

Tunnel de base du Lyon-Turin – Comportement poussant du Houiller productif

Lyon-Torino base tunnel – Squeezing behaviour of the “Houiller productif”

Jean-Pierre JANIN, *Setec-Terrasol – S2iP, Lyon, France*

Thomas ROSSI, *Setec-Terrasol - S2iP, Lyon, France*

Angel SILVESTRE, *consultant en géotechnique, Valence, Espagne*

François LAIGLE, *EDF CIH, Le Bourget du Lac, France*

Résumé

Le creusement de la descenderie de Saint-Martin-la-Porte (SMP1) et, récemment, de la galerie à l'axe du Tube Sud (SMP4) de la future ligne ferroviaire Lyon-Turin a mis en évidence le comportement poussant des formations schisto-gréseuses et charbonneuses du Houiller Productif au niveau du Front Houiller Briançonnais (FHB). Les convergences métriques obtenues et se poursuivant bien à l'arrière du front de taille, mettent clairement en évidence le comportement différé du massif. La conception de la méthode de creusement, des soutènements et du revêtement représente ainsi un défi majeur pour ce secteur du projet.

L'analyse des travaux et des différentes mesures d'auscultation réalisées in situ a permis de définir la réponse du massif en termes de déformations et de chargement sur le soutènement et le revêtement. Un calage analytique et numérique a ensuite été mené sur les données à disposition. Cette démarche permet d'aboutir à un modèle rhéologique permettant de décrire le comportement mécanique et différé du Houiller Productif (dans la zone du FHB). Ce modèle, assez simple d'utilisation pour l'ingénieur, arrive à caler de façon satisfaisante aux auscultations enregistrées in situ, en termes de déformations et d'évolution des efforts dans le revêtement.

Abstract

The excavation of the Saint-Martin-la-Porte addit (SMP1) and, recently, of the the South Tube tunnel (SMP4) of the future Lyon-Turin railway line have highlighted the squeezing behaviour of schisto-sandstone and coal formations of the « Houiller productif », with metric convergences which continued far from the tunnel face, highlighting the time-dependent behaviour of this rock masses. The design of the excavation method, of the supports to be put in place and of the final lining thus represents a major challenge for this sector of the project.

The analysis of the works and the various measurements carried out in situ made it possible to define the response of the rock masses in terms of deformations and loading on the support and the lining. An analytical and numerical calibration was then carried out on the available data. This approach led to a rheological model allowing the description of the mechanical and time-dependent behaviour of the « Houiller productif ». This model, fairly easy to use for the engineer, permit to fit well with the measurements recorded in situ, in terms of deformations and evolution of the forces in the lining.

Tunnel de base du Lyon-Turin – Comportement poussant du Houiller productif

Lyon-Torino base tunnel – Squeezing behaviour of the “Houiller productif”

Jean-Pierre JANIN, *Setec-Terrasol – S2iP, Lyon, France*

Thomas ROSSI, *Setec-Terrasol - S2iP, Lyon, France*

Angel SILVESTRE, *consultant en géotechnique, Valence, Espagne*

François LAIGLE, *EDF CIH, Le Bourget du Lac, France*

1 Introduction

La conception et la construction de tunnels dans des massifs ayant un comportement poussant, « squeezing behaviour », restent un défi majeur dans le domaine des ouvrages souterrains. Il est en effet difficile de prévoir de manière fiable la réponse du massif à court et long terme. Celle-ci, en outre, peut varier très rapidement sur des courtes distances, engendrant des difficultés majeures lors des travaux et nécessitant l'adaptation de méthode de creusement et de la conception des soutènements et du revêtement final.

La Société Internationale de Mécanique des Roches (ISRM) et, en particulier, le professeur Barla (1995) proposent la définition suivante pour décrire le comportement poussant : « *Squeezing of rock is the time dependent large deformation which occurs around the tunnel and is essentially associated with creep caused by exceeding a limiting shear stress. Deformation may terminate during construction or continue over a long time period* ». Ce comportement est complexe à étudier parce qu'il dépend de plusieurs facteurs, tels que les conditions géologiques et géotechniques, la contrainte in-situ par rapport à la résistance du massif rocheux, l'éventuelle présence d'eau et des pressions interstitielles... En outre, il est fortement lié à la méthode d'excavation et à la technique de soutènement adoptée.

Le comportement poussant peut être étudié par différentes approches, semi-empiriques, analytiques et numériques. Néanmoins, ces différentes approches se basent toutes sur des retours d'expérience réels. Les massifs montrant des problèmes de « squeezing » sévère sont très souvent formés par des roches hétérogènes, stratifiées (de type flysch), fracturées et tectonisées. Ce type de matériau ne peut pas être caractérisé par des essais en laboratoire. Ces caractéristiques peuvent être déduites sur la base de retro-analyse sur les mesures d'auscultations recueillies lors de la construction du tunnel. Sur la base des observations sur des tunnels montrant des problèmes de squeezing, des auteurs ont corrélié l'amplitude du comportement poussant au rapport entre la résistance du massif rocheux et les contraintes en place (Jethwa et al. 1984, Hoek et Marinos 2000). Des lois analytiques ont été également formulées pour décrire l'évolution des convergences en fonction de la distance au front et du temps (Panet 1995, Sulem 1983, Sulem et al. 1987). Enfin, le comportement différé a été approché dans les simulations numériques, soit de façon implicite par un milieu élasto-plastique équivalent dont la résistance et le module de déformation sont réduits au cours du temps (caractéristiques à court terme et à long terme), soit de façon explicite par des modèles de type élasto-plastique visqueux, comme celui CVISC ou SHELVIP, déjà utilisés pour simuler le comportement du Houiller productif (VU 2010, TRAN MANH 2014, Barla et al. 2011).

Dans cet article on présente les études de retro-analyse menées sur les données recueillies sur du creusement de la galerie de reconnaissance (SMP4) réalisée au niveau du Tube Sud de la future liaison ferroviaire Lyon-Turin. Les travaux sont réalisés par le groupement Spie Batignolles/Eiffage/Ghella/CMC/COGEIS sous MOE travaux Egis/Alpina. Ces études s'inscrivent dans la mission de MOE du groupement S2iP des lots 6 et 7 du Tunnel de Base.

L'analyse des travaux et des différentes mesures d'auscultation a permis de définir la réponse du massif en termes de déformations et de chargement sur le soutènement et le revêtement. Un calage analytique et numérique a ensuite été mené sur les données à disposition afin de justifier les dispositions constructives pour le Tube Nord au droit du franchissement du Front du Houiller.

2 Présentation du projet

2.1 Contexte et enjeux

Lors du creusement de la descenderie de Saint Martin la Porte entre 2003 et 2010, de très fortes déformations (« squeezing ») ont été observées au niveau du contact tectonique du Front Houiller Briançonnais (FHB), sous une couverture de l'ordre de 400 m. Un tel comportement au niveau du tunnel de base (600 m de couverture) posait clairement des questionnements sur la faisabilité de l'excavation, ainsi que sur le chargement et le dimensionnement du revêtement définitif sur la durée de vie de l'ouvrage (120 ans). Le Maître d'Ouvrage (TELT) a donc attribué en 2015, un marché (SMP4) visant à franchir le FHB en méthode traditionnelle à l'axe du tunnel de base et au diamètre définitif. Pour ce faire, une descenderie auxiliaire (Partie 3a) a été excavée dans les formations calcaires et évaporitiques sub-briançonnaises permettant de rejoindre l'axe du Tube Sud du tunnel de base au niveau du PK 10+140. La poursuite de l'excavation (Partie 3b) en direction du pied de la descenderie existante, a recoupée le FHB au PK 10+270. De nouveau, d'importantes déformations (squeezing sévère) se sont manifestées dès l'entrée dans les formations gréso-schisto-charbonneuses du Houiller.

En 2018, TELT a confié au groupement S2iP dont le mandataire est la société Setec TPI, en partenariat avec Systra, Italferr et Pini Swiss Engineers, les études de maîtrise d'œuvre des chantiers opérationnels CO6/7. Ils concernent l'excavation du Tube Nord du Tunnel de Base entre la descenderie de Saint Martin la Porte et celle de La Praz, ainsi que l'excavation des deux tubes en direction de Modane à partir de la descenderie de La Praz. Dans ce cadre, l'analyse des données d'auscultation au franchissement du FHB a été nécessaire de manière à mieux comprendre le comportement différé du massif rocheux et concevoir les méthodes d'excavation, les profils de soutènement et le revêtement définitif du Tube Nord.

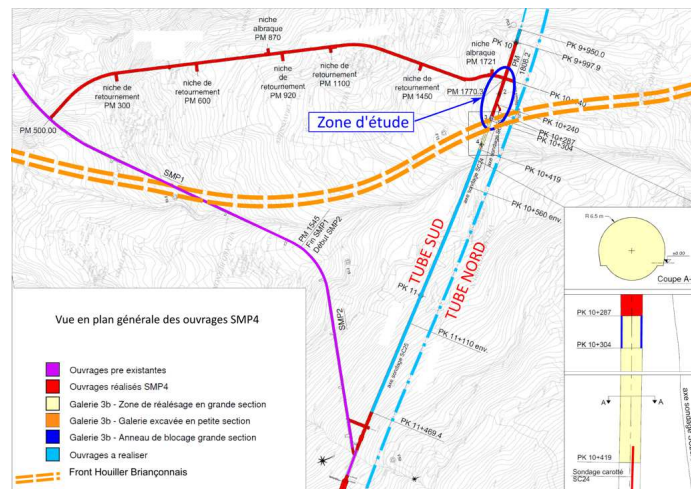


Figure 1 : Vue en plan du projet dans la zone du Houiller productif

2.2 Contexte géologique et structural

La zone étudiée correspond au franchissement par le tunnel de base, du Front Houiller Briançonnais (FHB). Cette structure tectonique majeure correspond au décollement de la couverture briançonnaise d'âge Carbonifère venant chevaucher vers l'ouest les formations du sub-briançonnais plus récentes d'âge jurassique et crétacé par l'intermédiaire d'une « semelle » gypseuse d'âge triasique.

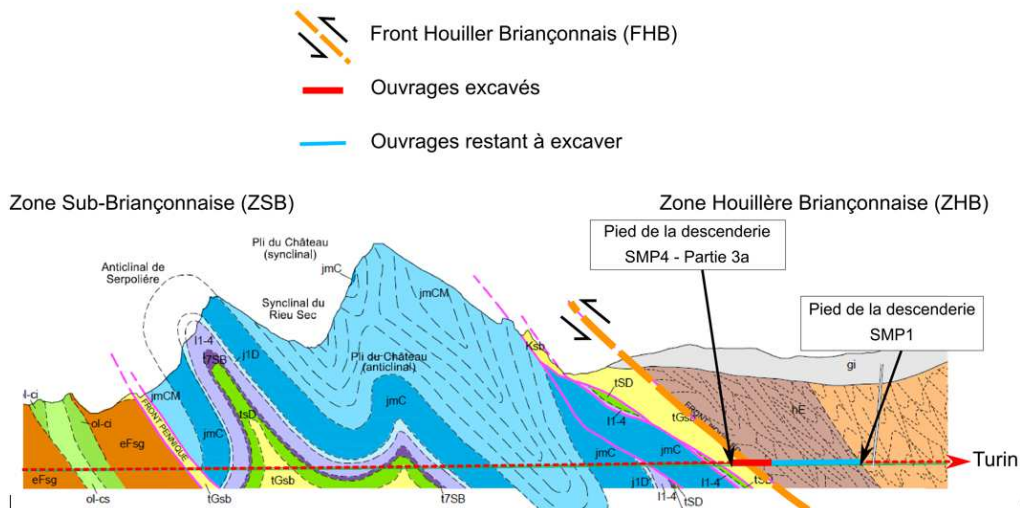


Figure 2 : Extrait de la coupe géologique au droit des ouvrages de Saint Martin la Porte

La descenterie SMP1 a été excavée selon une direction sub-méridienne, plus ou moins parallèlement aux structures tectoniques principales (schistosité, FHB). Le creusement s'est donc fait en direction par rapport aux structures principales. A contrario, l'excavation de la galerie SMP4 à l'axe du tunnel de base est réalisée perpendiculairement aux structures principales. Ces conditions d'excavation sont plus favorables vis-à-vis des convergences autour du tunnel.

Concernant l'état de contrainte du massif rocheux, des essais de fracturation hydraulique et de sur-carottage ont été réalisés dans la descenterie SMP1 sous 400 m de couverture, ainsi qu'au niveau du tunnel de base, sous 600 m de couverture. Ces essais mettent en évidence une anisotropie marquée avec une contrainte horizontale majeure plus forte que la contrainte verticale. L'anisotropie est d'autant plus forte que la couverture est faible. Ainsi, dans la descenterie SMP1, le rapport $K_0 = \sigma_H / \sigma_V$ perpendiculaire à la direction d'excavation a été évalué à 1.2 environ, alors que pour SMP4 est plutôt de 0.8 à 1. Le « déchargement » provoqué par l'érosion a induit une baisse de σ_V faisant augmenter mécaniquement le rapport K_0 . En ce sens, la plus forte couverture au niveau du tunnel de base est favorable vis-à-vis de l'état de contrainte.

Le creusement du tube Sud a commencé au PK 10+140 dans les formations du Trias, correspondant à des anhydrites massives, des calcschistes et quelques niveaux dolomitiques. Ces formations particulièrement massives sont caractérisées par des valeurs de GSI (Geological Strength Index) élevées, de l'ordre de 50 à 70.

L'entrée dans les formations du Houiller débute au PK 10+270. Celles-ci recoupées en voûte gauche gagnent rapidement l'ensemble du front d'excavation. L'amas rocheux est de qualité très médiocre, les valeurs de GSI ne dépassant pas 30. A partir du PM10+295, le massif rocheux est affecté de nombreux plissements et cisaillements engendrant un changement de direction de la schistosité principale. La déstructuration du massif est totale au PM 10+300 avec des valeurs de GSI inférieures à 20 et induit alors un effondrement du front en grande section ($R_{exc} = 6.55$ m) nécessitant un remblaiement en urgence.

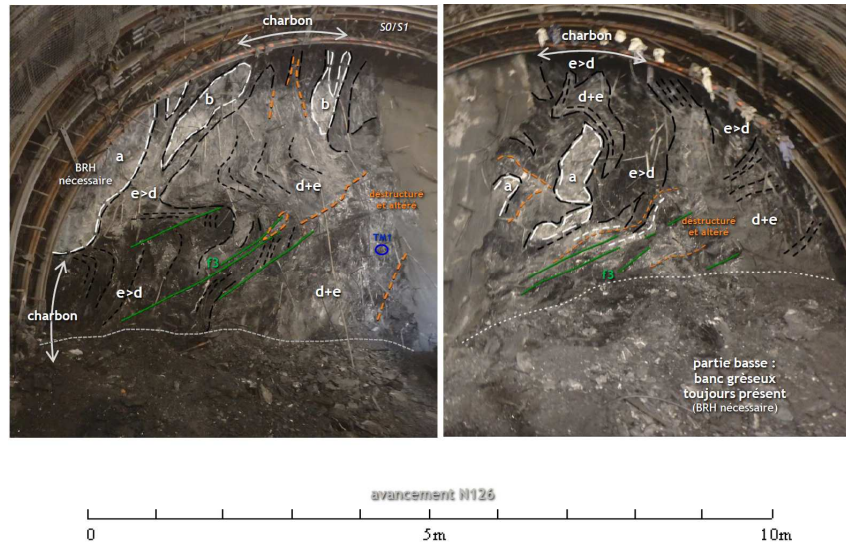


Figure 3 : Photographie du front de taille dans le Houiller Productif au PM10+299 (Chantier SMP4). On note la forte déstructuration du massif, les bancs gréseux (a et b) étant totalement disloqués et apparaissant sous forme de « boules » noyées dans les schistes noirs (d) et les schistes charbonneux (e)

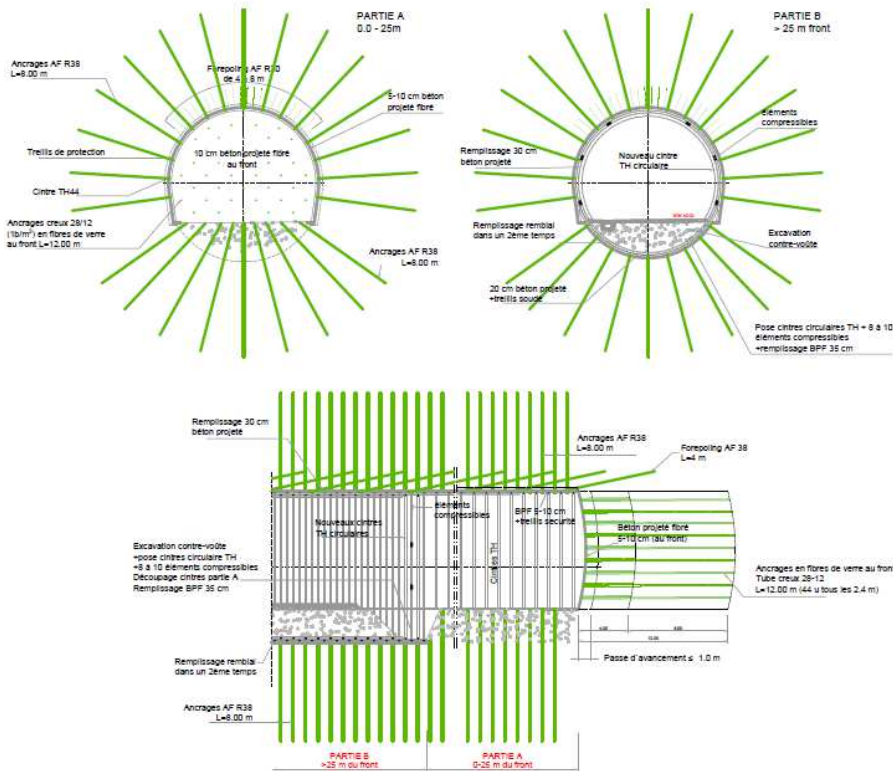


Figure 4 : Principes du soutènement P6b mis en place dans la galerie SMP4

2.3 Méthode de creusement et de soutènement

Dans les formations du Houiller Productif, l'excavation a été réalisée à la machine à attaque ponctuelle par passe de 1 mètre. La cadence d'avancement a été de 0.5 m/jour. Le soutènement phasé P6b, inspiré du retour d'expérience de SMP1, mis en œuvre a été le suivant :

- Phase A :
 - Excavation pleine section (sauf la contre-voûte) 116 m², R = 6.55 m,
 - Pré-soutènement systématique par forepoling et boulons fibres de verre (1 boulon/m²),
 - 5 cm de béton projeté de sécurité en paroi (10 cm au front),
 - 32 boulons auréolaires AF38N en voûte + 10 autres en contre-voûte, longueur 8m,
 - Pose d'un cintre coulissant TH44

- Phase B (à environ 25 m du front) :
 - Excavation de la contre-voûte,
 - Pose d'un deuxième cintre couissant annulaire TH44,
 - Mise en place de 10 blocs compressibles de type HidCon® et remplissage des cintres par une coque béton projeté de 30 cm d'épaisseur,
 - Remblaiement de la contre-voûte.

3 Auscultation

3.1 Convergences

Les mesures in situ ont montré que, dès la rentrée dans le Houiller productif à partir du PK 10+270 environ, les convergences ont augmenté très rapidement. L'amplitude des déformations a été de plus en plus importante au fur et à mesure que le front s'est inscrit entièrement dans le Houiller.

L'excavation de galerie en grande section de SMP4 s'est arrêtée au PM 10+300 environ suite à l'effondrement général du front de taille associé à un report de charge jusqu'à 20 m environ à l'arrière du front, causant la rupture des soutènements, la nécessité de combler la galerie pour sa mise en sécurité et la perte des dispositifs d'auscultation. Ainsi, dans ce secteur, le REX disponible sur le creusement en front plein dans le Houiller représente seulement 15 à 20 m.

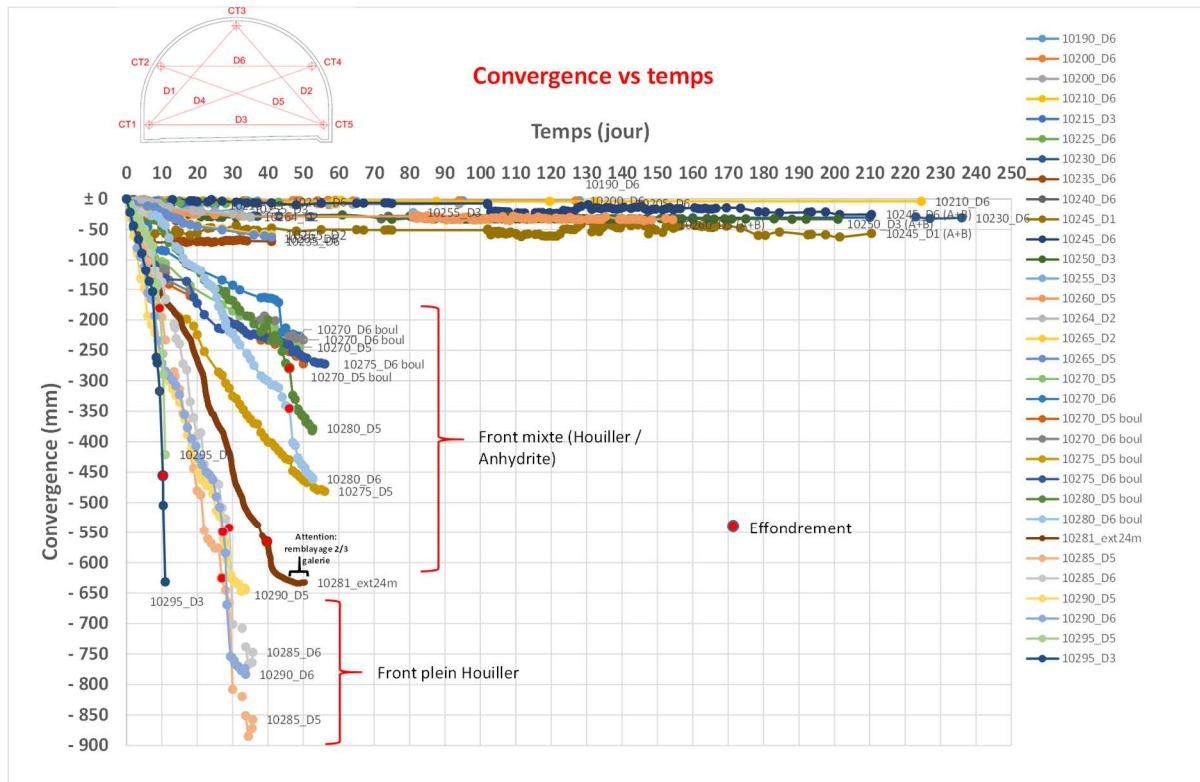


Figure 5 : Evolution des convergences mesurées sur la galerie en grande section en fonction du temps

Afin de pouvoir prédire le comportement du Houiller Productif à « long terme », le REX de SMP1/SMP2 a donc également été considéré et comparé à celui de SMP4. La descenderie de Saint Martin la Porte (SMP1/SMP2) a été creusée sur un linéaire total de 2.4 km entre mars 2003 et juin 2010. Le Houiller Productif (Unité des Encombres) a été rencontré entre les PK 0+850 et 1+850 environ, sous une couverture croissante entre 200 m et 500 m environ. Lors du creusement, différents types de soutènement ont été testés, du plus souple ou plus rigide. Finalement, un soutènement souple au front et semi-rigide à 30 m environ du front, nommé DSMXX, s'est montré de loin le plus efficace. Il a permis en effet de libérer les contraintes dans la zone du front, tout en contrôlant mieux l'évolution des convergences grâce au soutènement semi-rigide, composé principalement par une coque de béton projeté segmentée par des éléments compressibles. Ce type de soutènement est très similaire à celui mis en place lors du creusement en grande section de SMP4 (P6b).

La courbe de convergence caractéristique de SMP1, avec profil DSMXX, a été superposée aux mesures de SMP4. Il en résulte que l'évolution des convergences dans les premiers 20 m environ a été très similaire.

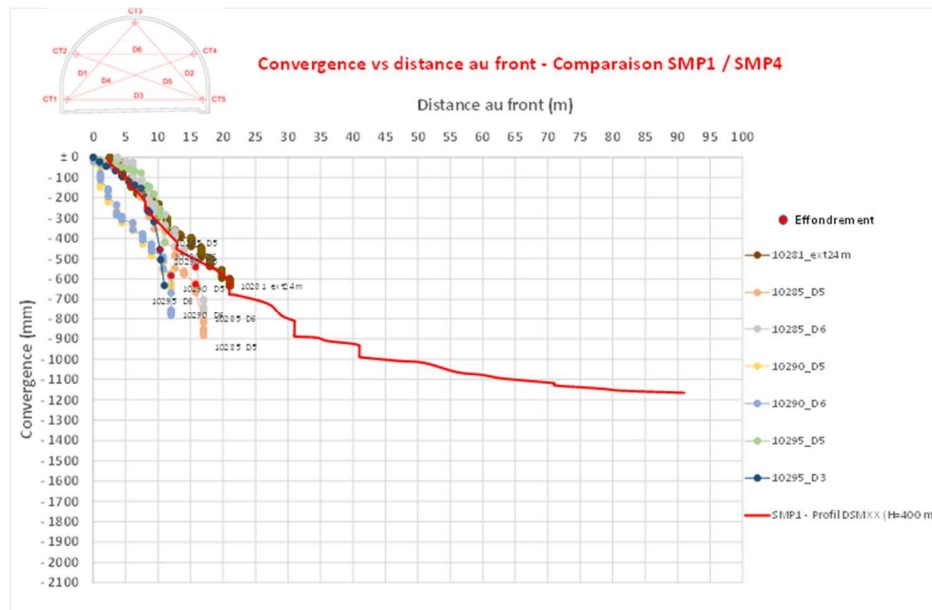


Figure 6 : Comparaison entre la convergence « type » de SMP1 pour le profil DSMXX et les convergences mesurées dans le Houiller pour SMP4

Le fait d'avoir une tendance similaire des convergences, malgré une couverture supérieure (600 m pour SMP4 et 400 m pour SMP1), qui favoriserait a priori une plastification plus importante du massif, peut s'expliquer par des conditions du massif encaissant plus favorables pour SMP4, en particulier :

- Une orientation des structures plus favorable par rapport à la direction du creusement. Sur SMP1 la galerie a été creusée en direction des plans de faiblesse du massif, alors que sur SMP4 l'excavation est réalisée plutôt en travers bancs.
- Une anisotropie de l'état des contraintes initiales a priori plus favorables vis-à-vis des convergences : $K_0 \approx 1.2$ perpendiculaire à la direction d'excavation pour SMP1 et $K_0 \approx 0.8$ à 1 pour SMP4.

L'analogie de la réponse du massif a été confirmée aussi en étudiant les vitesses de convergence en phase de creusement et lors des phases d'arrêt du front. Le graphe ci-dessous permet de faire les considérations suivantes :

- Les vitesses de convergence sont très similaires dans les deux ouvrages.
- Le comportement différé (creep) se manifeste clairement très tôt déjà au niveau du front de taille.
- L'effet mécanique prépondérant du front s'est produit jusqu'à 25 m environ du front. Au-delà, l'effet différé seul provoque l'évolution des convergences.

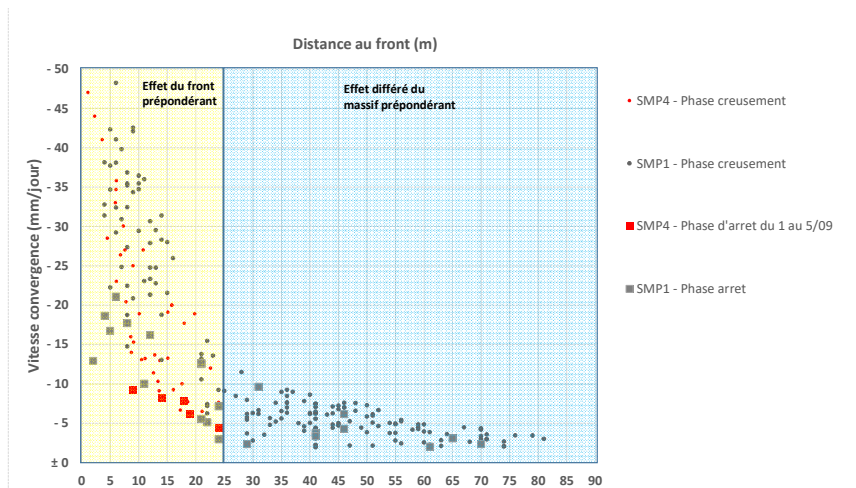


Figure 7 : Comparaison entre les vitesses de convergence de SMP1 et celles mesurées sur SMP4

3.2 Extrusion et zone plastique

En ce qui concerne l'extrusion, pour SMP4 on ne dispose que de relevés topographiques. L'extrusion cumulée sur 2 à 3 jours a été de l'ordre de 15 cm environ. Pour SMP1, l'extrusion observée au front a été généralement faible, de l'ordre de 5 cm.

Grace à une section instrumentée, composée par des extensomètres radiaux, il a été possible de constater que la zone plastique a évolué très rapidement dès le passage du front et qu'elle s'est étendue jusqu'à 8 m à 12 m de la paroi ($14\text{ m} < R_p < 18\text{ m}$). Les mêmes ordres de grandeur de zone plastifiée ont été observés sur SMP1 dans la zone analysée.

3.3 Contraintes dans le revêtement final

Outre la réaction du massif en terme de déformations (convergences, extrusion au front...), les données relatives aux contraintes reprises par le soutènement / revêtement sont importantes à analyser, en particulier dans le cas d'un comportement différé, comme celui du Houiller Productif.

Pour ce qui est de la galerie SMP4 dans le Houiller, nous ne disposons pas du REX sur le revêtement. Toutefois, des mesures de contraintes enregistrées dans le revêtement mis en place dans la descenderie SMP1 sont à disposition avec un suivi sur une dizaine d'années, en particulier dans les deux zones suivantes :

- La première au droit de la zone où le profil de soutènement souple a été mis en œuvre et où les convergences les plus fortes ont été mesurées (2 m de convergence).
- La deuxième, dans la zone où le profil semi-rigide de type DSMXX a été mise en œuvre.

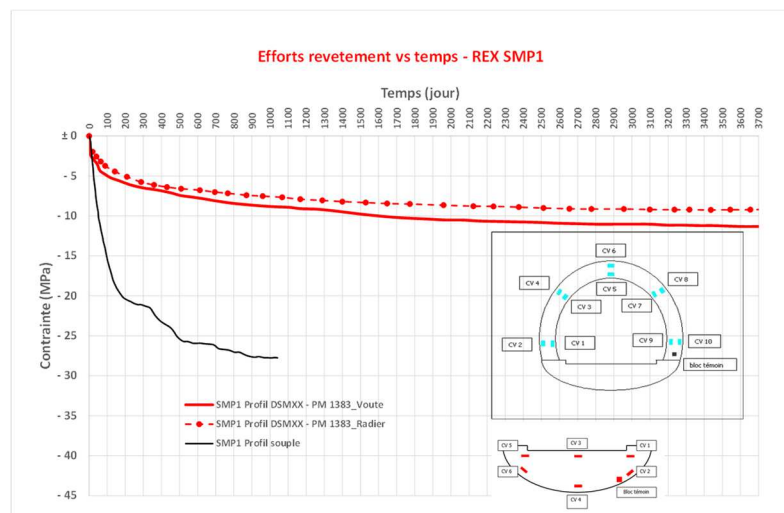


Figure 8 : Evolution des contraintes dans le revêtement sur la descenderie SMP1

Les observations et les réflexions suivantes peuvent être faites :

- Dès sa pose, le revêtement s'est chargé rapidement lors de la première année, ensuite l'augmentation des contraintes en fonction du temps a diminuée. Pour le profil DSMXX, après 3 mois on atteint par exemple déjà 50 % de la contrainte mesurée à 10 ans.
- Le type de profil de soutènement mis en place a eu un impact très important en termes de contraintes reprises ensuite par le revêtement. Le profil semi-rigide a permis de réduire les convergences et, en particulier, la vitesse de convergence différée à la pose du revêtement à 100 m du front (7 mm/jour pour le profil souple contre 1 à 2 mm/jour pour le profil DSMXX).
- Etant donné la distance de pose du revêtement par rapport au front, celui-ci s'est chargé sous l'effet du comportement différé du massif, lié à l'état déviatorique des contraintes au moment de la réalisation du revêtement. Le profil DSMXX grâce à la rigidité de la Phase B (coque BP + blocs compressibles) a amené une pression radiale permettant de réduire la contrainte déviatorique autour de l'excavation et ainsi les vitesses de convergences liées au fluage. Par conséquent le chargement du revêtement à court terme a diminué significativement. En revanche, une fois le revêtement mis en place, celui-ci par sa rigidité, a contribué dans les deux zones (souple et DSMXX) à générer une réaction dans le massif permettant de réduire le déviateur. C'est pour cette raison qu'à long terme les deux courbes semblent montrer une évolution similaire.
- La contrainte à long terme dans le revêtement est ainsi majoritairement dépendante du chargement à court terme, qui est lié à la vitesse de déformation du massif à la pose du revêtement.

Sur la base des réflexions ci-dessus et du fait que, comme décrit précédemment, le comportement du massif rocheux, à parité de profil de soutènement, au niveau de SMP1 et de SMP4, s'est montré similaire, nous pouvons considérer, sur la base des données disponibles actuellement, que le chargement du revêtement définitif à moyen et long terme sera du même ordre de grandeur.

Afin de pouvoir déduire des mesures disponibles à ce jour la contrainte à 120 ans (période pour laquelle le revêtement du tunnel de base doit être dimensionné) et choisir ainsi la classe de béton, une loi analytique logarithmique a été calée sur les données disponibles pour les deux zones représentatives de SMP1, avec profil souple et profil DSMXX.

$$\sigma(t) = \sigma_j \times \text{Log} \left(1 + \frac{t}{T^*} \right)$$

Avec :

- σ_j : la contrainte mesurée dans le revêtement à un certain temps « j » après sa pose.
- t : temps depuis la pose du revêtement,
- T^* : paramètre homogène à un temps, caractéristique du comportement différé du massif.

Il est fort intéressant de constater que pour se caler aux deux comportements observés, on peut considérer la contrainte mesurée à court terme (environ 100 jours après la pose du revêtement) et la même valeur de $T^* = 10$ jours.

Par le biais de cette loi, il a été ainsi possible d'estimer la contrainte à 120 ans.

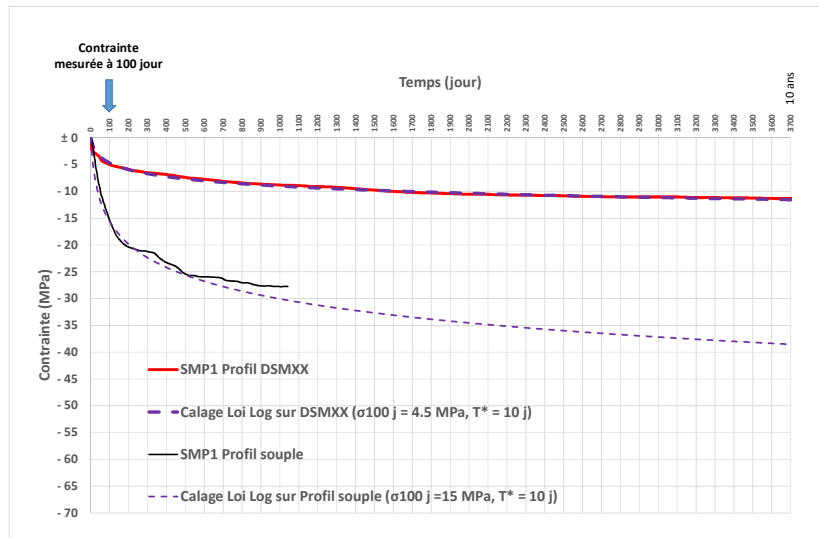


Figure 9 : Calage d'une loi analytique sur les données disponibles

4 Calage semi-empirique et analytique

Les caractéristiques du massif ont été déterminées dans un premier temps par des approches semi-empiriques et analytiques, disponibles dans la littérature.

4.1 Méthode semi-empirique de Hoek et Marinos

Hoek et Marinos (2000) ont proposé une méthodologie pour l'estimation du GSI et des caractéristiques de la résistance du massif pour des milieux rocheux hétérogènes. En particulier, ils corrélient le rapport σ_{cm}/σ_0 au niveau de déformation attendue et à l'amplitude des problèmes de squeezing.

En considérant les valeurs de GSI estimées au front ($GSI \approx 25$) et la proportion relative entre la roche compétente (grès) et la roche mauvaise (schistes carbonneux), visible au front dans la zone du Houiller, il a été possible d'estimer les paramètres pondérés du massif, en particulier la résistance de la roche intacte $\sigma_{ci} \approx 22$ à 26 MPa et la résistance du massif $\sigma_{cm} \approx 1.4$ à 1.8 MPa. Il en résulte, pour SMP4, un rapport $\sigma_{cm}/\sigma_0 \approx 0.1$.

Sur la base du graphe proposé par Hoek (2000), ce rapport amène à une déformation en parois attendue de l'ordre de 10%, valeur tout à fait cohérente avec la convergence prévue à long terme pour SMP4 (cf. Figure 6). La méthodologie semble ainsi bien appropriée pour caractériser le comportement du Houiller productif avec une approche « terrain ».

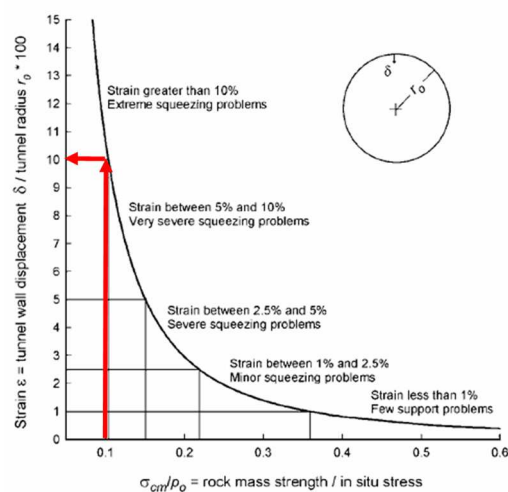


Figure 10 : Relation entre le rapport σ_{cm}/σ_0 et les déformations attendues

4.2 Calage de la loi de Sulem

Dans le cas d'un massif ayant un comportement différé, l'évolution de la convergence dépend à la fois de l'influence du front de taille, mais aussi du temps qui s'est écoulé depuis le passage du front à la section considérée.

Sulem (Sulem 1983 ; Sulem et al. 1987) a proposé une loi analytique semi-empirique qui prend en compte les deux facteurs : l'influence du front et celle du temps. La loi est la suivante :

$$C(x,t) = C_{\infty x} \left[1 - \left(\frac{X}{x+X} \right)^2 \right] \left[1 + m \left(1 - \left(\frac{T}{t+T} \right)^n \right) \right]$$

Où :

- x est la distance de la section au front de taille ;
- t est le temps depuis le passage du front ;
- X est un paramètre homogène à une longueur, qui dépend de la distance d'influence du front ;
- T est un paramètre homogène à un temps, caractéristique du comportement différé du massif ;
- $C_{\infty x}$ est la convergence diamétrale mesurable instantanée pour un avancement infiniment rapide ;
- m est le rapport entre la convergence différée et la convergence instantanée ;
- n est un paramètre qui est souvent considéré égal à 0.3.

Cette loi présente ainsi l'avantage de pouvoir distinguer la réponse purement mécanique du massif de celle couplée (mécanique + effet différé « creep »). Cependant, elle intègre implicitement les effets du soutènement. Pour estimer les paramètres « mécaniques » du massif, le moins « pollués » possible par l'apport du soutènement, il a été choisi de caler la loi sur les convergences observées sur les premiers 25 m à l'arrière du front, dans la zone de soutènement souple, juste avant la mise en place du soutènement semi-rigide.

La loi de Sulem a été ainsi calée sur les évolutions des convergences mesurées in situ lors des phases d'arrêt, sur les convergences globales et sur la base de l'influence prépondérante du front (cf. Figure 7).

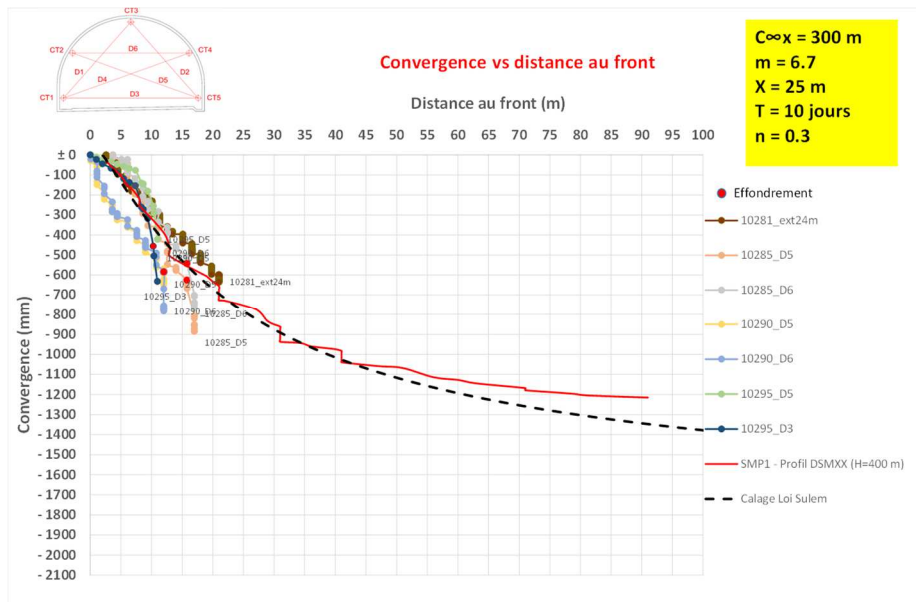


Figure 11 : Calage de la loi de Sulem sur les convergences

4.3 Calage des vitesses de « creep »

Sur la base des vitesses de convergence de creep mesurées lors des phases d'arrêt (cf. Figure 7), il a été possible de caler la loi exponentielle suivante :

$$v(x) = v_f \times e^{\left(-\frac{x}{D_f} \right)}, \text{ avec :}$$

- $v(x)$, la vitesse de convergence de fluage à la distance x du front,

- v_f , la vitesse de convergence de fluage mesurée juste après le front,
- D_f la distance d'influence prépondérante du front. Dans notre cas cette distance est de l'ordre de 25 m.

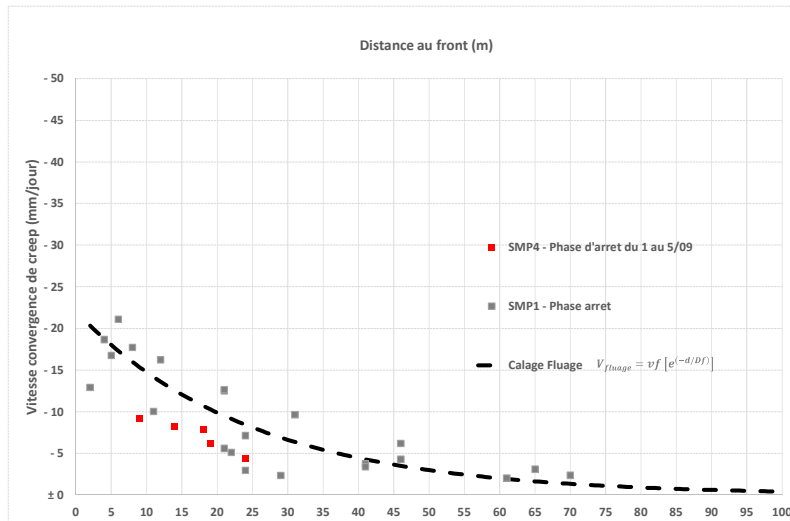


Figure 12 : Calage de la loi exponentielle sur les vitesses de creep

4.4 Distinction entre la réponse mécanique et celle lié au creep

Grace au calage de la loi de Sulem et au calage des vitesses de creep, il a été ensuite possible de déduire la convergence « purement » mécanique du massif de celle totale, qui prend en compte aussi les effets différés. Il est très intéressant de constater qu'en déduisant de la convergence totale celle déduite de la courbe calée sur les vitesses de creep (Figure 12), on obtient la même convergence mécanique que celle calculée avec la première partie de la loi de Sulem (sans effet différé, avec $m=0$).

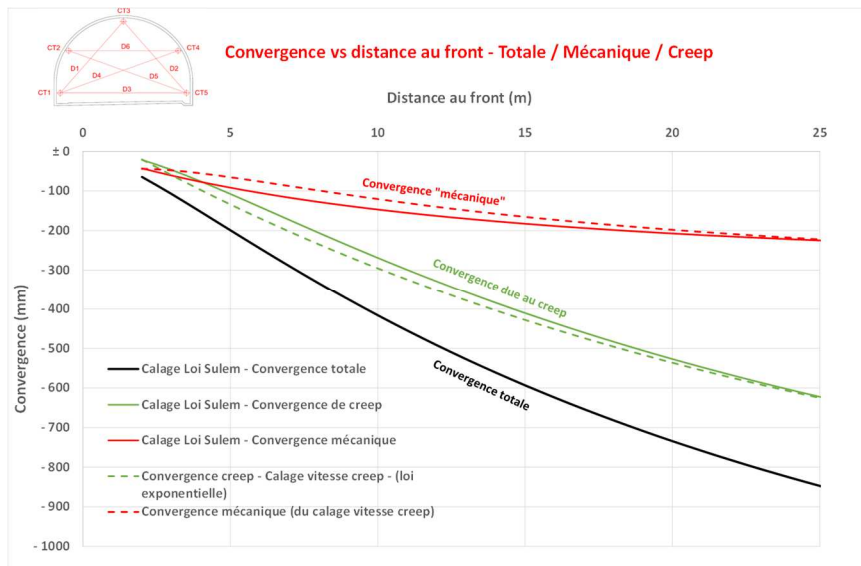


Figure 13 : Distinction entre la réponse mécanique et de creep

4.5 Détermination des paramètres mécaniques par approche convergence-confinement

Une fois déterminée la convergence mécanique, entre le passage du front et 25 m à l'arrière (avant la pose du soutènement semi-rigide), il a été possible d'en déduire le déplacement radial stabilisé y compris la préconvergence en utilisant la formulation de la courbe LDP proposée par Vlachopoulos et Diederichs (2009). Les paramètres mécaniques E_m (module du massif), c (cohésion) et ϕ (angle de frottement) ont été ensuite déterminés avec les différentes approches disponibles en littérature de la méthode convergence-confinement. Les différentes formulations donnent des résultats similaires :

$$E_m = 4 \text{ GPa}, c = 0.9 \text{ MPa}, \phi = 25^\circ.$$

Deux réflexions peuvent être faites :

- Le module de déformation, en particulier, est significativement plus fort des valeurs usuellement retenues jusqu'à maintenant dans la littérature pour caractériser le Houiller productif. La raison vient du fait qu'il a été souvent calé sur les convergences totales intégrant ainsi aussi l'effet du creep.
- Ces paramètres « mécaniques », où l'effet du creep a été écarté, gardent encore implicitement l'effet du soutènement souple de la Phase A (cf. 2.3), en particulier celui du boulonnage radial.

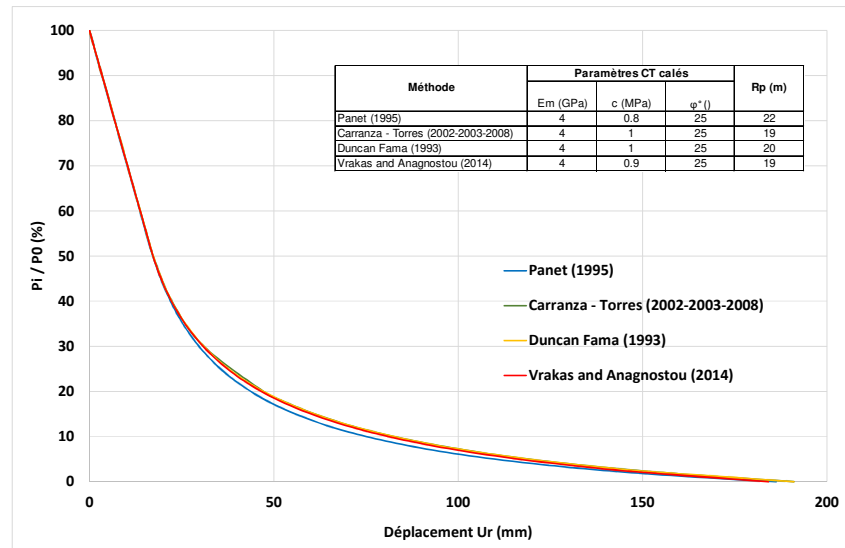


Figure 14 : Détermination des paramètres mécaniques du massif par approche convergence-confinement

5 Calage numérique et justification du soutènement/revêtement

5.1 Présentation du modèle

Un modèle 3D aux différences finies a été réalisé avec le code FLAC 3D (ITASCA). La section de creusement, le phasage des travaux et les éléments suivants ont été modélisés de façon explicite et discrète (cf. 2.3) :

- Phase A : boulonnage au front, forepoling, boulonnage radial (éléments « cable »)
- Phase B: coque de béton projeté (éléments volumiques), blocs compressibles (éléments volumiques avec comportement type « double-yield » permettant de simuler la relation contraintes/déformations des HidCon)
- Revêtement final : éléments volumiques, épaisseur de 1 m.

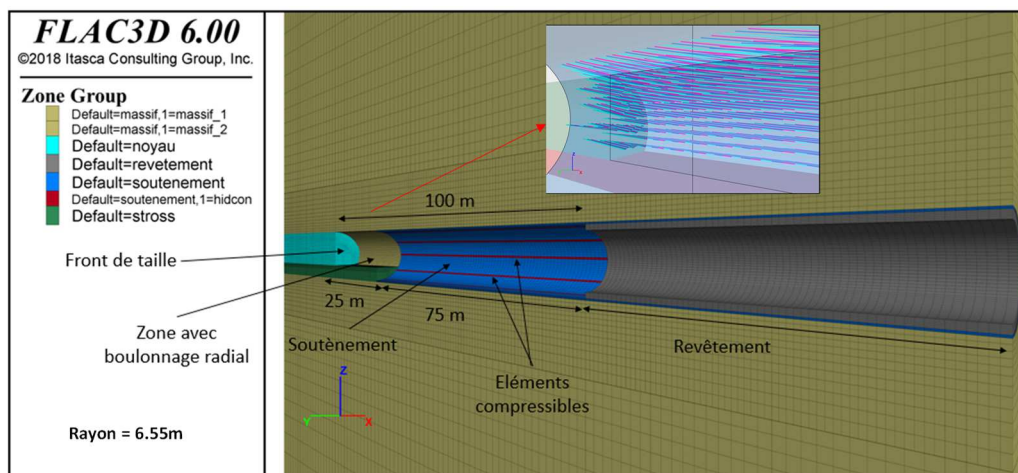


Figure 15 : Vue du modèle 3D aux différences finies

5.2 Simulation du comportement différé

Une fois déterminé les paramètres mécaniques du massif, il est question de simuler les effets différés. Après une analyse des lois de comportement disponibles dans la littérature, il a été choisi d'adopter le modèle « Power Model » (FLAC, ITASCA), basé sur la loi de fluage visco-élastique de Norton (1929) où la vitesse de fluage est définie comme suit :

$$\dot{\epsilon}_{cr} = A \bar{\sigma}^n$$

Avec

$\bar{\sigma}$ est la contrainte de von Mises, $\sigma = \sqrt{3J_2}$, avec J_2 le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques.

Cette loi présente les avantages suivants :

- elle est déjà implémentée sur FLAC et elle se base sur peu de paramètres ;
- combinée au modèle Mohr-Coulomb, elle associe le comportement visco-élastique au modèle élastique parfaitement plastique avec critère de Mohr-Coulomb. Elle prend dans ce cas le nom de « Power-Mohr Coulomb » model.
- la loi permet de définir un seuil en contrainte de référence σ_{ref} au-dessous de laquelle la vitesse de fluage peut diminuer ou s'arrêter.

5.3 Calage sur les auscultations

La simulation numérique 3D a été ainsi calée sur les auscultations disponibles (cf. 3).

Le calcul couplé mécanique et creep a été exécuté de la façon suivante :

- a) Excavation mécanique d'un pas de creusement de 1 m avec recherche de l'équilibre mécanique sans creep.
- b) Simulation d'une période de creep de 2 jours, correspondant à la vitesse de creusement moyenne de la galerie SMP4 dans le Houiller productif (0.5 m/j).

Le calage a conduit à retenir les paramètres mécaniques présentés ci-dessous. Par rapport aux valeurs présentées dans le chapitre précédent (cf. 4.5), ceux-ci ont dû être corrigés étant donné que dans la simulation numérique l'effet du soutènement de la Phase A est explicitement pris en compte. En particulier, un comportement radoucissant a également été introduit comme expliqué ci-dessous :

- $E_{rm} = 3 \text{ GPa}$ et $\varphi = 25^\circ$
- $c_{initiale} = 0.9 \text{ MPa}$ avec une loi dégradation de la cohésion en fonction de la déformation (cohésion annulée pour $\epsilon = 10\%$), déterminée sur la base de:
 - L'amélioration de la cohésion apportée par le boulonnage (selon la recommandation AFTES GT30R1F1)
 - La convergence mécanique déduite des mesures in situ (cf. 4.4).

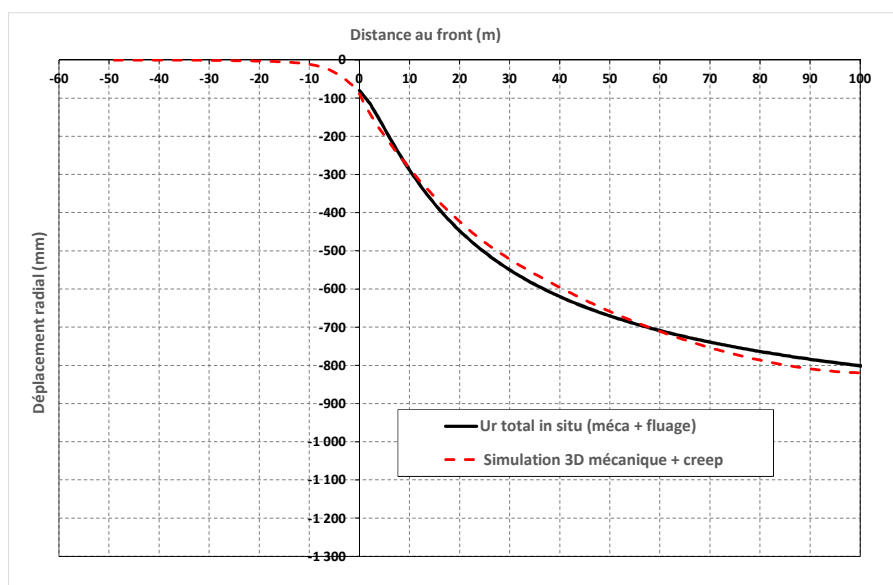


Figure 16 : Calage de la simulation numérique sur l'évolution du déplacement radial

En ce qui concerne la loi de creep, les paramètres A et n calés par Barla et al (2010) sur la section du PM 1443 de SMP1, correspondant au profil de soutènement DSMXX similaire à celui mis en œuvre sur SMP4 (P6b), ont été retenus : $A_1 = 4.86 \times 10^{-59} \text{ Pa}^{-n} \times \text{s}^{-1}$ et $n_1 = 7.28$

En outre un seuil déviatorique de creep a été introduit, au-dessous duquel la vitesse de creep est réduite afin de se caler au chargement à moyen/long terme du revêtement : $A_2 = 5 \times 10^{-62} \text{ Pa}^{-n} \times \text{s}^{-1}$ et $n_1 = 7.28$

La loi a été ainsi adoptée sous la forme suivante :

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_2 = A_1 \sigma_1^{n_1} + A_2 \sigma_2^{n_2}$$

Avec $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_{ref}$

Si $\bar{\sigma} > \sigma_{ref}$ alors $\dot{\epsilon} = A_1 \sigma_1^{n_1}$

Si $\bar{\sigma} < \sigma_{ref}$ alors $\dot{\epsilon} = A_2 \sigma_2^{n_2}$

Le seuil de creep σ_{ref} est assimilé au seuil d'endommagement ("seuil d'enclenchement de la fissuration") à partir duquel commence une dégradation progressive de la cohésion de la matrice rocheuse (Panet 1976). Il peut être défini comme un pourcentage de la résistance "pondérée" à l'échelle du front de la roche intacte σ_{ci} . Sur la base de la résistance déterminée avec l'approche de Hoek et Marinos (cf. 4.1) et du calage du modèle numérique, il a été retenu une valeur de $\sigma_{ref} = 4.5 \text{ MPa}$, qui correspond ainsi à 15% à 20% de σ_{ci} .

La simulation numérique se montre capable d'approcher de façon satisfaisante la réponse du massif en termes de convergence (Figure 16) et également en termes de chargement du revêtement final (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

Par le biais de cette méthodologie de calage et par le biais de la simulation numérique, les profils de soutènement et de revêtement pour le Tube Nord ont pu être justifiés.

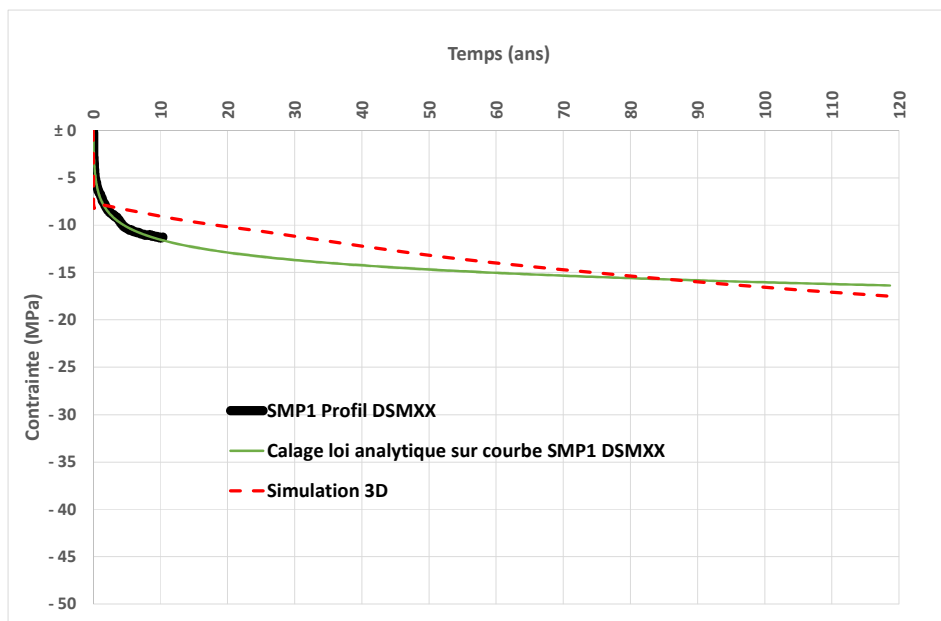


Figure 17 : Calage de la simulation numérique sur l'évolution des contraintes dans le revêtement final

6 Conclusions et perspectives

Le creusement d'un tunnel dans un massif présentant un comportement « poussant », avec des effets différés (« creep »), est un problème très complexe tant en phase de conception, qu'en phase de réalisation. Cela nécessite, en effet, d'anticiper le niveau de déformation attendu de manière à maîtriser à la fois les convergences et les contraintes dans les soutènements et in fine dans le revêtement final à long terme (durée de vie de l'ouvrage). En outre, le squeezing est un phénomène complexe car dépendant de plusieurs facteurs, tels que les conditions géologiques et structurales, la contrainte in-situ par rapport à la résistance du massif rocheux, l'éventuelle présence d'eau et des pressions interstitielles...

Cet article présente les études de retro-analyse menées sur les données d'auscultation du creusement au niveau du tube sud du Tunnel de Base de la future ligne ferroviaire Lyon-Turin, à l'entrée du front houiller briançonnais. Une méthodologie d'étude est proposée consistant à croiser des approches semi-empiriques, analytiques et numériques, visant à caler aux différentes données à disposition (convergences, extrusion, zone plastique, contraintes dans le revêtement...). Cette méthodologie aboutit à un calage numérique du comportement du massif, distinguant la réponse purement mécanique de celle différée, simulée de manière explicite par une loi relativement simple d'utilisation pour l'ingénieur.

Le travail présenté se base sur un linéaire limité du tunnel dans le Houiller productif du fait de l'effondrement lié à la rencontre d'une faille majeure. Les nouvelles données issues de la poursuite des travaux de SMP4 permettront de valider et améliorer la méthodologie proposée et, en particulier, le calage du comportement différé, ainsi que l'importance de l'état lithologique et structural du massif sur la réponse globale.

7 Références

- AFTES, Recommandation « Conception et guide de dimensionnement du boulonnage radial en tunnel » (GT30R1F1).
- Barla, G. 1995. Squeezing rocks in tunnels. *ISRM News Journal*, 2(3), 44-49.
- Barla, G., Bonini, M., Debernardi, D. 2010. Time Dependent Deformations in Squeezing Tunnels, *Int. J. Geoenviron. Case Hist.*, vol. Vol. 2.
- Barla, G., et al. 2011. Time-dependent modeling of tunnels in squeezing conditions. *International Journal of Geomechanics ASCE*, (December), 697–710. doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000163.
- Carranza-Torres, C. 2004. Elasto-Plastic Solution of Tunnel Problems Using the Generalized Form of the Hoek-Brown Failure Criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41, n° SUPPL. 1.
- Hoek, E., Marinos, P. 2000. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and Tunnelling International*, pp. 45-51: part one; pp. 33-36: part two.
- Hoek, E. 2000. Big tunnels in bad rock – Terzaghi Lecture. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 9. September 2001, pages 726-740.
- ITASCA. Fast Lagrangian analysis of continua (FLAC3D) , Minnesota: Itasca Consulting Group, Inc.
- FAMA, M., DUNCAN, E. 1995. Numerical modeling of yield zones in weak rock ». In *Analysis and design methods*, 49–75. Elsevier.
- Jethwa, et al. 1984. Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions – a new approach. *Design and Performance of Underground Excavations*, ISRM Symposium, Cambridge, E.T. Brown and J.A.Hudson eds., pp. 231-238.
- Panet, M. 1976. *La Mécanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil*.
- Panet, M. 1995. *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Sulem, J. 1983. *Comportement différé des galeries profondes*. PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Sulem, J., et al. 1987. An analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel. In *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, Vol. 24, No. 3, pp. 155-164.
- Tran Mahn, H. 2014. *Comportement des tunnels en terrain poussant*, PhD Thesis, Université Paris Est.
- Vlachopoulos, N., et M. S. Diederichs. 2009. Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 42, n° 2 : pp. 131-46.
- Vrakas, A., Anagnostou, G. 2014. A finite strain closed-form solution for the elastoplastic ground response curve in tunnelling ». *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 38, n° 11, pp. 1131–1148.
- Vu, T. M. 2010. *Comportement des tunnels en terrain tectonisé : application à la liaison ferroviaire Lyon - Turin*, PhD Thesis, Université Paris Est.