

Essais de cisaillement sur discontinuités rocheuses armées par ancrages passifs : utilisation d'une boîte de cisaillement de grandes dimensions

Patrick BIDAUT
Jean-Louis DURVILLE*
Pierre GUILLEMIN
Jean-Claude RICHARD
Michel VIKTOROVITCH

Centre d'études techniques de l'équipement de Lyon

■ RÉSUMÉ

Une machine de cisaillement permettant de réaliser un essai de cisaillement en vraie grandeur sur une discontinuité rocheuse renforcée par un ancrage passif a été conçue. La machine et les résultats des premières campagnes d'essais sont présentés. Des barres d'acier de diamètres variant entre vingt et quarante millimètres, disposées suivant différentes orientations, ont été cisillées jusqu'à la rupture, avec enregistrement des efforts appliqués et des déplacements. Les résultats expérimentaux ont été comparés avec quelques méthodes simples de dimensionnement des ancrages passifs (Panet, Spang et Egger). On constate une grande variabilité du déplacement à la rupture, notamment en fonction de l'angle d'inclinaison de la barre et de l'ouverture de la discontinuité. On doit donc s'interroger sur le caractère additif des contributions de plusieurs barres de renforcement, souvent d'inclinaisons différentes en conditions de chantier.

Shear testing on rock discontinuities reinforced by passive rock bolts: Use of a large-sized shear box

■ ABSTRACT

A shear machine that enables conducting a full-scale shear test on a rock discontinuity reinforced by means of untensioned rock bolts has been designed. This machine and the results obtained from the initial testing campaigns are presented. Fully grouted steel bars with diameters varying between 20 and 40 millimeters, laid out along various directions, were sheared up until failure, with the applied forces and displacements being recorded. Experimental results were compared with respect to several simple methods for designing passive bolts (Panet, Spang and Egger). A wide variability in the displacement at failure has been observed, particularly in terms of the bolt inclination angle and the discontinuity opening. The question must therefore be raised over the cumulative nature of contributions from several reinforcement bolts, with inclinations often differing depending on jobsite conditions.

* AUTEUR À CONTACTER :

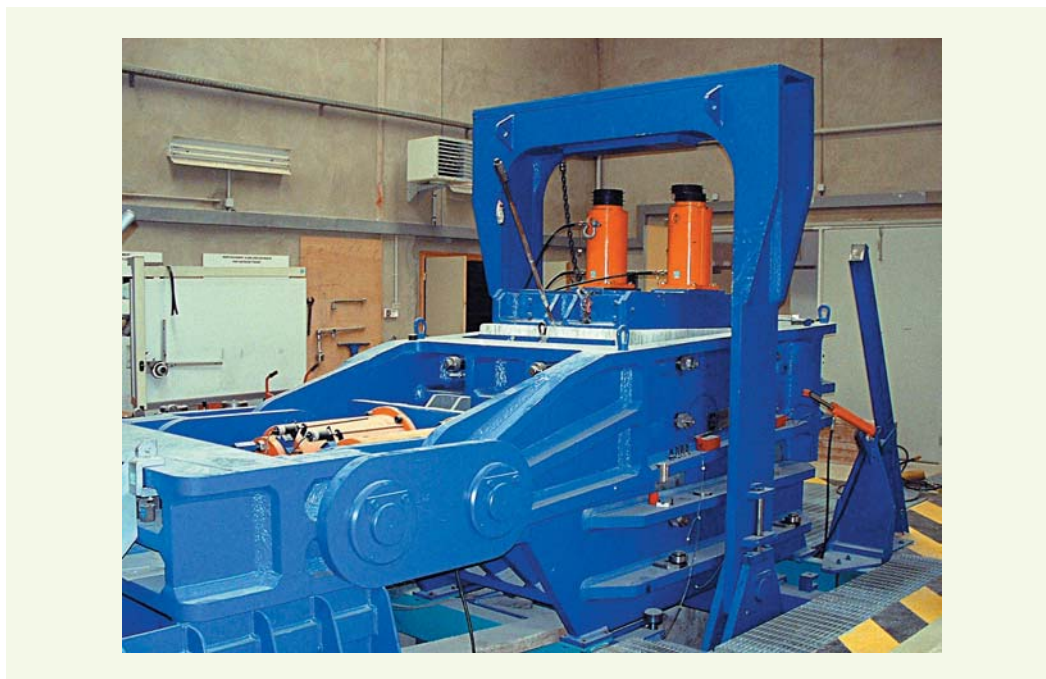
Jean-Louis DURVILLE
jean-louis.durville@equipement.gouv.fr

INTRODUCTION

Bien que la stabilisation des parois rocheuses fasse couramment appel au renforcement par barres passives, le comportement de ces barres sous l'effet du cisaillement des discontinuités est encore imparfaitement connu et le dimensionnement des ancrages repose sur différentes schématisations dont aucune ne fait l'objet d'un consensus véritable.

Les études expérimentales sur modèles réduits et les développements de modèles théoriques ont été nombreux depuis une vingtaine d'années, mais les essais en vraie grandeur sont assez rares. On peut citer parmi ces derniers les essais *in situ* réalisés par Rochet [1] et par Spang [2], ainsi que les essais en laboratoire effectués au Laboratoire central des ponts et chaussées [3] et à l'École polytechnique fédérale de Lausanne [4].

figure 1
Machine de cisaillement
du LRPC de Lyon.



Dans le but de développer des études expérimentales sur ce sujet, une boîte de cisaillement permettant d'effectuer des essais en vraie grandeur a été conçue et réalisée au Laboratoire régional des ponts et chaussées (LRPC) de Lyon (**figure 1**). Les résultats des premières campagnes d'essais sont présentés ici.

APPAREIL D'ESSAI

■ Description

La machine a été conçue pour exercer un cisaillement direct sur une discontinuité renforcée par une ou plusieurs armatures. Elle fonctionne suivant le principe d'une boîte de Casagrande (**figure 2**).

La boîte inférieure, dans laquelle est placé un demi-bloc, est fixe. La boîte supérieure, qui contient le second demi-bloc, se déplace horizontalement. Les mouvements de la boîte supérieure sont bloqués transversalement ; en revanche, la boîte est libre de tout mouvement dans le sens longitudinal, grâce à une articulation par maillons, de façon à autoriser les mouvements de rotation et de basculement imposés par la morphologie de la discontinuité ou par la déformation des armatures.

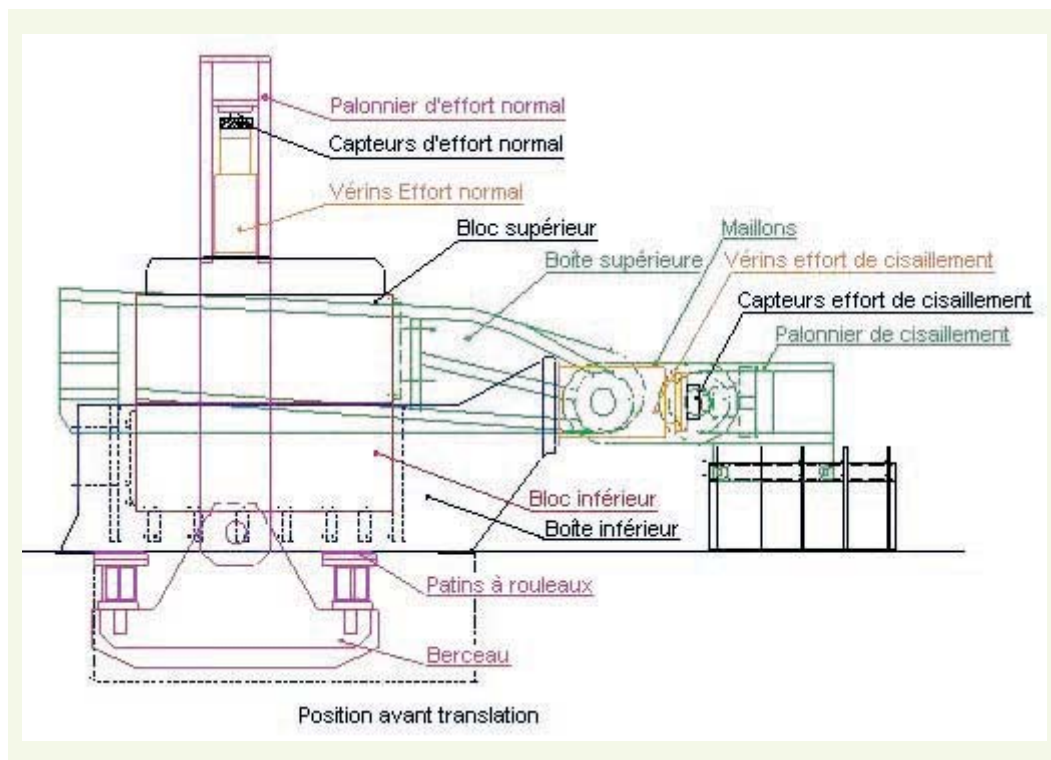
Le déplacement tangentiel est effectué à vitesse imposée, qui est de 1 millimètre par minute. La course maximale de la boîte supérieure est de 350 millimètres.

Les deux vérins horizontaux poussent un palonnier de cisaillement guidé, lequel exerce une traction sur la boîte supérieure par l'intermédiaire des maillons d'articulation. Les vérins horizontaux sont des vérins hydrauliques à double effet, développant chacun une poussée maximale de 2,5 MN.

L'effort normal vertical est exercé à l'aide de deux vérins hydrauliques à double effet fixés sur un socle, lequel est posé sur le bloc supérieur. L'effort normal maximal est de 2 MN. Les deux vérins soulèvent le palonnier d'effort normal dont les deux branches extérieures aux boîtes de cisaillement sont sollicitées en traction par l'intermédiaire d'un berceau. La liaison entre les branches du palonnier et le berceau est articulée : ainsi, l'effort est toujours appliqué normalement à la face supérieure du bloc supérieur.

Les deux demi-berceaux sont solidarités par deux profilés HEB, lesquels sont sollicités en compression entre le berceau et le dessous de la boîte inférieure. Le contact de ces profilés avec la boîte inférieure est réalisé avec des patins à rouleaux, afin de supprimer tout frottement parasite au cours de la translation de l'ensemble.

figure 2
Schéma de la machine de cisaillement.



■ Acquisition et exploitation des informations

Le **déplacement tangentiel** ou horizontal (abréviation : u_t) de la boîte supérieure est mesuré par deux capteurs de déplacement magnétostrictifs indiquant le déplacement des pistons des vérins de cisaillement. Compte tenu de ses grandes dimensions, la déformation élastique de la boîte supérieure n'est pas négligeable, notamment lorsque l'effort tangentiel est important. Un capteur LVDT (Linear variable displacement transducer) a été disposé au milieu de la plaque arrière de la boîte supérieure de façon à délivrer une information, en termes de déplacement, indépendante de l'effort de cisaillement exercé.

Le **déplacement normal** ou vertical de la boîte supérieure est donné par quatre capteurs LVDT disposés au niveau des quatre arêtes verticales du bloc supérieur. Ils permettent de quantifier les mouvements de basculement et de rotation ainsi que la dilatance.

L'**effort tangentiel** (noté T) est mesuré pour chacun des deux vérins de cisaillement par un capteur de force sollicité en compression entre la tête du vérin et la plaque de répartition du palonnier de cisaillement.

L'**effort normal** (noté N) est mesuré pour chacun des vérins d'effort normal par un capteur de force sollicité en compression entre la tête du vérin et la plaque de répartition du palonnier d'effort normal. Lors des essais, l'effort normal appliqué était compris entre 0,8 et 1 MN, ce qui représente une contrainte moyenne de 0,6 à 0,8 MPa. Cet effort était fixé en début d'essai et n'était pas régulé pendant le processus de cisaillement, ce qui conduisait à de légères dérives (± 25 kN).

■ Réalisation des essais

La discontinuité est constituée par les surfaces en contact de deux blocs de béton de dimensions égales posés l'un sur l'autre. Le choix du matériau béton permet une confection plus aisée que le matériau rocheux, les comportements étant par ailleurs très voisins. Les blocs ont les dimensions suivantes : longueur = 1 500 mm, largeur = 1 000 mm, hauteur = 625 mm ; l'aire en contact est donc de 1,5 m². La résistance à la compression uniaxiale du béton constituant les blocs d'essais est comprise entre 50 et 65 MPa. Elle correspond à celle d'une roche de résistance élevée dans la classification AFTES (Association française des travaux en souterrain).

Les forages destinés à la mise en place des armatures ont été réalisés par carottage à l'eau. Le diamètre de forage est adapté au diamètre de l'armature : il a été pris égal à 57 mm pour $D_b = 20$ à 28 mm, et à 66 mm pour $D_b = 32$ ou 40 mm. Pour tous les essais, le scellement a été effectué sur toute la hauteur du bloc.

Le mortier utilisé pour le scellement est un mortier prêt à l'emploi, constitué de sable, de ciment spécial et d'additifs propres à lui conférer absence de retrait, mise en œuvre aisée et bonne résistance mécanique. La proportion d'eau de gâchage a été fixée à 16 %, afin d'obtenir une consistance intermédiaire entre coulante et plastique. Il est difficile d'évaluer précisément la résistance du mortier en place ; sur des carottes confectionnées au moment du scellement, on a obtenu des résistances en compression uniaxiale comprises entre 45 et 70 MPa à la date de l'essai en vraie grandeur, donc voisines de celles du béton.

Tous les essais ont été réalisés avec des armatures à haute adhérence en acier, commercialisées par la société Artéon sous le nom de Macalloy 500. Les barres comportent sur toute la longueur des nervures qui constituent un filetage à pas rapide. La résistance à la traction de l'acier est de 550 MPa avec une limite élastique de 500 MPa (valeurs garanties par le fabricant). Quelques essais réalisés sur le lot des barres employées pour la campagne d'essais ont donné des valeurs de résistance de 10 à 15 % plus élevées.

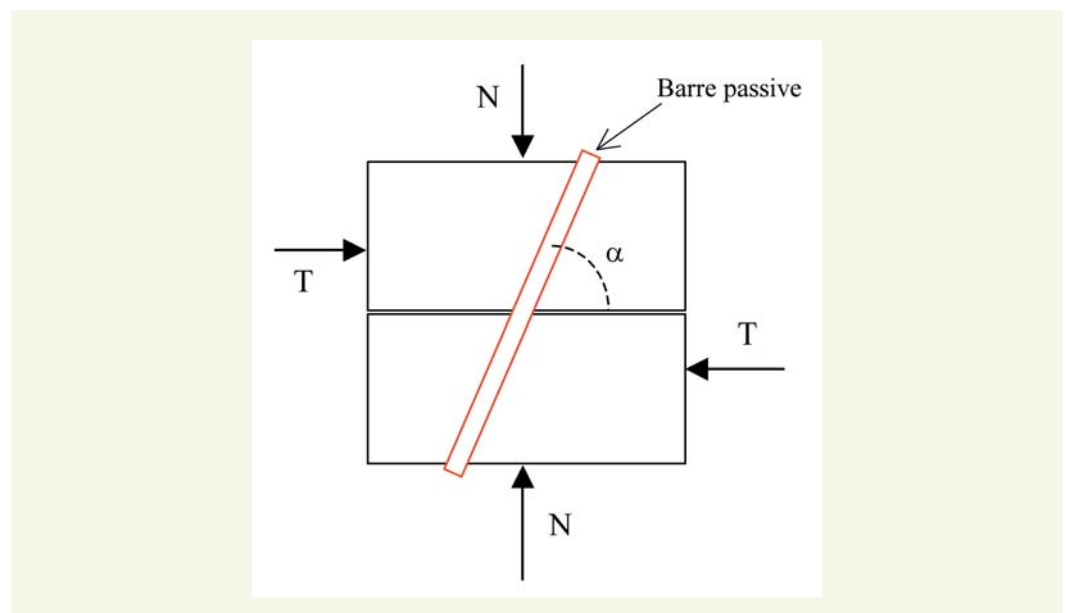
Les discontinuités constituées par l'interface des deux blocs de béton ont toutes subi préalablement deux essais de cisaillement. Cette précaution permet de préparer les surfaces en contact afin de disposer de caractéristiques de frottement relativement constantes pendant l'essai avec armature. L'angle de frottement a été de nouveau mesuré après rupture, et c'est en général cette valeur qui a été prise en compte dans le calcul de la contribution de l'ancrage ; il faut signaler que, pour certains essais, le coulis s'est quelque peu étalé entre les deux blocs autour du forage, ce qui peut modifier notablement le frottement.

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Les notations sont présentées sur la **figure 3**. La contribution de la barre est définie comme l'effort tangentiel supplémentaire C_b apporté par la barre passive lors du cisaillement :

$$C_b = T - N \tan(\varphi + \delta)$$

figure 3
Notations utilisées.



Lors des essais, les efforts T et N sont mesurés avec une incertitude de l'ordre de ± 10 kN. L'effort normal N est voisin de 900 kN. La dilatance δ est négligeable et l'angle de frottement φ est typiquement 35 degrés, avec une incertitude de ± 1 degré sur φ . Au total, l'incertitude sur C_b est évaluée à ± 40 kN.

■ Influence de la barre

> Influence de l'inclinaison

Compte tenu des contraintes de chantier, la mise en place de barres d'ancrages sur des parois rocheuses ne se fait pas toujours avec une orientation optimale : on peut donc avoir des barres ayant diverses inclinaisons par rapport aux discontinuités, voire à contre-sens.

Le diamètre de 25 mm a été retenu pour l'étude paramétrique de l'influence de l'inclinaison. Le **tableau 1** présente les résultats d'essais réalisés, en termes de contribution maximale (à la rupture) et de déplacement tangentiel correspondant.

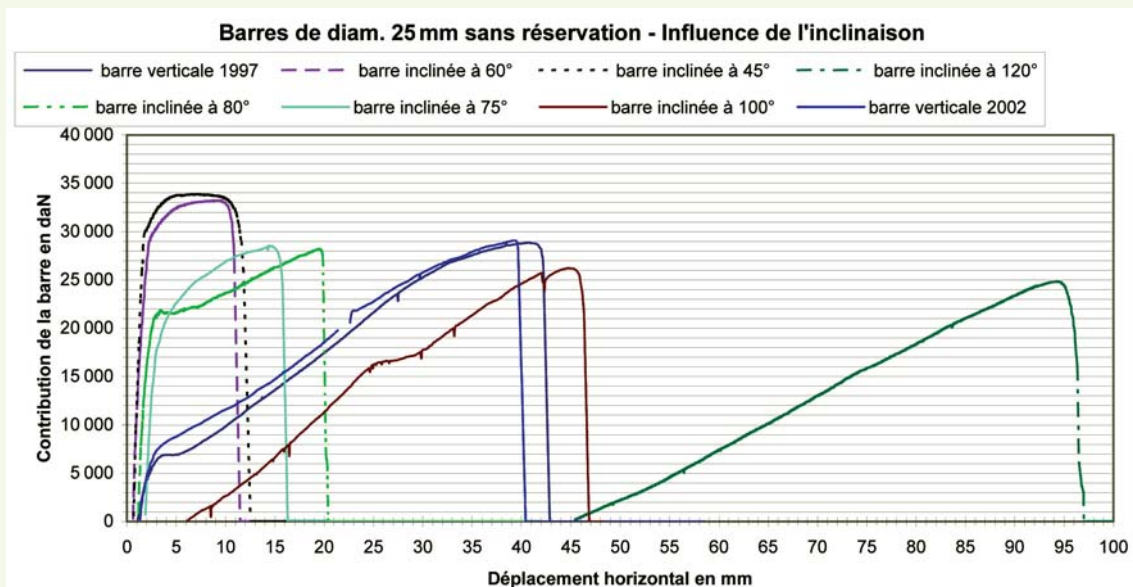
La contribution ultime est la plus forte lorsque la barre est inclinée à 45 ou 60 degrés dans le sens du mouvement ; plus l'angle α augmente, plus la contribution diminue alors que le déplacement tangentiel à la rupture augmente. Ces valeurs de la contribution sont supérieures à la résistance à la traction de la barre (270 kN), sauf dans le cas de l'inclinaison à contre-sens.

Les résultats sont illustrés sur la **figure 4** avec en ordonnée la contribution de l'armature, et en abscisse le déplacement tangentiel u_t . Pour les barres inclinées à 45 ou 60 degrés dans le sens

tableau 1
Influence de l'inclinaison de la barre (\varnothing 25 mm).

Inclinaison de la barre (angle α en degrés)	Effort tangentiel maximal T (kN)	Angle de frottement φ (degrés)	Effort normal N (kN)	Contribution C_b maximale (kN)	Déplacement u_t à la rupture (mm)
45	1017	36	936	338	12
60	1071	37	985	331	11
75	962	36	932	285	16
80	969	35,5	965	280	20
90 (deux essais)	940/922	37/38	862/810	291/288	39/42
100	1000	37	980	262	46
120	863	37,5	802	248	96

figure 4
Contribution de barres d'acier \varnothing 25 mm en fonction du déplacement tangentiel : influence de l'inclinaison de la barre.



du mouvement, la courbe évoque un comportement élasto-plastique parfait, traduisant la mise en traction quasi immédiate des barres puis leur rupture. Avec des inclinaisons voisines de la verticale, les courbes présentent une montée raide au départ, suivie d'un quasi-palier puis d'une remontée progressive jusqu'à la rupture ; ces trois phases correspondent à un comportement initial quasi élastique, puis à l'écrasement du coulis (voire du béton) avec formation de rotules dans la barre, et enfin à une mise en traction de la portion de barre comprise entre les deux rotules. Enfin, pour l'inclinaison de 120 degrés, donc à contre-sens du mouvement, la contribution de la barre ne se manifeste qu'après un déplacement de 45 mm, la barre travaillant plutôt en compression au départ, puis se tordant complètement par la suite.

› Influence du diamètre

La **figure 5** présente les courbes contribution-déplacement obtenues avec des barres de diamètres 20, 25, 28, 32 et 40 mm, disposées verticalement ($\alpha = 90$ degrés), donc orthogonalement au plan de la discontinuité. On observe en particulier sur les courbes que le quasi-palier mentionné plus haut, bien visible pour des diamètres de 20 et 25 mm, disparaît dans le cas des gros diamètres ; ceci peut s'expliquer par le fait que, au sein d'un même mortier ou béton, le rapport de raideurs entre la barre et son entourage varie avec le diamètre de la barre.

La **figure 6** présente ces résultats, ainsi que ceux obtenus avec des barres de diamètres 20, 25, 28 et 32 mm, inclinées dans le sens du mouvement ($\alpha = 60$ degrés). On constate que la contribution maximale de la barre est toujours plus élevée que sa résistance à la traction, et que les barres inclinées sont plus efficaces que les barres verticales.

› Analyse des résultats

L'ensemble des résultats précédents confirme, dans leurs grandes lignes, ceux obtenus en vraie grandeur comme en modèle réduit par les différents auteurs. On peut synthétiser le comportement des barres comme suit :

- les barres travaillent au mieux lorsqu'elles sont inclinées dans le sens du mouvement (de 45 à 60 degrés), parce qu'elles sont sollicitées en traction dès qu'un faible déplacement apparaît ;
- les barres verticales, et *a fortiori* les barres inclinées à contre-sens, sont d'abord fléchies en manivelle puis, dans un matériau comme le béton qui n'est pas de résistance très élevée, elles se réorientent, au niveau de la discontinuité, en écrasant le mortier et le béton, de façon à travailler plus en

figure 5
Contribution de barres d'acier disposées verticalement en fonction du déplacement tangentiel : influence du diamètre de la barre.

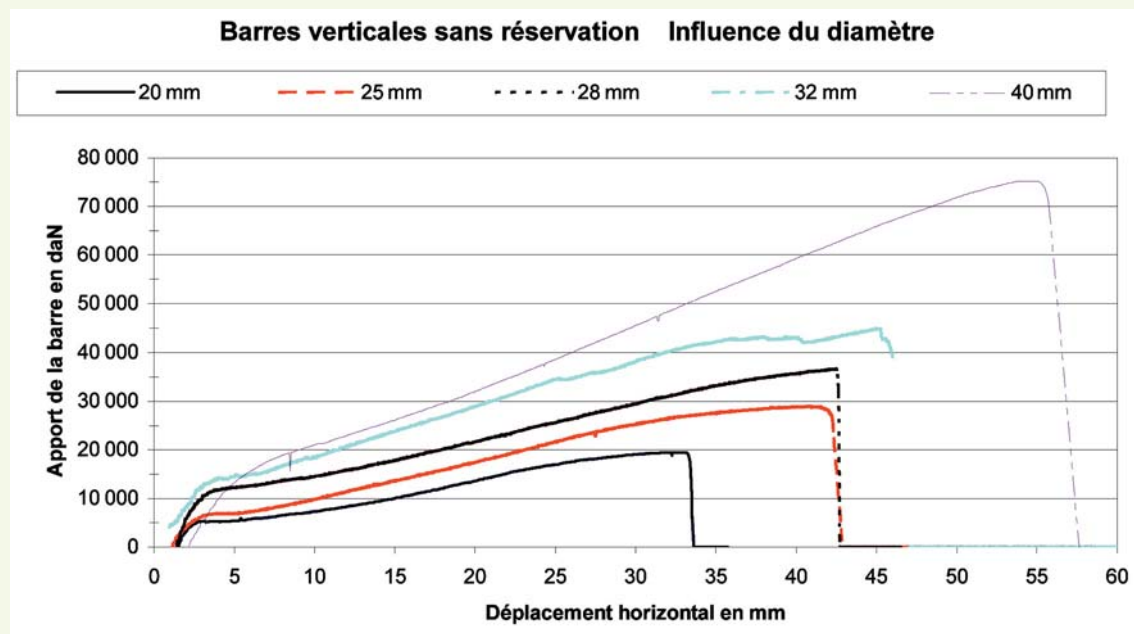


figure 6

Contribution maximale de barres d'acier : influence de l'inclinaison et du diamètre de la barre.

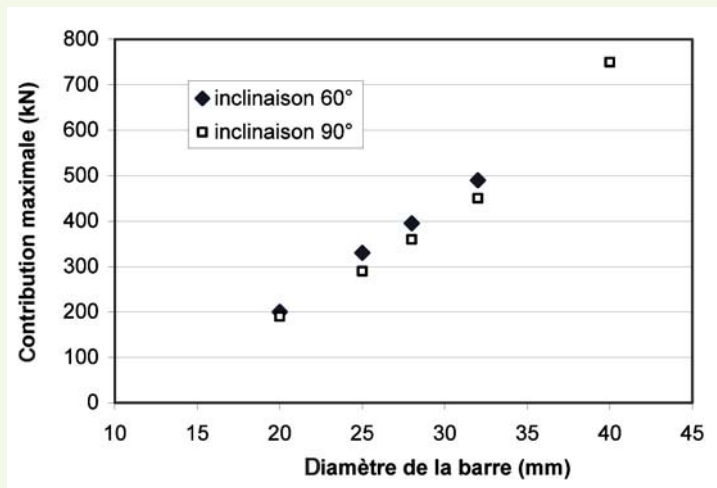
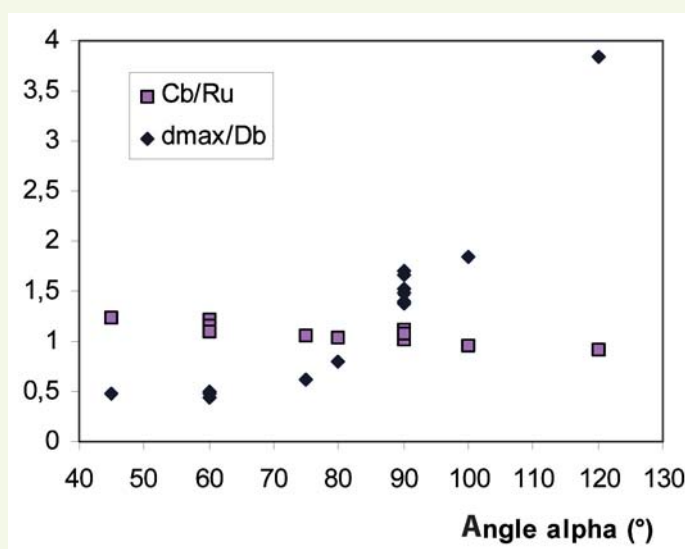


figure 7

Contribution maximale de barres d'acier : présentation adimensionnelle.



traction ; en définitive, la contribution est moins forte que dans le cas précédent, et le déplacement à la rupture est nettement plus important.

La **figure 7** présente ces résultats sous forme adimensionnelle : contribution ultime rapportée à la résistance en traction de la barre R_u ; déplacement correspondant rapporté au diamètre D_b de la barre. On vérifie que l'étendue de variation du second paramètre est largement supérieure à celle du premier.

■ Influence de l'ouverture des discontinuités

Pour simuler une discontinuité ouverte, au niveau de laquelle le coulis de scellement risque de se perdre, un morceau de polystyrène a été placé dans le forage, avant coulage du scellement, au contact de la discontinuité dans le bloc inférieur, avec une épaisseur de 10, 20 et 30 mm selon l'essai.

La **figure 8** présente les courbes contribution/déplacement dans le cas d'une barre verticale de diamètre 25 mm. La contribution de pic passe de 290 à 340 kN lorsque l'épaisseur de la réservation passe de 0 à 30 mm, et corrélativement le déplacement tangentiel correspondant passe de 42 mm à 65 mm. On observe aussi un léger décalage du point d'origine, traduisant une flexion initiale de la barre presque sans effort, et l'absence d'un seuil marqué de « plasticité » qui correspondrait à l'écrasement du coulis.

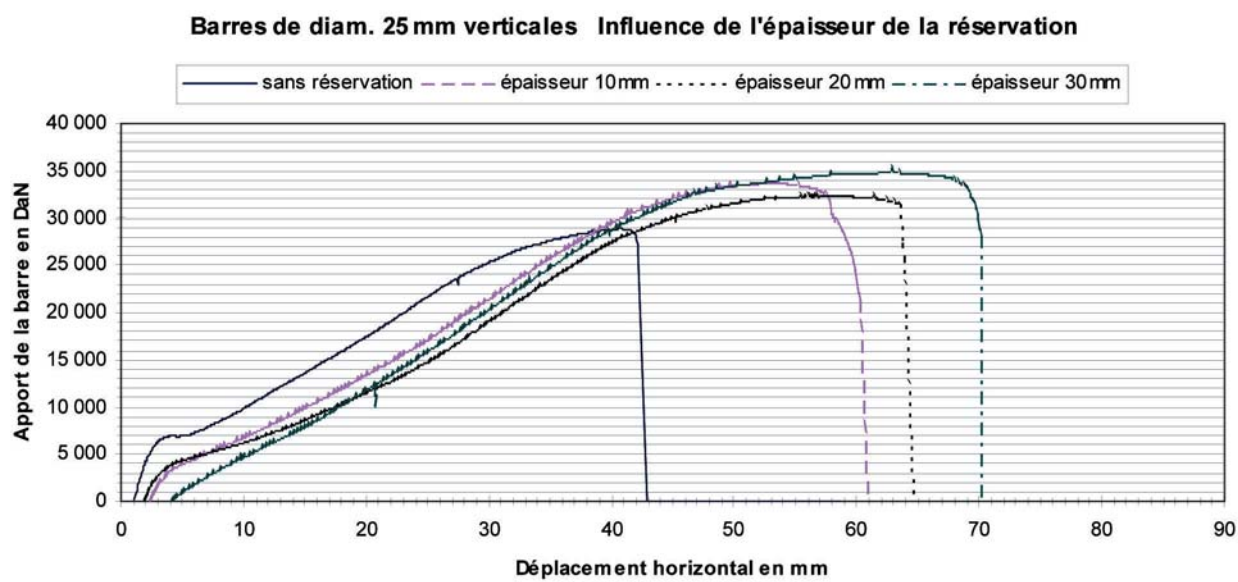


figure 8

Contribution de barres d'acier Ø 25 mm disposées verticalement en fonction du déplacement tangentiel pour différentes épaisseurs de réservation.

■ Influence de la résistance du mortier

Quelques essais ont été réalisés avec un mortier de résistance comprise entre 30 et 40 MPa, donc sensiblement moins résistant que le béton. Le mortier SELTEX diffusé par la société MBT a été utilisé ; la proportion d'eau de gâchage a été fixée à 19 %.

Avec une barre Ø 25 mm inclinée à 60 degrés, la contribution ultime est identique à celle obtenue avec un mortier plus résistant, mais le déplacement tangentiel à la rupture est de 16 mm au lieu de 11 millimètres.

Lorsque la barre est inclinée à 80 degrés, l'emploi d'un mortier de faible résistance entraîne une légère augmentation de la contribution ultime et un quasi-doublement du déplacement à la rupture (figure 9). On observe également l'allure arrondie de la courbe aux faibles déplacements, traduisant un écrasement progressif du coulis dès le début de l'essai.

Avec une discontinuité ouverte, comme dans le cas d'un coulis peu résistant, la mise en position de traction de la barre initialement verticale est facilitée, ce qui lui permet de travailler au maximum ou presque de sa capacité.

COMPARAISON AVEC LA PRATIQUE DE DIMENSIONNEMENT

Le dimensionnement d'un renforcement par barres passives s'effectue en deux étapes :

- calcul de l'effort résistant supplémentaire qui est nécessaire pour assurer une stabilité satisfaisante, avec prise en compte d'une marge ou d'un coefficient de sécurité adéquat vis-à-vis du glissement le long de la discontinuité ;
- ajustement du nombre et de la section des barres pour que leur contribution atteigne la valeur de l'effort demandé, avec prise en compte d'un coefficient de sécurité sur l'acier.

Ainsi, la marge de sécurité vis-à-vis du glissement d'un bloc de poids W sur un plan de pendage β est donnée par :

$$M = W \cos\beta \tan\varphi + \sum C_b - W \sin\beta$$

la sommation intégrant les contributions C_b de toutes les barres de renforcement.

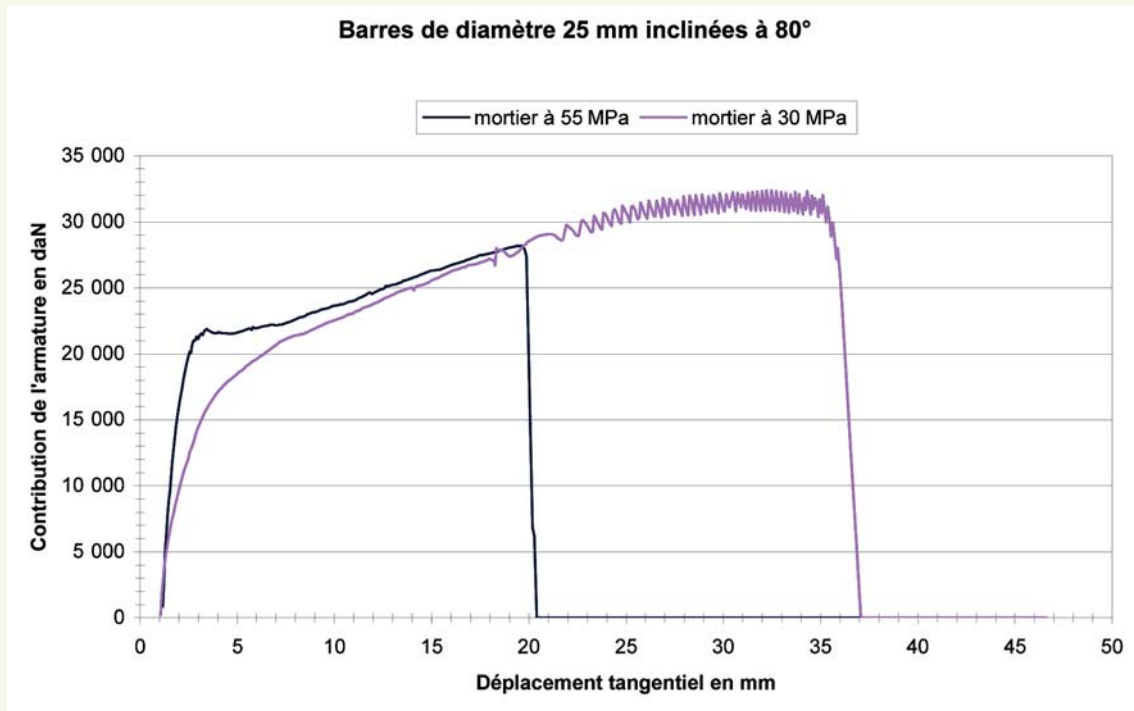


figure 9

Contribution de barres d'acier Ø 25 mm inclinées à 80 degrés en fonction du déplacement tangentiel : influence de la qualité du mortier.

Le LRPC de Lyon utilise couramment une méthode de calcul simplifiée pour déterminer la contribution d'une barre passive (y compris le coefficient de sécurité sur l'acier), dans le cas d'une discontinuité non dilatante ou peu dilatante :

- si l'angle α est inférieur à 75 degrés environ, c'est-à-dire si l'inclinaison par rapport à la normale au plan de glissement potentiel est supérieure à 15 degrés dans le sens du glissement, la contribution prise en compte est égale aux deux tiers de la limite élastique en traction R_e de la barre d'ancrage ;
- si l'inclinaison est moins favorable, la contribution de la barre est prise égale à la moitié de la limite élastique de la barre.

Le **tableau 2** et la **figure 10** permettent de comparer les résultats expérimentaux (cas $D_b = 25$ mm) avec les valeurs fournies par cette méthode ; le « coefficient de sécurité expérimental », rapport de la contribution mesurée à la contribution calculée, est également présenté. Deux essais ont été ajoutés, afin de vérifier que la contribution était indépendante de l'effort vertical N constant appliqué

tableau 2

Résultats obtenus avec des barres Ø 25 mm (l'effort normal N est voisin de 0,9 MN, sauf dans les deux essais spécifiés).

Angle α (degrés)	Contribution ultime mesurée (kN)	Méthode simplifiée (kN)	Coefficient de sécurité	Méthode M. Panet (kN)	Méthode K. Spang (kN)	Contribution (kN) pour $u_t = 10$ mm
45	338	164	2,06	279	355	338
60	331	164	2,02	253	321	330
75	285	123 164	2,32 1,74	196	290	260
80	280	123	2,28	171	283	240
90 (deux essais)	291/288	123	2,32	128	283/286	100/120
90 ($N = 0,55$ MN)	270	123	2,20	128	283	115
90 ($N = 0,30$ MN)	290	123	2,36	128	283	135
100	262	123	2,13	-	-	25
120	248	123	2,02	-	-	0

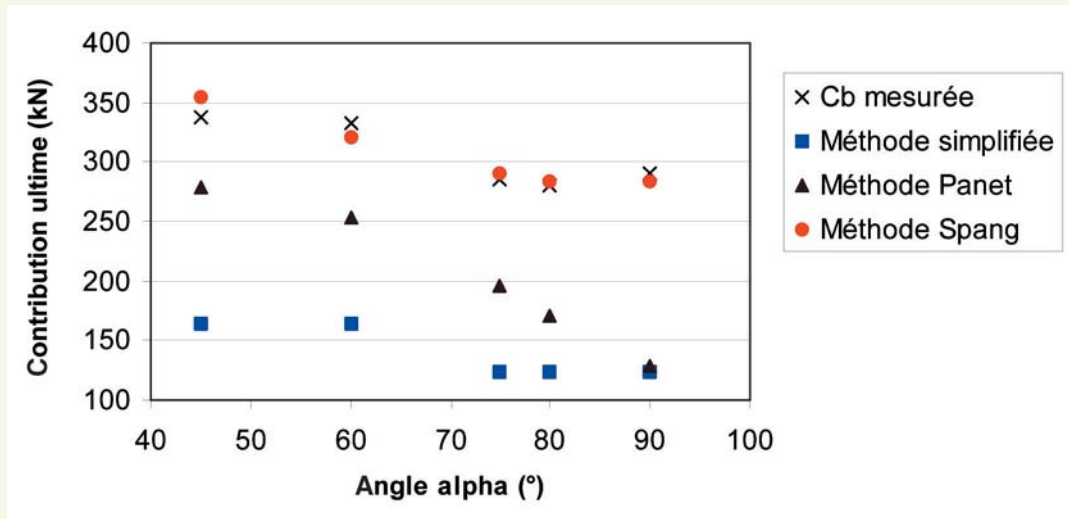


figure 10

Contribution de barres d'acier en fonction du déplacement tangentiel : comparaison entre résultats expérimentaux et méthodes de calcul.

sur les blocs pendant l'essai. On peut constater que le coefficient de sécurité, quoique variable, est toujours supérieur à 2 (à condition que le changement de règle dans la méthode simplifiée ci-dessus se fasse pour $\alpha \approx 70$ degrés). Par ailleurs, on a vu que, si la discontinuité est ouverte ou si l'on utilise un mortier moins résistant, la contribution ultime est légèrement majorée : le coefficient de sécurité est alors nettement supérieur à 2.

Si les conditions permettent d'affiner le dimensionnement (cas d'un talus de déblai, de discontinuités planes et régulières, etc.), on peut tenter un calcul plus précis tenant compte en particulier de l'angle de frottement du joint rocheux ; rappelons en effet que l'armature a un double rôle :

- effet direct de la résistance de la barre qui s'oppose au mouvement tangentiel,
- effet indirect de surcroît de résistance au cisaillement $\Delta N \tan \varphi$ du joint rocheux dû à l'augmentation d'effort normal ΔN .

Deux méthodes de calcul, relativement simples, ont été considérées.

La méthode proposée par Panet [5], applicable pour une inclinaison α au plus égale à 90 degrés, est fondée sur un calcul du seuil de plasticité de la barre soumise à une traction axiale et à un effort tranchant au niveau de la discontinuité. La méthode fournit une valeur de contribution C_b qui prend en compte les paramètres α , δ , R_u et φ . Le **tableau 2** et la **figure 10** montrent que l'emploi de cette méthode conduit à des « coefficients de sécurité » hétérogènes, un peu supérieurs à 2 pour des barres verticales, mais plus faibles lorsque la barre est inclinée (1,21 pour $\alpha = 45$ degrés). C'est dans cette dernière configuration (α entre 45 et 75 degrés) que cette méthode de calcul est la mieux adaptée, puisque la « limite élastique » telle que relevée sur les courbes effort/déplacement est voisine de la valeur calculée. Pour des angles α plus élevés, la réorientation de la barre lors du cisaillement vient modifier localement l'inclinaison de celle-ci et le calcul est alors pris en défaut.

La formule empirique proposée par Spang et Egger [2] prend en compte, outre les paramètres α , δ et φ , la résistance en traction R_u de la barre et la résistance en compression uniaxiale σ_c de la roche ; pour une dilatance nulle, la formule s'écrit (σ_c en MPa) :

$$C_b = R_u (1,55 + 0,011 \sigma_c^{1,07} \cos^2 \alpha) \sigma_c^{-0,14} (0,85 + 0,45 \tan \varphi)$$

La valeur de R_u fournie par le fabricant, soit 270 kN pour une barre $\varnothing 25$ mm, a été utilisée. Comme le montrent le **tableau 2** et la **figure 10**, cette formule donne des valeurs de contribution ultime voisines des valeurs expérimentales (inclinaison de la barre dans le sens du cisaillement).

Les ancrages passifs ne sont pas utilisés lorsque l'on veut éviter tout déplacement, car la mobilisation de l'effort résistant suppose un certain glissement le long de la discontinuité renforcée.

Lorsqu'un déplacement avant rupture est acceptable, celui-ci doit tout de même rester d'amplitude raisonnable, dans une perspective d'état-limite de service par exemple. De plus, un glissement excessif le long de la discontinuité armée risque de détruire le coulis d'injection, donc de favoriser la pénétration de l'eau et la corrosion des armatures. C'est pourquoi on ne peut en général tolérer un déplacement trop important. La dernière colonne du **tableau 2** donne, à titre d'exemple, la contribution mobilisée pour un déplacement tangentiel de 10 mm : hormis les cas d'inclinaison dans le sens du mouvement, cette contribution est sensiblement inférieure à la contribution ultime ; elle est même négligeable pour une inclinaison à contre-sens.

CONCLUSIONS

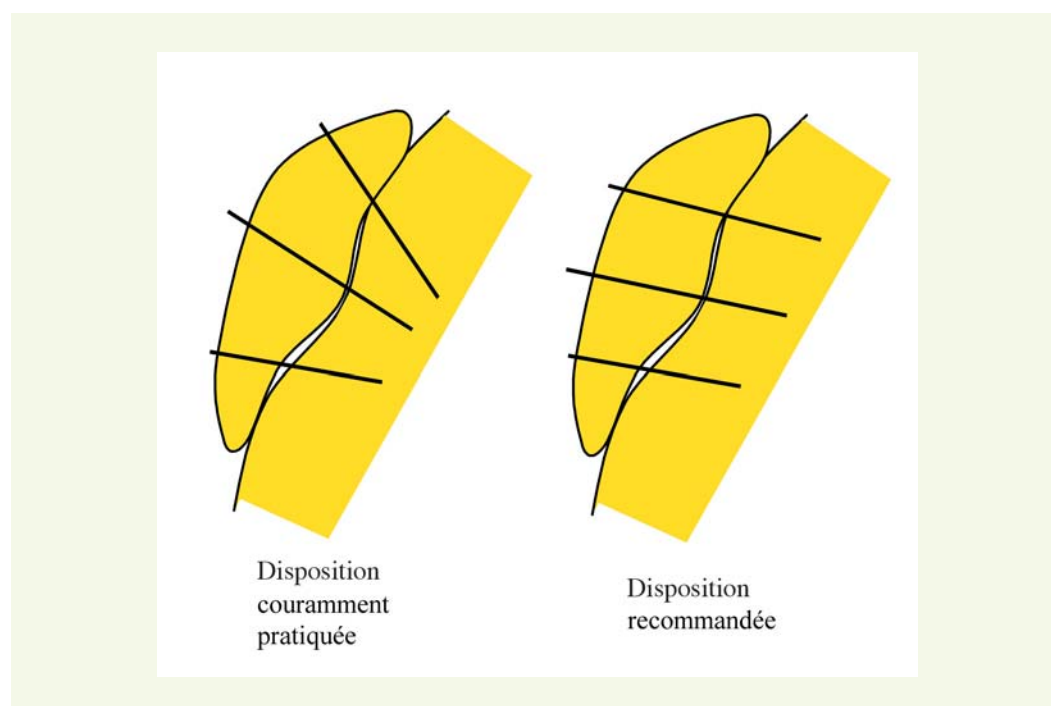
Les résultats expérimentaux présentés ci-dessus fournissent des valeurs de contribution d'armatures en acier dans un matériau assimilable à une roche de résistance moyenne à élevée. Ils donnent également une appréciation de la sensibilité de la valeur de la contribution ultime à certains paramètres souvent imparfaitement connus ou mal maîtrisés sur chantier, comme l'ouverture des discontinuités, l'inclinaison des barres ou la qualité du mortier de scellement.

Les méthodes de calcul de la contribution qui reposent sur la limite élastique de la barre fournissent une marge de sécurité qui se révèle hétérogène compte tenu des évolutions post-élastiques, très diverses selon les conditions d'essai. En particulier, il faudrait tenir compte, dans le cas de roches dont la résistance n'est pas très élevée, d'un écrasement de cette roche et donc d'une réorientation locale de la barre dans un sens favorable, lui permettant de travailler principalement en traction [6]. La méthode empirique de Spang et Egger représente, quant à elle, correctement les résultats des essais en termes de contribution ultime ; en utilisation opérationnelle, il faudrait évidemment appliquer un coefficient de sécurité minorateur aux estimations qu'elle fournit, en particulier si l'on veut limiter la plastification et la déformation des barres.

Il convient d'insister sur la grande variabilité des valeurs du déplacement tangentiel à la rupture, allant de 10 à 100 mm suivant les essais réalisés. Ceci a plusieurs conséquences :

- si l'on veut limiter les déplacements, il faut utiliser des barres inclinées dans le sens du mouvement ;
- si l'on ne peut éviter la coexistence de barres d'inclinaisons différentes pour renforcer une même masse rocheuse (**figure 11**), il faut être très prudent pour ce qui concerne l'additivité des contribu-

figure 11
Confortement d'une écaïlle rocheuse par ancrages passifs : disposition des barres.



tions ultimes individuelles [7] ; par exemple, de deux barres dont l'inclinaison diffère de 10 degrés, l'une peut être mobilisée à 100 % de sa capacité maximale alors que l'autre ne l'est qu'à 60 % ;

- si l'on veut que la contribution de la barre s'ajoute effectivement à celle du frottement sur la discontinuité, il faut là aussi que l'addition soit possible, et il faut donc prendre en compte une valeur de frottement φ et une contribution C_b compatibles, c'est-à-dire correspondant à une même valeur de déplacement u_r .

Ces considérations relativisent le problème de l'évaluation précise de la contribution ultime, la dispersion des estimations apportées par les diverses méthodes de calcul étant occultée par l'importance du paramètre « déplacement à la rupture ».

Enfin, on propose que l'approche du dimensionnement soit différenciée selon le contexte, en particulier :

- en paroi rocheuse naturelle, pour le confortement d'un bloc ou d'une écaïlle rocheuse de forme souvent complexe, nécessitant l'intervention d'une entreprise de travaux acrobatiques, il est illusoire de vouloir dimensionner des ancrages de façon très précise, et une méthode empirique simple est en général suffisante ; observons aussi que l'écaïlle est stable au moment des travaux (le coefficient de sécurité est au moins égal à 1), et que les ancrages ne sont donc pas sollicités immédiatement ;
- pour un projet de déblai rocheux dont la structure géologique est régulière, avec des familles de discontinuités bien identifiées, l'inclinaison des barres est en général favorable (α entre 40 et 80 degrés le plus souvent) et on peut dimensionner le renforcement par des méthodes plus élaborées ; la stabilité du talus non renforcé n'est pas toujours assurée (coefficient de sécurité inférieur à 1), et la question se pose de savoir si une plastification partielle des barres avec écrasement du coulis fait partie du comportement normal du renforcement.

Dans cette première campagne d'essais deux paramètres importants n'ont pas été étudiés : la résistance de la roche et la dilatance de la discontinuité rocheuse [8]. Ces paramètres feront l'objet de prochaines campagnes d'essais.

Remerciements

Les auteurs remercient Gérard Mazzoleni et Louis Rochet, du CETE de Lyon, qui ont participé à la conception de l'expérimentation.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1 **CFMR**, Le renforcement des massifs rocheux par armatures passives, *4^e congrès international de mécanique des roches*, Montreux, **1979**, vol. **1**, pp. 23-30.
- 2 **SPANG K., EGGER P.**, Action of fully-grouted bolts in jointed rock and factors of influence, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **23**, **1990**, pp. 201-229.
- 3 **ASROUN A., DIRUY M., MASSIEU E.**, Essais de cisaillement en vraie grandeur d'une discontinuité renforcée par barre passive, *Bulletin de liaison des laboratoires de ponts et chaussées*, **192**, **1994**, pp. 19-25.
- 4 **KHARCHAFI M., GRASSELLI G., EGGER P.**, *3D behaviour of bolted rock joints : Experimental and numerical study*, Mechanics and Faulted Rock, Rossmannith (Ed.), Balkema, **1998**, pp. 299-304.
- 5 **PANET M.**, Renforcement des fondations et des talus à l'aide d'ancrages actifs et passifs, *C.R. 6^e congrès international de mécanique des roches*, Montréal, **1987**.
- 6 **ASROUN A., DURVILLE J.-L.**, Étude expérimentale du renforcement des massifs rocheux par ancrages passifs, *C.R. 9^e congrès international de mécanique des roches*, Paris, **1999**, vol. **2**, pp. 1453-1458.
- 7 **WINDSOR C.R.**, Rock reinforcement system, *Proc. Eurock'96*, Torino, **2000**, vol. **3**, pp. 1487-1514.
- 8 **EGGER P., ZABUSKI L.**, Behaviour of rough bolted joints in direct shear tests, *C.R. 7^e congrès international de mécanique des roches*, Aachen, **1991**, vol. **2**, pp. 1285-1288.