

Sommaire

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 89
4^e trimestre 1999

Estimation des contraintes dans les roches à partir de l'écaillage
autour de trous de forage

L. LI, M. AUBERTIN

3

Déplacements du front d'un tunnel renforcé par boulonnage
prenant en compte le glissement boulon-terrain :
approches analytique, numérique et données *in situ*

H. WONG, V. TROMPILLE, D. DIAS

13

Tenue d'ancrages LMS sur fonds coralliens indurés

M.P. LUONG, P. HABIB

29

Paroi tirantée et clouée à Beyrouth

J.-B. ESTA

33

Application du concept probabiliste de sécurité sur la vérification
de la stabilité d'ensemble des murs de soutènement ancrés
avec la cinématique des solides rigides

L. BELABED

49

Comportement des ouvrages dans les argiles expansives
d'In-Aménas

Z. DERRICHE, L. IGUECHTAL, M. TAS

55

CONSEIL DU COMITÉ DE LECTURE

Dans le but de rendre plus transparent le fonctionnement du comité de lecture de la *Revue française de géotechnique*, un Conseil du comité de lecture a été établi paritairement entre les trois comités français de Mécanique des sols, de Mécanique des roches et de Géologie de l'ingénieur. Le rôle de ce Conseil sera de choisir et d'orienter chaque article reçu par la *Revue* vers deux lecteurs particulièrement compétents en fonction des sujets traités.

La composition du Conseil du Comité de Lecture est la suivante :

- pour la Mécanique des sols :
G. AUVINET
E. FLAVIGNY
J. SALENÇON
F. SCHLOSSER
- pour la Mécanique des roches :
E. DETOURNAY
Y. GUEGUEN
M. PANET
G. VOUILLE
- pour la Géologie et l'ingénieur :
R. COJEAN
J.-L. DURVILLE
J.-L. GIAFFERI
A. PARRIAUX

L'actuel directeur de la *Revue française de Géotechnique* saisit cette occasion pour citer tous ceux qui l'ont assisté bénévolement dans cette mission essentielle pour le rayonnement de la *Revue*, et c'est pour lui un plaisir de remercier MM. AMAR, AURIAULT, BAGUELIN, BENAMAR, BERGUES, MME BERNAUD, MM. BÉREST, BIAREZ, BILLAUX, BORDES, BOULON, BRULOIS, DE BUHAN, CORDARY, DELAGE, DORMIEUX, DUFFAUT, DUPEUBLE, FEUGA, FRANK, FRY, GAMBIN, GARNIER, GARY, MME GENTIER, MM. GHOREYCHI, ISNARD, LECA, LONDE, LUONG, MAGNAN, MALATRAIT, A. MONNET, J. MONNET, PANET, PIGUET, PHILIPPONNAT, PICARD, POUYA, RADENKOVIC, ROUSSET, SALENÇON, SCHLOSSER, SHAHROUR, SIRIEYS, SU KUN, TCHENG, THOREL, TOURET, VOUILLE, WEBER et probablement quelques autres dont les noms sont égarés dans les archives des numéros de la *Revue française de Géotechnique*.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : J. Lagardère

Comité de Direction : M. Londez, P. Berest, J.P. Tisot (Présidents des trois comités)

Comité de Rédaction : E. Absi, P. Antoine, F. Bonnechère, Prof. Descœudres, P. Duffaut, J. Kérisel, P. La Rochelle, P. Londe, L. Parez, F. Schlosser

Revue trimestrielle

Abonnement 1999 (numéros 86 à 89) franco : 685 F

Prix au numéro franco : 198 F (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 44023. Dépôt légal : avril 2000

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

(©) 1999

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs. Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

Estimation des contraintes dans les roches à partir de l'écaillage autour de trous de forage

L. LI

M. AUBERTIN

Département
des Génies civil
géologique et des mines
École polytechnique
de Montréal
Case postale 6079
Succursale Centre-Ville
Montréal, QC, H3C 3A7
Canada

Résumé

L'écaillage autour des trous de forage dans la roche a souvent été utilisé comme indicateur pour évaluer l'orientation et la grandeur de la contrainte principale majeure. Des études antérieures ont ainsi montré que la contrainte horizontale principale maximale (perpendiculaire au trou) peut être estimée avec un critère de rupture bi-dimensionnel, comme le critère de Coulomb, lorsque les contraintes verticale et horizontale minimale sont déjà connues. Dans cet article, les auteurs présentent une nouvelle méthode pour estimer l'ampleur des contraintes horizontales maximale et minimale à partir de la géométrie de la zone de rupture autour d'un trou de forage, en utilisant un critère de rupture multiaxial appelé MSDP_v. Après avoir introduit la formulation du critère, la procédure proposée est décrite et appliquée à un cas schématisé. Puis la méthode est utilisée pour estimer la contrainte horizontale maximale, et validée à l'aide de résultats expérimentaux tirés de la littérature. Un des intérêts de cette méthode est qu'elle peut être utilisée aussi bien pour estimer les contraintes naturelles dans les massifs rocheux que les contraintes induites autour des excavations.

Mots clés : roche, critère de rupture, écaillage en trou de forage, contraintes naturelles, contraintes induites.

Evaluation of *in situ* stresses from borehole breakouts in rocks

Abstract

Borehole breakouts have often been used as indicators to evaluate both the orientation and magnitude of the major principal stress. Past investigations have shown that the maximum horizontal (principal) stress around a vertical hole can be estimated using a 2D failure criterion, such as the Coulomb criterion, if the vertical and minimum horizontal stresses are already known. In this paper, the authors present a new method to estimate the magnitude of both the maximum and minimum horizontal principal stresses from the geometry of a borehole breakout using a multiaxial failure criterion, named MSDP_v. After recalling the criterion formulation, the proposed procedure is described and applied with an illustrative example. Then the method is used for the evaluation of the maximum horizontal principal stress and validated with laboratory test results taken from literature. The method can be used for the evaluation of natural stresses in rock mass as well as for induced stresses around openings.

Key words : rock, failure criterion, borehole breakout, *in situ* stress, induced stress.

LISTE DES SYMBOLES

- a_1, a_2, b : paramètres de matériau utilisés dans le critère MSDP_u.
- C_0 : résistance en compression uniaxiale.
- d_b : profondeur de l'écaillage de forage.
- E : module de Young.
- F_0 : fonction définissant la forme de la surface de MSDP_u dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$.
- F_π : fonction contrôlant la forme de la surface de MSDP_u dans le plan π .
- I_1 : premier invariant du tenseur de contrainte σ_{ij} .
- J_2 : deuxième invariant du tenseur de contrainte déviatrice S_{ij} .
- S_{ij} : tenseur de contrainte déviatrice.
- T_0 : résistance de traction uniaxiale (valeur négative).
- α : pente de la portion linéaire du critère MSDP_u dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$.
- ϕ_b, ϕ_r : angles de frottement basique et résiduel respectivement.
- ν : coefficient de Poisson.
- θ : angle de Lode.
- $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure respectivement.
- σ_c : paramètre de la résistance en compression uniaxiale utilisé ($\sigma_c = C_0$).
- σ_h, σ_H : contraintes principales horizontales mineure et majeure respectivement.
- σ_{ij} : tenseur de contrainte.
- σ_t : paramètre de la résistance en traction uniaxiale utilisé ($\sigma_t = |T_0|$).
- σ_v : contrainte verticale.
- Θ_b : angle de l'écaillage de forage.
- Θ : angle entre le point B et la direction de la contrainte horizontale maximum σ_H .

1

Introduction

On observe souvent un certain écaillage autour des trous de forage dû à l'instabilité de la roche. Ceci induit usuellement des zones de rupture avec une géométrie symétrique des deux côtés du forage (Bell et Gough, 1979). Ce phénomène a été identifié il y a déjà plusieurs dizaines d'années (Leeman, 1964). Depuis lors, de nombreux auteurs ont montré que l'écaillage autour d'un trou de forage peut constituer un indicateur de la direction de la contrainte principale maximale dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou (Bell et Gough, 1979). Plusieurs investigations ont été entreprises par divers auteurs, dont celles de Zoback et de ses collaborateurs (e.g. Anderson *et al.*, 1985 ; Barton *et al.*, 1985 ; Hickman *et al.*, 1985 ; Zoback *et al.*, 1985 ; Vernik et Zoback, 1992 ; Peska et Zoback, 1995) qui ont grandement contribué à établir une méthode afin d'évaluer la direction et l'ampleur de la contrainte principale maximale à partir des zones d'écaillage observées autour des trous.

Par rapport aux méthodes traditionnelles de mesure des contraintes, telles que la méthode de fracturation hydraulique ou les méthodes de surcarottage, la méthode basée sur l'écaillage autour de trous de forage est surtout avantageuse d'un point de vue économique. Il n'est donc pas surprenant que le phénomène ait attiré l'attention de nombreux chercheurs au fil des ans (e.g. Plumb et Hickman, 1985 ; Zheng et Cook, 1985 ; Maury, 1987 ; Mastin, 1988 ; Guenot, 1989 ; Plumb, 1989 ; Zheng *et al.*, 1989 ; Cheatham, 1993 ; Haimson et Song, 1993 ; Lee et Haimson, 1993 ; Martin, 1993 ; Elata, 1997 ; Aglawe, 1999). En fait, les analyses sur l'écaillage autour des forages représenteraient plus de 25 % des données utilisées dans l'élaboration de la carte mondiale sur les contraintes naturelles (Zoback, 1992). L'applicabilité de telles observations pour la détermination des contraintes a été confirmée par les résultats récents publiés par Song et Haimson (1997).

La plupart des investigations mentionnées ci-dessus sont basées sur des analyses bi-dimensionnelles avec des critères de rupture à deux contraintes principales, telles que l'expression de Coulomb par exemple. Or, Song et Haimson (1997) ont montré que l'influence de la contrainte principale intermédiaire n'est pas nécessairement négligeable, ce qui limite la signification de certaines analyses antérieures. Théoriquement, un critère 2D n'est valable que pour des conditions identiques à celles utilisées pour déterminer les propriétés de matériau, soit en général : $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ qui correspond à des essais CTC (compression triaxiale conventionnelle), avec σ_1, σ_2 et σ_3 les contraintes principales maximale, intermédiaire et minimale respectivement. Cette condition est rarement rencontrée autour des ouvertures en massif rocheux. Hoskins (1969) a d'ailleurs démontré que l'extension directe des modèles bi-dimensionnels aux conditions triaxiales ne peut pas toujours être justifiée. Pour ces raisons, il s'avère nécessaire d'utiliser un critère multiaxial qui tienne compte de la nature tridimensionnelle de l'état des contraintes induisant la rupture afin d'évaluer les contraintes en place de façon plus réaliste (Li *et al.*, 1999).

D'autre part, on a constaté que certaines caractéristiques des zones d'écaillage autour de trous de forage n'ont pas été totalement exploitées pour la détermination des contraintes naturelles. Par exemple, la plupart des investigations ne permettent d'estimer la contrainte principale horizontale maximale (σ_H) autour d'un trou vertical que si l'on connaît la contrainte dans l'axe du trou σ_v (contrainte principale estimée à partir du poids de terre) et la contrainte principale horizontale minimale σ_h (estimée à partir de mesures de fracturation hydraulique, par exemple). Haimson et Herrick (1985) ont toutefois proposé une méthode pour évaluer, à partir d'un calcul inverse, les contraintes horizontales maximale et minimale à partir des résultats expérimentaux du laboratoire, en adoptant une approche similaire à celle de Zoback *et al.* (1985). Leur approche est donc de nature bi-dimensionnelle. De plus, elle ne prend pas en compte la progression de la zone de fracturation, même si cet aspect est important (Mastin, 1984). Plus récemment, Qian et Pedersen (1991) ont proposé une méthode d'inversion pour estimer les rapports σ_h/σ_v et σ_H/σ_v à partir des directions des zones d'écaillage lorsque les forages ne sont pas parfaitement verticaux. Cette méthode fournit des résultats intéressants lorsque les zones d'écaillage observées ont des directions différentes le long d'un forage à inclinaison variable avec la profondeur. Cette méthode peut cepen-

dant induire des erreurs importantes, notamment lorsque le champ de contraintes naturelles varie avec la profondeur (e.g. Yin et Cornet, 1994). Une méthode alternative est proposée dans ce qui suit.

Dans cet article, les auteurs rappellent d'abord la formulation d'un critère de rupture multiaxial, appelé MSDP_v, qui constitue une version mathématique modifiée du critère MSDP récemment proposé par Aubertin et Simon (1996, 1998). Une méthode pour évaluer la grandeur et la direction des contraintes principales maximale et minimale (σ_H et σ_h) est ensuite présentée et appliquée à partir d'un exemple illustratif simplifié en utilisant le critère de rupture précité. La méthode proposée est basée sur l'analyse de la stabilité d'un trou de forage vertical en adoptant les hypothèses suivantes :

- la contrainte verticale σ_v est une contrainte verticale principale, parallèle à l'axe du trou de forage. Elle est évaluée à partir de mesures directes ou calculée selon les poids de terre ;
- la roche est élastique linéaire, homogène et isotrope ;
- les effets du temps et de l'environnement sont négligeables.

Comme cas particulier, on montre l'application de la méthode pour l'évaluation de la contrainte principale maximale avec des résultats d'essai de laboratoire tirés de la littérature.

2

Le critère de rupture MSDP_v

Un critère de rupture multiaxial, nommé MSDP (pour Mises-Schleicher & Drucker-Prager), a récemment été développé (Aubertin et Simon, 1996, 1998). Un des avantages de ce critère, c'est que les quatre paramètres requis peuvent être obtenus à partir d'essais simples et indépendants : essais en compression uniaxial, essais de traction uniaxiale (ou équivalent), et essais d'inclinomètre ou de cisaillement sur des surfaces planes ; on peut aussi utiliser les résultats d'essais en compression biaxiale, en compression triaxiale conventionnelle, et en extension triaxiale pour obtenir et/ou confirmer les valeurs des paramètres de résistance de la roche.

Le critère MSDP a été développé de façon à représenter les principales caractéristiques de la rupture des roches en compression et en traction pour divers cheminement de contraintes. Ses attributs particuliers ont déjà été démontrés par Aubertin et Simon (1996, 1998) ; la bonne correspondance entre le critère et divers résultats expérimentaux a aussi été illustrée dans ces publications. Le critère MSDP, malgré sa simplicité relative et sa signification physique, comporte toutefois quelques limitations dues principalement à sa formulation mathématique (et non à ses capacités descriptives). Ces aspects ont été récemment revus par Aubertin *et al.* (1999a) et une formulation mise à jour, appelé MSDP_u (pour formulation MSDP unifiée), a été proposée. On peut exprimer cette version du critère comme suit :

$$\sqrt{J_2} - F_0 F_\pi = 0 \quad (1a)$$

ou en forme explicite pour les roches peu poreuses :

$$\sqrt{J_2} - b \left\{ \frac{\alpha^2 (I_1^2 - 2a_1 I_1) + a_2^2}{b^2 + (1-b^2) \sin^2(45^\circ - 1.5\theta)} \right\}^{1/2} = 0 \quad (1b)$$

où F_0 donne la forme de la surface de rupture dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$, et F_π est la fonction dans le plan octaédral (π) perpendiculaire à l'axe hydrostatique. Dans ces équations, les paramètres de résistance du matériau sont définis par les équations suivantes :

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3} (3 - \sin \phi)} \quad (2)$$

$$a_1 = \left(\frac{\sigma_c - \sigma_t}{2} \right) - \left(\frac{\sigma_c^2 - (\sigma_t/b)^2}{6\alpha^2 (\sigma_c + \sigma_t)} \right) \quad (3)$$

$$a_2 = \left\{ \left(\frac{\sigma_c + \sigma_t/b^2}{3(\sigma_c + \sigma_t)} - \alpha^2 \right) \sigma_c \sigma_t \right\}^{1/2} \quad (4)$$

où σ_c ($= C_p$) et σ_t ($= T_p$) sont les résistances uniaxiales en compression et en traction respectivement ; la valeur de l'angle ϕ dans l'équation 2 est égale à ϕ_r ou ϕ_b (l'angle de frottement résiduel ou de base) ; le paramètre b est principalement relié à la forme de la surface de rupture dans le plan π (souvent $b \approx 0,75$) ; I_1 est le premier invariant du tenseur des contraintes ($I_1 = \text{tr}(\sigma_{ij})$) ; J_2 est le deuxième invariant du tenseur de contrainte déviatorique ($J_2 = (1/2) S_{ij} S_{ij}$) ; θ est l'angle de Lode défini dans le plan octaédral (π) ;

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \frac{3\sqrt{3}J_3}{2\sqrt{J_2^3}} = \tan^{-1} \frac{\sigma_1 + \sigma_3 - 2\sigma_2}{\sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_3)}, (-30^\circ \leq \theta \leq 30^\circ) \quad (5)$$

La figure 1 montre schématiquement les composantes F_0 et F_π du critère MSDP_u dans les plans $\sqrt{J_2} - I_1$ et π respectivement ; la figure 1c montre le critère dans le plan des contraintes biaxiales conventionnelles.

La validité du critère MSDP_u a été récemment évaluée pour différents types de roches (Aubertin *et al.*, 1999a). A titre d'exemples, la figure 2 montre le critère appliqué aux résultats obtenus sur un granite soumis à des essais de compression triaxiale conventionnelle, et la figure 3 montre la comparaison entre le critère et des résultats expérimentaux obtenus sur des cylindres creux de calcaire. On constate que le critère décrit bien la rupture des roches dans un espace multiaxial.

3

Évaluation des contraintes à partir de l'écaillage

Comme mentionné précédemment, les zones d'écaillage autour des trous de forage ont été fréquemment utilisées pour évaluer une des composantes du champ des contraintes naturelles. La plupart des investigations antérieures reposent sur l'utilisation du critère de Coulomb ou d'autres critères bi-dimensionnels simplifiés, qui ne sont pas nécessairement représentatifs pour de telles applications (e.g. Maury, 1987 ; Song et Haimson, 1997). Le critère MSDP_u présenté ci-dessus est pour sa part bien adapté pour évaluer la stabilité des ouvertures souterraines, incluant les trous de forage.

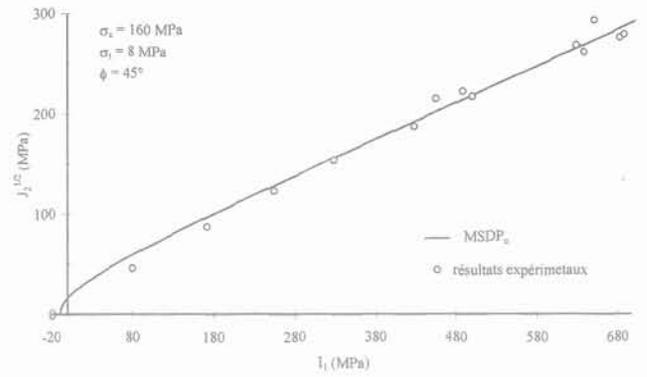
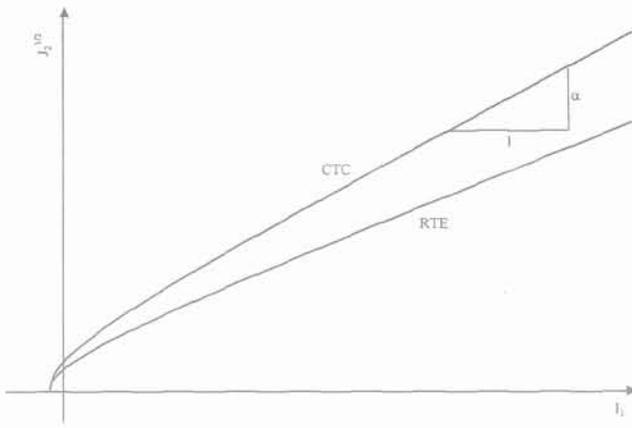


FIG. 2 Le critère MSDP_u appliqué à la rupture d'un granite sous CTC (données tirées de Schwartz, 1964).

The MSDP_u criterion applied to granite submitted to CTC loadings (data taken from Schwartz, 1964).

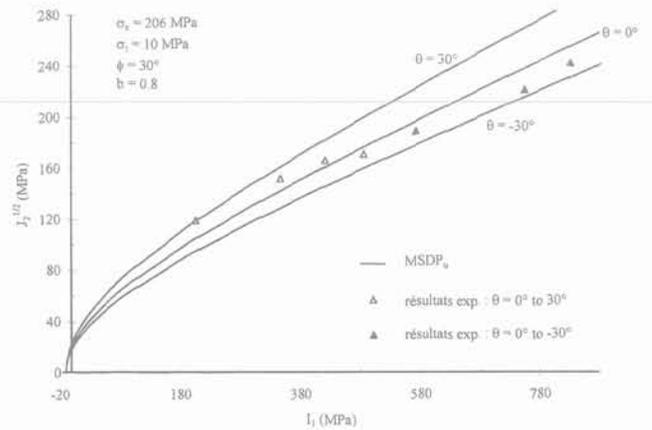
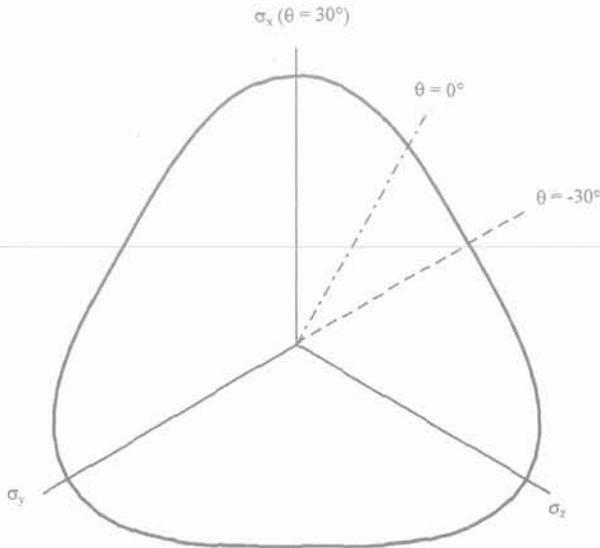


FIG. 3 Le critère MSDP_u appliqué à la rupture d'un calcaire sous différentes conditions de chargement (données tirées de Hoskins, 1969) : (a) dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$; (b) dans le plan π .

The MSDP_u criterion applied to limestone submitted to different loading conditions (data taken from Hoskins, 1969) : (a) in the $\sqrt{J_2} - I_1$ plane ; (b) in the π plane.

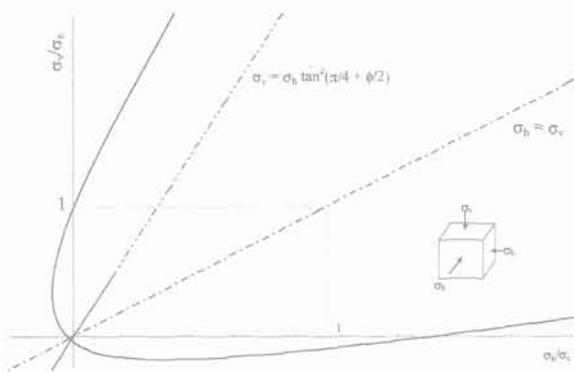


FIG. 1 Représentation schématique du critère MSDP_u : (a) dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$; CTC :

compression triaxiale conventionnelle ($\theta = 30^\circ$) ; RTE : extension triaxiale ($\theta = -30^\circ$) ; (b) dans le plan π ; (c) dans le plan usuel des contraintes biaxiales.

Schematic representation of the MSDP_u

criterion: (a) in the $\sqrt{J_2} - I_1$ plane ; CTC : conventional triaxial compression ($\theta = 30^\circ$) ; RTE : reduced triaxial extension ($\theta = -30^\circ$) ; (b) in the π plane ; (c) in the usual biaxial stress plane.

Les auteurs présentent ici une méthode utilisant à la fois l'angle et la profondeur de la zone d'écaillage autour d'un forage pour estimer les contraintes principales horizontales maximale σ_H et minimale σ_h , en appliquant ce critère multiaxial. La contrainte verticale

(σ_v) est considérée comme une contrainte principale, parallèle à l'axe du forage. Elle peut être mesurée directement ou estimée à partir du poids de terre.

Pour l'analyse de la condition de rupture, on utilise la notion de facteur de sécurité (FS) défini comme suit :

$$FS = \frac{F_0 F}{\sqrt{J_2}} =$$

$$\frac{\text{Capacité (contrainte admissible calculée par MSDP}_u)}{\text{Demande (contrainte déviatorique induite)}} \quad (6)$$

Une rupture aura théoriquement lieu lorsque la valeur du facteur de sécurité est de un. Dans un forage, la zone d'écaillage s'étend d'abord aux points B' et B (cf. Fig. 4) et elle s'arrête au point C où FS a aussi une valeur unitaire.

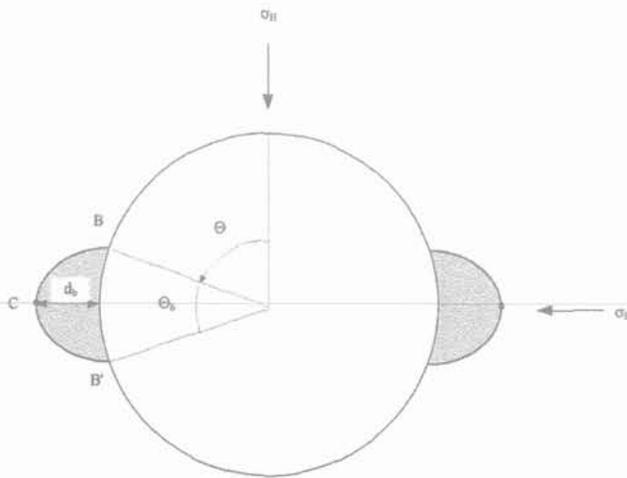


FIG. 4 Définition des caractéristiques de la zone d'écaillage autour d'un trou de forage.
Definition of a borehole breakout characteristics.

Pour une valeur de σ_v donnée, l'angle critique Θ_b et la profondeur d_b de la zone d'écaillage peuvent être utilisés pour estimer les valeurs des contraintes principales horizontales majeure et mineure (σ_H et σ_h). Considérant que l'angle de l'écaillage Θ_b reste inchangé une fois que l'écaillage s'amorce pour un état de contrainte donné (Zheng *et al.*, 1989), les contraintes critiques aux points B et B' peuvent être calculées à l'aide de solutions numériques ou de la solution analytique proposée par Hiramatsu et Oka (1962). Cette dernière peut s'exprimer de la façon suivante :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_H + \sigma_h - 2(\sigma_H - \sigma_h)\cos 2\Theta \\ \sigma_2 &= \sigma_v - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h)\cos 2\Theta \\ \sigma_3 &= 0 \end{aligned} \quad (7)$$

où les contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure (σ_1 , σ_2 et σ_3) correspondent aux contraintes tangentielle, axiale et radiale autour du trou respectivement ; ν est le coefficient de Poisson ; Θ est l'angle de la zone d'écaillage entre le point B (ou B') et la direction de la contrainte principale horizontale maximale σ_H ($\Theta = 90^\circ - \Theta_b/2$). L'angle de Lode correspondant est donné par :

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\sigma_1 - 2\sigma_2}{\sqrt{3}\sigma_1} \quad (8)$$

et les invariants des contraintes induites sont donnés par :

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 \quad (9)$$

$$\sqrt{J_2} = \frac{1}{\sqrt{3}} (\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2)^{1/2} \quad (10)$$

En utilisant l'équation 6 avec $FS = 1$, on obtient une équation qui décrit le rapport entre les contraintes horizontales maximale et minimale σ_H et σ_h et l'angle de la zone d'écaillage Θ_b .

$$\sqrt{J_2} [\sigma_H, \sigma_h, \Theta]_B = F_0 [\sigma_H, \sigma_h, \Theta]_B F_\pi [\sigma_H, \sigma_h, \Theta]_B \quad (11)$$

On peut aussi établir une autre équation pour l'état critique au point C :

$$\sqrt{J_2} [\sigma_H, \sigma_h, d_b]_C = F_0 [\sigma_H, \sigma_h, d_b]_C F_\pi [\sigma_H, \sigma_h, d_b]_C \quad (12)$$

La résolution des équations (11) et (12), où il n'y a que deux inconnues, permet de calculer les contraintes principales horizontales maximale et minimale σ_H et σ_h . Toutefois, puisqu'il n'existe pas de solution analytique appropriée pour évaluer l'état de contrainte critique au point C (équation 12), une méthode numérique (telles les méthodes des éléments finis ou des éléments frontiers) doit être utilisée.

4

Application de la méthode

4.1

Présentation générale

Pour illustrer l'application de cette procédure, on utilise d'abord, de façon schématisée, une situation représentative d'un forage. Le trou a un rayon de 2,5 cm et se trouve dans une roche élastique linéaire, homogène et isotrope. Les constantes élastiques de la roche sont fixées arbitrairement à $E = 50$ GPa et $\nu = 0,25$. Les courbes d'enveloppe de résistance de la roche, décrites par $MSDP_u$, sont montrées à la figure 5. Pour cet exemple illustratif, les contraintes en place seraient de $\sigma_H = 300$ MPa, $\sigma_h = 100$ MPa, et $\sigma_v = 125$ MPa.

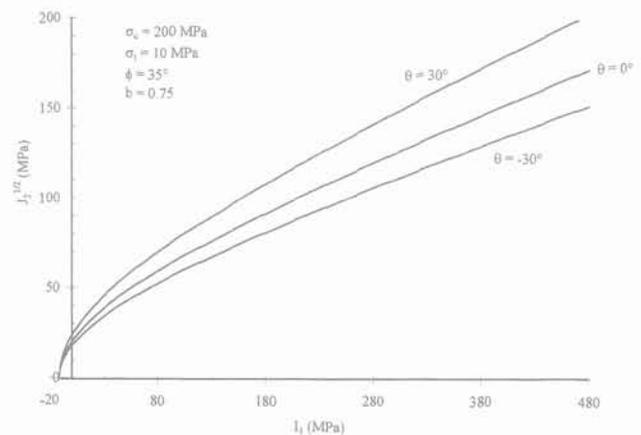


FIG. 5 Surface de rupture définie avec $MSDP_u$ pour le problème analysé.
Failure surface defined by $MSDP_u$ for the sample problem investigated.

La figure 6 montre la représentation du développement progressif de la zone de rupture en utilisant le critère $MSDP_u$ et un calcul fait à l'aide d'un code tridimensionnel basé sur la méthode des éléments frontières, développé par Li (1997). L'angle Θ où apparaît la rupture, qui constitue une donnée du problème

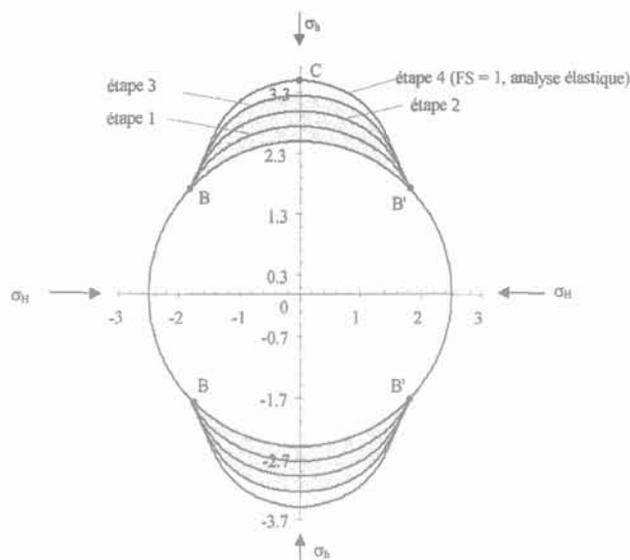


FIG. 6 Modélisation de la propagation de la zone de rupture autour du trou de forage ; les zones ombragées sont enlevées pour l'étape suivante de calcul.
Modeling of breakout extension ; shaded areas are removed for the next calculation step.

(observée dans le trou), est de 43° ($\Theta_b = 94^\circ$). Même si la méthode de discontinuité de déplacement constante (une méthode par éléments frontières) ne permet pas de calculer très précisément l'état des contraintes directement sur les frontières (e.g. Crouch, 1976 ; Li, 1997), elle permet néanmoins d'évaluer, tel que montré à la figure 6, la zone de progression de la rupture proche de la paroi du trou.

L'extension complète de la zone d'écaillage d_b ne peut pas être obtenue uniquement à partir d'analyses élastiques linéaires. Par conséquent, on doit réaliser des analyses en définissant les propriétés post-pic pour les zones amenées à la rupture. Compte tenu de la nature fragile du comportement des roches (avec une résistance post-pic très faible pour une petite valeur de σ_3), les matériaux dans les zones de rupture sont simplement enlevés pour ensuite procéder à une nouvelle étape de calcul. Une fois que l'on a positionné le contour final de rupture correspondant à la dernière analyse élastique avec $FS = 1$ au point C (position connue par observation), on peut estimer l'état des contraintes à ce point connaissant la géométrie de la zone d'écaillage (angle Θ_b et distance d_b). Une telle approximation permet d'évaluer assez précisément les conditions qui prévalent le long de l'interface où se développe la rupture.

En utilisant le critère $MSDP_w$, on peut tracer une carte des contours du facteur de sécurité (FS) au point C dans le plan $\sigma_H - \sigma_h$ selon les équations (6) et (12) (Fig. 7). De façon similaire, la solution d'Hiramatsu et Oka (1962) (ou une solution numérique) combinée au critère $MSDP_w$ permettent de tracer d'autres contours de FS dans le même plan $\sigma_H - \sigma_h$ pour les points B et B' (aussi montrés sur la figure 7 pour l'exemple analysé ici). La superposition de ces deux séries de contours sur la carte de FS permet de déduire directement les valeurs de σ_H et de σ_h . Dans le présent exemple, on trouverait :

$$\sigma_H = 302 \text{ MPa et } \sigma_h = 101 \text{ MPa}$$

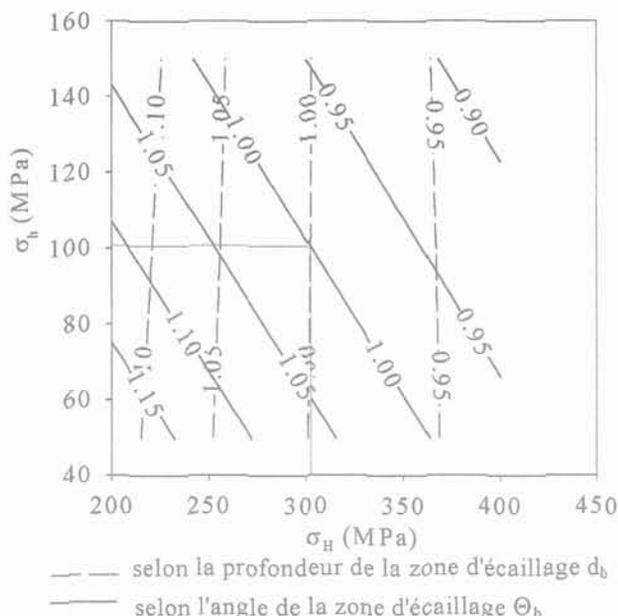


FIG. 7 Carte des isocontours de facteurs de sécurité dans le plan $\sigma_h - \sigma_H$, qui varient selon l'angle et la profondeur de la zone d'écaillage.

Isocontour map of safety factors in the $\sigma_h - \sigma_H$ plane, which vary according to the angle and depth of the breakout zone.

pour l'état critique $FS = 1$, ce qui représenterait une faible différence par rapport aux valeurs des contraintes imposées. Évidemment, il ne s'agit que d'un cas fictif, où les conditions imposées correspondent aux conditions calculées. Cela permet néanmoins d'illustrer comment la méthode peut être appliquée.

Malheureusement, il ne semble pas exister de cas documentés où l'ensemble de l'information requise pour appliquer cette méthode serait disponible. On retrouve par contre divers cas documentés dans la littérature où une partie de l'information est fournie. C'est à partir de tels cas que l'on applique directement la méthode dans ce qui suit.

4.2

Application spécifique

Afin d'illustrer, à partir d'un cas réel, l'application de la procédure proposée, on utilise les données de Song et Haimson (1997). Dans ce cas-ci, on suppose que σ_v et σ_h sont connues et l'on cherche à déterminer σ_H pour $FS = 1$. L'équation (11) se réduit donc à :

$$\sqrt{J_2}[\sigma_H, \Theta]_B = F_0[\sigma_H, \Theta]_B F_\pi[\sigma_H, \Theta]_B \quad (13)$$

où Θ (ou Θ_b) est une valeur connue suite à l'observation de la zone d'écaillage.

L'équation (13) ne contient qu'une seule inconnue, soit σ_H , qui peut être obtenue par la résolution de l'équation. Celle-ci ne peut toutefois être résolue que d'une manière itérative. Pour solutionner celle-ci, une approche graphique est proposée.

Une plage plausible des valeurs de σ_H est d'abord établie (de $\sigma_{H_{\min}}$ à $\sigma_{H_{\max}}$) basée sur une connaissance des valeurs régionales (contraintes naturelles) ou locales (contraintes induites). La valeur de σ_H affecte l'angle de Lode, si bien qu'à chaque valeur de σ_H cor-

respond une courbe de rupture différente dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$. La figure 8a montre une représentation schématisée du critère MSDP_v pour les angles de Lode correspondant à σ_{Hmin} et σ_{Hmax} avec les valeurs calculées correspondantes de $\sqrt{J_2}$, $I_1(\sigma_{Hmin})$ et de $\sqrt{J_2}$, $I_1(\sigma_{Hmax})$. A partir de la droite qui lie ces deux points (A et B), deux nouveaux points d'intersection (F et G) sont obtenus sur les courbes de rupture appropriées ; on peut alors déduire les valeurs de $\sqrt{J_2}$, $I_1(\sigma_{H1})$ et de $\sqrt{J_2}$, $I_1(\sigma_{H2})$. Les valeurs de σ_{H1} et de σ_{H2} peuvent ensuite être calculées à partir de l'équation (9), chacune correspondant à un angle de Lode qui peut être établi selon les équations (7) et (8) (soit $\theta(\sigma_{H1})$ et $\theta(\sigma_{H2})$). L'angle de Lode θ associé à la valeur réelle de σ_H peut subséquemment être obtenu par interpolation graphique (Fig. 8b), ou à partir de l'équation suivante :

$$\frac{\theta(\sigma_H) - \theta(\sigma_{Hmin})}{\theta(\sigma_{Hmax}) - \theta(\sigma_{Hmin})} = \frac{\theta(\sigma_H) - \theta(\sigma_{H1})}{\theta(\sigma_{H2}) - \theta(\sigma_{H1})} \quad (14)$$

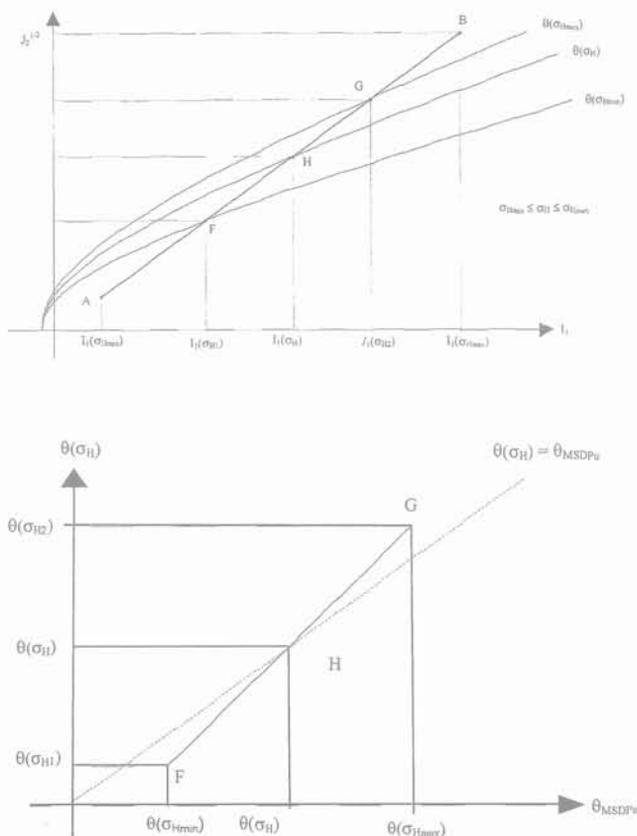


FIG. 8 Approche graphique pour déduire la valeur de σ_H : (a) MSDP_v dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$ avec divers angles de Lode ; (b) interpolation pour trouver le point H où $\theta(\sigma_H)$ est donné à partir des équations fournies dans le texte.

Graphical method to deduce the value of σ_H : (a) the MSDP_v criterion in the $\sqrt{J_2} - I_1$ plane with different Lode angles ; (b) interpolation to find point H, where $\theta(\sigma_H)$ is obtained from equations given in the text.

Une troisième courbe de MSDP_v, avec $\theta(\sigma_H)$, peut être tracée dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$ (Fig. 8a). On obtient alors directement le point d'intersection correspondant à $I_1(\sigma_H)$. La valeur de σ_H est finalement déduite selon les équations (7) et (9). La figure 8b illustre schématiquement comment converger au point H et vers la valeur réelle de σ_H en utilisant les valeurs de θ déduites de l'équation (9) et de l'application du critère MSDP_v avec les équations (7), (8) et (13).

Cette procédure graphique est aussi schématisée au tableau I. Elle est appliquée aux résultats d'essais de laboratoire publiés par Song et Haimson (1997) qui ont réalisé des essais sur des blocs de grès de Berea et de granite de Westerly, percés de trous. Les valeurs déduites de la procédure sont montrées au tableau II. On constate une bonne correspondance entre les valeurs calculées et la valeur de la contrainte imposée pour les deux types de roches (tableau II).

4

Discussion

La procédure présentée ici permet d'estimer les contraintes perpendiculaires à l'axe d'un trou de forage, si cet axe correspond à l'orientation d'une des contraintes principales. Cette technique s'applique d'abord à l'estimation des contraintes naturelles, mais elle pourrait aussi s'appliquer aux cas où l'on souhaite évaluer ou confirmer les valeurs des contraintes induites autour des excavations. Dans ce dernier cas, l'observation en trou de forage constitue un moyen simple et économique de confirmer les résultats de calculs sur l'état des contraintes générées autour des excavations, une information particulièrement utile lorsque l'on s'intéresse à l'évaluation de la stabilité (e.g. Simon et al., 1998).

La méthode proposée est relativement simple et facile à appliquer lorsque les informations requises sont disponibles. Pour son application, il faut toutefois conserver certains points spécifiques à l'esprit. Ainsi la taille d_b de la zone d'écaillage autour d'un trou de forage ne peut pas être déterminée uniquement par un modèle élastique linéaire, puisque la distribution de contraintes change avec la progression de la zone de rupture (Cheatham, 1993). Comme la résistance post-pic des roches fragiles est usuellement très faible, on peut, en première approximation, négliger celle-ci en éliminant les matériaux dans les zones de rupture, tel que montré ici.

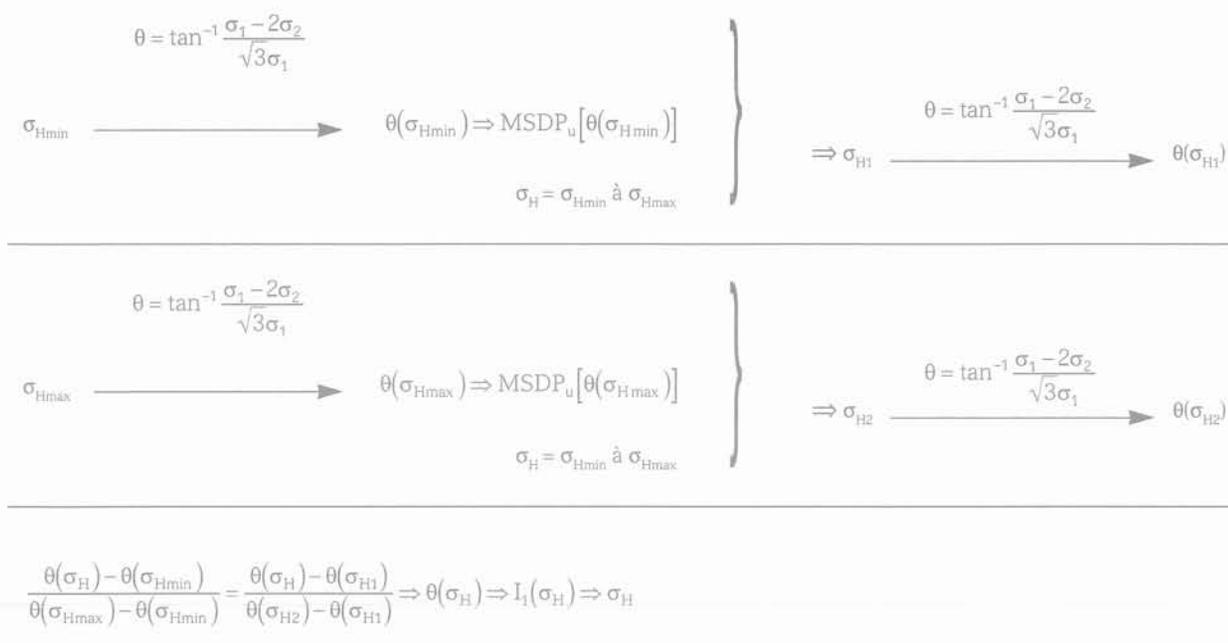
La méthode d'estimation des contraintes présentée dans cet article, basée sur le critère MSDP_v, est en principe indépendante du comportement de la roche. On pourrait, dans les cas où cela s'avère nécessaire, appliquer un modèle constitutif plus élaboré permettant de prendre en compte, par exemple, la non-linéarité, les effets du temps et de l'échelle, et les caractéristiques du massif rocheux (e.g. Aubertin et al., 1999b), et ce tout en suivant la même procédure pour estimer les contraintes en place.

5

Conclusion

Dans cet article, les auteurs présentent une méthode pour déduire l'ampleur des contraintes horizontales

TABEAU I Synthèse de la procédure pour déduire la contrainte principale maximale horizontale σ_H .
Schematic presentation of the procedure for the evaluation of the maximum horizontal principal stress σ_H .



TABEAU II Comparaison entre les contraintes imposées et les valeurs calculées par inversion (résultats expérimentaux tirés de Song et Haimson, 1997).
Comparison between the back-calculated values and the imposed stresses (experimental results taken from Song and Haimson, 1997).

Roches	Contraintes imposées (MPa)			Angles d'écaillage observés θ_h	Valeurs calculées σ_H (MPa)	Différence (%)
	σ_h	σ_v	σ_H			
Grès de Berea	20	30	80	31°	75	6,3
	30	40	90	35°	80	11,1
Granite de Westerly	30	40	160	14°	154	3,8
	30	40	180	33°	164	8,9

maximale et minimale à partir de la géométrie de la zone d'écaillage autour d'un trou de forage, en appliquant le critère de rupture multiaxial MSDP_u. L'application de cette méthode est d'abord montrée à l'aide d'un exemple illustratif. Comme cas particulier, la contrainte horizontale principale maximale σ_H a été cal-

culée de façon inverse en utilisant des résultats d'essais de laboratoire tirés de la littérature. La méthode, simple et économique, peut être utilisée pour estimer l'ampleur de deux des trois contraintes principales naturelles ou des contraintes induites autour des excavations.

REMERCIEMENTS

Une partie de ce travail a été financée par des subventions du NSERC (OGP 0089749) et de l'IRSST. En particulier, le premier auteur souhaite remercier l'IRSST pour sa bourse de recherche post-doctorale. Nous remercions aussi le Professeur B. Haimson qui a fourni des informations supplémentaires concernant les résultats d'essais de laboratoire.

- Aglawe J.P. – Unstable and violent failure around underground openings in highly stressed ground. Thèse de doctorat, Queen's University at Kingston, 1999.
- Anderson R., Moos D., Goldberg D., Zoback M.D. – Hydraulically induced breakouts: a new method for determining stress orientation in the crust? *EOS*, vol. 66, n° 18, 1985, p. 363.
- Aubertin M., Simon R. – A multiaxial failure criterion that combines two quadric surfaces. *Tools and Techniques in Rock Mechanics*, M. Aubertin, F. Hassani, H. Mitri, eds. Balkema, Rotterdam, 1996, p. 1729-1736.
- Aubertin M., Simon R. – Un critère de rupture multiaxial pour matériaux fragiles. *Revue canadienne de Génie civil*, vol. 25, n° 2, 1998, p. 277-290.
- Aubertin M., Li L., Simon R., Khalfi S. Formulation and application of a short term strength criterion for isotropic rocks. *Canadian Geotechnical Journal* (accepté pour publication), 1999a.
- Aubertin M., Li L., Simon R., Khalfi S. – A unified representation of the damage and failure criteria for rocks and rock masses. *Proc. 9th Congr. ISRM, Paris, August, 1999* G. Vouille, P. Berest eds. Balkema, 1999 b, p. 843-848.
- Barton C.A., Zoback M.D., Burns K.L. – *In situ* stress orientation and magnitude at the Fenton geothermal site, New Mexico, determined from wellbore breakouts. *Geophysical Research Letters*, vol. 15, n° 5, 1988, p. 467-470.
- Bell J.S., Gough D.I. – Northeast-southwest compressive stress in Alberta: evidence from oil wells. *Earth and Planetary Science Letters*, vol. 45, n° 2, 1979, p. 475-482.
- Cheatham J.B. Jr. – A new hypothesis of explain stability of borehole breakouts. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 30, n° 7, 1993, p. 195-1101.
- Crouch S.L. – Solution of plane elasticity problems by the discontinuity method. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, vol. 10, 1976, p. 301-343.
- Elata D. – Modeling wellbore breakouts. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 34, n° 3-4, 1997, paper n° 072, CD-ROM, Elsevier.
- Guenot A. – Borehole breakouts and stress fields. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 26, n° 3/4, 1989, p. 185-195.
- Haimson B.C., Herrick C.G. – *In situ* stress evaluation from borehole breakouts. In: *Research & Engineering Applications in Rock Masses; Proc. 26th US Symp. Rock Mech., June 26-28, 1985, Rapid City, SD*, Ashworth E, ed. Rotterdam: Balkema, 1985, vol. 2, p. 1207-1218.
- Haimson B.C., Song I. – Laboratory study of borehole breakouts in Cordova Cream: a case of shear failure mechanism. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 30, n° 7, 1993, p. 1047-1056.
- Hickman S.H., Healy J.H., Zoback M.D. – *In situ* stress, natural fracture distribution, and borehole elongation in the Auburn Geothermal well, Auburn, New York. *Journal of Geophysical Research*, vol. 90, n° B7, 1985, p. 5497-5512.
- Hiramatsu Y., Oka Y. – Stress around a shaft or level excavated in ground with a three-dimensional stress state. *Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyoto University*, vol. 24, 1962, p. 56-76.
- Hoskins E.R. – The failure of thick-walled hollow cylinders of isotropic rock. *International Journal of Rock Mechanics And Mining Sciences*, vol. 6, 1969, p. 99-125.
- Lee M., Haimson B. – Laboratory study of breakouts in Lac du Bonnet granite: a case of extensile failure mechanism. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 30, n° 7, 1993, p. 1039-1945.
- Leeman E.R. – The measurement of stress in rock. *Journal of South African Institute of Mining and Metallurgy*, 1964, p. 45-114.
- Li L. – Étude expérimentale du comportement hydromécanique d'une fracture. Thèse de doctorat, Institut de Physique du Globe de Paris, Université Paris 7, Denis-Diderot, 1997.
- Li L., Aubertin M., Simon R. – Stability analyses of underground openings using a multiaxial failure criterion. *Geo-Engineering for Underground Facilities; Proceedings, 3rd National Conference of the Geo-Institute of ASCE, June 13-17, 1999, Champaign-Urbana*, Fernandez G., Bauer R.A., eds., 1999, p. 471-482.
- Martin C.D. – The strength of massive lac du Bonnet granite around underground openings. Thèse de doctorat, University of Manitoba, 1993.
- Mastin L.G. – Development of borehole breakouts in sandstone. Mémoire de Maîtrise, Sanford University, Palo Alto, 1984.
- Mastin L.G. – Effect of borehole deviation on breakout orientations. *Journal of Geophysical Research*, vol. 93, n° B8, 1988, p. 9187-9195.
- Maury V. – Observations, recherches and recent results about failure mechanisms around single galleries. *Proceedings, 6th International Congress on Rock Mechanics*, Herget G., Vongpaisal S., eds, vol. 2, 1987, p. 1119-1128.
- Peska P., Zoback M.D. – Compressive and tensile failure of inclined well bore and determination of *in situ* stress and rock strength. *Journal of Geophysical Research*, vol. 100, n° B7, 1995, p. 12781-12811.
- Plumb R.A. – Fracture patterns associated with incipient wellbore breakouts. *Rock at Great Depth*, V. Maury, D. Fourmaintraux, eds. Balkema, Rotterdam, vol. 2, 1989, p. 761-768.
- Plumb R., Hickman S.H. – Stress-induced borehole elongation: a comparison between the four-arm dipmeter and the borehole televiewer in the Auburn geothermal well. *Journal of Geophysical Research*, vol. 90, n° B7, 1985, p. 5513-5521.
- Qian W., Pedersen L.B. – Inversion of borehole breakout orientation data. *Journal of Geophysical Research*, vol. 96, n° B12, 1991, p. 20093-20107.
- Schwartz A.E. – Failure of rock in the triaxial test. *Proceedings, 6th U.S. Symposium Rock Mechanics*, 1964, p. 109-151.
- Simon R., Aubertin M., Auer L., Gill D.E., Mitri H.S. – A study of destress blasting effect on the rockburst potential of an underground mine in hard rocks. In: *Proc. 3rd North American Rock Mech. Symp., Cancun, Mexico, 1998*, vol. 2, p. 285-294.
- Song I., Haimson B.C. – Polyaxial strength criteria and their use in estimating *in situ* stress magnitudes from borehole breakout dimensions. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Science*, vol. 34, n° 3-4, 1997, paper n° 116, CD-ROM, Elsevier.
- Vernik L., Zoback M.D. – Estimation of maximum horizontal principal stress magnitude from stress-induced well bore breakouts in the Cajon Pass scientific research borehole. *Journal of Geophysical Research*, vol. 97, n° B4, 1992, p. 5109-5112.
- Yin J.M., Cornet F.H. – Integrated stress determination by joint inversion of hydraulic tests and focal mechanisms. *Geophysical Research Letters*, vol. 21, n° 24, 1994, p. 2645-2648.
- Zheng Z., Cook N.G.W. – Generation and analysis of stable wellbore cross section. *EOS*, vol. 66, n° 46, 1985, p. 1056.
- Zheng Z., Kemeny J., Cook N.G.W. – Analysis of borehole breakouts. *Journal of Geophysical Research*, vol. 94, n° B6, 1989, p. 7171-7182.
- Zoback M.D., Moos D., Mastin L., Anderson R.N. – Well bore breakouts and *in situ* stress. *Journal of Geophysical Research*, vol. 90, n° B7, 1985, p. 5523-5530.
- Zoback M.L. – First- and second-order patterns of stress in the lithospheric stress patterns. *Journal of Geophysical Research*, vol. 97, n° B8, 1992, p. 11703-11728.

Déplacements du front d'un tunnel renforcé par boulonnage prenant en compte le glissement boulon-terrain : approches analytique, numérique et données *in situ*

H. WONG
V. TROMPILLE

Laboratoire Géomatériaux –
Département Génie Civil
et Bâtiment
(CNRS URA-1652),
École nationale des travaux
publics de l'État,
rue Maurice-Audin,
69518 Vaulx-en-Velin Cedex,
France

D. DIAS

URGC Géotechnique,
Institut national des sciences
appliquées de Lyon,
20, avenue Albert-Einstein,
69621 Villeurbanne Cedex,
France

Résumé

Dans cet article est proposé un nouveau modèle analytique sur le comportement du front d'un tunnel renforcé par boulonnage, par l'approche d'homogénéisation des milieux périodiques. Ce nouveau modèle s'appuie sur un modèle existant proposé par (Wong *et al.* 1996, 1997), mais permet de prendre en compte une valeur finie de l'adhérence d'interface boulon/sol, ce qui correspond plus à la réalité. Le comportement d'interface est simulé par un comportement type rigide-plastique parfait, prenant en compte d'un glissement lors du dépassement d'un seuil d'adhérence. Ceci permet notamment d'arriver à une estimation plus correcte de la traction dans les boulons, ainsi que de leur apport sur la réduction des mouvements du terrain. Malgré la prise en compte d'hypothèses moins restrictives, la résolution reste simple, préservant le caractère analytique de la solution. Ce nouveau modèle analytique a été validé, d'une part, par des calculs numériques 3D réalisés à l'aide du logiciel aux différences finies FLAC-3D, et, d'autre part, en confrontant ses prédictions à des mesures *in situ* en provenance d'un chantier réel – le tunnel de Tartaiguille faisant partie du projet du TGV-Méditerranée. Ces développements représentent des outils simples et efficaces, très utiles au stade de prédimensionnement d'un projet.

Displacement behaviour of a bolt-reinforced tunnel face with finite ground-bolt bond strength: analytical and numerical approaches, *in situ* data

Abstract

In this paper is proposed a new analytical model on the behaviour of a tunnel face reinforced by bolts, using the homogenisation approach for periodic media. This new model has been developed based on the previous work of (Wong *et al.* 1996, 1997), and allows to account for a finite bond strength of the soil-bolt interface, which corresponds better to the reality. The interface behaviour is simulated by an elastic-perfectly plastic constitutive relation; interface sliding intervenes when the shear stress reaches the bond strength. This new feature allows notably a more correct estimate of the bolt tension, as well as their quantitative contribution on the displacement reduction of the ground. Despite the consideration of less restrictive hypotheses, the resolution process remains sufficiently simple, thus preserving the analytical character of the solution. This new analytical model has been validated on one hand by 3D numerical calculations using the finite difference code FLAC-3D, and on the other hand by comparing its predictions to *in situ* data from a construction project – the Tartaiguille Tunnel which forms part of the Mediterranean TGV project. These developments result in simple and efficient design tools, which are very useful at the preliminary design stage of a project.

Introduction

Le développement croissant d'infrastructures souterraines implique parfois le creusement de tunnels (ferroviaires ou routiers) dans des conditions géologiques difficiles (terrain peu résistant) entraînant d'importants mouvements de terrain souvent dommageables pour les bâtiments de surface existants. Dans l'optique de limiter ces mouvements et de rendre possible l'excavation en toute sécurité, l'emploi d'un tunnelier n'est pas toujours approprié (tunnels courts, de section trop grande ou non circulaire) ; on a alors recours à différentes techniques de présoutènement ou confinement du front du tunnel afin d'améliorer les caractéristiques du massif à excaver (Lunardi, 1997) (Peila *et al.*, 1993). Parmi elles, on s'intéresse à l'emploi du boulonnage en fibre de verre pour renforcer le noyau d'avancement (Lunardi, 1993), technique émergente sur les chantiers français et italiens, offrant des avantages certains, parmi lesquels un coût relativement modeste, l'emploi de matériels légers, une grande flexibilité de par son adaptabilité aux conditions géotechniques locales. Du point de vue du fonctionnement mécanique, la forte résistance longitudinale des boulons améliore effectivement les caractéristiques mécaniques du massif ; la relative fragilité transversale assure un terrassement aisé.

En matière de dimensionnement, deux approches existent et se complètent. L'« approche stabilité », basée sur la théorie du calcul à la rupture, permet d'estimer la marge de sécurité par défaut ou par excès mais ne donne aucune information sur les déplacements et notamment sur le mouvement d'extrusion du front. Quant à l'« approche déformations », les méthodes actuelles de dimensionnement du boulonnage frontal les plus utilisées restent empiriques : le tunnel renforcé est souvent modélisé comme un talus armé infiniment long ayant une surcharge correspondant au poids des terres, introduisant ainsi une grande inexactitude sur la géométrie de l'ouvrage.

Certaines méthodes assimilent l'action de renforcement des boulons, *a priori* anisotrope, à une augmentation isotrope de la cohésion du massif ; d'autres remplacent l'action des boulons par une pression de confinement appliquée au front de taille (Labrousse, 1996). L'une ou l'autre de ces approches nécessite une estimation « forfaitaire » de la traction du boulon, souvent prise comme la traction limite à la rupture du boulon modérée par un facteur de sécurité arbitrairement choisi. Or, on conçoit aisément que la traction du boulon doit résulter d'un équilibre qui dépend intrinsèquement des raideurs et résistances relatives du système composite massif et boulons, ainsi que du comportement d'interface. Pire, la faible rigidité des boulons en fibre de verre fait que leur traction n'est souvent qu'un faible pourcentage de leur traction limite. Ces deux approches qui tendent à surestimer l'action des boulons sont donc foncièrement incorrectes et non sécurisantes.

Les modélisations numériques 3D, prenant en compte individuellement chacun des boulons et un comportement réaliste d'interface boulon/terrain, restent souvent le dernier recours pour aboutir à un dimensionnement raisonnablement fiable. Toutefois, ces modélisations nécessitent des calculs longs et onéreux, pas toujours justifiables au stade de l'avant-projet de construction d'un tunnel.

Dans ce contexte, une modélisation théorique du comportement du front de taille d'un tunnel renforcé par boulonnage a déjà été présentée par (Wong *et al.*, 1996, 1997) sous l'hypothèse de la symétrie sphérique, en s'inspirant des travaux antérieurs de Jassionnesse *et al.* (1996). Cette représentation a donné lieu au développement de nombreux modèles analytiques qui diffèrent suivant le critère et le comportement du sol utilisés :

- critère de Tresca avec comportement élasto-plastique parfait du sol (Wong *et al.*, 1998) ;
- critère de Mohr-Coulomb avec comportement élasto-plastique parfait du sol (Wong & Doanh 1997) ;
- critère de Tresca avec comportement élasto-plastique radoucissant du sol (Subrin 1997) ;
- critère de Tresca avec longueur finie des boulons (Wong *et al.*, 1999).

L'ensemble de ces modèles est basé sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, dont l'homogénéisation des milieux périodiques, la prise en compte d'une pression fictive décroissante simulant l'avancement du front et l'hypothèse d'une adhérence parfaite entre le sol et les boulons. Cette dernière impose que les champs de déplacement des deux matériaux soient les mêmes entraînant inévitablement une surévaluation de la tension dans les boulons. En réalité, il est plus probable que la limite de résistance du scellement soit atteinte avant la plastification des boulons et il existe alors une zone où intervient un glissement à l'interface scellement/terrain (Indraratna et Kaiser, 1990), qui modifierait fondamentalement la répartition de la traction du boulon, comme le montre la figure 1.

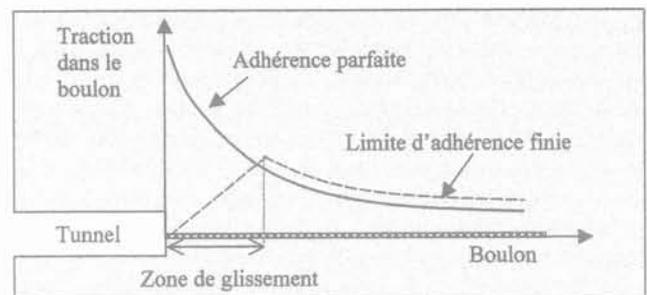


FIG. 1 Traction le long d'un boulon dans le cas de l'adhérence parfaite et non parfaite.
Bolt tension distribution in the case of finite bond strength.

On propose donc, dans cet article, une nouvelle extension du modèle de base qui prend en compte ce possible glissement à l'interface sol/boulon.

Ce modèle sera validé en comparant ses prédictions à celles issues d'une modélisation numérique 3D par différences finies utilisant le logiciel de calcul FLAC 3D, d'une part, et à des résultats de mesures *in situ*, d'autre part.

Définition du problème et hypothèses

Les hypothèses fondamentales sur lesquelles est basé notre modèle sont celles du modèle analytique

développé par Wong et Jassionnesse (1996) et détaillées ci-après à l'exception de l'adhérence parfaite qui n'est plus vérifiée sur toute la longueur du boulon.

- Le front de taille est assimilé à une surface sphérique où les boulons (de longueur infinie et présents dans le sol dès l'instant initial) sont disposés dans la direction radiale. On suppose que les champs de contrainte, de déformation et de déplacement admettent une symétrie sphérique.

- L'approche d'homogénéisation des milieux périodiques (Greuell, 1993) permet de remplacer le système composite constitué du sol et boulons par un milieu homogène équivalent mais anisotrope en raison de l'action directionnelle du renforcement. On suppose que le tenseur des contraintes macroscopiques peut être décomposé en deux parties, une première due au sol et une deuxième due aux boulons :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}^s + \underline{\underline{\sigma}}^b \quad (1)$$

- L'hypothèse principale consiste à supposer que l'histoire de contrainte suivie par un point, tel que le point A (Fig. 2), qui devient le point B quelques instants après le terrassement, peut être identifiée à celle du même point B situé sur le front, considéré fixe et soumis à une pression fictive P_i qui décroît de la pression géostatique $P_\infty = \gamma H$ à zéro. On introduit le paramètre de chargement ΔP , monotone croissant de 0 à P_∞ , tel que :

$$\Delta P = P_\infty - P_i$$

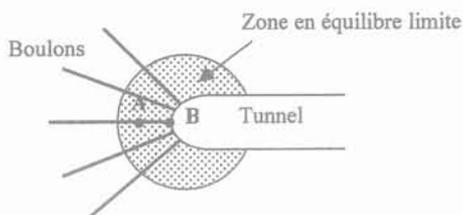


FIG. 2 Représentation schématique de la géométrie du problème simplifié.
Schematic representation of the geometry of the simplified problem.

- On suppose que les comportements du sol et des boulons sont élastiques parfaitement plastiques (le sol obéissant au critère de Tresca). Le massif est supposé élastiquement incompressible ($\nu_s = 0,5$). Les relations de comportement seront précisées plus loin.

- On se place dans le cadre d'hypothèses classiques : on suppose le problème quasi statique et on considère le domaine des petites déformations. De plus, en raison de la symétrie sphérique, les tenseurs de contraintes et de déformations sont diagonaux et on a l'égalité parfaite des composantes dans les directions θ et φ . Le déplacement est purement radial, ce qui permet de simplifier les relations de compatibilité. En résumé :

$$\underline{\underline{u}} = u(r)\underline{\underline{e}}_r \quad \underline{\underline{\sigma}} = \begin{pmatrix} \sigma_r & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_\theta & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_\theta \end{pmatrix} \quad \underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{pmatrix} \partial_r u & 0 & 0 \\ 0 & u/r & 0 \\ 0 & 0 & u/r \end{pmatrix} \quad (2)$$

- Le tunnel est supposé profond ($R/H \ll 1$) de sorte que le champ de contrainte initial à l'intérieur du terrain est homogène et isotrope.

L'originalité du modèle dont il est question, par rapport au modèle de base, provient d'une meilleure prise en compte du phénomène d'interface sol/boulon (Spang et Egger, 1990) dont l'hypothèse d'adhérence parfaite précédemment admise est ici remise en question. En effet, on suppose par la suite que la contrainte de cisaillement τ (Fig. 3) régnant à l'interface boulon/sol (ou plus précisément scellement/sol) est plafonnée à une valeur fixe, appelée limite d'adhérence ou seuil de contrainte de scellement, notée q_s (Wong et Larue, 1998). Une fois cette limite atteinte, un glissement se produit alors à l'interface (discontinuité de déplacement) et la contrainte de cisaillement demeure constante égale à q_s ; autrement dit, elle a un comportement rigide plastique. La prise en compte de ce comportement d'interface conduit à l'apparition d'une zone de décollement entre sol et boulon dès le début du chargement.

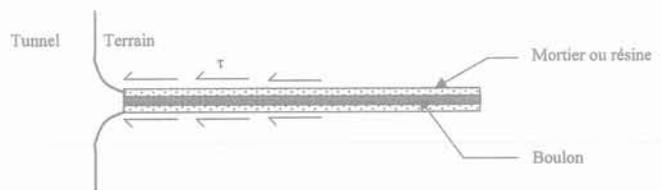


FIG. 3 Représentation schématique de la contrainte de cisaillement à l'interface scellement/terrain.

Schematic representation of the shear stress at the grout-ground interface.

Le choix d'un glissement scellement/terrain provient de résultats d'essais d'arrachement *in situ*, où on constate le plus souvent que les boulons et le mortier restent solidaires, et le glissement intervient à l'interface scellement/sol.

Traduit en termes mathématiques, tant que $\tau < q_s$, le contact entre le sol et les boulons est supposé parfait. Ils admettent donc les mêmes déplacements et les mêmes déformations radiaux, soit :

$$\varepsilon^b(r) = \varepsilon^s(r) \text{ noté } \varepsilon_r(r) \quad (3)$$

D'où :

$$T_b(r) = \frac{E_b S_b \varepsilon_r(r) \text{ si } \varepsilon_r \leq \varepsilon_{yb}}{\sigma_{yb} S_b \text{ si } \varepsilon_r > \varepsilon_{yb}} \quad (4)$$

Dès que $\tau = q_s$, le phénomène de décollement apparaît. La répartition des efforts dans chaque boulon suit la loi :

$$\frac{dT_b}{dr} = p q_s = R_a \quad (5)$$

où p est le périmètre de l'interface scellement-terrain (circonférence du forage) supposé cylindrique et R_a la résistance unitaire à l'arrachement du boulon (en kN/ml).

En supposant qu'il n'y a pas de plaque d'ancrage en paroi (i.e. $T_b(R) = 0$), ce qui est effectivement le cas du boulonnage frontal, on obtient, après intégration, la traction des boulons dans la zone de déchaussement :

$$T_b(r) = \frac{K T_{yb}}{\Omega} \left(\frac{r}{R} - 1 \right) \quad (6)$$

où $K = \frac{d_b p q_s R}{C}$ et $\Omega = d_b S_b \frac{\sigma_{yb}}{C}$, paramètres adimensionnels, traduisent respectivement la résistance de l'interface et l'apport de résistance (anisotrope) du boulonnage rapportés à la résistance du terrain.

Compte tenu de toutes ces hypothèses, le problème revient à considérer une cavité sphérique sur la paroi de laquelle est appliquée une pression interne P_i monotone décroissante de la pression géostatique P_∞ à 0. Le milieu est infini, homogène et anisotrope. Initialement, les déplacements et déformations sont nuls ($\underline{u} = \underline{0}$ et $\underline{\varepsilon} = \underline{0}$) tandis que le champ de contrainte est homogène et isotrope ($\underline{\sigma}_x = -P_\infty \underline{1}$).

3

Loi de comportement homogénéisée

Loi de comportement élastique

En élasticité, le tenseur de contrainte du sol seul obéit à la loi de Hooke :

$$\underline{\sigma}^s = 2\mu_s \cdot \underline{\varepsilon} + \lambda_s \text{tr}(\underline{\varepsilon}) \underline{1} + \underline{\sigma}_x \quad (7)$$

La traction d'un boulon $T_b(r)$ rapportée à la surface tributaire $\frac{r^2}{d_b R^2}$ (Greuell, 1993) donne le tenseur de contrainte uniaxial dû aux boulons :

$$\underline{\sigma}^b = \sigma_0(r) \underline{e}_r \otimes \underline{e}_r \quad \text{avec} \quad \sigma_0(r) = d_b \left(\frac{R}{r}\right)^2 T_b(r) \quad (8)$$

En combinant les relations (1), (7) et (8), on aboutit à la relation suivante liant les composantes des vitesses de contrainte et celles de déformation :

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}_r \\ \dot{\sigma}_\theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda_s + 2\mu_s + E_s \beta \frac{R^2}{r^2} & 2\lambda_s \\ \lambda_s & 2(\lambda_s + \mu_s) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_r \\ \dot{\varepsilon}_\theta \end{bmatrix} \quad (9)$$

en posant $\beta = d_b S_b \frac{E_b}{E_s}$, paramètre adimensionnel traduisant l'apport de rigidité des boulons.

En tenant compte de $\nu_s = 0,5$ et en inversant la relation (9), on arrive à :

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_r \\ \dot{\varepsilon}_\theta \end{bmatrix} = \frac{1}{E_s} \left(1 + \beta \frac{R^2}{r^2}\right)^{-1} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1/2 & 1/2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_r \\ \dot{\sigma}_\theta \end{bmatrix} \quad (10)$$

Comportement plastique

Le sol est supposé de comportement élastoplastique parfait, obéissant au critère de Tresca :

$$f(\underline{\sigma}^s) = \sigma_r^s - \sigma_\theta^s - 2C \leq 0 \quad (11)$$

Le comportement des boulons est également élastoplastique parfait, décrit par la relation (4).

En tenant compte des relations (1), (8) et (11) ci-dessous, le critère de résistance du composite massif + boulons s'écrit suivant les contraintes macroscopiques :

$$f(\underline{\sigma}) = \sigma_r - \sigma_\theta - 2C - \sigma_0(r) \leq 0 \quad (12)$$

Loi d'écoulement

Le tenseur des déformations plastiques est obtenu en supposant que la règle d'écoulement est associative, ce qui implique : $\text{tr}(\underline{\dot{\varepsilon}}^p) = 0$ pour le critère de Tresca adopté. De plus, en raison de la symétrie sphérique, les déviateurs $\sigma_r - \sigma_\theta$ et $\sigma_r - \sigma_\varphi$ atteignent simultanément le critère, on est donc en régime d'arête, ce qui implique :

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \frac{1}{2} \zeta (\partial_{\sigma_r} f_{\sigma}(\underline{\sigma}) + \partial_{\sigma_\theta} f_{\sigma}(\underline{\sigma})) \quad \text{avec} \quad f_{\sigma}(\underline{\sigma}) = \sigma_r - \sigma_\theta - 2C - \sigma_0(r) \quad (13)$$

soit sous forme matricielle :

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \zeta \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1/2 & 0 \\ 0 & 0 & -1/2 \end{pmatrix} \quad (14)$$

4

Équations fondamentales du problème

Équation d'équilibre

L'équation d'équilibre exprimée suivant la contrainte totale $\underline{\sigma} = \underline{\sigma}^e + \underline{\sigma}^b$ est :

$$r \partial_r \sigma_r + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) = 0 \quad (15)$$

Dans la zone avec déchaussement, l'équation d'équilibre du point de vue du sol seul, est :

$$r \partial_r \sigma_r^s + 2(\sigma_r^s - \sigma_\theta^s) + d_b p q_s \frac{R^2}{r} = 0 \quad (16)$$

où $d_b p q_s \frac{R^2}{r}$ est une force volumique extérieure au sol correspondant à la moyenne sur la cellule de base de la contrainte de cisaillement d'interface exercée par les boulons sur le sol (Stille, 1989).

Conditions initiales

A l'instant initial ($t = 0$), lorsque $P_i = P_\infty$, on a, en tout rayon :

$$\underline{\sigma} = -P_\infty \underline{1}$$

$$\underline{\varepsilon} = \underline{0}$$

$$\underline{u} = \underline{0}$$

Conditions aux limites

A tout instant $t > 0$ ($P_\infty < P_i < 0$), les contraintes radiales vérifient :

$$\sigma_r(\infty, t) = -P_\infty$$

$$\sigma_r(R, t) = -P_i$$

En intégrant l'équation $\underline{\dot{\epsilon}} = \underline{\dot{\epsilon}}^e + \underline{\dot{\epsilon}}^p$ entre l'instant initial $t = 0$ et un instant ultérieur $t > 0$ et, compte tenu des relations (10) et (14), on obtient les équations suivantes :

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \epsilon_r = \frac{1}{E_s} = \left(1 + \beta \frac{R^2}{r^2}\right)^{-1} (\sigma_r - \sigma_\theta) + \zeta \quad (17)$$

$$\frac{u}{r} = \epsilon_\theta = \epsilon_\phi = \frac{1}{2E_s} \left(1 + \beta \frac{R^2}{r^2}\right)^{-1} (\sigma_\theta - \sigma_r) - \frac{\zeta}{2} \quad (18)$$

En combinant ces deux équations, on vérifie bien que la trace du tenseur de déformation soit nulle c'est-à-dire $tr(\underline{\epsilon}) = tr(\underline{\epsilon}^e) + tr(\underline{\epsilon}^p) = 0$, la nullité du premier terme venant de $v_s = 0,5$ et celle du second est une conséquence de la loi d'écoulement adoptée. Il vient donc :

$$\frac{\partial u}{\partial r} + 2 \frac{u}{r} = 0 \quad (19)$$

en tout point du massif et à chaque instant, d'où :

$$u = -\frac{BR^3}{r^2} \quad \text{ou encore} \quad \epsilon_r = \frac{2BR^3}{r^3} \quad (20)$$

où B est une constante d'intégration adimensionnelle indépendante de r.

5

Évolution des zones élastoplastiques (cas de référence)

Une étude complète a permis de mettre en évidence que trois scénarios (appelés cas A, B et C), correspondant chacun à une séquence d'apparition des zones élastoplastiques, sont envisageables pour décrire le comportement du massif composite entre l'instant $t = 0$ où le chargement ΔP vaut 0 et l'instant final où le chargement vaut P_w . Ces trois scénarios diffèrent suivant les valeurs des paramètres adimensionnels β , Ω et K considérées.

Une étude paramétrique effectuée en prenant des plages de valeurs réalistes pour β , Ω et K montre que le scénario A est le plus probable en pratique. On choisit donc, par la suite, de ne détailler les développements théoriques que pour ce cas A, pris comme le cas de

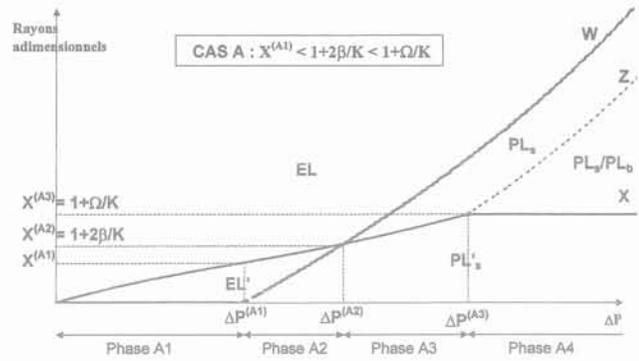


FIG. 4 CAS A - Évolution des rayons adimensionnels X, W et Z en fonction du chargement ΔP .
CASE A - Evolution of the dimensionless radii X, W and Z vs. loading parameter ΔP .

référence, dont les différentes séquences d'événements correspondantes sont présentées dans le tableau I.

Les cas B et C seront résumés plus loin.

Dans ce cas de référence, dont les conditions d'application seront explicitées plus loin, une première zone EL', dans laquelle il y a déchaussement à l'interface sol/boulon, apparaît dès le début du chargement en paroi et se développe sur un rayon égal à x. Dans cette première phase, les deux composants restent élastiques. A un seuil de chargement $\Delta P^{(A1)}$, une deuxième zone se développe à partir de la paroi (zone PL_s'), sur une distance égale à w, où le sol est plastifié. Après un seuil critique $\Delta P^{(A2)}$, w dépasse x, ce qui fait apparaître une nouvelle zone plastique PL_s où le sol manifeste un comportement plastique sans qu'il y ait descellement. Au-delà d'un chargement critique $\Delta P^{(A3)}$, le boulon se plastifie à son tour, donnant naissance à une quatrième et dernière zone, PL_s/PL_b , où les deux composants ont un comportement plastique, en adhérant parfaitement l'un à l'autre. Cette dernière phase se poursuit jusqu'au déconfinement total lorsque P_i s'annule complètement.

La figure 4 exprime d'une manière plus synthétique la séquence d'événements relative au cas A de référence dans le plan $r/R - \Delta P$.

Le traitement des cas B et C suit le même principe ; seuls les résultats principaux sont donc résumés en annexe.

TABLEAU I Évolution des zones plastiques au cours du chargement pour le cas A de référence.

Phase A1. Milieu entièrement élastique $0 < \Delta P < \Delta P^{(A1)}$	
Phase A2. Plastification du sol : $w < x$ $\Delta P^{(A1)} \leq \Delta P < \Delta P^{(A2)}$	
Phase A3. $w > x$ $\Delta P^{(A2)} \leq \Delta P < \Delta P^{(A3)}$	
Phase A4. Plastification des boulons $\Delta P^{(A3)} \leq \Delta P < P_w$	

TABLEAU II Conditions à vérifier pour chacun des trois scénarios envisageables.

Scénarios possibles	Conditions	
	Phénomènes physiques	Écriture mathématique équivalente
CAS A	*Le sol plastifie avant les boulons Les boulons plastifient lorsque $w > x$	$X^{(A1)} < 1 + 2\beta/K < 1 + \Omega/K$
CAS B	*Le sol plastifie avant les boulons Les boulons plastifient lorsque $w < x$	$X^{(A1)} < 1 + \Omega/K < 1 + 2\beta/K$
CAS C	**Les boulons plastifient avant le sol	$1 + \Omega/K < X^{(A1)} < 1 + 2\beta/K$

* Voir figures 4 et A1.

** Voir figure A2.

Les phénomènes physiques qui amènent à considérer trois scénarios possibles sont explicitées dans le tableau II. On y donne également les conditions d'inégalités mathématiques qui régissent chacun d'eux, sachant que celles-ci seront développées par la suite.

6

Résolution phase par phase du cas A (cas de référence)

Dans ce paragraphe est présentée la résolution en détail du cas A ($X^{(A1)} < 1 + 2\beta/K < 1 + \Omega/K$).

6.1

Phase A1 : deux zones élastiques EL'(R, x) et EL(x, ∞)

Dans cette phase, le sol et les boulons ont un comportement élastique en tout point.

Dès l'instant initial, une zone de descellement EL' apparaît en paroi, où on a rupture de scellement, et se propage à partir du front sur une distance x. Au-delà, les deux matériaux constitutifs adhèrent parfaitement ensemble.

Dans la zone élastique extérieure EL, en substituant (20) dans (17) avec $\zeta = 0$ et en éliminant σ_θ grâce à l'équation d'équilibre (15), on obtient l'équation différentielle de la seule variable σ_r :

$$\partial_r \sigma_r + \frac{4BR^3 E_s}{r^4} \left(1 + \frac{\beta R^2}{r^2} \right) = 0 \quad (21)$$

D'où, d'après la prise en compte des conditions aux limites en $r \rightarrow \infty$:

$$\sigma_r = -P_\infty + 4BE_s \left(\frac{\beta R^5}{5r^5} + \frac{R^3}{3r^3} \right) \quad (22)$$

Pour déterminer la constante B, on écrit la continuité de $T_b(r)$ au rayon x, c'est-à-dire que $T_b(x^-) = T_b(x^+)$ où le membre de gauche provient de l'expression (6) et celui de droite de l'expression (4). On obtient aisément, en fonction du rayon adimensionnel $X = x/R$:

$$B = \frac{KC(X-1)X^3}{2\beta E_s} \quad (23)$$

Dans la zone élastique intérieure EL', la relation liant la déformation radiale du sol et les contraintes de ce dernier s'écrit :

$$\partial_r u = \epsilon_r = \frac{1}{E_s} (\sigma_r^s - \sigma_\theta^s) \quad (24)$$

En combinant cette relation avec l'équation d'équilibre (16) du sol et l'expression (20) de ϵ_r , on obtient :

$$\partial_r \sigma_r^s + \frac{4E_s BR^3}{r^4} + d_b p q_s \frac{R^2}{r^2} = 0 \quad (25)$$

D'où, en tenant compte de la condition en paroi $\sigma_r^s(R) = -P_i$:

$$\sigma_r^s = -P_i + \frac{4E_s B}{3} \left(\frac{R^3}{r^3} - 1 \right) + KC \left(\frac{R}{r} - 1 \right) \quad (26)$$

En superposant la contrainte homogénéisée $\sigma_0(r)$ due aux boulons, et compte tenu des relations (6) et (8), on obtient l'expression de la contrainte homogénéisée :

$$\sigma_r = \sigma_r^s + \sigma_0(r) = -P_i + \frac{4}{3} BE_s \left(\frac{R^3}{r^3} - 1 \right) - KC \left(\frac{R}{r} - 1 \right)^2 \quad (27)$$

Le rayon x se détermine en écrivant la continuité de σ_r en x ; soit $\sigma_r(x^-) = \sigma_r(x^+)$, où le membre de gauche provient de l'expression (27) de σ_r dans la zone EL' et celui de droite de l'expression (22) de σ_r dans la zone EL. Ce qui s'écrit, en simplifiant par les valeurs adimensionnelles K, β , X et $\Delta P^* = \Delta P/C$:

$$\Sigma_1(X, \Delta P) = \frac{KC(X-1)}{X^2} \left(\frac{2}{3} \frac{X^5}{\beta} + X - \frac{3}{5} \right) - \Delta P = 0 \quad (28)$$

On démontre facilement qu'on a $\Sigma_1(1) = -\Delta P^* < 0$, $\Sigma_1(\infty) \rightarrow \infty$ et $\Sigma_1'(X > 1) > 0$, l'équation ci-dessus admet donc une et une racine unique dans l'intervalle (1, ∞). La détermination de X ne nécessite qu'un simple calcul numérique.

Condition de la fin de la phase A1

La fin de la phase élastique se produit lorsqu'il y a début de plastification du sol c'est-à-dire lorsque le critère de Tresca est tout juste atteint. Soit :

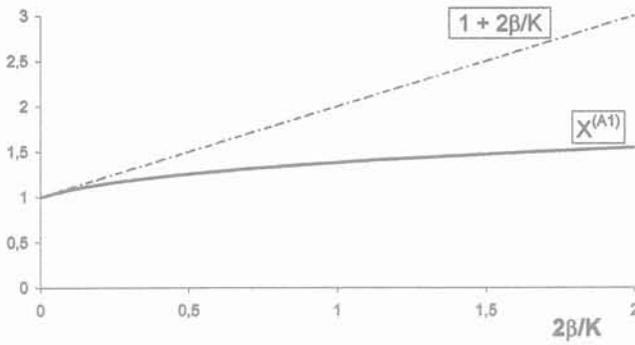


FIG. 5 Évolution du rayon $X^{(A1)}$ caractérisant la fin de la phase élastique en fonction de $2\beta/K$. Evolution of the radius $X^{(A1)}$ marking the end of the elastic phase depending on $2\beta/K$.

$$f(\underline{\sigma}^s) = \sigma_r^s - \sigma_\theta^s - 2C = 0 \text{ avec } \sigma_r^s - \sigma_\theta^s = E_s \varepsilon_r^s = \frac{2BR^3 E_s}{r^3} \quad (29)$$

Ce dernier terme étant monotone décroissant en r , cette condition est d'abord atteinte en paroi pour $r = R$, ce qui s'écrit, après avoir substitué la valeur (23) de B et après avoir simplifié :

$$X^4 - X^3 - \frac{2\beta}{K} = 0 \quad (30)$$

Cette équation est d'ordre 4 et peut donc être résolue analytiquement selon Abel ; elle possède une seule racine réelle positive dépendant de $2\beta/K$, notée $X^{(A1)}$, dont l'expression (assez complexe) se détermine par un simple calcul formel. La figure 5 ci-dessus donne l'évolution de la valeur de cette racine en fonction de $2\beta/K$.

On peut démontrer aisément que $1 < X^{(A1)} < 1 + \frac{2\beta}{K}$ pour β et Ω positifs.

La fin de la phase 1 se produit lorsque le chargement ΔP atteint le seuil $\Delta P^{(A1)}$ qui vérifie l'équation $\Sigma_1(X^{(A1)}, \Delta P^{(A1)}) = 0$. Soit :

$$\Delta P^{(A1)} = \frac{KC(X^{(A1)} - 1)}{X^{(A1)2}} \left[\frac{2}{3\beta} X^{(A1)5} + X^{(A1)} - \frac{3}{5} \right] \quad (31)$$

6.2

Phase A2 : zone plastique PL'(R, w), zones élastiques EL'(w, x) et EL(x, ∞)

Dans la zone élastique extérieure EL, σ_r admet la même expression (22) qu'en phase A1. La continuité de T_b en x donne, de plus, la même expression (23) de B .

Dans la zone plastique PL', en remplaçant le critère de Tresca $\sigma_r^s - \sigma_\theta^s - 2C = 0$ pour le sol, dans l'équation d'équilibre (16) du sol et en tenant compte de la condition en paroi $\sigma^s(R) = -P_i$, on obtient après résolution :

$$\sigma_r^s = -P_i - 4CLn \frac{r}{R} + KC \left(\frac{R}{r} - 1 \right) \quad (32)$$

D'où la contrainte radiale macroscopique :

$$\sigma_r = \sigma_r^s + \sigma_0(r) = -P_i - 4CLn \frac{r}{R} - KC \left(\frac{R}{r} - 1 \right)^2 \quad (33)$$

Dans la zone élastique EL', l'équation différentielle (25) sur σ_r^s est toujours valable. On obtient, après résolution :

$$\sigma_r^s = \frac{4E_s BR^3}{3r^3} + \frac{KCR}{r} + DC \quad (34)$$

où D est une constante d'intégration sans dimension.

D'où :

$$\sigma_r = \sigma_r^s + KC \left(\frac{r}{R} - 1 \right) \left(\frac{R}{r} \right)^2 = \frac{4E_s BR^3}{3r^3} + \frac{KCR}{r} \left(2 - \frac{R}{r} \right) + DC \quad (35)$$

La continuité de σ_r^s en w , $\sigma_r^s(w^-) = \sigma_r^s(w^+)$, où le membre de gauche provient de l'expression (32) de σ_r^s dans la zone PL' et celui de droite de l'expression (34) de σ_r^s dans la zone EL', donne, après simplification :

$$D + \frac{P_i}{C} + 4LnW + K \left[1 + \frac{2}{3\beta} (X - 1) \left(\frac{X}{W} \right)^3 \right] = 0 \quad (36)$$

La continuité de σ_r en x , $\sigma_r(x^-) = \sigma_r(x^+)$, où le membre de gauche provient de l'expression (35) de σ_r dans la zone EL' et celui de droite de l'expression (22) de σ_r dans la zone EL. Ce qui donne, après simplification :

$$D = -\frac{P_i}{C} + K \frac{3 - 8X}{5X^2} \quad (37)$$

La détermination des rayons inconnus w et x se déroule comme suit. La première équation vient du fait que le critère de plasticité du sol est tout juste atteint en w^+ . Les contraintes σ_r^s et σ_θ^s dans la zone EL obéissant à la loi de comportement élastique linéaire, on a donc, en introduisant le rayon adimensionnel $W = w/R$:

$$\sigma_r^s - \sigma_\theta^s = E_s \varepsilon_r^s(w) = E_s \frac{2B}{W^3} = 2C \quad (38)$$

En remplaçant par la valeur (23) de B , on obtient l'expression de W :

$$W^3 = \frac{1}{2\beta} K(X - 1)X^3 \quad (39)$$

La deuxième équation se déduit en combinant les équations (36) et (37) et en remplaçant W par la valeur ci-dessus ; il en résulte l'équation suivante sur X :

$$\Sigma_2(X, \Delta P) = \frac{\Delta P}{C} - \frac{4}{3} Ln \left[\frac{KX^3(X - 1)}{2\beta} \right] - K \left(1 + \frac{3 - 8X}{5X^2} \right) - \frac{4}{3} = 0 \quad (40)$$

De même que précédemment, cette équation possède une et une seule racine qui se détermine facilement par un simple calcul numérique du fait de la décroissance monotone de la fonction. Elle définit une fonction implicitement monotone croissante $X(\Delta P)$.

Condition de la fin de la phase A2

La fin de la phase A2 a lieu lorsque le rayon w de plasticité du sol rattrape le rayon x de déchaussement, soit mathématiquement $W = X$; d'après l'équation (39), ceci a lieu pour la valeur particulière $X^{(A2)}$, vérifiant :

$$X^{(A2)} = 1 + \frac{2\beta}{K} \quad (41)$$

ce qui correspond, d'après (40), à une valeur de chargement égale à :

$$\Delta P^{(A2)} = 4CLn \left[1 + \frac{2\beta}{K} \right] + \frac{4\beta C}{5} \frac{1+5\beta/K}{(1+2\beta/K)^2} + \frac{4C}{3} \quad (42)$$

6.3

Phase A3 : zones plastiques $PL_s'(R, x)$ et $PL_s(x, w)$, zone élastique $EL(w, \infty)$

Lorsque w dépasse x , c'est-à-dire lorsque ΔP devient supérieur à $\Delta P^{(A2)}$, la configuration évolue par rapport à la précédente : on a deux zones de plasticité du sol, une avec décollement à l'interface sol/boulon et l'autre avec adhérence parfaite.

Tous calculs faits, on montre que, pour cette phase A3, les équations liant les différents paramètres X , W et ΔP sont exactement les mêmes que celles de la phase A2.

Condition de la fin de la phase A3

La fin de cette troisième phase a lieu lorsque la limite élastique des boulons est atteinte, c'est-à-dire lorsque :

$$\varepsilon_r^b = \varepsilon_{yb} = \frac{\sigma_{yb}}{E_b} \quad \text{avec} \quad \varepsilon_r^b = \begin{cases} \frac{KC(r/R-1)}{\beta E_s} & \text{si } R < r < X \\ \frac{KC(X-1)X^3 \left(\frac{R}{r}\right)^3}{\beta E_s} & \text{si } r > X \end{cases} \quad (43)$$

Comme ε_r^b est monotone croissante en r sur l'intervalle $[R, x]$ et décroissante sur l'intervalle $[x, \infty]$, cette condition est d'abord atteinte en son maximum c'est-à-dire en x . On a alors :

$$\varepsilon_{yb} = \frac{KC(X-1)}{\beta E_s} \quad (44)$$

D'où la valeur particulière de X , notée $X^{(A3)}$, marquant l'entrée en plasticité des boulons :

$$X^{(A3)} = 1 + \frac{\Omega}{K} \quad (45)$$

Cette valeur particulière correspond au seuil de chargement $\Delta P^{(A3)}$ qui vérifie l'équation (40). Tous calculs faits, on obtient :

$$\Delta P^{(A3)} = \frac{4C}{3} + \frac{4}{3} CLn \left[\frac{\Omega}{2\beta} \left(1 + \frac{\Omega}{K} \right)^3 \right] + KC \left[1 - \frac{8\Omega/K^{+5}}{5(1+\Omega/K)^2} \right] \quad (46)$$

6.4

Phase A4 : zones plastiques $PL_s'(R, x)$, $PL_s/PL_b(x, z)$ et $PL_s(z, w)$, zone élastique $EL(w, \infty)$

Le début de la plastification des boulons marque l'arrêt de la propagation de la zone de déchaussement entre le sol et le boulon. Le rayon de déchaussement x atteint alors sa valeur maximale et ne varie plus. Il reste par la suite égal à $X^{(A3)} = 1 + \frac{\Omega}{K}$.

Le déplacement est toujours donné par l'expression (20).

La continuité de la traction T_b en z permet de déduire la constante B :

$$B = \frac{\Omega}{2\beta} \frac{C}{E_s} Z^3 \quad (47)$$

Dans la zone élastique EL , σ_r admet toujours la même expression (22).

La continuité de T_b en x conduit toujours à la même expression (23) de B .

Dans la zone plastique PL_s' , l'expression (33) de σ_r est toujours valable.

Dans la zone plastique PL_s , le critère de plasticité du composite et l'équation d'équilibre (15) permettent de déduire :

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2C + \sigma_\theta(r) = 2C + d_b \left(\frac{R}{r} \right)^2 T_b = -\frac{r}{2} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} \quad (48)$$

En remplaçant par l'expression (4) de T_b (dans le cas $\varepsilon_r < \varepsilon_{yb}$) et en résolvant cette équation différentielle, on obtient :

$$\sigma_r = -4CLn \frac{r}{R} + \frac{4}{5} \beta E_s B \frac{R^5}{r^5} + D'C \quad (49)$$

où D' est une constante d'intégration sans dimension.

Dans la zone PL_s/PL_b , l'équation différentielle (48) est toujours valable mais l'expression (4) de T_b est celle du cas $\varepsilon_r > \varepsilon_{yb}$ (i.e. boulon plastifié). On obtient finalement :

$$\sigma_r = -4CLn \frac{r}{R} + \Omega C \left(\frac{R}{r} \right)^2 + D''C \quad (50)$$

où D'' est une autre constante d'intégration sans dimension.

La continuité de σ_r en $x^{(A2)}$ s'écrit $\sigma_r(x^{(A2)-}) = \sigma_r(x^{(A2)+})$, où le membre de gauche provient de l'expression (33) de σ_r dans la zone PL_s' et celui de droite de l'expression (50) de σ_r dans la zone PL_s/PL_b . Ce qui donne, après simplification :

$$D'' = -\frac{P_f}{C} - \frac{\Omega K}{\Omega + K} \quad (51)$$

De la même manière, la continuité de σ_z en z , en utilisant les relations (48), (50) et (51) conduit à :

$$D' = -\frac{P_f}{C} - \frac{\Omega K}{\Omega + K} + \frac{3\Omega C}{5Z^2} \quad (52)$$

Enfin, la continuité de σ_r en w , tenant compte de (22), (48) et (52), permet de déduire l'équation suivante :

$$\frac{\Delta P}{C} - \frac{\Omega K}{\Omega + K} - 4LnW + \frac{3\Omega}{5Z^2} - \frac{2\Omega Z^3}{3\beta W^3} = 0 \quad (53)$$

La détermination des rayons inconnus w et z se déroule comme suit. La première équation vient du fait que le critère de plasticité du sol ??? est tout juste atteint en w . On retrouve alors l'expression (38) où on introduit la valeur (47) de B . D'où :

$$W^3 = \frac{\Omega}{2\beta} Z^3 \quad (54)$$

La deuxième équation se déduit en remplaçant W dans l'équation (53) par la valeur ci-dessus ; il en résulte l'équation suivante sur Z :

$$\Sigma_4(Z, \Delta P) = \frac{\Delta P}{C} - \frac{4}{3} \ln \frac{\Omega Z^3}{2\beta} + \frac{3}{5} \frac{\Omega}{Z^2} - \frac{\Omega K}{\Omega + K} - \frac{4}{3} = 0 \quad (55)$$

Notons que le début de plastification de cette phase commence avec $Z = 1 + \frac{\Omega}{K}$.

On démontre facilement qu'on a $\Sigma_4(1 + \Omega/K, \Delta P) > 0$, $\Sigma_4(\infty, \Delta P) < 0$ et $\Sigma_4'(Z > 1 + \Omega/K) < 0$, l'équation ci-dessus admet donc une et une racine unique dans l'intervalle $(1 + \Omega/K, \infty)$.

De plus, l'hypothèse prise au départ ($2\beta \leq \Omega$) fait que z ne rattrape pas w , il n'y a donc pas d'autres phases.

6.5

Conditions mathématiques caractérisant les trois cas A, B et C

Dans ce paragraphe, on explicite les conditions d'inégalités mathématiques (données dans le tableau II) qui régissent chacun des trois cas.

Dans le traitement du cas A, la plastification du sol précède celle des boulons $\left(\frac{-X^{(A1)}}{X^{(B1)}} \leq X^{(B1)} = 1 + \frac{\Omega}{K} \right)$.

D'autre part, la plastification des boulons intervient à l'intérieur de la zone où le sol est en plasticité, autrement dit, après le croisement des rayons w et x ; cette condition est traduite mathématiquement par l'inégalité $1 + \frac{2\beta}{K} \leq 1 + \frac{\Omega}{K}$.

Pour le cas B, la plastification du sol précède également celle des boulons $\left(\frac{-X^{(A1)}}{X^{(B1)}} \leq 1 + \frac{\Omega}{K} \right)$. En revanche,

la plastification des boulons intervient dans la zone du comportement élastique du sol, soit avant le croisement des rayons w et x . Mathématiquement, cette condition s'écrit $1 + \frac{\Omega}{K} \leq 1 + \frac{2\beta}{K}$.

Contrairement aux cas A et B, dans le cas C la plastification des boulons précède celle du sol $\left(1 + \frac{\Omega}{K} \leq X^{(A1)} \right)$.

L'inégalité $X^{(A1)} \leq 1 + \frac{2\beta}{K}$ est quant à elle toujours valable ; elle découle de l'équation (30)

7

Comparaison avec des résultats numériques

On compare les résultats analytiques aux résultats numériques obtenus en utilisant un code de calcul tridimensionnel par différences finies nommé FLAC 3D (Coatzee *et al.*, 1993).

Les paramètres géométriques et géomécaniques, ainsi que le phasage des travaux s'inspirent d'un projet réel de tunnel (la traversée de Toulon, France) pour le passage dans des terrains meubles de qualité médiocre (Dias *et al.*, 1998).

Modèle numérique et paramètres de calcul

Dans les deux approches, on considère un tunnel profond circulaire de rayon $R = 5,8$ m creusé dans un massif supposé isotrope avec une pression géostatique initiale avant creusement P_∞ . Le sol est modélisé par un comportement élastoplastique parfait obéissant au critère de Tresca. La cohésion vaut $C = 0,2$ kPa, le module d'Young est de $E_s = 50$ MPa.

La comparaison est menée suivant deux valeurs du facteur de charge : $N = \frac{P_\infty}{C} = \frac{\Delta P}{C} = 4$ ou 6 .

Les boulons utilisés ont une section de $S_b = 1400$ mm², un module d'Young de $E_b = 20$ GPa, une limite élastique de $\sigma_{yb} = 500$ MPa et leur nombre en paroi est pris égal à $N_b = 52$ boulons. Leur longueur est supposée infinie dans l'approche analytique alors qu'elle est prise initialement égale à dix fois le diamètre du tunnel pour l'approche numérique.

La figure 6 montre le maillage 3D utilisé, qui tient compte de la symétrie du problème.

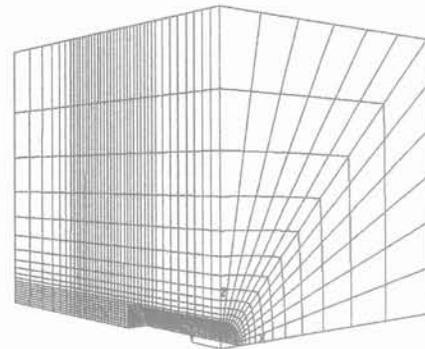


FIG. 6 Maillage tridimensionnel du modèle numérique.
Three dimensional mesh of the numerical model.

TABLEAU III Caractéristiques du revêtement béton (cas de l'approche numérique).

Module élastique E (MPa)	10 000
Coefficient de poisson	0,2
Épaisseur (m)	0,22
Densité (kg/m ³)	2 500

Pour l'approche numérique, l'excavation se déroule en 12 phases de 3 m chacune ; on suppose que le revêtement en béton du tunnel, dont les caractéristiques sont données dans le tableau III, a un comportement élastique linéaire et que sa pose a lieu au fur et à mesure de l'excavation, ce qui simule bien l'usage courant de prévoûtes dans la réalité.

La figure 7 présente la répartition des boulons au front et la figure 8 la modélisation quant aux boulons et l'interface avec le terrain.

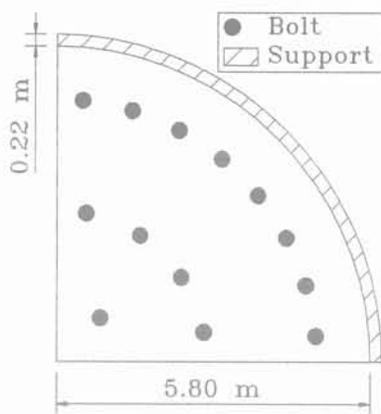


FIG. 7 Répartition des boulons au front (52 au total).
Emplacement of bolts at tunnel face (52 in total).

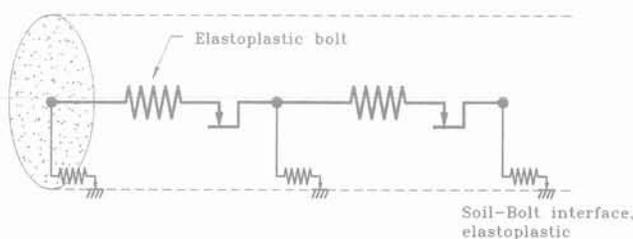


FIG. 8 Modélisation des boulons et du comportement d'interface sol/boulon.
Modelling of the behaviours of bolts and the bolt-ground interface.

7.2

Résultats et commentaires

La comparaison est menée sur la répartition de la traction le long d'un boulon et la valeur de l'extrusion au front, pour quatre valeurs de la résistance à l'arrachement R_a (kN/ml) : 25, 60, 100 et l'infini (i.e. adhérence parfaite).

En ce qui concerne l'extrusion au front, signalons que dans le cas de l'approche numérique, elle n'est pas constante mais varie le long de la paroi frontale (de 0 à R) alors que dans le cas de l'approche analytique, on calcule un déplacement moyen. Afin de les comparer, les valeurs d'extrusions obtenues numériquement ont donc été moyennées sur la surface totale du front du tunnel.

Les résultats obtenus sont donnés par les figures 9 à 12.

Au vu de ces résultats, on constate que le nouveau modèle analytique développé dans cet article prend bien en compte la mobilisation progressive de la traction des boulons à partir du front (sans plaque d'ancrage), et l'existence d'un pic à l'intérieur du massif (Figs. 9 et 10), ce qui n'est pas le cas avec le modèle de base à adhérence parfaite. Ainsi, l'estimation de la traction maximale est réellement meilleure : l'écart maximal entre les résultats numériques et analytiques avec adhérence non parfaite étant seulement de 5 % (courbes c et g : $N = 6$ et $R_a = 100$ kN/ml), alors que la comparaison avec les résultats analytiques à adhérence

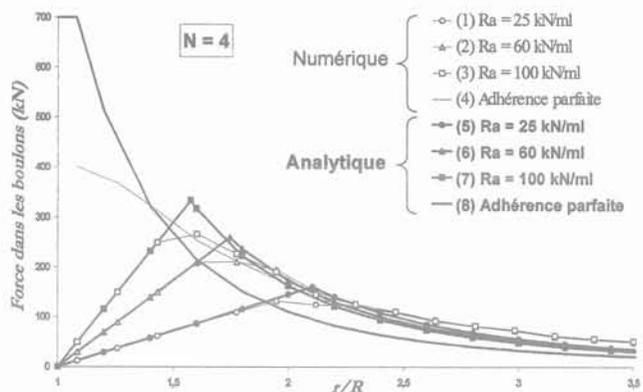


FIG. 9 $N = 4$ – Évolution de la traction le long du boulon pour différentes valeurs de la résistance à l'arrachement : comparaison entre modèle analytique et modèle numérique.

$N = 4$ – Evolution of the bolt tension profile for different pull-out strengths : comparison between analytical and numerical model.

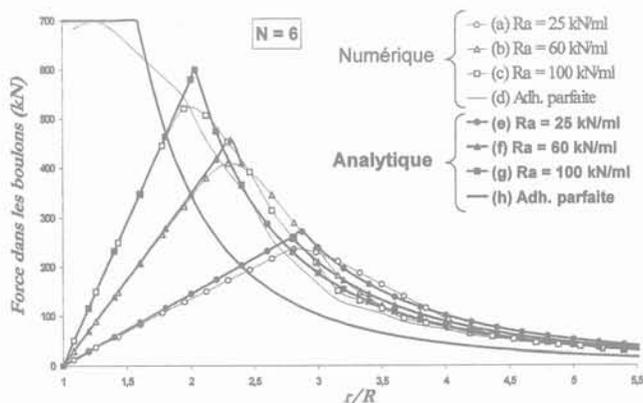


FIG. 10 $N = 6$ – Évolution de la traction le long du boulon pour différentes valeurs de la résistance à l'arrachement : comparaison entre modèle analytique et modèle numérique.

$N = 6$ – Evolution of the bolt tension profile for different pull-out strengths : comparison between analytical and numerical model.

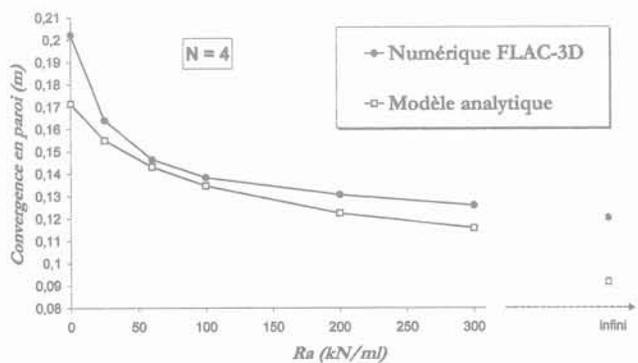


FIG. 11 $N = 4$ – Extrusion en paroi en fonction de la résistance à l'arrachement : comparaison entre modèle analytique et modèle numérique.

$N = 4$ – Face extrusion vs. pull-out strength : comparison between analytical and numerical model.

Retour d'expérience *in situ*

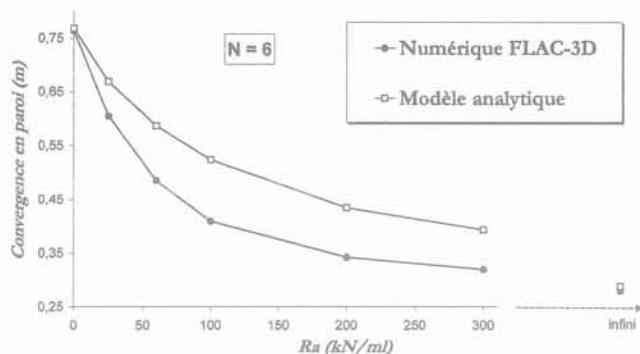


FIG. 12 N = 6 - Extrusion en paroi en fonction de la résistance à l'arrachement : comparaison entre modèle analytique et modèle numérique.

N = 6 - Face extrusion vs. pull-out strength : comparison between analytical and numerical model.

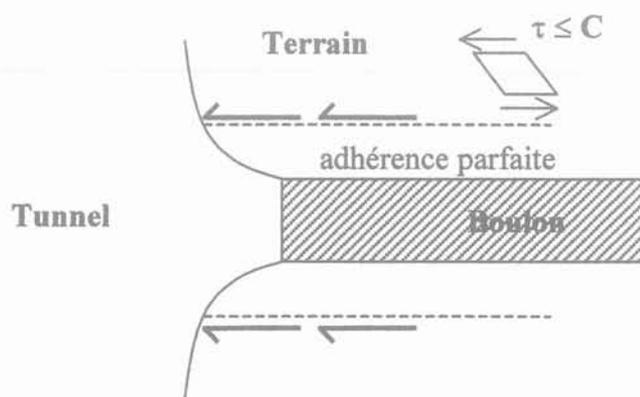


FIG. 13 Cas réel : limitation de la contrainte de cisaillement à l'interface boulon/sol par la cohésion du sol.

Real situation : upper bound of the shear stress at bolt-ground interface by the ground cohesion.

parfaite (courbe h) donne une surévaluation de la traction maximale de plus de 150 % pour le cas N = 6 et $R_a = 25$ kN/ml (courbe a).

Au-delà de la valeur maximale, l'allure générale de la répartition de la traction dans le boulon présente également une très bonne concordance comme le montrent bien les figures 9 et 10. Encore une fois, cela met en évidence le rôle important joué par le phénomène de l'adhérence non parfaite : le développement analytique présenté dans cet article est donc nécessaire.

Remarquons que, lors de la mise en place du boulonnage frontal sur chantier, même si l'injection est bien faite, assurant un bon contact entre le scellement du boulon et le sol (i.e. adhérence « parfaite » à l'interface), la résistance du sol (caractérisée par sa cohésion C) limite la contrainte de cisaillement au sein de celui-ci ; un glissement intervient dès lors que la contrainte de cisaillement dans le sol atteint sa cohésion. Par conséquent, la cohésion du sol pose une limite supérieure physique à la résistance à l'arrachement du boulon, indépendamment de la qualité du scellement (donc de l'adhérence limite q_s).

En février 1996 a débuté le chantier du tunnel de Tartaignille, l'un des premiers en France utilisant la technique du boulonnage du front de taille. A cause de problèmes de convergence et de chute de blocs (EMMC, 1998), de nombreux essais d'auscultation (convergence en paroi et extrusion du front) ont été réalisés tout au long du tunnel. Outre la richesse et l'excellente qualité des mesures, différentes campagnes de reconnaissance géotechnique ont également été effectuées permettant d'avoir une bonne appréciation des paramètres du sol.

8.1

Présentation générale du chantier

Le tunnel de Tartaignille, réalisé près de Montélimar (France), s'étend sur une longueur de 2 338 m en souterrain, sa couverture étant supérieure à 75 m sur 1 600 m et atteignant au maximum 137 m. L'excavation a débuté simultanément par les deux extrémités. Les différentes formations géologiques rencontrées sont présentées à la figure 14. La section du tunnel excavé est estimée à $S = 180$ m² ce qui correspond à un rayon moyen de $R = 7,4$ m. L'utilisation du boulonnage frontal en pleine section concerne le creusement dans les argiles marneuses du stampien inférieur entre les PM 495 et 1370.

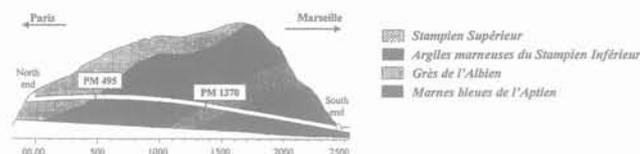


FIG. 14 Profil en long géologique du tunnel de Tartaignille. Longitudinal geological profile of Tartaignille Tunnel.

Caractéristiques du sol (valeurs du comité de pilotage)

Dans le cadre de l'étude de faisabilité de la méthode d'excavation en pleine section, de nouveaux essais ont été réalisés : essai au dilatomètre (vertical, horizontal), essai à la plaque $\varnothing 60$, essai au pressiomètre autoforeur... En raison d'une grande dispersion de ces résultats, on a choisi d'utiliser comme paramètres du sol ceux retenus par le comité de pilotage du chantier rappelés dans le tableau IV.

TABLEAU IV Paramètres de calcul retenus.

Module d'Young	$E = 400$ MPa
Cohésion	$C_u = 1,2$ MPa
Angle de frottement	$\varphi = 0^\circ$
Poids volumique	$\gamma = 21$ kN/m ³

Extrusomètres

Les données brutes de plusieurs extrusomètres (Jassinne, 1998) ont été récupérées et, après exploitation, il en ressort pour chacun plusieurs profils d'extrusion frontale du massif correspondant chacun à la perturbation due au creusement entre des intervalles différents. Afin d'apprécier le degré de précision de ce modèle et de délimiter son domaine de validité, il apparaît intéressant de comparer ces profils à ceux obtenus à l'aide du modèle analytique. La confrontation des résultats est menée seulement à partir de deux extrusomètres (n° 1 et n° 2), les observations *in situ* montrant que les autres étaient situés dans un terrain fortement hétérogène (Wong *et al.*, 1999).

Ces extrusomètres se situant à une profondeur d'environ $H = 110$ m, la pression géostatique vaut donc $P_{\infty} = 2,3$ MPa. Les boulons utilisés pour ce chantier ont les caractéristiques suivantes : $S_b = 840$ mm², $E_b = 40$ GPa, $\sigma_{yb} = 1\ 000$ MPa. Le nombre de boulons mis en place en paroi vaut $N_b^1 = 123$ pour l'extrusomètre n° 1 et $N_b^2 = 153$ pour le n° 2, soient des densités $d_b^1 = 0,715$ et $d_b^2 = 0,889$ boulon/m². A défaut de connaître la valeur réelle du seuil de contrainte de scellement q_s (issu par exemple des résultats d'essais d'arrachement *in situ*), on la prend égale à la cohésion du sol (§ 7.2). Le diamètre du forage (diamètre du cylindre d'interface scellement-terrain) vaut $D_{scell} = 10$ cm ; d'où une valeur estimative de la résistance à l'arrachement du boulon : $R_a = \pi D_{scell} C = 377$ kN/ml. (Cf. formule (5)).

8.2

Confrontation des résultats et commentaires

Les résultats obtenus après confrontation entre les prévisions analytiques et les données *in situ* recueillies par les deux extrusomètres sont présentés sur les figures 15 et 16.

Remarquons pour commencer que les profils d'extrusion mesurés *in situ* forment une famille de courbes se situant dans une zone très étroite montrant une excellente cohérence des mesures. En effet, la valeur d'extrusion en paroi est comprise entre 25 et 30 mm (soit 20 % d'écart entre la valeur minimale et la valeur maximale) pour l'extrusomètre n° 1, et elle est d'environ 30 mm (avec 5 % de dispersion) pour l'extrusomètre n° 2. Ceci met en évidence une bonne homogénéité du terrain dans le tronçon considéré ; les conditions *in situ* se rapprochent donc bien des hypothèses faites sur le modèle théorique. De plus, l'allure générale de la courbe d'extrusion qui peut être tirée de la superposition des courbes a la même tendance pour les deux extrusomètres. Enfin, l'analyse de ces profils d'extrusion montre l'existence d'une zone critique, s'étendant sur une distance de l'ordre du diamètre du tunnel, au-delà de laquelle le massif ne semble pas perturbé par l'excavation. Cette observation est cohérente avec le retour d'expérience général.

Au niveau de la comparaison, les prédictions d'extrusions du modèle sont remarquables puisqu'elles sont très proches de celles réellement observées. En effet, le calcul avec les paramètres les plus probables, selon le comité de pilotage donne une extrusion en paroi d'environ 32 mm pour les deux cas de figure considérés, soit une erreur relative maximale inférieure à 25 %. De plus, l'allure de la décroissance est assez proche de la forme prédite par le modèle, du moins à

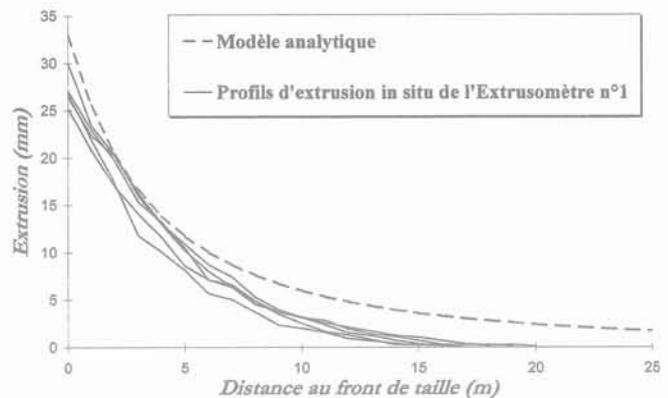


FIG. 15 Confrontation des résultats entre les mesures de l'extrusomètre n° 1 et le modèle analytique.

Comparison between *in situ* data from extrusometer n° 1 and the analytical model.

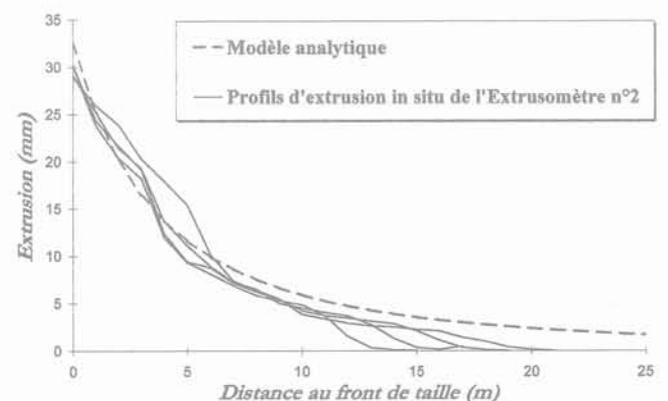


FIG. 16 Confrontation des résultats entre les mesures de l'extrusomètre n° 2 et le modèle analytique.

Comparison between *in situ* data from extrusometer n° 2 and the analytical model.

l'intérieur de la zone d'influence. Au-delà de cette distance, une divergence commence à apparaître. La nullité de l'extrusion n'est théoriquement atteinte qu'à l'infini en raison des hypothèses inhérentes à ce genre de modèles analytiques simplifiés alors que l'extrusion mesurée est par hypothèse prise comme nulle au point d'ancrage. Néanmoins, n'étant plus dans la zone critique, cette divergence n'a aucune conséquence pratique.

Il convient toutefois de se garder d'une généralisation immédiate de la portée de cette première comparaison, réalisée pour un site spécifique avec un jeu de caractéristiques géomécaniques particulières. A cela s'ajoute les difficultés habituelles dans l'interprétation des campagnes de reconnaissance et les dispersions usuelles des résultats de mesures. Une partie de ces difficultés provient d'un certain degré d'hétérogénéité « naturelle » du terrain *in situ*. Davantage d'observations de chantiers réels sont donc nécessaires pour mieux comprendre toutes les finesses du comportement d'un tel ouvrage et affiner les conclusions de cette première étude, et éventuellement apporter des améliorations au modèle théorique. Dans cet objectif, les essais en laboratoire avec un matériau artificiel homogène sous conditions contrôlées pourront compléter

avantageusement les observations *in situ*. C'est pourquoi une étude expérimentale sur modèle réduit sous gravité terrestre est actuellement en cours de réalisation. Les résultats attendus devraient permettre de quantifier, grâce à une instrumentation appropriée, les mouvements à l'intérieur du massif, sous conditions contrôlées, et ainsi d'apprécier l'efficacité réelle des boulons.

9

Abaques de prédimensionnement

Les bons résultats des comparaisons menées avec un calcul numérique et des données *in situ* donnent une certaine confiance dans la validité et donc l'applicabilité de notre modèle théorique. C'est pourquoi différents abaques de prédimensionnement du boulonnage sont ici présentés montrant l'utilité du modèle.

Les figures 17 à 19 permettent un prédimensionnement rapide du boulonnage au front de taille en considérant que l'on veuille rester dans le domaine élastique des boulons, pour trois valeurs du paramètre K (1,5, 2,5 et 4).

Les courbes pleines sont tracées à P^* fixé, en supposant que Ω est suffisamment grand pour que les boulons restent indéfiniment élastiques. Celles-ci sont donc valables tant que la limite élastique des boulons σ_{yb} n'est pas atteinte, c'est-à-dire tant que l'on se place à gauche de la courbe pointillée pour Ω donné. En effet, ces dernières représentent la valeur de la convergence lorsque les boulons plastifient.

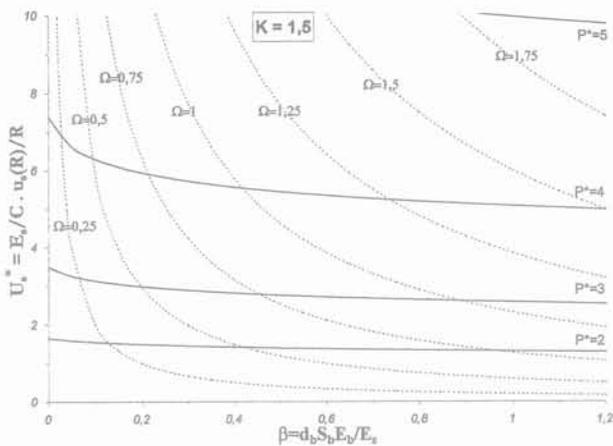


FIG. 17 Abaque de prédimensionnement du boulonnage pour $K = 1,5$. Preliminary design chart of bolts for $K = 1,5$.

Le principe d'utilisation de tels abaques est illustré par l'exemple qui suit. Pour un projet de tunnel de rayon $R = 5$ m creusé dans un sol tel que $E_s = 200$ MPa et $C = 200$ kPa à une profondeur $H = 40$ m (soit $P^* = \gamma H/C = 4$, en supposant que $\gamma = 20$ kN/m³), on désire limiter la valeur de la convergence moyenne en paroi à 3 cm (i.e.)

$\epsilon_{\text{paroi}} = 1,2$ %), ce qui correspond à $U^* = \frac{E_s}{C} \frac{u(R)}{R} = 6$, afin

d'éviter tout tassement important en surface. En prenant une résistance à l'arrachement du boulon égale à $R_a = 100$ kN/ml et une densité de boulonnage $d_b = 1$ boulon/m, alors on obtient $K = 2,5$. Ces valeurs de U^* , P^* et K correspondent au point π sur l'abaque de la figure 18.

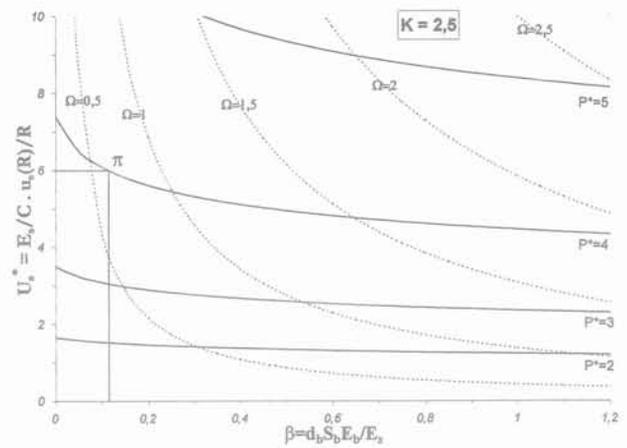


FIG. 18 Abaque de prédimensionnement du boulonnage pour $K = 2,5$. Preliminary design chart of bolts for $K = 2,5$.

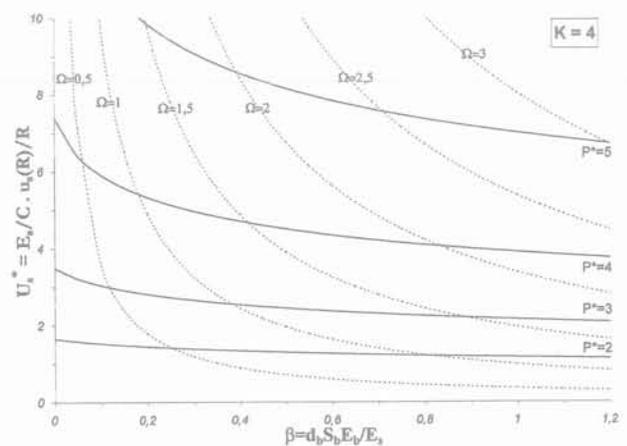


FIG. 19 Abaque de prédimensionnement du boulonnage pour $K = 4$. Preliminary design chart of bolts for $K = 4$.

D'où la valeur minimale de $\beta = 0,13$. Cette condition est satisfaite pour un boulonnage vérifiant $S_b = 1\,400$ mm, $E_b = 20$ GPa et $\sigma_{yb} = 500$ MPa. Ces paramètres fixent également la valeur de Ω , ici 3,5. Le point π étant bien à gauche de la courbe pour laquelle $\Omega = 3,5$, les boulons restent donc élastiques pour le cas de chargement considéré.

10

Conclusion

Pour compléter les approches types « stabilité », un modèle théorique original sur le comportement du front de taille d'un tunnel renforcé par du boulonnage a été proposé, en s'appuyant sur de précédents travaux. Ce nouveau modèle permet de prendre en compte une limite d'adhérence de l'interface boulon/sol, qui pose une limite supérieure à l'effet de renforcement du boulonnage. Ceci permet une meilleure évaluation de la traction (valeur maximale et répartition) du boulon, et par conséquent du champ de déplacement du massif, qui sont deux paramètres essentiels pour le dimension-

TABLEAU V Récapitulatif des principaux résultats pour les cas B et C.

	Cas B : $X^{(A1)} < 1 + \Omega/K < 1 + 2\beta/K$	Cas C : $X^{(A1)} > 1 + \Omega/K$
Seuils de chargement	$\Delta P^{(B1)} = \Delta P^{(A1)}$ $\Delta P^{(B2)} = \Delta P^{(A3)}$ $\Delta P^{(B3)} = \frac{4C}{3} + 4CLn \left[1 + \frac{\Omega}{K} \right] + \frac{\Omega KC}{\Omega + K} \left[1 - \frac{3}{5} \frac{\Omega^{2/3} K}{(2\beta)^{2/3} (\Omega + K)} \right]$	$\Delta P^{(C1)} = \frac{\Omega CK^2}{(\Omega + K)^2} \left[\frac{2}{3\beta} \frac{(\Omega + K)^5}{K^5} + \frac{\Omega}{K} + \frac{2}{5} \right]$ $\Delta P^{(C2)} = \frac{4C}{3} + \frac{\Omega CK}{\Omega + K} - \frac{3\Omega^{5/3} C}{5(2\beta)^{2/3}}$ $\Delta P^{(C3)} = \Delta P^{(B3)}$
Phase B1/C1 $0 < \Delta P < \Delta P^{(1)}$		$\frac{\Delta P}{C} = \frac{K(X-1)}{X^2} \left[\frac{2}{3} \frac{X^3}{\beta} + X + \frac{3}{5} \right]$ $U(R) = -\frac{CRK}{2\beta E_s} (X-1)X^3$ $T_b^{max} = \frac{C}{d_b} K(X-1)X^3 \text{ en } X$
Phase B2/C2 $\Delta P^{(1)} \leq \Delta P < \Delta P^{(2)}$	$\frac{\Delta P}{C} = \frac{4}{3} + \frac{4}{3} Ln \left[\frac{KX^3(X-1)}{2\beta} \right] + K \left[1 + \frac{3-8X}{5X^2} \right]$ $W^3 = \frac{K}{2\beta} (X-1)X^3$ $U(R) = -\frac{CRK}{2\beta E_s} (X-1)X^3$ $T_b^{max} = \frac{C}{d_b} K(X-1)X^3 \text{ en } X$	$\frac{\Delta P}{C} = \frac{2}{3} \frac{\Omega}{\beta} Z^2 + \frac{\Omega K}{\Omega + K} - \frac{3}{5} \frac{\Omega}{Z^2}$ $X = 1 + \frac{\Omega}{K}$ $U(R) = -\frac{\Omega CR}{2\beta E_s} Z^3$ $T_b^{max} = \frac{\Omega C}{d_b} \text{ dans la zone } PL_b$
Phase B3/C3 $\Delta P^{(2)} \leq \Delta P < \Delta P^{(3)}$		$\frac{\Delta P}{C} = \frac{4}{3} + \frac{4}{3} Ln \left[\frac{\Omega Z^3}{2\beta} \right] - \frac{3}{5} \frac{\Omega}{Z^2} + \frac{\Omega K}{\Omega + K}$ $X = 1 + \frac{\Omega}{K} \quad W^3 = \frac{\Omega}{2\beta} Z^3$ $U(R) = -\frac{\Omega CR}{2\beta E_s} Z^3$ $T_b^{max} = \frac{\Omega C}{d_b} \text{ dans la zone } PL_b$
Phase B4/C4 $\Delta P^{(3)} \leq \Delta P < P_x$	Mêmes expressions que pour la phase B3/C3 sauf que la traction maximale est dans la zone PL_e/PL_b .	

nement de l'ouvrage. Malgré cette complexité supplémentaire, une solution analytique a pu être établie, préservant ainsi tous les avantages liés au caractère explicite de la solution (voir par exemple Bérest, 1989).

Afin de mieux apprécier le domaine de validité du modèle proposé, ses prédictions sont confrontées d'abord à celles obtenues par une approche numérique tridimensionnelle, où chacun des boulons est modélisé individuellement par des éléments du type linéique avec prise en compte d'un comportement d'interface

élastique parfaitement plastique. Les comparaisons sont ensuite menées avec des mesures *in situ* en provenance d'un chantier réel en cours de construction (au moment où l'étude est réalisée).

Sans oublier de préciser la portée encore limitée de cette première étude comparative, le haut degré de concordance obtenu est très encourageant, et incite à poursuivre ces travaux de recherche. Cette validation, bien qu'elle soit encore partielle, donne de la confiance dans l'applicabilité du modèle proposé, et confirme son

utilité en tant qu'outil de prédimensionnement, très précieux au stade préliminaire de l'étude. En effet, sa performance (calcul quasi instantané) le rend particulièrement apte à effectuer des études de sensibilité des paramètres, avant de procéder à un dimensionnement précis et détaillé à l'aide des calculs numériques plus complexes et plus coûteux.

Enfin, soulignons que le modèle analytique proposé ici fait partie d'une démarche globale du problème faisant intervenir quatre types d'approches :

- modèles théoriques ;
- modèles numériques ;
- retour d'expériences *in situ* ;
- expérimentation en laboratoire,

visant *in fine* à une meilleure compréhension du comportement de l'ouvrage et à un aboutissement des outils et règles de dimensionnement fiables. Ces approches font l'objet des travaux de recherche concertés entre les deux instituts cosignataires de la présente publication et le Centre d'études des tunnels (CETU).

REMERCIEMENTS

Les auteurs voudraient remercier Monsieur P. Dubois du CETU pour les discussions intéressantes et son soutien lors du démarrage de cette série de travaux de recherche.

Annexe : résultats principaux des cas B et C

Les scénarios (séquence d'apparition des zones plastiques) des cas B et C sont résumés dans les deux figures suivantes.

Les expressions principales (pressions critiques marquant le passage d'une phase à l'autre, équations définissant l'évolution des rayons x , w et z) sont don-

nées dans le tableau V ainsi que, pour chaque phase, les valeurs de la convergence en paroi $U(R)$ et de la traction maximale T_b^{\max} dans le boulon.

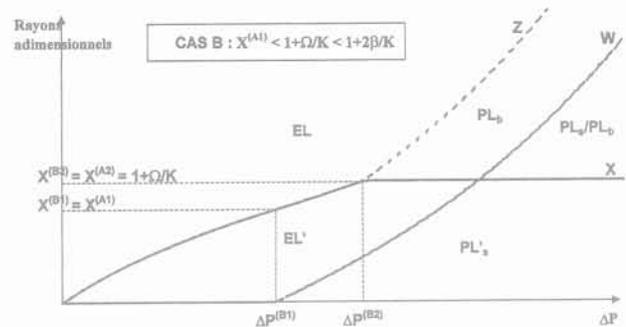


FIG. A1 CAS B - Évolution des rayons adimensionnels X , W et Z en fonction du chargement ΔP .
CASE B - Evolution of the dimensionless radii X , W and Z vs. loading parameter ΔP .

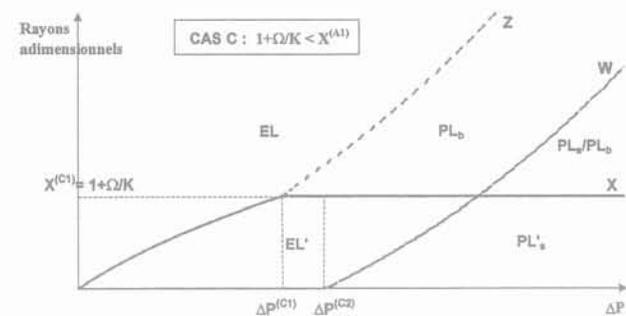


FIG. A2 CAS C - Évolution des rayons adimensionnels X , W et Z en fonction du chargement ΔP .
CASE C - Evolution of the dimensionless radii X , W and Z vs. loading parameter ΔP .

- Bérest P. - « Problèmes de mécanique associés au stockage souterrain. » Doctorate Thesis, École nationale supérieure des mines de Paris, 1989, 361 p.
- Coatze M.J., Hart R.D., Varona P.M., Cundall A. - *FLAC Basics*, Itasca, Minneapolis, 1993.
- Dias D., Subrin D., Wong H., Dubois P., Kastner R. - « Behaviour of a tunnel face reinforced by bolts : comparison between analytical - numerical models. » *The Geotechnics of Hard Soils - Soft Rocks*, Proc. IInd Int. Conf., Napoli 12-14 oct. 1998, p. 961-972.
- E.M.M.C. - « Tartaignille : une nouvelle méthode », *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, vol. 145, jan.-fév. 1998, p. 29-31.
- Egger P., Subrin D., Wong H. - « Behaviour of a tunnel head reinforced by bolting : experimental study and theoretical modelling. » Proc. 9th Int. Congr. Soc. Rock. Mech., Paris, 1999.
- Greuell E. - « Étude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres par une méthode d'homogénéisation. » Doctorate Thesis, École polytechnique, Palaiseau, 1993.
- Indraratna B. - « Effect of bolts on failure modes near tunnel openings in soft rock. » *Geotechnique*, vol. 43, 1993, p. 433-442.
- Indraratna B., Kaiser P.K. - « Analytical model for the design of grouted rock bolts. » *Int. J. Num. & Anal. Methods in Geomech.*, vol. 14, 1990, p. 227-251.
- Jassionnesse C. - « Contrôle de la déformation du massif renforcé par boulonnage au front de taille d'un tunnel. Étude d'un cas réel en site urbain : exploitation des mesures et modélisation par une méthode d'homogénéisation. » Doctorate Thesis, Institut national des sciences appliquées, Lyon, 1998, 233 p.
- Jassionnesse C., Dubois P., Saïtta A. - « Tunnel face reinforcement by bolting, soil bolts homogenization strain approach. » Proc. Symp. On Geotechnical Aspects of Underground Constructions in Soft Ground, London, 15-17 April 1996, Ed. Balkema Rotterdam, p. 373-378.
- Labioussse V. - Étude par convergence-confinement du boulonnage à ancrage ponctuel comme soutènement de tunnels profonds creusés dans la roche. » *Revue française de Géotechnique*, vol. 65, 1994, p. 17-28.
- Lunardi P. - « Fiber-glass tubes to stabilise the face of tunnels in difficult cohesive soils. » SAIE - Seminar The Application of Fiber Reinforced Plastics (FRP) in civil structural engineering, Bologna, Italy, 1993.
- Lunardi P. - « Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols : présoutènement et préconfinement. » *Revue française de Géotechnique*, vol. 80, 1997, p. 17-34.
- Peila D., Oreste P.P., Pelizza S., Poma A. - « Study of the influence of sub-horizontal fiber-glass pipes on the stability of a tunnel face. » Proc. Conf. North American Tunneling'96, Washington, Ed. Balkema, Rotterdam, 1996.
- Spang K., Egger P. - « Action of fully-grouted bolts in jointed rock and factors of influence. » *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 23, 1990, p. 201-229.
- Stille H., Holmberg M., Nord G. - « Support of weak rock with grouted bolts and shotcrete. » *Int. J. Rock Mech. Mining Sciences & Geomech.*, vol. 26, 1989, p. 99-113.
- Subrin D. - « Étude du comportement du front de taille d'un tunnel renforcé par des inclusions en fibre de verre, par voie analytique. » Mémoire de DEA, École nationale des travaux publics de l'État, Lyon, 1997, 129 p.
- Wong H., Doanh T. - « EXTRUSION* Computer program and accompanying user manual. » École nationale des travaux publics de l'État, Lyon, 1997.
- Wong H., Jassionnesse C. - « Stabilité du front d'un tunnel renforcé par du boulonnage en fibre de verre, modèle analytique. » Proc. Symp. GEO, Aussois, France, 1996.
- Wong H., Larue E. - « Modelling of bolting support in tunnels taking account of non-simultaneous yielding of bolts and ground. » *The Geotechnics of Hard Soils - Soft Rocks*, Proc. IInd Int. Conf., Napoli 12-14 oct. 1998, p. 1027-1038.
- Wong H., Subrin D., Dias D. - « Extrusion movements of a tunnel head reinforced by finite length bolts - a closed form solution using homogenisation approach. » *Int. J. of Num. & Anal. Meth. in Geomech.*, 1999, 20 p.
- Wong H., Subrin D., Dubois P. - « Mouvements en avant du front de taille d'un tunnel renforcé par boulonnage : influence du comportement du sol. » Proc. Symp. GEO, Aussois, France, 24-28 nov. 1997.
- Wong H., Subrin D., Jassionnesse C. - « Comportement du front d'un tunnel renforcé par du boulonnage en fibre de verre, modèle analytique. » *Géomatériaux-Environnement-Ouvrages*, vol. 2 *Ouvrages, Géomatériaux et Interactions*, Ed. Hermès, France, 1998, p. 133-147.
- Wong H., Trompille V., Subrin D., Guilloux A. - « Tunnel face reinforced by longitudinal bolts : analytical model and *in situ* data. » Proc. Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tokyo, 1999.

Tenue d'ancrages LMS sur fonds coralliens indurés

M.P. LUONG

P. HABIB

Laboratoire de Mécanique
des Solides,
CNRS UMR 7649,
École polytechnique,
91128 Palaiseau Cedex

Résumé

Cet article rapporte une expérimentation en vraie grandeur d'un système d'ancrage LMS à forte capacité de tenue dans un fond marin constitué de calcaires coralliens indurés de la Polynésie française. Les résultats ont mis en évidence la possibilité de reprise des efforts dans des zones où la compacité du terrain exclut la mise en œuvre des ancres marines traditionnelles. La sécurité de tenue ne dépend pratiquement pas de la couche superficielle souvent hétérogène. La reprise des efforts verticaux réduit très sensiblement la longueur des lignes de mouillage. Le poids réduit de l'ancrage, grâce à une efficacité exceptionnelle (> 100), est un avantage technique et économique de mise en œuvre, extrêmement appréciable par rapport aux ancres marines de type classique.

Holding performance of LMS anchoring systems in hard coral seafloors

Abstract

Anchorage problems are evidently important for the security of vessels, crane barges, with more recent applications in offshore drilling or hydrocarbon production platforms which need high holding power anchoring systems. This paper reports an installation procedure using standard pile driving techniques and full scale testing of a high holding power anchoring system casted in hard coral seafloor areas in French Polynesia. The tested anchoring systems resist loading in any direction, particularly uplift, and offer extremely high holding capacity to size ratios. Where space is limited and drag or clump anchors or stake piles are unsuitable, these small inexpensive anchoring systems can provide very large holding capacities and be installed with readily available marine standard equipment.

Introduction

L'intensification des travaux en mer d'une ampleur de plus en plus importante a créé des besoins nouveaux en matière d'ancrage sur fonds marins de nature diverse et variée. L'extrapolation en poids des ancrs classiques de marine a permis de faire face à l'augmentation progressive de la taille des supports flottants. Cependant certains cas nécessitent des efforts verticaux importants en point fixe. Ce qui impose un dispositif spécial foncé verticalement dans le sol à l'aide d'un appareil de fonçage traditionnel.

Cet article présente l'expérimentation en vraie grandeur et en milieu marin d'un système d'ancrage spécifique à forte capacité de tenue, conduite dans un fond constitué de calcaires coralliens indurés.

Description du système d'ancrage

Le système d'ancrage expérimenté fait partie d'une famille d'ancrages de haute capacité de tenue (Habib et Luong, 1978 ; Habib et Luong, 1980 ; Habib et Luong, 1982 ; Habib *et al.* 1982 ; Habib et Luong, 1987 ; Luong et Habib, 1984). Il se présente sous la forme d'une poutre centrale très robuste sur laquelle sont rattachés (Figs. 1 et 2) :

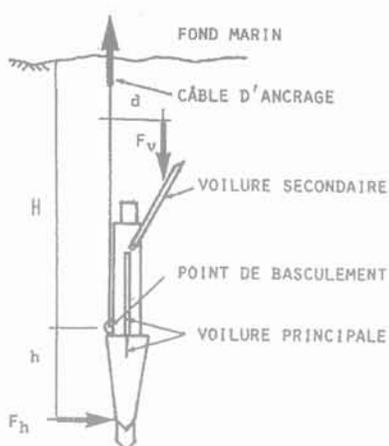


FIG. 1 Description et caractéristiques géométriques du système d'ancrage à forte capacité de tenue testé.

Description and geometrical characteristics of the tested high holding capacity anchoring system.

– A sa partie supérieure :

- a) une enclume de battage et un axe assurant le guidage et la jonction avec le faux pieu de battage,
- b) une voileure secondaire articulée ou voileure de basculement ;

– A sa partie inférieure et médiane :

- a) une voileure principale de reprise des efforts de butée dans le terrain ; la partie inférieure de cette voileure peut être constituée par un caisson profilé qui comporte à sa partie basse un outil perforant,



FIG. 2 Système d'ancrage à forte capacité de tenue expérimenté en vraie grandeur en fonds marins coralliens.

Full scale experimentation of a high holding capacity anchoring system in coral seafloor.

b) un axe de jonction du câble d'ancrage assure la liaison avec la ligne de mouillage ; le basculement de l'ancre se fait autour de cet axe.

Mise en œuvre

La mise en œuvre se fait par battage à l'aide d'un faux pieu (Fig. 3) qui, après l'enfouissement de l'ancre à la profondeur requise, est déconnecté de celle-ci et récupéré par un marteau vibrant. La voileure secondaire ou voileure de basculement, située sur la partie supérieure de l'ancre, favorise et assure son basculement quand une tension est exercée sur le câble de traction. La tension minimale pour passer de la position verticale de l'ancre à une position inclinée propice à la mobilisation de la butée du sol doit correspondre à une force supérieure au frottement latéral qui s'exerce sur la partie antérieure de l'ancre au contact du sol non remanié.

Tenue de l'ancrage

La tenue de l'ancrage est classiquement définie par la force maximale de traction pouvant être exercée sur la ligne d'ancrage. En fait, la résistance maximale de l'ancrage est donnée par la tension de la ligne d'ancrage au niveau de son point de fixation avec la structure d'ancrage, qui provoque la rupture du sol au voisinage de l'ancrage. Elle dépend principalement des propriétés mécaniques du sol adjacent, de la profondeur d'enfouissement, de la surface active de l'ancrage et de la rugosité de cette surface (Bemben *et al.*, 1973).



FIG. 3 Mise en œuvre du système d'ancrage à forte capacité de tenue par battage usuel à l'aide d'un faux pieu tubulaire récupérable en fin d'opération.
Installation of the high holding capacity anchoring system using standard pile driving techniques with a follower, recovered after installation.

De très nombreux essais en laboratoire et en place ont mis en évidence deux principaux mécanismes de rupture caractérisant le volume de sol mis à contribution :

- mobilisation de la butée du sol par un mécanisme souterrain conférant un ancrage stable ;
- mobilisation d'un cône d'influence par un mécanisme superficiel pouvant conduire à un ancrage instable.

L'expérience montre que l'effet du mécanisme souterrain se manifeste pour des profondeurs d'enfouissement de l'ordre de quatre ou cinq fois la longueur totale de l'ancre. La tenue d'un ancrage est une fonction rapidement croissante de la profondeur d'enfouissement et peut très largement masquer le rôle des autres paramètres. Les tenues d'un ancrage enfoui dans un massif pulvérulent (sables, graviers) T_p et dans un sol argileux T_a sont respectivement données en première approximation par les expressions :

$$T_p = \gamma \cdot H \cdot S \cdot A_p$$

$$T_a = c \cdot S \cdot A_a$$

où γ est le poids volumique déjaugé du sol ;

- H la profondeur d'enfouissement définie comme étant la profondeur sous la surface initiale du sol du barycentre G des efforts appliqués à l'ancre (la position du barycentre est fonction du type de sol d'ancrage) ;
- S la surface de la voilure efficace (dont la valeur peut être fonction du type de terrain d'ancrage) ;
- A_p un coefficient d'ancrage adimensionnel fonction des caractéristiques mécaniques du sol pulvérulent (frottement, compacité...) et de la profondeur relative d'enfouissement ; ce coefficient

d'ancrage est déterminé expérimentalement à partir d'essais dans différents types de sols sableux ou graveleux avec des ancrages de géométries variées ;

- A_a un coefficient d'ancrage adimensionnel fonction des caractéristiques mécaniques du sol argileux (compacité, surconsolidation...) ; ce coefficient d'ancrage est déterminé expérimentalement à partir d'essais dans différents types de sols argileux avec des ancrages de géométries diverses et variées.

5

Tests d'ancrage

Pour évaluer la performance mécanique de l'ancrage, des essais de traction verticale ont été conduits à partir d'une gabarre portuaire correctement ancrée sur l'arrière (Fig. 4). La traction verticale sur le système d'ancrage installé est assurée par virage au treuil à vitesse constante et est mesurée par un capteur de force sur la ligne de traction.

L'instrumentation a été assurée par un dynamomètre en ligne dans la partie située sur le pont. L'enregistrement continu du signal donne la tension sur l'ancrage malgré les mouvements irréguliers du navire dans la houle. Les résultats obtenus (tableau I) lors de ces essais de traction verticale dans un sol induré correspondant à des efforts évidemment bien supérieurs à ceux prévus par la similitude avec les essais effectués en laboratoire dans un sable fin homogène et sans cohésion. Les essais de traction ont été faits deux fois à



FIG. 4 Évaluation en vraie grandeur de la performance mécanique d'un système d'ancrage à forte capacité de tenue. Full scale proof experimentation on high holding capacity anchoring system.

3 mois d'intervalle. Des forces plus grandes auraient cassé les orins.

6

Conclusion

Les performances de ce système d'ancrage à forte capacité de tenue sont remarquables. Les tests de performance mécanique en vraie grandeur réalisés sur site ont permis de mettre en évidence que :

- a) la reprise des efforts est possible dans des zones où la compacité du terrain exclut la mise en œuvre d'ancres marines traditionnelles ;
- b) la sécurité de tenue est pratiquement indépendante de la couche superficielle qui, très souvent, est hétérogène ;

c) la possibilité de reprise des composantes verticales d'efforts permet de réduire la longueur des lignes de mouillage ;

d) le poids réduit de l'ancrage lui confère un excellent coefficient d'efficacité : une tenue verticale de 390 kN (limite respectée pour éviter la rupture de l'orin) pour un poids de l'ancre de 800 N correspond à une efficacité de 487. Ces résultats ont été confirmés par des essais similaires effectués par des chercheurs de la marine américaine avec des systèmes d'ancrage de nature équivalente (Bowman *et al.*, 1994).

Bibliographie

- Bemben S.M., Kalajian E.H, Kupperman M. – *The holding capacity of marine anchors in sand and clay subject to static and cyclic loading*, 5th Offshore Technology Conference, Houston, Texas, vol. 2, 1973, p. 871-880.
- Bowman L.E., Forest J., Taylor R.J., Seelig B. – *Pile-driven plate anchors for fleet moorings*. 26th Offshore Technology Conference, Houston, Texas, vol. 1, 1994, p. 225-232.
- Habib P., Luong M.P. – Nouveau système d'ancrage. Brevet IFP, BF, n° EN 78.13299, 1978.
- Habib P., Luong M.P. – Nouveau procédé d'ancrage et dispositifs pour sa mise en œuvre. Brevet ARMINES, BF n° 880.17491, 1980.
- Habib P., Luong M.P. – Anchoring system. Brevet IFP, United States Patent n° 4, 346, 663, 1982.
- Habib P., Luong M.P. – Articulate element anchorage device having a cranted shape. Brevet IFP-ARMINES, United States Patent n° 4, 688, 360, 1987.
- Habib P., Luong M.P. – Fondations ancrées précontraintes pour pylônes électriques – Prestressed anchored foundations for electric pylons. 12th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brasil, August, Balkema, vol. 5, 1989, p. 2991-2992.
- Habib P., Le Tirant P., Luong M.P. – « Hanchors and model tests of high-capacity anchorings, Geotechnics in a marine environment. » *Bulletin technique du Bureau Veritas*, English issue, January, vol. 11, n° 1, 1982, p. 5-15.
- Habib P., Luong M.P., Martin A. – *Ancrages marins en sols coralliens indurés – Marine anchors in indured coral seafloors*. 12th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brasil, August, Balkema, vol. 2, 1989, p. 1017-1018.
- Luong M.P., Habib P. – Dispositif d'ancrage à élément articulé ayant une forme coudée. Brevet IFP-ARMINES, BF n° 84.07281, 1984.

TABLEAU I Capacité d'ancrage testée verticalement. Anchoring capacity proof tested vertically.

Types d'ancrage	Tenue d'ancrage (charge de service) kN	Force maximale du test sans rupture 3 mois après kN	Enfouissement m
LMS 4/2	>60	114	3,00
LMS 4/2	>60	114	3,00
LMS 4/2	>60	94	4,30
LMS 4/2	>60	98	4,50
LMS 4/2	>60	96	6,20
LMS 4/3	>200	390	6,00

Paroi tirantée et clouée à Beyrouth

J.-B. ESTA

*Ingénieur Civil
des Ponts et Chaussées,
Professeur à titre personnel
à l'École supérieure
d'ingénieurs de Beyrouth*

Résumé

L'auteur expose le confortement par clouage d'une des fouilles les plus profondes exécutées dans Beyrouth de l'après-guerre.
Au clouage proprement dit ont été associés des tirants précontraints pour limiter les déplacements en tête de la paroi au droit de laquelle existent des bâtiments de 9 à 15 étages.

Anchored and nailed facing at Beirut

Abstract

The author exposes the retaining by nailing to one of the deepest excavation executed in Beirut of the after war (max. height 23 m).
To the properly so called nailing, prestressed anchors were associated to limit any deformations at the top of the nailed facing where 9 to 15 storied buildings exist.

Introduction

La destruction du centre de Beyrouth durant la guerre de 1975-1990 a provoqué l'émergence de plusieurs agglomérations commerciales de part et d'autre de la ligne de démarcation qui coupait la ville. Au lendemain de l'arrêt des combats en 1990 un nouveau plan fut établi pour la reconstruction du centre de Beyrouth dont l'achèvement était programmé au mieux pour l'an 2010. Cela favorisa encore plus le développement des agglomérations commerciales créées durant la guerre, et un effort certain fut développé dans ces zones : la rue Verdun à l'ouest de Beyrouth en est un exemple frappant.

Par ailleurs les lois de l'urbanisme aidant, les nouveaux immeubles commerciaux furent dotés de sous-sols profonds, et rares sont ceux qui, construits après 1990, n'en possèdent au moins quatre.

Toutefois, leur mitoyenneté avec des immeubles plus ou moins récents comportant au plus trois sous-sols entraîne des frais supplémentaires souvent importants pour le soutènement qu'il convient de minimiser.

Le cas exposé ici est celui du Centre Verdun 732 situé sur la rue Verdun. Ce Centre doit être construit sur une parcelle de 80 x 40 m² et comprend à l'arrière une tour de 18 étages et, sur la rue elle-même, quatre étages commerciaux, les sous-sols étant au nombre de six.



FIG. 1 Schéma d'implantation des sondages
Parcelle N° 732 - VERDUN. Ech. 1/600.
Boreholes location plan
Plot N° 732 - VERDUN. Scale 1/600.

FIG. 1 Schéma d'implantation des sondages
Parcelle N. 732 - VERDUN. Ech. 1/600.
Boreholes location plan
Plot N. 732 - VERDUN. Scale 1/600.

La profondeur de l'excavation à réaliser est donc de 18 m par rapport à la rue principale, mais elle peut atteindre 22 m sur certains tronçons ; par ailleurs, la fouille est bordée sur trois de ses faces par des bâtiments de 9 à 16 étages avec 1 à 3 sous-sols (-1 à 7) ou des parkings de surface (+ 3 m) ou en sous-sol (jusqu'à -10 m). La figure 1 donne le plan et situe les différents bâtiments existant sur le pourtour de la parcelle.

Contexte géologique

D'après Dubertret le relief principal de la plateforme de Beyrouth est la croupe, en grande partie calcaire et marneuse, qui porte la ville. Cette croupe se compose de deux buttes d'Achrafié et de Ras Beyrouth qui se font face le long d'une cassure se développant sur l'actuelle rue des Banques.

Dans la butte de Ras Beyrouth, on distingue un socle cénomaniens calcaire à large sommet de 80 m d'altitude et un manteau de dunes qui couvrent la partie Est de la butte où se trouve la rue Verdun. Ces dunes se sont en partie figées et transformées en ramleh et s'élèvent, sous cette forme, jusqu'à 100 m d'altitude. Elles dominent donc de 20 m le socle cénomaniens.

Toutefois, ces dunes ont pu subir, parfois sur de grandes étendues, une décalcification si avancée qu'il n'en subsiste que des sols rouges surtout en surface. En profondeur les vieilles dunes fixées par cimentation de leurs grains par du calcaire se trouvent encore sous une forme plus ou moins compacte. Dans le cas où la cimentation est très poussée, le grès est appelé ramleh. Notons que le ramleh de bonne qualité a servi, au début de ce siècle, à la construction de la majeure partie des immeubles à Beyrouth.

Données sur la coupe du sol

Les données géotechniques ont été déterminées en deux campagnes réalisées la première par ASSACO à partir de cinq sondages carottés de 30 m à 40 m de profondeur chacun et la seconde par SOIL MECHANICS à partir de deux sondages carottés de 20 m de profondeur avec essais pressiométriques et treize pénétrations statiques au moyen du pénétromètre ANDINA qui ont atteint le refus entre 5 et 10 m de profondeur.

La stratigraphie du site est assez homogène et comporte :

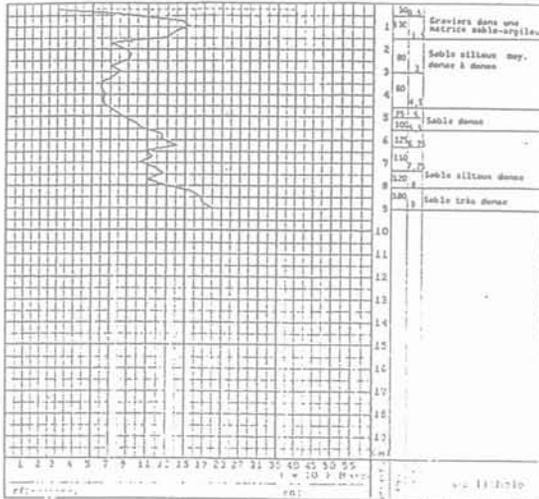
- en surface 2 à 4 m de sable silteux lâche ou des remblais avec une résistance de pointe inférieure à 5 MPa ;
- en profondeur, jusqu'à 20 m de profondeur, des sables plus ou moins cimentés très denses avec des lentilles gréseuses sur lesquelles le refus du pénétromètre est atteint.

Toutefois, la tendance est à l'amélioration en fonction de la profondeur car aucune pénétration n'a pu dépasser les 10 m, d'une part, et d'autre part, à partir de 12-13 m les valeurs des pressions limites et des modules sont élevées, de l'ordre de 3 MPa et plus pour les premières et de 30 à 50 MPa pour les secondes ; - au-delà, le substratum est constitué de marne crayeuse très compacte.



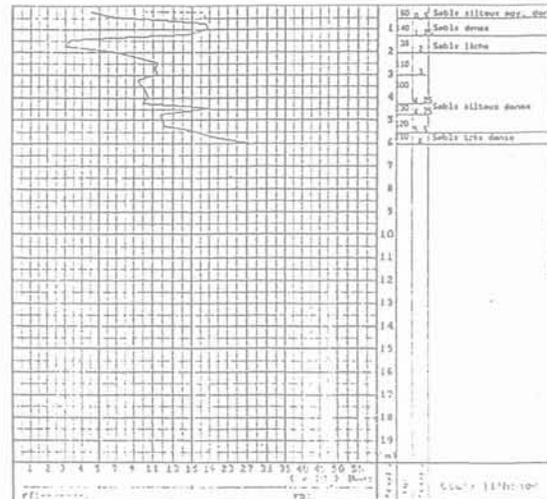
N° dossier : SHL/1535
Maître d'ouvrage : M. ALI AHMAD
Projet : Parcelle N°732
VERDUN

N° du Sondage : S.11
Cote : TN
Date : Nov. 97



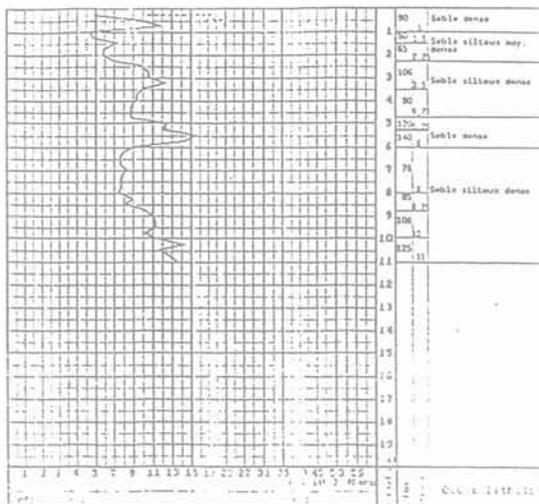
N° dossier : SHL/1535
Maître d'ouvrage : M. ALI AHMAD
Projet : Parcelle N°732
VERDUN

N° du Sondage : S.3
Cote : TN
Date : Nov. 97



N° dossier : SHL/1535
Maître d'ouvrage : M. ALI AHMAD
Projet : Parcelle N°732
VERDUN

N° du Sondage : S.8
Cote : TN
Date : Nov. 97



donnant une cohésion supérieure à 10 kPa car pour des résistances de pointe relativement élevées, on observe des segments verticaux sur le tracé des valeurs de q_c qui indiquent le passage dans des strates cohérentes (Fig. 2).

Ces interprétations conduisent à retenir, pour le calcul du soutènement, les caractéristiques suivantes :

- de 0 à 2 ou 4 m suivant le cas :
 $\varphi = 32^\circ$ $c = 10$ kPa ;
- de 2 ou 4 m à 9 m $\varphi = 32^\circ$ $c = 30$ kPa ;
- au-delà de 9 m $\varphi = 32^\circ$ $c = 45$ kPa.

En cours d'excavation on découvre que la cohésion de 30 kPa était justifiée et sans doute du côté de la sécurité par l'observation et l'analyse du phénomène suivant :

Le chantier ayant été divisé en deux pour les impératifs de circulation des engins de transport des matériaux excavés, on fut amené dans la zone non concernée par l'excavation à tailler le massif sableux sur une dizaine de mètres de hauteur pratiquement à la verticale, et ce talus est resté stable pendant au moins deux mois avant que l'on vienne le terrasser pour poursuivre le chantier.

Une analyse de stabilité globale montre que cela ne peut se produire que si la cohésion est au moins égale à 60 kPa, c'est-à-dire le double de celle adoptée.

D'où vient cette cohésion ? La figure 3 montre que le massif est constitué de sable peu cohérent armé par des strates cimentées de 3 à 5 cm d'épaisseur à la manière d'une terre armée, ce qui confère au massif sableux qui s'écroulerait sans leur présence une cohésion globale lui permettant des performances plus importantes.

Par ailleurs on a adopté, sur la base des abaques de Bustamante, les frottements latéraux sol/inclusion suivants :

- sables silteux de surface : $q_s = 100$ kPa ;
- sables cimentés jusqu'à 9 m : $q_s = 160$ kPa ;
- sables cimentés au-delà de 9 m : $q_s = 200$ kPa.

FIG. 2 Sondages S.3, S.8 et S.11.
Boreholes S.3, S.8 and S.11.

4

Données sur les paramètres du sol

Les échantillons de sable ont été soumis à des essais de cisaillement à la boîte qui ont donné un angle de frottement interne compris entre 34° et 36° avec des cohésions comprises entre 0 et 6 kPa. Cela est normal pour des sables légèrement cimentés qui ne permettent pas un prélèvement d'échantillon sans destruction plus ou moins partielle de cette cimentation.

Toutefois, l'analyse fine des courbes pénétrométriques statiques indique qu'il existe une cimentation

Étude géotechnique



FIG. 3 Vue du massif sableux armé par des strates gréseuses.

View of the sandy massif armed by the sandstone strata.

La première valeur est celle que l'on trouve dans CLOUTERRE 91, alors que les deux autres sont légèrement supérieures à celles adoptées dans ce document, mais ont été justifiées par les données que nous possédions sur ce type de sol en exécutant le confortement de la fouille de Verdun 730 juste de l'autre côté de la rue et *a posteriori* par les observations ci-dessus décrites.

La présence d'immeubles de grande hauteur ceinturant la parcelle et la profondeur importante de la fouille rendaient le soutènement indispensable.

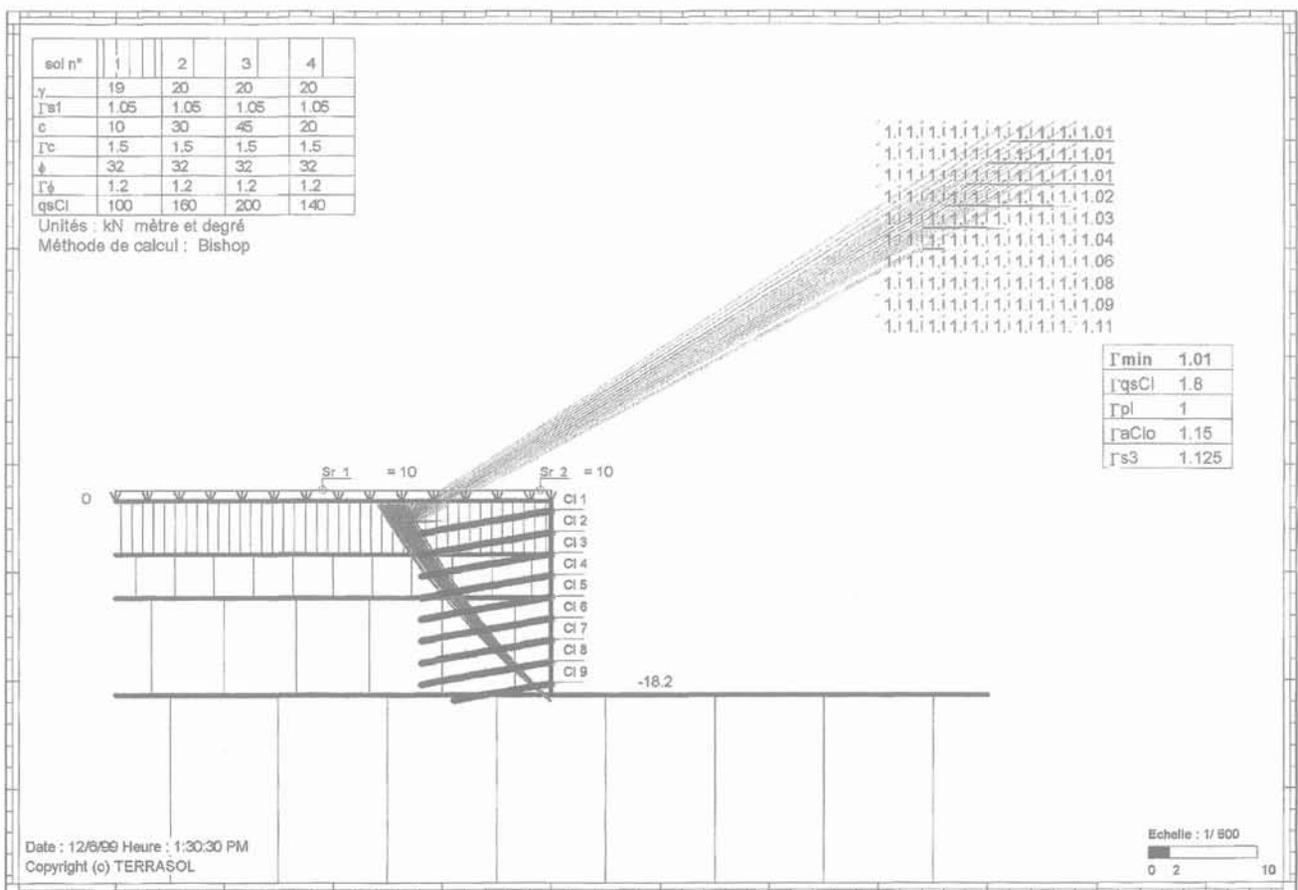
La première solution classique étudiée était constituée de pieux $\Phi 80$, d'entr'axe plus ou moins grand, retenus par trois nappes de tirants précontraints. La proposition faite par SOLS RENFORCÉS de réaliser un clouage avec un parement en béton projeté de 20 cm d'épaisseur était alléchante pour le maître d'œuvre, car l'économie réalisée par la réduction de l'espace perdu de 80 cm à 20 cm était de l'ordre de grandeur du coût des travaux proposés.

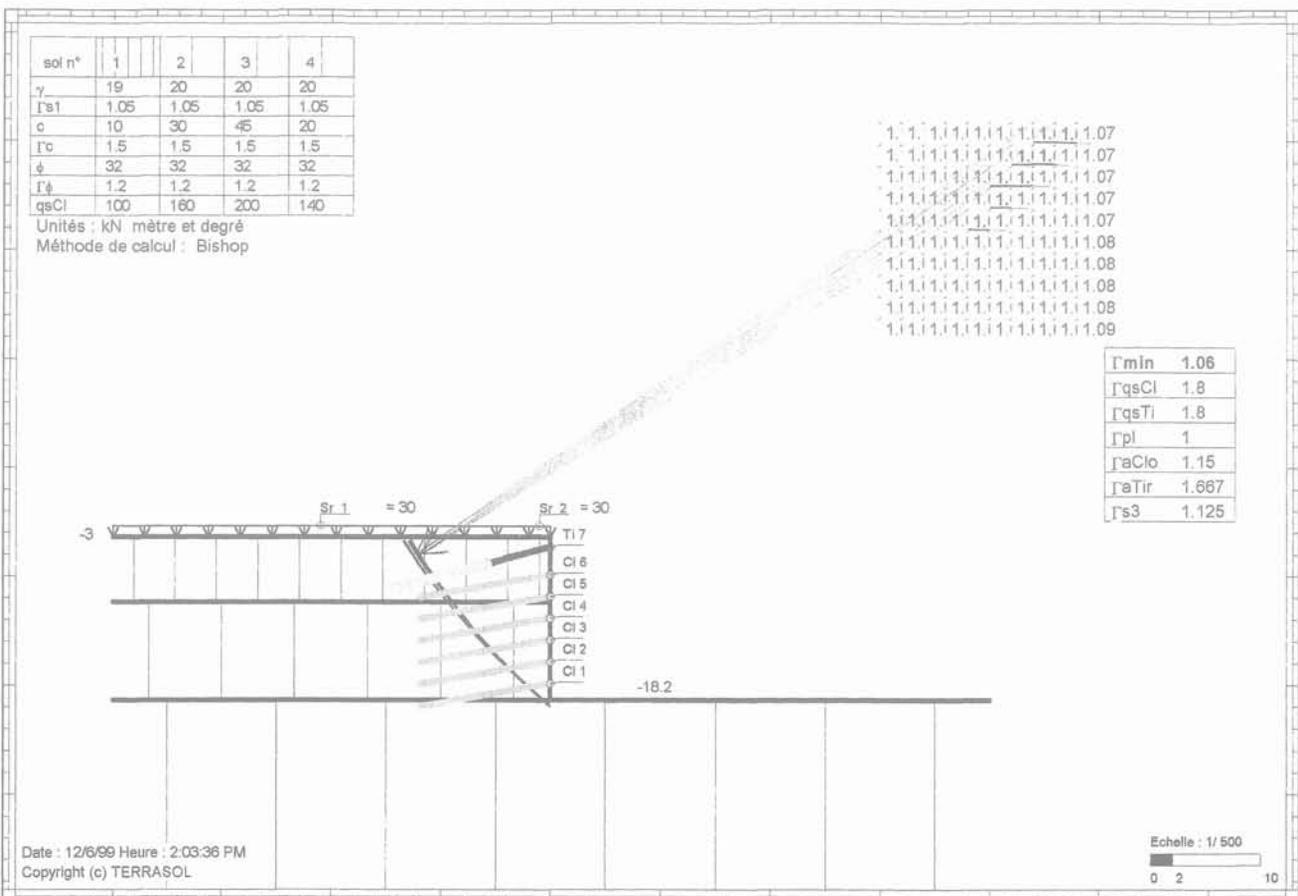
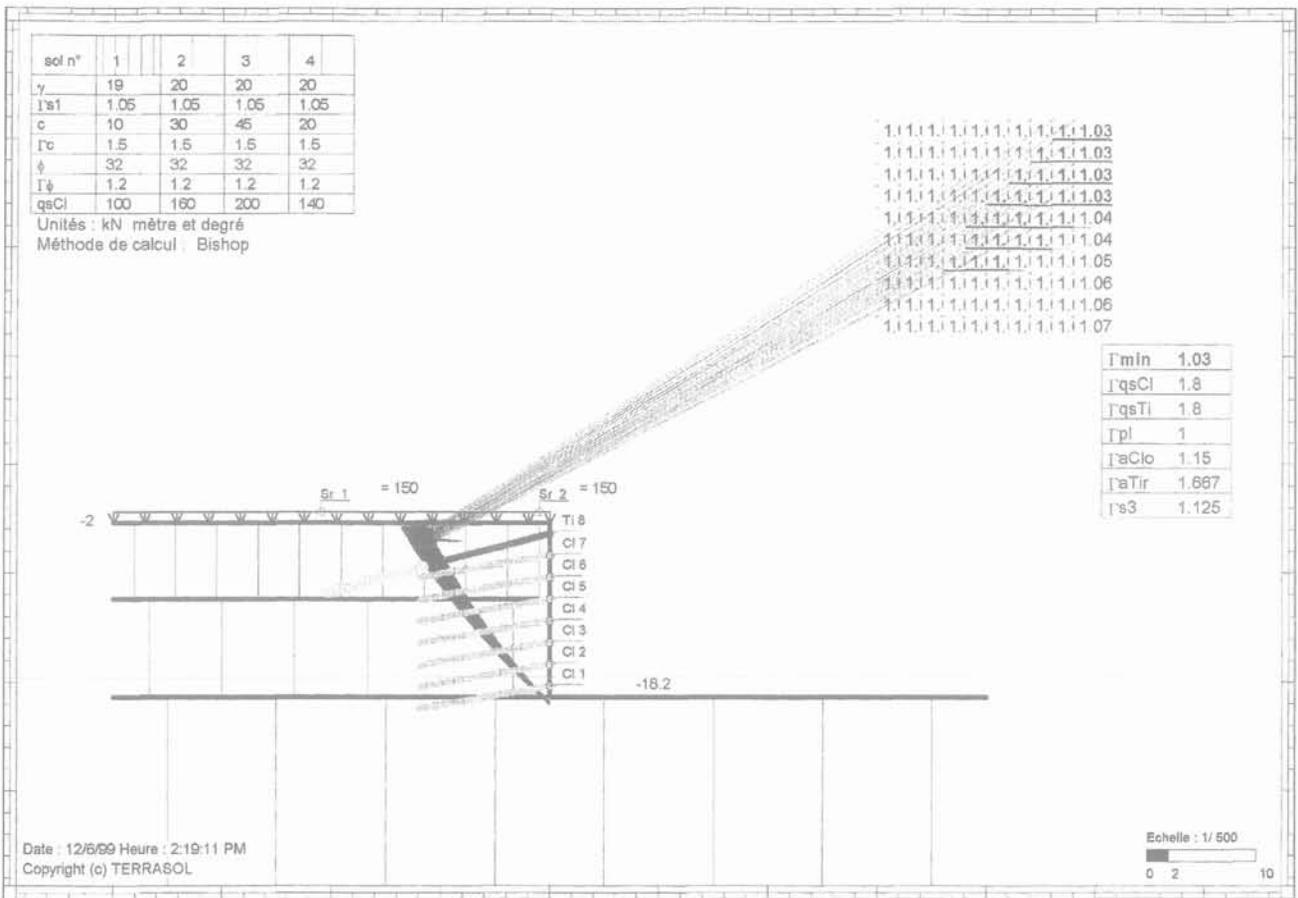
Toutefois, l'environnement sensible du projet et l'absence de références au Liban de fouilles aussi exceptionnelles conduisirent le maître d'œuvre à exiger l'examen de la fiabilité de la solution par Terrasol et son contrôle par APAVE.

Ce bureau d'étude et ce bureau de contrôle validèrent les choix des paramètres géomécaniques adoptés par SOIL MECHANICS et conclurent que la conception et le dimensionnement des ouvrages proposés par SOLS RENFORCÉS étaient conformes aux Règles de l'Art.

Toutefois, vu le caractère exceptionnel de l'ouvrage par sa hauteur et par son environnement sensible, TERRASOL exigea :

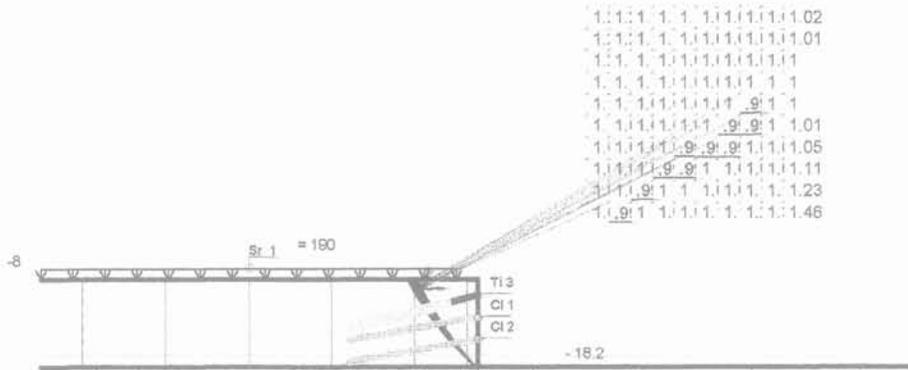
– « des essais préalables d'arrachement de clous ;





sol n°	1	2	3	4
γ	19	20	20	20
Γ_{s1}	1.05	1.05	1.05	1.05
c	10	30	45	20
Γ_c	1.5	1.5	1.5	1.5
ϕ	32	32	32	32
Γ_ϕ	1.2	1.2	1.2	1.2
qsCl	100	160	200	140

Unités : kN mètre et degré
Méthode de calcul : Bishop



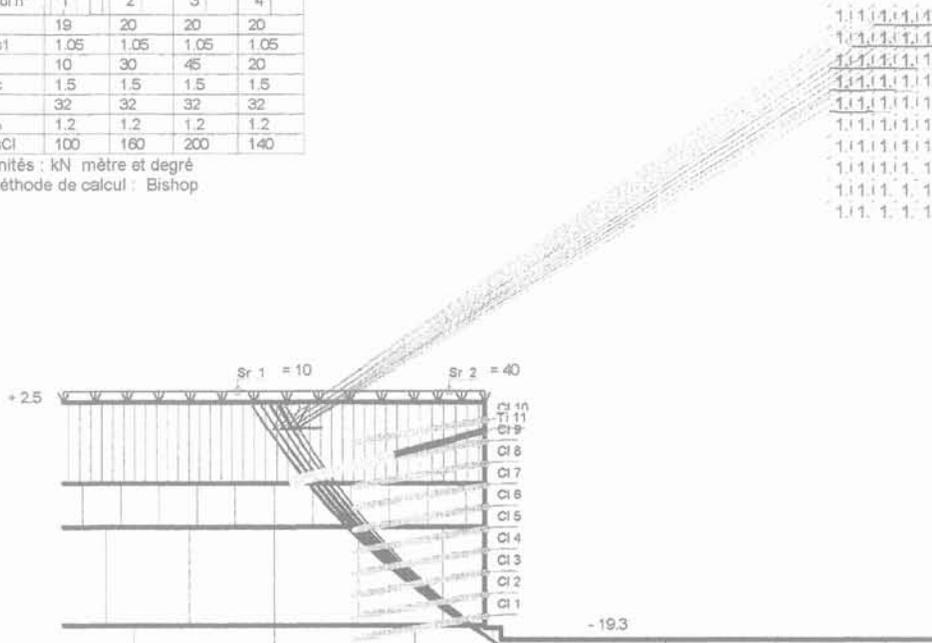
Γ_{min}	.99
Γ_{qsCl}	1.8
Γ_{qsTi}	1.8
Γ_{pl}	1
Γ_{aClo}	1.15
Γ_{aTir}	1.667
Γ_{s3}	1.125

Date : 12/7/99 Heure : 9:07:02 AM
Copyright (c) TERRASOL

Echelle : 1/ 500
0 2 10

sol n°	1	2	3	4
γ	19	20	20	20
Γ_{s1}	1.05	1.05	1.05	1.05
c	10	30	45	20
Γ_c	1.5	1.5	1.5	1.5
ϕ	32	32	32	32
Γ_ϕ	1.2	1.2	1.2	1.2
qsCl	100	160	200	140

Unités : kN mètre et degré
Méthode de calcul : Bishop



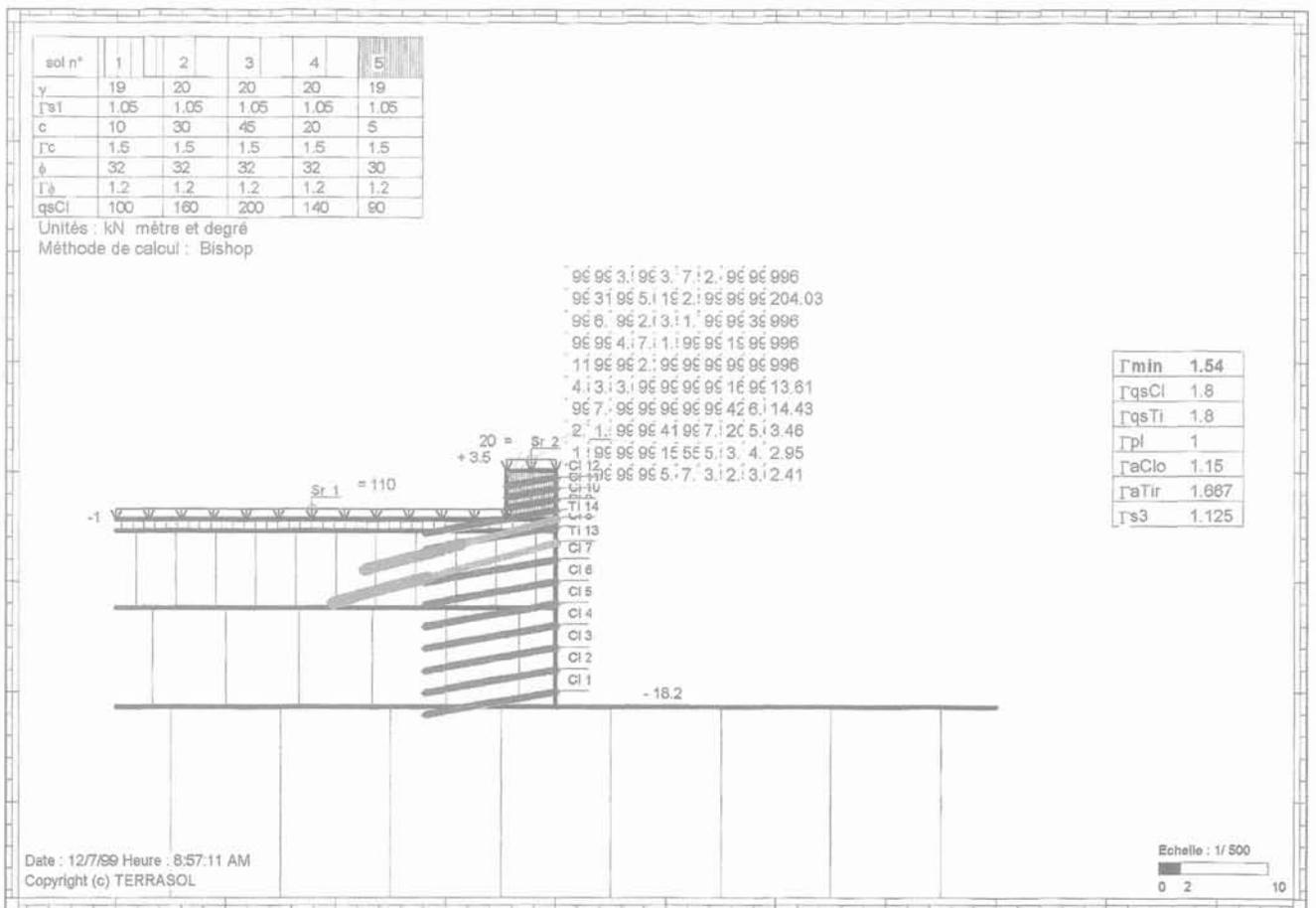
Γ_{min}	1.04
Γ_{qsCl}	1.8
Γ_{qsTi}	1.8
Γ_{pl}	1
Γ_{aClo}	1.15
Γ_{aTir}	1.667
Γ_{s3}	1.125

Date : 12/7/99 Heure : 9:14:07 AM
Copyright (c) TERRASOL

Echelle : 1/ 500
0 2 10



FIG. 11 Vue en plan. Photo aérienne.
Plane view. Aerial photo.



- un contrôle très strict des passes de terrassement ;
- une auscultation soignée des immeubles voisins avec des mesures topographiques des mouvements horizontaux et verticaux ».

La solution approuvée était ainsi conçue :

- Immédiatement sous le niveau des fondations, au plus de 1 m en dessous, une nappe de tirants précontraints longs 18 m à 21 m suivant le cas, pour bloquer le plus possible les déplacements en tête inhérents à la technique du clouage, de l'ordre de $H/1\ 000$ pour les sols raides d'après CLOUTERRE 91, H étant la hauteur de la fouille. Cela aurait conduit, sans les tirants, à des tassements et à des déplacements horizontaux de la crête du mur de l'ordre de 18 mm et qui s'atténueraient sur une distance de $0,8 H$ soit environ 15 m.

Bien que les déformations différentielles qui en auraient résulté, de l'ordre de $1,3/1\ 000$, étaient acceptables pour les bâtiments en béton armé courants, on a préféré limiter l'effet de ces déformations par la mise en place de cette nappe de tirants précontraints.

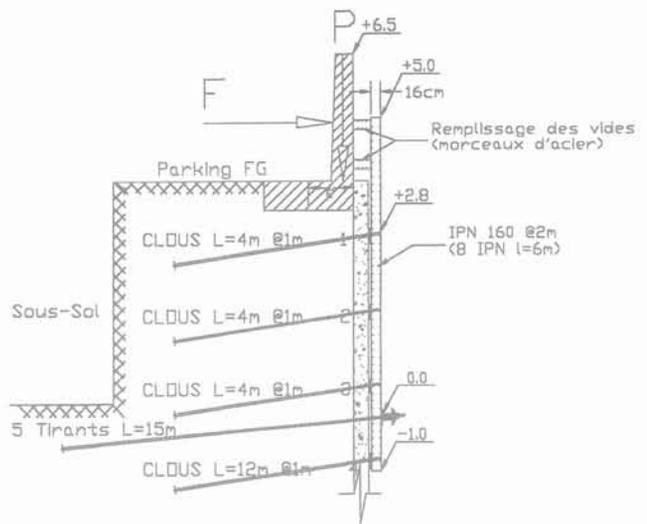


FIG. 13 Reinforcement of side FG. Section - Scale 1/100.
Reinforcement of side FG. Section - Scale 1/100.

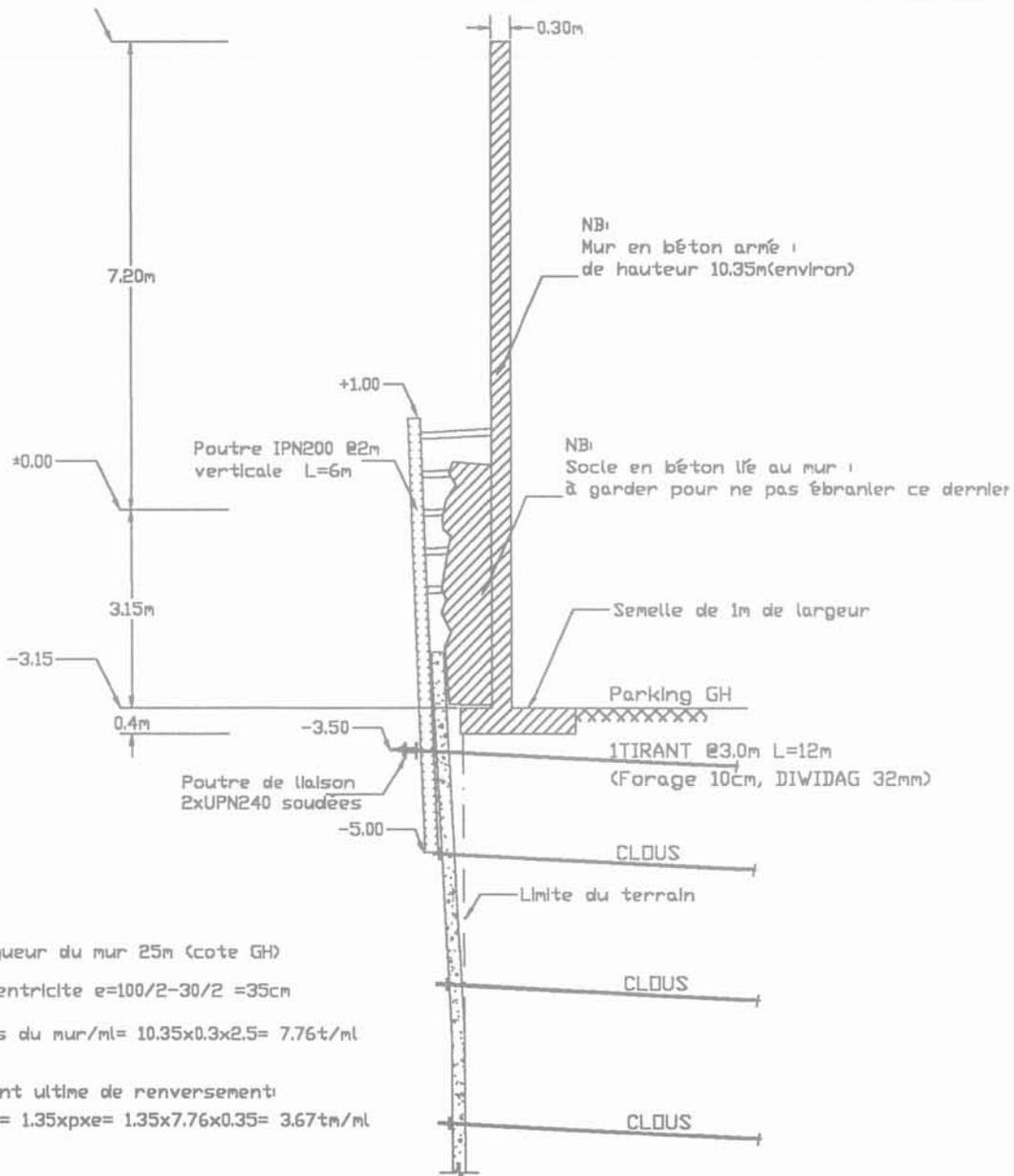


FIG. 14 Reinforcement of fence wall. Side GH - VERDUN 732.
Reinforcement of fence wall. Side GH - VERDUN 732

Il convient de noter que les tirants précontraints que nous utilisons depuis vingt ans sont des monobarres DYWIDAG de 32 mm de diamètre, de nuance 900/1030, dont la charge à la limite élastique est égale à 724 kN. En tête de mur, leur longueur totale a varié entre 18 m et 21 m, dont 9 m de scellement sous injection IGU (Recommandations TA 95). Leur charge de service est de 450 kN, étant bien entendu qu'ils sont testés à 20 % au-dessus de cette valeur et ensuite bloqués.

• Viennent ensuite plusieurs nappes de clous métalliques constitués d'armatures Φ 32 mm et de longueur 12 m : on a choisi pour la commodité et la sécurité des excavations de ne pas dépasser un espacement vertical de 2 m, l'espacement horizontal des clous étant compris entre 1 m et 2 m selon le cas de charge.

La stabilité globale de la fouille confortée fut étudiée à l'état limite ultime par la méthode des tranches (Bishop) en adoptant pour les caractéristiques des matériaux utilisés des coefficients de sécurité définis dans CLOUTERRE 91, le coefficient de sécurité globale Γ min devant être supérieur ou égal à 1.

Le logiciel TALREN, que nous avons utilisé pour un premier chantier de clouage au Liban (et au Proche-Orient) en 1983 (tour Ghazal à Beyrouth), fut à la base de tous les calculs et résultats obtenus.

On donne sur les figures 4, 5, 6, 7, 8, 9 et 10 les résultats de stabilité globale obtenus pour les principales coupes existantes.

6

Exécution des travaux

Les premiers problèmes commencèrent à se poser dès le début du chantier car une partie du terrain naturel se trouvait au-dessus de la cote 0 notamment sur le côté est, dans la zone appelée FG.

Comme le montre la vue en plan le bâtiment lui-même qui possède un seul sous-sol est éloigné d'environ 4 m du parement à découvrir (Figs. 1 et 11). Par ailleurs son rez-de-chaussée est protégé, à la limite de la parcelle, par un mur en béton armé en L posé probablement sur le sol rapporté avec lequel on avait remblayé derrière le sous-sol après son exécution. La tête de ce mur était à + 6,5 et son pied à + 3,5.

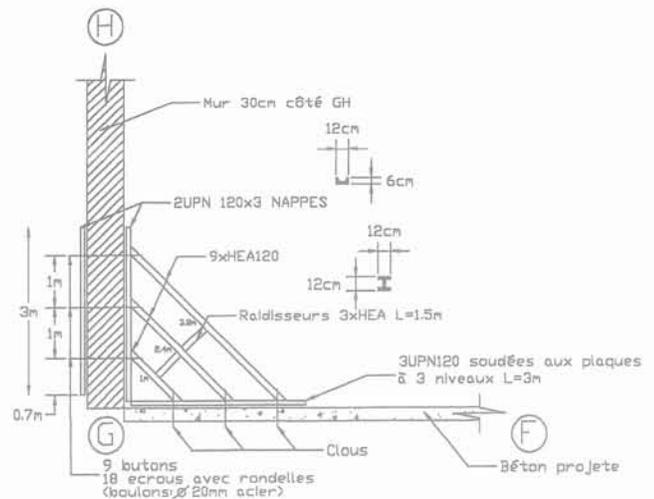


FIG. 15 Reinforcement of corner G. Plane view - Scale 1/100.

Un clouage avec des clous de 4 m de longueur fut exécuté avec une densité très forte, de l'ordre de 1 clou par m^2 , pour la raison simple que le déblai ne tenait à la verticale que sur 1 m de hauteur au plus. Arrivé à + 1, on s'aperçut que le mur en L avait basculé d'au moins 2 cm. On décida alors de retenir le pied du mur au moyen de poutres constituées par des IPN 160 à raison d'une poutre tous les 2 m, ces poutres étant tenues à leur pied par deux poutres en U retenues par une nappe de tirants précontraints de 15 m de longueur chacun. Les figures 12 et 13 donnent une vérification du clouage réalisé et une coupe du confortement exécuté.

Sur le côté perpendiculaire appelé GH il existait un mur de parking dont la tête est à + 7,20 et le pied à - 3,15. Là aussi pour éviter tout déplacement important de ce mur on a prévu des poutres IPN 200 espacées de 2 m, dont la tête est à + 1 et bloquées à - 3,5 par une nappe de tirants précontraints de longueur 12 m espacés de 3 m et constitués de monobarre DYWIDAG 32 nuance 900/1030, dont la charge de service est de

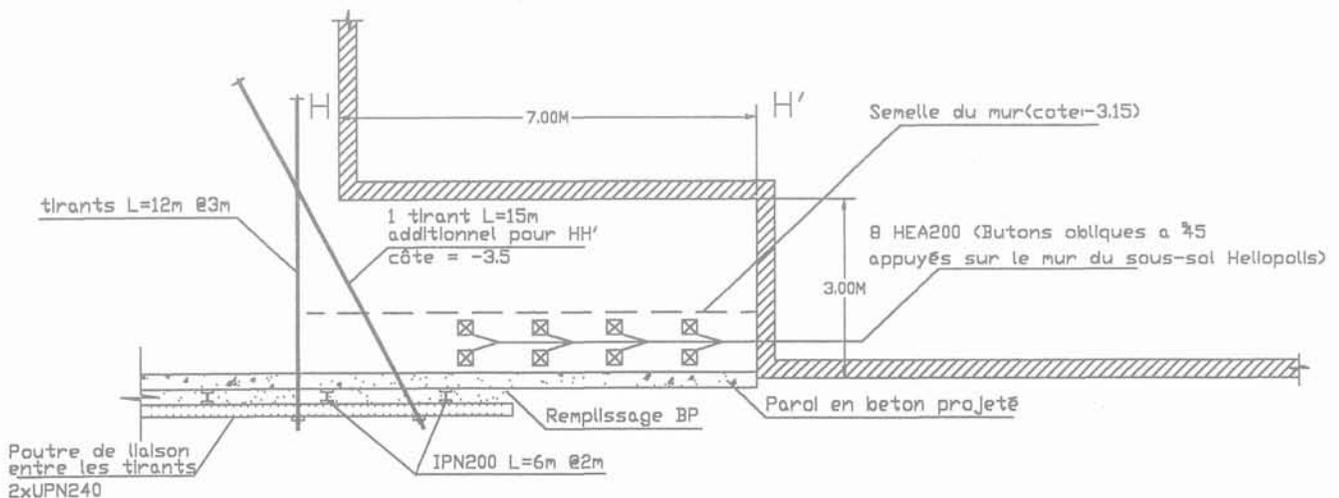


FIG. 16 Coupe - Échelle 1/100. Section - Scale 1/100.

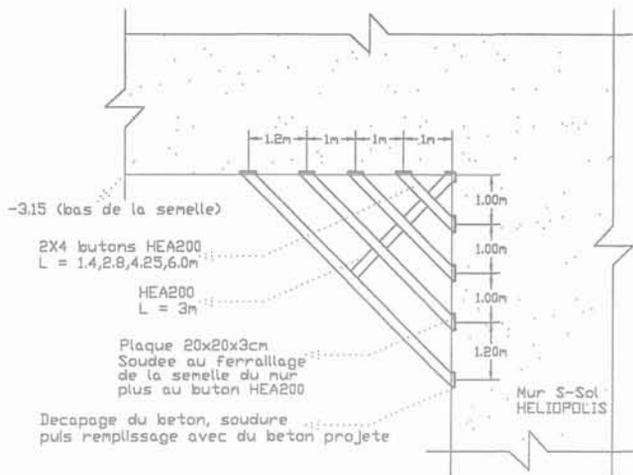


FIG. 17 Élévation H-H'. Échelle 1/100.
Elevation H-H'. Scale 1/100.

450 kN (Fig. 14). Au coin des parties FG et GH, on mit en place des butons constitués par des HEA 120 et reliés entre eux par des raidisseurs (Fig. 15).

Le même type de confortement fut utilisé dans la partie HH' où le mur de soutènement des sous-sols du bâtiment Héliopolis présentait un décrochement ren-

dant nécessaire son soutènement par un clouage avec des clous de faible longueur, avec une densité de deux clous/m², associé à une nappe de tirants précontraints et à des poutrelles métalliques (Figs. 16 et 17).

• A ce stade furent installés des repères au pied et en tête des bâtiments existants A, B, C, D et E.

Ensuite, au fur et à mesure que l'on atteignait et dépassait le niveau de fondations et que des tirants étaient mis en tension, on complétait à leur niveau l'installation des repères à viser. Les figures 18 et 19 montrent la position des points observés durant l'ouverture de la fouille.

• Les premiers déplacements furent observés au niveau de la première nappe de tirants sous l'immeuble B. On mesura alors sur les trois repères installés un déplacement horizontal compris entre 5 mm et 10 mm au moment où l'on déblayait pour descendre à -13.

Une semaine plus tard, deux autres tirants se déplacèrent horizontalement de 3 à 4 mm, et l'on nota un tassement de 2,7 mm en pied de l'immeuble et un basculement côté fouille au sommet de 4 mm.

Une semaine plus tard, les travaux étant arrêtés à ce niveau, on nota un déplacement supplémentaire des tirants T5, T6 et T6'' de 2 mm à 8 mm et un tassement en un autre point du bâtiment B égal à 3 mm.

Le 27 mai 1998, on était donc à la cote -13 avec les mouvements suivants sous le bâtiment B :



FIG. 18 Position des points observés (bâtiments)
Position of bench-marks (bldgs).

FIG. 18 Position des points observés (bâtiments).
Position of bench-marks (bldgs).

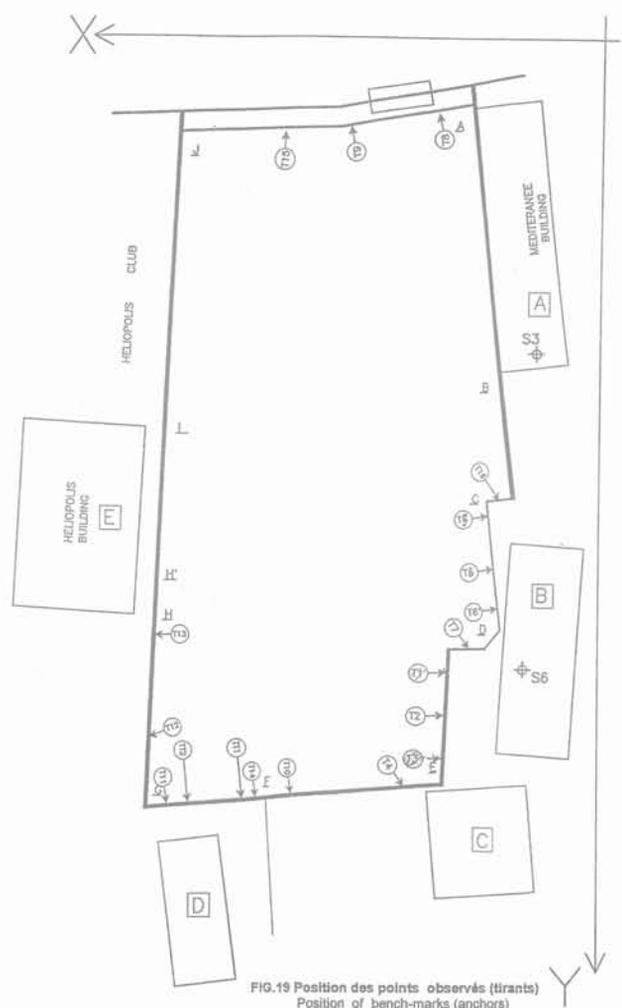


FIG. 19 Position des points observés (tirants)
Position of bench-marks (anchors)

FIG. 19 Position des points observés (tirants).
Position of bench-marks (anchors).

Déplacement horizontal de la première nappe de tirants :

T5	7 mm
T6	10 mm
T6'	10 mm

Tassement vertical mesuré au pied du bâtiment 3 mm

Basculement vers la fouille mesuré au sommet du bâtiment 4 mm.

On vérifia alors que le tassement différentiel en résultant était de 0,75 pour mille, ce qui était encore loin du maximum admissible pour ce type de bâtiment, et que la rotation était de l'ordre de 0,11 pour mille. Ces déplacements ne pouvaient pas provoquer des fissures dans le bâtiment. A ce stade, la fouille avait une hauteur de 15,8 m.

D'après CLOUTERRE le déplacement horizontal et vertical prévisible en l'absence de tirants précontraints est compris entre 16 mm (semi-rocheux) et 32 mm (sable). Les formations traversées étant en général du sable moyennement cimenté, on se situait probablement entre ces deux valeurs.

On constata alors que le déplacement observé était inférieur à la moitié des valeurs prévisibles, cela étant dû à la présence des tirants précontraints.

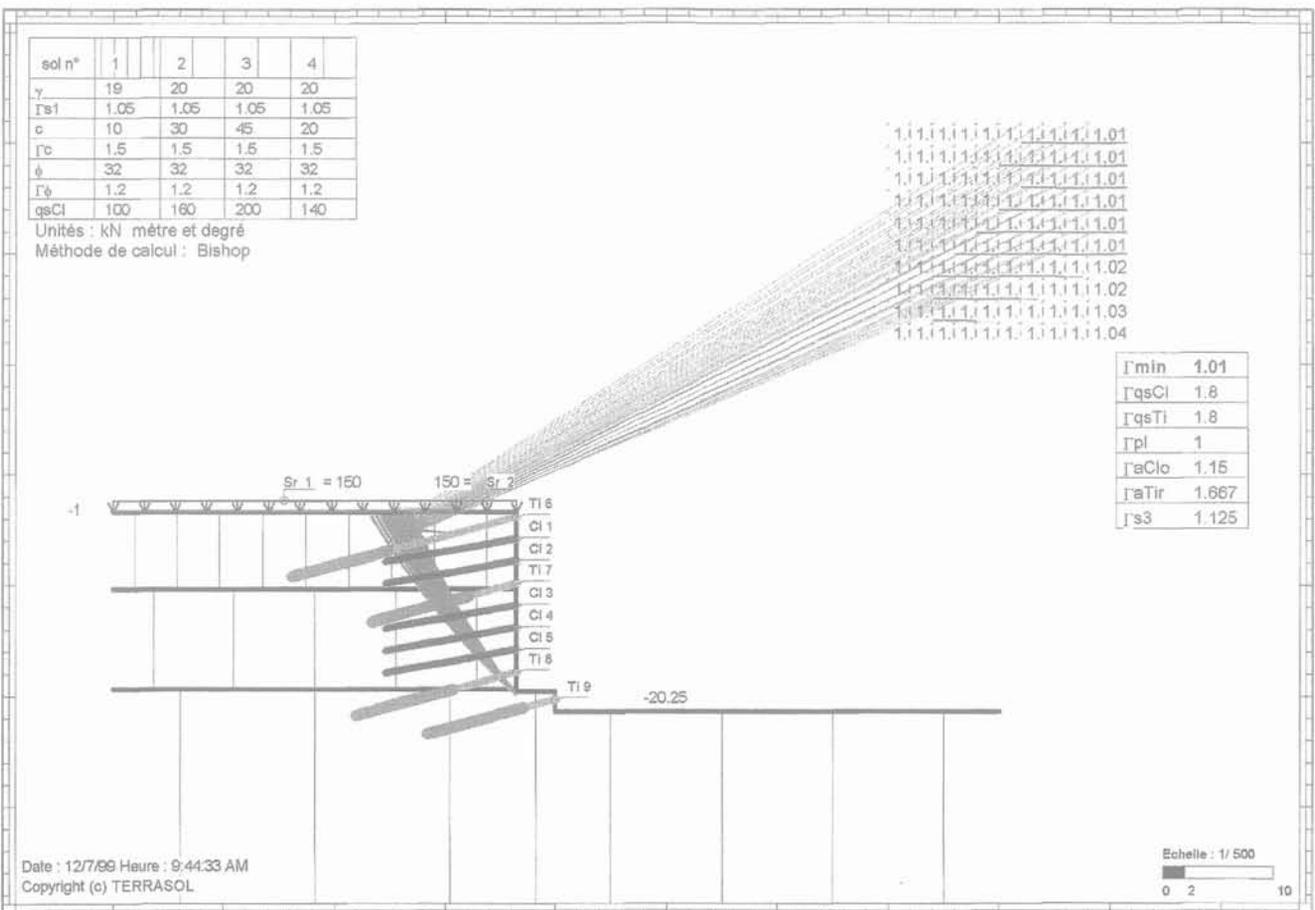
• Le maître d'œuvre décida, par précaution supplémentaire, de réaliser une nappe de tirants précontraints de 15 m de longueur à la cote -13 pour éviter d'avoir un supplément de déplacement et limiter la décom-

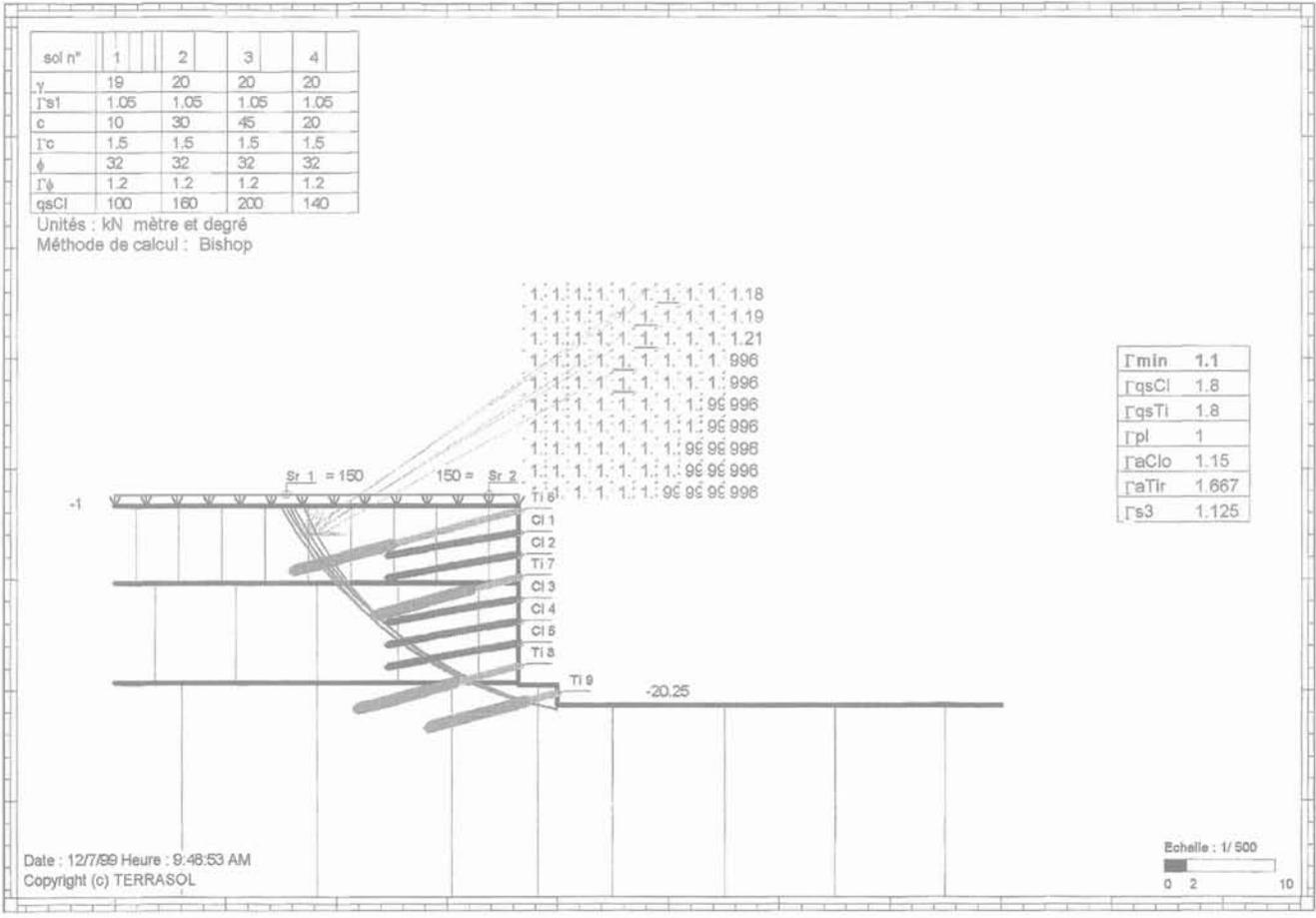
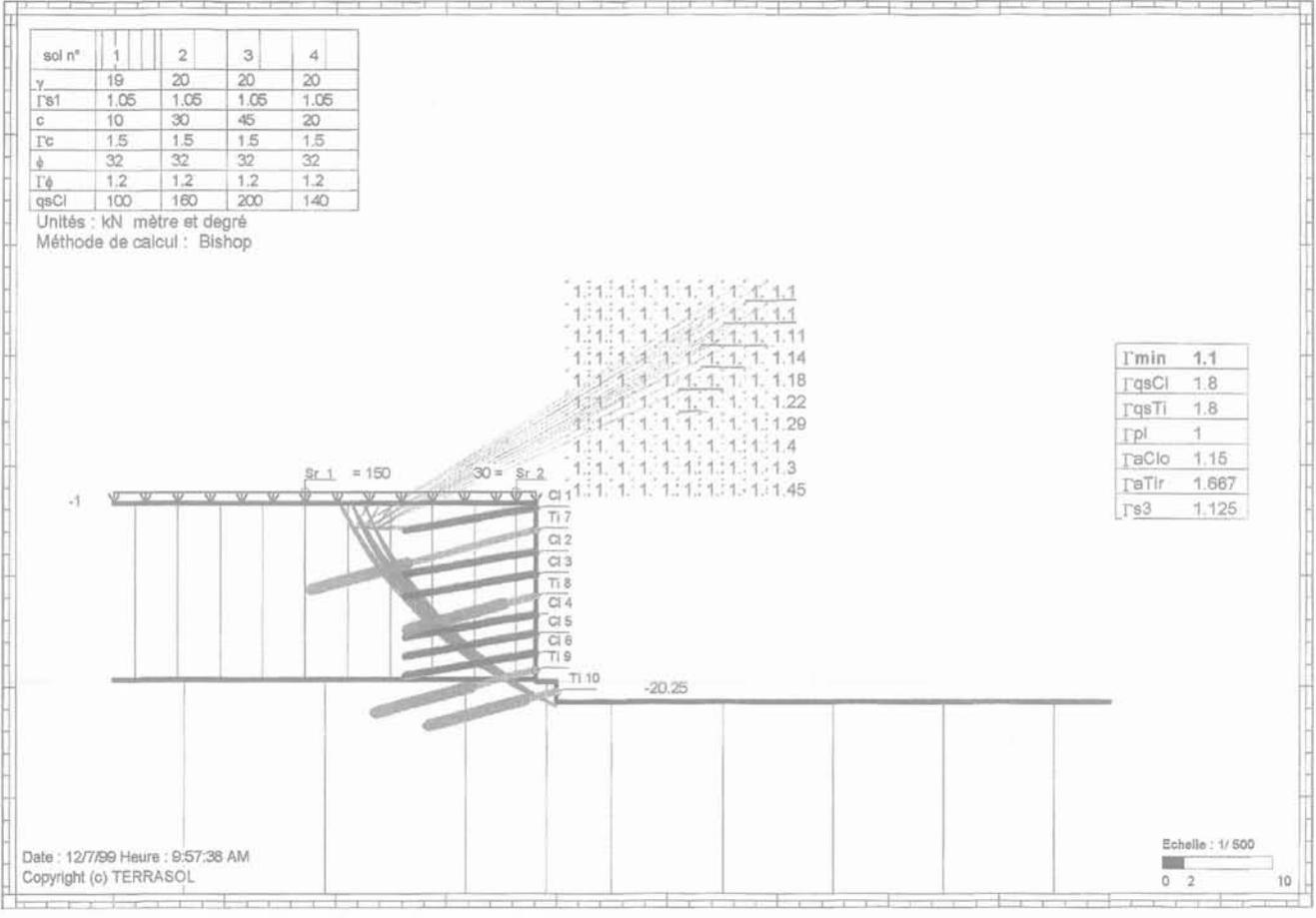
pression du sol en dessous de -13. Cette décision fut étendue au parement devant les bâtiments C et D.

• En cours d'exécution des travaux, les études de la tour progressaient et l'on fut averti que ses fondations, sur radier général de 2,25 m d'épaisseur, seraient à -20,25. Il était donc nécessaire, dans la zone qui avait accusé des mouvements certains, c'est-à-dire essentiellement au voisinage du bâtiment B, de descendre la fouille de 2,25 m. La stabilité de la fouille était précaire pour cette hauteur supplémentaire car la distance qui séparait l'extrémité du radier du parement de la fouille était inférieure à 2 m.

On prit donc la décision de rajouter une nappe de tirants précontraints de 15 m de longueur chacun, espacés de 1 m au pied du parement initial et une autre à mi-hauteur de la fouille supplémentaire pour le radier, cette dernière étant constituée par des tirants précontraints de 12 m de longueur espacés de 1,5 m ou de 2,0 m suivant la distance du parement cloué au radier. Les figures 20, 21 et 22 ont donné les résultats du calcul de stabilité globale dans ce cas.

• Au milieu du mois d'août 1998 on atteignit la cote -18 et dans certaines zones la cote basse du radier à -20,25. On nota alors que le point B1 situé au haut de l'immeuble B avait bougé de 6 mm de plus vers la fouille, totalisant ainsi un déplacement horizontal global de 10 mm. La rotation globale du bâtiment était maintenant de 10/30 000 c'est-à-dire voisine de 0,35 pour mille, de l'ordre du dixième de la valeur admissible, mais cela ne pouvait créer des fissures dans le bâtiment et fut vérifiée par les observations sur place.





A quoi était dû ce déplacement supplémentaire malgré toutes les précautions prises pour le bloquer ? Probablement à un éboulement important survenu au coin E au passage entre -16 et -18, cet accident ayant provoqué l'écoulement de quelques 2 à 3 m³ de sable. Le dernier mouvement observé fut de ce côté de la fouille et l'on prit la décision, en cours de réalisation du mur périphérique du bâtiment et au cas où les poutres de solidarisation constitueraient un obstacle devant ses armatures, d'adopter le processus suivant qui fut respecté scrupuleusement par tranches de trois tirants successifs au plus :

- débloquer les tirants ;
 - sectionner la poutre métallique en U correspondante et l'enlever ;
 - remettre les tirants à une tension voisine de leur tension d'origine en s'appuyant sur le béton projeté directement.
- Côté EF, où les contraintes verticales exercées étaient faibles puisque correspondant à deux sols seulement, on nota à -18 m un déplacement de 14 mm pour le tirant T4 et de 16 mm pour le tirant T10.

Que s'était-il produit pour ce parement ? A la cote -16,5 c'est-à-dire à 1,5 m au-dessus du fond de la fouille, les avoisinants exigèrent l'arrêt du clouage après qu'ils eurent constaté des fissures dans leur sous-sol.



FIG. 23 Zone AB (Banque de la Méditerranée)
13 étages - 1 R.D.C. - 2 sous-sols.
Zone AB (Banque de la Méditerranée)
13 stories - 1 ground floor - 2 basements.

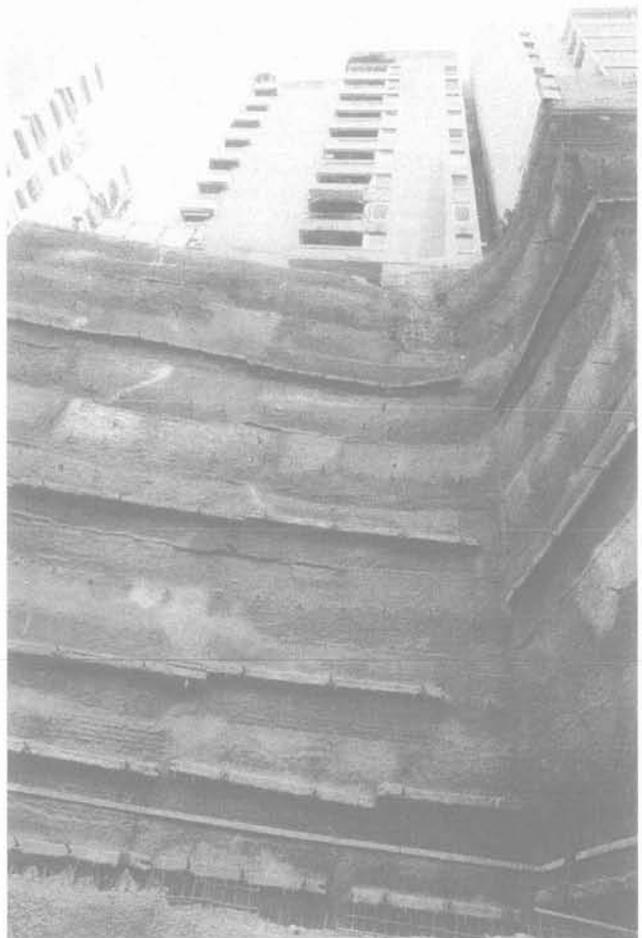


FIG. 24 Zone CD (Imm. JOUMLATT : sans recul)
9 étages - 1 R.D.C - 1 sous-sol.
Zone CD (JOUMLATT bldg. : no retreat)
9 stories - 1 ground floor - 1 basement.

L'examen de ces fissures montra qu'elles s'étaient produites uniquement dans les cloisons et leur position laissant plutôt croire à un tassement car ces cloisons étaient posées directement sur le carrelage sans aucune fondation. Elles auraient même pu tasser de ce fait avant les travaux de soutènement. Cette interprétation était fortement corroborée par le fait qu'aucun déplacement dans les tirants n'avait été mesuré jusqu'à la cote -16,5. Toutefois, pour autoriser la poursuite des travaux, il fut exigé que la fouille soit soutenue à partir de -16,5 par des pieux de 40 cm de diamètre retenus par une nappe de tirants précontraints (Fig. 19).

Le système retenu présentait ainsi une plus grande rigidité que le parement en béton projeté. Pourquoi donc y avait-il eu ce déplacement ? L'explication la plus probable tient à la méthode d'exécution des pieux : en effet, en cours de forage à la tarière, il se produit un éboulement en partie haute du trou qui exige la mise en place d'un tubage de protection permanent à l'intérieur duquel le béton est coulé.

Ce tubage ne colle pas exactement à la surface du sol côté parement. Il se produit une décompression et il en résulte un déplacement obligatoire du sol de l'ordre du centimètre pour lui permettre de s'appuyer sur le pieu et de mobiliser la butée aval. Ce déplacement génère des mouvements en partie haute et explique le



FIG. 25 Zone DE (Imm. JOUMBLATT : avec recul) 9 étages - 1 R.D.C. - 1 sous-sol.
Zone DE (JOUMLATT bldg. : with retreat) 9 stories - 1 ground floor - 1 basement.



FIG. 26 Zone EF (dépôt + parking) 2 sous-sols.
Zone EF (warehouse + parking) 2 basements.



FIG. 27 Zone FG (Imm. JABER) 10 étages + 1 R.D.C + 1 sous-sol.
Zone FG (JABER bldg.) 10 stories + 1 ground floor + 1 basement.

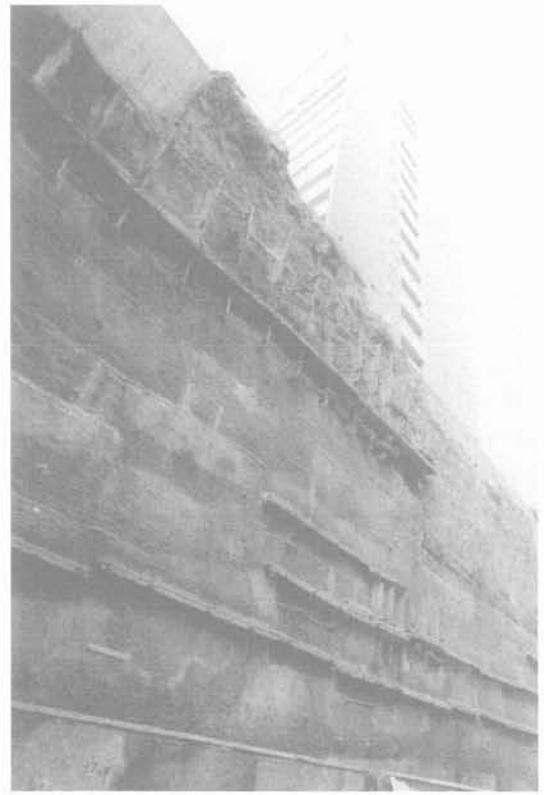


FIG. 28 Zone GHI (Imm. HELIOPOLIS) 16 étages + 1 R.D.C. + 2 sous-sols.
Zone GHI (HELIOPOLIS bldg.) 16 stories + 1 ground floor + 2 basements.

déplacement des tirants. Là aussi ce furent les derniers mouvements observés.

- Enfin côté clôture et bâtiment E (HELIOPOLIS), on n'enregistra de mouvement que lorsqu'on atteignit la cote -18,2 :

- sous la clôture les déplacements horizontaux et verticaux des tirants étaient respectivement égaux à 13 mm et 5 mm ;

- sous l'immeuble lui-même ces mêmes déplacements de tirants furent limités à 12 mm et 3 mm alors qu'au niveau du bâtiment, on notait un tassement négligeable de 2 mm et un déplacement horizontal au sommet de 9 mm correspondant à une rotation de 0,2 pour mille, acceptable et non préjudiciable à la structure.

- Le cas du bâtiment A constitua un cas spécial de soutènement. En effet, les propriétaires de cet immeuble qui abrite la Banque Méditerranée arguant du fait qu'il était sous-dimensionné et qu'il présentait des fissures bien avant que l'on commence à excaver refusèrent la mise en place de tirants (actifs ou passifs) sous leur bâtiment à moins que le soutènement ne soit constitué par un écran de pieux jonctifs de 40 cm de diamètre, encastré de 3 m dans le sol, et retenu par trois nappes de tirants précontraints dont la densité était très importante : espacement horizontal de 1,2 m pour toutes les nappes, longueur de 18 m pour la nappe supérieure, de 15 m pour la nappe intermédiaire, et de 12 m pour la nappe inférieure.

Les figures 23, 24, 25, 26, 27 et 28 montrent les différentes zones traitées une fois la cote -20,25 atteinte.

7

Conclusion

Le procédé de renforcement des sols par inclusions s'est avéré être efficace, même dans un contexte géologique et urbanistique très sensible.

Cela a exigé le respect de quelques consignes simples, mais à appliquer strictement : suivre constamment l'exécution au moyen du logiciel Talren en modifiant si nécessaire les données sur le sol au fur et à mesure de l'approfondissement de l'excavation, ouvrir par panneaux bien limités, ausculter de manière permanente et régulière les bâtiments limitrophes et les tirants précontraints installés.

REMERCIEMENTS

L'auteur remercie vivement ses collaborateurs, ingénieurs et techniciens, dont certains l'accompagnent depuis plus de vingt ans, sans lesquels ce travail délicat n'aurait pas pu s'accomplir.

Il exprime aussi sa gratitude envers le promoteur, monsieur Ali Ahmad, qui lui a accordé une confiance totale en prenant le risque d'accepter une solution non classique pour la réalisation du soutènement de la fouille.

Application du concept probabiliste de sécurité sur la vérification de la stabilité d'ensemble des murs de soutènement ancrés avec la cinématique des solides rigides

L. BELABED

*Institut de Génie Civil
Centre universitaire Guelma
BP 401, 24000 Guelma
Algérie*

Résumé

Dans cet article, on propose un modèle mécanique de rupture basé sur la méthode cinématique des solides de rupture rigides pour la vérification de la stabilité d'ensemble des murs de soutènement ancrés. Le développement des équations d'états limites correspondantes à ce modèle de rupture est effectué conformément au nouveau concept probabiliste de sécurité. Les surfaces de glissement critiques sont déterminées itérativement. Les études paramétriques ont été faites pour des différents types de sols. Des connaissances utiles pour la pratique ont été obtenues.

Application of the probabilistical safety concept for the overall stability assessment of anchored retaining walls with kinematical rigid bodies

Abstract

In this paper, a mechanical failure model is proposed on the basis of the kinematic method of rigid failure bodies for the overall stability assessment of anchored retaining walls. The limit state equations corresponding to this failure model are developed according to the new probabilistical safety concept. The critical slip surfaces are determined iteratively. The parametric studies were carried out for various types of soils. Useful knowledge for the practice were gained.

LISTE DES SYMBOLES

G_i	: poids propre du solide de rupture i .
P_i	: charge proportionnelle au solide de rupture i .
q	: surcharge.
E_p	: force de pression passive du sol.
C_i	: force de cohésion.
Q_i	: résultante des forces horizontales et verticales.
A_i	: force d'ancrage.
θ_i	: inclinaison de la surface de glissement avec l'horizontale.
e	: inclinaison de l'ancrage avec l'horizontale.
δ_n	: frottement actif mur-sol.
δ_p	: frottement passif mur-sol.
h	: hauteur du mur.
t	: fiche du mur dans le sol.
L_n	: longueur d'ancrage.
φ	: angle de frottement interne.
c	: cohésion.
γ	: poids spécifique du sol.
$V\varphi$: coefficient de variation du frottement interne.

1

Introduction

La vérification de la stabilité d'ensemble des murs de soutènement ancrés s'effectue généralement au moyen de la vérification de la rupture le long de la surface de glissement profonde (sécurité intérieure) et de la rupture circulaire du sol (sécurité extérieure). En général, on renonce par expérience à la deuxième vérification hormis des cas exceptionnels (p. ex. charges importantes). La longueur d'ancrage nécessaire est déterminée avec la vérification citée en premier. Dans ce contexte, le procédé de Kranz [13] est fréquemment utilisé dans la pratique bien qu'il soulève des critiques [2, 3]. La méthode cinématique des solides de rupture rigides offre une autre alternative pour le jugement de la sécurité des murs de soutènement ancrés.

Cette méthode s'est fort imposée dans les derniers temps avant tout à cause de sa fiabilité et de sa faculté de généralisation aux différents problèmes de rupture (glissement). Les principes de la méthode cinématique sont donnés entre autres dans [2, 7-9]. L'application de la méthode cinématique à la modélisation des mécanismes de rupture des murs de soutènement ancrés implique que :

- le mur subit des déplacements parallèles,
- les solides de rupture rigides sont mobiles,
- une surface de glissement intérieure est placée à chaque point de changement de direction de la surface de glissement extérieure.

L'objectif de ce travail est de vérifier la compatibilité cinématique et statique du modèle mécanique proposé sur la base de la méthode cinématique des solides de rupture rigides dans le cas de rupture des murs de soutènement à double ancrage le long de la surface de glissement profonde.

L'investigation des mécanismes de rupture s'effectue conformément au nouveau concept probabiliste de sécurité d'après le règlement allemand Grusibau « Règles fixant les exigences en matière de sécurité des ouvrages de construction » [10] et la norme allemande DIN 1054.100 [5] ainsi que l'Eurocode [4]. La base de toute étude probabiliste est la modélisation mécanique du mécanisme de rupture traité. Cela se traduit analytiquement par la formulation d'une équation d'état limite dans laquelle les résistances et les sollicitations sont comparées.

2

Modèle mécanique

En se basant sur les travaux de Gäßler [6], Goldscheider [8] et Goldscheider/Kolymbas [9] des solides de rupture rigides se forment, en état de rupture d'ensemble, devant et derrière le mur (Fig. 1a). Ces solides sont séparés entre eux par des surfaces de glissement intérieures (secondaires) et subissent entre eux des petits mouvements sur des surfaces de glissement extérieures et intérieures. Dans le reste du massif le sol reste rigide (sans déformation).

Dans la zone passive, devant le pied du mur, les deux solides de rupture sont remplacées par la butée

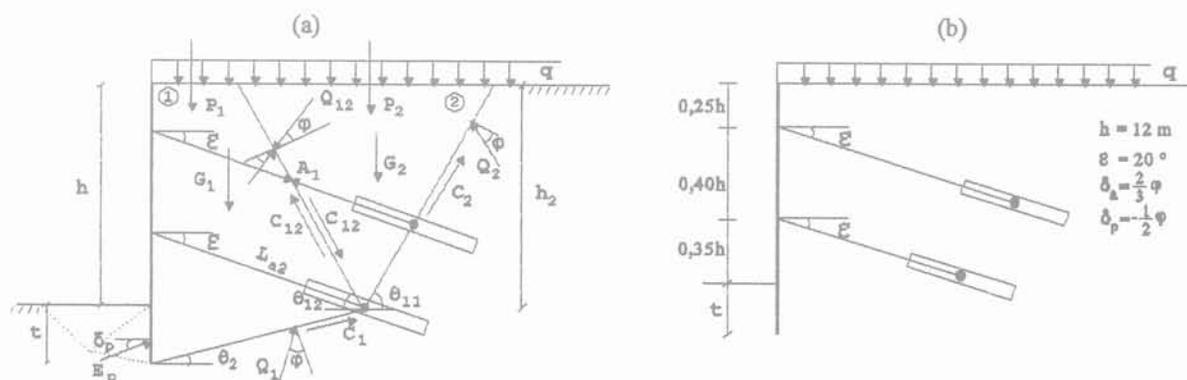


FIG. 1 Mécanisme de rupture et géométrie d'un mur de soutènement à double ancrage. (a) : Rupture de l'ancrage inférieur. (b) : Géométrie.
Failure mechanism and geometry of a double-propped retaining wall. (a) : Failure of the lower anchor. (b) : Geometry.

E_p de Gudehus/Gross [11]. La recherche de l'inclinaison critique de la surface de glissement (extérieure) profonde avec l'horizontale (θ_2) se fait itérativement jusqu'à ce que la longueur d'ancrage nécessaire est obtenue qui remplit juste les conditions d'équilibre du système. L'inclinaison de la surface de glissement extérieure avec l'horizontale (θ_{11}) est supposée égale à celle de la surface de glissement active de Coulomb ($\pi/4 + \varphi/2$).

Gäßler [6] a pu démontrer à travers des essais sur modèles que l'inclinaison la plus critique de la surface de glissement intérieure avec l'horizontale (θ_{12}) est approximativement égale à celle de la surface de glissement active de Coulomb ($\pi/4 + \varphi/2$). Mais, jusqu'à maintenant on ne connaît pas l'inclinaison de la surface de glissement intérieure avec l'horizontale (θ_{12}) lorsqu'elle coupe des ancrages. Ce problème fait l'objet du présent article. Dans ce but, on étudie la rupture de l'ancrage inférieur d'un mur de soutènement à double ancrage simplement buté en pied (Fig. 1a).

La recherche de l'inclinaison la plus critique de la surface de glissement intérieure avec l'horizontale (θ_{12}) s'effectue itérativement suivant la formule suivante :

$$\theta_{12} = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \Delta\theta \quad (1)$$

où $\Delta\theta$ est une variable qui peut prendre des valeurs positives et négatives. Dans ce but, un programme de calcul [2] est développé par l'auteur. Les résultats des calculs sont représentés sur la figure 4.

Pour formuler l'équation d'état limite correspondante au mécanisme de rupture représenté sur la figure 1a conformément au concept probabiliste de sécurité, les deux solides de rupture actifs (1) et (2) sont analysés séparément.

2.1

Solide de rupture (2)

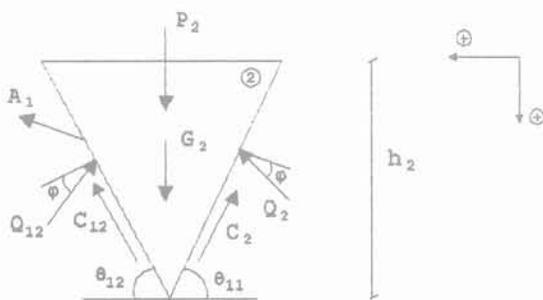


FIG. 2 Solide de rupture (2) avec forces.
Slip body (2) with forces.

Équilibre des forces horizontales et verticales :

$$C_{12}\cos\theta_{12} - C_2\cos\theta_{11} + A_1\cos\varepsilon - Q_{12}\sin(\theta_{12} - \varphi) + Q_2\sin(\theta_{11} - \varphi) = 0 \quad (2)$$

$$G_2 + P_2 - C_{12}\sin\theta_{12} - C_2\sin\theta_{11} - A_1\sin\varepsilon - Q_{12}\cos(\theta_{12} - \varphi) - Q_2\cos(\theta_{11} - \varphi) = 0 \quad (3)$$

De l'Éq. (3) on tire :

$$Q_2 = \frac{G_2 + P_2 - C_{12}\sin\theta_{12} - C_2\sin\theta_{11} - A_1\sin\varepsilon - Q_{12}\cos(\theta_{12} - \varphi)}{\cos(\theta_{11} - \varphi)} \quad (4)$$

En substituant l'Éq. (4) dans l'Éq. (2) et après transformations on obtient la résultante Q_{12} qui agit sur la surface de glissement intérieure :

$$Q_{12} = \frac{(G_2 + P_2)\sin(\theta_{11} - \varphi) - C_2\cos\varphi - A_1\cos(\theta_{11} - \varphi + \varepsilon)}{\sin(\theta_{12} + \theta_{11} - 2\varphi)} \quad (5)$$

2.2

Solide de rupture (1)

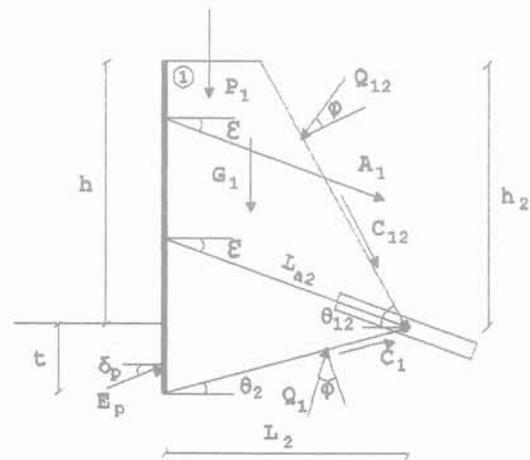


FIG. 3 Solide de rupture (1) avec forces.
Slip body (1) with forces.

Équilibre des forces horizontales :

$$-E_p\cos\delta_p - C_1\cos\theta_2 - C_{12}\cos\theta_{12} - A_1\cos\varepsilon + Q_1\sin(\theta_2 - \varphi) + Q_{12}\sin(\theta_{12} - \varphi) = 0 \quad (6)$$

Équilibre des forces verticales :

$$G_1 + P_1 - E_p\sin\delta_p - C_1\sin\theta_2 + C_{12}\sin\theta_{12} + A_1\sin\varepsilon - Q_1\cos(\theta_2 - \varphi) + Q_{12}\cos(\theta_{12} - \varphi) = 0 \quad (7)$$

De l'Éq. (6) on tire :

$$Q_1 = \frac{E_p\cos\delta_p + C_1\cos\theta_2 + C_{12}\cos\theta_{12} + A_1\cos\varepsilon - Q_{12}\sin(\theta_{12} - \varphi)}{\sin(\theta_2 - \varphi)} \quad (8)$$

En substituant l'Éq. (8) dans l'Éq. (7), on obtient après transformations algébriques :

$$E_p\cos(\delta_p - \theta_2 + \varphi) + C_1\cos\varphi + C_{12}\cos(\theta_{12} + \theta_2 - \varphi) + A_1\cos(\theta_2 - \varphi + \varepsilon) - (G_1 + P_1)\sin(\theta_2 - \varphi) - Q_{12}\sin(\theta_{12} + \theta_2 - 2\varphi) = 0 \quad (9)$$

Finalement, en substituant la valeur de Q_{12} d'après l'Éq. (5) dans l'Éq. (9), on obtient l'équation d'état limite générale du mécanisme de rupture (Fig. 1a) :

$$E_p\cos(\delta_p - \theta_2 + \varphi) + C_1\cos\varphi + C_{12}\cos(\theta_{12} + \theta_2 - \varphi) + A_1\cos(\theta_2 - \varphi + \varepsilon) + C_2m\cos\varphi - \{(G_1 + P_1)\sin(\theta_2 - \varphi) + [(G_2 + P_2)\sin(\theta_{11} - \varphi) + A_1\cos(\theta_{11} - \varphi + \varepsilon)]m\} = 0 \quad (10)$$

avec

$$m = \frac{\sin(\theta_{12} + \theta_2 - 2\varphi)}{\sin(\theta_{12} + \theta_{11} - 2\varphi)} \quad (11)$$

On procède de la même manière pour développer l'équation d'état limite correspondante à la rupture de l'ancrage supérieur du mur de soutènement à double ancrage représenté sur la figure 1b.

Modèle stochastique

Le procédé de Hasofer/Lind [12] constitue la base théorique du nouveau concept probabiliste de sécurité sur lequel le règlement allemand Grusibau [10] et la norme allemande DIN 1054.100 [5] sont fondés. Principe et exemples d'application sont expliqués entre autres dans [1, 2, 14, 15]. D'après le concept probabiliste de sécurité on distingue les paramètres de base aléatoires (variables aléatoires) et les paramètres de base non aléatoires (déterministes). Une variable aléatoire est définie statistiquement par un coefficient de variation, un écart-type et une fonction de distribution de probabilité. La dispersion des variables aléatoires est couverte par des facteurs partiels de sécurité. Les valeurs caractéristiques des variables aléatoires sont multipliées ou divisées par ces facteurs. D'après le concept probabiliste de sécurité, les sollicitations sont majorées et la capacité portante de la structure est minorée. Les valeurs ainsi obtenues sont appelées valeurs de calcul à savoir de sollicitations et de la capacité portante. Dans ce contexte, DIN 1054.100 [5] propose dans le cas de rupture du sol (état limite ultime) les relations suivantes :

Angle de frottement interne $tg\varphi_d = tg\varphi_k/1,25$

Cohésion $c_d = c_k/1,60$

Surcharge $q_d = 1,30 q_k$

Poids spécifique $\gamma_d = 1,00 \gamma_k$ (dispersion négligeable).

L'indice « d » désigne une valeur de calcul et l'indice « k » une valeur caractéristique.

Les études paramétriques sont faites avec les combinaisons suivantes des paramètres du sol φ et c (tableau I), qui sont considérées comme relativement typiques en mécanique du sol [14].

TABLEAU I Paramètres du sol
Shear parameters.

	40	35	30	25	20
Angle de frottement interne φ [°]					
Cohésion c [kN/m ²]	0	5	10	20	35

Les données statistiques des variables aléatoires sont regroupées dans le tableau II. Les facteurs partiels de sécurité sont donnés par DIN 1054.100 [5]. Le reste des paramètres de base est considéré comme non aléatoires (déterministes). Pour plus de détails voir [2, 7, 14, 15]. Le problème de l'autocorrélation des sols n'est pas traité dans cette étude.

On utilise un programme de calcul [2] dans lequel les équations d'état limite développées ci-dessus ont été implémentées. On part d'une valeur initiale de la longueur d'ancrage que l'on fait varier jusqu'à ce que la surface de glissement profonde la plus critique (longueur d'ancrage nécessaire minimale) est atteinte qui assure juste l'équilibre du système. La sécurité correspondante, exprimée à travers l'indice de sécurité β , est calculée avec la théorie de fiabilité de premier ordre. Le programme de calcul [2] est développé sur la base de cette dernière théorie en Turbo Pascal. Il permet le calcul de la sécurité du système qui est exprimée par l'indice de sécurité β ou par la probabilité de rupture P_r .

TABLEAU II

Données statistiques des variables aléatoires.

Statistical data of the basic variables.

Variable aléatoire	Coefficient de variation	Distribution	Facteur partiel de sécurité
Angle de frottement interne φ [°]	7,5 %	Log-normale	1,25
	10 %		
Cohésion c [kN/m ²]	25 %	Log-normale	1,60
Surcharge q [kN/m ²]	40 %	Extrême (Type I)	1,30
Poids spécifique γ [kN/m ³]	5 %	Normale	1,00

Résultats

Les résultats illustrés sur la figure 4 montrent que l'inclinaison critique de la surface de glissement intérieure avec l'horizontale (θ_{12}) est égale, avec une exactitude suffisante, à l'inclinaison de la surface de glissement active de Coulomb ($\theta_{12} = \pi/4 + \varphi/2$). Sur la figure 4, on constate que plus l'inclinaison θ_{12} diffère de l'inclinaison de la surface de glissement active de Coulomb, plus la valeur de l'indice de sécurité β augmente.

Des investigations pareilles ont été effectuées pour les murs de soutènement à triple ancrage [2]. Les résultats des calculs ont montré que la surface de glissement intérieure critique en coupant deux ancrages est à peu près 5° jusqu'à 10° plus inclinée que la surface de glissement active de Coulomb. Cette différence devient encore plus grande avec l'augmentation du nombre des ancrages coupés (cas des murs avec plus de trois nappes d'ancrages). C'est pourquoi, d'autres investigations sont nécessaires.

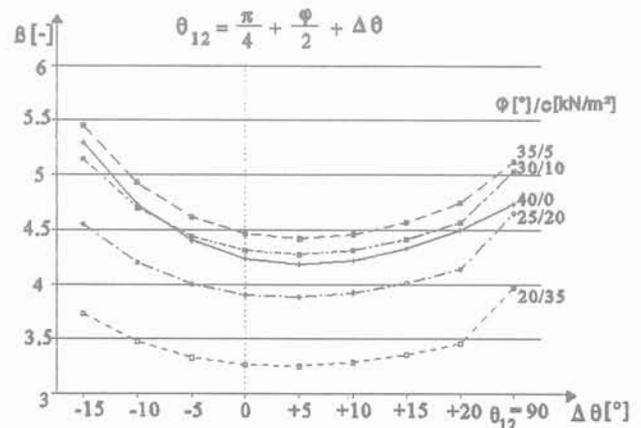


FIG. 4 Détermination de l'inclinaison critique de la surface de glissement intérieure.
Determination of the unfavourable inclination of the internal slip surface.

D'après le tableau III on constate que les ancrages sont d'autant plus longs que la cohésion est plus grande et l'angle de frottement interne est plus petit.

TABEAU III Longueurs d'ancrages [m].
Anchor lengths [m].

φ [°]/c [kN/m ²]	40/0	35/5	30/10	25/20	20/35
Ancrage supérieur	9,42	10,52	11,81	12,70	12,85
Ancrage inférieur	7,18	8,09	9,19	9,91	9,86

Les résultats des études probabilistes représentés sur la figure 5 montrent que la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis d'une rupture au niveau de l'ancrage supérieur (indice de sécurité β) est clairement plus petite que celle au niveau de l'ancrage inférieur. Les résultats d'autres analyses [1, 2] confirment cette constatation. Plus l'ancrage est profond ou plus la surface de glissement profonde est en pente douce, plus l'indice de sécurité β croît.

Le coefficient de variation d'une variable aléatoire déterminante (angle de frottement interne φ , cohésion c) a une influence considérable sur l'indice (niveau) de sécurité β . L'indice de sécurité β est d'autant plus petit

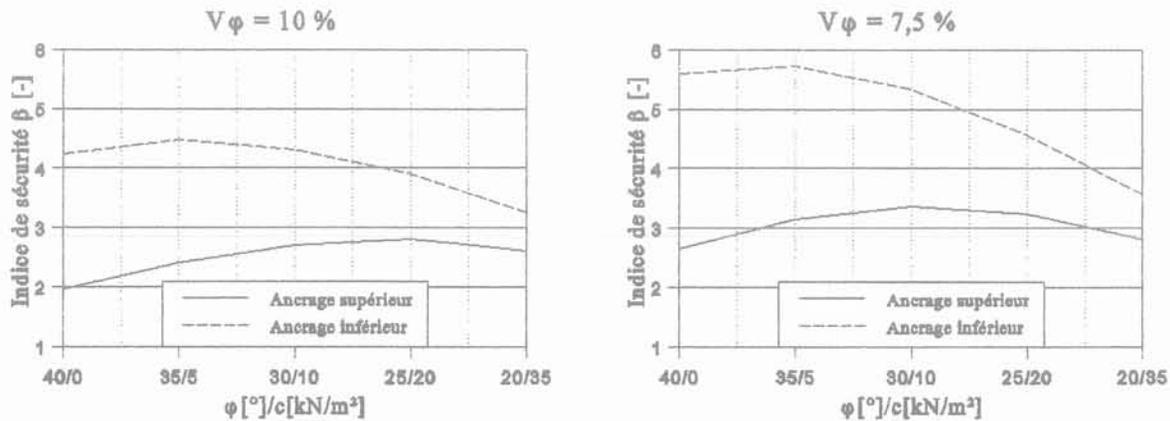


FIG. 5 Indices de sécurité β .
Safety indexes β .

que le coefficient de variation de l'angle de frottement interne ($V\varphi$) est plus grand (Fig. 5).

5

Conclusion

La stabilité d'ensemble des murs de soutènement à double ancrage est vérifiée par l'étude de la rupture le long de la surface de glissement profonde. Dans ce but, un modèle mécanique est proposé sur la base de la méthode cinématique des solides de rupture rigides. L'étude de ce problème de stabilité est faite suivant le nouveau concept probabiliste de sécurité. L'équation d'état limite décrivant le mécanisme de rupture a été développée. Les surfaces de glissement critiques ont

été recherchées itérativement pour différents types de sols. L'influence des ancrages sur le parcours (inclinaison) des surfaces de glissement est mise bien en évidence. D'autres connaissances intéressantes pour la pratique ont été dégagées lors de ce travail :

- Les ancrages sont d'autant plus longs que la cohésion est plus grande et l'angle de frottement interne est plus petit.
- La sécurité de l'ouvrage vis-à-vis d'une rupture au niveau de l'ancrage supérieur (indice de sécurité β) est clairement plus petite que celle au niveau de l'ancrage inférieur.
- Le coefficient de variation d'une variable aléatoire déterminante (angle de frottement interne φ , cohésion c) a une influence considérable sur l'indice de sécurité β .

Bibliographie

- [1] Belabed L. - Standsicherheitsuntersuchung zweifach verankerter Stützwände mit der kinematischen Starrkörpermethode. *Geotechnik*, vol. 19, 1995, p. 171-174.
- [2] Belabed L. - Zuverlässigkeitsuntersuchung des Tragsystems « mehrfach verankerte Stützwände » mit probabilistischen Methoden. Thèse de doctorat, Bauhaus-Universität Weimar (Germany), 1996.
- [3] Belabed L. - Genauere Modellierung der Bruchmechanismen bei mehrfach verankerten Stützwänden. *Bautechnik*, vol. 73, 1996, p. 776-780.
- [4] CEN - Geotechnical design, general rules. European Committee for Standardization (CEN), Eurocode. Nederlands Normalisatie-instituut (NNI), Delft, Prestandard (ENV), 1994.
- [5] DIN 1054.100 - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Deutsches Institut für Normung, 1995.
- [6] Gäbler G. - Anwendung des statistischen Sicherheitskonzepts auf verankerte Wände und vernagelte Wände. Vorträge der Baugrundtagung, Braunschweig, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 1982, p. 49-82.
- [7] Gäbler G. - Vernagelte Geländesprünge - Tragverhalten und Standsicherheit. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 108, 1987.

Bibliographie

- [8] Goldscheider M. – Standsicherheitsnachweis mit zusammengesetzten Starrkörper-Bruchmechanismen. *Geotechnik*, vol. 2, 1979, p. 130-139.
- [9] Goldscheider M., Kolymbas D. – Berechnung der Standsicherheit mehrfach verankerter Stützwände. *Geotechnik*, vol. 4, 1980, p. 156-164.
- [10] GRUSIBAU – Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Éditeur : Deutsches Institut für Normung (DIN) e.V., Beuth Verlag, Berlin-Köln, 1981.
- [11] Gudehus G. – Erddruckermittlung. *Grundbautaschenbuch*, Teil 1, 4. Auflage, p. 289-361, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1990.
- [12] Hasofer A.M., Lind N.C. – Exact and invariant second-moment code format. *ASCE proceedings*, vol. 100, n° EM 1, 1974, p. 111.
- [13] Kranz E. – Über die Verankerung von Spundwänden. *Mitteilungen Wasserbau und Bauforschung*, Heft 11, 2. Auflage, Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 1953.
- [14] Nottrodt H.P. – Beitrag zur Einführung semiprobabilistischer Methoden in der Geotechnik. Thèse de doctorat, Bauhaus-Universität Weimar (Germany), 1990.
- [15] Pottharst R. – Erläuterungen des statistischen Sicherheitskonzeptes am Beispiel des Grundbruchs. Vorträge der Baugrundtagung, Braunschweig, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 1982, p. 9-47.

Comportement des ouvrages dans les argiles expansives d'In-Aménas

Z. DERRICHE

*Maître de Conférences,
Inst. Génie Civil, USTHB,
B.P. 32 El-Alia
Bab-Ezzouar
Alger*

L. IGUECHTAL

*Ingénieur, NAFTEC,
H-Dey, Alger*

M. TAS

*Maître assistant,
Inst. Sciences de la terre,
USTHB, Alger*

Résumé

La présence d'argile gonflante cause de sérieux problèmes dans les régions à climat aride. Dans ces régions l'argile se trouve dans un état de dessiccation tellement poussé que l'apport d'une infime quantité d'eau peut libérer une énergie faramineuse capable de provoquer des sinistres importants dans les constructions.

En Algérie les argiles gonflantes constituent un handicap majeur pour le développement des régions du Sud, d'autant plus que ces dernières renferment l'essentiel des ressources pétrolières du pays. On rapporte dans cet article l'expérience de désordres du gonflement vécue dans la région d'In-Aménas. On présente la région dans ses contextes environnemental et géomorphologique puis on analyse le comportement de quelques ouvrages affectés par le gonflement du sol. On termine en inférant quelques recommandations relatives à la réalisation de constructions dans la région.

The behaviour of works on the expansive clays of In-Aménas

Abstract

The occurrence of expansive clays causes serious stability problems in regions with arid climate. In these areas, the clay is so dry that a supply of a tiny quantity of water may release a fantastic energy capable of producing important damage in structures.

In Algeria the problem of expansive clays represents the major hamper for the development of the south. In these regions can be found the major part of the country oil resources. In this work we analyze the case of swell damage experienced in the region of In-Aménas. We present the region with its environmental and geomorphological peculiarities then we study the behaviour of some selected structures affected with swell damage.

Introduction

Les dommages causés par le gonflement des sols peuvent être particulièrement coûteux (Parcevaux, 1980). De nombreuses expériences fâcheuses vécues dans plusieurs pays du monde sont rapportées dans la littérature (Komornik et Zeitlen, 1969, Jones *et al.*, 1973). L'Algérie, à l'instar de ces pays, souffre également du problème de gonflement des sols. Des cas de désordres alarmants se sont déclarés ces dernières années dans plusieurs régions du Sud du pays. Tant et si bien que le problème de gonflement constitue un handicap majeur pour le développement de ces régions. Le cas le plus marquant est sans conteste celui des ouvrages pétroliers de la région d'In-Aménas. L'expérience vécue à In-Aménas est singulière et assez instructive pour mériter d'être portée à l'attention des ingénieurs et spécialistes du métier. Ce travail constitue une contribution dans cette direction.

On analyse dans cet article le comportement global d'un certain nombre d'ouvrages appartenant à une infrastructure pétrolière de la région, différemment affectés par le gonflement des sols de fondation. On tente d'identifier et d'expliquer le pourquoi de la performance de ces ouvrages dans le contexte des conditions géomorphologiques et climatiques du milieu. On donne quelques recommandations qui paraissent évidentes au vu du comportement observé. Enfin, on conclut sur la nécessité d'établir des normes et règles spécifiques pour la conception et la réalisation des ouvrages dans les régions arides.

Situation

La région d'In-Aménas est à 1 600 kilomètres au sud-est de la capitale du pays Alger (Fig. 1). Elle est repérée par 28°5' de latitude N et 9°63' de longitude E.



FIG. 1 Localisation géographique de la ville d'In-Aménas.
In-Aménas geographical situation.

La région se trouve à une altitude de 561 mètres et se caractérise par une morphologie plutôt aplatie avec absence quasi totale de drainages naturels superficiels.

Contexte géomorphologique

La géologie

Les données géologiques locales montrent que la formation principale rencontrée dans la région appartient à la série des argiles triasiques du Zarzaitine : région qui renferme les plus importants gisements pétroliers du Sahara. Des sondages pétroliers ont montré que cette formation d'argile a une puissance supérieure à 180 mètres et surmonte une formation carbonifère très épaisse.

Les multiples études de sols réalisées dans la région ont révélé la présence d'un sol composé essentiellement d'argile rouge bariolée (de mauve, de jaune, de vert et de bleu), très compacte, couverte en surface par une couche d'altération. Cette couche d'altération est le produit de l'action conjuguée du soleil, de la pluie et des vents de sable. Ces phénomènes thermoclastiques sont à la base des fractures subverticales remplies de sable existant dans le sous-sol. Le vent apporte du sable qui est entraîné par les faibles pluies dans les fissures qu'il colmate.

Le climat

Le climat de la région d'In-Aménas se caractérise par une longue saison estivale sèche et chaude et une saison hivernale douce et plus ou moins pluvieuse. La valeur des précipitations est très faible et très variable d'année en année au point de vue quantité et répartition.

Les précipitations

La moyenne des précipitations annuelles déterminée pour la station d'In-Aménas pour la période 1975-1984 est de 29 millimètres. Dans cette région la notion de moyenne ne reflète guère la réalité à cause de la très grande variabilité de la quantité de pluie (Fig. 2). Les pluies tombent pendant 14 jours en moyenne pendant la période hivernale.

Les températures

Les températures moyennes sont comprises entre 10 et 32 degrés. La grande différence entre les températures moyennes de l'été et celles de l'hiver montre l'importance de la chaleur estivale (Fig. 3).

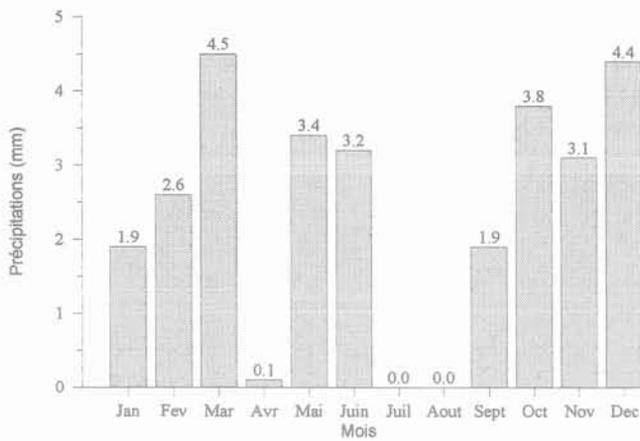


FIG. 2. Moyennes des précipitations mensuelles relevées à la station d'In-Aménas. Mean monthly precipitation recorded at In-Aménas meteorological station.

3.2.3

Les vents

Dans les régions arides, les vents jouent un rôle primordial dans la formation des reliefs, dans la dégradation de la végétation et de la destruction des sols (Halitim, 1984). Les vents du Sud sont généralement secs et froids en hiver et deviennent chauds et desséchants en été (Sirocco). On estime que le Sirocco sévit pendant environ 15 jours par an en créant des vents de sable. La direction, vitesse et fréquence des vents sont très variables au cours de l'année. Au Sahara, les vents font baisser le degré hygrométrique jusqu'à 20 % (Fig. 3).

3.2.4

La végétation

La végétation de la région est très éparse et de nature basse. Elle est constituée de groupements végétaux, du type steppique, azonaux et de peu d'espèces.

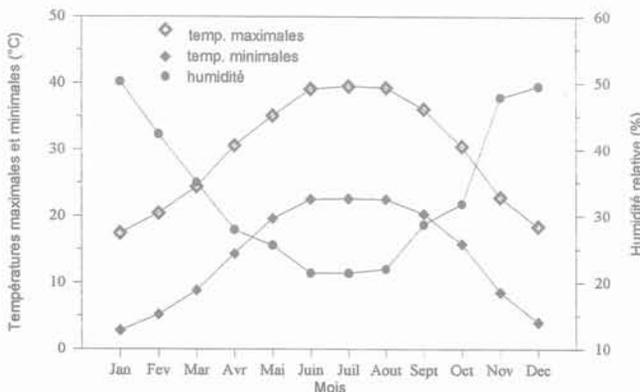


FIG. 3. Moyennes mensuelles des températures minimales et maximales sous abris, humidité relative. Mean monthly minimal and maximal temperatures under shelter and relative humidity.

3.2.5

Classification du climat

Afin de synthétiser les données météorologiques ci-dessus présentées, on utilise les indices climatiques suivants :

- *L'indice xérothermique* : il représente le nombre de jours biologiquement secs au cours de la période sèche. Il est calculé en retranchant du nombre de jours de la période sèche, le nombre de jours pluvieux ou supposés humides.

- *L'indice d'aridité de Martonnet* : il est donné par la relation $Ia = \frac{P}{T + 10}$ dans laquelle (P) est la pluviométrie annuelle en millimètres et (T) est la température annuelle moyenne en degrés Celsius.

- *Le diagramme ombrothermique* : il montre l'importance de la période sèche. Dans ce diagramme les températures sont portées à une échelle double de celle des précipitations ; un mois est considéré sec si la pluviométrie P (en millimètres) est inférieure ou égale au double de la température T (en degrés Celsius).

Le diagramme ombrothermique de la région d'In-Aménas (Fig. 4), indique que pour cette région, tous les mois de l'année sont secs. Par ailleurs, on trouve pour les indices climatiques :

– indice d'aridité (Ia) = 0,92

– indice xérothermique (Ix) = 365 – 14 = 351

Le diagramme ombrothermique et les indices xérothermique et de Martonnet sont indicatifs de l'hyperaridité de la région (Halitim, 1984).

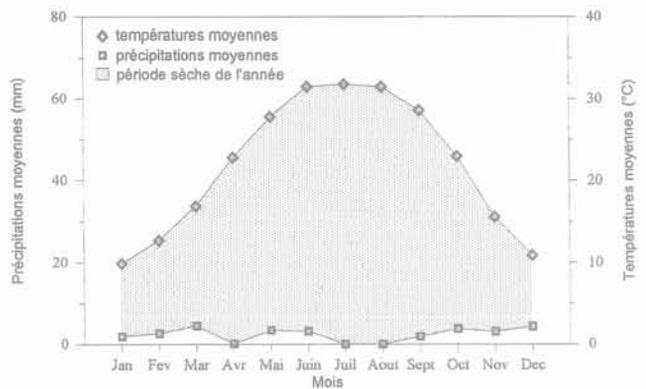


FIG. 4. Diagramme ombrothermique de la région d'In-Aménas. Ombrothermic diagram of In-Aménas region.

3.3

Hydrogéologie

Les sondages géotechniques, effectués à différents endroits de la région, jusqu'à une profondeur de 20 mètres n'ont pas mis en évidence la présence d'une nappe phréatique. Cependant, la ville d'In-Aménas est alimentée en eau potable à partir d'une source qui se trouve à 50 kilomètres de la ville. Les puits forés dans la région d'In-Aménas, à des profondeurs de 180 à 250 mètres, ont mis en évidence la présence d'une nappe souterraine profonde du type albien.

Les sols

3.4.1

Stratigraphie

De nombreuses études de sol ont été effectuées sur les sols d'In-Aménas pour le compte de compagnies nationales implantées dans la région. Ces études ont été réalisées par des laboratoires nationaux et étrangers dans le cadre de conception d'ouvrages ou dans le cadre d'expertises. La synthèse de ces études montre que les argiles de la région se présentent suivant une stratigraphie assez régulière et globalement homogène selon la succession de cinq couches :

- une couverture sableuse ou couche d'altération de quelques centimètres à quelques décimètres par endroits ;

- un horizon supérieur constitué de matériau limono-argileux de couleur rougeâtre (ARG.2). Cet horizon épais de 1,5 mètre en moyenne contient des mud-cracks. Par endroits, ce matériau présente une couleur violette (ARG.3). L'homogénéité de cet horizon en plan est interrompue seulement par de légères variations latérales. Il se présente par endroits plus riche en altérations jaunâtres et en argile ;

- un horizon argileux compact presque dépourvu de fractions sableuses. Cet horizon de couleur rougeâtre est légèrement plus sombre que la couche supérieure. Dans les tranchées, ce matériau se présente en petits blocs compacts séparés les uns des autres par de nombreuses fractures dont les faces sont ondulées et polies, ce qui témoigne de la grande surconsolidation de l'argile (ARG.1). On trouve dans cet horizon des lithotypes bariolés de vert clair parfois argileux parfois sableux se présentant sous forme de lentilles éparpillées ou en noyaux concentrés ou en étages discontinus ;

- un étage argileux verdâtre relativement mince qui apparaît dans les tranchées à une profondeur de 3 à 4 mètres pas toujours bien délimité aux bords (ARG.4) ;

- un horizon inférieur constitué d'argile limono-sableuse rougeâtre identique à l'horizon argileux compact mais visiblement moins compact et plus fracturé.

3.4.2

Minéralogie

Les analyses par diffraction aux rayons X de trois échantillons ont révélé que ces argiles sont à prédominance de kaolinite avec présence, en moindre importance, d'interstratifiés « illite-vermiculite » et de silice cristallisée en minéraux associés (Fig. 5).

3.4.3

Composition chimique des minéraux

Plusieurs échantillons d'argile ont fait l'objet d'une analyse chimique. Les résultats de ces analyses (tableau I) font ressortir la forte proportion de silice (>50 %) comparée à celle de l'alumine (< 20 %). Ces proportions donnent aux échantillons de sol testé des rapports silice-alumine et silice-sesquioxides comparables à ceux des sméctites (Caillère *et al.*, 1988).

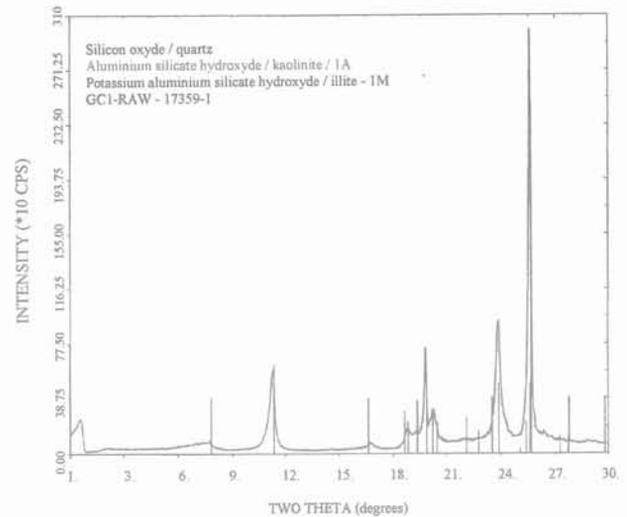


FIG. 5 Diffractogramme aux rayons X d'un échantillon de sol d'In-Aménas - Spectre complet et pics.

X-ray diffractogram of a sample of In-Aménas soil - Full spectrum and pics.

Ce résultat semble indiquer la présence, en proportion non négligeable, de minéraux argileux du type 2:1. Par ailleurs, la teneur en K_2O confirme la présence d'illite dans les argiles d'In-Aménas. On peut grossièrement estimer la proportion d'illite présente dans les sols d'In-Aménas à 10 à 40 %, cela en considérant qu'une illite pure pourrait contenir de 9 à 10 % de potasse.

TABLEAU I Composition chimique des minéraux. Chemical composition of minerals.

	ARG1	ARG2	ARG3	ARG4
SiO ₂	69	56,3	58,7	56,2
Al ₂ O ₃	12,69	15,12	19,32	20,44
Fe ₂ O	-	-	-	-
CaO	0,57	1,54	1,23	1,53
Fe ₂ O ₃	5,69	8,32	7,00	4,81
MgO	-	-	-	-
Na ₂ O	0,67	0,66	0,65	0,67
K ₂ O	1,8	2,8	1,3	2,4
TiO ₂	-	-	-	-
MnO	-	-	-	-
H ₂ O	6,81	9,88	9,5	10,8
SO ₃	-	-	-	-
SiO ₂ /Al ₂ O ₃	9,21	6,31	5,15	4,66

D'autre part, la forte proportion enregistrée pour la silice souligne, comme il a été noté lors des analyses minéralogiques, la présence de silice en minéraux associés.

Analyse des eaux

3.5.1

Eaux brutes

Une analyse de l'eau provenant du puits de la raffinerie a donné les résultats consignés dans le tableau II. On remarque, d'après ces résultats que les eaux de la nappe sont fortement minéralisées puisqu'on y trouve plus de 1 600 milligrammes de sels par litre d'eau. On peut conclure par conséquent que les nappes de la région présentent un faciès chimique généralement chloruré sodique. Ce qui pourrait indiquer que les sols de la région sont des sols salins à complexe sodique.

TABLEAU II Composition chimique des eaux.
Chemical composition of waters.

Éléments	Eaux brutes	Eaux de rejet
Fe ²⁺	8,84 mg/l	-
Ca ²⁺	180	4,9
Mg ²⁺	129,6	5
CO ₃ ²⁻	0	-
HCO ₃ ⁻	207,4	-
SO ₄ ²⁻	Trace	-
Ba ²⁺	Absence	-
Cl ⁻	519,5	-
Na ⁺	585	4800
P ³⁻	-	18
K ⁺	-	50,5

3.5.2

Eaux de rejet

Parce que les eaux de rejet de l'usine de raffinage représentent la quasi-totalité des eaux d'infiltration du complexe, la composition chimique de ces eaux est analysée (tableau II). Il ressort des résultats trouvés que lors des traitements que subit l'eau brute dans les utilités il se produit dans l'eau une réduction des cations bivalents contre une augmentation considérable des cations monovalents en l'occurrence le sodium et l'apparition de nouveaux ions ; le potassium et le phosphore (élément dispersant) avec en même temps une augmentation nette de la quantité de sels dissous (près de 5 000 milligrammes/litre).

4

Caractéristiques géotechniques

Les caractéristiques géotechniques présentées dans cette section constituent une synthèse des résultats

d'un grand nombre d'études réalisées dans la région et du travail de Tas (1992).

Eu égard à l'aspect lithoïde des sols de la région, le carottage par voie sèche de ces sols est une opération difficile voire impossible à réaliser. De la même manière, le carottage par voie humide, utilisé dans la plupart des études réalisées, n'est pas adapté compte tenu de la nature expansive des sols. Par conséquent, on pense que les résultats donnés dans Tas (1992) sont relativement plus réalistes parce qu'ils représentent les caractéristiques d'échantillons intacts soigneusement taillés dans des blocs prélevés dans des tranchées et puits de reconnaissance. Il convient de souligner à ce niveau la difficulté rencontrée lors de la préparation des échantillons à cause de la grande dureté et de la friabilité des sols testés.

4.1

Caractéristiques physiques

Les analyses granulométriques ont révélé que les argiles testées présentent une grande prédominance de fines (de 25 à 60 %) et contiennent une quantité notable de limon et une proportion variable de sable fin.

La densité spécifique des grains solides a été trouvée égale à 2,75. La limite de liquidité varie de 30 à 85 %, l'indice de plasticité de 20 à 60 %. Les points représentatifs de ces paramètres sur l'abaque de plasticité de Casagrande (Fig. 6) se situent, à l'exception de quelques points au-dessus de la droite A. En effet, on trouve 20 % du total des points dans le domaine des argiles minérales de moyenne plasticité et un peu moins de 80 % des points dans celui des argiles de forte plasticité.

La teneur en eau naturelle des sols varie de 2 à 14 % avec la majorité des valeurs comprises entre 2 et 8 % (Fig. 7). La teneur en eau est très faible et a été trouvée pour beaucoup d'échantillons bien inférieure à la limite de retrait (comprise entre 6 et 14 %). Les grands écarts enregistrés entre la teneur en eau naturelle et la limite de liquidité démontrent l'état de surconsolidation poussé atteint par la dessiccation du sol. Ce constat est en accord avec les valeurs élevées enregistrées pour l'indice de compacité, supérieures à 1,5 pour la plupart, et pour la densité sèche supérieures à 2.

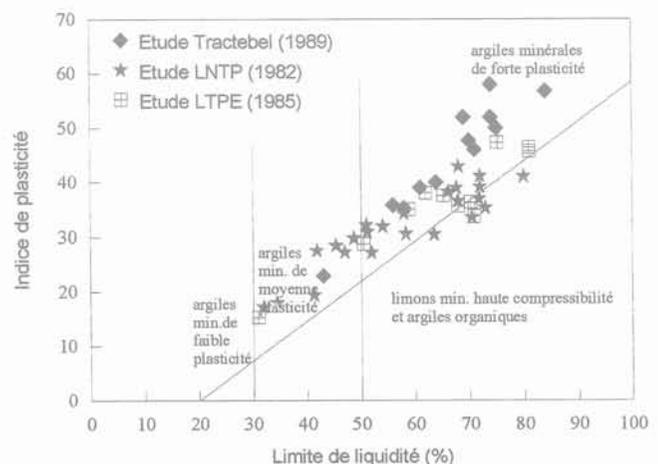


FIG. 6 Situation de sols testés sur l'abaque de plasticité de Casagrande.
Plasticity situation of studied soils on the Casagrande plasticity chart.

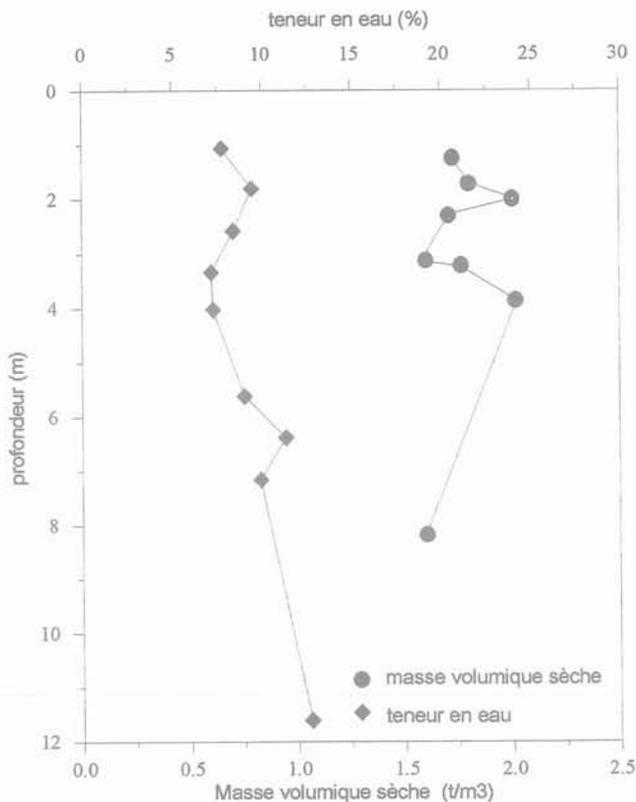


FIG. 7 Variation de la teneur en eau et de la densité du sol avec la profondeur.
Variation of water content and density of soil with depth.

4.2

Caractéristiques mécaniques

Un grand nombre d'essais pénétrométriques a été réalisé au moyen du pénétromètre dynamique léger DL030. La plupart des essais devaient commencer dans des forages au-dessous du niveau du sol, le refus ayant été obtenu après quelques centimètres. Le nombre élevé de coups enregistré témoigne de la grande compacité des terrains traversés. Il convient de souligner que seulement quelques essais ont pu atteindre la profondeur de 5 à 6 mètres.

La résistance à la compression a été mesurée sur des échantillons intacts prélevés entre les profondeurs de 1,5 et 19 mètres. Par endroits les valeurs enregistrées ont atteint des valeurs extrêmes de 3 000 voire même 5 000 kPa mais globalement on a trouvé des valeurs comprises entre 80 et 820 kPa.

Concernant l'activité au gonflement des sols testés, on montre dans la figure 8 que les points représentatifs des sols étudiés sur l'abaque de Van Der Merwe donnent un nuage dans le domaine d'activité allant de 0,6 à 1. Ce résultat confirme la présence d'illite en grande proportion dans ces sols. Les valeurs extrêmes de l'activité (valeurs supérieures à 2) indiqueraient que la présence de montmorillonite ou d'interstratifiés serait importante pour certains échantillons. De la même manière et conformément à la classification de Williams et Donaldson (1980), les sols d'In-Aménas présentent un pouvoir de gonflement très élevé.

Des essais de gonflement réalisés à l'œdomètre selon les normes A, B et C (ASTM/D. 4546) ont donné des

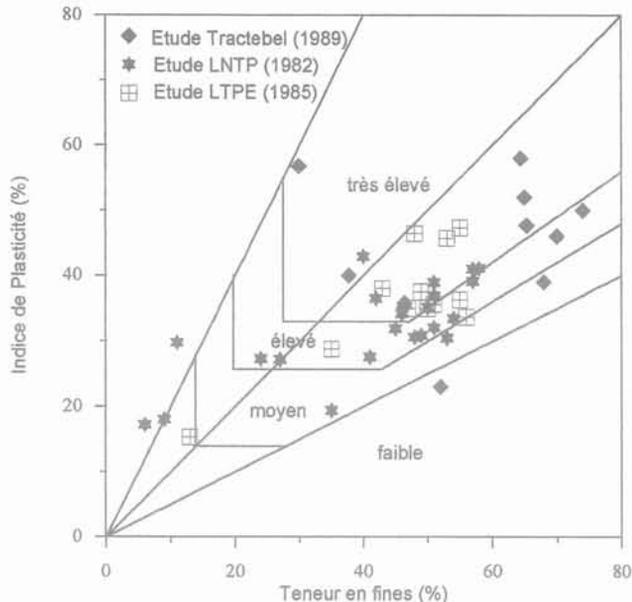


FIG. 8 Activité et potentiel de gonflement des sols d'In-Aménas sur l'abaque de Van Der Merwe (1964).
Activity and swell potential of In-Aménas soils after the Van Der Merwe chart (1964).

résultats qui ont confirmé le caractère potentiellement gonflant des sols d'In-Aménas (tableau III).

TABLEAU III Caractéristiques de gonflement de l'argile de la raffinerie.

Swell properties of a clay taken from the oil plant area.

Méthode d'essai	$\Delta h/h$ (%)	P_g (kPa)	e_o	e_f	γ_{da} (kN/m ³)	γ_{df} (kN/m ³)
(A) Charge initiale 1kPa	35,4	2850	0,305	0,767	21,01	15,15
(B) Charge initiale 201 kPa	11,4	3100	0,300	0,440	21,21	19,04
(C) Essai interrompu à 3800 kPa	-	3000	0,297	0,294	-	-

$\Delta h/h$ (%)
 P_g (kPa)
 e_o
 e_f
 γ_{da} (kN/m³)
 γ_{df} (kN/m³)

Expansion relative de l'échantillon.
Pression de gonflement.
Indice des vides avant saturation.
Indice des vides à la fin de l'essai.
Densité sèche avant essai.
Densité sèche à la fin de l'essai.

5

Comportement des ouvrages dans la région d'In-Aménas

Antérieurement à la construction des ouvrages, les études géotechniques réalisées par différents organismes ont bien souligné le caractère particulièrement expansif des sols en place et avaient attiré l'attention du maître d'ouvrage sur le danger que pouvait représenter ce caractère pour les constructions. Ces études avaient en particulier recommandé :

- d'éviter impérativement les infiltrations d'eau à travers le sous-sol et cela en ayant recours notamment à :
 - l'étanchéisation des surfaces autour des installations sensibles par un revêtement fiable et un système de pentes ne permettant aucune accumulation d'eau,
 - l'éloignement des rejets d'eau de surface à 5 mètres au-delà de tout bâtiment ;
 - d'isoler le terrain naturel vis-à-vis du béton de fondation ;
 - de prévoir des vides sanitaires sous les bâtiments.

Bien que ces recommandations aient été plus ou moins mises en application sur le terrain, celles-ci n'ont pas empêché le gonflement des sols de la région de se manifester avec acuité mettant en danger la stabilité des structures en place.

5.1

Cas de la base résidentielle

La construction de cette base, dont la capacité d'accueil est de 1 300 personnes, a été effectuée en 1960. La base est constituée de modules préfabriqués standardisés. Le module est un élément en rez-de-chaussée projeté sur un vide sanitaire. La fondation est constituée d'une structure portante tubulaire en acier forgé dont l'appui est soudé à une platine qui repose, en appui libre, sur du gros béton coulé en pleine fouille. La fouille est remblayée par du sable.

Hormis quelques modules, légèrement affectés par la manifestation du gonflement, on peut dire généralement que le type de support retenu pour cette infrastructure s'est avéré assez fiable. En effet, les appuis étant totalement libres, sont capables d'absorber tous les déplacements possibles dans les sens vertical et horizontal. Il semblerait donc que, grâce à ses fondations souples, la base résidentielle continue à être exploitée sans problèmes majeurs jusqu'à nos jours.

5.2

Extension de la base résidentielle

5.2.1

Cas des 170 studios

La construction des studios a été réalisée en 1977. Ce sont des éléments à rez-de-chaussée sur vide sanitaire de 0,6 mètre. L'ossature est en portiques autosupportés, le plancher RDC est en dalle pleine, de 10 centimètres d'épaisseur et le plancher terrasse est en poutrelles et corps creux (16 + 4 cm). Les murs extérieurs sont en double cloisons de parpaings séparées par une lame d'air de 10 centimètres. Les fondations sont des semelles isolées ancrées à une profondeur de 1,5 mètre.

Pour ces studios, les désordres sont amorcés dès la réception. Ils progressent très vite et inexorablement jusqu'à la ruine totale des ouvrages et ceci malgré de multiples tentatives de confortement. Les désordres ont fait l'objet d'un suivi qualitatif rigoureux qui a permis d'établir la chronologie des événements ci-après.

1980 Réception des ouvrages. Apparition des premiers indices des désordres : microfissures à peine visibles sur les façades et les cloisons.

1981 Apparition d'importantes fuites par suite de gonflement au niveau des éléments du réseau d'assainissement.

Matérialisation nette des fissures sur les façades et cloisons : ouvertures de quelques centimètres.

Apparition de microfissures sur les portiques en béton armé.

Entreprise des premières actions préventives ; colmatage des fissures avancées et pose de témoins sur les portiques.

1982 Évolution rapide des fissures sur les panneaux de façades.

Matérialisation et ouverture des fissures sur les portiques.

Gonflement et gondolement apparents du sol d'emprise des studios.

Apparition d'un faux aplomb sur les façades.

1983 Évolution accélérée des désordres et mise en quarantaine d'un lot de 15 studios menaçant ruine.

1984 Ruine totale et déblayage d'un premier lot de studios et ce malgré les travaux de confortement répétés plusieurs fois au cours de chaque année depuis 1982.

1985 Ruine totale d'un second lot de 110 studios.

Les figures 9, 10 et 11 montrent un nombre de studios dans un état de dégradation très avancé. Sur les figures 8 et 10 on peut clairement observer des fissures de cisaillement diagonales ouvertes voire même béantes, qui démarrent des ouvertures, et des fissures horizontales de traction situées principalement en haut des murs périphériques. Ces désordres sont la conséquence d'un gonflement différentiel important probablement supérieur à 1/150 (Mouroux *et al.*, 1988) puisqu'ils ont mené par endroits jusqu'à la rupture des poteaux (Fig. 11) et à long terme à la ruine totale des studios.

Les effets du gonflement différentiel apparaissent aussi, et de manière claire, dans le gondolement de la surface du sol et les faux aplombs accusés par les parements des studios (Fig. 10). A cet effet, les photos montrent qu'aucune précaution n'a été prise pour la protection des accotements des studios (ni par pente, ni par trottoir étanche).



FIG. 9 Fissures diagonales de cisaillement dues à un gonflement différentiel à l'angle du studio.

Shear diagonal cracks due to differential heaving at the angle of the studio.

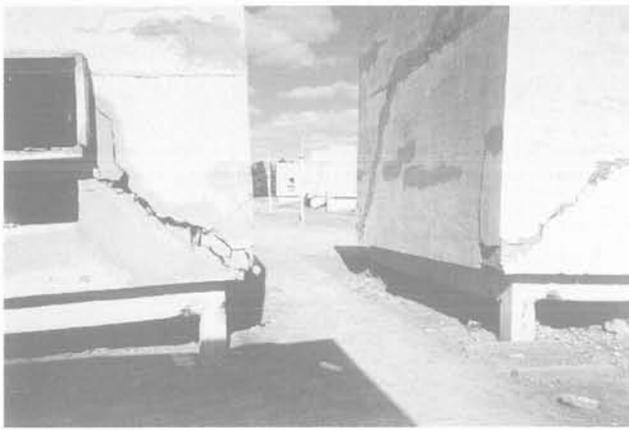


FIG. 10 Perte de verticalité des studios, provoquée par un gonflement différentiel du sol.
Loss of verticality of the studios due to a differential heaving of the soil.

Cette forme de désordres est compatible avec le mode de fondation des studios (Chen, 1984) : structure à un seul niveau fondée sur sols gonflants par semelles isolées.

En définitive, et malgré qu'il reste encore quelques studios dans un état de désordre très avancé, on peut conclure que cette première tentative d'extension des infrastructures de la région par la construction en dur n'aura pas été concluante.



FIG. 11 Rupture par compression d'un poteau d'angle.
Failure by compression of an angle column.

Cette expérience, qualifiée de malheureuse par le maître d'ouvrage, a incité les décideurs à recourir à d'autres choix.

5.2.2

Cas de la nouvelle base résidentielle

Les ouvrages de la nouvelle base résidentielle sont constitués d'éléments en rez-de-chaussée en surélévation de 0,8 mètre par rapport au niveau du sol extérieur. Ils s'étendent sur de grandes surfaces et s'articulent autour d'espaces verts. Ils sont fondés sur pieux dont la profondeur varie de 12 à 15 mètres. Le plancher technique est une structure souple en charpente métallique (Fig. 12). Les cloisons sont en panneaux de placo-plâtre.

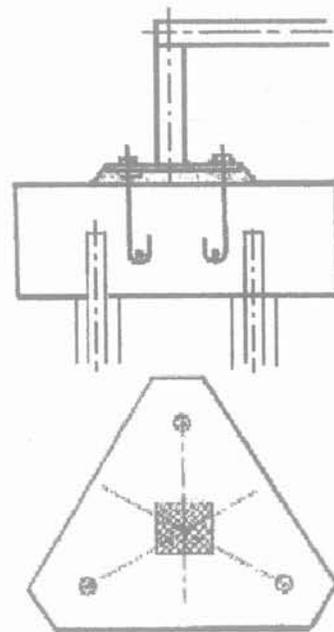


FIG. 12 Système de fondation de la nouvelle base résidentielle.
Foundation system of the new residential base.

La réception de la nouvelle base a été effectuée en 1986. Très vite après cette date on pouvait déjà facilement noter que les portes étaient bloquées, que les planchers techniques étaient sérieusement déformés et éventrés et que les fissures sur les cloisons étaient déjà importantes, en raison de l'arrosage des espaces verts périphériques.

Une étude diagnostic réalisée en 1989 a conclu à l'existence de pieux cisailés au niveau du bâtiment de réception. Cette étude avait recommandé de cesser impérativement l'arrosage des espaces verts jugé préjudiciable pour la tenue des bâtiments. A l'heure actuelle, mis à part les désagréments qu'ils occasionnent dans l'exploitation des lieux, les désordres enregistrés ne sont pas jugés encore critiques pour la stabilité des ouvrages. La performance relativement bonne de ces ouvrages est due au fait que le plancher en charpente métallique offre une grande flexibilité ce qui permet d'encaisser sans grands dommages les effets du gonflement.

Cas de la raffinerie

La raffinerie d'In-Aménas est implantée à l'ouest de la ville dans la zone industrielle. Elle est située à proximité du parc des réservoirs de stockage de brut de SONATRACH. Elle est constituée des principaux ensembles suivants :

- une unité de distillation atmosphérique ;
- une unité de traitement de kérosène ;
- des utilités (gaz, énergie électrique, air, vapeur...) ;
- une unité de stockage, transfert et chargement de produits finis ;
- des bâtiments annexes aux installations (salle de contrôle, laboratoires, maintenance, sécurité...).

La construction de la raffinerie s'est déroulée durant la période septembre 1976 et février 1980. Au stade de la construction, le gonflement ne s'était pas manifesté avec acuité. On avait quand même relevé l'apparition de quelques fissures sur les fondations des bacs de stockage (les galettes). L'exploitation de la raffinerie a été commencée en mars 1980. Ses unités sont maintenues en service, à une cadence de 4 mois par an, jusqu'à mai 1986. A cette cadence la raffinerie devait répondre aux besoins de consommation locale.

Très vite après le démarrage de l'exploitation les premiers indices de désordres sont apparus au niveau de la salle de contrôle et du laboratoire et puis se sont étendus aux unités et utilités (mai 1981). Très rapidement après les désordres ont affecté les superstructures et les équipements élancés (juin 1981).

Le cisaillement des ouvrages en béton est noté en 1982. Le cisaillement des boulons et le flambement des contreventements des superstructures sont relevés en 1983. Les déformations ; écarts de niveau, faux aplomb, ont progressé très vite atteignant des amplitudes qui pouvaient mettre en péril la stabilité des installations. En 1986 la raffinerie est mise à l'arrêt.

Globalement les désordres dus au gonflement des sols ont touché toutes les structures de la raffinerie. Dès leur amorce, ces désordres ont fait l'objet d'étude et de suivi. Des relevés périodiques de déformations et d'inclinaison des équipements principaux sont réalisés sur la période allant de 1981 à 1998. Parallèlement à ces relevés, des études diagnostics sont menées sur site, notamment en 1981-1982, en 1985 et 1988-1989 ainsi qu'en 1995-1996 et en 1998.

On analyse ci-après l'évolution des désordres des équipements majeurs, structures particulièrement sensibles aux déformations et dont la stabilité a été mise en péril par les effets du gonflement.

Ces ouvrages sont des structures élancées qui constituent l'équipement principal des unités de fabrication (four, colonne de fractionnement/stabilisation, stripper).

Ces équipements ont subi des écarts de verticalité importants. On donne dans la figure 13 l'évolution dans le temps des écarts de verticalité des colonnes DA101, DA102 et DA103. Si on compare les amplitudes des inclinaisons relevées à celles tolérées pour chaque ouvrage, on remarque que ces dernières sont atteintes et dépassées très vite après le démarrage de la raffinerie en 1981 et sont multipliées plusieurs fois les années d'après. Il convient de souligner à ce niveau que la direction des vents est dans le sens contraire des inclinaisons majeures enregistrées.

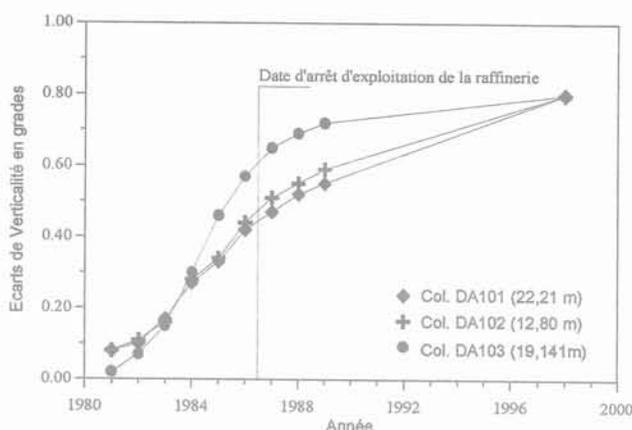


FIG. 13 Évolution dans le temps des écarts de verticalité des équipements élancés. Progression in time of the leaning of slender structures.

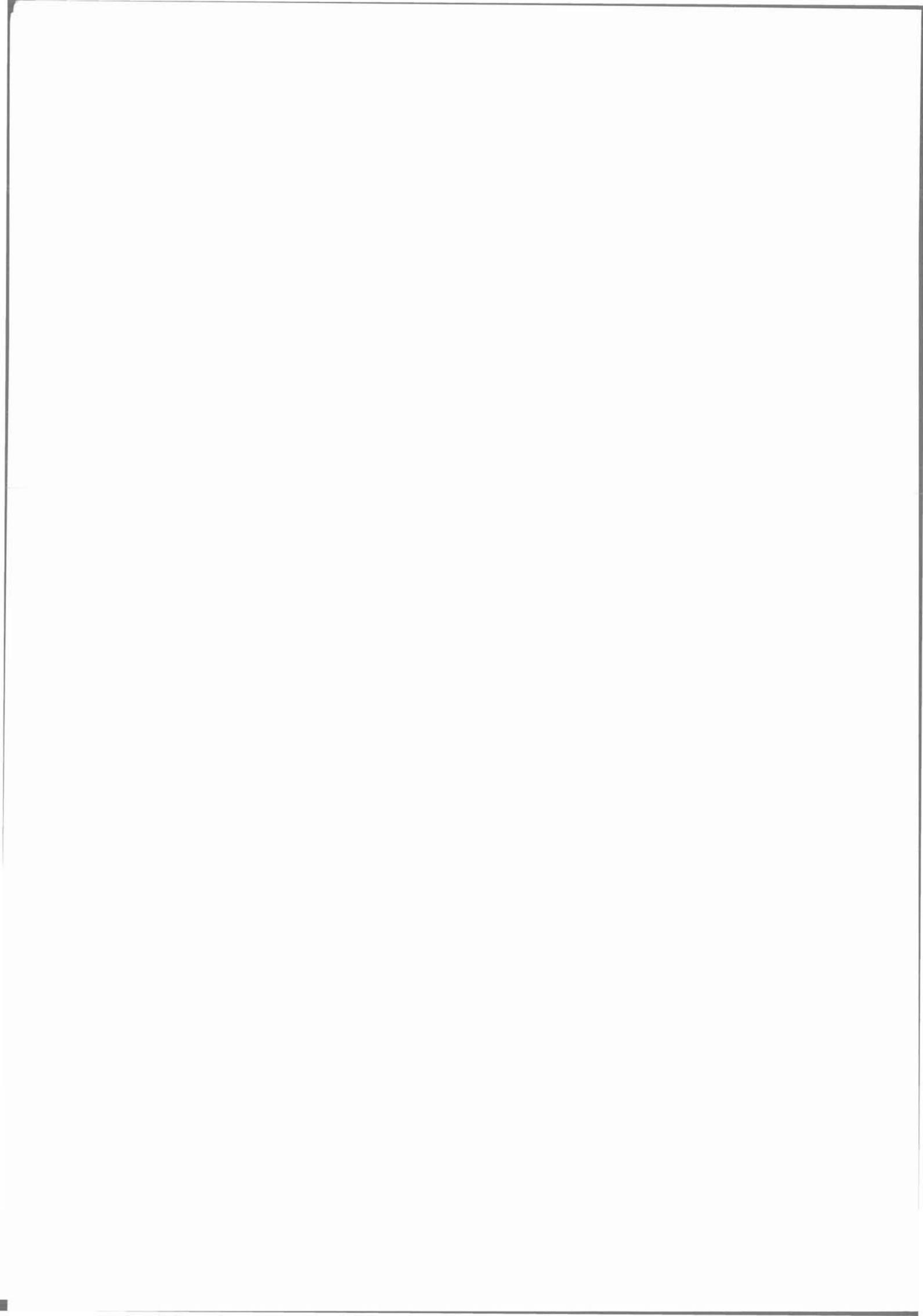
Par ailleurs, l'examen des courbes d'évolution permet de distinguer 3 branches dans l'avancement des inclinaisons. La première est dans la période 1981-1983 dans laquelle les déformations sont relativement lentes. Cette branche représente la phase d'amorce du processus de déformations. La seconde, qui va de 1983 à 1986, présente une pente très importante qui indique une grande accélération des déformations. La troisième branche apparaît durant la période 1986-1998. Elle présente une pente très faible ce qui exprime une diminution nette de la vitesse de déformations qui s'installe progressivement après l'arrêt d'exploitation de la raffinerie. Cette évolution des écarts d'inclinaison semble indiquer que les désordres de gonflement sont liés à l'exploitation même de la raffinerie. D'ailleurs ce constat pouvait être fait, qualitativement du moins, pendant les arrêts techniques pour la reconstitution des réserves de stockage. Pendant ces arrêts les déformations relevées restaient plus ou moins stationnaires.

Compte tenu de la nature consommatrice d'eau des installations, ce constat met naturellement le doigt sur une mauvaise performance des réseaux de collecte et de drainage de la raffinerie.

A cet effet, les multiples études diagnostics ont signalé bien des irrégularités observées sur les ouvrages de collecte et de drainage des eaux. Parmi ces irrégularités, certaines retiennent particulièrement l'attention :

- rupture des joints bitumineux n'associant plus la continuité de l'étanchéité des surfaces ;
- disparition du système de pente des dallages par suite des déformations et dénivellations de ces derniers ;
- position des puisards et avaloirs d'eaux résiduaire à des niveaux hauts ne leur permettant pas de remplir leur fonction correctement : recueillir les eaux de surface ;
- état défectueux et déformé des caniveaux.

Ces points représentent autant de raisons pour conclure que les réseaux de collecte et de drainage de la raffinerie n'ont pas fonctionné correctement. Une partie des eaux résiduaire de surface, sensée être canalisée vers le système de drainage construit à cet effet, a transité par les joints de dallage et s'est infiltrée dans les couches sous-jacentes du sol. La masse d'eau infiltrée a provoqué le gonflement des sols lequel gonflement a affecté les réseaux de drainage.



SYMPOSIUM INTERNATIONAL sur LA MODÉLISATION PHYSIQUE ET LES ESSAIS EN GÉOTECHNIQUE DE L'ENVIRONNEMENT

15-17 mai 2000

Thèmes : Suivi et mesure de la pollution
Phénomènes de transport
Décontamination et confinement
De la science à la pratique de l'ingénieur

Organisé par le LCPC et le réseau NECER, et le soutien des comités techniques TC2 et TC5 de l'ISSMGE.

Information :

Jacques GARNIER OU LUC THOREL
LCPC – Section MSC (Pt 87)
Route de Bouaye, B.P. 129
44341 Bouguenais Cedex
Tél. : 33 (0) 2 40 84 59 97 – Fax. : 33 (0) 2 40 84 58 08
e-mail : necer@lcpc.fr
<http://www.lcpc.fr/~necer/symposium2000.htm>

Informations

1^{re} Conférence Internationale Albert Caquot MODÉLISATION ET SIMULATION EN GÉNIE CIVIL : DE LA PRATIQUE À LA THÉORIE

3-5 octobre 2001

APPEL À COMMUNICATION

Thèmes : Sur les modèles
Sur les données
Sur la validation

Dates importantes :

Appel à communication	mai 2000
Date limite de réception des résumés	1 ^{er} octobre 2000
Acceptation des communications	30 janvier 2001
Date limite de réception des communications	2 mai 2001

Information :

Secrétariat des Conférences Albert Caquot
Françoise BOURGAIN
Service des colloques, ENPC-Ponts Formation Édition
28, rue des Saints-Pères
75343 Paris Cedex 07
Tél. : 33 (0) 1 44 58 28 22 ou 25
e-mail : bourgain@mail.enpc.fr

