

DIMENSIONNEMENT DU BOULONNAGE A LA LIMITE ELASTIQUE : CONFRONTATION DES FORMULES ANALYTIQUES AVEC LES ESSAIS A L'ECHELLE 1

CONTRIBUTION OF ROCKBOLT TO REINFORCED JOINT SHEAR STRENGTH : COMPARISON OF ANALYTICAL METHODS AND SCALE ONE TEST

Siegfried MAIOLINO¹, Frédéric PELLET²

¹ Cerema Centre Est, Département Laboratoire de Lyon, Bron

² MINES ParisTech-PSL Research University, Centre de Géoscience, Fontainebleau

RÉSUMÉ – La grande machine de cisaillement du Laboratoire de Lyon du CEREMA, permet de faire travailler une barre en cisaillement dans des conditions identiques à celles des barres renforçant les massifs rocheux. Nous avons comparé des résultats d'essais avec des formules de dimensionnement couramment utilisées pour le dimensionnement du renforcement de talus, afin de déterminer si ces dernières peuvent garantir que les boulons travaillent dans le domaine élastique.

ABSTRACT – The scale one shearing machine of CEREMA makes possible to test bolts in full scale conditions identical to those of a reinforced rock mass. We compared some tests results with commonly used formulas to determine if they can guarantee that the bolts work within the elastic domain.

1. Introduction

Le boulonnage par barres d'ancre scellées constitue une technique courante de renforcement des tunnels et ouvrages souterrains, ainsi que des instabilités rocheuses de surface. En effet c'est une technique à la fois efficace, peu coûteuse, peu encombrante et d'une mise en œuvre relativement aisée.

Durant les dernières décennies, plusieurs études expérimentales ont été réalisées pour étudier le comportement du joint rocheux renforcé par boulonnage. La plupart furent réalisées sur des systèmes d'échantillons en échelle réduite (Bjurström, 1974; Azuar, 1977; Dight, 1983; Egger & Fernandes, 1983; Schubert, 1984; Spang & Egger, 1990; Egger & Zabuski, 1991). Ces études ont permis de mettre en évidence l'influence de paramètres tels que le diamètre du boulon, leur nombre, l'angle du boulon et du joint, la nature de la matrice rocheuse ou les caractéristiques mécaniques de l'interface rocheuse. Toutefois pour quantifier précisément la contribution du boulon, il faut tenir compte de l'effet d'échelle (Vallier et al., 2010). Pour cette raison des essais de laboratoire à l'échelle un ont pu être réalisés (Richard, 1997, Bidaut et al, 2006, Maiolino & Pellet, 2015, Grasselli 2005, Chen 2014) de préférence à des essais *in situ* pour lesquels les conditions limites sont plus difficiles à contrôler et les mesures plus difficiles à réaliser.

Plusieurs formulations analytiques ont pu être proposées afin de prédire la contribution du boulonnage. Cependant, avec l'évolution des exigences juridiques, il est nécessaire d'assurer que les barres utilisées pour le boulonnage travaillent uniquement dans le domaine élastique, alors qu'elles ont souvent été pensées par rapport à la limite à la rupture.

Aussi dans cette communication, allons-nous comparer les contributions déterminées selon trois méthodes utilisées en dimensionnement avec le référentiel expérimental d'essais à l'échelle un pour déterminer à quelles conditions elles peuvent satisfaire à l'exigence de travail à la limite élastique.

2.Essais de cisaillement à l'échelle un

2.1. Machine de cisaillement à l'échelle un

La machine de cisaillement à échelle 1 du Laboratoire de Lyon du CEREMA (anciennement CETE de Lyon), qui permet de faire travailler une barre en cisaillement dans des conditions identiques à celles des barres renforçant les massifs rocheux. Elle fonctionne suivant le principe d'une boîte de Casagrande. Elle utilise deux blocs mesurant 150 cm de long, 100 cm de large pour une hauteur de 62.5 cm (Figure 1).chacun. Deux vérins hydrauliques appliquant l'effort de cisaillement jusqu'à 5 MN chacun tandis que les deux vérins appliquant l'effort normal pour une capacité totale de 4 MN.

Le déplacement tangentiel de la boîte supérieur est mesuré par l'intermédiaire de deux capteurs L.V.D.T tandis que le déplacement normal de la boîte supérieure est mesuré par l'intermédiaire de 4 capteurs L.V.D.T.Ils permettent de quantifier les mouvements de basculement de la boîte supérieure ainsi que la dilatance. L'effort de cisaillement et l'effort normal sont mesurés par des capteurs de forces disposés entre les têtes de vérins et les plaques de répartition des palonniers d'effort de cisaillement et d'effort normal.

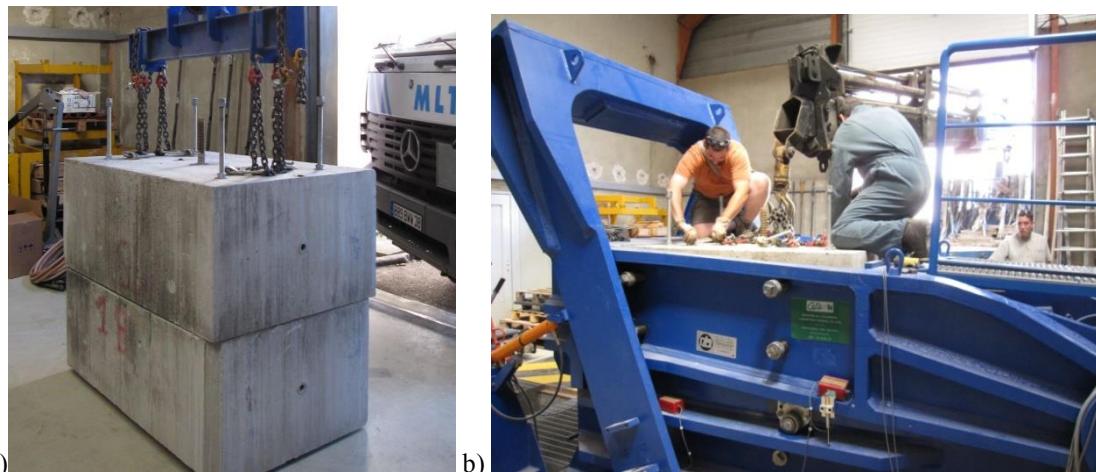


Figure 1. Système d'essais: a- Photo de l'échantillon préparé, b-Mise en place dans la boîte de cisaillement

2.1. Programme expérimental

Les essais (Richard 1997) considérés dans ce papier ont tous été réalisés avec des barres en acier commercialisées par la société ARTEON sous le nom MACALLOY 500. La résistance à la traction de l'acier est de 550 MPa avec une limite élastique de 500 MPa et un allongement minimal à la rupture de 12%. Le module de Young de l'acier est de 205GPa. Les barres MACALLOY sont des barres à haute adhérence comportant sur toute la longueur des nervures constituant un filetage à pas rapide. Les barres sont obtenues par laminage à chaud.

Un échantillon est constitué d'une paire de blocs (Figure 1a). Les blocs inférieurs et supérieurs ont des formes et des armatures internes différentes. Ainsi les blocs

supérieurs et inférieurs sont coulés dans des moules différents, ce qui permet de réaliser toutes les paires de bloc constituant un échantillon à partir du même béton. La résistance à la compression simple a été mesurée sur des échantillons carottés. La valeur varie entre 42 et 55 MPa (Table 1).

Les surfaces des blocs sont lisses, de sorte que la dilatance peut être négligée et ainsi seul l'angle de frottement du joint entre en ligne de compte dans la résistance au cisaillement. Pour mesurer cet angle de frottement, il a été procédé sur chaque échantillon à deux essais de cisaillement à vide, pour obtenir une valeur moyenne. Les valeurs de l'angle de frottement sont toutes comprises entre 35° et 38°.

Table 1. Caractéristiques et paramètres des essais

Diamètre du Boulon (mm)	Diamètre Du forage (mm)	Angle du boulon/joint	Rc du Béton (MPa)	angle du frottement joint (ϕ)
20	57	90	50	36,3
20	57	60	42	37.5
25	57	90	55.5	38
25	57	60	43	37
25	57	45	43	37
28	57	90	50	36.3
28	57	60	42	37,5
32	66	90	52.5	34.7
32	66	60	52.5	34.7
40	66	90	55	37

Des essais ont été réalisés sur des échantillons moulés de coulis, dont les caractéristiques peuvent donc différer de celui en place dans le scellement, d'autant plus que des phénomènes de ségrégation ont pu être observés. On ne peut donc quantifier précisément l'influence des caractéristiques du coulis du fait des incertitudes, mais également parce que la résistance à la compression est du même ordre de grandeur que celle des blocs béton. Des essais ultérieurs (Richard 2003) ont montré que la variation de la résistance du coulis entraînait peu de variation significative pour les barres perpendiculaires au joint, et dans le cadre des barres inclinées seul le déplacement maximal au moment de la rupture présentait des différences marquantes.

La rupture des boulons (figure 2) s'est toujours produite dans le plan de (i.e. le point où la courbure du boulon est nulle selon Pellet, 1994).

Durant l'essai de cisaillement, la contribution du boulon, à tout moment, peut être calculée de manière immédiate :

$$C = T \cdot N \tan \phi \quad (1)$$

Où C est la contribution du boulon, T la force de cisaillement appliquée, N la force normale et ϕ l'angle de friction du joint.



Figure 2. Boulon rompu et éponte (échelle en cm).

Par conséquent, on obtient facilement la contribution du boulon en fonction du déplacement.

3. Méthodes analytiques

Nous allons comparer le référentiel des essais à la grande boîte avec les contributions calculées par trois méthodes différentes ayant été utilisées en dimensionnement. Nous porterons une attention particulière au fait de savoir, si les contributions calculées se situent dans la zone élastique, ou en dehors.

Les contributions ont été calculées pour les différentes méthodes sans rétro analyse, uniquement à partir des données fabricant des barres, et des caractéristiques des blocs.

3.1. Méthode basée sur la réduction de la résistance.

La contribution est calculée en appliquant un coefficient de réductions à la limite élastique de la barre en traction :

$$C_b = \Gamma_S \pi \frac{D_b^2}{4} \sigma_{el} \quad (2)$$

Le coefficient Γ_S valant $\frac{1}{2}$ pour les barres travaillant en cisaillement (angle du boulon par rapport au joint supérieur à 75°) et $\frac{2}{3}$ pour les barres travaillant plutôt en traction (angle du boulon par rapport au joint inférieur à 75°).

Sur les graphes, la contribution est repérée par MRR.

3.2. Méthode basée sur le travail maximal

Cette méthode proposée initialement par Panet(1987) considère la barre à l'état limite. L'indétermination liant l'effort normal et tranchant dans la barre est levée en se basant sur l'hypothèse du travail maximal, à savoir que la solution retenue est celle maximisant le travail de la barre. Sur les graphes la contribution est repérée par MBI. La méthode fait appel à un paramètre dépendant de la nature de l'acier, pour lequel nous utiliserons la valeur déterminée par Serratrice (2014).

3.3. Méthode à barre déformable.

Cette méthode proposée par Pellet (1994) tient compte du fait que la barre subit une déformation du fait du mouvement du joint. Elle distingue les cas élastique et à la rupture et permet de calculer les déplacements correspondants. Il est également possible, entre ces deux états limite, de lier les déplacements et la contribution du joint : dans cette zone, la barre ayant plastifié, le calcul se fait de manière incrémentale (Pellet 1994, Pellet et al 1995, Pellet et Egger, 1996), en tenant compte de la perte de rigidité du boulon (Neal 1977).

Sur le graphe, les contributions (à la limite élastique et à la rupture) ainsi que la courbe déplacement-contribution de la méthode sont repérées par MBD.

4.Comparaison des valeurs expérimentales avec les valeurs calculées

4.1. Barres perpendiculaires au joint

On note sur les courbes expérimentales que la limite élastique est atteinte pour des déplacements faibles, et la contribution que peut apporter la barre avant de plastifier est très faible au regard de la contribution ultime. On note que les contributions MBI et MRR sont inférieures à la contribution à la rupture mais en pleine zone plastique, la MRR étant légèrement plus faible. Le courbe MBD reflète le comportement de la barre, et l'inflexion à l'entrée en zone plastique.

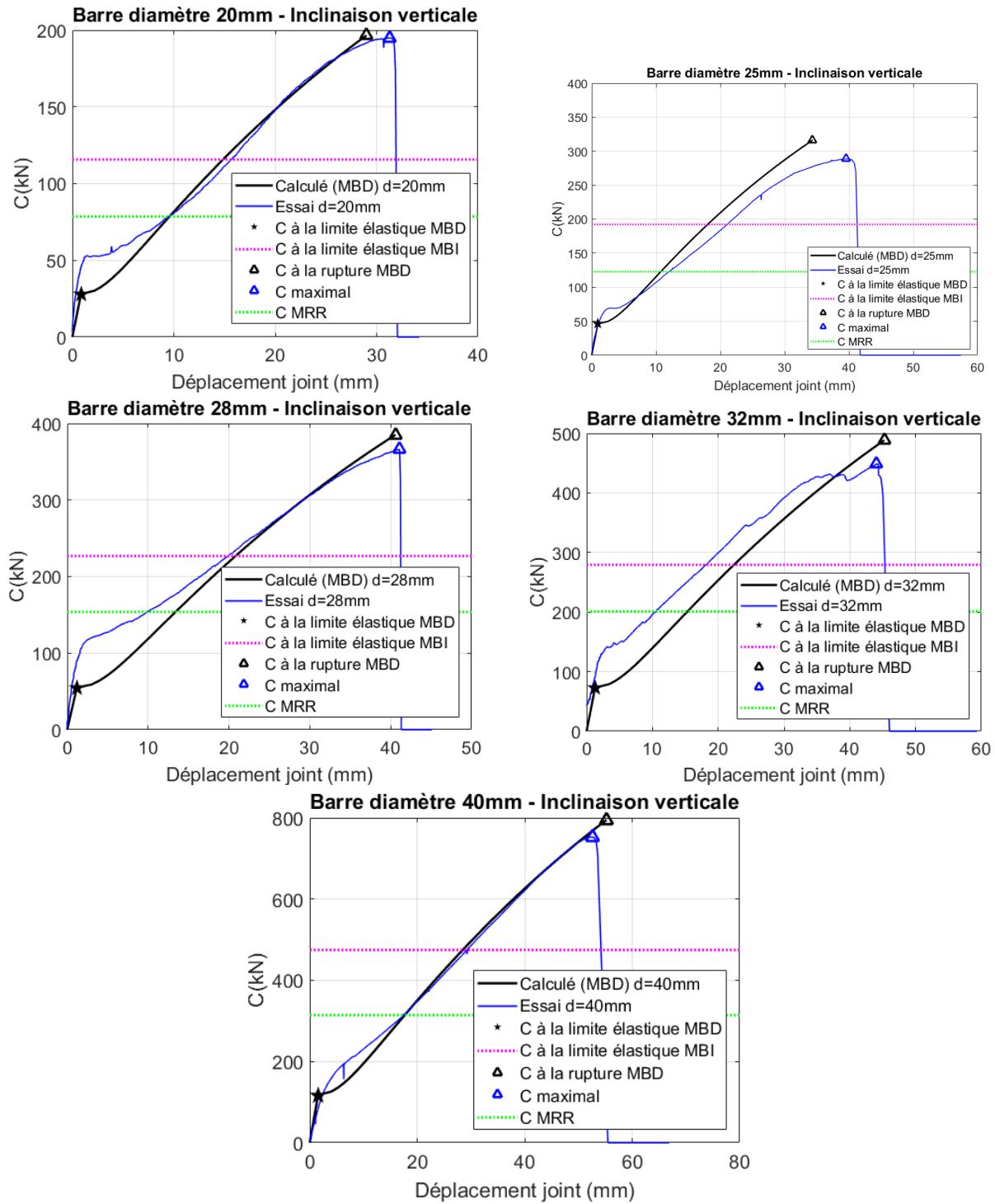


Figure 3 : Contribution d'un boulon en fonction du déplacement (boulons à 90° par rapport au joint : vertical dans la boîte de cisaillement)

4.2. Barres inclinées

Pour les barres inclinées, on remarque que les formes des courbes expérimentales peuvent différer les unes des autres. Certaines présentent en effet un plateau, avec un maximum atteint bien avant la rupture : cet état peut constituer un léger artefact expérimental, et *in situ* correspondrait à une zone instable. On constate à nouveau que les contributions MBI et MRR sont en dessous de la valeur ultime, mais cependant situées en pleine zone plastique. La courbe MBD reflète le comportement des boulons, et la contribution à la limite élastique se situe bien en zone élastique.

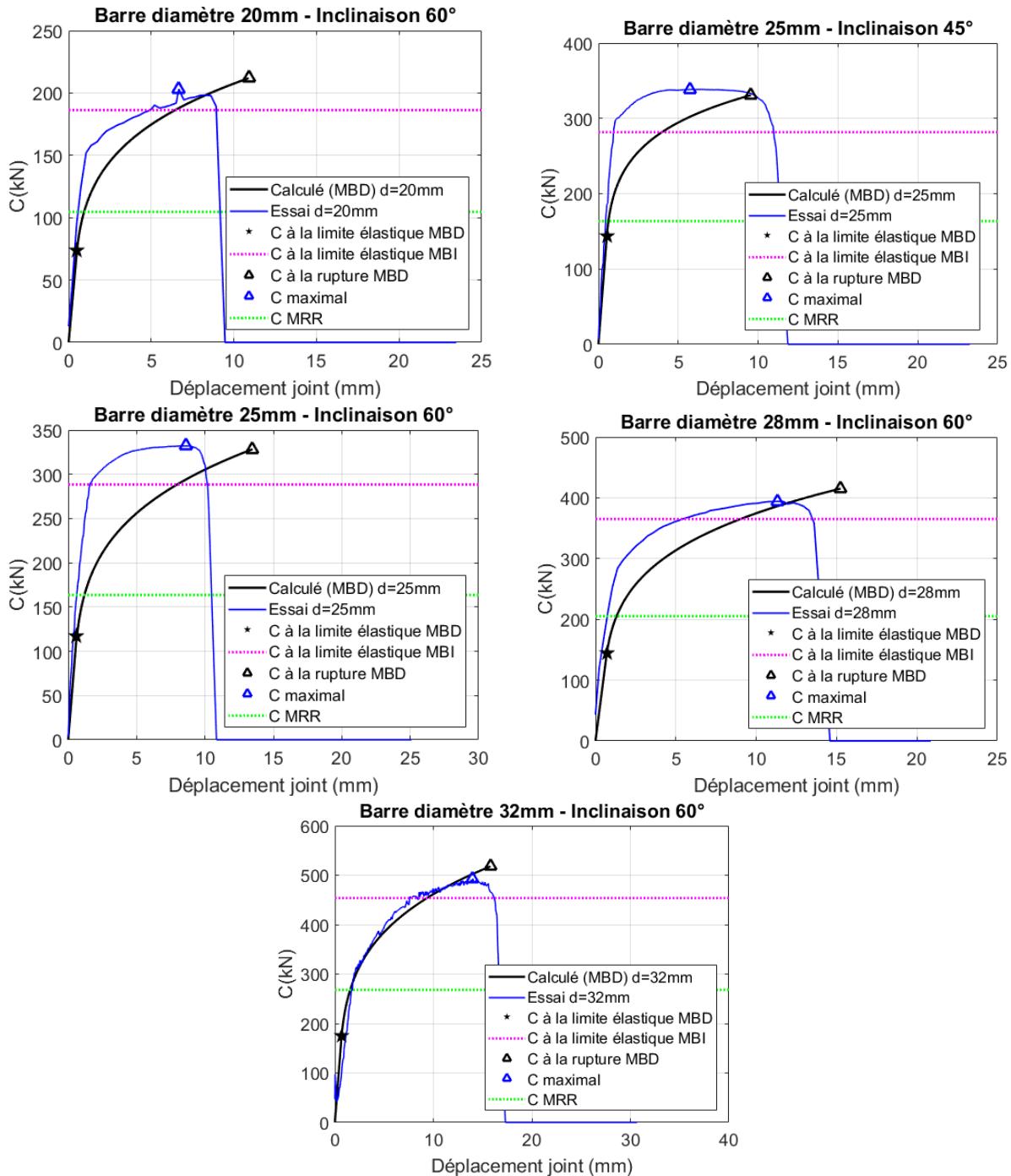


Figure 4 :Contribution d'un boulon en fonction du déplacement (boulons inclinés par rapport au joint)

5.Conclusions

Le référentiel expérimental permet de déterminer clairement que la valeur de la contribution à la limite élastique est inférieure pour la plupart des méthodes à la contribution calculée. On ne peut donc les utiliser si l'on doit éviter des déformations plastiques. La méthode basée sur le calcul de la déformée de la barre, permet de calculer une contribution à la limite élastique conforme au référentiel expérimental.

6.Références bibliographiques

- Azuar, J.-J. (1977). Stabilisation des massifs rocheux fissurés par barres d'acier scellées. Internal research report No. 73, pp. 67, LRPC.
- Bidaut P., Durville J.-L., Guillemin P., Richard J.-C., Viktorovitch M. (2006) Essais de cisaillement sur discontinuités armées par ancrages passifs : utilisation d'une boîte de cisaillement de grandes dimensions. BLPC, 263-264, pp. 7-18.
- Bjurström, S. (1974). Shear strength of hard rock joints reinforced by grouted untensionned bolts. 3rd International Society for Rock Mechanics Congress, pp. 1194-1199. Denver, CO.
- Chen, Y. (2014). Experimental study and stress analysis of rock bolt anchorage performance , Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 6 : 428 - 437.
- Dight, P.M. (1983). A case study of the behavior of a rock slope reinforced with fully grouted rock bolts, Int. Symp. on Rock Bolting, pp 523-538. Abisko
- Egger, P., & Fernandes, H. (1983) Nouvelle presse triaxiale – Etude de modèles discontinus boulonnés. 5th conférence ISRM, pp. A171-A175. Melbourne
- Egger, P., & Zabuski, L. (1991). Behavior of rough bolted joints in direct shear test. 7th Int. Cong. of Rock Mechanics, vol2, pp 1285-1288. Aachen.
- Grasselli, G. (2005). 3D Behavior of bolted rock joints : experimental and numerical study., Int Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 42 : 13-24.
- Maiolino, S., Pellet, F. (2015). Full scale lab testing for the determination of rock bolt contribution to reinforced joint shear strength. In ISRM 2015 - Intl Symposium on Rock Mechanics, p. 9, Montreal.
- Neal B.G. (1977) The plastic methods of structural analysis. Third Edition, Chapman and Hall, London.
- Panet M. (1987) : Reinforcement of Rock Foundations and Slopes by Active or Passive Anchors. Proc. 6th Int. Congress on Rock Mechanics, Denver, pp. 1569-1578
- Pellet, F.(1994) Strength and Deformability of Jointed Rock Masses Reinforced by Rock Bolts.(PhD thesis). Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. pp. 206.
- Pellet F., Egger, P. (1996) Analytical model for the mechanical behavior of bolted rock joints subjected to shearing. Rock Mec. and Rock Engineering. Vol 29, no 2, pp 73-97.
- F. Pellet, P. Egger, F. Descoedres (1995), A method for the design of a bolting system for rock slopes, Proceedings of the 8th International Congress on Rock Mechanics, Tokyo - Japan, pp 409 – 412
- Richard, J.C. (1997). Caractéristiques de fonctionnement des ancrages passifs. Campagne d'essais 1997, Internal research report, pp. 63, LRPC de Lyon, France
- Richard, J.C. (2003) Caractéristiques de fonctionnement des ancrages passifs. Campagne d'essais 2001-2002, 2003, LRPC de Lyon.
- Serratrice J.F. (2014) : Calcul des ancrages passifs à l'état limite et comparaison avec l'expérience. RSS 2014, Marrakech, pp. 191-201
- Schubert, P. (1984) Das Tragvermögen des mörtelversetzten Ankers unter aufgezwungener Kluftverschiebung. PhD thesis. Montanuniversität, Leoben, Austria.
- Spang, K. & Egger, P. (1990). Action of fully-grouted bolts in jointed rock and factors of influence. Rock Mechanics and Rock Engineering, 23, 201-229.
- Vallier F., Mitani Y., Boulon M., Esaki T., Pellet F. (2010), A new shear model for accounting scale effect in rock joints behavior, Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 43, no 5, pp 581-595.