

Difficultés liées aux fortes convergences rencontrées lors du creusement de la descenderie de Saint Martin La Porte

Difficulties associated with high convergences during excavation of the Saint Martin La Porte access adit

M. RETTIGHIERI - LTF-SAS, Turin, Italie
J. TRICLOT - Egis Tunnels, Pringy, France
E. MATHIEU - Razel, Saclay, France
G. BARLA - Politechnique de Turin, DISTR, Torino, Italie
M. PANET - Expert, Sceaux, France

RÉSUMÉ: Dans le cadre de la section internationale du projet ferroviaire Lyon-Turin, le creusement de la descenderie de Saint-Martin-La-Porte (section 80 m² longueur 2200 m) a rencontré un ensemble de roches carbonifères extrêmement fracturées. Plusieurs types de soutènements ont été mis en œuvre. Les auscultations ont permis de caractériser les poussées et le comportement du terrain. Après avoir rencontré, sous des couvertures de l'ordre de 300 m, des convergences diamétrales de l'ordre de 2 m, un nouveau type de soutènement a été défini et mis en œuvre. Celui-ci consiste en la mise en œuvre sous trois phases des éléments de soutènement: une première phase souple permettant de s'adapter à des convergences de l'ordre de 40 mm par jour, puis une deuxième phase semi-rigide dont la capacité de déformation est limitée et enfin un revêtement en béton coulé. Ce projet est associé à un programme important d'auscultations et mesures permettant une rétro-analyse permanente.

ABSTRACT: Within the Lyon-Turin railway project, the excavation of the Saint-Martin La Porte access adit (section 80 m² - length 2000 m) has encountered a highly fractured Carboniferous Formation. Different ground support systems were implemented and convergence measurements confirmed the squeezing behaviour of the rock mass. Convergences of approximately 2 m were observed as soon as the cover reached 300 m. As a result significant changes in the excavation and ground support were required. After setting up a ground support system adapted to squeezing ground, the rate of convergence reached 40 mm per day in the heading and 2 to 4 mm per day at a distance of approximately 60 m from the face. Due to the difficulties encountered and with consideration given to the exploratory nature of the work, new support systems and organisation works were implemented, combined with a comprehensive monitoring programme.

1 - INTRODUCTION

Le projet ferroviaire Lyon-Turin comporte dans sa partie internationale un tunnel de base de plus de 50 km de long. Une société binationale Lyon-Turin-Ferroviaire (LTF), dont les actionnaires sont RFF (Réseau Ferré de France) et RFI (Rete Ferroviaria Italiana), a été créée pour mener à bien les études préliminaires du projet ainsi que les travaux de réalisation des descenderies et galeries de reconnaissances.

La descenderie de Saint-Martin-La-Porte est le premier ouvrage à partir du portail ouest. Elle permettra de rejoindre le niveau du tunnel de base situé à un dénivelé de 80 m en contrebas et à une distance de 2200 m de la tête de l'ouvrage.

Cette galerie située proche d'un accident géologique majeur doit répondre à plusieurs objectifs:

- affiner la connaissance géologique et géotechnique dans des contextes proches de ceux qui seront rencontrés au moment de l'excavation du tunnel principal et ainsi de mieux quantifier les aléas propres à ces difficultés
- permettre un accès pour la réalisation des travaux de creusement du tunnel proprement dit pour des attaques intermédiaires
- en phase exploitation cette descenderie est utilisée pour des besoins d'accès de secours, de maintenance et de ventilation.

Les principaux acteurs de cette descenderie sont:

- Maître d'ouvrage: LTF - Lyon Turin Ferroviaire SAS
- Maître d'œuvre: Egis Tunnels (mandataire), Antea et Alpina
- Groupement d'entreprise: Razel (agent), Pizzarotti, Bilfinger-Berger, Granulats Rhône-Alpes
- Sous-traitants principaux: Fondazioni Speciali/GD Test.

2 - SITUATION DE LA DESCENDERIE DE SAINT MARTIN LA PORTE ET DIFFICULTÉS RENCONTRÉES

La descenderie de Saint Martin La Porte est située au niveau du chevauchement de la zone houillère briançonnaise sur la zone sub-briançonnaise (série marno-calcaire) par l'intermédiaire du «front du Houiller», zone constituée au niveau de l'ouvrage par des passées hectométriques d'anhydrite (voir figure 1).

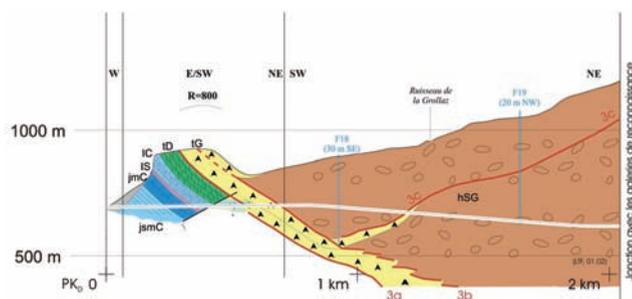


Figure 1 - Coupe géologique

Le chantier a rencontré une zone du Houiller présentant des alluvions fluvio-glaciaires sous une couverture de 150 à 200 m ayant nécessité une traversée par section divisée avec prétraitement de ces matériaux sans cohésions.

Sortis de cette zone, les matériaux rencontrés appartiennent à l'unité du Houiller productif et sont constitués de schistes, d'argillites, de grès fortement tectonisés et de charbon. Ces formations, apparaissant généralement sans continuité et dans une structure très perturbée, se traduisent par d'importants phénomènes de «squeezing», Hoek, 2001, Barla, 2001 (voir photos 2 et 3). Globalement, l'estimation GSI (Geological Strength Index, Hoek and Marinos, 2000) est de l'ordre de 20-30 (pour les conditions à court terme) jusqu'à 10-20 (pour les conditions à long terme). Dans un premier temps et sous une couverture de 200 m, ces conditions ont amené à retenir un soutènement par cintres lourds contrevoûtés en pleine section associé à un confortement par fibres de verre de grande longueur à front et associé à un anneau de blocage en béton d'épaisseur 50 cm environ.

Dans ces conditions le creusement a pu progresser à des cadences de 2 à 3 m par jour et a été associé à un programme d'auscultation et de mesures spécifiques.



Photo 1 - Vue du front et des terrains du Houiller au PM 1414



Photo 2 - Excavation au PM 1350

La galerie s'approfondissant et s'écartant de la vallée, les couvertures allant croissantes pour atteindre 700 m au pied de la descenderie (voir figure 1). Les modèles ainsi que les essais ont confirmé les limites de ce soutènement soumis à des efforts très importants et incompatibles dans ces conditions avec des couvertures excédant 250 m.

2.1 - Excavation dans le Houiller productif

Le tracé de la première tranche de la descenderie de Saint Martin La Porte traverse le Houiller productif entre les PM 800 et 1500 sous des couvertures de 150 m à 450 m (elle atteindra 700 m à la base de l'ouvrage). Ce faciès est constitué de schistes charbonneux fortement tectonisés et très hétérogènes.

Les difficultés rencontrées en cours d'excavation sont liées au comportement géomécanique du Houiller productif avec des convergences importantes, jusqu'à 2 m, qui provoquent des ruptures du soutènement.

2.2 - Adaptation géométrique de l'ouvrage

La géométrie initiale de la descenderie prévoyait un tracé perpendiculaire à l'axe du tracé. Sa section en fer à cheval présentait une hauteur importante afin de réserver la possibilité de mise en œuvre d'une gaine de ventilation de grande dimension. Ces paramètres se sont révélés incompatibles avec les conditions géomécanique rencontrées. Le tracé, très oblique par rapport à l'axe de la contrainte principale, ne faisait que renforcer ces difficultés.

En concertation avec les études alors en cours pour l'avant-projet de référence, les fonctionnalités de la descenderie ont alors été précisées. Il a été ainsi décidé de réorienter la descenderie dans l'axe de la contrainte principale (Figure 2). Cette section a permis :

- une meilleure répartition de la déformation

- de sortir plus rapidement de la zone fortement perturbée, laquelle apparaît comme associée à l'axe de l'accident du front du Houiller
- de placer la base de la descenderie dans des conditions géotechniques permettant la réalisation des ouvrages nécessaires.

L'utilisation des profils de soutènement rigides jusqu'à la limite de leur domaine de validité (PM 1215, couverture 250 m) a permis au Maître d'œuvre et au Groupement d'Entreprises de mener une réflexion globale sur les méthodes de soutènement tout en poursuivant l'avancement. Plusieurs études ont été réalisées pour définir un mode de soutènement adapté aux difficultés rencontrées et capable d'accompagner les grandes déformations dans le Houiller productif.

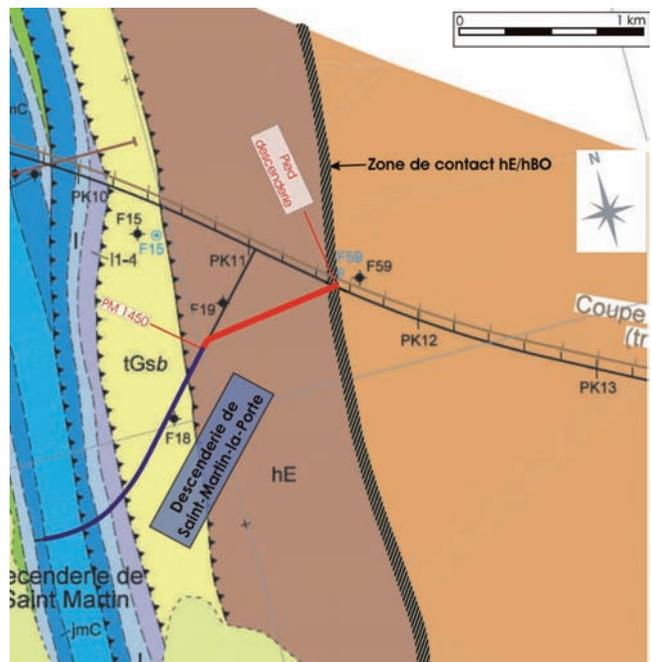


Figure 2 - Vue en plan géologique à la cote du tunnel

Les caractéristiques géomécaniques des terrains ne pouvant être déterminées par des essais, l'évaluation du comportement du massif est donc essentiellement basée sur l'analyse des observations (auscultations et instrumentation) et sur l'expérience acquise au cours de l'avancement. Ces études s'appuient également sur plusieurs rétro-analyses et modélisations numériques dont les résultats sont utilisés avec précaution compte tenu des incertitudes sur les hypothèses géomécaniques, et des limites du modèle numérique, notamment pour la prise en compte de l'hétérogénéité du massif. Les calculs constituent néanmoins un outil indispensable pour guider les choix des méthodes de soutènement.

Un premier profil de soutènement souple (profil type 1) est ainsi défini, puis expérimenté avec à une méthode observationnelle entre le PM 1215 et le PM 1385. Le retour d'expérience sur ce tronçon a permis d'améliorer nos connaissances sur le comportement du massif et des soutènements, et nous a conduit à définir une nouvelle méthode d'avancement (profil type 2), mise en œuvre à partir du PM 1385.

3 - AVANCEMENT AVEC LE PROFIL DE SOUTÈNEMENT DE TYPE 1

Les rétro-analyses effectuées sur la base des convergences et des déformations obtenues sur les soutènements mis en œuvre dans le Houiller productif avant le PM 1215, avec une loi de comportement élasto-plastique, ont conduit à une réévaluation des caractéristiques géomécaniques (module de déformation $E = 500$ MPa, cohésion $c = 200$ KPa et angle de frottement $\phi = 25^\circ$). L'estimation de l'extension de la zone plastique varie entre 6 et 8 m autour de l'excavation.

3.1 - Les soutènements

Le profil de soutènement de type 1 est mis en œuvre sur un tronçon de 170 m sous des couvertures de 250 m à 340 m. La géométrie de la section est en fer à cheval. La surface excavée est de 94 m² (rayon d'excavation de 5,4 m) pour une section libre finale de 63 m² (voir photos 3 et 4, figure 3).



Photo 3 - Front de taille dans les schistes charbonneux du Houiller productif



Photo 4 - Profil de soutènement souple de type 1

L'excavation se fait à la pelle mécanique, en pleine section et par passes de 1 m. Les déblais sont évacués par dumpers. La sécurité du front de taille est assurée par des boulons en fibre de verre de grande longueur (40 unités de 16 m, renouvelés tous les 10 m. Ce choix permet d'améliorer la production).

Un soutènement souple est posé à front après chaque passe d'avancement (voir figure 3), il consiste en:

- une couche de 10 cm de béton projeté fibré de sécurité sur les parements et sur le front de taille
- un boulonnage immédiat de sécurité en calotte: 10 boulons swellex de 4 m de longueur
- un boulonnage radial sur toute la périphérie de la section, y compris en radier: une auréole de 34 boulons autoforeurs de 8 m de longueur, espacés de 1 m
- un cintre coulissant (TH44/58) comportant 4 zones de glissement (il sert à maîtriser la géométrie de l'excavation et à contenir les terrains décomprimés, pour améliorer les conditions de sécurité et limiter les interventions de purge et de reprise du soutènement en arrière du front. Il n'a pas de rôle structurel dans le soutènement type 1, et n'est pas fermé en radier)

- un treillis soudé et un grillage de protection contre les chutes de blocs et de têtes d'ancrage.

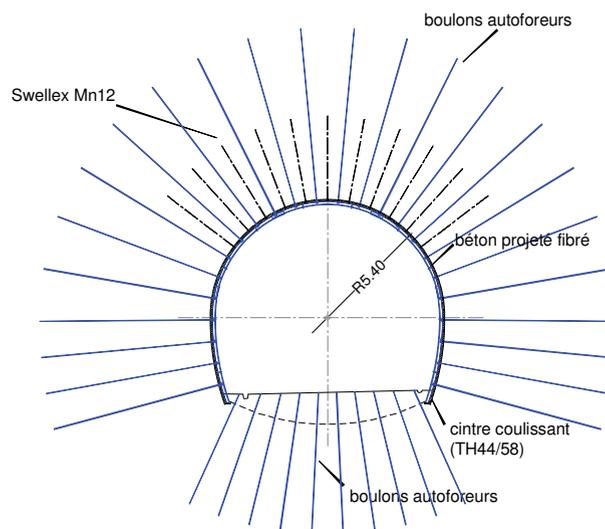


Figure 3 - Profil type 1

A l'origine le soutènement à front comportait une coque de béton projeté discontinue de 20 cm d'épaisseur, avec 4 saignées longitudinales de 30 cm de largeur. La fermeture complète des saignées s'est produite très rapidement à moins de 10 m du front. La poursuite des déformations a provoquée la rupture de la coque devenue rigide. Elle a très vite été abandonnée.

Le soutènement de type 1 est complété en arrière du front par un anneau de béton projeté destiné à fermer la section et à bloquer les déformations. Le moment de sa réalisation (distance par rapport au front de taille) est fonction de l'évolution des convergences et de l'obtention d'un état stable ou en voie de stabilisation.

3.2 - Suivi des auscultations - Comportement du massif

Convergences et vitesses de convergences:

Les déformations sont anisotropes. L'amplitude des convergences diamétrales, après 145 jours et à une distance de 60 m du front de taille, dépasse les 2 m. Les vitesses de convergences varient entre 50 et 30 mm/jour dans la zone du front, et 50 % de la déformation totale se produit dans les 20 premiers mètres après l'excavation (voir figures 4 et 5).

Distance d'influence du front de taille:

L'analyse des mesures de convergence pendant des périodes d'arrêt suffisamment longues (15 et 20 jours) de l'avancement, montre que la zone d'influence du front de taille est de 50 m.

Extensions de la zone d'influence de l'excavation:

La pose d'extensomètres de 18 m de longueur en forage a permis d'évaluer les extensions de la zone d'influence de l'excavation autour de la section et de la «zone plastique» (voir figure 6). La zone d'influence de l'excavation atteint très rapidement son extension maximale, 80 % se produit à moins de 5 m du front de taille. Les déformations sont perceptibles jusqu'à des distances de 12 à 15 m des parements et l'extension maximale est obtenue à une distance de 20 m du front. Au-delà, sa progression se stabilise.

La «zone plastique» se développe rapidement dans les 20 premiers mètres après l'excavation, puis continue à progresser en fonction du temps. A 60 m du front, elle s'étend entre 8 m et 12 m autour de la section. Elle est maximale en radier et en rein droit.

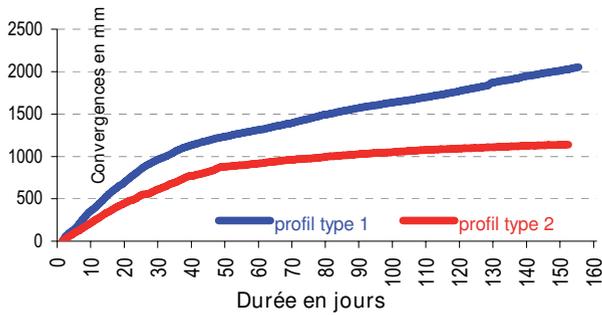


Figure 4 - Courses d'évolution de convergences

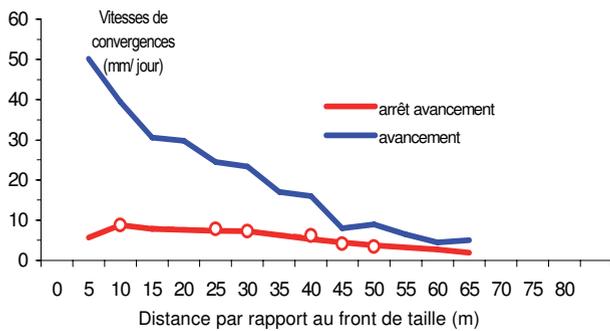


Figure 5 - Vitesses de convergences

Extrusion du noyau en avant du front de taille:

L'extrusion reste très limitée, elle n'intéresse que les 4 premiers mètres en avant du front et son amplitude au front de taille ne dépasse pas 5 cm.

Comportement différé:

Le suivi des convergences dans le temps montre l'existence de déformations différées au delà de la zone d'influence du front de taille (voir figures 4 et 5). L'évolution est régulière et continue, quasi linéaire, sans amorce de stabilisation. Les vitesses de convergence restent élevées, 7 à 8 mm/jour.

L'évolution des convergences est liée à l'éloignement du front de taille, mais dépend également du facteur temps. La rhéologie des schistes du Houiller productif suit un comportement de type élasto-visco-plastique complexe.

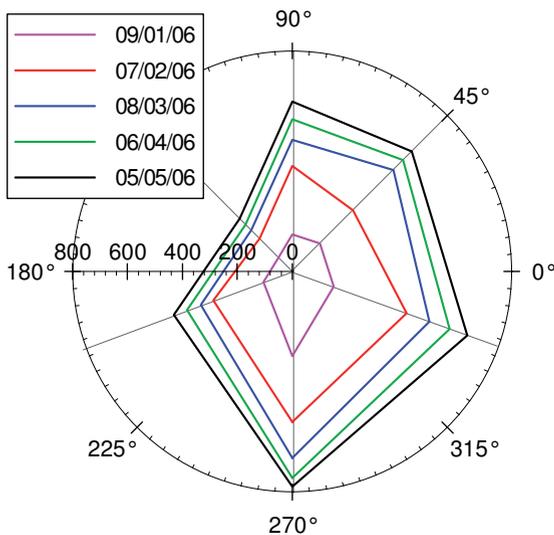


Figure 6 - Extension zone d'influence de l'excavation

3.3 - Bilan

Les cintres TH fonctionnent correctement pour des convergences diamétrales inférieures à 80 cm (obtenues à 30 m du front de taille). Au-delà, les déformations provoquent des ruptures de cintres (voir photos 5 et 6).



Photo 5 - Déformation de la section



Photo 6 - Réalisation de l'anneau béton avec un coffrage perdu, après réalésage de la section

Les fortes convergences et l'absence de stabilisation engagent le gabarit final de la descenderie et ne permettent pas d'assurer la stabilité de l'ouvrage à moyen terme. Le réalésage de la section est systématique avant la réalisation, à 60 m du front de taille, d'un anneau de béton coulé de 80 cm d'épaisseur (voir photo 6). Cela entraîne de nombreuses interruptions de l'avancement. Les vitesses de convergences, encore élevées au moment du bétonnage de l'anneau, engendrent de fortes sollicitations dans le revêtement. La mise en charge est rapide, les contraintes maximales mesurées sont égales à 17 MPa. Après 1 an, la mise en charge de l'anneau se poursuit au rythme de 0,6 MPa/100 jours.

Les caractéristiques géomécaniques sont réévaluées à partir de nouvelles rétro-analyses (Module de déformation $E = 109$ MPa, cohésion $c = 150$ KPa et angle de frottement $\phi = 25^\circ$). Bien que le massif suive une loi de comportement complexe de type élasto-visco-plastique, les modèles utilisés pour le pilotage du chantier restent simples, de type élasto-plastique. Le fluage est pris en compte en activant des caractéristiques de terrain dégradé dans des couronnes concentriques d'épaisseur croissante, incrémentée à chaque nouvelle étape du calcul, jusqu'à obtenir une couronne de 8 m d'épaisseur en phase finale (anneau béton coffré). La cohésion du terrain dégradé est considérée comme nulle, le module de déformation est également réduit.

4 - NOUVELLE MÉTHODE D'AVANCEMENT AVEC LE PROFIL DE SOUTÈNEMENT DE TYPE 2

La définition d'une nouvelle méthode de creusement et de soutènement répond aux besoins de libérer les contraintes du massif à front en acceptant de fortes convergences, de maîtriser les déformations au-delà d'un certain seuil pour, d'une part, éviter une trop forte dégradation du terrain et pour, d'autre part, diminuer les sollicitations dans l'anneau de béton rigide qui constitue le soutènement définitif de la galerie.

Pour atteindre ces objectifs, le chantier a mis au point un soutènement qui se rigidifie progressivement avec l'éloignement du front de taille. Le profil de soutènement de type 2 est composé de 3 phases:

1^{ère} phase: Un soutènement souple posé immédiatement au front. Il accompagne les déformations du massif et doit absorber 40 % de la convergence totale.

2^{ème} phase: Un soutènement intermédiaire semi-rigide posé à 30 m du front, à l'intrados du soutènement souple. Il est fermé en radier par une contre-voûte et supporte des convergences diamétrales de 40 cm tout en apportant un confinement suffisant pour contrôler et homogénéiser les déformations.

3^{ème} phase: Un soutènement rigide réalisé à 80 m du front qui bloque les déformations et ferme définitivement la section.

La géométrie de la galerie a été modifiée (voir photo 7). La section en fer à cheval est abandonnée au profit d'une géométrie circulaire, agrandie pour tenir compte des convergences et des différentes épaisseurs des soutènements. La section excavée fait 125 m² (rayon d'excavation de 6,70 m) pour une section libre finale de 54 m². La capacité des engins de terrassement limite la hauteur de l'excavation de la phase 1 (hauteur de 9,5 m) et diffère le creusement de la contre-voûte (profondeur de 2,7 m) en phase 2.

Cette solution est complétée par la consolidation du massif en avant du front, sur une couronne de 2 m d'épaisseur autour de l'excavation, par des boulons fibre de verre (16 m pour 10 m utile) dont le rôle est de réduire les convergences dans la zone du front (voir photo 8).

4.1 - Les soutènements

Le profil de soutènement de type 2 est mis en œuvre à partir du PM 1385 sur 165 ml sous des couvertures de 340 m à 400 m. L'excavation est réalisée par des moyens mécaniques (pelle) en pleine section et par passes de 1 m.

Le soutènement souple (phase 1) mis au front est identique à celui posé dans le profil type 1 avec les adaptations suivantes:

- le cintre coulissant (TH 44/58) de rayon 6,57 m comporte 6 zones de glissement
- chaque auréole de boulons comporte 37 ancrages autoforeurs de 8 m de longueur (26 unités en voûte et 11 en radier, et un total de 396 ml de boulon par ml de galerie).



Photo 7 - Modification de la géométrie de la section (ancienne et nouvelle section)



Photo 8 - Consolidation du massif en avant du front

Le soutènement semi-rigide (phase 2) est posé à 30 m du front, après l'excavation de la contre voûte (voir figure 7, photos 9 et 10). Il consiste en:

- un cintre coulissant (TH 44/58) de rayon 6,07 m, fermé en contre voûte et posé en intrados du cintre de phase 1 dont la section est réduite par les convergences produites sur la première phase. Le cintre de phase 2 comporte 9 zones de coulissement uniformément réparties
- une coque de béton projeté fibré de 20 cm d'épaisseur comportant 9 saignées longitudinales de 40 cm de largeur disposées au droit de chaque zone de coulissement des cintres. Pour obtenir un effet coque tout en autorisant des convergences importantes, des éléments compressibles sont introduits dans les saignées. Il s'agit de blocs préfabriqués en béton compressible (compressibilité de 50 %, $\nu = 0$, résistance initiale de 8 MPa qui s'accroît avec la compression du bloc pour atteindre une valeur finale de 15 MPa).

La réalisation du soutènement semi-rigide peut se faire en temps masqué avec le soutènement de phase 1, si les déformations en phase 1 restent contenues dans les limites admissibles (convergence diamétrale maximale de 60 cm). Sinon, le soutènement de phase 2 ne pourra être mis en place qu'après retrait du 1^{er} cintre et reprofilage de la section.

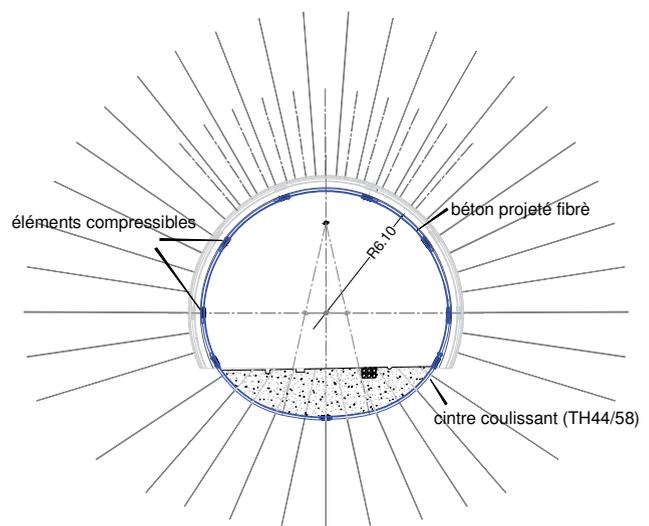


Figure 7 - Profil type 2 phase 2

Le soutènement rigide final (phase 3) posé à 80 m du front consiste en:

- un anneau de béton coulé d'1 m d'épaisseur, réalisé par plots de 5 m de longueur à l'aide d'un coffrage mobile. Il est exécuté en deux étapes, le coulage de la voûte suit celui du radier à une distance de 20 m.

L'importance des soutènements et la multiplication des postes de travail à nécessité une réorganisation complète du chantier.



Photo 9 - Soutènement intermédiaire semi-rigide
Réalisation de la contre-voûte



Photo 10 - Soutènement intermédiaire semi-rigide
Réalisation de la voûte avec insertion de blocs compressibles

4.2 - Suivi des auscultations - Comportement du massif

Convergences et vitesses de convergences:

L'amplitude des convergences diamétrales est de 80 cm sur le soutènement souple (phase 1); et de 40 cm sur le soutènement semi-rigide (phase 2). La convergence totale est réduite de 40 % par rapport au soutènement de type 1 alors que la couverture augmente en même temps de 50 m. Cette réduction est due au soutènement intermédiaire. La vitesse de convergence à 30 m du front sur le soutènement souple est de 17 mm/jour (proche de celle mesurée sur le profil type 1). Elle diminue nettement avec la pose du soutènement semi-rigide jusqu'à 1-2 mm/jour à une distance de 60 m du front, alors qu'elle était de 7 mm/jour avec le profil type 1. Le point d'inflexion sur la courbe convergence en fonction du temps, correspond à la pose du soutènement semi-rigide (voir figure 4).

Distance d'influence du front de taille:

La zone d'influence du front reste égale à 50 m.

Evaluation de la zone plastique:

La zone d'influence de l'excavation atteint très rapidement son extension maximale à moins de 5 m du front de taille. Les déformations sont perceptibles jusqu'à des distances de 12 à 16 m des parements. La zone plastique se développe assez rapidement. A 20 m du front elle s'étend entre 7 m et 10 m autour de la section. Elle est maximale sur toute la moitié droite de la section.

L'extension de la zone d'influence de l'excavation est proche de celle mesurée sur le profil Type 1, ce qui est cohérent car les deux profils de soutènement sont identiques sur les 30 premiers mètres. Concernant l'évolution de la zone plastique, on observe un développement plus rapidement au front et une extension qui augmente de 25 % à 20 m du front de taille. Cette variation est liée à l'épaisseur de la couverture qui augmente de 290 m à 360 m.

Comportement différé:

La pose du soutènement intermédiaire semi-rigide réduit l'évolution des déformations différées (voir figure 4). Si la stabilisation n'est pas obtenue à 80 m du front de taille, les vitesses de convergences sont fortement diminuées au moment de la pose du soutènement rigide (phase 3) et l'on observe un ralentissement de l'évolution des convergences.

L'analyse des courbes de mise en charge du revêtement béton (voir figure 8) montre une baisse significative des sollicitations dans le béton. Les contraintes maximales mesurées dans l'anneau béton du profil type 2 sont de l'ordre de 5 MPa alors qu'elles atteignent 14 MPa dans l'anneau du profil type 1 sur une période équivalente (130 jours). Sur cette même période la vitesse de mise en charge passe de 5 MPa/100 jours (profil type 1) à 0,8 MPa/100 jours (profil type 2).

4.3 - Bilan

Le bilan après 165 m excavés avec la nouvelle méthode de soutènement est concluant. L'avancement progresse de manière régulière et continue, dans des conditions de sécurité optimales. Ce soutènement poly-phasique permet de contrôler les convergences. Les principaux enseignements sont:

- la consolidation auréolaire en fibre de verre n'a pas d'incidence perceptible sur l'évolution des déformations. L'évolution des convergences du soutènement souple (phase 1) du profil type 2 est identique à celle observée sur le profil type 1
- le soutènement semi-rigide (phase 2) homogénéise les déformations et réduit de manière significative l'amplitude et l'évolution des convergences
- la vitesse de convergences avant le bétonnage de l'anneau est réduite de 75 % par rapport au profil type 1
- dans les conditions rencontrées, le soutènement intermédiaire (phase 2) doit être maintenu à 30 m du front de taille. Une tentative de rapprochement à 15 m du front n'a pas été concluante
- l'amplitude des contraintes dans l'anneau béton sont fortement réduites (+ de 50 % par rapport à celles obtenues avec le profil type 1). Le gradient de contrainte sur le court et le moyen terme reste cependant du même ordre, environ 1 à 1,5 MPa par an.

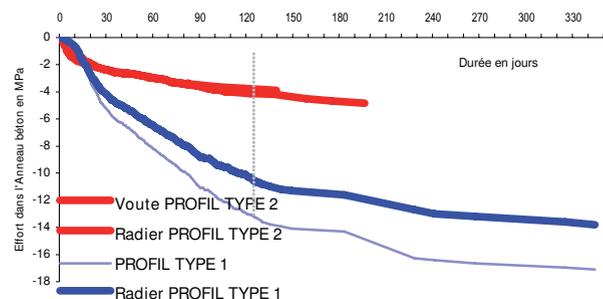


Figure 8 - Courbes d'évolution de la mise en charge de l'anneau béton

5 - ANALYSE DU COMPORTEMENT DANS LE HOUILLER PRODUCTIF ET MODÉLISATION

Afin de mieux comprendre le comportement du tunnel, il est intéressant de se reporter aux diagrammes de la figure 9 qui présentent les convergences mesurées sur les cordes 1-3, 3-5 et 1-5 (Δl_{i-j}) entre les PM 1200 et 1700 à une distance de 15m du front de taille. On rappelle que jusqu'au PM 1400 l'excavation a été réalisée avec le profil de soutènement de type 1; au-delà, le nouveau profil de soutènement de type 2 a été systématiquement mis en place.

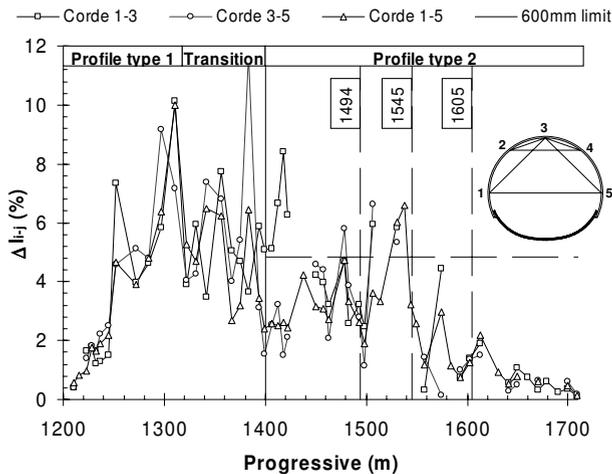


Figure 9 - Déformations mesurées au niveau des capteurs 1-3, 3-5 et 1-5, à 15 m du front dans la phase 1

La "déformation" du tunnel (c'est-à-dire la convergence divisée par la longueur initiale de chaque corde mesurée au moment de la mise en place des cibles) observée sur cette même portion est illustrée dans la figure 10. Il est également intéressant de noter les trois interruptions de l'avancement qui figurent sur ce même diagramme:

- au PM 1494, pendant 18 jours durant les congés de fin d'année 2006
- au PM 1545, pendant 28 jours, durant la procédure d'appel d'offres du nouveau marché pour la poursuite de la descenderie qui s'est déroulée entre avril et mai 2007
- au PM 1605, pendant 14 jours, durant la réalisation d'une niche latérale au PM 1488.

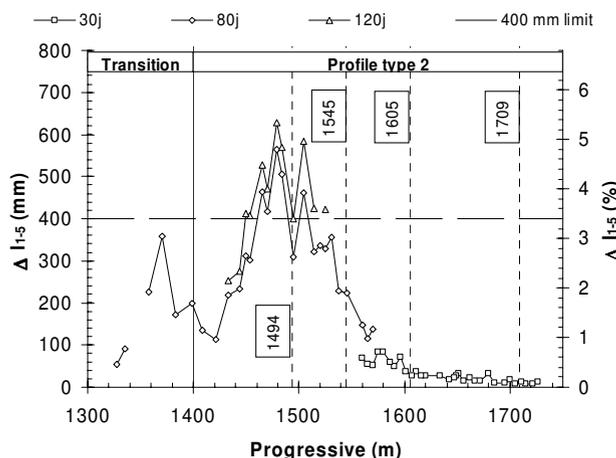


Figure 10 - Convergences observées à 30, 80 et 120 jours suivant l'excavation après mise en œuvre de la phase 2

Les observations complémentaires suivantes peuvent être faites:

- des déformations importantes sont associées au profil de soutènement de type 1 entre les PM 1200 et 1400. Avec le soutène-

ment de type 2, les convergences observées dans le tunnel en phase 1 sont légèrement moindres, la déformation ne dépassant jamais 6-7 %

- pour le profil de soutènement de type 2, la convergence tolérée de 600 mm a été dépassée par endroits et a nécessité le réalésage de la section avant la mise en œuvre du revêtement composite
- les déformations du tunnel associées au profil de soutènement de type 1 sont très hétérogènes d'une section à l'autre, le profil de soutènement de type 2 a homogénéisé ces déformations.

Il est également important de prendre en compte la convergence dans le tunnel en fonction du temps dans la phase 2 décrite dans la figure 10 ci-dessus. Ce comportement est observé à une distance importante du front de taille lorsque que le soutènement semi-rigide a été mis en place pour une certaine durée, et que le revêtement béton définitif n'a pas encore été appliqué. Le graphique présente l'état de la section auscultée à 80 et 120 jours suivant l'excavation. Il est à noter que des déformations supérieures aux tolérances théoriques (400 mm) ont été mesurées sur le soutènement semi-rigide du profil de type 2, entre les PM 1450 et 1525, au niveau de la corde 1-5. Sur ces sections les éléments compressibles du parement droit ont atteint une compressibilité de 40 % (voir figure 11) proche de leur limite admissible. Ces phénomènes bien visibles n'ont cependant pas posé de problème particulier lors de la mise en place du revêtement définitif.

6 - INNOVATION DE LA MODÉLISATION DES PHÉNOMÈNES DE «SQUEEZING»

Le retour d'expérience obtenu lors du creusement de la descenderie de Saint Martin La Porte a permis de développer des méthodes innovantes applicables au creusement de tunnels dans des terrains présentant de fortes convergences: (1) la méthode d'excavation-soutènement adoptée, qui associe la consolidation du terrain rocheux en aval du front de taille et autour du tunnel avec un revêtement de soutènement semi-rigide qui se déforme de façon contrôlée; (2) le développement d'un modèle de comportement du terrain en fonction du temps, capable de décrire les principaux aspects du comportement du tunnel pendant l'excavation du front de taille.

(1) Le recours à des éléments déformables dans le cadre de la méthode d'excavation - soutènement avec le profil de soutènement de type 2 est le résultat d'un processus d'apprentissage. La solution adoptée nécessite une attention particulière lors de la définition du phasage des opérations afin de ne pas affecter le cycle d'avancement des travaux de creusement. Le rôle des éléments déformables intégrés dans le revêtement primaire est illustré dans la figure 11 qui présente la courbe caractéristique obtenue pour ces éléments en laboratoire. Le graphique montre clairement que lorsque le point de rupture est atteint l'élément déformable adopte un comportement plastique et que les contraintes mesurées restent constantes et égales à 8.0 MPa. De fait, lorsqu'il est soumis à un effort tangentiel quasi-constant, l'élément intégré dans le revêtement est capable de se comprimer tout en exerçant une pression de confinement (effort radial non nul) sur le massif encaissant qui continu de converger. C'est cet effort radial qui permet de maîtriser les déformations auxquelles le tunnel est soumis.

(2) La déformation différée, ou fluage, est un phénomène qui évolue essentiellement en fonction du temps. C'est la raison pour laquelle dans le cas de la descenderie de Saint Martin La Porte, où les phénomènes de déformation et de fluage sont extrêmes, la modélisation du massif ne peut être obtenue de manière satisfaisante qu'en utilisant une loi de comportement qui prend en compte le facteur temps. En effet des déformations liées au facteur temps ont été observées à chaque fois que l'avancement a été interrompu. Elles se développent également lors de l'excavation proprement dite, mais il est alors difficile de faire la différence entre "l'effet front de taille" et "l'effet temps".

Un modèle de comportement suivant une loi de type Elasto-Viscoplastique (Stress Hardening ELastic Viscous Plastic - «SHELVIP» Barla et al. 2008, Debernardi, 2008) a été élaboré sur la base d'essais de triaxiaux effectués en laboratoire sur des échantillons de charbon prélevés sur le front du tunnel et dans des sondages. Selon ce modèle, les déformations plastiques qui ne dépendent pas du facteur temps ne se développent que lorsque la contrainte

atteint la limite de rupture plastique. La part de déformation visco-plastique ne se développe, quant à elle, que si l'état de contrainte effectif dépasse une limite de rupture viscoplastique donnée.

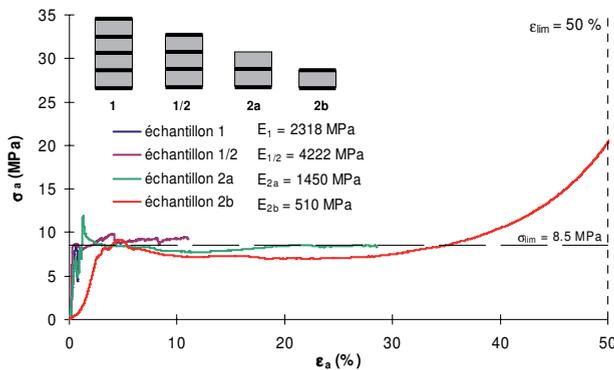


Figure 11 - Courbe caractéristique obtenue en laboratoire lors de la mise en charge mono-axiale de l'élément déformable

Comme le montre la figure 12, le modèle SHELVIP reproduit bien les résultats obtenus lors des essais de laboratoire sur des échantillons de charbon. La figure 13 montre que ce même modèle est également capable de reproduire le comportement du tunnel en fonction du temps lors de l'excavation (Barla et al., 2008). Il est à noter que les résultats présentés concernent la section de tunnel au PM 1311 (profil de soutènement de type 1) qui était soumise à d'importantes déformations, réalisées avant que ne soit définitivement adopté le nouveau profil de soutènement de type 2.

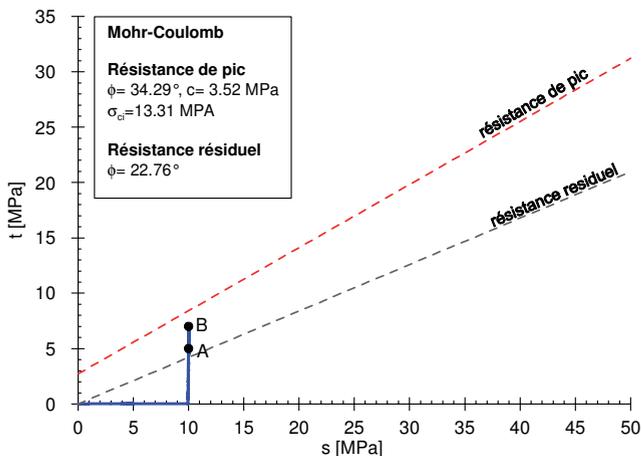
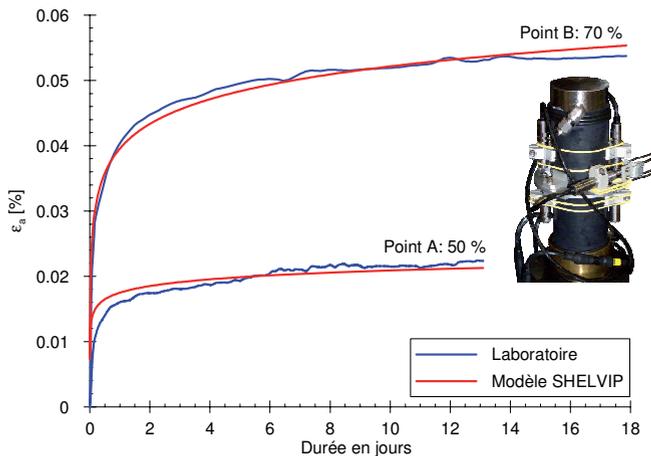


Figure 12 - Comparaison du comportement prévu (modèles SHELVIP) et mesuré en laboratoire (Barla et al., 2008)

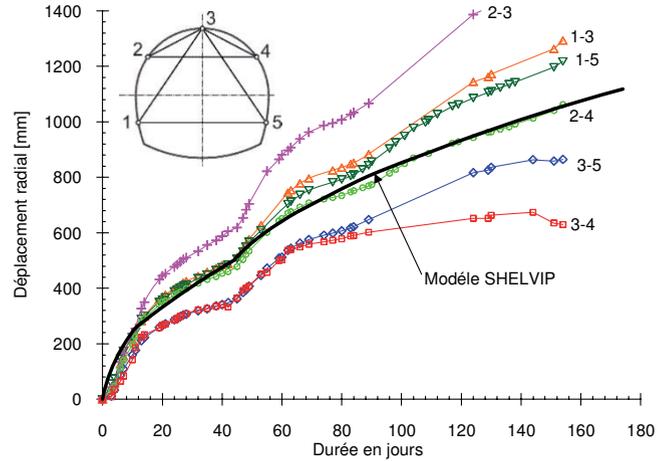


Figure 13 - Comparaison du comportement prévu et observé au cours de l'excavation. Auscultation de la section au PM 1311 avec soutènement souple de type 1 (Barla et al., 2008)

7 - CONCLUSIONS

Nous savons que la construction de tunnels dans des milieux présentant de forts phénomènes de déformation et de fluage est problématique en raison de la difficulté d'obtenir des prévisions fiables lors des études préliminaires. Au cours de l'excavation il reste très difficile d'anticiper ces conditions, même lorsque le creusement se fait au sein d'une même formation géologique et que l'on bénéficie du retour d'expérience sur ces problèmes de grandes déformations. En effet, les conditions de déformations peuvent varier rapidement et sur de courtes distances en fonction de l'hétérogénéité du massif et des fluctuations des caractéristiques mécaniques des terrains. Par conséquent, le choix de la méthode d'excavation-soutènement la mieux adaptée s'avère problématique et incertain.

La méthode adoptée pour la descenderie de Saint Martin La Porte a démontré son efficacité pour la maîtrise des conditions de convergence de grande importance. Un certain nombre de facteurs ont cependant été déterminants: la coopération étroite entre toutes les parties prenantes, la volonté de porter une attention aux détails (compréhension des conditions géologiques et géomécaniques, flexibilité démontrée dans l'adaptation de la méthode d'excavation-soutènement aux conditions rencontrées), l'attention portée à l'observation et à l'auscultation systématique et continue au cours de la progression de l'excavation et la conviction que les observations peuvent permettre, grâce à l'élaboration d'un modèle fiable du comportement du terrain, d'obtenir des prévisions fiables concernant le comportement du tunnel.

Pour le projet du tunnel ferroviaire Lyon-Turin, la descenderie de Saint Martin la Porte est à la fois une galerie de reconnaissance permettant de reconnaître une zone géologique complexe, une galerie d'accès pour les futurs travaux de creusement et une galerie de secours pour la période d'exploitation. Le creusement de cette descenderie a rencontré des difficultés tout à fait exceptionnelles pour la traversée des terrains du Houiller productif. Elles se caractérisent par des convergences de très fortes amplitudes, pouvant atteindre 2 m, alors que le recouvrement restait modéré, inférieur à 300 m. Ces difficultés n'avaient pas été anticipées. La mise au point d'une méthode de creusement et de soutènement s'est faite progressivement sur la base d'une auscultation continue et rigoureuse des déformations du terrain et des soutènements et d'une analyse approfondie des données de l'auscultation et des observations in situ.

Ces analyses ont conduit à modifier le tracé de la descenderie, à adapter la section d'excavation aux fortes convergences et à définir un mode multi-phasé de creusement et de soutènement dont les principales caractéristiques sont:

- une première phase de soutènement souple derrière le front de taille avec des boulons et des cintres coulissants
- une deuxième phase de soutènement plus rigide mise en œuvre à 30 m derrière le front de taille avec cintre coulissant et une co-

que en béton projeté comprenant des saignées avec des éléments compressibles et si nécessaire dépose des cintres coulissants trop déformés

- enfin, un revêtement en béton coulé de 1 m d'épaisseur réalisé à 80 m du front de taille.

La solution à des difficultés importantes et inattendues, mettant en cause les coûts et les délais et par conséquent les conditions contractuelles du marché, a nécessité une discussion franche et approfondie, fondée sur des analyses partagées entre les parties.

Les enseignements qui peuvent être tirés du creusement de la descenderie de Saint Martin la Porte sont très importants pour la mise au point du projet du tunnel ferroviaire Lyon-Turin qui devra franchir une zone très difficile.

RÉFÉRENCES

- Barla G., Tunnelling under squeezing rock conditions, *Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling*, D. Kolymbas editor. 2001, pp. 169-268.
- Barla G., Bonini M. & Debernardi D., Time dependent deformations in squeezing tunnels, 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India, 1-6 octobre 2008.
- Debernardi D., Viscoplastic behaviour and design of tunnels. PhD Thesis under preparation, Politecnico di Torino, Department of Structural and Geotechnical Engineering, Italy.
- Hoek E., Big tunnels in bad rock, 2000 Terzaghi Lecture, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 9. September 2001, pp. 726-740.
- Hoek E. & Marinos P., Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses, *Tunnels and Tunnelling International*, Part 1 - November 2000, Part 2 - December 2000.
- Panet M., *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées : Paris 1995.
- Panet M., *The alpine tunnels and their geotechnical difficulties*. Reports on Geotechnical Engineering, Soil Mechanics and Rock Engineering. Vol. 5: Vienna Technical University. 2nd edition. 2003