

Méthode d'analyse préliminaire de la stabilité du front de taille comme outil d'analyse de risque ou d'analyse en retour

Preliminary analysis of tunnel face stability for risk or back analysis

C. Jassionnesse, GEOS INGENIEURS CONSEILS, Archamps, France,
christophe.jassionnesse@geos.fr

M. Cahn, GEOS INGENIEURS CONSEILS, Archamps, France, martin.cahn@geos.fr

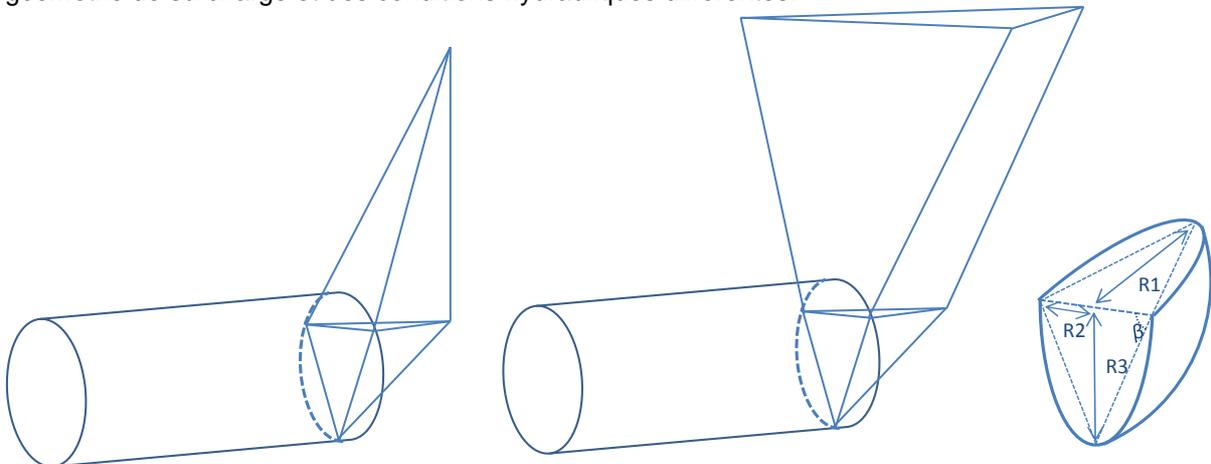
A.Tsirogianni, GEOS INGENIEURS CONSEILS, Archamps, France, alkisti.tsirogianni@geos.fr

RÉSUMÉ : Cet article développe un moyen rapide d'appréciation de la stabilité du front de taille d'un tunnel dans des cas naturellement complexes. Le résultat est un « facteur de sécurité » permettant de pré-dimensionner la pression de stabilisation ou d'analyser en retour les observations faites sur chantier. Sur des projets de tunnels urbains, cet outil peut notamment être utilisé le long du tracé comme moyen d'évaluation de la vraisemblance d'occurrence de l'instabilité du front ou des répercussions du creusement sur l'environnement.

La méthode développée est une analyse de type équilibre limite en milieu continu consistant en l'étude de la stabilité d'un volume de terrain de forme tétraédrique à l'avant du front. Ce « dièdre » est alors approximé par le quart d'ellipsoïde dans lequel il s'inscrit. En plus de son propre poids et des efforts résistants le long des faces latérales, ce volume est soumis à une charge verticale, une pression d'écoulement et une contre-pression de confinement, si ces deux dernières sont présentes.

La méthode est innovante en raison du mécanisme de rupture pris en compte devant le front et le calcul de la surcharge apportée par le terrain : suivant les conditions géotechniques rencontrées, différents types de surcharges, cohérents avec les observations faites sur chantier ou sur modèles réduits, sont déterminés selon la « théorie du silo ».

En présence d'eau, les conditions drainées et non drainées, sous et au-dessus de la nappe, sont différenciées. La stratigraphie peut également être prise en compte avec, pour chaque couche, une géométrie de surcharge et des conditions hydrauliques différentes.



ABSTRACT: This article develops a fast judging mean of tunnel face stability in naturally complex cases. The result is a «safety factor» allowing design of the stabilizing pressure or back analysis of the site observation. In urban tunneling projects, this tool can be used in particular along the line as a mean of assessing the likelihood of occurrence of the instability of the face or of the excavation repercussion on the environment.

The developed method is a limit equilibrium analysis in continuous medium consisting of the stability assessment of a tetrahedral shape volume ahead of the face. This «dihedral» is then approximated by the quarter of ellipsoid in which it is included. Besides its own weight and the resisting forces along the lateral faces, the volume is subjected to a vertical load, a pressure flow and a counter confining pressure if the latter two are present.

The method is innovative in the failure mechanism considered ahead the face and in the calculation of the overload: according to the ground conditions, different types of loads, consistent with the observations made on site or models, are determined according to the « silo theory ».

In the presence of water, undrained and drained conditions, under and above the water level are differentiated. Stratigraphy may also be taken into account with, for each layer, different load geometry and different hydraulic conditions.

Méthode d'analyse préliminaire de la stabilité du front de taille comme outil d'analyse de risque ou d'analyse en retour

Preliminary analysis of tunnel face stability for risk or back analysis

Christophe Jassionnesse, *GEOS INGENIEURS CONSEILS, Archamps, France*

Martin Cahn, *GEOS INGENIEURS CONSEILS, Archamps, France*

Alkisti Tsirogianni, *GEOS INGENIEURS CONSEILS, Archamps, France*

1 Introduction

Qu'il s'agisse des procédés de boulonnage du front et de pré-soutènement en méthode conventionnelle ou de pressurisation pour les tunneliers, le développement des méthodes de confinement du front ont permis la réalisation de tunnels dans des conditions géotechniques de plus en plus complexes et sous faible couverture.

Conjointement aux avancées technologiques, la recherche du « juste » besoin de confinement, permettant d'assurer la stabilité du front de taille et de maîtriser les déformations sans créer de résurgences ni rendre impossibles les opérations de maintenance, a été étudié théoriquement et empiriquement à l'aide de différentes approches depuis plus de 40 ans.

La méthode développée ici est une analyse de type équilibre limite en milieu continu consistant en l'étude de la stabilité d'un volume de terrain de forme tétraédrique en avant du front. Son objectif est d'aboutir à un facteur de stabilité qui, bien qu'issu d'une analyse simplifiée, permet de considérer les effets combinés de différentes actions et d'approcher une complexité naturelle.

En plus de son propre poids et des efforts résistants le long des faces latérales, le « dièdre » est soumis à une charge verticale de terrain, une pression d'écoulement et une contre pression de confinement si ces dernières sont présentes.

La géométrie de ce volume est entièrement paramétrée par les caractéristiques du profil en travers du tunnel (rayon et/ou hauteur du centre de voûte) ainsi que par deux angles (angle d'ouverture et de glissement). Ce dièdre est ensuite approximé par le quart d'ellipsoïde dans lequel il s'inscrit et sa stabilité est analysée pour l'ensemble des couples d'angles.

Les surcharges s'appliquant sur le dièdre sont basées sur la « théorie du silo », mais, différentes géométries de surcharges sont analysées en fonction des conditions géotechniques considérées. En présence d'eau, les conditions drainées et non drainées, sous et au-dessus de la nappe, sont différenciées et la stratigraphie peut également être prise en compte avec, pour chaque couche, une géométrie de surcharge et des conditions hydrauliques différentes.

2 Géométrie, mécanisme de rupture et facteur de sécurité

2.1 Géométrie du dièdre à l'avant du front de taille

La géométrie du volume de terrain à l'avant du front considéré dans cette étude est inspirée de la forme des polyèdres rocheux découpés par des discontinuités. Le dièdre est ainsi délimité par les quatre surfaces planes S_0 , S_1 , S_2 et S_2' et possède un plan de symétrie

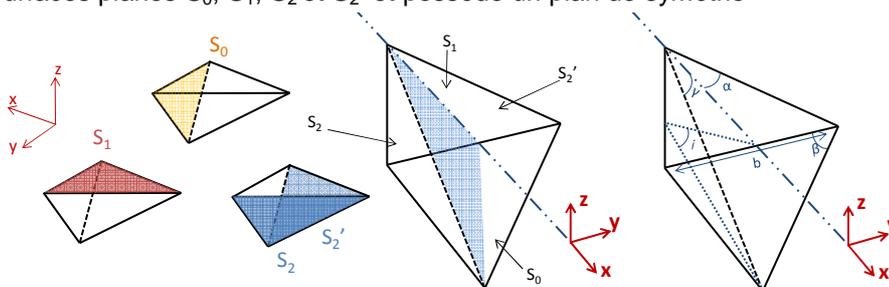


Figure 1. Géométrie du dièdre

Du fait de la symétrie, seul l'angle d'inclinaison de l'arête de glissement γ et l'angle d'ouverture de la surface frontale β suffisent à caractériser l'ensemble des surfaces et le volume du dièdre.

La section en travers du tunnel sera approximée par le triangle équilatéral S_0 et les deux surfaces latérales inclinées S_2 et S_2' sont équivalentes. L'angle d'ouverture et la longueur de l'arête supérieure de la surface frontale sont reliés à la géométrie du profil en travers selon les schémas présentés ci-dessous.

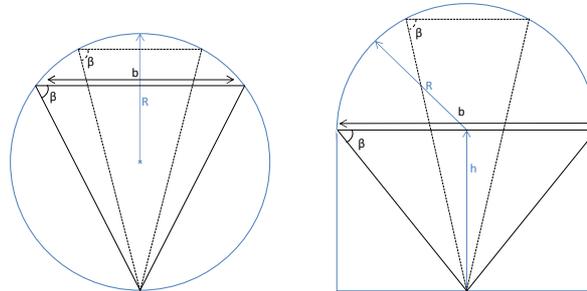
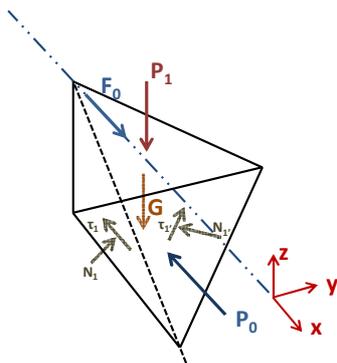


Figure 2. Profil en travers du tunnel et surface frontale

2.2 Equilibre du dièdre

Les forces agissant sur le dièdre sont présentées sur la figure ci-dessous.



Efforts moteurs

- G le poids propre du dièdre de masse volumique ω_0 ;
- P_1 la surcharge apportée par le terrain sus-jacent ;
- F_0 une force d'écoulement horizontale;

Efforts résistants

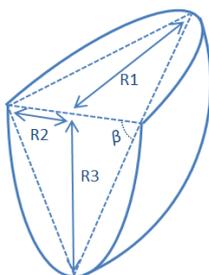
- τ_1 et τ_1' la résistance au cisaillement des surfaces latérales inclinées;
- N_1 et N_1' les réactions normales du terrain de part et d'autre des surfaces inclinées;

Figure 3. Forces agissant sur le dièdre

Le dièdre étant symétrique et étant donné que l'on considère un milieu homogène, $\tau_1 = \tau_1'$ et $N_1 = N_1'$. Un effort contre-moteur P_0 résultant de la pression de stabilisation mis en œuvre au front est également pris en compte.

2.3 Ajustement ellipsoïdal

Afin d'avoir une approche plus réaliste de la forme du volume potentiellement instable à l'avant du front, le dièdre peut être ajusté sur le quart d'ellipsoïde de demi-axe R_1 , R_2 et R_3 dans lequel il s'inscrit. Les rapports entre le volume de l'ellipse et le volume du dièdre, les surfaces latérales, les surfaces frontales et les surfaces supérieures sont exprimés dans le tableau adjacent à la figure.



Volume	Surface supérieur	Surface latérale	Surface frontale
$V_{\text{ellipsoïde}} / V_{\text{dièdre}}$	$S1_{\text{ellipsoïde}} / S1_{\text{dièdre}}$	$S2_{\text{ellipsoïde}} / S2_{\text{dièdre}}$	$S0_{\text{ellipsoïde}} / S0_{\text{dièdre}}$
π	$\pi/2$	D	$\pi/2$

Figure 4. Ajustement du dièdre par un quart d'ellipsoïde

Les surfaces latérales de l'ellipsoïde sont approximées par la formule de Knud Thomson. Seul le rapport entre les surfaces latérales varie suivant les dimensions respectives du dièdre et du quart d'ellipsoïde. Ce rapport, noté D varie en fonction de β entre 1,59 et 1,81. Une valeur constante à 1,70 sera retenue.

La contribution des différentes forces agissantes est alors corrigée en fonction des paramètres d'ajustement géométrique.

2.4 Facteur de sécurité

L'équation d'équilibre du système dans le cas d'un sol drainé en prenant en compte une force d'écoulement s'exprime par :

$$S_0 \begin{bmatrix} -p_0 * \frac{\pi}{2} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + S_0 \begin{bmatrix} f_0 * \frac{\pi}{2} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + S_1 \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -p_1 * \frac{\pi}{2} \end{bmatrix} + V_{volume} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -\omega_0 * \pi \end{bmatrix} + 2.S_2 \begin{bmatrix} \left(\frac{\sin(\gamma)}{\cos(\gamma)} \cos(i).N - \cos(\gamma).\tau \right) D \\ 0 \\ (\cos(i).N + \sin(\gamma).\tau) D \end{bmatrix} = 0 \quad (1)$$

La résolution du système est menée en considérant un comportement élastique parfaitement plastique type Mohr-Coulomb et permet d'exprimer le facteur de sécurité F_S comme le rapport entre les forces motrices sur les forces résistantes, fonction de l'angle d'inclinaison de l'arête de glissement et de l'angle d'ouverture de la surface frontale. Le système étant uniquement régi par les angles β et γ , le facteur de sécurité minimal peut être déterminé en faisant varier l'angle d'inclinaison de l'arête de glissement et l'angle d'ouverture de la surface frontale de 0 à 90°.

3 Surcharge pour le cas d'un sol cohérent-frottant

3.1 Géométrie de la surcharge

Dans le cas d'un sol cohérent-frottant, la forme de surcharge considérée est celle d'une pyramide. Ce type de mécanisme est en accord avec les résultats des modèles éléments finis 3D et avec ceux des essais sur modèles réduits (cf. Chambon [2], Vermeer [7]). L'expression générale de la surcharge est déterminée à partir de l'équilibre d'une tranche élémentaire de terrain soumise à son propre poids W , à la variation de la contrainte verticale $d\sigma_z$ sur ses faces inférieures et supérieures et à une contrainte de cisaillement τ prise en compte sur les faces latérales verticales.

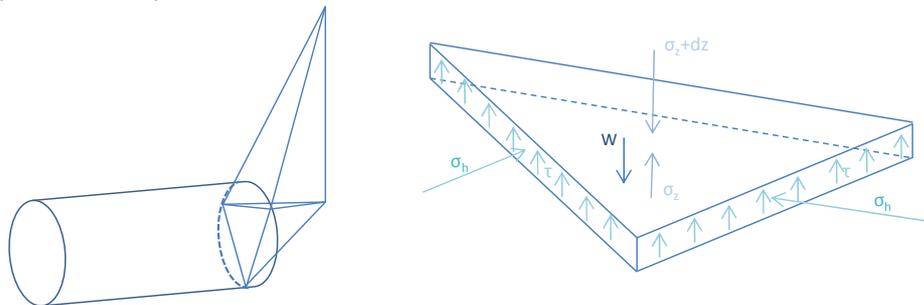


Figure 5. Géométrie de la surcharge pour un sol cohérent frottant et équilibre élémentaire

L'équation régissant son équilibre dépend du rapport entre le périmètre π où la force de cisaillement est mobilisée et la surface S de la tranche considérée, et s'exprime par :

$$\frac{d\sigma_z}{dz} - \frac{\pi}{S} \tau + w = 0 \quad (2)$$

Le rapport entre le périmètre et la surface dépend de la hauteur z au dessus du tunnel. On peut alors exprimer ce rapport, avec z croissant à partir de la clé du tunnel, par :

$$\frac{S}{\pi}(z) = B_0 - \lambda z \quad (3)$$

Où B_0 représente le rapport entre l'aire et le périmètre de la surface supérieure du dièdre $S1$ et où λ est un facteur de forme dépendant de l'angle ψ au sommet de la pyramide. Pour l'ajustement du dièdre par le quart d'ellipsoïde, un facteur d'ajustement de B_0 , constant et égal à $\sqrt{2}$, est introduit.

La résolution de l'équation permet alors, en considérant un rapport entre les contraintes horizontales et verticales constant sur toute la hauteur du mécanisme, de déterminer la surcharge P1 pour z=0.

Si la profondeur du tunnel est suffisante, la pyramide est « fermée » et dans le cas contraire, la pyramide aboutit en surface. La surcharge P1 s'exprime alors comme une fonction :

$$\sigma_z(0) = P1 = \text{Max}(g1 * Pt + g2 * R * wh + g3 * c_1 + g4 * we * R; 0) \quad (4)$$

Avec Pt la surcharge surfacique au niveau du terrain naturel ; wh le poids volumique humide ; c1 la cohésion et we le poids volumique de l'eau. g1, g2, g3 et g4 sont des fonctions dépendant des angles β et γ , du frottement interne ϕ , de la profondeur du tunnel et de son rayon R ainsi que de la hauteur de nappe.

3.2 Calage de l'angle d'ouverture ψ et du rapport de contrainte horizontale et verticale

Le choix de l'angle d'ouverture ψ de la pyramide est de première importance puisqu'il détermine la hauteur AF de la surcharge. Différents angles d'ouverture et différents rapports entre contraintes horizontales et verticales ont été testés et comparés aux résultats d'un modèle 3D aux éléments finis.

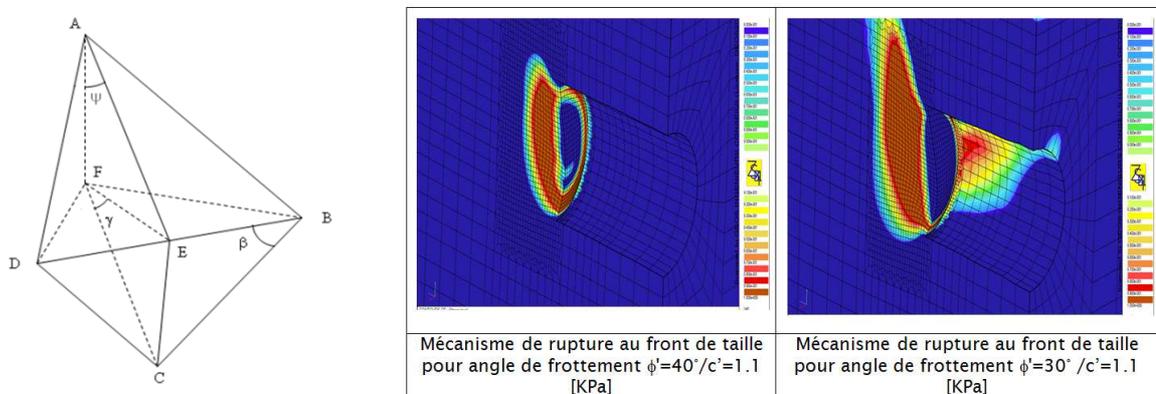


Figure 6. Angle d'ouverture ψ et calcul éléments finis

L'étude a été menée pour un tunnel de 10 mètres, un poids volumique γ de 15 kN/m, un tunnel de diamètre D égal à 10 m, des valeurs de cohésion variant entre 0 à 10 kPa et des angles de frottement variant entre 20 et 40°.

L'analyse des déformations autour du « silo d'effondrement » et son état de contrainte justifie l'utilisation d'un rapport entre contraintes horizontales et verticales plus proche du coefficient de poussée active K_a que du coefficient des terres au repos K_0 . Par suite, la confrontation des résultats de la modélisation aux éléments finis et du modèle analytique ont permis de choisir un angle d'ouverture ψ égal à l'angle de frottement du terrain ϕ .

Les graphiques de la figures 6 représentent l'évolution de la pression de confinement normalisée nécessaire à l'obtention d'un facteur de sécurité de 1 avec le modèle et de celle déterminée par calcul aux éléments finis obtenue par réduction des paramètres de résistance $c - \tan(\phi)$.

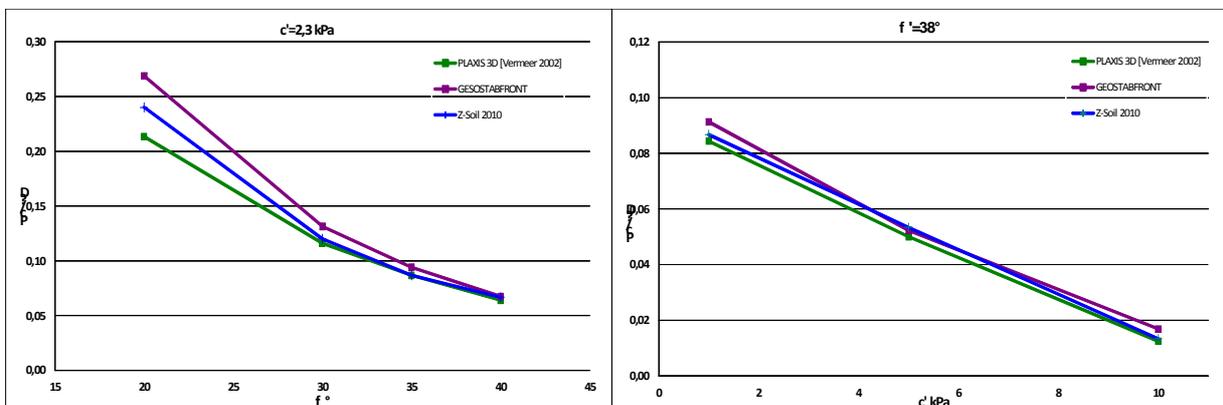


Figure 7. Evolution de la pression de confinement normalisée ($Pc/\gamma D$) en fonction de l'angle de frottement et de la cohésion pour les modélisations éléments finis et le modèle analytique

4 Surcharge pour le cas d'un sol purement cohérent

4.1 Géométrie de la surcharge

De manière à traduire les géométries évasées notamment observées sur modèles réduits centrifugés (cf. Kimura [4]), une surcharge en cône ouvert présentée à la figure suivante a été étudiée.

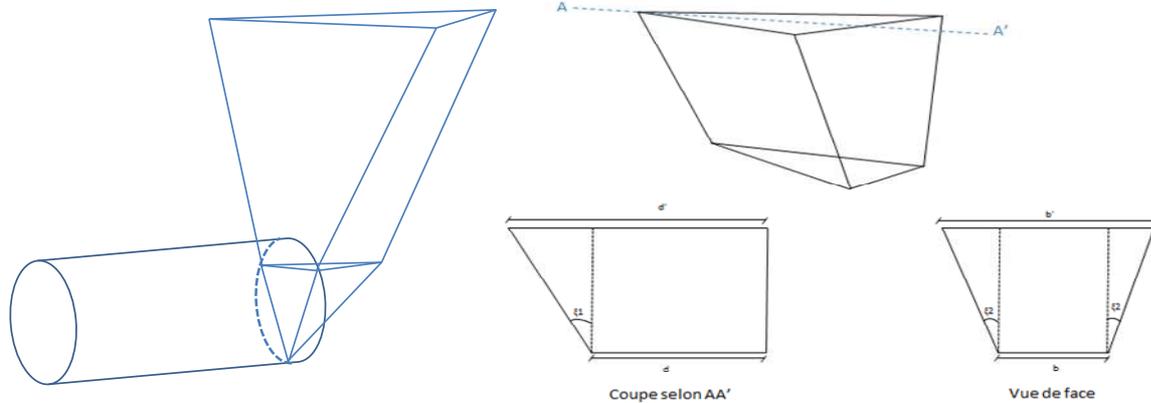


Figure 8. Géométrie de la surcharge pour un sol purement cohérent

Le « cône ouvert » est défini par deux angles : un angle d'affaissement ξ_1 et un angle d'ouverture de la surface frontale ξ_2 .

L'équation (2), dans le cas de sols purement cohérents s'exprime par :

$$\frac{d\sigma_z}{dz} - cu \frac{\pi}{S} + w = 0 \quad (5)$$

Le rapport périmètre sur surface ainsi que les longueurs d' et b' varient en fonction de la hauteur z au-dessus du tunnel. L'équation (3) est à nouveau utilisée et les angles ξ_1 et ξ_2 sont paramétrés de telle sorte que: $d'_{z_0}/b'_{z_0} = d'_{z_0+z}/b'_{z_0+z}$.

En terrain purement cohérent, les contraintes considérées sont des contraintes totales et les lignes de rupture remontent jusqu'en surface. Dans ces conditions, la solution de l'équation peut s'exprimer à nouveau :

$$P1 = \text{Max}(g1'*Pt + g2'*R * wh + g3'*cu, 0) \quad (6)$$

Avec : Pt la surcharge surfacique au niveau du terrain naturel ; wh le poids volumique humide et cu la cohésion non drainée. $g1'$, $g2'$, $g3'$ sont des fonctions dépendant des angles β et γ et de la profondeur du tunnel.

4.2 Calage des angles d'ouverture

L'ajustement des angles d'ouverture et d'affaissement a été mené en comparant les résultats du modèle à différentes autres approches. Les méthodes de Proctor et White, Piaskowski, Ellstein, Brooms et Bennermark ainsi que la méthode d'analyse limite de Davis, bien adaptées aux cas des sols purement cohérent ont été utilisées.

Pour chacun des modèles, le rapport entre la pression de confinement et la contrainte verticale en clef de tunnel a été tracé en fonction du rapport entre la couverture H et le diamètre du tunnel D .

L'étude a été menée pour un tunnel de 10 mètres de diamètre, un poids volumique de 18 kN/m^3 , une couverture variant de 5 à 35 m et des valeurs de cohésion variant entre 10 et 50 kPa.

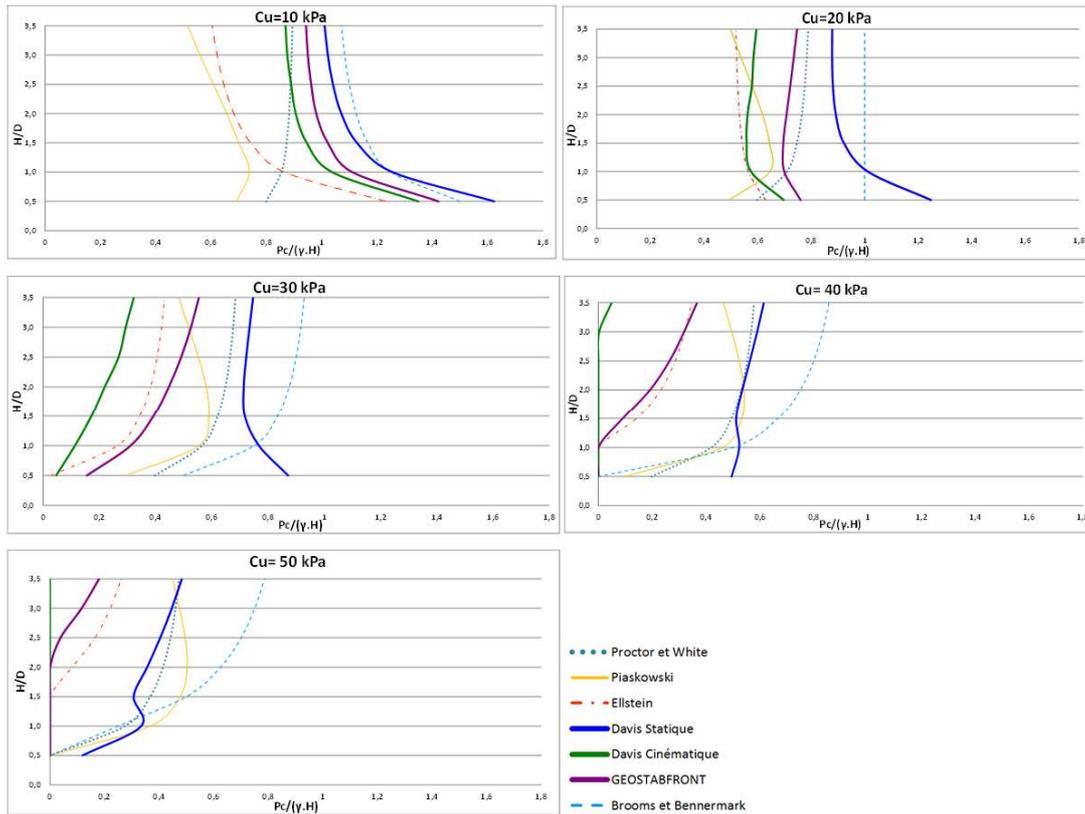


Figure 9. Ajustement de l'angle d'ouverture par comparaison de modèles

Le modèle retenu est celui d'un cône ouvert pour un angle d'ouverture égal à 13° et sans tenir compte du cisaillement sur la surface verticale dans le plan du front de taille. Dans le cadre d'une analyse en retour, cet angle d'ouverture pourrait être ajusté.

5 Surcharge dans le cas d'un milieu stratifié

La surcharge sur le quart d'ellipsoïde dont on étudie la stabilité varie en fonction des caractéristiques du terrain sus-jacent. La formulation générique de P_1 utilisée pour les deux modèles retenus (équations (4) et (6)) permet de traiter le cas d'un milieu stratifié en adaptant la formule et en modifiant les conditions aux limites.

Il suffit pour ce faire d'être capable de déterminer le rapport B_0 à la base de chaque couche et de remplacer la surcharge en surface P_t , par la surcharge apportée par la couche supérieure.

La surcharge à la base de la couche n s'exprime ainsi :

$$P_n = \text{Max} (g_1 * P_{n+1} + g_2 * R * wh_n + g_3 * c_n + g_4 * we * R; 0) \quad (7)$$

Une relation de récurrence permettant de déterminer le rapport B_{0n} à partir du rapport entre la surface et le périmètre à la base de la couche sous-jacente B_{0n-1} et de son coefficient de forme λ_{n-1} est alors utilisée.

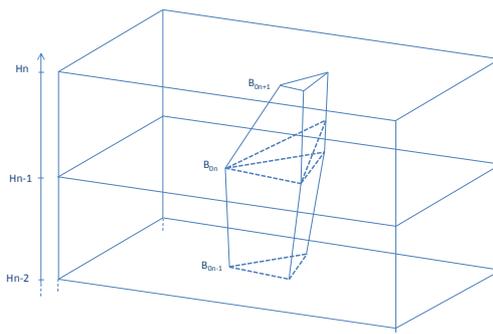


Figure 10. Schéma de surcharge dans d'un sol stratifié

6 Exemple d'application

L'ensemble de ces développements a été intégré dans un logiciel développé par GEOS INGENIEURS CONSEILS.

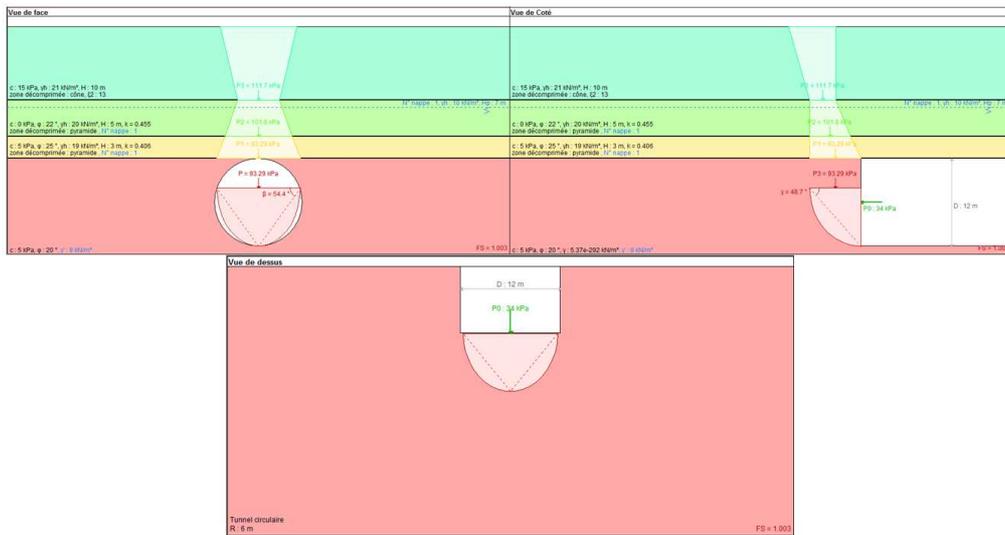


Figure 11. Sorties du logiciel GEOTUNNEL FT

Cet outil peut être utilisé comme partie intégrante d'une analyse de risque en accord avec la méthodologie du management des risques, explicitée dans la recommandation du GT32 de l'AFTES. Le risque identifié est l'instabilité du front. Les conséquences de l'occurrence de ce risque varient le long du tracé en fonction de la présence et de la sensibilité du bâti.

La rapidité d'utilisation du logiciel permet de multiplier les sections de calculs et de tracer, le long du profil en long, l'évolution de la pression de confinement effective ou totale, pour un facteur de sécurité fixé.

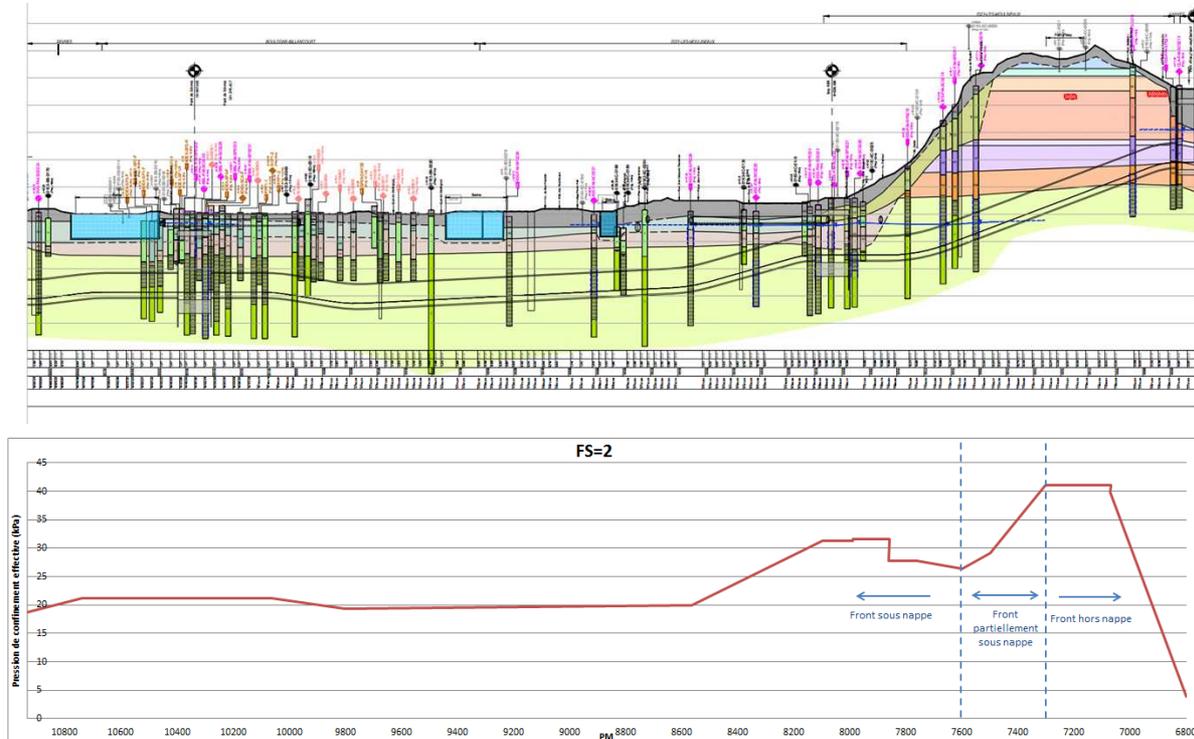


Figure 12. Evolution de la pression de confinement effective pour F_S de 2 le long du profil en long d'un projet de tunnel urbain

La vraisemblance d'occurrence de l'instabilité du front et, par extension, de la perte de volume par extrusion, est d'autant plus grande que la pression de confinement nécessaire est forte. En identifiant des zones homogènes de conséquences, un niveau de risque peut être établi en tout point du tracé.

7 Conclusion

Le modèle présenté dans cet article est établi à partir d'une méthode analytique explicite « non rigoureuse ». La loi de comportement du matériau se limite ainsi à la connaissance du domaine de résistance et aucune information sur les déplacements n'est accessible. Il est cependant avéré que la connaissance des déplacements du front est essentielle, car l'extrusion joue un rôle majeur dans la formation des tassements en surface. Le modèle présente donc les mêmes capacités que les modèles « rigoureux » basés sur l'analyse limite.

Les méthodes plus « rigoureuses » sont efficaces dans les cas simples. En comparaison, l'avantage de la méthode développée ici vient de la simplicité de son approche, permettant de considérer une plus grande complexité, proche du réel.

Certaines limites peuvent cependant être soulignées :

- La pression du front est considérée uniforme sur la hauteur du front;
- Le modèle ne permet pas de considérer des fronts de taille hétérogènes ;
- Aucune force d'écoulement verticale sur la surcharge n'est prise en compte;

Le modèle de surcharge en « pyramide » semble particulièrement performant pour traiter le cas des sols purement frottants. Lorsque la cohésion devient plus importante, des mécanismes intermédiaires évoluant vers le modèle du cône ouvert peuvent être envisagés. Ces perspectives de développements sont en cours.

8 Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier Marc Favre, Reza Taherzadeh (EX GEOS, actuellement Tractebel Engineering) pour sa collaboration et Didier Subrin (CETU) pour ses remarques.

9 References

- [1] Anagnostou & Kovari, 1996, Face stability condition with Earth Pressure Balance Shields. Tunneling and Underground Space Technology 11. n°165-173.
- [2] Chambon, P., Corté JF, 1994, Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, pp 1148-1165.
- [3] Davis, E.H., et al. 1980. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. Geotechnique 30, n°4, janv. 2008, pp 397-416.
- [4] Kimura, T., Mair, R.J., 1981, Centrifugal testing of model tunnels in soft soil, Proc. 10th INT; Conf. Soil Mech. Found. Engng. ; Stockholm, Vol.1, pp 319-322.
- [5] Kirsch, A., 2009, On the face stability of shallow tunnels in sand, Logos Verlag Berlin, pp 1-178.
- [6] Sequeira Nunes Antão, A.M, 1997, Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisée. Thèse sci. Ecole Nationale des ponts et Chaussées.
- [7] Vermeer, et al. 2002. Tunnel Heading Stability in drained ground, FELSBAU 20, pp 1-20.