essentiellement assurée par les précipitations, la piézométrie générale n'indiquant que peu ou pas d'alimentation par infiltration des cours d'eau. Cette piézométrie est, à l'heure actuelle, très fortement influencée par les pompages d'exhaure minière qui engendrent la formation d'entonnoirs (dépressions marquées de la surface piézométrique) et orientent les écoulements vers des points bas. L'arrêt de ces pompages d'exhaure dans les exploitations souterraines engendrera, à terme, une remontée du niveau piézométrique de la nappe des grès. A titre d'exemple, on notera, en termes d'impacts sur la nappe des grès du Trias inférieur des exploitations minières dans le secteur de Faulquemont, que l'exhaure minière a atteint un débit maximum de l'ordre de 1600 m³/heure. Le rabattement maximal de la nappe des Grès Vosgiens s'est établi à la cote + 175 m, alors que les estimations effectuées indiquent un niveau piézométrique d'origine, avant travaux miniers, s'établissant aux environs de la cote + 250 m, au toit des Grès à Voltzia. Dans ce secteur, la nappe des grès du Trias inférieur était donc vraisemblablement en charge à l'origine.

2.2. Principales caractéristiques géotechniques des Grès Vosgiens

Les Grès Vosgiens se situent sur le flanc sud du vaste anticlinal sarro-lorrain orienté NE-SW. Les études effectuées, notamment sur les grès exploités dans les carrières de Merlebach et Centrale, indiquent que le pendage n'excède que rarement une dizaine de degrés vers le SSE. Cet anticlinal est morcelé, selon les cartes géologiques du BRGM correspondant aux feuilles de Forbach et de Boulay, par deux familles de fracturation : l'une majeure et transversale à l'axe du pli, de direction générale NW-SE ; l'autre, de moindre importance, longitudinale à l'axe du pli, orientée globalement NE-SW.

L'ensemble des résultats géotechniques dont on dispose actuellement sur les Grès Vosgiens provient de plusieurs campagnes de reconnaissance effectuées ces vingt dernières années dans les carrières SIMON, CENTRALE et de MERLEBACH ainsi que pour des études d'ouvrages miniers spécifiques tels que la digue de Carling et le schistier de la carrière SIMON. Ces données nous permettent de nous faire une idée globale des caractéristiques géomécaniques des Grès Vosgiens

dans la région de Forbach en particulier. En revanche, l'origine fluviatile de ces dépôts en fait une formation aux variations latérales de faciès parfois très importantes, ce qui complique toute recherche de corrélation entre sondages.

2.2.1 Caractéristiques de cisaillement et pressiométriques

Dans le cadre de l'étude de la mise en sécurité des fronts de taille de la carrière SIMON, trois sondages d'environ 100 m de profondeur ont été réalisés à quelques mètres du sommet des fronts de taille dont la hauteur peut atteindre 95 m. Les caractéristiques au cisaillement de différentes couches de grès exploitées ont été estimées à partir d'essais à la boîte de Casagrande et par rétro-analyse des incidents observés sur les fronts. Il a été ainsi distingué deux types de terrain :

- les terrains assez déconsolidés et peu résistants avec les caractéristiques moyennes suivantes : cohésion de 20kPa et angle de frottement interne de 40° ;
- les terrains plus résistants, avec une cohésion comprise entre 120 et 500 kPa, et un angle de frottement interne compris entre 42° et 62°.

Des essais de cisaillement ont été également réalisés sur les parties indurées du grès exploité dans la carrière de Merlebach. Suite à ces essais, deux couples de caractéristiques de cisaillement ont été retenus : l'un avec une cohésion comprise entre 500 et 600 kPa et un angle de frottement variant de 30° à 50° ; l'autre avec une cohésion de 80 kPa et un angle de frottement 48°.

Deux essais pressiométriques pour caractériser les grès situés sous une digue à Carling, donc dans sur la tranche altérée de surface, ont indiqué, sur une profondeur de 2 à 3 m, des pressions limites allant de 1,4 à 4 MPa pour l'un et de 1 à 1,5 MPa pour l'autre. Au-delà de ces horizons altérés, les pressions limites varient de 3 MPa à plus de 5 MPa, valeurs correspondant à un sable très compact. Les valeurs obtenues pour le module pressiométrique sont supérieures ou égales à 30 MPa.

Dans l'étude géotechnique pour l'abandon du schistier et du bassin à schlamms de la carrière Simon, pour la tranche de 4 m d'épaisseur de grès décompacté recouvrant le grès sain, les caractéristiques de cisaillement en contraintes effectives retenues sont les suivantes : cohésion effective de 15 kPa et angle de frottement effectif de 34°.

Toutes ces valeurs indiquent bien que ce grès est sensible aux phénomènes d'érosion de surface, ce qui est tout à fait logique au vu de la porosité et de la perméabilité élevées de ce matériau. On retiendra également que la tranche altérée superficielle peut atteindre plusieurs mètres d'épaisseur et possède des caractéristiques géomécaniques comparables à celles d'un sable.

2.2.2 Caractéristiques de dureté et de résistance

Un ensemble de carottes choisies parmi les plus dures et issues de ces différentes campagnes de sondages a été soumis à des essais de dureté CERCHAR. Ces essais ont révélé des valeurs moyennes de dureté comprises entre :

- 1,5 et 4, correspondant à la classe de dureté des roches tendres à assez tendres, pour les carrières de MERLEBACH ;
- 1 et 2, correspondant à la classe de dureté des roches tendres, pour les carrières CENTRALE et SIMON.

Plusieurs essais mécaniques ont été effectués en laboratoire sur les carottes d'un sondage réalisé très récemment à proximité du puits Wendel 3. Les valeurs de la résistance à la compression simple et à la traction indirecte sont respectivement comprises entre 31,0 MPa et 46,6 MPa, et entre 1,5 MPa et 3,3 MPa. Un seul des échantillons testés présentait de bien meilleures caractéristiques avec une résistance à la compression uniaxiale de l'ordre de 108 MPa et une résistance à la traction directe de 9,2 MPa.

On dispose également de résultats d'une caractérisation mécanique réalisée sur un grès très altéré prélevé dans la carrière de Merlebach. Des essais de compression uniaxiale et triaxiale ont ainsi permis de déterminer les caractéristiques suivantes : E (module d'Young) = 300 MPa ; R_c (résistance à la compression simple) = 1,3 MPa ; R_t (résistance à la traction) = 0,3 MPa. On notera également qu'une légère pression de confinement suffit à augmenter très significativement le module d'élasticité et le seuil de plastification du matériau. Les caractéristiques des Grès Vosgiens sont, en général, bien meilleures lorsqu'il n'est pas altéré. F. Homand (1985) signale en particulier les valeurs suivantes : $E = 12\ 800$ MPa et $R_c = 56$ MPa.

2.2.3 Conclusion

Il ressort de l'ensemble de ces résultats que les Grès Vosgiens dans la région de Forbach se caractérisent par une alternance de bancs durs et de bancs beaucoup moins indurés, dont les caractéristiques géomécaniques se rapprochent, pour certains niveaux, de celles d'un sable. Compte tenu des variations latérales de faciès très importantes au sein de la formation des Grès Vosgiens, ces bancs ont une continuité horizontale limitée. Ces niveaux de sable peu consolidé peuvent se situer en surface comme au sein du massif mais sont néanmoins difficilement repérables. De manière très générale, on peut aussi constater que les Grès Vosgiens de Merlebach possèdent de meilleures caractéristiques mécaniques que ceux de Forbach. Enfin, les Grès Vosgiens restent un matériau très sensible aux phénomènes d'érosion et d'altération météorique. De ce fait, la tranche altérée de surface, de quelques mètres d'épaisseur, constitue un horizon gréseux peu cohérent.

3. Analyse des effets de surface induits par les galeries creusées dans les Grès Vosgiens

3.1. Description géométrique des galeries

Deux configurations géométriques de galeries creusées dans les Grès Vosgiens ont été retenues pour l'analyse des conditions de leur stabilité: des galeries quadrangulaires de 2 m de hauteur et de 2,5 m de largeur (5 m^2 de section) et des galeries en forme de fer à cheval de 2,4 m de hauteur maximale et 4 m de largeur (8 m^2 de section moyenne). Pour se mettre dans les conditions les plus défavorables, il a également été supposé, qu'à long terme, le soutènement mis éventuellement en place lors de leur creusement ne joue plus aucun rôle. Enfin, ces galeries sont situées à des profondeurs variant de 5 à 80 m.

3.2. Origine et nature des effets de surface

Les Grès Vosgiens sont plutôt considérés comme étant des roches relativement homogènes et résistantes. Les galeries creusées dans ces grès ne doivent donc pas, a priori, connaître de problème de stabilité mécanique même lorsqu'elles sont proches de la surface, à moins d'une dégradation locale particulièrement importante de leurs caractéristiques géomécaniques. Parmi les facteurs susceptibles de contribuer à une réduction significative de leurs caractéristiques mécaniques en grand, on retiendra en particulier :

- la diminution de l'épaisseur moyenne des bancs: les observations géologiques (BRGM, 1976) montrent que l'épaisseur des bancs de grès est généralement assez importante (0,5 m à 6 m). Une diminution locale de cette épaisseur peut favoriser la rupture des bancs du bas-toit de la galerie ;
- l'augmentation de la densité de fracturation des bancs : les bancs sont généralement très peu fracturés mais la densité de fracturation peut augmenter de manière importante à proximité de grandes discontinuités majeures (failles) ;

- la diminution de la résistance mécanique du grès, qui peut être liée à des phénomènes de vieillissement (altération météorique et/ou en présence d'eaux chimiquement agressives par exemple), de fatigue du matériau ou à une variation de leur teneur en eau.

JP. Piguet (1997) a montré que les effets de surface induits par une galerie située à une profondeur supérieure à 80 m (limite des terrains houillers) étaient toujours liés à un affaissement progressif des terrains sus-jacents mais son amplitude est quasiment négligeable compte tenu de la largeur L des galeries rapportée à leur profondeur H (ratio L/H inférieur à 0,05). Par contre, dans le cas de galeries très peu profondes, creusées dans les Grès Vosgiens altérés, la possibilité d'un effondrement de type fontis doit être envisagée (J.P Piguet et F. Wojtkowiak, 2001).

Les fontis se développent préférentiellement au surplomb de carrefours de galeries car ce sont les endroits où la portée du toit non soutenue est la plus importante et les risques d'éboulement du toit les plus élevés. L'apparition d'un fontis à l'aplomb d'une galerie isolée peu profonde est toutefois possible dans le cas d'un recouvrement très dégradé et/ou altéré. Les conséquences de l'apparition d'un fontis en surface sont souvent d'extension relativement limitée (quelques mètres à quelques dizaines de mètres au maximum) mais peuvent s'avérer très graves si elles se localisent sous une construction ou un ouvrage d'infrastructure (JL. Vachat, 1982).

Le coefficient de foisonnement des terrains K (volume des terrains effondrés rapporté à leur volume initial) peut jouer un rôle prépondérant dans l'évolution des montées de voûte au toit des galeries. Ainsi, lorsque les terrains éboulés ont un coefficient de foisonnement élevé, même en présence de conditions de stabilité très défavorables (terrains très peu résistants), le fontis ne débouchera pas forcément au jour du fait de l'auto-comblement du vide souterrain induit par le foisonnement des terrains (F. Wojtkowiak et C. Didier, 1999). Un calcul simple, classiquement utilisé pour estimer la hauteur de toit susceptible de s'ébouler (notamment pour le cas des exploitations avec foudroyage) consiste à écrire : $h + h_c = K \cdot h_c$, avec h la hauteur de la cavité et h_c la hauteur de la partie effondrée. On vérifie facilement avec cette formule que pour des exploitations foudroyées, la hauteur de la cloche varie de 10 fois à 2 fois l'ouverture de la couche exploitée, si les valeurs du coefficient de foisonnement K varient respectivement de 1,1 à 1,5. Ceci signifie que la hauteur h_c , pour une cavité d'ouverture moyenne 2,5 m par exemple, varie de 5 m à 25 m.

Notons qu'au-dessus de la cloche d'éboulement, dans les terrains stratifiés, les bancs fléchissent et s'appuient sur les blocs éboulés. Cette flexion induit une fissuration mécanique et l'ouverture des plans de discontinuité naturelle existant au sein de ces bancs (diaclasses, plans de stratification), mais ceux-ci gardent encore une certaine continuité géométrique d'ensemble (Y. Mahmoud, 1984).

3.3. Facteurs aggravants

3.3.1 Influence de l'eau et du temps

La présence d'eau peut aussi avoir une influence sur les propriétés mécaniques des terrains de recouvrement et donc sur la stabilité mécanique des ouvrages. Une augmentation de la teneur en eau du matériau, sous l'effet des infiltrations d'eau superficielle ou du battement du niveau de la nappe phréatique, peut altérer la résistance mécanique des roches. Ainsi, en passant de l'état sec à l'état saturé, les grès perdent environ 40 % de leur résistance à la compression uniaxiale (J.L Pineau, 1976).

Dans certain cas, la pression d'eau dans les joints de stratification peut également contribuer à faire fléchir les dalles du toit jusqu'à leur rupture (V. Maury, 1979).

D'autre part, la résistance de certaines roches semble décroître de manière significative en fonction du temps. Il est donc nécessaire de prendre en compte le concept de résistance ultime, ou résistance admissible à long terme, pour évaluer l'évolution de la stabilité d'une cavité dans le temps.

3.3.2 Actions anthropiques

Les phénomènes d'origine anthropique, en modifiant les conditions mécaniques et hydrauliques qui règnent au sein du massif dans un sens pratiquement toujours défavorable, interviennent en tant qu'initiateurs ou accélérateurs des processus de dégradation. Les principales perturbations de ce type sont les suivantes :

- les surcharges pondérales, dues à la construction de nouveaux bâtiments ou d'ouvrages d'art, créent des surcontraintes locales qui peuvent se reporter sur les épontes des cavités souterraines ;
- la circulation d'engins de fort tonnage en surface peut être à l'origine d'une fatigue des matériaux suite à des cycles successifs de chargement/déchargement (L. Bertrand et al, 1981) ;
- les modifications du régime hydraulique et d'écoulement des eaux souterraines au sein du massif liées, par exemple, à l'arrêt des pompes d'exhaure minière.

4. Stabilité à long terme des galeries creusées dans les grès vosgiens

L'analyse des conditions de stabilité à long terme des galeries creusées dans les Grès Vosgiens, avant, pendant et après leur ennoyage, a été effectuée à partir des résultats de simulations sur modèle numérique (A. Thoraval, 1997). Les calculs ont été réalisés à l'aide des codes numériques UDEC (Universal Distinct Element Code) et FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Ces codes permettent de simuler le comportement hydromécanique d'un milieu rocheux à double porosité (de pore et de fracture).

Pour simuler le vieillissement du grès, nous avons considéré, hypothèse jugée extrêmement pessimiste, que le grès avait partout les caractéristiques mécaniques de celui exploité dans la carrière de Freyming ($E = 300 \text{ MPa}$; $R_c = 1,3 \text{ MPa}$; $R_t = 0,3 \text{ MPa}$). Ces caractéristiques proviennent d'essais standard réalisés dans des conditions hydriques non contrôlées. Compte tenu de la variabilité des données, il nous a semblé pertinent d'opter ici pour une approche sécuritaire qui rend inutile la distinction entre les propriétés drainées (valeurs à utiliser pour un calcul hydro-mécanique avec FLAC) ou non drainées (valeurs à utiliser pour un calcul hydro-mécanique avec UDEC).

Les valeurs des caractéristiques choisies pour les joints de stratification (indiqués j) et les fractures (indiqués f) sont les suivantes : raideur normale : $k_{nj} = 100 \text{ MPa/m}$, $k_{nf} = 1000 \text{ MPa/m}$; raideur tangentielle : $k_{sj} = 10 \text{ MPa/m}$, $K_{sf} = 100 \text{ MPa/m}$. Les discontinuités obéissent à une loi de comportement élasto-plastique parfait définie par les paramètres suivants : angle de frottement : $\varphi_j = \varphi_f = 10^\circ$; cohésion : $c_j = 0 \text{ MPa}$, $c_f = 0,01 \text{ MPa}$; résistance à la traction : $R_{tj} = 0 \text{ MPa}$, $R_{tf} = 0,01 \text{ MPa}$.

Trois configurations géologiques très différentes, qui rendent compte de la variabilité spatiale de la structure et de la fracturation au sens large des Grès Vosgiens, ont été distinguées :

- configuration n° 1 : le recouvrement de la galerie est constitué d'un grès massif, c'est-à-dire ni stratifié ni fracturé, configuration bien sûr la plus favorable des trois à la stabilité des galeries ;
- configuration n° 2 : les terrains gréseux, cette fois-ci, sont nettement stratifiés en bancs d'épaisseur variable. Trois épaisseurs de banc ont été prises en compte : 0,25 m, 0,5 m et 1,00 m. Comparées à celles observées sur le terrain, ces épaisseurs de banc sont considérées comme faibles voire très faibles, ce qui nous place du côté de la sécurité pour notre analyse puisque le risque de rupture du banc diminue lorsque son épaisseur augmente ;

- configuration n° 3 : la galerie est traversée par une zone faillée. Dans ce cas, le recouvrement perd localement de sa cohésion. On peut alors l'assimiler à un milieu constitué de blocs de petites dimensions. Deux tailles moyennes de bloc ont été retenues dans notre analyse effectuée à deux dimensions (2D): 1 m² et 0,25 m². Ces dimensions sont également faibles en regard des observations faites sur le terrain. Notons que nous avons utilisé une commande spécifique du logiciel UDEC, qui permet de générer des géométries plus réalistes que celles consistant par exemple à découper le grès en deux familles de fractures régulièrement espacées.

Par ailleurs, nous avons fait varier la profondeur de la galerie entre 5 et 80 mètres.

4.1. conditions de stabilité avant l'arrêt des pompes d'exhaure minière

A partir des résultats obtenus, on a pu établir que, si les galeries restent hors d'eau :

- les effets en surface d'une éventuelle dégradation des conditions de stabilité des galeries sont négligeables lorsque celles-ci sont creusées dans des bancs de grès épais et peu fracturés (configuration 1), et ce, même lorsqu'elles sont situées à quelques mètres de profondeur seulement. Ainsi, dans la gamme de profondeur considérée, l'affaissement de la surface du sol n'excède pas 1,2 mm pour des galeries quadrangulaires et 2 mm pour les galeries en forme de fer à cheval. Le ratio « affaissement/convergence du toit de la galerie », qui traduit l'effet d'amortissement des mouvements de terrain dans le recouvrement, diminue de façon quasi hyperbolique avec la profondeur des galeries. Les valeurs de pente et de déformation maximale calculées diminuent également bien sûr avec la profondeur des galeries. Pour les galeries les moins profondes, on obtient une valeur de déformation variant de 4.10^{-5} (galeries rectangulaires) à 2.10^{-4} (galerie en fer à cheval) ;
- dans le cas de grès très stratifiés (configuration 2), les effets en surface d'une éventuelle dégradation du recouvrement sont légèrement amplifiés par rapport au cas précédent tout en restant négligeables. Les déplacements et les affaissements induits sont inversement proportionnels à l'épaisseur moyenne des bancs de grès. Ainsi, dans le cas d'une galerie quadrangulaire, l'amplitude de l'affaissement est respectivement de 6 mm, 11 mm et 17 mm lorsque l'épaisseur moyenne des bancs est égale à 1 m, 0,5 m et 0,25 m. Les valeurs de pente et de déformation horizontale maximale augmentent de façon significative lorsque la stratification des grès est de plus en plus marquée. Ceci dit, même dans le cas extrême d'un litage fin des grès, les effets potentiels en surface restent faibles ;
- lorsque les galeries traversent des zones faillées (configuration 3), on pouvait s'attendre à ce que les risques d'instabilité au fond puis d'apparition de fontis à la surface soient plus importants du fait d'une plus grande densité de fracturation des grès. Or, si cette fracturation n'est pas trop importante, la hauteur de la cloche d'éboulement qui se forme au toit de la galerie reste faible, ainsi que les effets ressentis à la surface. Si la fracturation des terrains de recouvrement est plus intense, l'apparition d'un fontis en surface n'est possible que si les galeries sont très proches de la surface et si les caractéristiques de cisaillement des fractures qui affectent les grès sont très faibles. Dès que l'épaisseur du recouvrement dépasse 8 m, la montée de la cloche d'éboulement est stoppée avant d'atteindre la surface par l'effet de foisonnement des terrains¹ éboulés induisant ainsi l'auto-comblement du vide souterrain (figure 3).

¹ Le logiciel UDEC permet de simuler la chute des blocs de leur position initiale dans le recouvrement jusqu'à une nouvelle position stable au mur de la galerie. Les blocs instables se ré-agencent en laissant des vides entre eux. L'apparition des vides entre les blocs permet d'approcher explicitement le phénomène de foisonnement des terrains.

Il faut se rappeler que ces résultats ont été obtenus avec des caractéristiques géomécaniques des grès très faibles, correspondant à des grès très altérés, donc défavorables à la stabilité des galeries. De plus, l'ensemble des calculs est basé sur un angle de frottement des discontinuités est de 10° . En réalité, on sait que la rugosité des épontes des fractures contribue à augmenter de façon très significative la valeur de l'angle de frottement jusqu'à des valeurs de 30 à 40° . Une très forte influence de ce paramètre sur la stabilité du toit immédiat de la galerie a été mise en évidence. Ainsi, d'après le modèle, un angle de 15° suffit à éviter la formation d'un fontis (l'éboulement du toit s'interrompt bien avant d'atteindre la surface) et une valeur de 20° réduit de façon significative l'importance de l'éboulement du toit (la cloche d'éboulement au toit de la galerie a, dans ce cas, moins d'un mètre de hauteur).

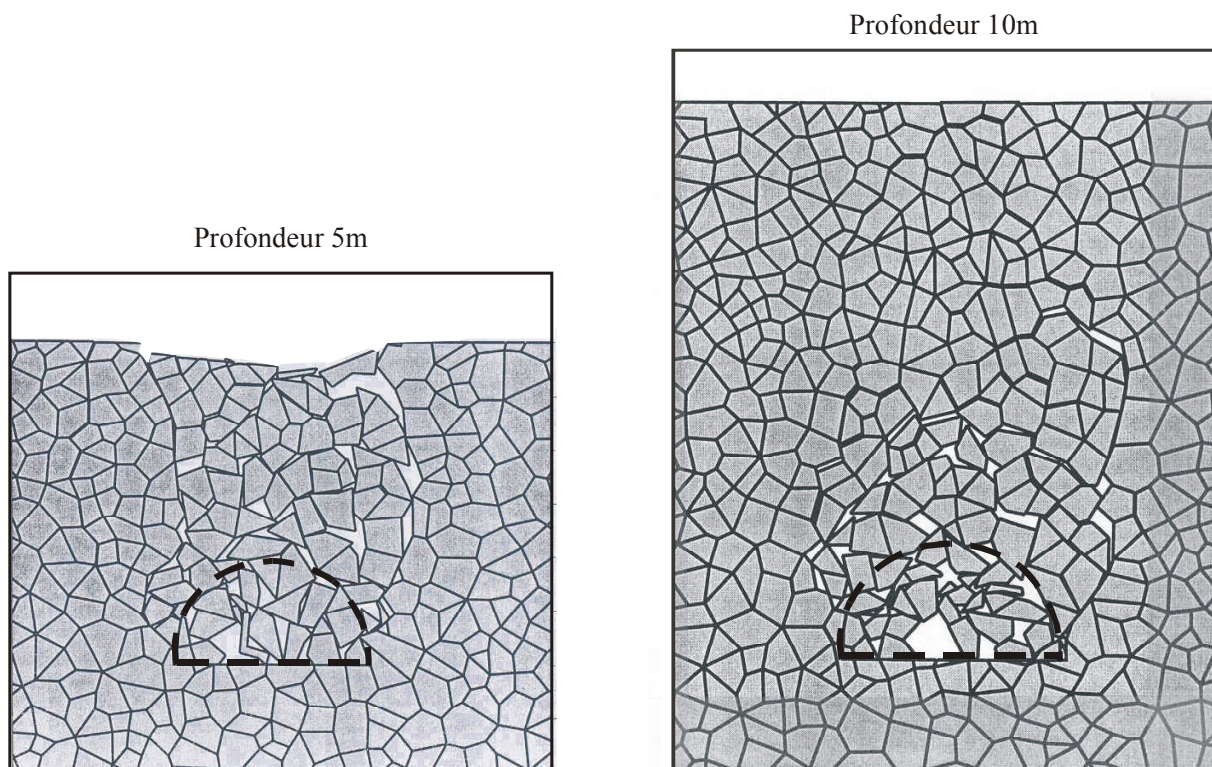


Figure 3 : Comportement des terrains dans les zones de faille en fonction de la profondeur (l'effondrement s'annule avant d'atteindre la surface pour une galerie à 10m de profondeur)

4.2. Stabilité à long terme des galeries pendant et après leur ennoyage

La remontée du niveau piézométrique de la nappe aquifère consécutive à l'arrêt des pompes d'exhaure, a été simulée depuis la base du modèle (c'est-à-dire à 50 m de profondeur sous le mur de la galerie) jusqu'à la surface du sol. On suppose donc que la galerie joue tout d'abord le rôle d'un drain parfait. Dans ce cas, la pression d'eau dans la galerie P_{gal} est égale à zéro. Nous avons simulé ensuite une augmentation de la pression d'eau dans la galerie, traduisant ainsi son ennoyage progressif, jusqu'à ce que la cote du niveau d'eau coïncide avec celle de la surface du sol. Notons que cette hypothèse est très pessimiste car la grande majorité des ouvrages (près de 95%) est et restera hors d'eau. D'autre part, les HBL prendront des mesures compensatoires pour éviter l'affleurement de la nappe dans les endroits où ce phénomène pourrait éventuellement se produire.

4.2.1 Cas d'un massif peu ou pas fracturé

Dans ce cas, le grès est supposé perméable. Les caractéristiques physiques et hydrauliques choisies pour la matrice rocheuse sont les suivantes : ρ (poids volumique du fluide) = 10 kN/m^3 ; n (porosité de pore) = 0,2 et $k = 10^{-5} \text{ m/s}$ (conductivité hydraulique)².

La variation des conditions hydriques (ennoyage) n'a pas été accompagnée, dans le modèle, d'une réduction supplémentaire des caractéristiques mécaniques des grès³. En effet, il a été supposé qu'elle était déjà implicitement prise en compte par notre choix très pessimiste d'introduire dans les modèles les résultats de la caractérisation géotechnique réalisée sur les grès très altérés de la carrière de Freyming.

L'analyse de l'évolution, suite à la remontée des eaux souterraines, des conditions de stabilité d'une galerie creusée dans un massif peu ou pas fracturé (configuration n° 1) est complexe du fait de la multiplicité des effets induits par l'eau. Lorsque le grès est saturé en eau à une pression P , la relation contrainte/déformation fait intervenir le tenseur des contraintes effectives $[\sigma']$ qui est lié au tenseur des contraintes totales $[\sigma]$ par la relation de Terzaghi $[\sigma'] = [\sigma] - P [I]$, où P est la pression de l'eau et I le tenseur identité. En représentant les contraintes principales dans le repère de Mohr-Coulomb, on constate que le cercle de Mohr correspondant aux contraintes effectives se rapproche de la courbe intrinsèque au-delà de laquelle l'état de contrainte conduit à la rupture. Le risque de rupture est d'autant plus important que l'état de contrainte avant ennoyage est proche de la rupture (à proximité de la galerie notamment).

Dans le cas d'une galerie quadrangulaire située à 20 m de profondeur et qui s'ennoie progressivement jusqu'à ce que la cote piézométrique atteigne la surface du sol, on constate, à partir des résultats des simulations effectuées, que l'ennoyage a pour effet d'augmenter la contrainte verticale totale. Cette augmentation reste cependant limitée (de 0,48 MPa à 0,52 MPa pour un point situé à 4 m du parement de la galerie) du fait de la possibilité du milieu de se déformer. On observe en effet que la remontée de la nappe induit des convergences millimétriques dans la galerie, mais l'essentiel des déformations se traduit par une remontée globale des terrains provoquant un soulèvement global de la surface du sol d'environ 60 mm. Cette valeur correspond environ à un soulèvement de 0,8 mm par mètre de remontée du niveau de la nappe (on a modélisé ici une remontée de la nappe de 50 m au-dessous du mur de la galerie jusqu'à la surface).

Pour des profondeurs de 5, 10 et 20 m, le massif environnant la galerie conserve un comportement globalement élastique. Pour une profondeur de 30 m, des zones plastiques se développent autour de l'ouvrage lorsque la nappe remonte environ 15 m au-dessus de la galerie. Les parements se dégradent mais les effets de cette dégradation ne sont quasiment pas perçus en surface du fait de la profondeur de la galerie et parce qu'ils sont gommés par le soulèvement global des terrains induit par la remontée des eaux au sein du massif gréseux.

4.2.2 Cas d'un massif de grès stratifié ou très fracturé

Dans le cas d'un massif stratifié, on considère que l'essentiel des écoulements se fait dans les joints de stratification et les discontinuités naturelles. En conséquence, la matrice rocheuse est assimilée, cette fois-ci, à un milieu imperméable. Les propriétés hydrauliques retenues pour les fractures sont les suivantes : ouverture initiale des fractures $a = 1 \text{ mm}$, variant dans une gamme de 0,2 mm

² La valeur de perméabilité choisie ici est un peu supérieure à la valeur moyenne généralement mesurée (voir § 2.1). Si ce choix peut modifier les vitesses de circulation de l'eau dans la matrice poreuse, il a peu d'effet sur les valeurs des pressions interstitielles, donc sur la stabilité de la galerie.

³ Le grès se désature pendant la période d'exploitation du fait de l'exhaure minière puis se resature progressivement au fur et à mesure de la remontée des eaux. Il est possible que cette resaturation induise une réduction de la résistance des Grès Vosgiens comme cela est constaté pour d'autres grès et matériaux tels que le minerai de fer lorrain et la craie.

(ouverture minimale) à 5 mm (ouverture maximale) au cours des calculs ; conductivité hydraulique (dans les fractures) : $k = 2,8 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Les joints de stratification sont supposés obéir à une loi de comportement élastoplastique avec un critère de plasticité de Mohr-Coulomb. L'introduction d'une pression d'eau dans la fracture conduit à la modification du critère de plasticité (dans le sens d'une diminution de la cohésion des joints et de leur angle de frottement). Les valeurs choisies étant déjà très pessimistes ($c = 0,01$ MPa ; $R_t = 0,01$ MPa ; $\varphi = 10^\circ$), nous n'avons pas simulé de réduction supplémentaire de ces caractéristiques.

Par rapport au cas étudié précédemment, les effets supplémentaires induits par l'eau sont les suivants :

- l'eau présente dans les joints de stratification exerce une pression P sur les bancs de grès. Cette pression tend à augmenter légèrement les valeurs des contraintes s'exerçant dans ces bancs. Compte tenu des conditions aux limites imposées sur les faces du modèle (déplacement vertical nul à la base du modèle, déplacement horizontal nul sur les faces latérales), les bancs tendent à se déplacer vers la surface. Les déformations induites sont d'environ 1 mm par mètre de couverture de grès ;
- la pression d'eau P dans la fracture déplace le point (σ_n, τ) , où σ_n est la contrainte normale du joint et τ la contrainte de cisaillement vers le point (σ_n', τ) dans le plan de Mohr-Coulomb avec $\sigma_n' = \sigma_n - P$. Si la pression P est suffisamment forte, le point peut se déplacer jusqu'au critère et ainsi provoquer une plastification du joint ;
- la simulation hydromécanique réalisée pour les grès stratifiés obéit au même phasage que pour les grès massifs à savoir une simulation de la remontée de la nappe jusqu'à la surface, puis une augmentation progressive de la pression d'eau dans la galerie. Cette dernière agit comme un confinement qui réduit le risque de flambage des bancs au mur et au toit de la galerie.

Nous allons à présent illustrer ces différents effets pour une galerie quadrangulaire creusée à 20 m de profondeur dans **un massif stratifié** constitué de bancs de grès de 0,5 m d'épaisseur moyenne. Nous avons suivi l'évolution de l'ouverture des joints de stratification au fur et à mesure de la remontée de la nappe. Après creusement de la galerie, l'ouverture est de 3 mm au toit et de 4 mm au mur. Lorsque la galerie est drainante, on observe des contrastes de pression importants de part et d'autre des premiers bancs de grès supposés imperméables. Cette pression a pour effet d'augmenter l'ouverture des bancs jusqu'à 12 mm au toit et 16 mm au mur. Lorsque la galerie est noyée, la pression P_{gal} augmente progressivement et vient exercer un confinement sur les parois de la galerie. Ce phénomène se traduit par une réduction des ouvertures des bancs de 3 mm au toit et de 6 mm au mur.

La mise en eau représente donc une phase critique du point de vue de la stabilité de la galerie. Cette phase coïncide avec une période où la pression d'eau dans la galerie est faible devant celle qui s'exerce dans les joints de stratification au toit et au mur immédiats.

L'amplitude du soulèvement des terrains, lié à la remontée des eaux, précédemment observé augmente avec la densité des joints de stratification : 1,6 mm/joint dans le cas de banc de 1 m ; 1 mm/joint dans le cas de banc de 0,25 m soit 4 mm/m. Ce soulèvement est peu affecté par la présence des galeries dans le cas d'une stratification d'épaisseur supérieure à 0,5 m. Par contre, lorsque l'épaisseur des bancs est très faible ($e = 0,25$ m), la déformation des terrains autour de la galerie augmente et induit un léger différentiel de déplacement vertical pendant la phase transitoire (galerie drainante).

La mise en pression des joints de stratification induit une séparation, voire la rupture des bancs. Cette rupture est constatée presque systématiquement au toit et au mur lorsque l'épaisseur des bancs est de 0,25 m. On l'observe également pour un litage de 0,5 m dans le cas des galeries "fer à cheval"

situées à des profondeurs supérieures à 10 m. Aucune rupture n'est observée jusqu'à des profondeurs de 20 m dans le cas de bancs de 1 m d'épaisseur.

Lorsqu'un banc se rompt, les cassures verticales apparaissent vers l'intérieur de la galerie (figure 4). La largeur du toit ou du mur diminuant à ce niveau, les ruptures ne se propagent pas au deuxième banc (aucune rupture du deuxième banc n'a été constatée pour les cas traités). Jusqu'à une profondeur de 20 m, on peut donc constater qu'il n'y a pas de progression de la rupture dans le haut-toit. Notons que, même si ce phénomène était observé pour des profondeurs supérieures, les conséquences en surface de ces dégradations resteraient très faibles.

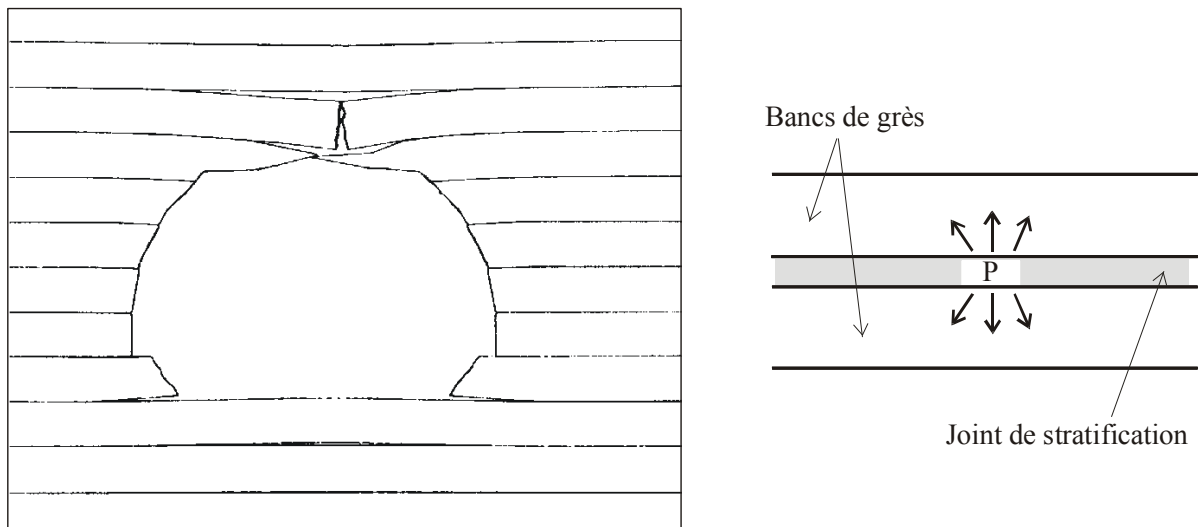


Figure 4. Rupture des bancs du toit et au mur des galeries due à la mise en pression de joints de stratification (pour une galerie de 20m de profondeur).

Dans le cas des zones très fracturées ou faillées, on considère également que les blocs sont imperméables et que les écoulements se produisent essentiellement dans le réseau de fractures.

Nous avons vu que pour des profondeurs relativement faibles (inférieures à 10 m) et sans eau, le toit des galeries s'éboule en formant une cloche d'éboulement. Si la fracturation est très importante et affecte des terrains de très faible résistance au cisaillement, des galeries situées à 5 m de profondeur peuvent donner naissance à la formation de fontis en surface. On peut légitimement se demander si, suite à la remontée de la nappe, on n'observe pas d'instabilités mécaniques supplémentaires au fond puis en surface.

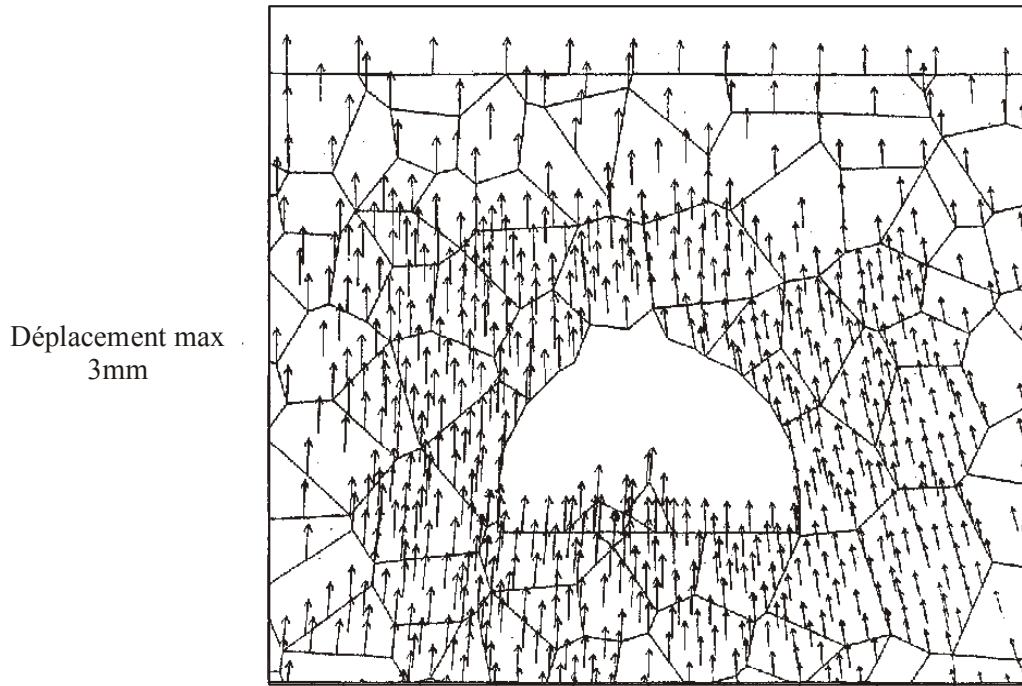


Figure 5. Soulèvement induit par la remontée des eaux pour une galerie à 5m de profondeur

Dans le cas où la fracturation découpe des blocs d'une taille de 1 m^2 , la remontée des eaux induit pour certaines configurations un détachement de blocs préalablement stables des parements de la cavité constituée par la galerie et la cloche d'éboulement. Le mouvement de ces blocs ne dépasse pas une dizaine de centimètres car la cavité est déjà partiellement remblayée par des blocs tombés préalablement à la remontée des eaux. On n'observe donc quasiment aucun effet en surface de cette dégradation. Dans le cas d'une fracturation plus dense (blocs de $0,25 \text{ m}^2$) et de galeries situées à quelques mètres de profondeur seulement, on note que les fontis apparus précédemment sont réactivés et se tassent légèrement de quelques centimètres. Aucune évolution significative n'est observée dans les autres cas, mis à part un léger soulèvement des terrains (figure 5).

5. Application à l'ancienne galerie d'exhaure de FALCK

5.1. Historique de l'ouvrage

En 1856, la Société de Recherche de Falck entreprend des sondages et découvre des terrains houillers productifs sur le ban de la commune de Falck. La Compagnie Houillère de Falck est constituée en 1858 pour exploiter le gisement. L'Etat lui accorde la concession de Falck par décret impérial du 2 juillet 1859. La compagnie n'attend pas l'obtention de la concession pour entreprendre, dès sa création en 1858, le fonçage d'un puits de 4,20 mètres de diamètre dans la formation des Grès Vosgiens. A la profondeur de 19,5 mètres, une galerie d'épuisement des eaux est creusée sur une longueur de 212 mètres. Elle débouche sur un petit vallon. La galerie a une hauteur de 2 mètres et une largeur de 1,8 mètres. Une rigole carrée de 0,6 mètre de côté est creusée au parement nord. La galerie a été creusée simultanément à partir du puits principal, où une recette de 6 mètres de haut et quatre mètres de profondeur a été excavée, et d'un puits auxiliaire. En 1860, les actionnaires décident d'arrêter le fonçage à la profondeur de 73 mètres, à cause de venues d'eau

importantes, occasionnant des frais jugés intolérables. Les bâtiments en tête de puits, devenus dangereux, sont démolis en 1896. Le carreau et le puits principal sont remblayés en 1931.



Figure 6. La galerie d'exhaure

L'ouvrage se trouve à présent en site totalement urbanisé, au cœur de la commune de Falck (fig.6). La galerie est redécouverte accidentellement en 1982, des désordres étant survenus dans un jardin privé au droit du puits auxiliaire.

Le service juridique des H.B.L. a examiné la question de la responsabilité de la houillère vis à vis de cet ouvrage. La concession de Falck est devenue, par fusion avec quatre autres petites concessions, la concession de Dalem par arrêté du commissaire de la République de Strasbourg daté du 31 août 1920. Cette concession, propriété de l'Etat, a été transférée aux H.B.L. par décret n° 47-621 du 5 avril 1947. Dans ces conditions, les HBL sont responsables de cet ouvrage et procèdent alors au levé de l'ouvrage à partir du puits auxiliaire en 1982.

En 2000, des propriétaires s'inquiètent de fissures observées sur leurs maisons. Bien qu'a priori sans rapport avec l'ouvrage, les HBL décident néanmoins de traiter l'ouvrage pour mettre le site définitivement en sécurité.

5.2. Traitement de l'ouvrage

Les HBL s'appuient pour définir les principes de traitement de tous les ouvrages creusés dans les Grès Vosgiens, sur les résultats de l'étude réalisée en 1997 par l'INERIS pour évaluer les effets de surface dus aux galeries creusées à très faible profondeur. Nous avons vu que, dans le contexte de

cette étude, la stabilité d'une galerie de faible section est assurée, selon les résultats de calcul, dès lors que le recouvrement dépasse huit mètres d'épaisseur de grès relativement résistants.

Vu la sensibilité du site, totalement urbanisé, il a été décidé de reconnaître plus précisément l'ouvrage, en vue de définir les principes de son traitement et garantir ainsi la sécurité des personnes et des biens dans son environnement immédiat.

Il apparaît dès le premier sondage de reconnaissance réalisé en décembre 2001 que la position de la galerie repérée sur les levés de 1982 est incorrecte. Un levé au GPS montre en effet un écart de 3,40 mètres au niveau du puits auxiliaire. Cette correction prise en compte, les sondages reprennent mais ne localisent toujours pas l'ouvrage, dont l'axe est également mal levé.

L'équipe de sauveteurs des HBL est alors mobilisée (la teneur en oxygène dans la galerie étant à la limite réglementaire de 19%) et intervient pour rendre la galerie accessible. Cette équipe opère le déblaiement à la main du sable qui encombrait la galerie de manière à laisser écouler l'eau qui ennoyait partiellement l'ouvrage. Un nouveau levé a pu alors être effectué par les géomètres de l'UE La Houve avec l'assistance des sauveteurs. Il est toutefois impossible de lever avec précision la position de l'extrémité orientale de la galerie, restée partiellement noyée et de trop faible hauteur libre pour y travailler.

La figure 7 illustre le profil de l'ouvrage établi à partir des résultats des reconnaissances par sondages et des levés effectués. On notera que sa profondeur varie de 3 mètres seulement à 17 mètres. L'extrémité orientale finit sur un deuxième puits auxiliaire qui n'était pas mentionné dans les archives. Ce puits a été retrouvé au jour par sondages effectués « à tâtons ».

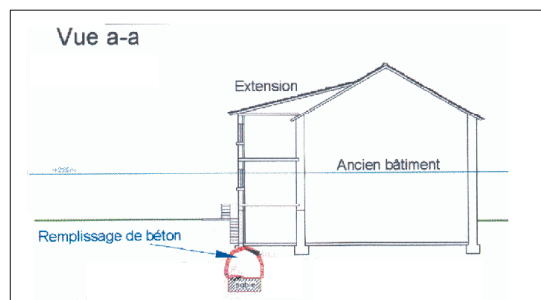
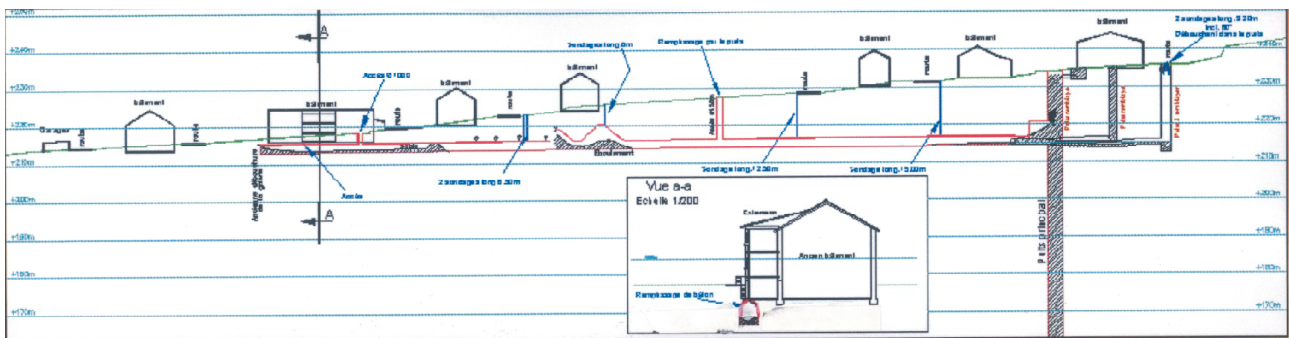


Figure 7. Profil de l'ouvrage

Compte tenu de l'ensemble de ces données, de la vulnérabilité de la surface et des risques de mouvements de terrain liés à la présence de cette galerie, localement très peu profonde et creusée dans une formation de grès très altérée et par conséquent peu cohérente, il a été décidé de remblayer intégralement l'ouvrage sur toute sa longueur. Les travaux ont démarré en décembre 2001 et ont consisté en des injections d'un coulis cendres-ciment. Ce coulis a été injecté dans les cavités par des trous de sonde tubés. Au total, près de 1100 m³ de coulis ont été utilisés et les travaux se sont achevés fin avril 2002. Notons qu'au cours de ces travaux, ont été retrouvés : le pied d'un ouvrage circulaire en briques, probablement une ancienne cheminée ; une petite galerie auxiliaire d'usage inconnu, non mentionnée sur les plans de mine ainsi qu'un vide au-dessus de la voûte de la galerie, peut-être dû à l'altération météorique et l'érosion par les eaux d'infiltration des terrains encaissants (ce vide a été exploré par caméra). Tous ces vides et ouvrages annexes ont également été remblayés. Enfin, on retiendra que la position réelle du puits est en fait à une distance d'une quarantaine de mètres du point figurant dans les archives disponibles.

6. Bibliographie

- BRGM (1976). Carte géologique de la France au 1/50000 - région LEMBACH. BRGM, Service Géologique National.
- Bertrand L., Bonvallet J., Both J., Feuga B. et Wojtkowiak F (1982). Etude de l'influence d'un trafic routier de fort tonnage sur la stabilité de carrières souterraines abandonnées en Gironde. Détermination du confortement à mettre en œuvre. Deuxièmes journées nationales géotechniques, Nantes. Industrie Minérale, juin, pp.1-14.
- Mahmoud Y.S.E. (1984). Analyse de l'influence des différents paramètres d'exploitation et facteurs naturels sur le comportement des terrains dans l'exploitation par longues tailles. Thèse Docteur-Ingénieur, Laboratoire de Mécanique des Terrains, Ecole des Mines de Nancy, INPL.
- Maury V. (1979). Effondrements spontanés - Synthèse d'observations et possibilité de mécanismes initiateurs par mise en charge hydraulique. Revue de l'Industrie Minérale. Octobre.
- Homand F. (1985). Comportement mécanique des roches en fonction de la température. Sciences de la Terre, Mémoire n° 46, juin 1985.
- ITASCA Consulting Group (1993). *User's Manual UDEC (Version 2.0) & FLAC (Version 3.3)*
- Piguet J.P. (1997). Evaluation des effets de surface dus aux voies et galeries minières anciennes du houiller. Rapport INERIS non public. Réf. SSE-JPP/DK-97-26EE54/RN01, avril.
- Piguet J.P. et Wojtkowiak F. (2001). Affaissements et déformations au-dessus des exploitations minières : mécanismes et évolution dans le temps. Les Techniques de l'Industrie Minérale, n° 10, juin, pp. 10-22.
- Pineau J.L. (1976). Influence de l'eau sur les propriétés physicomécaniques d'un grès. DEA Génie Géologique et Minier, INPL.
- Thoraval A. (1997). Evaluation des effets de surface dus aux galeries creusées à très faible profondeur dans les Grès Vosgiens. Rapport INERIS non public. Réf. SSE-ATh/Dmi 97-26 EF 43/RN01, avril.
- Vachat JC. (1982). Les désordres survenant dans les carrières de la région parisienne. Mémoire diplôme Ingénieur CNAM, Paris.
- Wojtkowiak F. et Didier C. (1999). Principes de traitement d'anciens ouvrages miniers débouchant en surface. Comptes-rendus du 9^{ème} congrès international SIMR, Paris, pp. 25-30.