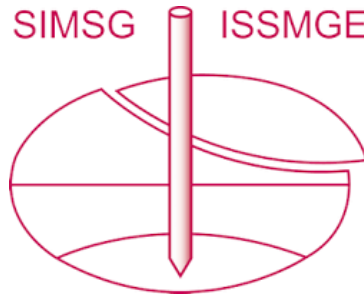


INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.



COMPORTEMENT DES TUNNELS RENFORCES PAR BOULONS PASSIFS BEHAVIOUR OF TUNNELS REINFORCED BY UNTENSIONED BOLTS

Éric Greuell¹ Patrick de Buhan² Marc Panet¹ Jean Salençon²

¹Simecsol, Le Plessis Robinson, France

²Laboratoire de Mécanique des Solides, Palaiseau, France

Résumé : Afin d'évaluer l'apport d'un soutènement par boulons passifs dans la stabilisation des mouvements du sol consécutifs au creusement d'un tunnel, on propose d'utiliser une méthode d'homogénéisation. On détermine sous une forme simple les capacités de résistance et les caractéristiques élastiques du matériau homogénéisé représentant le sol renforcé par boulonnage. La "forte" anisotropie de ce matériau est prise en compte. On définit une loi de comportement élastique parfaitement plastique et on résout analytiquement, dans le cadre d'hypothèses simplificatrices classiques, le problème de la convergence du tunnel renforcé. On détermine notamment une courbe de convergence et le diagramme des contraintes du massif boulonné. On est ainsi en mesure d'apprécier l'influence du renforcement sur la réduction de la convergence du tunnel ainsi que de la zone d'extension des terrains décomprimés.

INTRODUCTION

Le renforcement d'un tunnel par des boulons passifs consiste à mettre en place, depuis la paroi, des barres en acier scellées sur toute leur longueur dans le sol. Cette technique se révèle très performante en raison de sa souplesse (elle ne nécessite pas des moyens importants en hommes et en matériel) et de son efficacité. Les barres n'étant pas mises en tension à la pose, ce sont les mouvements du massif vers l'intérieur de la galerie qui vont amener ce renforcement à jouer son rôle, c'est à dire à limiter la détente des terrains. La très forte interaction entre les barres et le sol conduit à appréhender, comme l'ont suggéré divers auteurs (Hoek & Brown (1980), Panet (1991)...), le soutènement apporté par les boulons passifs comme un renforcement "interne" du terrain. De l'association du sol et des boulons scellés naît ainsi un nouveau matériau avec son propre comportement.

Wulfschläger et Natau (1987) ont proposé une approche expérimentale pour la détermination de ce comportement. L'approche présentée ici se place du point de vue de la modélisation théorique. Compte tenu de la disposition régulière des boulons et de la densité de boulonnage, l'emploi de la théorie de l'homogénéisation des milieux hétérogènes périodiques semble particulièrement approprié. En adoptant pour le matériau homogénéisé un comportement élastique parfaitement plastique, on parvient à résoudre analytiquement le problème de la convergence du tunnel renforcé par boulonnage dans le cadre d'hypothèses simplificatrices classiques. On est alors en mesure d'évaluer quantitativement l'apport d'un soutènement passif dans la stabilisation des mouvements du sol consécutifs au creusement d'un tunnel.

La démarche générale consiste à définir pour le matériau équivalent:

- un critère de résistance à partir des capacités de résistance et de la disposition de ses constituants (fractions volumiques, orientation des renforcements)

- une loi de comportement élastique en suivant une méthode analogue à celle utilisée pour déterminer le critère et, à partir de ces deux données, à adopter, de façon heuristique, pour comportement du matériau homogénéisé représentant le sol renforcé par boulonnage, le comportement élastique parfaitement plastique défini par les caractéristiques élastiques et le critère de résistance ainsi obtenus.

CRITÈRE DE RÉSISTANCE MACROSCOPIQUE

La détermination de ce critère est une application directe de la méthode d'homogénéisation en calcul à la rupture (de Buhan, 1986). Elle part de l'idée intuitive selon laquelle, à l'échelle de l'ouvrage, le sol renforcé peut être appréhendé comme un matériau homogène et anisotrope en raison de l'orientation privilégiée des inclusions de renforcement.

La structure étudiée est une cavité cylindrique à section circulaire de rayon R creusée dans un massif infini constitué d'un sol purement cohérent renforcé par des boulons adhérent totalement au sol (figure 1a). Le schéma de renforcement est tel que l'on peut mettre en évidence une cellule de base (figure 1b) représentative de la périodicité en z et θ . C'est en résolvant un problème de calcul à la rupture sur cette cellule de base (de Buhan et Salençon (1990)) que l'on parvient à définir le domaine de résistance du matériau homogénéisé.

Dans le cas présent, tenant compte de la très faible proportion volumique des inclusions en contrepartie de laquelle les capacités de résistance du matériau qui les constitue (acier) sont bien plus grandes que celles du sol, on obtient l'expression suivante du critère de résistance macroscopique en déformation

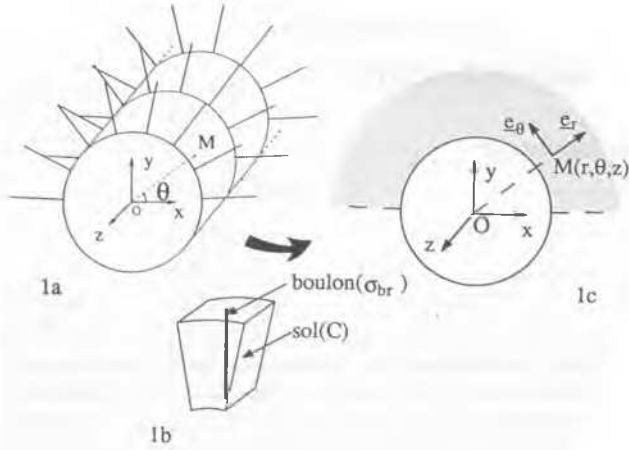


Fig 1. Principe de la méthode d'homogénéisation

plane qui porte sur les composantes Σ_{rr} , $\Sigma_{\theta\theta}$ et $\Sigma_{r\theta}$ du tenseur des contraintes $\underline{\Sigma}$:

$$\begin{aligned} \Sigma_{rr} &= \sigma_{rr}^s + \sigma \quad \Sigma_{\theta\theta} = \sigma_{\theta\theta}^s \quad \Sigma_{r\theta} = \sigma_{r\theta}^s \\ &\text{avec} \\ \sigma_1^s - \sigma_{II}^s &\leq 2C \quad 0 \leq \sigma \leq \sigma_0(r) \end{aligned} \quad (1)$$

Dans cette définition :

σ_1^s (respectivement σ_{II}^s) désigne la contrainte principale majeure (en traction)(respectivement mineure) de l'état de contrainte dans le sol et C la cohésion

$\sigma_0(r) = a(r)\sigma_{br}$, où σ_{br} représente la résistance en traction de l'acier des boulons, et $a(r)$, la proportion volumique du renforcement, décroissante en $1/r$. $\sigma_0(r)$ a la dimension d'une contrainte, la résistance en compression des boulons est considérée comme négligeable.

On peut observer que la direction privilégiée de renforcement est celle des inclusions (c'est-à-dire la direction radiale) et que leur contribution dans le renforcement n'apparaît que par l'intermédiaire de la résistance en traction caractérisée par le paramètre $\sigma_0(r)$. A l'échelle du massif, les barres se présentent sous forme de fibres très minces, il est donc naturel d'admettre que c'est le modèle du fil et non celui de la poutre qui permet de rendre compte de la façon dont ce soutènement participe au renforcement. En tout état de cause cette hypothèse est conservatrice.

Suivant le point considéré dans la zone renforcée, les capacités de résistance ne sont pas les mêmes, on va donc être amené à rechercher la façon dont elles évoluent dans le massif. En un point du massif boulonné repéré par ses coordonnées cylindriques (r, θ, z) (voir figure 1c), le critère de résistance du sol renforcé par boulonnage avec condition d'adhérence parfaite considéré comme un matériau homogénéisé peut s'écrire sous la forme plus condensée:

$$\begin{aligned} \Sigma_1 - \Sigma_{II} &\leq 2C^{\text{hom}}(\alpha) \\ \text{avec } \Sigma_1 \text{ et } \Sigma_{II} &: \text{les contraintes principales de } \underline{\Sigma} \quad (\Sigma_1 \geq \Sigma_{II}) \end{aligned} \quad (2)$$

Ce critère de résistance est donc un critère du type cohérent anisotrope dont C^{hom} et α désignent respectivement la cohésion anisotrope et l'angle entre la direction de la contrainte principale majeure et l'axe radial.

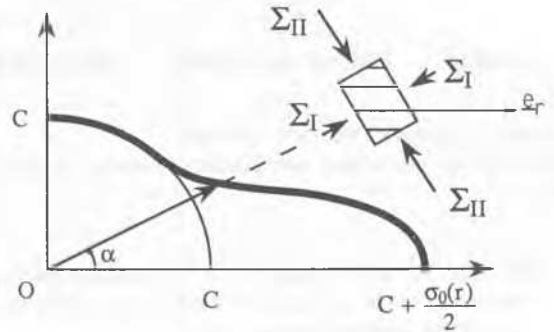


Fig 2. Diagramme polaire de la cohésion anisotrope $C^{\text{hom}}(\alpha)$

Le diagramme polaire de $C^{\text{hom}}(\alpha)$ est donné figure 2. De façon à bien mettre en évidence l'influence du renforcement, il est utile de signaler que dans ce diagramme la cohésion du sol non renforcé est représenté par un cercle de rayon C (la courbe est symétrique par rapport aux axes d'angle $\alpha = 0$ et $\alpha = \pi/2$). Comme on peut le voir, l'influence d'une augmentation de la densité de boulonnage améliore les capacités de résistance du sol renforcé. Cette amélioration s'effectue préférentiellement selon l'axe défini par $\alpha = 0$ c'est-à-dire dans la direction radiale.

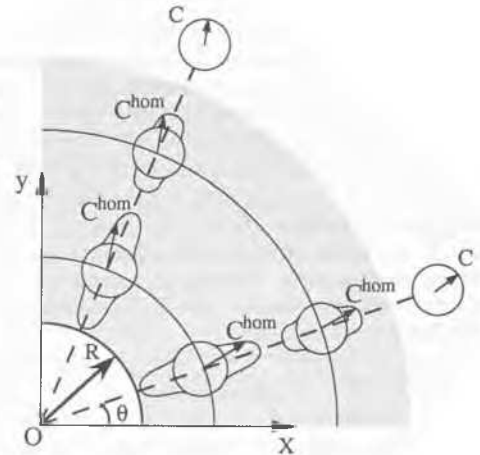


Fig 3. Diagramme polaire de cohésion en différents points

En reportant les diagrammes polaires de $C^{\text{hom}}(\alpha)$ aux points qui leur correspondent dans le repère fixe d'axes Oxy de la structure (figure 3), on discerne bien l'évolution du critère de résistance macroscopique suivant r et θ . Ainsi à θ fixé, à mesure que r croît, la cohésion anisotrope décroît et on retrouve, au-delà de la zone renforcée, la cohésion du sol. Cette décroissance provient de la dépendance en $1/r$ de $\sigma_0(r)$, elle traduit en fait l'écartement croissant des boulons à mesure que l'on s'éloigne de la paroi. Le terme de renforcement est porté par e_r , la dépendance en θ du critère est donc

directement liée comme on le voit sur la figure à la rotation du repère local dans le repère fixe de la structure.

LOI DE COMPORTEMENT ÉLASTIQUE

La démarche est analogue à celle adoptée précédemment pour déterminer le critère de résistance macroscopique, la contribution du renforcement étant purement uniaxiale dans la direction radiale (Greuell (1993)). On obtient tous calculs faits une relation entre les composantes de la déformation macroscopique ϵ et celles de la contrainte macroscopique Σ qui peut se mettre sous la forme :

$$\begin{bmatrix} \epsilon_{rr} \\ \epsilon_{\theta\theta} \\ \epsilon_{zz} \\ \epsilon_{r\theta} \\ \epsilon_{rz} \\ \epsilon_{\theta z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2\mu_s + \lambda_s + K(r) & \lambda_s & \lambda_s & 0 & 0 & 0 \\ \lambda_s & 2\mu_s + \lambda_s & \lambda_s & 0 & 0 & 0 \\ \lambda_s & \lambda_s & 2\mu_s + \lambda_s & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2\mu_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2\mu_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2\mu_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_\theta \\ \epsilon_z \\ \epsilon_{r\theta} \\ \epsilon_{rz} \\ \epsilon_{\theta z} \end{bmatrix} \quad (3)$$

où λ_s et μ_s désignent les caractéristiques élastiques du sol (coefficients de Lamé) et $K(r) = a(r)E_r$, où E_r est le module d'Young de l'acier de renforcement. On déduit, d'après la forme du tenseur des modules d'élasticité définie ici que le sol renforcé par boulonnage est un matériau transversalement isotrope autour de l'axe (O, e_r) . Des études antérieures (Sawicki (1978); Gerrard (1982)), menées sur des sols renforcés par bandes ou nappes, conduisent à des résultats concordants. Parmi les caractéristiques élastiques c'est bien entendu par l'intermédiaire du module d'Young dans la direction des barres (noté E_L) que se manifeste principalement l'apport du renforcement, une densité de 1 boulon/m² entraînant une augmentation moyenne du module de 50 MPa sur la zone renforcée selon une direction radiale.

CONVERGENCE D'UN TUNNEL RENFORCÉ PAR BOULONNAGE

A partir des résultats précédents, on peut définir le comportement élastique parfaitement plastique du matériau homogénéisé et résoudre le problème de la convergence d'un tunnel renforcé par boulonnage en se plaçant dans le cadre des hypothèses prises pour la méthode convergence-confinement (A.F.T.E.S., 1983) c'est-à-dire :

- champ de contraintes initial hydrostatique homogène $(-p_0)1$,
- déformation plane,
- prise en compte de l'avancement du front de taille par le biais d'une pression de soutènement fictive qui passe progressivement de la valeur p_0 à 0 lorsque le front est suffisamment loin de la section d'étude,
- symétrie cylindrique du problème (géométrie, conditions initiales, chargement).

Les équations de base du problème, compte tenu du fait que, dans le cas présent, les directions principales du tenseur des contraintes coïncident avec les axes du repère $(O; e_r, e_\theta, e_z)$ et que Σ_{zz} est contrainte principale intermédiaire, sont les suivantes.

■ Loi de comportement :

En considérant que le matériau homogénéisé est un matériau

standard et à l'aide de la loi de comportement élastique définie précédemment, on peut écrire les vitesses de déformation totales dans l'anneau plastique du sol renforcé sous la forme :

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_{rr} &= \frac{\dot{\Sigma}_r}{E_L} - \frac{\nu_L}{E_L} \dot{\Sigma}_{\theta\theta} - \frac{\nu_L}{E_L} \dot{\Sigma}_{zz} + \dot{\epsilon}^p \\ \dot{\epsilon}_{\theta\theta} &= \frac{\dot{\Sigma}_{\theta\theta}}{E_T} - \frac{\nu_T}{E_L} \dot{\Sigma}_r - \frac{\nu_T}{E_T} \dot{\Sigma}_{zz} - \dot{\epsilon}^p \\ \dot{\epsilon}_{zz} &= \frac{\dot{\Sigma}_{zz}}{E_T} - \frac{\nu_T}{E_T} \dot{\Sigma}_{\theta\theta} - \frac{\nu_L}{E_L} \dot{\Sigma}_r \end{aligned} \quad (4)$$

avec

E_L, E_T : modules d'Young
 ν_L, ν_T : coefficients de Poisson
 $\dot{\epsilon}^p$: vitesse de déformation plastique (>0)

$$\blacksquare \text{ Critère : } \Sigma_r - \Sigma_{\theta\theta} = 2C + \alpha_0(r) \quad (5)$$

■ Equation d'équilibre :

$$\frac{d\Sigma_r}{dr} + \frac{\Sigma_r - \Sigma_{\theta\theta}}{r} = 0 \quad (6)$$

Ces équations associées à l'écriture des conditions aux limites permettent de déterminer les expressions des champs de déplacement déformation et contrainte dans l'anneau plastique et la zone élastique. Ces calculs sont faits en tenant compte d'un délai de pose, c'est à dire en distinguant deux phases d'évolution successives qui sont respectivement la convergence du sol seul puis celle du sol renforcé par boulonnage.

EXEMPLE D'APPLICATION

Les caractéristiques du boulonnage et du massif sont données dans le tableau 1.

Tableau 1. Les caractéristiques du massif et du boulonnage

Massif	
pression initiale	$p_0 = 1,2 \text{ MPa}$
rayon du tunnel	$R = 3 \text{ m}$
module	$E_s = 100 \text{ MPa}$
cohésion	$C = 0,4 \text{ MPa}$
Boulonnage	
densité de boulonnage	$d_b = 1 \text{ boulon/m}^2$
diamètre du boulon	$D = 20 \text{ mm}$
module de l'acier	$E_r = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
traction maximale	$\sigma_{ur} = 650 \text{ MPa}$

Par comparaison des courbes obtenues dans le cas non renforcé et le cas renforcé et en s'intéressant à la variation des contraintes depuis la paroi du tunnel en fonction de r (figure 4), on remarque bien en fin de convergence l'influence du boulonnage sur :

- la réduction du déviateur $\Sigma_r - \Sigma_{\theta\theta}$ dans la zone élastique,
- la limitation du rayon plastique.

On a représenté sur un même diagramme (figure 5) la courbe de convergence ou courbe caractéristique, qui relie la contrainte radiale $\Sigma_r(R)$ au déplacement radial $u(R)$ en paroi,

du sol seul et du sol renforcé par boulonnage. Avant pose du boulonnage, les deux courbes sont confondues, par la suite, l'influence du boulonnage se manifeste par un comportement plus raide du massif et finalement par une réduction sensible du déplacement en paroi en fin de convergence.

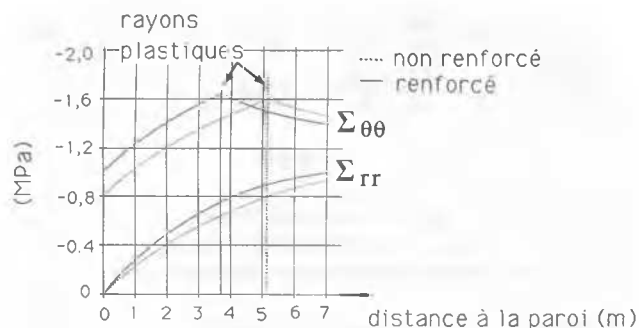


Fig 4. Influence du renforcement sur les contraintes

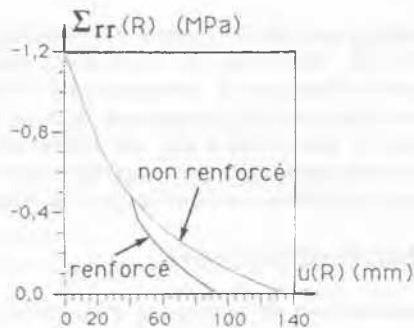


Fig 5. Influence du renforcement sur la convergence du massif

CONCLUSION

En adoptant le point de vue que le sol renforcé par boulonnage est un matériau composite homogénéisable à l'échelle macroscopique, on parvient à en définir le comportement correspondant. La formulation de ce comportement rend bien compte de propriétés spécifiques à ce matériau. On a notamment pu mettre en évidence:

- le renforcement effectif du sol en exprimant et en représentant sous une forme simple les capacités de résistance du sol renforcé,

- l'anisotropie induite par la direction de renforcement aussi bien sur le critère de résistance que sur les caractéristiques élastiques.

L'introduction d'une telle loi de comportement dans le cadre d'un calcul avec les hypothèses simplificatrices classiques a permis de résoudre analytiquement le problème de la convergence du tunnel renforcé et de donner des indications intéressantes sur le rôle joué par le boulonnage.

Le calcul peut également être généralisé au cas d'un sol cohérent frottant. L'approche présentée et illustrée sur un cas simple peut bien évidemment être étendue à l'étude de cas plus

complexes nécessitant de recourir à des méthodes numériques de type "éléments finis". L'homogénéisation préalable de la zone renforcée permet alors d'éviter un maillage fastidieux et souvent source de problèmes numériques.

RÉFÉRENCES

- A.F.T.E.S. L'emploi de la méthode convergence-confinement, Tunnels et ouvrages souterrains N° 59 (1983)
- de BUHAN P. Approche fondamentale du calcul à la rupture des ouvrages en sol renforcé, Thèse d'état, Université Paris VI (1986)
- de BUHAN P., SALENÇON J. Yield Strength of Reinforced Soils as Anisotropic Media in "Yielding Damage and Failure of Anisotropic Solids", Ed. J.P. Boehler, p. 791-803 (1990)
- GERRARD C.M. Reinforced soil : an orthorombic material, J. of Geotechnical Eng. Div. ASCE, Vol. 108, GT 11, p. 1460-1474 (1982).
- GREUELLE E. Étude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres par une méthode d'homogénéisation, Thèse, Ecole Polytechnique (1993)
- HOEK E. & BROWN E.T. Underground excavations in rock, Inst. of Mining and Metallurgy, London. pp. 256-258 (1980)
- PANET M. Ground reinforcement by bolts in tunneling, Congr.Int. Il consolidamento del suolo et delle roccia nelu realizzoni in sotteraneo, Milano, p. 31-41 (1991)
- SAWICKI A. On application of effective moduli theory to layered soil. Hydrot. Trans., Vol. 39, p.3-13 (1978)
- WULLSCHLÄGER D. & NATAU O. The bolted rock mass as an anisotropic continuum- Material behaviour and design suggestion for rock cavities, Proc. 6 Int. Cong. R. M. pp. 1321-1324 (1987)