

# Stabilité et renforcement des fronts de taille des tunnels : une approche analytique en contraintes-déformations

**A. GUILLOUX, A. KURDTS**

TERRASOL  
Immeuble Hélios  
72, avenue Pasteur  
93108 Montreuil Cedex  
info@terrasol.com

**J.-B. KAZMIERCZAK**

INERIS  
Parc technologique Alata BP 2  
60550 Verneuil-en-Halatte  
(à Terrasol au moment  
de l'étude)  
jean-bernard.kazmierczak@  
ineris.fr

**G. REGAL**

Saint-Gobain VICA SA  
(à Terrasol au moment  
de l'étude)  
gilberto.regal@  
saint-gobain.com

**H. WONG**

ENTPE-CNRS  
69518 Vaulx-en-Velin Cedex  
Henry.Wong@entpe.fr

## Résumé

Les tunnels sont de plus en plus réalisés en pleine section, ce qui conduit à des hauteurs du front de taille parfois très importantes. C'est pourquoi les ingénieurs sont fréquemment appelés à examiner la tenue du front, et à prévoir son renforcement par des boulons longitudinaux en fibre de verre. Les approches actuelles privilégient les analyses en stabilité, mais ne permettent guère une évaluation des déformations du front, sauf à utiliser des méthodes numériques, dans lesquelles la prise en compte des renforcements conduit à des modèles très lourds et peu utilisables en pratique courante. Cet article présente une nouvelle approche analytique en contraintes-déformations, basée sur un principe de symétrie sphérique, et permettant d'évaluer les déformations d'extrusion du front, et ce même lorsque le front est renforcé par des boulons. Nous présentons en premier lieu les principes de la méthode ainsi que sa validation, puis différentes études paramétriques, ainsi que quelques cas possibles d'utilisation : évaluation d'un coefficient de sécurité, dimensionnement d'un renforcement par boulonnage, effet de la pression de confinement sur l'extrusion lors de l'utilisation de boucliers.

**Mots clés :** tunnel, front de taille, renforcement, contrainte-déformation, modèle analytique, modèle numérique.

# Stability and reinforcement of tunnels faces : an analytical stress-strain approach

## Abstract

Tunnel excavation more and more frequently involve full face excavation, with sometimes significantly high tunnel faces. Engineers are often concerned with the tunnel face stability and they frequently use longitudinal fibreglass bolts to reinforce it. Current approaches are more often based on stability analysis with no estimation of strains. Strains can be estimated using numerical modelling. However, numerical modelling of reinforced tunnels faces is complex, heavy and quite difficult to use in engineering practice. This paper describes a new analytical stress-strain approach based on a spherical principle that calculates the tunnel face deformations, including when bolts reinforcement are used. The principles of the method is presented together with its validation. Various parametric analysis and some practical applications are finally presented : evaluation of a safety factor, design of the face reinforcement, effect of the confining pressure on the tunnel face deformations when using a TBM.

**Key words :** tunnel, excavation face, reinforcement, stress-strain, analytical model, numerical model.

*NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2005.*

## Introduction

## 1.1

### Contexte général

Depuis plusieurs décennies les approches de dimensionnement des tunnels ont fortement évolué. A l'origine elles s'appuyaient sur des méthodes de calcul des structures de soutènement, soumises à des charges de terrain évaluées à partir de calculs « à la rupture » telles que la formule de Terzaghi. De nos jours, elles font appel à des approches en contraintes-déformations, permettant de mieux prendre en compte les mécanismes d'interaction sols-structures. Elles permettent donc d'optimiser le dimensionnement des ouvrages, mais aussi d'évaluer les déformations induites par le creusement et donc leur effet en surface ou sur les ouvrages existants.

Plus récemment, le développement des tunnels de grande section en terrains meubles a conduit l'ingénieur à se préoccuper fréquemment de la tenue du front de taille, ceci dans le but de vérifier sa stabilité et de dimensionner des méthodes confortatives. Ces méthodes incluent notamment le confinement du front de taille en cas d'utilisation de boucliers, ou le renforcement de ce front avec des boulons longitudinaux en fibre de verre, technique dont l'application devient fréquente pour les grands tunnels creusés par les méthodes traditionnelles.

Les évaluations de la tenue d'un front de taille suivent la même évolution que celle des calculs en section transversale. En effet, l'objectif recherché lors de la vérification de la stabilité du front peut être double (Clouterre II, 2002):

- dans les tunnels sous état de contrainte élevé et en milieu non urbanisé, il convient d'assurer la stabilité du front, pour éviter des accidents souvent graves, mais aussi pour maintenir le terrain en état « élastique », afin de ne pas dégrader ses propriétés mécaniques (Lunardi, 1997);
- dans les tunnels en milieu urbain, et même s'il n'y a pas de risque d'instabilité, on sait que les déformations au front de taille lors du creusement participent de façon significative aux tassements en surface (Serratrice et Magnan, 2002). Le confinement ou le renforcement du front sont alors un moyen de contrôle des déformations induites sur l'environnement (Guilloux et Kastner, 2001).

## 1.2

### Les méthodes d'analyse de la tenue du front

Dans un tel contexte, les méthodes d'analyse de la tenue du front de taille des tunnels suivent un développement comparable à celles des tunnels en section transversale : dans un premier temps, les ingénieurs ne se sont préoccupés que de la vérification de la stabilité du front, par des approches « à la rupture », depuis les approches empiriques développées par Broms *et al.* (1967) jusqu'aux méthodes récentes faisant appel au concept d'analyse limite (Leca et Dormieux, 1990) ou aux modélisations physiques (Chambon et Corté, 1989).

L'objectif recherché est alors uniquement la détermination d'un « coefficient de sécurité » global du front, incluant éventuellement les renforcements ou pressions de confinement. Mais, outre les difficultés d'application des nombreuses méthodes à la disposition des ingénieurs, qui les laissent parfois perplexes devant la très grande disparité des résultats selon les méthodes utilisées, de telles approches ne permettent en aucun cas de disposer de résultats en déformations. Par ailleurs, on ne dispose pas du recul suffisant pour établir des corrélations entre la valeur du coefficient de sécurité du front et des valeurs de déformations « acceptables », comme cela existe dans le domaine de la stabilité des talus.

C'est pourquoi est apparue la nécessité de disposer d'outils permettant de quantifier les déformations en avant du front, avec pour objectifs :

- de mieux comprendre les mécanismes notamment en cas de renforcement du front de taille par boulons en fibre de verre, technique maintenant fréquemment utilisée;
- de mieux évaluer l'incidence de ces déformations sur les tassements en surface;
- enfin, de pouvoir disposer de prévisions servant de base aux mesures sur chantier, offrant ainsi un outil d'aide à la décision lors de l'utilisation de la méthode observationnelle pour le suivi des extrusions mesurées sur le chantier.

Il s'agit ainsi de pouvoir faire des approches en contraintes-déformations, comme on le fait couramment depuis quelques dizaines d'années en section transversale, notamment avec l'approche convergence-confinement développée par Panet (1995).

## 1.3

### Le modèle « extrusion »

Les méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis (EF) permettent bien sûr de telles analyses en contraintes-déformations. Les calculs axisymétriques peuvent constituer une première approche d'accès relativement simple, mais présentent des limitations liées aux hypothèses de base des modèles. Des approches plus élaborées nécessitent des calculs tridimensionnels pour bien modéliser les phénomènes se produisant au voisinage du front de taille, qui sont très éloignés d'un comportement en déformations planes. Malgré le développement des outils informatiques, de tels calculs restent encore difficiles à utiliser dans la pratique courante, surtout lorsqu'on doit prendre en compte l'effet du renforcement par des boulons axiaux, car la prise en compte d'inclusions linéiques conduit à des modèles très lourds.

Wong *et al.* (1999a) ont développé une méthode analytique permettant, à partir d'un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, une analyse en contraintes-déformations avec la possibilité supplémentaire de tenir compte d'un renforcement par boulons. Cette méthode, que nous appellerons dans la suite le modèle « extrusion », a été intégrée dans le logiciel TunRen<sup>(1)</sup>; elle permet de disposer d'un outil simple d'utilisation, donnant ainsi à l'ingénieur la possibilité d'analyser les problèmes liés à la stabilité et aux défor-

(1) Le logiciel est le résultat d'une collaboration entre le CNRS/ENTP et Terrasol.

mations du front de taille d'un tunnel, en l'état naturel et avec renforcement ou confinement du front.

L'objet de cet article est ainsi, après un rappel des principes de la méthode, de présenter :

- les comparaisons faites avec des modélisations par éléments finis permettant ainsi de « valider » le modèle « extrusion », et avec des résultats d'auscultations en vraie grandeur pour les quelques rares cas de chantiers où des mesures fiables étaient disponibles ;
- quelques études paramétriques ayant pour objet de mettre en évidence l'influence des principaux paramètres sur l'extrusion du front de taille et la mobilisation de la traction dans les boulons ;
- enfin, diverses possibilités d'application du modèle : approche du coefficient de sécurité du front, effet de la pression de confinement dans le cas d'utilisation d'un bouclier, dimensionnement d'un renforcement par boulons en fibre de verre.

2

## Le principe de calcul du modèle « extrusion »

Le modèle « Extrusion » a été développé par Wong *et al.* (1999a). Comme pour la méthode convergence-confinement, diverses hypothèses simplificatrices sont nécessaires pour développer les formulations analytiques :

- tunnel de section circulaire, correspondant à l'hypothèse de symétrie sphérique ;
- milieu infini, homogène et isotrope ;
- champs de contraintes initiales uniforme et hydrostatique, c'est-à-dire où l'on peut négliger le gradient de contraintes sur la hauteur du front.

On notera que ces dernières hypothèses, qui limitent en théorie l'utilisation de la méthode à des tunnels relativement profonds et en terrain homogène, sont les mêmes que celles faites, de façon plus ou moins implicite, dans l'utilisation de modèles EF en axisymétrie.

Les autres hypothèses spécifiques et les modèles de comportement pris en compte sont les suivants :

- **Symétrie sphérique du champ de contraintes-déformations** (Fig. 1) : on considère que la zone au voisinage du front de tunnel peut être assimilée à une « cavité sphérique ». De ce fait, l'état des contraintes et déformations est le même dans toutes les directions, et on admet qu'il est représentatif de la direction axiale du tunnel. En particulier, on ne calcule qu'une valeur de l'extrusion qui est le déplacement radial des parois de la cavité sphérique, alors que dans la réalité, avec un front plan, la déformation conduit à un bombement de ce dernier, c'est-à-dire à une extrusion plus forte au centre que sur les bords. Nous verrons au paragraphe 3 les relations entre l'extrusion calculée par le modèle et celle obtenue dans des calculs EF axisymétriques.
- **Principe de « déconfinement »** : le problème revient à considérer une cavité sphérique sur la paroi de laquelle est appliquée une pression interne  $P$  décroissante depuis la pression géostatique  $\sigma_0$  jusqu'à 0. En effet

- pour un point A très éloigné du front, l'état de contrainte n'est pas encore perturbé par le tunnel, et les déformations sont nulles ;

- pour un point B situé à proximité du front, la contrainte radiale est plus faible (elle diminue progressivement avec la distance de B au front), et le déplacement radial devient non nul : cet état peut être considéré comme équivalent à celui d'un point situé sur les parois d'une cavité dans laquelle existe une pression interne  $\sigma_0(1 - \lambda)$  où  $\lambda$  varie entre 0 et 1 ;

- à la limite, pour  $\lambda = 1$ , la pression à l'intérieur de la cavité est nulle : cet état correspond à un point C situé sur le front ; la valeur du déplacement radial  $u_r$  est alors la valeur calculée de l'extrusion pour le modèle de symétrie sphérique.

*Nota* : dans le cas d'utilisation d'un bouclier exerçant une pression sur le front  $p_f$ , la valeur de l'extrusion correspondante est obtenue pour un déconfinement partiel  $\lambda_f$  tel que  $\sigma_0(1 - \lambda_f) = p_f$  (cf. § 5.2).

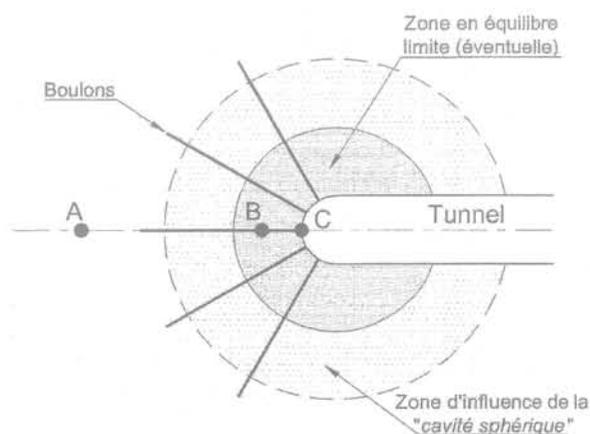


FIG. 1 Modèle sphérique. Spherical model.

La figure 2 montre la distribution des contraintes radiale  $\sigma_r$  et tangentielle  $\sigma_\theta$  obtenues par le modèle « extrusion » dans le cas d'un tunnel de 5 m de rayon, dans le cas d'une contrainte initiale  $\sigma_0 = 1$  MPa et d'un critère de Tresca avec  $c_u = 0,5$  MPa ( $\sigma_0/c_u = 2$ ). Il apparaît clairement que les variations de contraintes dues au front de taille ne sont pas symétriques par rapport à  $\sigma_\theta$  et que leur différence vaut  $2 * c_u$  dans la zone en rupture. Ces variations ne se font plus sentir au-delà de 10 à 15 m, c'est-à-dire environ une fois le diamètre du tunnel.

- **Lois de comportement du terrain** : le modèle a été développé avec une loi de comportement élasto-plastique pour le terrain. La tenue du front étant un problème « instantané », les analyses correspondent aux conditions de « court terme ». Suivant les terrains, le critère de plasticité pourra être soit un critère de Tresca dans les sols fins, caractérisé par une cohésion  $c_u$  avec  $\phi_u = 0$ , soit un critère de Mohr-Coulomb ( $c$  et  $\phi$ ) dans les sols grenus.

Lors du déconfinement de la cavité, le déviateur de contraintes augmente, jusqu'à atteindre le critère de rupture pour une certaine valeur de  $\lambda$ . Au-delà il se crée autour de la cavité une zone en équilibre limite (cf. Fig. 1).

Ce comportement est illustré sur la figure 3 qui montre la variation du déplacement radial en fonction du taux de déconfinement. Dans l'exemple étudié d'un tunnel de 6 m de rayon, à 100 m de profondeur et avec

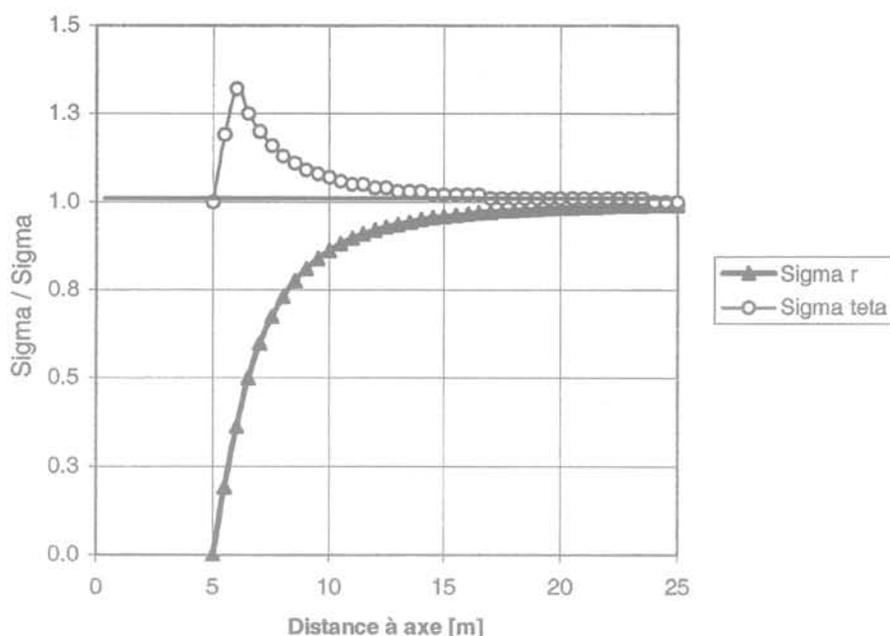


FIG. 2 Distribution des contraintes en l'état final ( $\lambda_f = 0$ ).  
Stresses distribution in the final state ( $\lambda_f = 0$ ).

un terrain de module  $E = 300$  MPa, on observe que, pour un angle de frottement  $\phi$  restant égal à  $30^\circ$ , les différentes valeurs de la cohésion  $c$  du terrain conduisent à des comportements variables :

- pour  $c = 1,5$  MPa le comportement reste toujours élastique et la valeur de l'extrusion finale (pour  $\lambda = 1$ ) vaut  $u_f = 40$  mm ;
- pour  $c = 1$  MPa le comportement reste élastique pour  $\lambda < 0,7$  et on atteint le domaine plastique pour des déconfinements supérieurs ; la valeur finale de l'extrusion est légèrement plus forte :  $u_f = 48$  mm ;
- pour  $c = 0,5$  MPa on atteint le domaine plastique pour  $\lambda > 0,4$  et la valeur finale de l'extrusion est largement plus forte :  $u_f = 155$  mm.

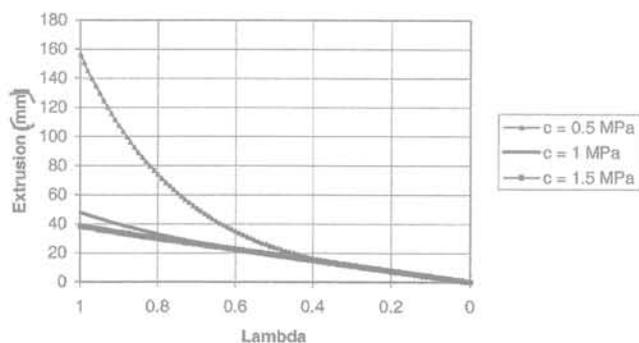


FIG. 3 Influence de la cohésion sur les valeurs de l'extrusion (sans boulons).  
Effect of the cohesion on the extrusion (without bolts).

• *Prise en compte du boulonnage* : les boulons de renforcement du front de taille sont pris en compte par la méthode d'homogénéisation des milieux périodiques, selon les principes décrits par Greuell (1993) pour le boulonnage radial des tunnels, puis adaptés par Jassionnesse *et al.* (1998) pour le boulonnage axial. Par hypothèse, les boulons ont une longueur infinie ; ils sont modélisés avec une loi de comportement élastoplastique et avec une adhérence parfaite entre les bou-

lons et le terrain. Les calculs permettent ainsi de calculer la traction dans les boulons, qui est maximale au front de taille. Ce dernier résultat est directement lié à l'hypothèse simplificatrice d'adhérence parfaite : Dias (1999) a en effet montré que, lorsqu'on considère que les contraintes de cisaillement à l'interface sol-boulons sont plafonnées, la traction dans les boulons est maximale à une certaine distance en arrière du front.

La figure 4 montre l'effet du boulonnage sur l'extrusion du front de taille dans le même cas que pour la figure 3 :

- pour  $c = 1,5$  MPa, le comportement reste élastique et les boulons n'ont qu'un effet négligeable sur l'extrusion ;
- pour  $c = 0,5$  MPa, c'est-à-dire avec une forte plastification, le boulonnage joue un rôle significatif de réduction de l'extrusion, qui passe de 158 mm à 96 mm.

La figure 5 montre les efforts de traction mobilisés dans les boulons pour différentes valeurs de la cohésion : la forte plastification observée dans le cas  $c = 0,5$  MPa conduit à une mobilisation de l'effort limite des boulons  $T = 830$  kN, tandis qu'avec une forte cohésion l'effort dans les boulons ne dépasse pas 400 kN.

### 3

## Validation du modèle « Extrusion »

### 3.1

## Validation sur modèles numériques 2D

### 3.1.1

### Méthodologie

Il était nécessaire de caler les résultats obtenus par le modèle analytique « extrusion » avec d'autres approches ; les cas expérimentaux étant relativement limités, nous avons conduit une importante étude paramétrique de

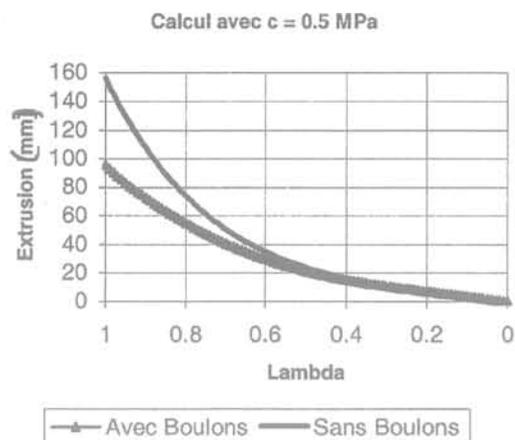
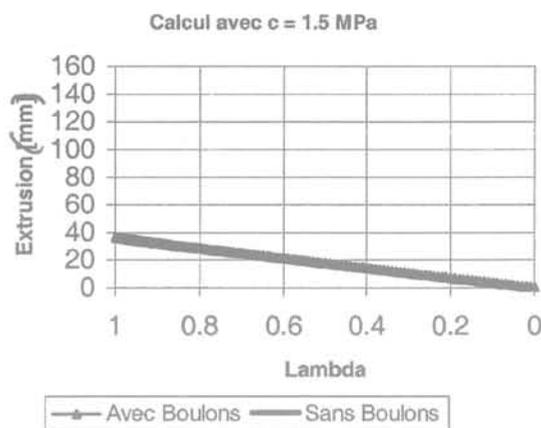


FIG. 4 Effet du boulonnage sur l'extrusion.  
Effect of the bolts on the extrusion.

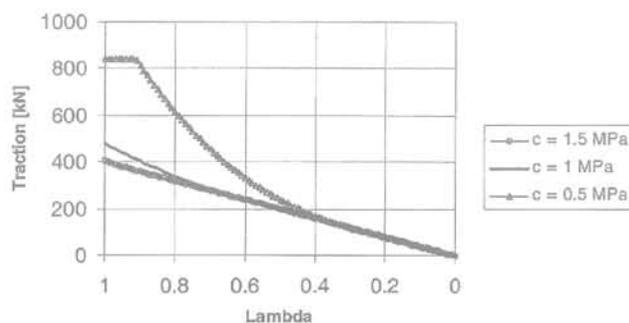


FIG 5 Effet de la cohésion sur la traction dans les boulons.  
Effect of the cohesion on the tension in the bolts.

comparaison entre les résultats de calcul « extrusion » et des résultats de modèles par EF réalisés avec le logiciel Plaxis. Pour ces derniers la plupart des calculs ont été conduits en axisymétrie, mais quelques calculs sont faits avec de véritables modèles 3D (cf. § 3.2).

Les valeurs d'extrusion  $u_f$  du modèle « extrusion » sont comparées à la valeur maximale de l'extrusion du front de taille calculée dans les modèles EF, qui est obtenue à l'axe du tunnel. En effet la déformation d'un front de taille dans un calcul EF n'est pas uniforme : elle a une forme convexe telle que présentée sur la figure 6

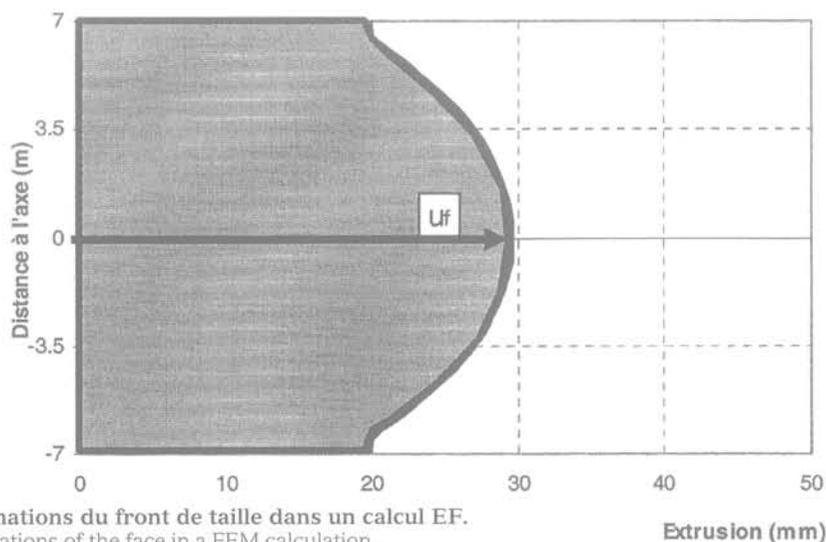


FIG. 6 Déformations du front de taille dans un calcul EF.  
Deformations of the face in a FEM calculation.

pour un tunnel de 7 m de rayon ( $u_f = 30$  mm à l'axe et 20 mm sur les contours).

La prise en compte du boulonnage pose une difficulté spécifique dans les modèles EF : en effet la modélisation des boulons comme éléments de renforcement linéiques nécessite le recours à des modèles tridimensionnels, très lourds à manipuler ; il est donc préférable de prendre en compte l'effet du boulonnage de façon indirecte. Une étude très complète a été menée par Dias (1999) qui propose deux approches.

1) L'application d'une « pression équivalente au front  $p_f$  », calculée à partir des caractéristiques de résistance des boulons et du frottement latéral terrain-boulons par la relation suivante :

$$p_f = \text{Min} \left\{ \frac{n \cdot A_b \cdot \sigma_b}{S}, \frac{n \cdot S_l \cdot \tau_{\text{max}}}{S} \right\}$$

avec :

- $n$  : nombre total de boulons au front ;
- $S_b$  : section d'un boulon ;
- $\sigma_b$  : contrainte maximale en traction dans un boulon ;
- $S$  : surface du front ;
- $\tau_{\text{max}}$  : contrainte maximale de cisaillement à l'interface boulon/terrain ;
- $S_l$  : surface latérale totale de contact terrain-boulon.

Le problème de cette méthode provient du fait que l'on ne prend pas en compte le comportement réel des boulons, puisqu'ils sont considérés avec leurs caractéristiques de résistance limite, et non par les efforts réellement mobilisés.

Dias (1999) a montré que l'on n'obtenait des résultats satisfaisants qu'à la condition de calculer la pression  $p_r$  à partir de valeurs de traction dans les boulons  $T_b$  réellement mobilisées par suite des différents mécanismes d'interaction, et qu'il a déterminées dans ses travaux par des modèles EF 3D.

Le modèle Extrusion est un outil nettement plus simple pour évaluer cette traction  $T_b$ ; dans la suite nous déterminerons donc la pression  $p_r$  à utiliser dans les modèles EF axisymétriques par la relation  $p_r = \frac{n \cdot T_b}{S}$

avec une traction  $T_b$  calculée par le modèle « extrusion »; puis nous comparerons les valeurs d'extrusion obtenues dans les modèles EF axisymétriques et avec le modèle « extrusion ».

2) La prise en compte d'un « noyau à cohésion renforcée »: la cohésion du sol dans la zone renforcée par les boulons est augmentée du fait du renforcement par les boulons, suivant la relation:

$$c' = c + \frac{\Delta\sigma_3}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

avec:

$c$ : cohésion du massif;

$\phi$ : angle de frottement du massif;

$\Delta\sigma_3$ : incrément de la contrainte mineure due aux boulons  $\Delta\sigma_3 = \frac{n \cdot T_b}{S}$ .

On retrouve la même limitation que précédemment sur l'estimation de la traction dans les boulons, évaluée soit à partir des caractéristiques de résistances limites, soit à partir d'une estimation de la traction réellement mobilisée. Dans notre étude, la valeur de  $T_b$  a été prise égale aux valeurs de traction obtenues par le modèle Extrusion.

On souligne en outre que ce principe de « cohésion renforcée » est *a priori* moins performant pour modéliser l'effet du boulonnage, puisqu'il n'intervient que lorsqu'on atteint le domaine plastique; de ce fait, dans le domaine élastique, le confinement apporté par les boulons n'est pas pris en compte.

Cette méthodologie a été appliquée à deux cas réels de chantier où la technique du boulonnage du front de taille a été appliquée de façon systématique sur de grands linéaires: la traversée souterraine autoroutière de Toulon et le tunnel de Tartaignille sur la ligne nouvelle du TGV Sud-Est (André *et al.*, 1999; Bouvard *et al.*, 1999). En outre le paragraphe 3.3 présentera la comparaison entre les valeurs théoriques et celles mesurées lors des auscultations mises en œuvre sur ces chantiers.

### 3.1.2

#### Tunnel de Toulon

Pour le tunnel de Toulon, les caractéristiques utilisées pour les études sont les suivantes:

- rayon du tunnel  $R = 5,8$  m; profondeur de 35 m environ, soit une contrainte initiale  $\sigma_0 = 0,8$  MPa (on notera que le tunnel est ici relativement peu profond);
- comportement géotechnique moyen des terrains: élas-

toplasticité avec critère de rupture de Mohr-Coulomb:  $\gamma = 22$  kN/m<sup>3</sup>,  $E = 300$  MPa,  $c = 50$  kPa,  $\phi = 20^\circ$ ,  $\psi = 0$ .

Les résultats sont présentés sur la figure 7 en termes de variation de l'extrusion en fonction de l'intensité du renforcement caractérisée par le nombre de boulons au front, d'une part, pour le modèle « extrusion » et, d'autre part, pour les modèles EF axisymétriques avec les deux méthodes évoquées ci avant (pression équivalente au front et cohésion renforcée). L'accord entre les différentes méthodes est excellent: pour un nombre de boulons variant de 0 (front non renforcé) jusqu'à 100 boulons l'extrusion décroît de 45 à 20 mm environ. Au-delà de 100 boulons, l'extrusion varie relativement peu, et la méthode de la cohésion renforcée dans les calculs EF diverge quelque peu des autres approches, vraisemblablement parce que le terrain reste alors dans le domaine élastique (cf. ci-avant).

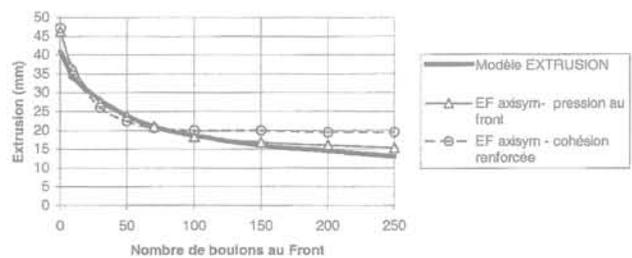


FIG. 7 Résultats comparatifs pour le tunnel de Toulon.

Comparison of results for the Toulon tunnel.

### 3.1.3

#### Tunnel de Tartaignille

Pour le cas du tunnel de Tartaignille, les caractéristiques utilisées lors des études du projet sont les suivantes:

- rayon du tunnel  $R = 7,4$  m; profondeur de 100 m environ, soit une contrainte initiale  $\sigma_0 = 2,3$  MPa;
- comportement géotechnique moyen des terrains: élastoplasticité avec critère de rupture de Tresca:  $\gamma = 22$  kN/m<sup>3</sup>,  $E = 400$  MPa,  $c_u = 1,2$  MPa.

La figure 8 présente comme précédemment les résultats obtenus avec les différentes méthodes: on constate dans ce cas que la comparaison des différentes méthodes montre des résultats moins satisfaisants que pour le tunnel de Toulon et que la densité de boulons n'a qu'une faible influence sur l'extrusion; en fait les données du calcul sont telles que l'on reste pratiquement toujours en domaine élastique.

De nombreuses autres comparaisons ont pu être faites en faisant varier dans de larges gammes la géométrie des modèles, les paramètres géotechniques et les renforcements du front. Il apparaît que les écarts entre les diverses méthodes:

- restent en général de l'ordre de 10 à 15 % lorsque les terrains sont modélisés par un critère de Mohr-Coulomb (angle de frottement  $\phi$  non nul);
- peuvent atteindre jusqu'à 50 % lorsque les terrains sont modélisés par un critère de Tresca ( $\phi = 0$ ), et dans le cas de faibles sollicitations ( $N = \sigma_v/c_u < 3$ ) c'est-à-dire lorsqu'on est loin de la rupture sans renforcement; c'est le cas notamment du tunnel de Tartaignille. Lorsqu'on

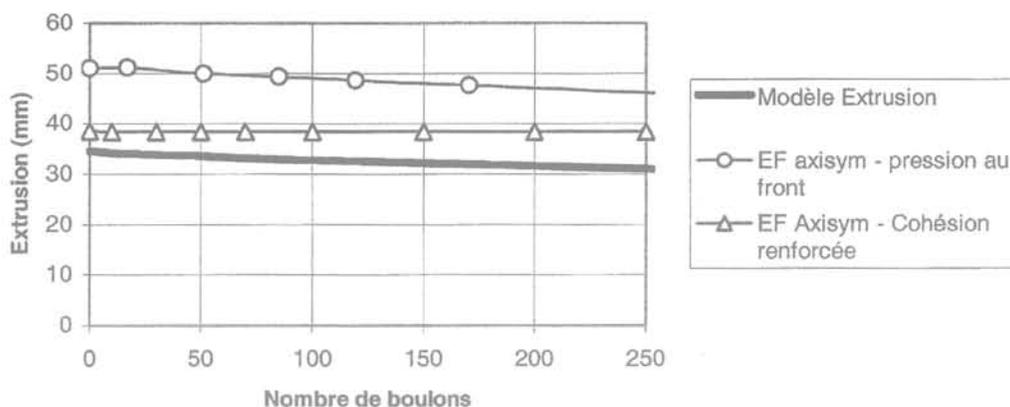


FIG. 8 Résultats comparatifs pour le tunnel de Tartaignuille. Comparison of results for the Tartaignuille tunnel.

se rapproche de la rupture du front ( $N = \sigma_o/c_u > 3$ ), l'accord entre les deux méthodes est nettement plus satisfaisant (écarts inférieurs à 20 %).

Par ailleurs, on constate que le comportement global du front en fonction de l'intensité du renforcement (nombre de boulons) est bien reproduit dans tous les cas ; notamment le « coude » des courbes « extrusion/nombre de boulons », caractérisant la densité de boulonnage nécessaire pour obtenir de faibles déformations, est tout à fait comparable dans les différentes approches.

### 3.2

## Validation sur modèles numériques 3D

Les comparaisons précédentes entre les résultats du modèle « Extrusion » et ceux des calculs EF axisymétriques, qui s'avèrent satisfaisantes, reposent néanmoins sur une hypothèse forte, consistant à utiliser dans les calculs EF les valeurs de traction mobilisée dans les boulons résultant du modèle Extrusion. Il nous a donc paru nécessaire de faire une comparaison des deux méthodes par une approche directe, en conduisant des calculs EF tridimensionnels dans lesquels la traction mobilisée dans les boulons ne reposait pas sur une hypothèse préalable, mais résultait directement du calcul en déformations.

Il fallait donc faire un véritable calcul 3D, où les boulons sont modélisés par leur résistance et leur raideur. Le logiciel Plaxis 3D utilisé ne permettant pas la modélisation réelle des boulons, nous avons simulé ces derniers à l'aide de nappes de « géotextiles » de caractéristiques équivalentes à celles du boulonnage étudié, tant en terme de résistance et de raideur en traction que de résistance à l'arrachement.

La figure 9 montre la comparaison entre les résultats obtenus par les deux types de modèle, pour le cas du tunnel de Toulon (cf. § 3.1.2) : l'accord est alors excellent.

### 3.3

## Validation sur résultats expérimentaux

Le tunnel de Tartaignuille a fait l'objet d'une auscultation poussée, avec notamment des mesures régulières de l'extrusion du front de taille en fonction de l'avancement du tunnel par mesures extensométriques.

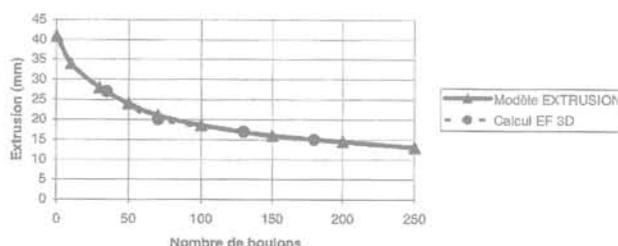


FIG. 9 Comparaison entre le modèle Extrusion et les calculs EF 3D.

Comparison between the Extrusion model and 3D FEM calculations.

Wong *et al.* (1999b) ont analysé les résultats expérimentaux obtenus sur les profils où les mesures sont réellement exploitables, et les ont comparés aux valeurs déduites du modèle Extrusion. La figure 10 montre la distribution de l'extrusion en fonction de la distance au front, les valeurs théoriques étant calculées avec les hypothèses géotechniques de base du projet rappelées au paragraphe 3.1.2 : l'accord est tout à fait satisfaisant, tant en terme de valeur maximale de l'extrusion au front que de sa distribution en fonction de la distance au front : les déformations deviennent négligeables au-delà de 15 m soit environ un diamètre de tunnel.

Les résultats expérimentaux sur le tunnel de Toulon sont plus difficilement exploitables, notamment par suite de difficultés de mise en œuvre des extrusomètres. On retiendra cependant que les extrusions mesurées ont été le plus souvent de l'ordre de 20 à 30 mm, ce qui est tout à fait cohérent avec les résultats présentés sur la figure 7 pour une densité d'environ 50 boulons au front.

### 3.4

## Conclusion sur le modèle « extrusion »

L'ensemble des simulations effectuées, dont quelques résultats ont été illustrés dans les paragraphes précédents, nous a conduits à conclure que le modèle analytique « Extrusion », malgré ses hypothèses simplificatrices, permet d'obtenir un bon ordre de grandeur des valeurs de l'extrusion au front de taille d'un tunnel.

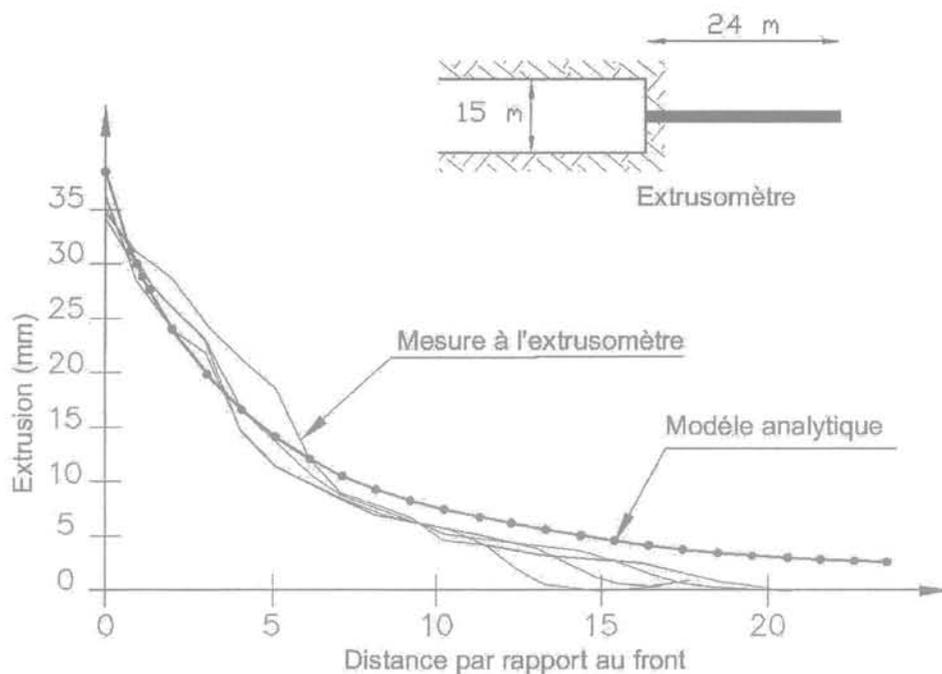


FIG. 10 Tunnel de Tartaignulle : extrusions expérimentales et théoriques.  
Tartaignulle tunnel : experimental and theoretical extrusions.

Cet outil simple d'analyse en déformation de la tenue du front de taille d'un tunnel, incluant un renforcement de ce dernier par boulonnage axial, permet ainsi d'aborder ces problèmes avec une approche globale. Nous présentons au paragraphe 5 quelques exemples d'utilisation de cet outil pour l'aide à la conception des projets.

#### 4

### Analyses paramétriques

Nous présentons tout d'abord quelques résultats d'études paramétriques destinés à montrer l'évolution de l'extrusion du front en fonction des caractéristiques géométriques et géomécaniques du projet, et à mettre en évidence l'influence des principaux paramètres :

- contrainte initiale (et donc profondeur du tunnel) ;
- propriétés géomécaniques du massif : résistance au cisaillement et module de déformation, caractéristiques du renforcement au front : résistance et déformabilité des boulons, densité de boulonnage.

Le cas de base considéré est celui d'un tunnel situé à environ 100 m de profondeur (nous avons considéré une contrainte initiale  $\sigma_0 = 2,4$  MPa), de rayon  $R = 5$  m, avec un terrain de module  $E = 200$  MPa et deux types de critères de rupture :

- terrain purement cohérent, de type argile raide, avec  $c_u = 1$  MPa et  $\phi_u = 0^\circ$  ;
- terrain cohérent et frottant, de type marne ou sable consolidé, avec  $c = 0,2$  MPa et  $\phi = 30^\circ$ .

L'analyse paramétrique est faite pour le cas d'un front renforcé par des boulons en fibre de verre de caractéristiques suivantes : densité de boulonnage  $d_b = 0,5$  u/m<sup>2</sup>, résistance unitaire des boulons de 1 750 kN (contrainte limite  $\sigma_b = 700$  MPa et section  $S_b = 25$  cm<sup>2</sup>), raideur des boulons  $E_b \cdot S_b = 5 000$  kN (module élastique de 2 000 MPa).

A partir de ces données de base, nous avons fait varier de façon isolée les différents paramètres.

#### 4.1

### Effet du rayon du tunnel

Pour un rayon de galerie  $R$  variant de 1 à 8 m, la figure 11 montre que l'extrusion varie linéairement avec le rayon, et que la traction mobilisée dans chacun des boulons est indépendante du rayon.

Ces résultats s'expliquent par le fait que, dans les formules analytiques de base en comportement élastique, l'extrusion est directement proportionnelle au rayon du tunnel, alors que la traction varie comme le rapport  $u/R$  pour une densité de boulonnage constante.

#### 4.2

### Effet du module de déformation du terrain

Pour un module  $E$  de terrain variant entre 50 et 1 000 MPa, la figure 12 montre que l'extrusion et la traction mobilisée diminuent fortement lorsque le module  $E$  augmente, en particulier pour  $E > 200$  MPa (dans les cas étudiés).

Les courbes sont en fait de type hyperbolique, l'extrusion et la traction étant sensiblement inversement proportionnelles au module élastique du terrain.

#### 4.3

### Effet de la contrainte initiale

Pour une contrainte initiale  $\sigma_0$  variant entre 0,5 et 10 MPa (soit des profondeurs variant entre 25 et 400 m environ), la figure 13 montre que l'extrusion et la traction mobilisée augmentent fortement avec la contrainte initiale.

On remarque en particulier que l'extrusion tend vers une valeur « infinie » pour  $\sigma_0 > 5$  MPa avec un sol purement cohérent ( $c_u = 1$  MPa); en notant que ce cas correspond à un facteur de charge  $N = \frac{\sigma_0}{C_u} = 5$ , on re-

trouve le résultat classique sur l'instabilité du front en milieu purement cohérent, qui est atteinte lorsque  $N$  dépasse la valeur de 5 ou 6: cette remarque sera développée au § 5.1 pour introduire la notion de coefficient de sécurité à partir de ces calculs d'extrusion.

Dans le cas du critère de Mohr-Coulomb avec  $\phi \neq 0$ , l'extrusion augmente également avec le niveau de contrainte, mais garde des valeurs « finies »: le caractère frottant limite donc fortement le développement de la rupture du front, car la résistance au cisaillement du terrain augmente avec la contrainte moyenne.

#### 4.4

### Effet des paramètres $c$ et $\phi$

#### 4.4.1

#### Cas du sol purement cohérent

Pour une cohésion  $c_u$  variant de 1 à 10 MPa, la figure 14 montre que l'extrusion et la traction mobilisée ne varient que très peu lorsque  $c_u$  dépasse 1 MPa; en pratique le comportement du terrain est de type élastique dans ce domaine, et le critère de rupture ne joue alors pas de rôle. Pour  $c_u < 0,5$  MPa, l'extrusion et la traction dans les boulons tendent vers des valeurs « infinies »; on se retrouve dans le cas d'instabilité du front évoqué ci-avant.

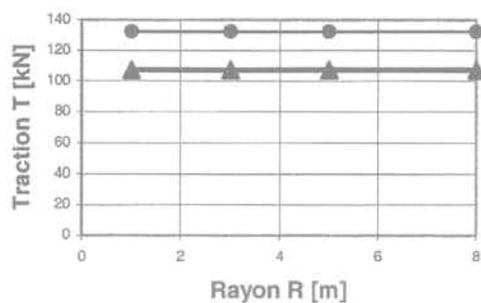
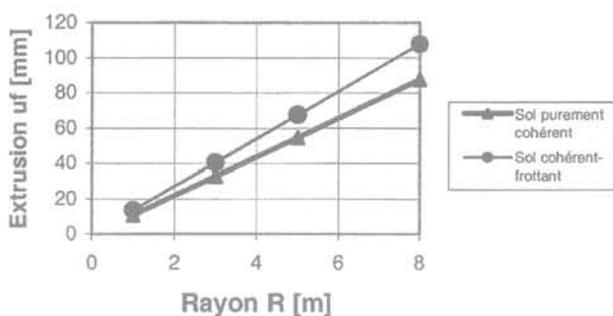


FIG. 11 Influence du rayon du tunnel.  
Influence of the tunnel radius.

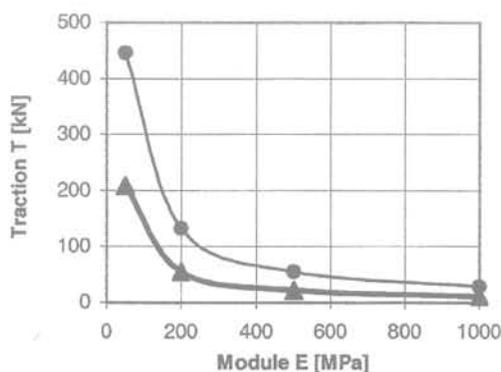
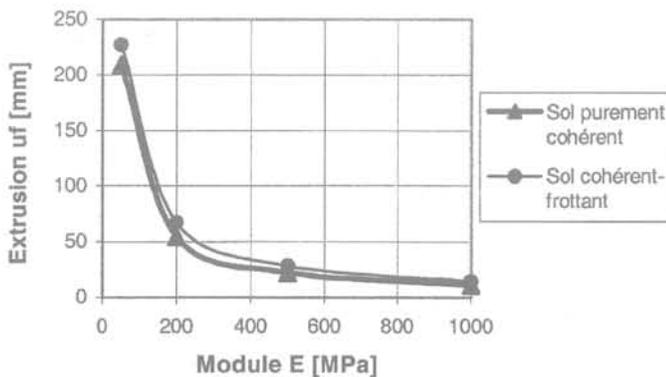


FIG. 12 Influence du module de déformation du terrain.  
Influence of the ground elastic modulus.

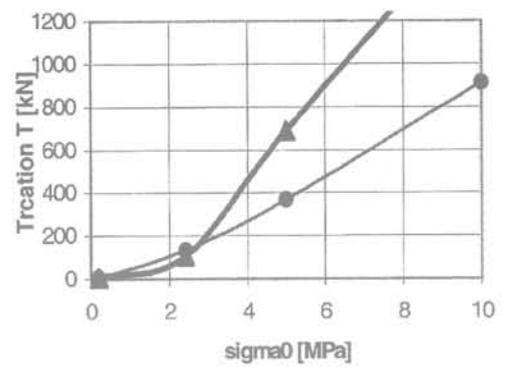
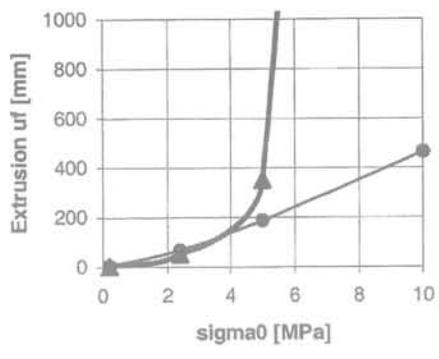


FIG. 13 Influence de la contrainte initiale.  
Influence of the initial stress.

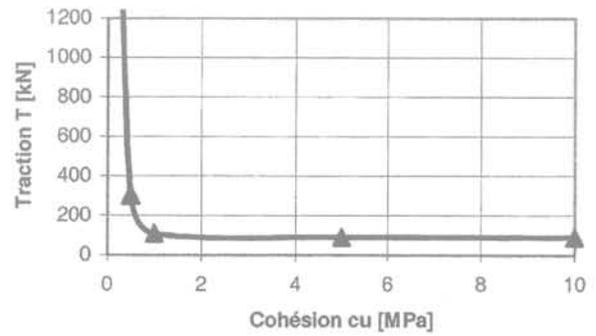
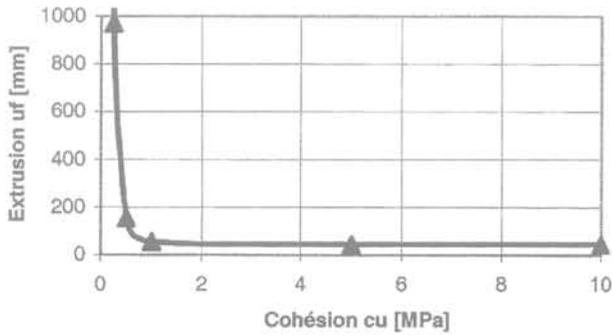
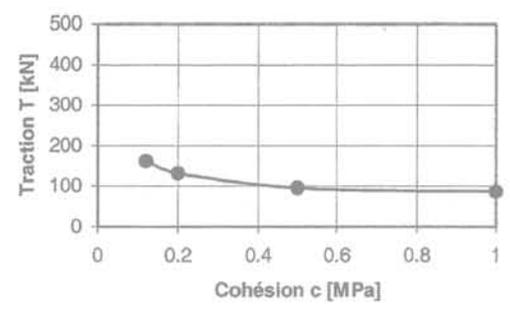
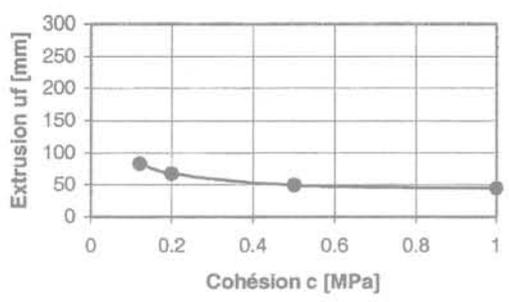
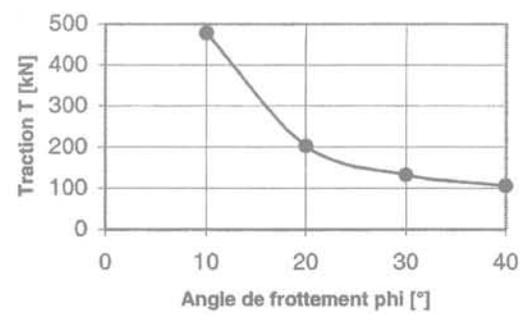
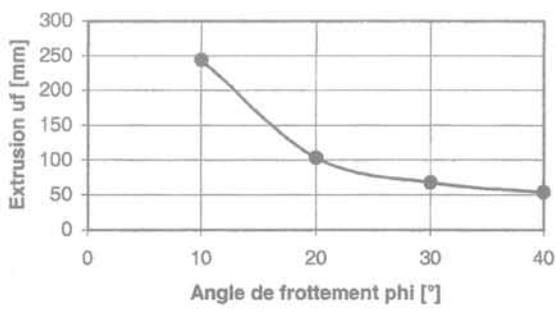


FIG. 14 Influence de la cohésion non drainée.  
Influence of the undrained shear strength.



Pour  $\phi = 30^\circ$



Pour  $c = 0,2 \text{ MPa}$

a : extrusion

b : traction dans les boulons

FIG. 15 Influence de  $c$  et  $\phi$ .  
Influence of  $c$  and  $\phi$ .

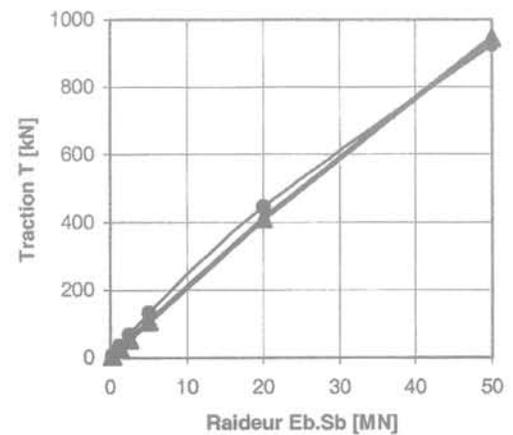
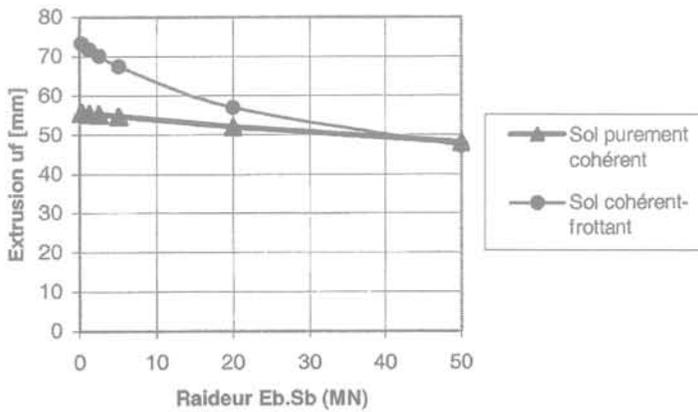
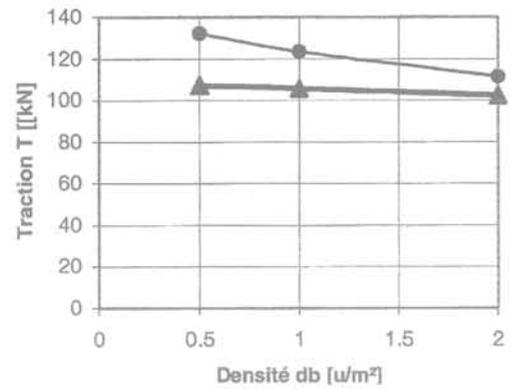
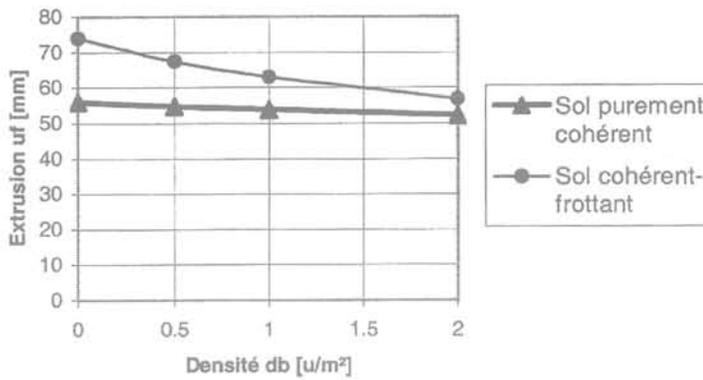


FIG. 16 Influence de la densité et de la raideur des boulons.  
Influence of bolts density and stiffness.

#### 4.4.2

### Cas du sol cohérent-frottant

Pour  $\phi = 30^\circ$  et une cohésion  $c$  variant de 0,1 à 10 MPa, la figure 15 montre que l'extrusion et la traction mobilisée diminuent relativement peu lorsque la cohésion augmente. En revanche l'influence de l'angle de frottement  $\phi$  variant entre  $10^\circ$  et  $40^\circ$ , avec  $c = 0,2$  MPa, est beaucoup plus marquée.

#### 4.5

### Effet du renforcement au front

Dans les cas considérés, la densité des boulons  $d_b$ , que l'on a fait varier entre 0 et 2  $u/m^2$ , ne joue pas un rôle déterminant sur l'extrusion et la traction dans les boulons, notamment en milieu purement cohérent (cf. Fig. 16); ce résultat s'explique par le fait que, dans nos exemples, le comportement du front est loin de la rupture. La figure 7 (§ 3.1.2) montre d'ailleurs, dans le cas du tunnel de Toulon, que l'influence de la densité du boulonnage peut être beaucoup plus marquée lorsque le front n'est pas stable sans renforcement.

Quant à l'influence de la raideur des boulons ( $E_b \cdot S_b$  variant entre 0,25 et 50 MN), on constate également qu'elle est faible sur les valeurs d'extrusion, mais très significative sur les tractions dans les boulons.

#### 5

## Utilisation du modèle « extrusion » pour l'aide à la conception

#### 5.1

### Évaluation du coefficient de sécurité au front

Les approches usuelles de l'analyse de la tenue du front de taille restant encore souvent basées sur la notion de « coefficient de sécurité », nous avons développé une procédure permettant d'approcher une telle notion avec le modèle Extrusion. Cette approche s'appuie sur le constat que, toutes choses égales par ailleurs, l'évolution de l'extrusion du front avec la résistance du terrain présente une allure tout à fait caractéristique.

La figure 17 montre ainsi la variation de l'extrusion

$u_f$  en fonction du facteur de stabilité  $N = \frac{\sigma_o}{C_u}$ ; le cas considéré est le même que pour l'étude paramétrique précédente (tunnel de rayon  $R = 5$  m avec  $\sigma_o = 2,4$  MPa, sans renforcement du front; terrain purement cohérent

de caractéristiques  $c_u = 0,3$  à  $2,4$  MPa, soit  $N = \frac{\sigma_o}{c_u} = 1$  à  $8$ ); nous avons considéré que, conformément à l'expérience, le module élastique  $E$  était proportionnel à la cohésion :  $E = 100 - 200 - 500 c_u$ .

On constate que :

- pour de fortes valeurs de la cohésion  $c_u$ , c'est-à-dire lorsque  $N$  reste inférieur à 4, l'extrusion reste faible et varie relativement peu avec la cohésion : on reste dans une phase « pseudo-élastique »;
- pour de faibles valeurs de la cohésion, c'est-à-dire lorsque  $N$  dépasse 5 ou 6, l'extrusion augmente forte-

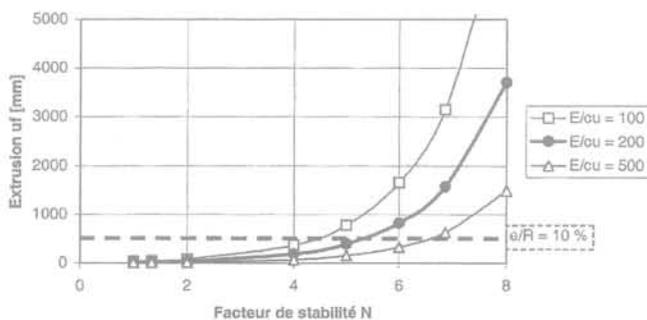


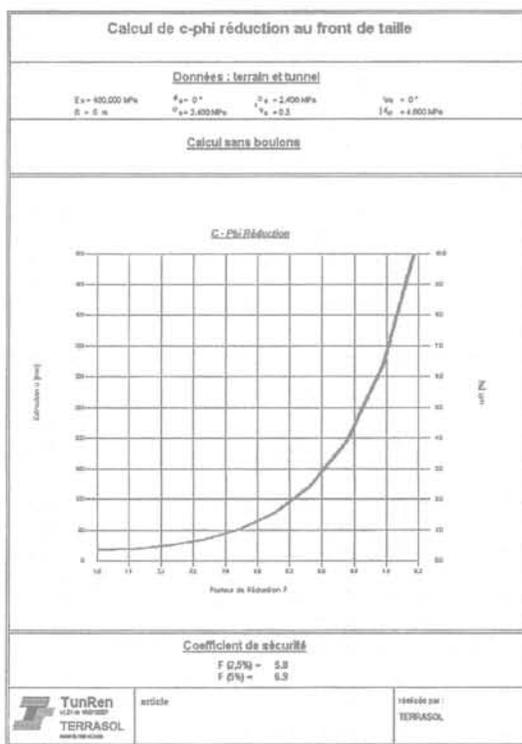
FIG. 17 Évolution de l'extrusion en fonction de la cohésion. Variation of extrusion with undrained cohesion.

ment, jusqu'à atteindre des valeurs très élevées, pluri-métriques, soit plus de 10 % du rayon : on est dans le domaine plastique.

L'idée de base consiste donc, comme cela se fait dans certains logiciels de calculs aux éléments finis, à appliquer une procédure «  $c - \phi$  réduction » qui consiste à réduire progressivement la résistance au cisaillement du terrain par un facteur  $F$  s'appliquant sur  $c$  et  $\tan \phi$  et à observer l'évolution de l'extrusion en fonction de  $F$ . La figure 18 montre les résultats obtenus, pour les mêmes données que ci-dessus et  $E = 480$  MPa et avec deux critères de rupture pour le terrain, en exprimant l'extrusion en valeur adimensionnelle «  $u_f/R$  ».

Il s'agissait alors de définir une valeur conventionnelle d'extrusion correspondant au « coude » des courbes. Pour cela, nous avons calé les résultats obtenus par le modèle « Extrusion » sur l'approche usuelle basée sur le facteur de stabilité  $N = \frac{\sigma_o}{c_u}$  pour un milieu purement cohérent, et qui consiste à considérer qu'il y a instabilité du front pour  $N > 5$  ou 6 (Broms *et al.*, 1967). La comparaison entre ce critère et les résultats obtenus par le modèle « Extrusion » nous a conduits à considérer que l'on avait rupture pour des valeurs d'extrusion relative  $u_f/R$  de l'ordre de quelques pour-cent. Le logiciel propose ainsi deux valeurs conventionnelles du coefficient de sécurité  $F$  vis-à-vis de la stabilité du front :

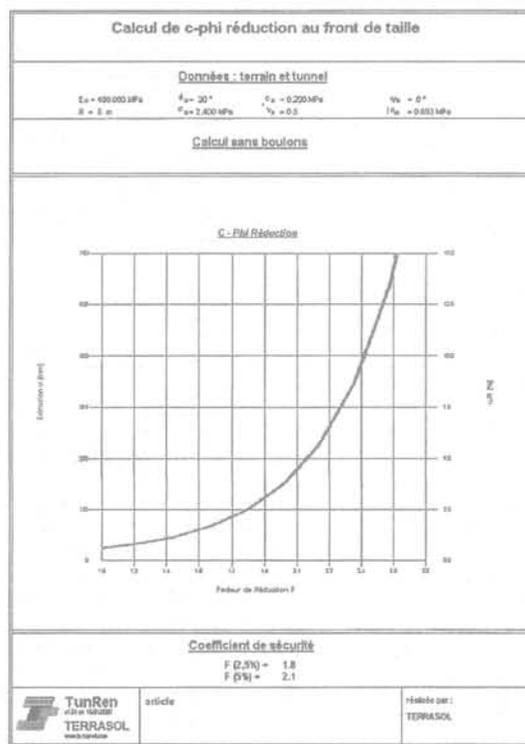
$$F_1 \text{ pour } u_f/R = 2,5 \% \text{ et } F_2 \text{ pour } u_f/R = 5 \%$$



$$F_1 (2,5 \%) = 5,8$$

$$F_2 (5,0 \%) = 6,9$$

**a : sol purement cohérent**  
 $c_u = 1 \text{ MPa}$



$$F_1 (2,5 \%) = 1,8$$

$$F_2 (5,0 \%) = 2,1$$

**b : sol cohérent-frottant**  
 $c = 0,2 \text{ MPa} ; \phi = 30^\circ$

FIG. 18 Application de la procédure  $c - \phi$  réduction. Application of the  $c - \phi$  reduction procedure.

Cette procédure peut bien sûr s'appliquer aussi bien à l'évaluation du coefficient de sécurité du front en l'absence de renforcement qu'à celle d'un front renforcé par boulonnage.

## 5.2

### Effet d'une pression de confinement au front

Dans le cas de projets en sols meubles et aquifères, c'est souvent par utilisation d'un bouclier à front confiné que l'on assure la stabilité du front et que l'on cherche à limiter les déformations à des valeurs acceptables. Le modèle Extrusion peut là encore servir d'aide à la décision quant au choix de la pression de confinement, tout en gardant à l'esprit les hypothèses simplificatrices qui sont à la base du modèle (notamment le champ de contraintes initial uniforme et isotrope).

Prenons l'exemple d'un tunnel de rayon  $R = 5$  m, à 30 m de profondeur ( $\sigma_0 = 0,6$  MPa) dans un terrain sableux avec une légère cohésion ( $\phi = 30^\circ$  et  $c = 10$  kPa) et de module  $E = 50$  MPa. En l'absence de pression de confinement l'extrusion  $u_f$  atteint 204 mm (soit  $u_f/R = 4\%$ ), c'est-à-dire que le front est « instable » (coefficient de sécurité de l'ordre de  $F = 1$ ).

La figure 19 montre la variation de l'extrusion calculée en fonction de la pression appliquée au front de taille ; on observe une fois de plus une différence nette entre :

- un comportement « pseudo-élastique » pour  $p_f > 150$  kPa environ, avec une extrusion variant linéairement avec la pression appliquée : de 40 mm à 0 pour  $p_f$  variant de 150 à 600 kPa (cette dernière valeur correspondant à la contrainte initiale  $\sigma_0$ );

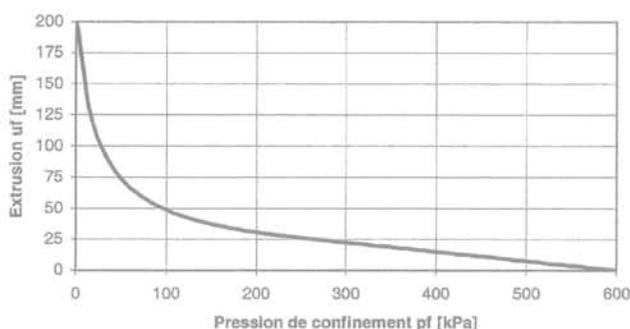


FIG. 19

Évolution de l'extrusion en fonction de la pression appliquée au front.

Evolution of the extrusion with the confining face pressure.

- un comportement plastique pour  $p_f < 150$  kPa, avec une extrusion qui augmente très rapidement lorsque  $p_f$  diminue.

Dans un tel cas, le choix de la pression de confinement consistera donc à imposer une pression minimale de 100 à 150 kPa pour rester dans le domaine des « petites » déformations, et à ajuster ensuite la valeur de  $p_f$  en fonction de la sécurité recherchée sur les déformations : pour une pression de 300 kPa, l'extrusion n'est que de 22 mm, alors que pour une pression de  $p_f$  de 150 kPa elle atteint 40 mm soit près du double.

## 5.3

### Dimensionnement d'un boulonnage du front

Nous allons maintenant montrer de quelle façon utiliser le modèle Extrusion pour le dimensionnement d'un boulonnage du front de taille. Le cas considéré est celui d'un tunnel de  $R = 6$  m de rayon avec une contrainte initiale  $\sigma_0 = 2,5$  MPa, dans un terrain de module d'Young  $E = 200$  MPa, et avec deux types de critère de rupture. Les boulons en fibre de verre considérés ont une section  $S_b = 10$  cm<sup>2</sup> avec une contrainte limite  $\sigma_b = 700$  MPa (soit une résistance maximale de 700 kN) et un module de déformation  $E_b = 20\,000$  MPa (soit une raideur de 20 MN).

#### 5.3.1

### Cas d'un terrain purement cohérent : $c_u = 0,5$ MPa

La figure 20a montre l'évolution de l'extrusion  $u_f$  en fonction de la densité de boulonnage  $d_b$  variant entre 0 et 3 u/m<sup>2</sup> :  $u_f$  varie de 240 à 85 mm. Si on retient le critère  $u_f/R = 2,5\%$  on note que le coefficient de sécurité vis-à-vis de la stabilité du front est inférieur à 1 sans boulons et devient égal à 1,5 pour  $d_b = 1,3$  u/m<sup>2</sup> environ. Toutefois les boulons atteignant leur résistance limite tant que  $d_b$  reste inférieur à 2 u/m<sup>2</sup> (cf. Fig. 20b), il conviendrait de prévoir une densité de boulonnage d'au moins 2,5 à 3 u/m<sup>2</sup>, selon la marge de sécurité souhaitée, et l'extrusion serait alors de l'ordre de 80 à 90 mm.

#### 5.3.2

### Cas d'un terrain frottant et cohérent : $c = 50$ kPa et $\phi = 25^\circ$

La figure 21a montre l'évolution de l'extrusion  $u_f$  en fonction de la densité de boulonnage  $d_b$  variant entre 0 et 3 u/m<sup>2</sup> :  $u_f$  varie de 380 à 60 mm. On note par ailleurs qu'il suffit d'une très faible densité de renforcement (0,05 boulon/m<sup>2</sup> dans ce cas) pour réduire très rapidement l'extrusion ; ce comportement est caractéristique des terrains frottants.

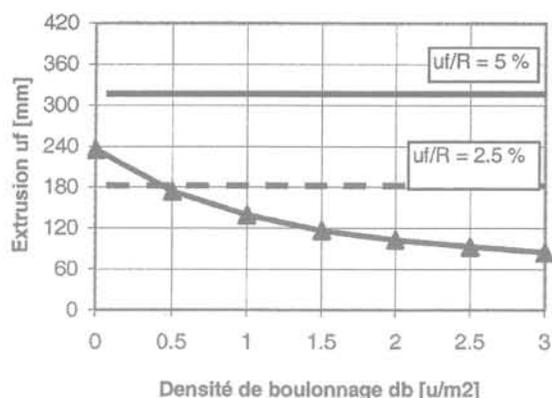
Avec le critère  $u_f/R = 2,5\%$ , on observe que le coefficient de sécurité vis-à-vis de la stabilité du front est inférieur à 1 sans boulons et devient égal à 1,5 pour  $d_b = 0,05$  u/m<sup>2</sup> environ. Toutefois la résistance limite des boulons est atteinte pour  $d_b < 0,5$  u/m<sup>2</sup> (cf. Fig. 21b).

Un dimensionnement correct consiste à prévoir une densité d'environ 1 u/m<sup>2</sup>, et l'extrusion est alors de l'ordre de 85 mm.

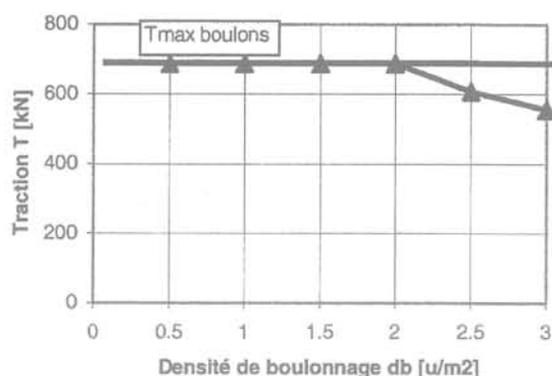
## 6

### Conclusion

Le développement de la construction des tunnels en pleine section, y compris en terrains meubles et sous faible couverture, et avec des hauteurs du front de taille parfois très importantes, conduit les ingénieurs à analyser la tenue du front, et souvent à prévoir son renforcement par des boulons longitudinaux en fibre de verre.



a : extrusion



b : traction dans les boulons

FIG. 90 Dimensionnement d'un boulonnage en terrain purement cohérent.  
Design of a face bolting in cohesive ground.

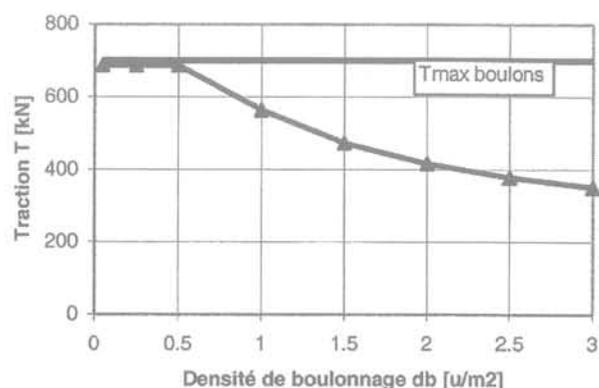
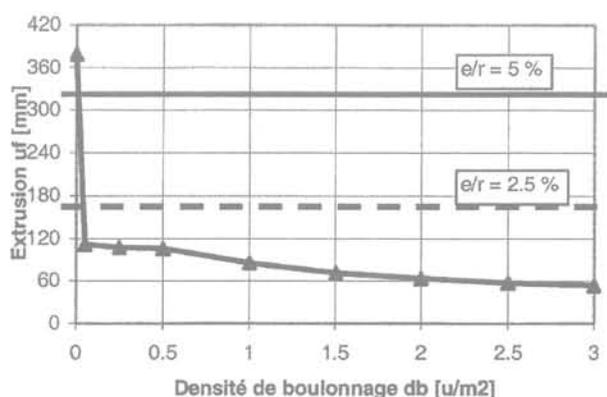


FIG. 91 Dimensionnement d'un boulonnage en terrain frottant et cohérent.  
Design of a face bolting in frictional cohesive ground.

Les approches existantes privilégient les analyses en stabilité, mais ne permettent guère une évaluation des déformations du front. Les méthodes numériques autorisent quant à elles le développement de calculs en déformations, mais la prise en compte correcte des renforcements conduit à des modèles 3D très lourds et peu utilisables dans la pratique courante.

C'est pourquoi nous proposons une approche analytique en contraintes-déformations, basée sur un principe de symétrie sphérique, et permettant d'évaluer les déformations d'extrusion du front, et ce même lorsque le front est renforcé par des boulons. Cette approche repose sur certain nombre d'hypothèses simplificatrices (notamment l'adhérence parfaite entre le sol et les boulons), qui sont bien sûr à prendre en compte dans les analyses, mais qui ne remettent pas en cause l'intérêt de la méthode. On souligne notamment que ces hypothèses sont tout à fait similaires à celles de la méthode convergence-confinement pour les sections transversales de tunnels, dont l'intérêt n'est plus à démontrer, notamment pour une aide à la conception des déformations et soutènements à prévoir sur les parois d'un tunnel.

Après un rappel des principes et hypothèses de base de la méthode, développée par Wong *et al.*

(1999a), nous avons présenté une validation du modèle à partir de comparaisons avec des modèles numériques 2D et 3D et de deux cas de chantiers pour lesquels des mesures expérimentales étaient disponibles. Dans tous les cas cette comparaison a montré que, malgré ses hypothèses simplificatrices, le modèle « Extrusion » permettait de bien reproduire les phénomènes observés et d'obtenir des ordres de grandeur tout à fait acceptables des valeurs de l'extrusion.

Enfin, nous avons développé quelques études paramétriques, montrant l'influence des principales données du projet, ainsi que des exemples d'utilisation de la méthode pour l'aide à la conception en vue de l'analyse de la tenue et du renforcement du front de tunnels :

- évaluation d'un coefficient de sécurité vis-à-vis de la stabilité du front de taille ;
- effet d'une pression de confinement sur l'extrusion lors de l'utilisation de boucliers ;
- dimensionnement d'un renforcement par boulonnage.

Nous espérons que cette méthode apportera un complément aux méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille, qui pourra être utile à l'ingénieur confronté à ces problèmes.

## Bibliographie

- André D., Dardard B., Carmes J. – La traversée des argiles du tunnel de Tartaiquille. *Tunnels et ouvrages souterrains*, n° 153, 1999.
- Bouvard A., Boidy E., Colombet G. – Validation des méthodes de dimensionnement du confortement du front de taille des tunnels profonds. Application au tunnel de Tartaiquille. *AFTES journées d'études internationales*, Paris, octobre 1999.
- Broms B.B., Bennermark H. – Stability of Clay at Vertical Openings. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 1967, SM1.
- Chambon P., Corte J.F. – Stabilité du front de taille d'un tunnel faiblement enterré : modélisation en centrifugeuse. Colloque international *Tunnels et Microtunnels en terrain meuble : du chantier à la théorie*, Paris, 1989.
- Dias D. – *Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage. Étude numérique et application à un cas réel en site urbain*. Thèses INSA. Lyon, 1999.
- Clouterre II – *Additif 2002 aux recommandations Clouterre 1991*. Presses des Ponts et Chaussées, 2002.
- Greuell E. – *Étude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres par une méthode d'homogénéisation*. Thèse de doctorat de l'École polytechnique, 1993.
- Guilloux A., Kastner R. – *Rapport général Tunneling and underground space development*. Comptes rendus du Quinzième Congrès international de mécanique des sols et de la géotechnique, Istanbul, 27-31 août 2001.
- Jassionnesse C. – *Contrôle de la déformation du massif renforcé par boulonnage au front de taille d'un tunnel*. Thèse, INSA, Lyon, 1998.
- Leca E., Dormieux L. – Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Géotechnique*, n° 40, 1990.
- Lunardi P. – La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble : études et expériences sur le renforcement du noyau d'avancement. *Symposium international Renforcement des sols : expérimentations en vraie grandeur des années 80*, Paris, 1993, p. 93-131.
- Lunardi P. – Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols. *Revue française de géotechnique*, n° 80, 1997, p. 17-34.
- Panet M. – *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses des Ponts et Chaussées, 1995.
- Serratrice J.-F., Magnan J.-P. – Analyse des tassements de surface pendant le creusement du tunnel Nord de la traversée souterraine de Toulon. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 237, 2002.
- Wong H., Trompille V., Dias D. – Déplacements du front d'un tunnel renforcé par boulonnage prenant en compte le glissement boulon-terrain : approches analytique, numérique et données *in situ*. *Revue française de géotechnique*, n° 89, 1999a.
- Wong H., Trompille V., Subrin D., Guilloux A. – Tunnel face reinforced by longitudinal bolts : analytical model and in-situ data. *International Symposium Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground IS TOKYO'99*, Japan, 19-21 July 1999b.