

RESISTANCE ET DÉFORMABILITÉ DES MASSIFS ROCHEUX STRATIFIÉS RENFORCÉS PAR ANCRAGES PASSIFS

THÈSE N° 1169 (1993)

PRÉSENTÉE AU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

FRÉDÉRIC PELLET

Ingénieur géotechnicien diplômé de l'Université de Grenoble
de nationalité française

acceptée sur proposition du jury:

Prof. F. Descoedres, rapporteur
Dr P. Egger, corapporteur
Prof. R. Favre, corapporteur
Prof. G. P. Giani, corapporteur
Prof. J.-P. Piguet, corapporteur

Lausanne, EPFL
1993

*A ceux qui ont disparus
lors de travaux souterrains*

Avant-propos

Arrivé au terme de ce travail, il m'est agréable de rendre hommage à celles et à ceux sans qui rien n'aurait été possible.

Je remercie très sincèrement le **Professeur François Descoedres**, Directeur du Laboratoire de Mécanique des Roches, qui m'a donné l'opportunité et les moyens de réaliser ce travail. Son expérience et la confiance qu'il m'a accordée m'ont permis de mener à bien cette entreprise dans les meilleures conditions.

J'ai eu la chance de pouvoir bénéficier des compétences scientifiques du **Docteur Privat - docent Peter Egger** qui a su me guider tout au long de mon parcours. Ses connaissances et sa bienveillance furent pour moi une source permanente d'inspiration et d'encouragement. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Mes remerciements vont au **Professeur Edouard Recordon** pour l'intérêt qu'il a porté à cette recherche en acceptant de présider le jury de thèse. Je remercie également le **Professeur Gian Paolo Giani** de l'Ecole Polytechnique de Turin, le **Professeur Jack-Pierre Pignet** de l'Ecole des Mines de Nancy et le **Professeur Renaud Favre** de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne pour avoir contribué à l'évaluation de ce travail.

Je dois beaucoup au **Docteur Mohamed Kharchafi** qui, par sa connaissance du domaine expérimental et ses compétences théoriques, m'a permis de surmonter de nombreux obstacles. Ses constants encouragements amicaux m'ont aidé à traverser les périodes de doute et je lui en suis profondément reconnaissant. Le soutien quotidien de **Monsieur Jean-François Mathier** ainsi que ses précieux conseils m'ont été de la plus grande utilité. Qu'il en soit vivement remercié.

Mes remerciements vont aussi à **Monsieur Jean-François Mottier** pour son concours lors de la réalisation de la partie expérimentale ainsi qu'à **Messieurs Joseph Lombardi** et **Michel Paltani** pour leur collaboration à la préparation des essais. Je suis par ailleurs très reconnaissant à **Madame Gyslaine Neidhart** pour son assistance dans la préparation des documents graphiques.

J'adresse également mes remerciements à **Monsieur Raoul Oppliger** pour sa disponibilité et sa collaboration lors des développements mathématiques de ce travail, ainsi qu'à **Monsieur Jean-Marc Piguet** qui m'a accompagné pendant de nombreux mois.

J'exprime toute ma gratitude au **Docteur Leslaw Zabuski** de l'Académie des Sciences de Pologne pour ses conseils scientifiques qui m'ont apporté un éclairage nouveau. Mes sincères remerciements vont également au **Docteur Anna-Maria Ferrero** de l'Ecole Polytechnique de Turin et à **Monsieur Luc Thorel** de l'Ecole Polytechnique de Paris avec lesquels des échanges scientifiques fructueux se sont établis.

Durant toute cette période passée au sein de l'Institut des Sols, Roches et Fondations, j'ai pu bénéficier d'un environnement favorable et je remercie mes nombreux collègues qui ont contribué à établir ce climat amical.

Lausanne, octobre 1993

Résumé

Le renforcement des massifs rocheux par ancrages passifs est un procédé aujourd'hui fréquemment utilisé pour assurer la stabilité des talus rocheux et des cavités souterraines. Bien que la technologie soit parfaitement maîtrisée, la description du comportement mécanique d'un massif rocheux renforcé n'est toujours pas clairement formulée. La présente étude a pour objectif de déterminer, en termes de résistance et de déformabilité, l'effet d'une barre d'ancrage sur le comportement d'un joint rocheux afin de rationaliser le dimensionnement des ouvrages en rocher.

Après un rappel du mécanisme de fonctionnement d'un renforcement évoqué au **chapitre 2**, les principaux travaux publiés à ce jour dans les domaines expérimentaux, analytiques et numériques sont résumés au **chapitre 3**.

Le programme expérimental visant à mettre en évidence les principaux facteurs influençant le comportement d'un volume de roche renforcée est présenté au **chapitre 4**. Les essais ont été réalisés à l'aide d'une presse triaxiale permettant de tester des éprouvettes de grandes dimensions, pourvues d'une ou plusieurs discontinuités renforcées de barres d'acier. Les résultats montrent qu'en plus des caractéristiques propres de la barre, la résistance de la roche, l'orientation de la barre et ses conditions de fixation sont autant de paramètres influençant la résistance et la déformabilité du joint armé.

Le développement analytique présenté au **chapitre 5**, permet de déterminer la courbe complète de l'évolution de la contribution d'une barre à la résistance au cisaillement d'un joint rocheux en fonction du déplacement sur le joint. Ce modèle est basé sur la description du processus de déformation de la barre mis en évidence par les essais et qui se caractérise au stade ultime par un mécanisme à deux rotules plastiques.

Dans le domaine élastique, l'évolution des efforts mobilisés dans la barre en fonction des déplacements est obtenue à l'aide d'une formulation variationnelle. A la limite élastique les efforts sont calculés par un critère d'initiation de rotule plastique, établi en tenant compte

de l'interaction du moment fléchissant et de l'effort normal. **Dans le domaine plastique**, il est supposé que seul l'effort normal mobilisé dans la barre continue à croître. Les déplacements sont calculés par une formulation en grands déplacements au moyen d'une rigidité axiale sécante qui décroît progressivement en fonction de l'allongement plastique de la barre. **A la rupture**, les efforts mobilisés dans la barre au droit du joint sont déterminés par une formule d'interaction entre l'effort normal et l'effort tranchant basée sur le critère de Tresca. Les déplacements sont calculés en supposant que le tronçon compris entre les rotules plastiques atteint la déformation de rupture du matériau. Connaissant l'orientation et l'intensité de la force résultante mobilisée dans la barre, on peut calculer la résistance au cisaillement du joint armé en dissociant l'effet de cohésion d'armature et l'effet de confinement.

L'évaluation des performances de ce développement analytique, présentée au **chapitre 6**, montre sa capacité à traduire les phénomènes observés. L'effet de l'inclinaison de la barre sur la résistance et la déformabilité du joint armé est clairement établi, tout comme l'influence de la résistance de la roche et de l'angle de frottement sur le joint. La confrontation des performances de ce modèle aux résultats expérimentaux montre qu'il peut être utilisé sur une gamme étendue de paramètres.

Le calcul d'ouvrages est abordé au **chapitre 7** où l'on traite le cas d'un talus et celui d'un tunnel à faible profondeur. Il est montré comment le développement analytique peut être utilisé pour dimensionner le système de boulonnage d'un ouvrage et prédire les déplacements du massif, dès lors que le mécanisme de rupture a été identifié. Sur la base des conclusions expérimentales et théoriques, quelques suggestions d'ordre pratique destinées à guider le concepteur sont proposées.

Abstract

Nowadays, the technique of employing passive anchors for rock mass reinforcement is frequently used to ensure the stability of rock slopes and of underground cavities. Even though the technology is in common practice, the description of the reinforced rock's mechanical behaviour is not always clearly understood. The present study aims to determine, in terms of resistance and deformability, the effect of a rock bolt on the behaviour of a rock joint in order to rationalize the dimensioning of rock structures.

The physical mechanisms of reinforcements are described in **chapter 2** and the principal works published to this date in the experimental, analytical and numerical fields are summarized in **chapter 3**.

Chapter 4 describes the experimental programme which was conceived to illustrate the principal factors affecting the behaviour of a volume of reinforced rock. The tests were carried out using a triaxial cell which permitted the testing of large samples having one or several discontinuities reinforced with steel bars. The results show that in addition to the bars' inherent properties, the rock's resistance, the bars' orientation and its fixing conditions are parameters which also influence the resistance and the deformability of the reinforced joint.

The analytical development presented in **chapter 5** allows the calculation of the complete curve of the evolution of a bars' contribution to the shearing resistance of a rock joint as a function of the movement along the joint. This model is based on the description of the process of the bars' deformation illustrated by the tests and which are characterized at the end point by a mechanism involving two plastic hinges.

In the elastic range the evolution of the mobilized forces in the bar as a function of the displacements is obtained with the help of a variational formula. The deformed shape of the bar is described by a hyperbolic cosine function whilst the forces at the elastic limit are calculated by a plastic hinge formation criterion, established by taking into

consideration the interaction of the bending moment and the normal force. **In the plastic range** it is assumed that the normal force mobilised in the bar continues to increase. The displacements are calculated using an axial rigidity secant which progressively decreases as a function of the plastic lengthening of the bar. **At failure** the mobilised forces in the bar flush with the joint are determined by a formula of the interaction between the normal force and the shear force based on the Tresca criterion. The displacements are calculated by a large displacement formula assuming that the length delimited by the plastic hinges attains the material's failure strain. Knowing the orientation and the intensity of the mobilised resultant force in the bar, one can determine the reinforced joint's shear resistance by dissociating the bolt cohesion and the confinement effects.

Chapter 6 evaluates the performance of this analytical development and shows its capacity to describe the observed phenomena. The effect of inclining the bar on the resistance and the deformability of the reinforced joint is clearly established, as is the influence of the rock resistance and the friction angle on the joint. The comparison of the performances of this model with experimental results demonstrates that it may be employed for a wide range of parameters.

Works calculation is covered in **chapter 7** in which examples of a slope and a shallow tunnel are treated. We show that the analytical development can be used to dimension the bolting system for a project and predict the displacements of the massif. On the basis of the experimental and theoretical conclusions some practical suggestions were made in order to aid those conceiving projects and works in this field.

This thesis is also available in english

Table des Matières

1. Introduction	1
2. Généralités sur le Renforcement des Massifs Rocheux	5
2.1 Eléments de technologie	6
2.2 Nature et état de la roche en place	8
2.3 Ancrages actifs et ancrages passifs	10
2.4 Mécanique d'un massif rocheux renforcé par ancrages passifs	11
2.5 Comportement mécanique d'un joint armé individuel	11
2.6 Analyse du comportement mécanique d'ouvrages renforcés	13
2.7 Objectifs et limites de l'étude	15
3. Etat des Connaissances	17
3.1 Modes de fonctionnement d'une barre d'ancrage scellée sur toute sa longueur	18
3.1.1 Cas d'une barre sollicitée axialement	18
3.1.2 Cas d'une barre sollicitée transversalement	23
3.2 Comportement mécanique d'un joint individuel armé d'une barre d'ancrage	24
3.2.1 Modèle de comportement d'un joint armé	24
3.2.2 Essais de cisaillement sur un joint armé de barres d'ancrage	28
3.2.3 Formulation analytique pour le calcul de la contribution d'une barre	32

3.3	Comportement mécanique d'un massif rocheux renforcé	44
3.3.1	Déformabilité du matériau équivalent roche armée	44
3.3.2	Résistance au cisaillement du matériau équivalent roche armée.	50
3.3.3	Modèles expérimentaux	52
3.4	Modélisation numérique du comportement d'un massif rocheux renforcé	53
3.4.1	Simulation du comportement d'une barre sous sollicitations axiale et transversale	53
3.4.2	Simulation du comportement d'un joint armé	55
3.4.3	Simulation du comportement d'un volume de roche renforcé	60
3.5	Analyse de la stabilité d'ouvrages renforcés et études de cas	61
3.5.1	Ouvrages à ciel ouvert	62
3.5.2	Ouvrages en souterrain	62
3.6	Synthèse	64
3.6.1	Etudes expérimentales	64
3.6.2	Formulations analytiques	65
3.6.3	Modélisation numérique	66
3.7	Conclusion	66
4.	Etude Expérimentale de Modèles Renforcés	67
4.1	Présentation de la presse TRIROC	68
4.1.1	Principe de l'essai	68
4.1.2	Bâti de la presse	68
4.1.3	Instrumentation et acquisition des données	70
4.1.4	Avantages de la presse TRIROC par rapport aux dispositifs conventionnels	72
4.2	Conception des modèles physiques	74
4.2.1	Géométrie des modèles	74
4.2.2	Matériaux utilisés	74
4.2.3	Barres de renforcement	75
4.2.4	Mise en place et scellement des barres	75
4.3	Programme d'essais	77

4.4	Présentation des résultats et commentaires sur le déroulement des essais	80
4.4.1	Essais sur modèles en plâtre - série PL	80
4.4.2	Essais sur modèles en plâtre - série PF	80
4.4.3	Essais sur modèles en calcaire - série CE	82
4.5	Interprétation et discussion des résultats expérimentaux	84
4.5.1	Modes de rupture	84
4.5.2	Contribution des barres à la résistance au cisaillement du joint	88
4.6	Synthèse et conclusion	90

5. Formulation Analytique du Comportement d'un Joint Armé **93**

5.1	Sollicitations et déformation d'une barre scellée soumise à un déplacement en son extrémité	94
5.2	Hypothèses générales et système statique	95
5.3	Limite élastique et critères de rupture de la barre	97
5.3.1	Limite élastique de la barre	97
5.3.2	Critères de rupture de la barre	98
5.4	Comportement de la barre à l'état élastique	102
5.4.1	Equilibre d'un tronçon de poutre chargé transversalement et axialement	102
5.4.2	Formulation variationnelle de l'équilibre de la barre	103
5.4.3	Relations entre l'effort normal et l'effort tranchant	105
5.4.4	Calcul de la rotation et du déplacement de l'extrémité de la barre	108
5.5	Comportement de la barre à l'état plastique	110
5.5.1	Hypothèses complémentaires	110
5.5.2	Relations entre l'effort normal et l'effort tranchant	110
5.5.3	Calcul de la rotation et du déplacement de l'extrémité de la barre	112
5.5.4	Réduction de la rigidité de la barre	114

5.6	Contribution de la barre à la résistance au cisaillement du joint et déplacement associé	116
5.7	Résistance et déformabilité du joint armé	118
	5.7.1 Cohésion d'armature et effet de confinement	118
	5.7.2 Rigidité tangentielle et rigidité normale du joint armé	118
5.8	Détermination de la pression limite de réaction de la roche	119
5.9	Résumé de la méthode	122
6.	Etude Paramétrique et Evaluation de la Théorie	125
6.1	Choix et définition des paramètres	125
6.2	Courbes effort en fonction du déplacement sur le joint	128
	6.2.1 Contribution totale de la barre	128
	6.2.2 Mobilisation des forces dans la barre et sur le joint	130
	6.2.3 Evolution de l'effort normal et de l'effort tranchant	132
6.3	Contribution maximum de la barre à la résistance au cisaillement du joint et déplacement associé	132
	6.3.1 Influence de l'angle entre la barre et le joint	134
	6.3.2 Influence de la résistance de la roche	134
	6.3.3 Influence de l'angle de frottement sur le joint	137
	6.3.4 Evolution de la cohésion d'armature et du confinement sur le joint	138
	6.3.5 Rigidités normale et tangentielle du joint	138
6.4	Comparaisons aux formulations analytiques publiées dans la littérature	141
6.5	Comparaisons aux résultats expérimentaux	144
	6.5.1 Essais réalisés à la presse Tiroc	144
	6.5.2 Essais réalisés par Spang	147
	6.5.3 Autres essais publiés dans la littérature	150
6.6	Conclusion	154

7. Applications au Calcul d'Ouvrages	155
7.1 Stabilité d'un talus d'excavation	155
7.1.1 Equilibre du volume de roche instable	156
7.1.2 Dimensionnement du renforcement sur la discontinuité critique	157
7.1.3 Déplacement total du massif	160
7.2 Stabilité d'un tunnel à faible profondeur	162
7.2.1 Poussée du terrain à reprendre par le renforcement	162
7.2.2 Dimensionnement du renforcement	163
7.2.3 Tassement en fonction des efforts repris par les boulons	163
7.2.4 Remarque sur la longueur des barres	164
7.3 Suggestions pratiques	166
7.3.1 Choix du type de barre	166
7.3.2 Choix du diamètre des barres	166
7.3.3 Choix de l'orientation des barres	167
7.3.4 Choix du coulis de scellement	167
8. Conclusion	169
8.1 Synthèse de l'étude	169
8.2 Axes de recherches futures	170
Annexe I : Equilibre de la Barre par la Méthode de Rayleigh-Ritz	173
Annexe II : Exemple de Calcul de la Contribution d'une Barre et du Déplacement sur le Joint	179
Principales Notations	187
Bibliographie	191
Curriculum Vitae	203

Chapitre 1

Introduction

Au cours de l'histoire, le développement de l'activité humaine a entraîné la réalisation de nombreuses infrastructures, parmi lesquelles, l'établissement de voies de communication et la construction d'édifices constituent l'essentiel. Dans son entreprise, le constructeur s'est souvent trouvé confronté à des problèmes de stabilité d'ouvrages liés autant à la résistance des matériaux mis en œuvre qu'à la stabilité des massifs de fondation.

Les géomatériaux constituant l'écorce terrestre ont, que ce soit à l'état brut ou sous forme de mortier, un comportement mécanique qui se caractérise par une très faible résistance à la traction vis-à-vis de leur résistance à la compression. Pour pallier cette faiblesse intrinsèque, les premiers édifices importants, construits à partir d'assemblage de pierres de taille, étaient conçus en forme de voûtes ou de coupoles, de façon à éviter toute traction. Plus tard, au XIX^{ème} siècle, les innovations du béton armé, puis du béton précontraint illustreront le souci permanent des ingénieurs de se prémunir contre le développement excessif de contraintes de traction dans les éléments de structure.

Le renforcement des sols et des roches en place a depuis toujours préoccupé le constructeur. Dès la plus haute Antiquité, on retrouve des traces de stabilisation de talus à l'aide de pousses de bambous. L'explication théorique de ces phénomènes d'instabilité a été fournie au XVIII^{ème} siècle par Coulomb, qui en montrant que la résistance au cisaillement d'un massif augmente avec la contrainte moyenne, a établi les fondements du calcul à la rupture. Ainsi que ce soit suite à l'application d'une surcharge ou consécutivement au déchargement d'un massif lié à une excavation, le danger survient toujours lorsque le déviateur des contraintes devient trop important. On comprend mieux dès lors, que compte tenu du faible niveau des contraintes géostatiques régnant dans les horizons superficiels de l'écorce terrestre, la résistance au cisaillement des matériaux en place soit peu élevée. Dans le cas des massifs rocheux, cette particularité est accentuée par la présence de

discontinuités, d'origine tectonique ou orogénique, constituant autant de plans de rupture potentiels.

Bien que de tout temps l'homme ait taillé des talus et excavé des souterrains, c'est au XIX^{ème} siècle, suite à la révolution industrielle, que les premières grandes réalisations ont vu le jour. L'avènement de l'hydro-électricité et les premiers projets de grandes traversées alpines ont alors permis d'accélérer le développement technologique. Au cours de la réalisation du tunnel du Mont-Cenis (1857-1871) Germain Sommeiller met au point le marteau pneumatique qui dès lors autorise la perforation mécanique des roches. Cette technique permettra par la suite la mise en place de barres d'acier répondant ainsi à la nécessité de renforcer la roche.

Il faudra attendre la première partie du XX^{ème} siècle pour voir les premières utilisations d'éléments métalliques comme agent stabilisateur d'ouvrage. En 1934, André Coyne stabilise le barrage des Cheurfas (Algérie) en l'ancrant au moyen de câbles de précontrainte. Ce n'est cependant que dans la seconde partie de ce siècle que l'utilisation de barres d'acier comme éléments de renforcement va véritablement prendre son essor. D'abord dans l'industrie minière, puis dans le domaine du génie civil, ce procédé répondra au besoin croissant de diminuer les coûts de construction et les délais de réalisation. Une des conséquences majeures de ce progrès technologique aura été de réduire considérablement le lourd tribut payé en vies humaines aux réalisations passées.

Depuis, la stabilisation des massifs rocheux par boulonnage systématique s'est largement répandue autant dans le domaine des travaux à ciel ouvert (pentes et talus) que dans celui des ouvrages souterrains. L'essor de ce procédé est essentiellement lié au développement permanent de technologies nouvelles concernant les moyens de perforation et les matériaux mis en œuvre, tels que les coulis de scellement et la qualité des matériaux constituant les éléments de renforcement.

Si l'origine du renforcement par boulonnage est avant tout le fruit de l'intuition et de l'observation de mineurs expérimentés, il n'en demeure pas moins que les outils de dimensionnement, dont dispose le concepteur d'ouvrage, demeurent rudimentaires. Bien que dans de nombreuses circonstances, l'expérience acquise au cours des ouvrages réalisés par le passé demeure un atout précieux, la nécessité de quantifier l'action d'une barre d'ancrage devient indispensable pour répondre aux contraintes économiques et aux exigences de sécurité sans cesse croissantes.

Parallèlement, le développement de super ordinateurs conduit à établir des modèles de

comportement de plus en plus élaborés, mais à ce jour il subsiste des zones d'ombre dans la description de l'action d'une barre d'ancrage et il en résulte qu'aucun modèle de calcul n'est unanimement reconnu.

Le présent travail s'inscrit dans la continuité des contributions antérieures visant à améliorer la compréhension du mode d'action des ancrages passifs sur la stabilité d'ouvrages en rocher. Après un rappel du concept général de renforcement des massifs rocheux, évoqué au **chapitre 2**, les principaux travaux publiés à ce jour sont passés en revue au **chapitre 3**. L'aspect expérimental est traité au **chapitre 4**, où sont présentés et commentés les résultats d'essais réalisés sur des modèles renforcés. La partie théorique, développée au **chapitre 5**, consiste en une formulation analytique permettant de quantifier l'action d'une barre d'ancrage en terme de résistance et de déformabilité du joint rocheux armé. Cette formulation est discutée au **chapitre 6** puis comparée aux performances d'autres prévisions analytiques, ainsi qu'aux principaux résultats expérimentaux. L'application de ce modèle analytique aux deux grandes classes de problèmes que constituent les ouvrages à ciel ouvert et les ouvrages en souterrain est présentée au **chapitre 7**, où sont tirées certaines conclusions pratiques destinées à guider le concepteur dans l'établissement de projets. Enfin nous dégageons au **chapitre 8** ce que pourraient être les axes de futures recherches.

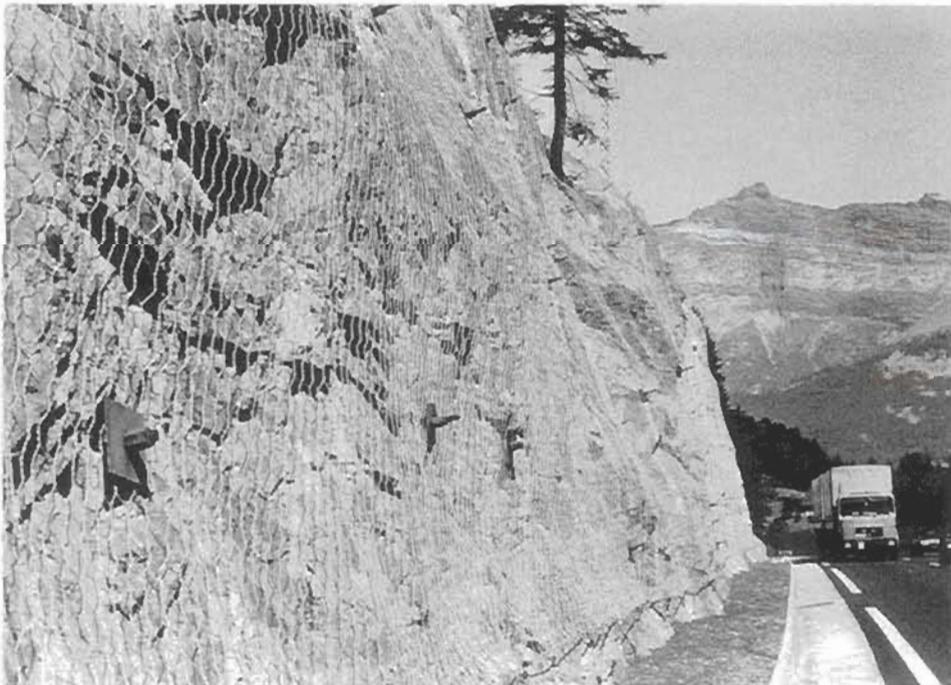


Figure 1 : *Vue d'un talus rocheux renforcé par ancrages passifs, situé sur la route d'accès au tunnel du Mont-Blanc*

Chapitre 2

Généralités sur le Renforcement des Massifs Rocheux

Le renforcement par barres d'ancrage passives vise à assurer la stabilité d'un massif rocheux en augmentant sa résistance au cisaillement. Dans le cas d'ouvrages en site construit, les déformations du massif doivent être limitées, afin d'éviter tout dommage aux infrastructures et aux bâtiments existants.

Que ce soit pour assurer le soutènement provisoire ou la stabilité à plus long terme d'un ouvrage, l'efficacité d'un renforcement par boulonnage systématique est conditionnée par de nombreux facteurs, parmi lesquels figurent les caractéristiques mécaniques et géométriques du renforcement envisagé, la nature et l'état de la roche en place, ainsi que la géométrie de l'ouvrage étudié. La figure 2.1 illustre une situation typique pour laquelle il est nécessaire d'assurer à la fois la stabilité d'une pente et celle d'une cavité souterraine.

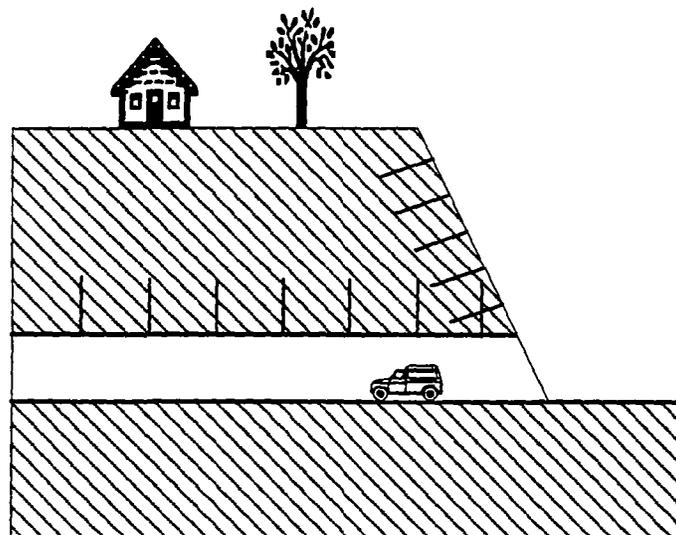


Figure 2.1 : Situation typique de problèmes de stabilité de massif rocheux

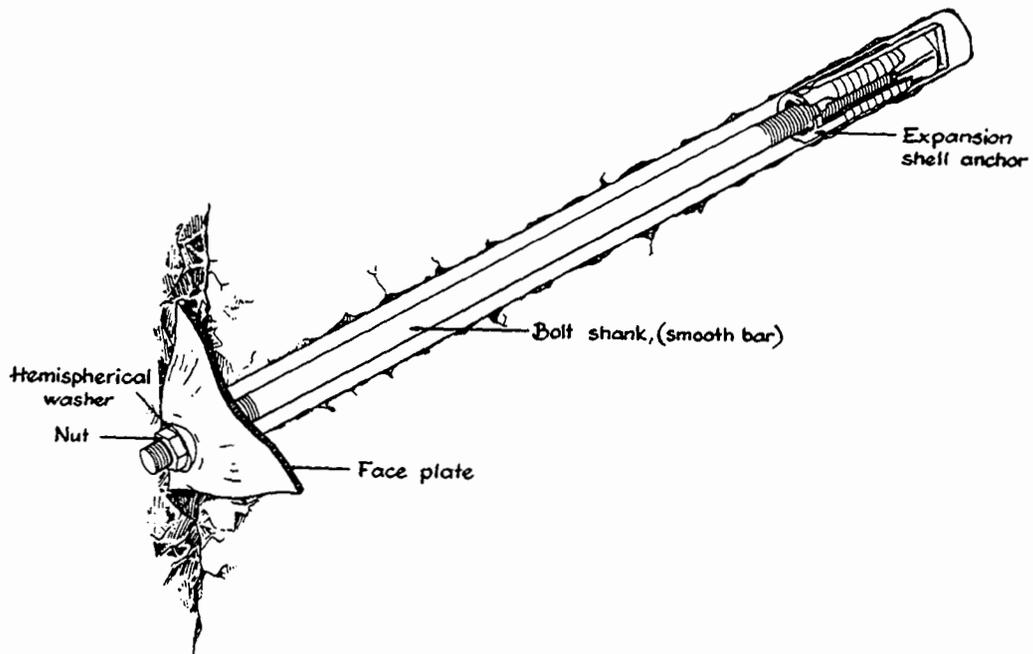
2.1 Éléments de technologie

Le renforcement des massifs rocheux est réalisé au moyen de techniques diverses, conduisant à des mécanismes de fonctionnement qui se distinguent principalement par la nature et les conditions de fixation des éléments de renforcement.

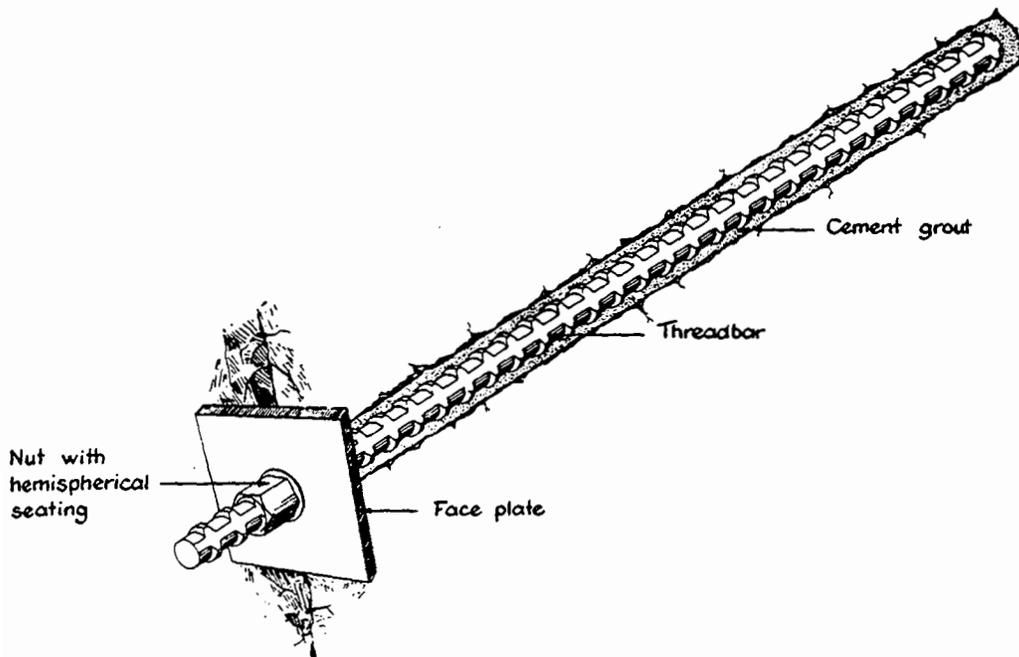
Les nombreux types d'éléments disponibles sur le marché peuvent, du point de vue de leur comportement mécanique, être répertoriés en deux catégories : les éléments rigides, aptes à reprendre un moment de flexion, et les éléments souples travaillant exclusivement axialement. Les éléments rigides sont généralement des barres de section circulaire, constituées d'un acier à haute résistance, ou parfois d'autres matériaux comme la fibre de verre. La catégorie des éléments souples est essentiellement composée par les câbles mono-toron, très utilisés dans le domaine minier. On peut cependant, dans une certaine mesure, y inclure les éléments tubulaires, du type Swellex ou Split Set, dont l'utilisation devient de plus en plus courante dans les travaux souterrains. Enfin citons pour mémoire, les câbles à torons multiples en acier à très haute résistance, destinés à assurer la fonction de tirant de précontrainte. Bien que ne faisant pas l'objet de la présente étude, leur mode d'action sera précisé plus loin.

La liaison des barres d'ancrage au massif rocheux conditionne fortement le mode de fonctionnement du système de renforcement. Elle est réalisée soit par fixation ponctuelle aux extrémités de la barre, soit de manière continue sur toute la longueur de la barre. Dans le premier cas, la barre est fixée à son extrémité intérieure au moyen d'un dispositif de serrage ou scellée sur une longueur limitée. D'un point de vue mécanique, cela sous-entend que l'effort normal est constant sur la longueur libre de la barre. Ces barres peuvent être légèrement pré-tendues dès leur mise en place. La liaison continue est le plus souvent réalisée par scellement des barres au moyen de coulis à base de ciment ou de produits synthétiques, comme les résines Epoxy. Dans le cas des barres Swellex, la liaison est assurée par simple contact, suite au déploiement de la section. D'un point de vue mécanique, les barres à liaison continue sont soumises à des efforts qui varient le long de leur axe, en fonction des déplacements survenant dans le massif.

Pour le renforcement d'ouvrages à long terme, les barres sont souvent mises en place et injectées préalablement dans des gaines de résine synthétique, destinées à les protéger de la corrosion. La figure 2.2 montre le détail de l'installation d'une barre d'ancrage fixée ponctuellement à ses extrémités (figure 2.2a) ainsi que celui d'une barre scellée sur toute sa longueur (figure 2.2b). Pour plus d'information sur la technologie et les procédés de mise en œuvre, le lecteur peut se reporter à **Stillborg (1986)**.



a- barre d'ancrage fixée ponctuellement et pré-tendue



b- barre scellée sur toute sa longueur

Figure 2.2 : Barre d'ancrage d'après Stillborg (1986)

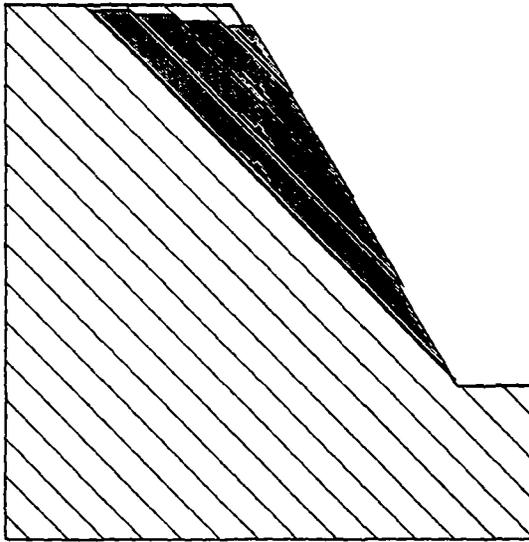
2.2 Nature et état de la roche en place

Les géomatériaux constituant l'écorce terrestre peuvent se présenter sous diverses formes. Depuis le massif constitué de roche saine, jusqu'au massif de sol pulvérulent, produit de l'altération d'une roche, tous les stades intermédiaires sont présents dans la nature. Dans la plupart des cas, les massifs rocheux potentiellement instables sont traversés par de nombreuses discontinuités d'origines diverses, telles que les diaclases, les plans de stratification, ou de foliation. L'analyse de la stabilité d'un massif rocheux nécessite donc l'identification, à l'échelle du massif, du réseau de discontinuités, en définissant principalement son degré de fracturation, l'orientation et l'extension des familles de discontinuités ainsi que la nature et l'état d'imbrication des joints.

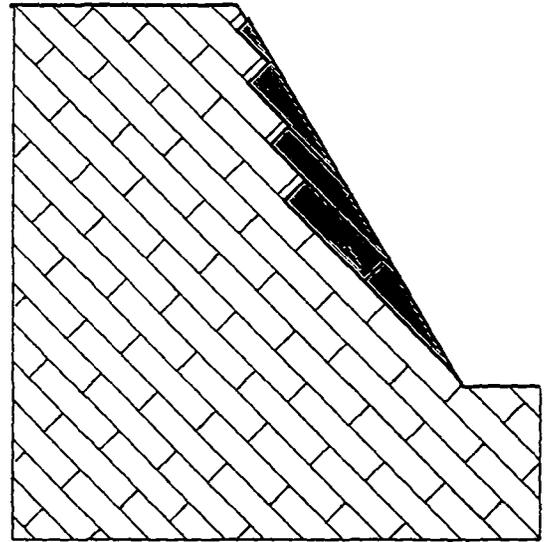
Le degré de fracturation, qui peut être apprécié par le coefficient R.Q.D. (Rock Quality Designation), renseigne sur la taille moyenne des blocs et l'espacement des discontinuités, tandis que l'orientation et l'extension des principales discontinuités permettent de définir la cinématique des mouvements potentiels. Certains massifs rocheux peuvent être "hiérarchisés", c'est à dire que leur stabilité est subordonnée à celle de blocs "clés".

L'état d'imbrication des joints influence fortement le comportement mécanique du massif rocheux. Si le matériau est très disloqué ou au contraire bien imbriqué, la résistance au cisaillement ne sera pas mobilisée de la même façon. Dans le premier cas, il s'agit d'augmenter les surfaces de contact entre les blocs pour mobiliser une résistance satisfaisante tandis que dans le second, les contacts étant parfaits, il s'agit d'exploiter le rôle favorable de la dilatance pour augmenter la résistance au cisaillement. Ajoutons que les joints peuvent contenir un matériau de remplissage qui influencera aussi leur comportement mécanique.

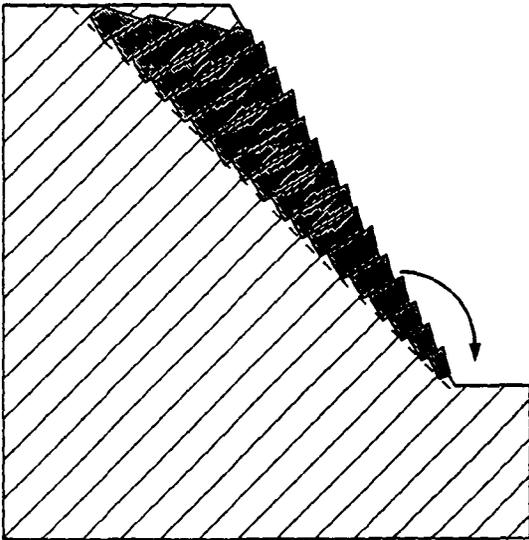
Les éléments précités, issus de la reconnaissance géologique, permettent d'aborder la description du comportement mécanique d'un massif rocheux, dont l'un des points essentiels réside dans la définition des mécanismes de rupture probables. Afin d'illustrer ce propos, diverses situations sont représentées à la figure 2.3. Pour un massif à discontinuités séquentielles, les bancs potentiellement instables peuvent subir des mouvements de translation qui se produisent par glissement le long d'une famille de joints (figure 2.3a), et qui de surcroît causent l'ouverture d'une autre famille de joints (figure 2.3b). Dans d'autres cas, les blocs opèrent des mouvements de rotation qui s'accompagnent de glissements le long des joints (figure 2.3c). Soulignons que pour un milieu à fracturation dense et aléatoire (figure 2.3d), la surface de glissement est a priori indéterminée, comme dans le cas d'un massif pulvérulent, avec toutefois une allure plus erratique.



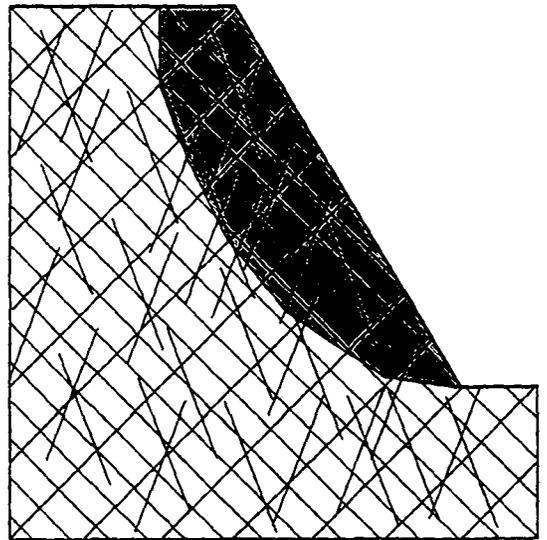
a - Glissement plan selon une famille de joints



b - Glissement avec ouverture d'une famille de joints



c - Rotation des couches avec glissement sur une famille de joints



d - Glissement sans direction préférentielle

Figure 2.3 : Etat de la roche en place

En résumé, il est primordial quelle que soit la configuration du massif rocheux, de définir la cinématique des mouvements potentiels avant de procéder à l'analyse de sa stabilité. Il est par ailleurs important de ne pas perdre de vue que les notions d'hétérogénéité et de discontinuité sont indissociables de l'échelle de l'ouvrage considéré.

2.3 Ancrages actifs et ancrages passifs

Avant toute considération, il convient de rappeler la différence qui réside entre ancrage actif (tirant de précontrainte) et ancrage passif (barre d'armature). Cette distinction qui n'est toutefois pas univoque, puisque certaines barres d'armature peuvent être légèrement prétendues, a été discutée par **Descœudres (1985)**.

Un tirant mis en pré-tension, dit actif, introduit à la surface du massif rocheux une force, d'intensité et d'orientation connues, visant à améliorer la résistance au cisaillement en augmentant la contrainte normale sur les plans de discontinuité. Pour apprécier son action, il apparaît donc nécessaire de connaître avec certitude l'orientation et l'extension des discontinuités sur lesquelles des déplacements sont susceptibles de se produire. L'efficacité d'un tel système est assujettie à la nature et à l'état de la roche en place. Si la roche n'est pas suffisamment compétente, les contraintes se propageront de manière diffuse et de surcroît, le fluage de la matrice rocheuse entraînera des pertes de tension dans le tirant. De plus, si le massif rocheux est très fracturé et que les discontinuités sont mal imbriquées, l'action du tirant d'ancrage ne pourra prétendre refermer les fissures pour mobiliser une résistance au cisaillement satisfaisante. Ces considérations conduisent généralement à ne pas préconiser l'emploi d'ancrages actifs pour le renforcement systématique des massifs rocheux, surtout si l'on tient compte du coût élevé de leur mise en œuvre. En revanche, pour la stabilisation de volumes de roche délimités par des discontinuités clairement identifiées, les tirants de précontrainte sont d'autant plus efficaces qu'ils empêchent tout déplacement dès leur mise en tension. Ils sont très souvent utilisés pour l'ancrage de parois de soutènement, de fondations de pylônes ou de barrages.

Le renforcement des massifs rocheux par barres passives procède d'une tout autre idée. Il s'agit, comme l'ont clairement énoncé **Londe & Bonazzi (1974)**, de créer un matériau composite, appelé "roche armée", de caractéristiques mécaniques globalement meilleures. Le massif, en se déformant suite aux déplacements qui surviennent le long des joints, mobilise des efforts dans les barres. Il y a donc interdépendance entre déplacements sur les joints et efforts mobilisés dans les barres.

2.4 Mécanique d'un massif rocheux renforcé par ancrages passifs

L'analyse de la stabilité d'un massif rocheux requiert la définition préalable du mécanisme de rupture probable. Pour que l'efficacité du renforcement soit optimum, il faut que la résistance propre de la barre soit pleinement exploitée. Cela nécessite dans un premier temps, de rechercher l'adéquation entre la position de la barre et la direction des déplacements potentiels.

D'autre part, la taille des blocs liée au degré de fracturation du massif, ainsi que la déformabilité de la matrice rocheuse conditionneront l'aptitude de la barre à s'accommoder des déformations. Pour un massif rocheux à fracturation dense, la barre pourra plus facilement s'adapter aux déformations et son fonctionnement s'apparentera à celui d'une barre utilisée pour le clouage des sols. En revanche, dans le cas de massifs faiblement fracturés, la barre exercera un rôle de support en reportant les efforts développés par la masse instable sur la partie stable du massif. Les déformations de la barre seront localisées dans la zone du joint. **Piguet & Revalor (1988)** ont recensé les différents rôles que peut exercer une barre, en fonction de la configuration du massif rocheux.

Quel que soit l'état de la roche en place, les déformations d'un massif rocheux résultent essentiellement des déplacements survenant le long des discontinuités. L'état d'imbrication du massif jouera donc un rôle prépondérant sur l'efficacité du renforcement. **Panet (1986)** montre qu'un joint rocheux bien imbriqué présente un comportement dilatant favorable.

La connaissance des lois décrivant la relation contrainte-déplacement le long d'un joint est donc d'une importance capitale dans l'analyse du comportement d'un massif rocheux renforcé. Pour illustrer ce propos, on observe à la figure 2.4, que le déplacement d'un bloc survenant par glissement le long d'une famille de joints cause l'ouverture de l'autre famille de joints. L'action de la barre de renforcement sera donc différente selon qu'elle recoupe l'une ou l'autre famille de joints.

2.5 Comportement mécanique d'un joint armé individuel

L'analyse du comportement d'un joint armé individuel doit prendre en compte les multiples phénomènes d'interaction développés entre la barre et la roche, suite aux mécanismes de transfert des charges qui se développent entre les parties stable et instable du massif.

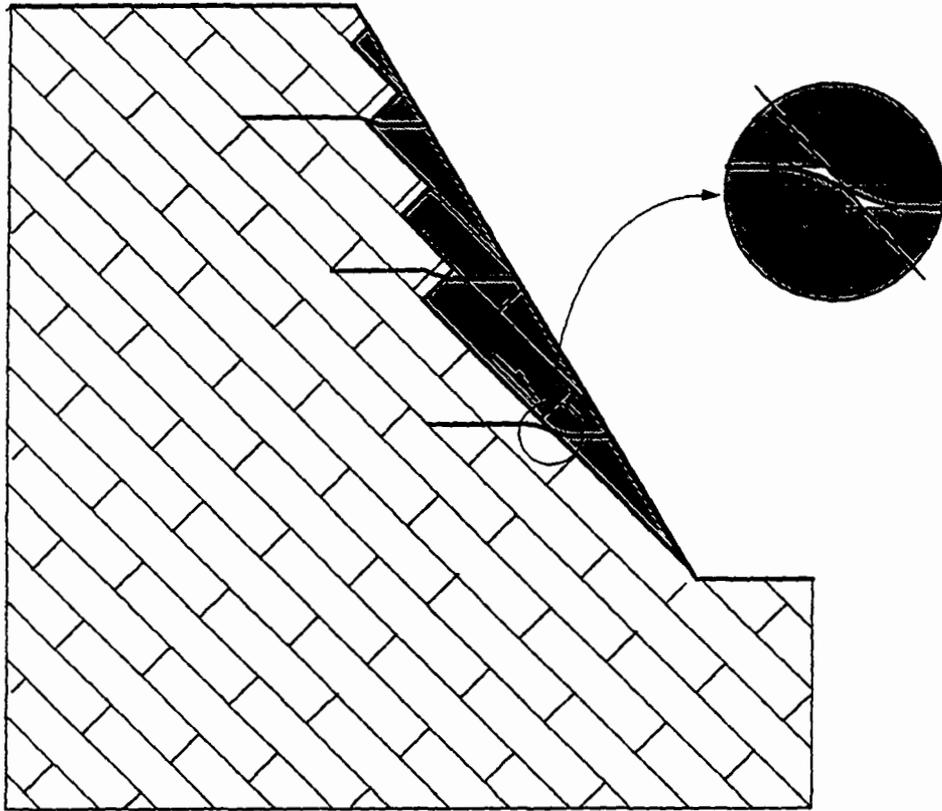


Figure 2.4 : Mécanisme de déformation d'un massif rocheux renforcé

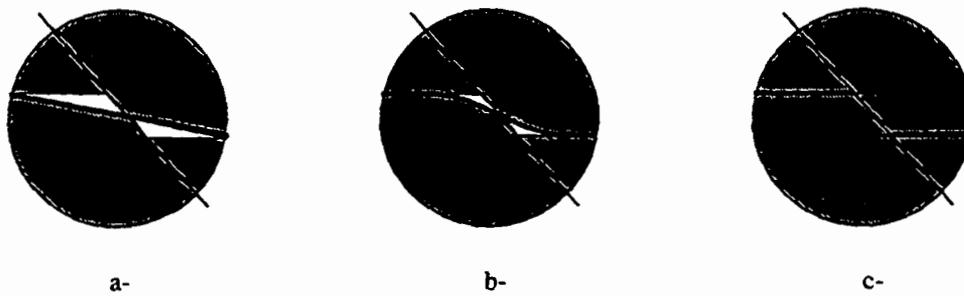


Figure 2.5 : Modes de rupture d'un joint armé

La résistance et la déformabilité propres de la matrice rocheuse influencent directement le mode de rupture du joint armé. En effet les efforts développés par le déplacement de la masse instable sont reportés par les barres d'ancrage sur la matrice rocheuse de la partie stable. Différents modes de rupture sont envisagés à la figure 2.5.

Pour un matériau peu résistant et très déformable comme un sol, la rupture peut intervenir sans déformation permanente de la barre (figure 2.5a). A l'inverse, si le matériau est peu déformable et très résistant la rupture survient sans déformation de la roche (figure 2.5c). Dans la pratique on se trouve toujours dans une situation intermédiaire où la rupture s'accompagne de déplacements et de déformations permanentes de la barre, caractérisées par l'apparition de rotules plastiques localisées de part et d'autre du joint, à une distance dépendant de la résistance de la roche (figure 2.5b).

Comme l'illustre la figure 2.6, le problème se résume alors, à déterminer la direction et l'intensité de la force résultante R_o mobilisée dans la barre au droit du joint, ainsi que le déplacement associé U_j sur le joint.

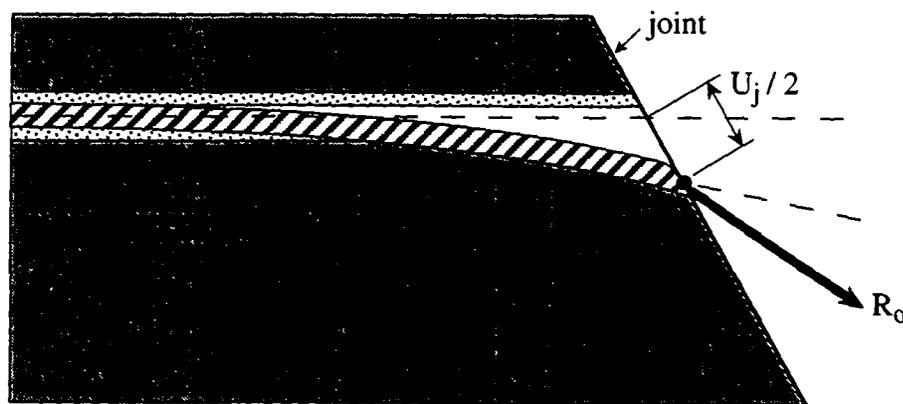


Figure 2.6 : Déformation et sollicitations d'une barre scellée

2.6 Analyse du comportement mécanique d'ouvrages renforcés

L'analyse du comportement mécanique d'ouvrages renforcés peut être abordée au moyen de diverses méthodes allant des plus simples, basées sur le principe de l'équilibre limite, aux plus complexes comme les méthodes modernes de calcul numérique. **Gerrard (1983)**, puis **Stille (1992)** ont présenté deux articles résumant les approches possibles pour l'analyse du comportement d'ouvrages renforcés.

Le point de départ de toute analyse réside dans la définition de la géométrie de l'ouvrage étudié. Pour un problème de stabilité de pente, aucune symétrie ne peut être mise en évidence. Les conditions aux limites du domaine d'étude sont relativement bien connues et le problème est généralement abordé en déformation plane. En revanche, les ouvrages en souterrain, tels que les tunnels, présentent une géométrie tridimensionnelle, parfois à symétrie axiale, pour laquelle les conditions aux limites sont généralement plus difficiles à établir.

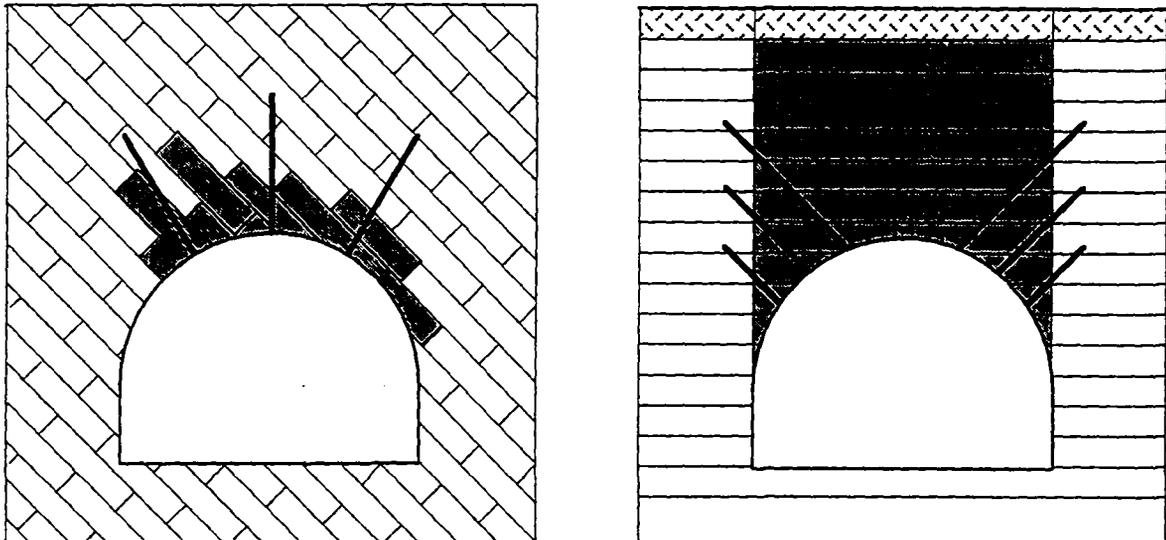
En d'autres termes, l'établissement d'une solution analytique au problème contraintes-déformations dépend de la géométrie de l'ouvrage et de la connaissance des conditions aux limites. Il en résulte que traditionnellement, les problèmes de stabilité des pentes sont abordés par des méthodes de calcul à la rupture, alors que la stabilité de la section courante d'un tunnel peut, moyennant certaines hypothèses, être étudiée à partir de solutions analytiques.

Ces deux approches, souvent présentées comme opposées, apparaissent en réalité complémentaires. En effet, les méthodes de calcul en déformation sont relativement bien adaptées pour décrire le comportement pré-rupture mais elles deviennent inopérantes lorsque se développent des surfaces de rupture, sièges de grandes déformations plastiques. Les méthodes de calcul à la rupture sont quant à elles incapables de fournir des indications sur les déplacements mais par contre permettent d'encadrer la valeur du chargement supportable par l'ouvrage.

Pour l'analyse d'ouvrages renforcés par les méthodes issues du calcul à la rupture, il s'agit de vérifier l'équilibre d'un volume potentiellement instable en introduisant dans les équations d'équilibre les forces de réaction mobilisées dans les barres de renforcement. Dans l'état actuel des connaissances, ces méthodes demeurent relativement peu satisfaisantes car ni l'intensité, ni la direction des forces mobilisées dans les barres ne sont a priori connues, et seules des hypothèses simplificatrices permettent d'opérer le calcul. Ces méthodes ne sont applicables que lorsque le mécanisme de rupture probable a été identifié. La figure 2.7 illustre pour le cas de la voûte d'un tunnel, quelques mécanismes de rupture possibles.

Les solutions analytiques classiques utilisées pour le calcul des ouvrages souterrains ont été développées pour certaines conditions de contraintes initiales, et pour un massif rocheux assimilé à un milieu continu. Dès lors que le massif est traversé par des discontinuités, ces théories ne sont plus directement applicables. Cela a incité de nombreux chercheurs à établir des modèles de comportement plus généraux, basés sur

l'homogénéisation du matériau "roche armé" et permettant d'appliquer la théorie des milieux continus.



a- tunnel en milieu fissuré

b- tunnel à faible profondeur en milieu stratifié

Figure 2.7 : Différents mécanismes de rupture pour la section courante d'un tunnel

Les méthodes numériques quant à elles peuvent être distinguées en deux catégories. La première consiste en une approche discrète dans laquelle les discontinuités sont traitées explicitement, tandis que la seconde réside en une approche globale, dans laquelle le matériau " roche armée " est homogénéisé.

En conclusion, quelle que soit la méthode d'analyse envisagée, solution analytique ou numérique, approche discrète ou globale, on ne peut se passer de la description du comportement des discontinuités. Il est donc indispensable de déterminer l'action de la barre d'ancrage sur la résistance et la déformabilité du joint armé.

2.7 Objectifs et limites de l'étude

La présente étude vise à perfectionner les méthodes de dimensionnement des ouvrages renforcés, comme les talus d'excavation et les cavités souterraines, en améliorant la compréhension du comportement des massifs rocheux renforcés par ancrages passifs.

L'objectif est de quantifier l'action de la barre sur la résistance et la déformabilité d'un joint rocheux.

Le cadre de cette étude se limite aux massifs rocheux comportant une famille de discontinuités d'orientation connue, le long desquelles les déplacements surviennent par glissement. Le développement analytique permettant de déterminer l'action de la barre d'ancrage est valable pour les massifs rocheux traversés de joints lisses, renforcés par des barres d'acier scellées sur toute leur longueur. Il peut cependant être adapté au cas des joints dilatant.

Chapitre 3

Etat des Connaissances

De manière traditionnelle, les problèmes de géomécanique sont abordés conjointement par les voies expérimentale, analytique et numérique. En outre, chaque phénomène physique présente sa propre spécificité qui nécessite un enchaînement logique des méthodes d'analyse. Dans le cas du renforcement des massifs rocheux par barres d'ancrage passives, les nombreux projets de recherche réalisés au cours des dernières décennies peuvent être distingués en plusieurs niveaux d'étude correspondant à différents degrés d'homogénéisation, comme l'illustre la figure 3.1.

Le premier niveau d'étude consiste à analyser le mode de fonctionnement d'une barre d'ancrage chargée axialement ou transversalement. Dans cette approche, une attention particulière est portée à la description fidèle du comportement de chaque élément constitutif (i.e. barre, roche, coulis de scellement). Il est nécessaire d'autre part de prendre en compte les mécanismes d'interaction régis par les lois de comportement aux différents interfaces (i.e. barre-coulis, coulis-roche). La validation des différentes formulations analytiques proposées a fait l'objet d'essais d'arrachement et d'essais de flexion sur des barres à scellement continu.

Le second niveau vise à décrire le comportement mécanique à l'échelle du joint individuel. Il s'agit du premier degré d'homogénéisation, pour lequel sont considérées les caractéristiques mécaniques moyennes sur le plan du joint. Ce problème a été abordé par des études expérimentales, basées essentiellement sur les résultats d'essais de cisaillement direct réalisés in situ ou en laboratoire, sur des échantillons pourvus d'un joint renforcé de barres d'acier. Bon nombre de ces études a débouché sur l'établissement de formules analytiques, de nature plus ou moins empirique, permettant de calculer la contribution de la barre à la résistance au cisaillement du joint.

Le troisième niveau poursuit l'objectif de décrire le comportement mécanique global du massif rocheux. Il s'agit ici de définir par homogénéisation à l'échelle du volume, les caractéristiques mécaniques d'un matériau équivalant au matériau "roche armée" considéré comme homogène et continu. Du point de vue expérimental, cette approche a fait l'objet de nombreux essais sur modèles réduits.

A chacun de ces niveaux d'étude, le comportement mécanique peut être décrit au moyen de méthodes numériques. Deux subdivisions peuvent être établies. L'approche discrète où les éléments constitutifs et leurs interfaces sont modélisés séparément et l'approche globale dans laquelle on utilise les caractéristiques mécaniques du matériau homogénéisé.

Une fois le modèle de comportement établi, on peut aborder le calcul d'ouvrages, dont la géométrie propre favorise l'une ou l'autre approche. Enfin, la comparaison des résultats de ces méthodes d'analyse aux mesures faites sur des ouvrages instrumentés permet d'établir des règles de dimensionnement.

La partie expérimentale de la présente étude concerne le 2^{ème} et le 3^{ème} niveaux de la figure 3.1, tandis que le développement analytique se situe aux 1^{er} et 2^{ème} niveaux.

3.1 Modes de fonctionnement d'une barre d'ancrage scellée sur toute sa longueur

3.1.1 Cas d'une barre sollicitée axialement

Le cas d'une barre scellée sur toute sa longueur, simplement chargée axialement, est une situation particulière que l'on rencontre par exemple, dans le renforcement du toit d'une galerie souterraine

L'analyse de cette situation permet d'apprécier la qualité de la liaison de la barre au massif rocheux environnant et d'estimer la longueur de scellement nécessaire. **Littlejohn & Bruce (1975)** ont recensé les différents modes de rupture possibles; à savoir :

- rupture dans le massif rocheux (figure 3.2a)
- rupture aux interfaces barre-coulis ou coulis-roche (figure 3.2b)
- rupture de la barre (figure 3.2c)

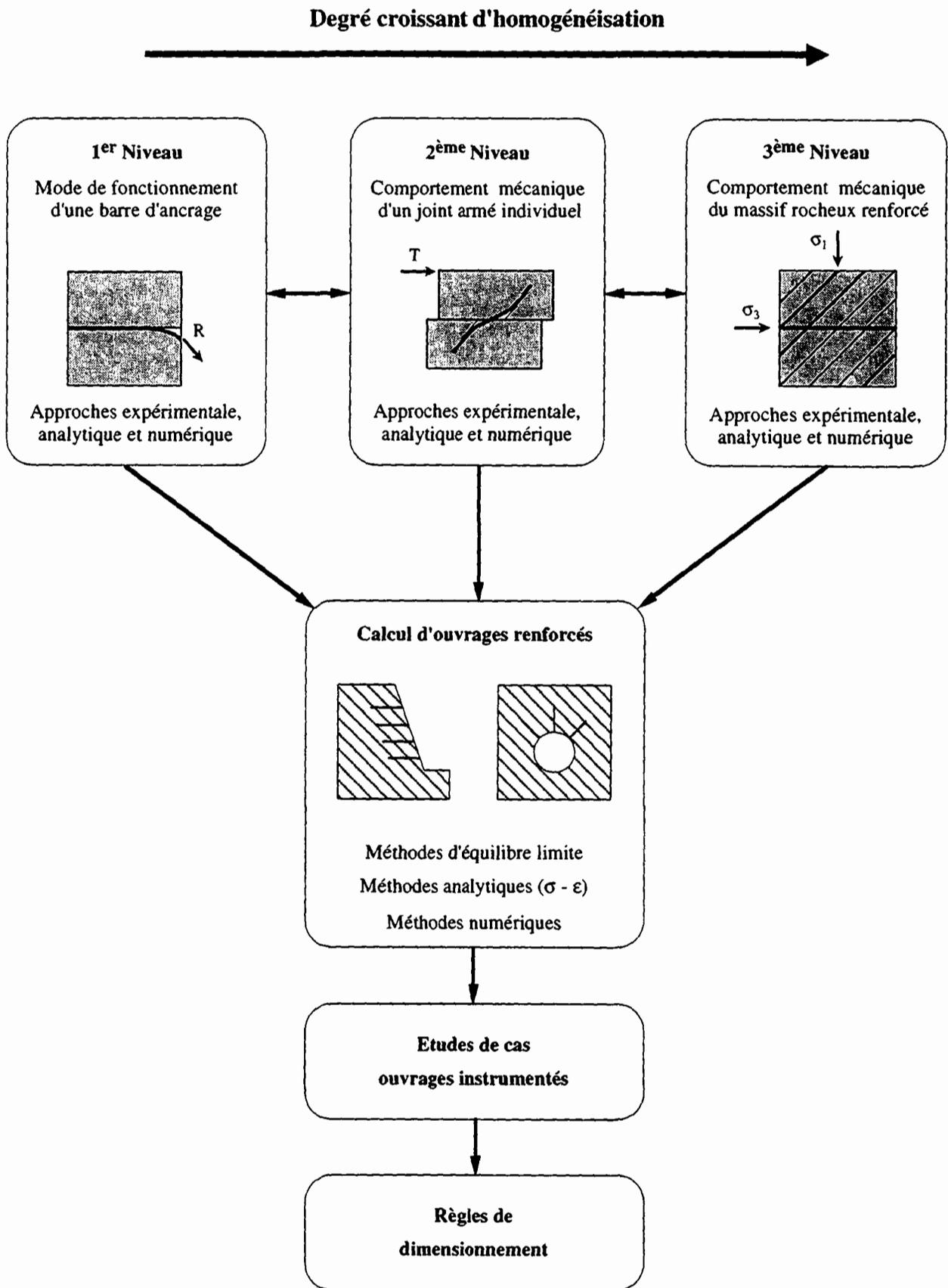


Figure 3.1 : Schéma d'interconnection des différentes approches pour l'étude des massifs rocheux renforcés

Ils recommandent de calculer la capacité de la barre selon l'expression semi-empirique suivante :

$$N_{ult} = 0.1 \sigma_c \pi r_h L_g$$

où ,
 N_{ult} : effort normal maximum dans la barre
 σ_c : résistance à la compression simple de la roche encaissante
 r_h : rayon du trou de forage
 L_g : longueur de scellement de la barre

En étudiant l'équilibre d'un tronçon de barre scellée à la résine dans un massif rocheux (figure 3.3), **Farmer (1975)** a observé que la rupture se produit soit dans la barre, soit à l'interface barre-coulis. Il propose, pour des barres suffisamment longues, d'utiliser l'expression suivante pour le calcul de la distribution de la contrainte de cisaillement à l'interface barre-coulis :

$$\tau_{(x)} = \frac{1}{2} a r_b \sigma_o e^{-ax}$$

où,
 r_b : rayon de la barre
 σ_o : contrainte normale en tête de la barre

Lorsque l'épaisseur de l'anneau de coulis est faible, $(r_h - r_b) < r_b$, il considère que les contraintes de cisaillement sont identiques à l'interface et dans le coulis. La constante a s'exprime alors par :

$$a = \sqrt{\frac{E_g}{E_b r_b (r_h - r_b)}}$$

Par contre, lorsque l'épaisseur de l'anneau de coulis est importante, $(r_h - r_b) > r_b$, l'expression de la constante a devient :

$$a = \sqrt{\frac{E_g}{E_b r_b^2 \ln(r_h / r_b)}}$$

où,
 E_b : module d'élasticité de la barre
 E_g : module d'élasticité du coulis de scellement

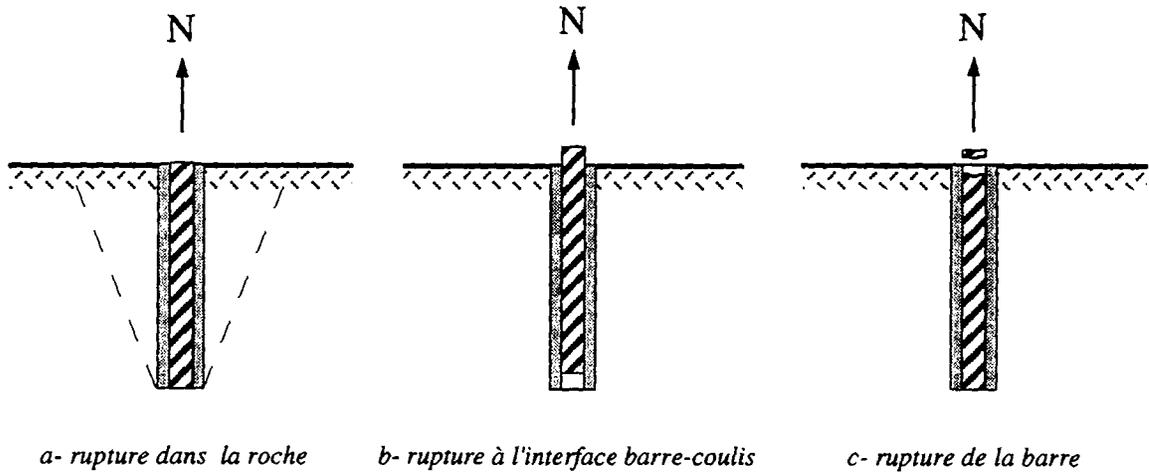


Figure 3.2 : Modes de rupture d'une barre chargée axialement d'après Littlejohn & Bruce (1975)

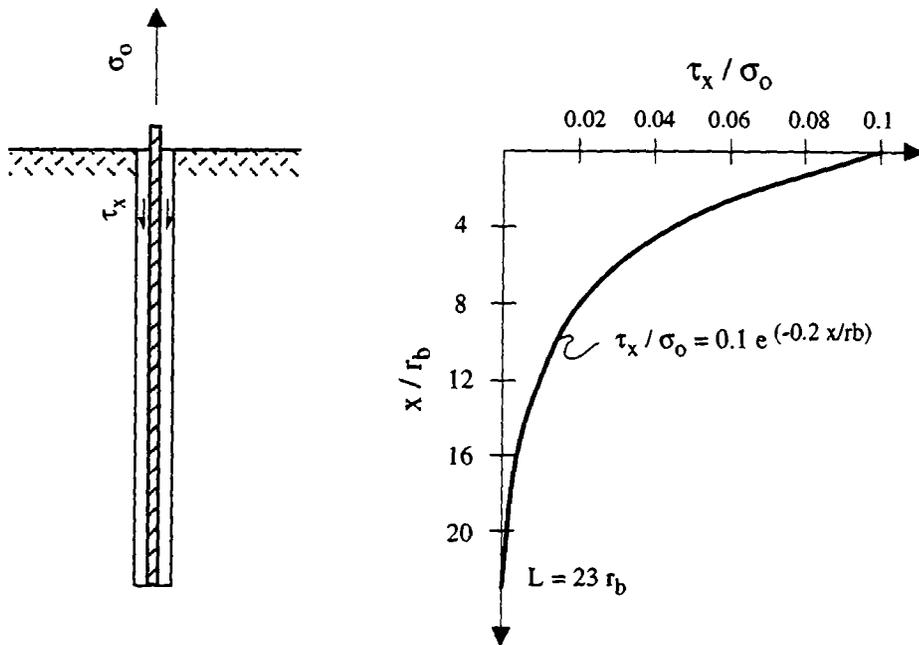


Figure 3.3 : Distribution des contraintes de cisaillement le long d'une barre d'après Farmer (1975)

Dans le cas courant où le rapport du module du coulis sur le module de la barre est égal à 0.01 et pour une épaisseur de l'anneau de coulis égale à $0.25 r_b$, la distribution de la contrainte de cisaillement le long de la barre, représentée à la figure 3.3, s'exprime par :

$$\tau_{(x)} = 0.1 \sigma_o e^{-(0.2 x/r_b)}$$

Du point de vue expérimental, plusieurs auteurs ont présenté des résultats d'essais d'arrachement de barres scellées. **Pells (1974)** a observé, en réalisant des essais de traction en laboratoire sur des barres scellées à la résine et au coulis de ciment, que la longueur sur laquelle la barre est chargée est relativement faible.

Duhnam (1976) a remarqué, en procédant à des essais d'arrachement sur des barres instrumentées de jauges de déformation, que pour des faibles charges, l'expression proposée par Farmer est applicable (figure 3.4). En revanche, lorsque les charges deviennent élevées, la barre se descelle sur une longueur qui augmente et le long de laquelle la contrainte de cisaillement chute.

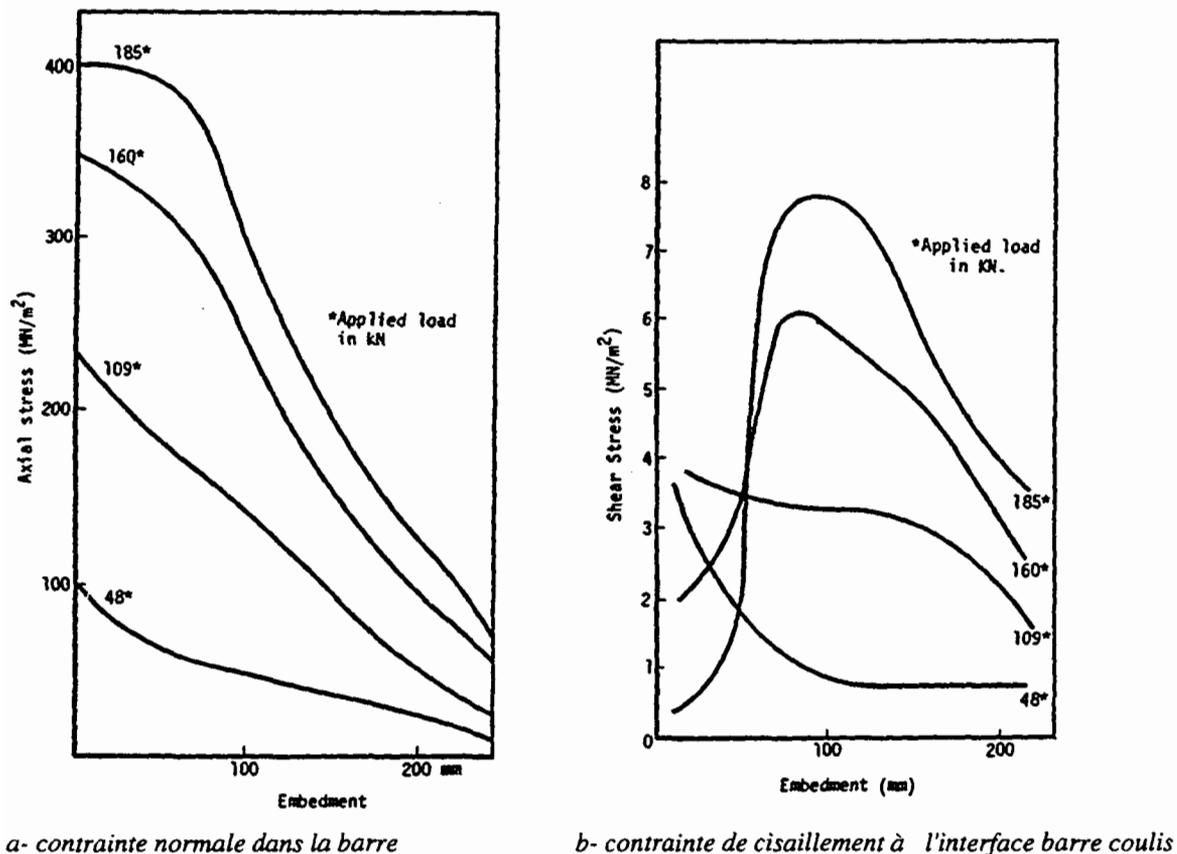


Figure 3.4 : Résultats d'essai sur une barre instrumentée de 25 mm de diamètre et 300 mm de longueur, scellée à la résine d'après Duhnam (1976)

Par ailleurs, **Ballivy & al. (1986)** ont mis en évidence l'influence de la qualité du coulis de scellement, et recommandent l'utilisation de coulis à base de ciment ayant un faible retrait, une résistance à la compression élevée et un comportement dilatant.

3.1.2 Cas d'une barre sollicitée transversalement

Le cas d'une barre chargée transversalement a très tôt préoccupé les chercheurs étudiant les structures en béton armé (**Hofbeck & al. 1969, Dulascka 1972**). Il s'agissait de déterminer l'effort tranchant mobilisé dans une barre d'armature après fissuration du béton. Dans cette perspective, **Di Prisco (1989)** a réalisé des essais sur des barres d'acier noyées dans des blocs de béton. Les barres étaient chargées transversalement à leur extrémité. Une série de capteurs inductifs, placés à intervalles réguliers le long de l'axe de la barre, a permis d'enregistrer la déformée de la barre au cours du chargement. La figure 3.5 illustre le dispositif expérimental et un exemple de résultat, où l'on peut voir la courbe de la force en fonction du déplacement en tête de la barre ainsi que la déformation de la barre à divers stades du chargement.

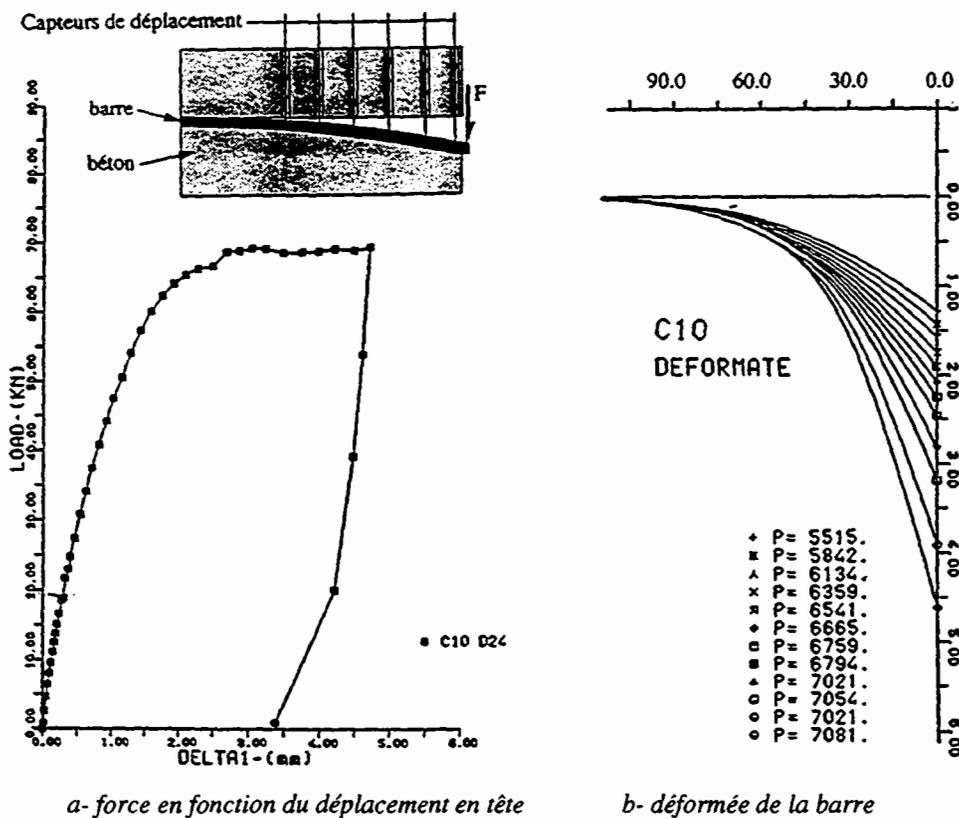


Figure 3.5: Schéma de principe et résultats d'essais pour une barre de 24 mm de diamètre d'après Di Prisco (1989)

3.2 Comportement mécanique d'un joint individuel armé d'une barre d'ancrage

3.2.1 Modèle de comportement d'un joint armé

Lorsque l'on cisaille un joint rocheux renforcé, le déplacement sur le joint augmente progressivement jusqu'à ce que la barre se rompe. La barre est sollicitée axialement par un effort normal N et transversalement par un effort tranchant Q . A l'intersection entre le joint et la barre, la résultante R_0 des ces deux efforts peut être décomposée en une force agissant perpendiculairement au joint R_n et une force agissant parallèlement au joint R_t (figure 3.6).

Au cours du chargement, la longueur sur laquelle la pression de réaction de la roche s'exerce augmente peu à peu jusqu'à ce que la barre, qui au début du processus de déformation est en tout point à l'état élastique, se plastifie progressivement. Dans la pratique, la rupture de la barre intervient presque toujours après l'apparition de deux rotules plastiques plus ou moins distantes l'une de l'autre.

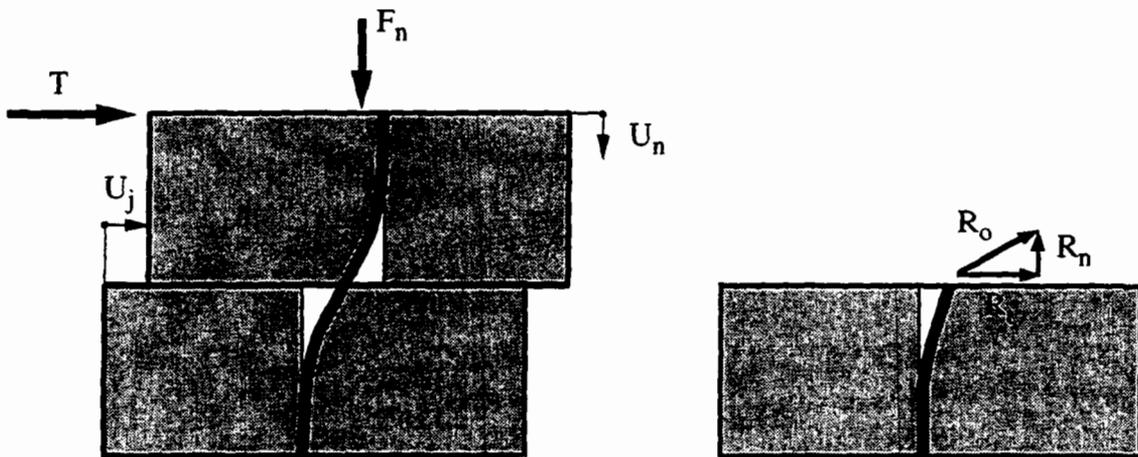


Figure 3.6 : *Efforts développés dans une barre au droit du joint lors d'un essai de cisaillement*

L'effort de cisaillement total T s'exprime par la somme de la force mobilisée sur le joint non armé T_j et de la contribution de la barre T_b .

$$T = T_j + T_b$$

Le comportement mécanique du joint armé peut être décrit par un modèle élasto-plastique en homogénéisant les contraintes et les caractéristiques mécaniques sur le plan du joint. On obtient alors les contraintes sur le joint :

$$\tau = \frac{T}{A_j} \quad \text{et} \quad \sigma_n = \frac{F_n}{A_j}$$

où, τ : contrainte de cisaillement sur le joint
 σ_n : contrainte normale sur le joint
 A_j : surface du joint

Comme à la rupture, la contrainte totale de cisaillement est la somme de la résistance propre du joint et de la résistance apportée par la barre, il vient :

$$\tau = \tau_j + \Delta\tau_b$$

où, τ : résistance au cisaillement totale du joint armé
 τ_j : résistance au cisaillement du joint non armé
 $\Delta\tau_b$: augmentation de résistance apportée par la barre

En utilisant le critère de Mohr-Coulomb la résistance au cisaillement du joint s'exprime par :

$$\tau_j = c_j + \sigma_{no} \tan \phi_j$$

où, c_j : cohésion sur le joint
 ϕ_j : angle de frottement sur le joint
 σ_{no} : contrainte normale initiale sur le joint

La prise en compte de la contribution de la barre à la résistance au cisaillement du joint peut se faire en considérant une augmentation de la cohésion due à la composante tangentielle R_t de la force mobilisée dans la barre à la rupture, et une augmentation de la contrainte normale due à la composante R_n perpendiculaire au joint de cette même force. L'augmentation de résistance apportée par la barre s'exprime alors par :

$$\Delta\tau_b = \Delta c_b + \Delta\sigma_{nb} \tan \phi_j$$

Où , Δc_b est l'augmentation de cohésion sur le joint due à la composante tangentielle de la force mobilisée dans la barre, et $\Delta\sigma_{nb}$ représente l'augmentation de la contrainte normale sur le joint due à la composante normale de la force mobilisée dans la barre. Ces deux termes, connus sous les appellations de cohésion d'armature et d'effet de confinement, se calculent par les formules suivantes :

$$\Delta c_b = \frac{R_t}{A_j}$$

$$\Delta\sigma_{nb} = \frac{R_n}{A_j}$$

où, A_j : surface du joint
 R_n : composante normale au joint de la force mobilisée dans la barre
 R_t : composante tangentielle au joint de la force mobilisée dans la barre

En additionnant la résistance propre du joint à l'augmentation de résistance apportée par la barre, on obtient la résistance totale du joint armé :

$$\tau = (c_j + \Delta c_b) + (\sigma_{no} + \Delta\sigma_{nb}) \tan \phi_j$$

La figure 3.7 illustre dans le plan de Mohr l'état de contraintes à la rupture d'un joint non renforcé et d'un joint renforcé.

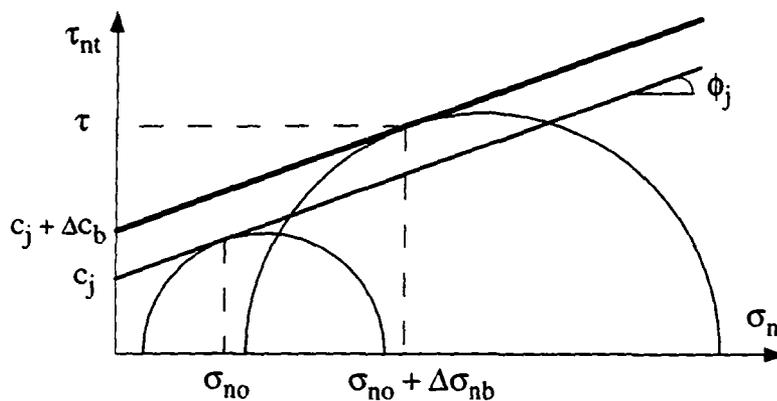


Figure 3.7 : *Etat de contraintes à la rupture pour des joints non renforcé et renforcé*

Lorsque le joint est rugueux, le comportement devient dilatant et la rupture intervient soit par glissement le long des épontes soit par cisaillement des aspérités. **Patton (1966)** puis **Heuze (1979)** ont établi les relations permettant de définir la transition entre ces deux modes de rupture. Lorsque la rupture intervient par glissement le long des épontes, la résistance au cisaillement s'exprime par l'expression suivante :

$$\tau_j = c_j + \sigma_n \tan(\phi_j + i)$$

où, i : angle de dilatance

En supposant que la phase élastique du comportement du joint armé soit linéaire, les relations entre les contraintes appliquées et les déplacements résultants peuvent s'écrire sous forme matricielle, soit :

$$\begin{bmatrix} \sigma_n \\ \tau_{nt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_n & k_{nt} \\ k_{tn} & k_t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_n \\ u_t \end{bmatrix}$$

il vient alors :

$$\Delta\sigma_n = k_n u_n + k_{nt} u_t$$

$$\Delta\tau_{nt} = k_{tn} u_n + k_t u_t$$

où, k_n : rigidité normale du joint armé
 k_t : rigidité tangentielle du joint armé
 k_{nt} : rigidité couplée ou normale indirecte du joint armé

Notons que dans le cas général, les termes k_n et k_t varient en fonction du niveau des contraintes appliquées. Lorsque pour un joint rugueux, les indentations présentent une symétrie par rapport à la normale au plan moyen du joint alors, k_{nt} est égal à k_{tn} . Dans le cas contraire, le comportement du joint dépend du chemin de chargement. Pour des joints non renforcés lisses ou non dilatants, les termes hors diagonale, k_{nt} et k_{tn} sont nuls. En revanche, lorsque le joint est renforcé, l'augmentation de la contrainte normale due à l'allongement de la barre n'est associée à aucun déplacement normal. Il vient alors :

$$\Delta\sigma_{nb} = k_{nt} u_t$$

$$\Delta\tau_{nt} = k_t u_t$$

3.2.2 Essais de cisaillement sur un joint armé de barres d'ancrage

Plusieurs auteurs ont réalisé des essais de cisaillement visant à déterminer la contribution d'une barre à la résistance au cisaillement d'un joint armé, ainsi que le déplacement correspondant.

Bjurström (1974) a été l'un des premiers à recenser les différents facteurs influençant la résistance au cisaillement d'un joint rocheux renforcé. A partir d'un grand nombre d'essais de cisaillement direct, réalisés en laboratoire et in situ sur des échantillons de granite renforcés de barres d'acier scellées sur toute leur longueur, il a mis en évidence l'influence de la résistance de la roche et de l'orientation de la barre par rapport au joint (figure 3.8). Il observe par ailleurs que, lorsque l'angle entre la barre et le joint est inférieur à 35° , la rupture de la barre se fait en traction tandis que pour un angle supérieur, la rupture résulte d'une combinaison de traction et de cisaillement.

Haas (1976, 1981) a comparé les performances de barres simplement fixées à leurs extrémités et de barres scellées sur toute leur longueur. Dans chacun des cas les barres étaient pré-tendues. Les essais ont été réalisés sur des blocs de calcaire, pourvus d'un joint créé artificiellement par fendage. Il constate que les barres scellées sur toute leur longueur limitent les déplacements et apportent une plus grande contribution à la résistance au cisaillement du joint que les barres simplement fixées à leurs extrémités.

Azuar (1977), puis **Azuar & al. (1979)** ont poursuivi l'étude des milieux renforcés en réalisant des essais de cisaillement direct sur des échantillons de béton de grandes dimensions (60x40 cm). Les échantillons étaient pourvus de discontinuités lisses ou ondulées. Les barres d'acier étaient soit directement noyées dans le béton, soit scellées à l'aide d'une résine polyester. L'angle entre la barre et le joint était successivement de 90, 60, 30 degrés. Ils concluent que lorsque la barre est inclinée, la contribution de la barre à la résistance au cisaillement est meilleure et les déplacements sur le joint sont plus faibles (figure 3.9).

Hibino & Motojima (1981) ont réalisé des essais de cisaillement direct sur des échantillons de béton renforcés par des barres scellées sur toute leur longueur et des câbles pré-tendus. Le programme expérimental consistait à faire varier le diamètre du trou de forage, l'angle entre le joint et la barre, ainsi que le niveau de précontrainte. Ils remarquent d'une part, que plus la barre est précontrainte moins le déplacement maximum sur le joint est important et que d'autre part, le déplacement sur le joint diminue lorsque l'angle entre la barre et la normale au joint augmente (figure 3.10).

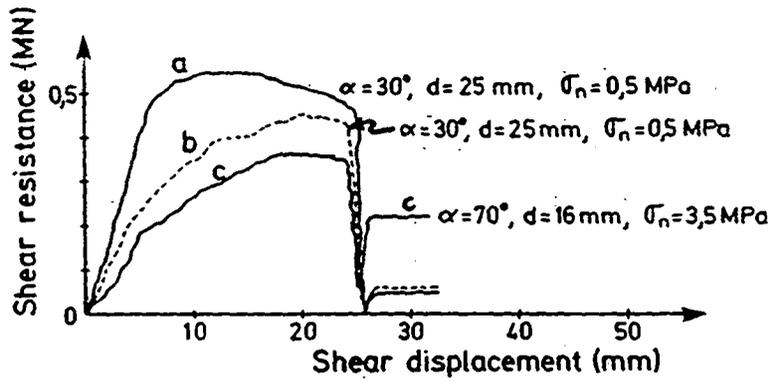


Figure 3.8 : Effort de cisaillement en fonction du déplacement sur le joint pour des échantillons armés d'après Bjurström (1974)

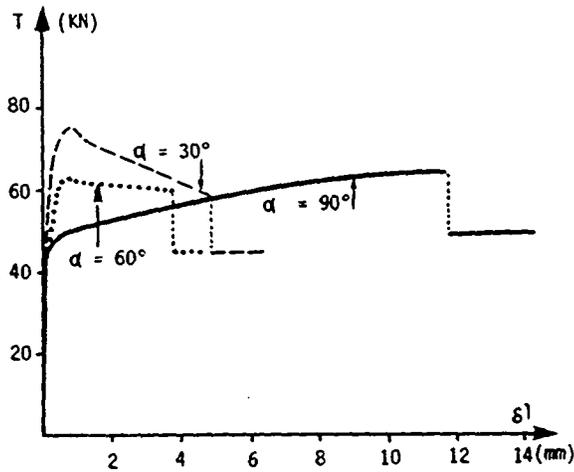


Figure 3.9 : Effort de cisaillement en fonction du déplacement sur le joint pour des échantillons armés d'une barre de 6 mm de diamètre d'après Azuar (1977)

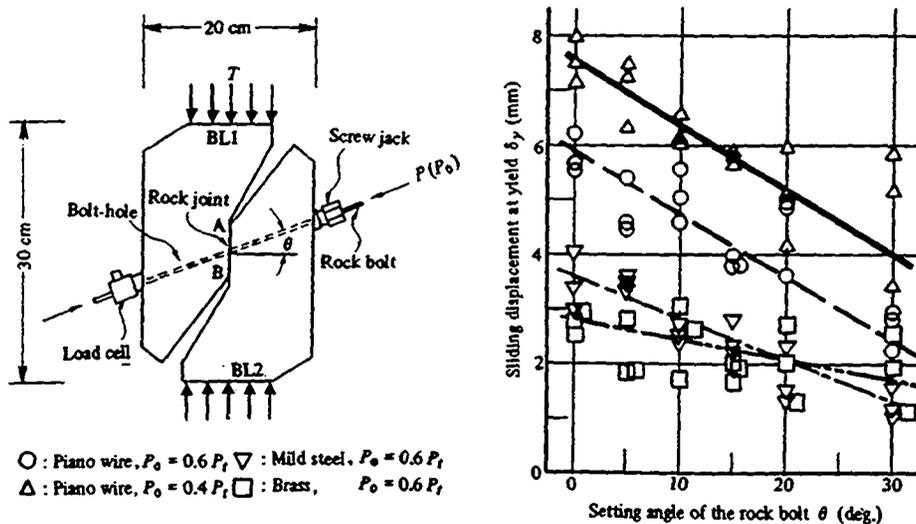


Figure 3.10 : Influence de l'orientation de la barre sur le déplacement sur le joint pour des échantillons armés d'après Hibino & Motojima (1981)

Dight (1983 a) a effectué une série d'essais en faisant varier la résistance de la roche. Il a utilisé un mélange de plâtre et de sable puis du basalte. Les barres d'acier étaient scellées sur toute leur longueur à l'aide d'une résine Epoxy. Il observe aussi l'influence favorable de l'inclinaison de la barre. **Ludvig (1983)** a comparé l'efficacité de tubes à celle de barres conventionnelles. Il observe qu'à section égale, la contribution d'un tube est inférieure à celle d'une barre pleine. De plus le déplacement nécessaire pour mobiliser la résistance d'un élément est nettement plus important dans le cas des tubes.

Egger & Fernandes (1983) ont réalisé des essais sur échantillons de béton pourvus d'une discontinuité renforcée de barres d'acier. L'originalité de cette étude réside dans le fait que la direction du chargement n'est pas parallèle au joint. Il ne s'agit plus d'essais de cisaillement direct à contrainte normale extérieure constante, mais d'essais de compression dans lesquels le chemin de chargement est représenté fidèlement (figure 3.11). Ils observent que l'orientation optimale de la barre par rapport au joint est environ égale à l'angle de frottement sur le joint.

Yoshinaka & al. (1987) présentent les résultats d'un programme d'essais sur la base duquel, ils concluent que l'angle entre la barre et le joint influence directement la résistance et la déformabilité du joint armé (figure 3.12).

Spang (1988) a entrepris une série d'essais de cisaillement direct en utilisant comme matériaux le grès, le béton et le granite, de résistance à la compression simple comprise entre 10 et 105 MPa. Les barres étaient scellées par un coulis de ciment dans un trou de diamètre égal au double de celui de la barre. L'inclinaison de la barre par rapport au joint variait de 90 à 45 degrés. Il montre aussi l'effet de l'angle d'inclinaison de la barre sur le joint.

Egger & Zabuski (1991) ont réalisé des essais de cisaillement direct sur des échantillons fabriqués en béton et pourvus d'un joint à indentations régulières. Les barres d'acier de petit diamètre, étaient placées perpendiculairement au plan moyen du joint. Les résultats montrent que la dilatance du joint augmente la contribution de la barre et réduit le déplacement sur le joint.

Ferrero (1993) a entrepris des essais de cisaillement direct sur des échantillons de béton et de granite. Le renforcement était assuré soit par des barres, soit par des tubes scellés sur toute leur longueur disposés perpendiculairement au joint et parfois pré-tendus. L'auteur conclut que l'effet de la mise en pré-tension limite les déplacements (figure 3.13).

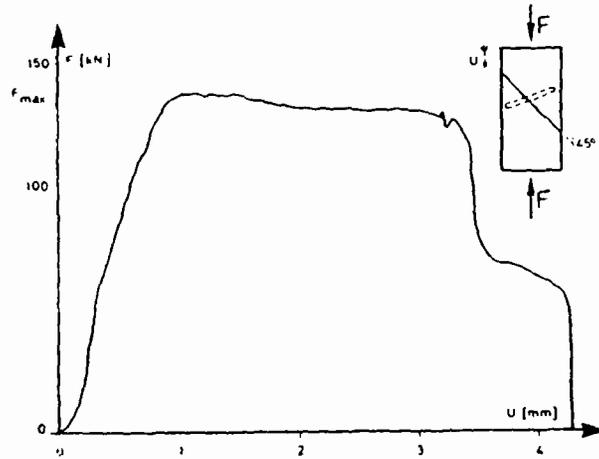


Figure 3.11 : Force verticale en fonction du déplacement vertical pour des échantillons armés d'après Egger & Fernandes (1983)

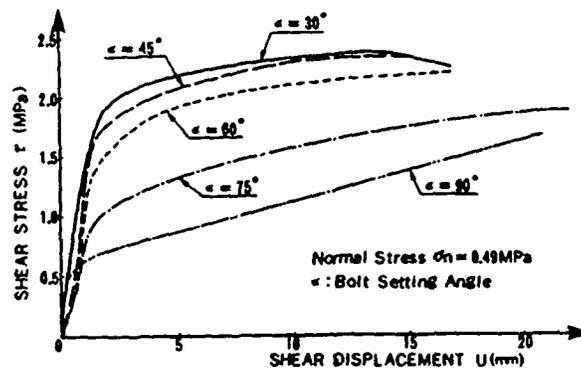


Figure 3.12 : Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement sur le joint pour des échantillons armés d'après Yoshinaka (1987)

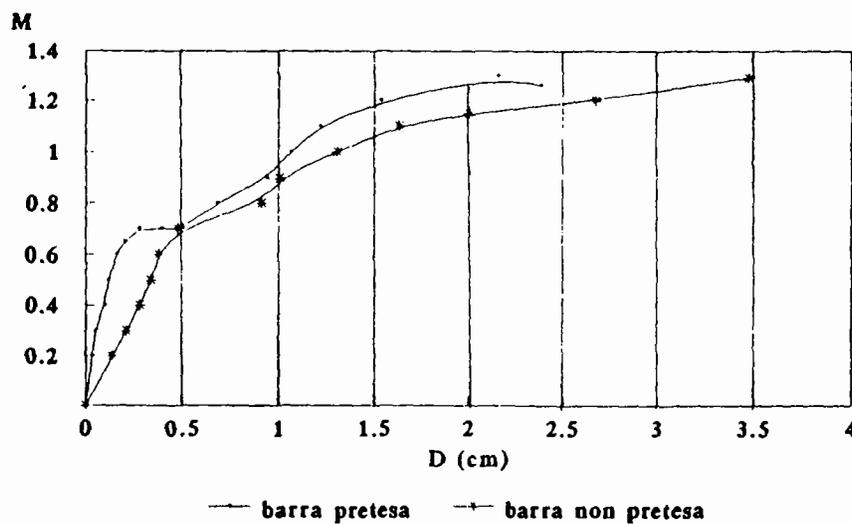


Figure 3.13 : Contribution normalisée d'une barre de 8 mm de diamètre en fonction du déplacement sur le joint d'après Ferrero (1993)

3.2.3 Formulation analytique pour le calcul de la contribution d'une barre

Sur la base des résultats expérimentaux, plusieurs auteurs ont tenté de décrire le comportement du joint armé pour déterminer d'une part, la contribution de la barre à la résistance au cisaillement du joint, et d'autre part le déplacement correspondant sur le joint.

Dulascka (1972) établit l'expression suivante, basée sur une répartition idéalisée des contraintes au contact de la barre (figure 3.14).

$$T = 0.2 D_b^2 \sigma_y \sin \alpha \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\sigma_c}{0.03 \sigma_y \sin^2 \alpha} \right)} - 1 \right]$$

- où,
- T : effort de cisaillement apporté par la barre
 - σ_c : résistance à la compression simple de la roche
 - D_b : diamètre de la barre
 - σ_y : contrainte à la limite d'écoulement de la barre
 - α : angle entre la barre et la normale au joint

Bjurström (1974) propose de calculer la contribution totale T_b de la barre à la résistance au cisaillement du joint, en décomposant l'effet de l'effort normal T_N et l'effet de l'effort tranchant T_Q , connu sous le terme de "dowel action". Chacun de ces termes s'obtient par les formules suivantes :

$$T_N = N_y (\cos \beta + \sin \beta \tan \phi_j)$$

$$T_Q = 0.67 D_b^2 \sqrt{\sigma_y \sigma_c}$$

- où,
- N_y : effort normal à la limite d'écoulement de la barre
 - β : angle entre la barre et le joint
 - ϕ_j : angle de frottement sur le joint

La figure 3.15 illustre, selon **Bergman & Bjurström (1983)**, la variation de la contribution d'une barre en fonction de l'angle entre la barre et le joint, pour différents diamètres.

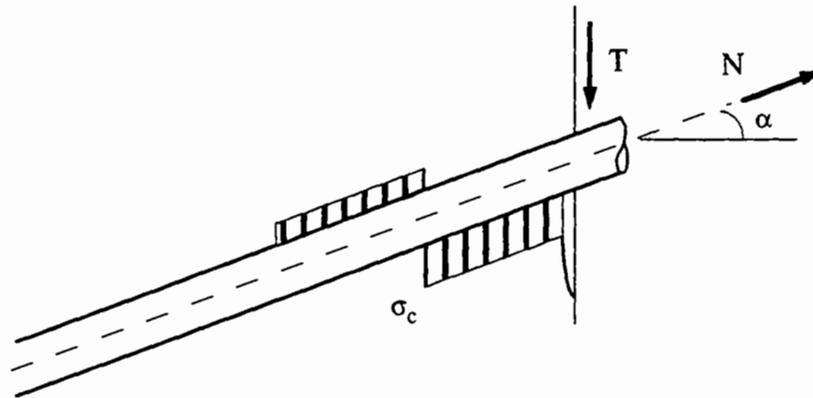


Figure 3.14 : Barre chargée transversalement d'après Dulascka (1972)

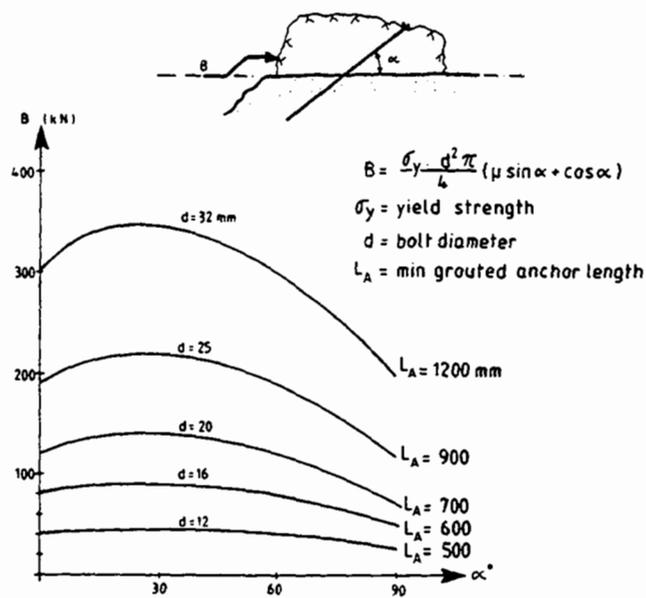


Figure 3.15 : Variation de la contribution d'une barre en fonction de l'angle entre la barre et le joint pour différents diamètres d'après Bergman & Bjurström (1983)

Ces formules constituent une simplification car d'une part, il n'est pas tenu compte pour le calcul de T_N de la rotation consécutive à la déformation de la barre au droit du joint et d'autre part, l'effet de l'effort tranchant est indépendant de l'orientation de la barre.

Fuller & Cox (1978) ont développé une expression analytique pour calculer la contribution de la barre, basée sur le mécanisme de déformation présenté à la figure 3.16. Entre les deux rotules plastiques, le tronçon de barre est rectiligne. L'angle entre les positions initiale et finale de la barre (i.e. angle de rotation de la barre au droit du joint) est pris en compte et l'augmentation de résistance au cisaillement due à la barre se calcule selon l'expression suivante :

$$\Delta\tau = \frac{N_y}{A_j} \left[\cos(\beta - \omega) + \sin(\beta - \omega) \tan\phi_j \right]$$

- où,
- N_y : effort normal maximum dans la barre
 - A_j : surface d'influence d'une barre
 - β : angle entre le joint et la barre
 - ω : angle entre la position initiale et finale de la barre
 - ϕ_j : angle de frottement sur le joint

avec :

$$\omega = \beta - \arctan\left(\frac{L_s + \delta_n}{(L_s / \tan \beta) + \delta_s}\right)$$

Dans cette approche, il est nécessaire de connaître a priori la position des rotules plastiques (L_s) que les auteurs préconisent de déterminer à partir d'essais d'arrachement. De plus, le calcul nécessite d'incrémenter le déplacement dont les composantes parallèle et perpendiculaire au joint sont respectivement δ_s et δ_n .

Azuar et Panet (1980) proposent de décomposer l'effort tranchant dans la barre en une partie correspondant au travail nécessaire pour fléchir la barre T_a^b et une partie liée au travail pour écraser la roche T_a^r (figure 3.17). Ils suggèrent par ailleurs de calculer le déplacement sur le joint à partir de la théorie du premier ordre des poutres sur appuis élastiques. L'inconvénient de cette formulation est que sa validité est limitée au domaine élastique de la barre, ce qui représente une infime partie du phénomène observé.

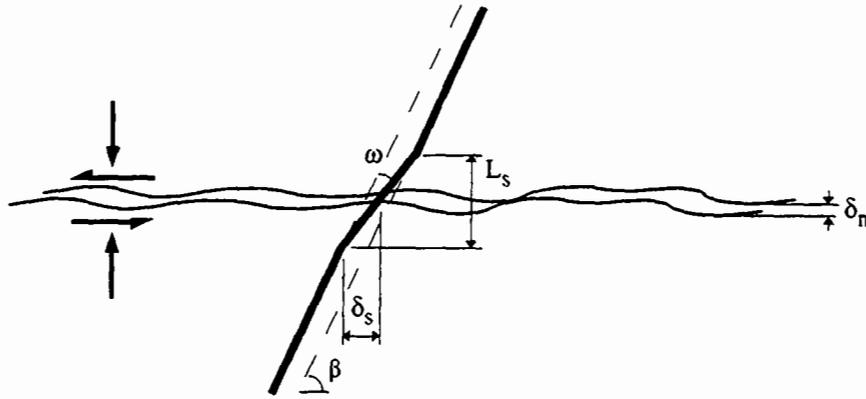


Figure 3.16 : Mécanisme de déformation de la barre d'après Fuller & Cox (1978)

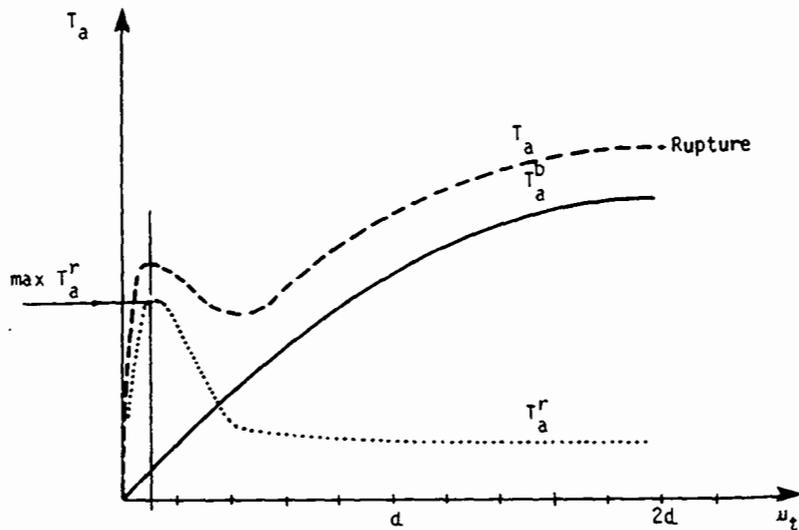


Figure 3.17 : Décomposition de la contribution d'une barre d'acier en fonction du déplacement tangentiel d'après Azuar & Panet (1980)

Dight (1983 a, 1985) propose d'étudier l'équilibre de la barre en supposant les distributions d'efforts représentées à la figure 3.18. La contribution de la barre se calcule de la façon suivante, en posant l'équation des moments et en appliquant le critère de Tresca pour la rupture de l'acier :

$$T_Q = \frac{l}{\cos(\beta - \omega)} \frac{D_b^2}{4} \sqrt{1.7 \pi p_u \sigma_y \left[1 - \left(\frac{N}{N_y} \right)^2 \right]}$$

$$T_N = N_y \left[\sin(\beta - \omega) + \cos(\beta - \omega) \tan(\phi + i) \right]$$

où, p_u : pression maximum exercée par la roche ou le coulis de scellement
 i : angle de dilatance

La pression maximum p_u est déterminée à partir de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élasto-plastique à rupture fragile. Il établit la relation entre p_u et le déplacement sur le joint U_j , ce qui permet de calculer l'angle de rotation de la barre (i.e. ω) en incrémentant le déplacement.

Egger & Fernandes (1983) suggèrent de calculer la contribution des barres par la formule simplifiée suivante :

$$F = N_y \frac{\cos(\beta - \phi_j)}{\cos(\theta' + \phi_j)}$$

où, N_y : effort normal dans la barre à la limite d'écoulement dans l'acier
 θ' : angle entre le joint et la verticale
 β : angle entre la barre et le joint

La figure 3.19 indique pour leurs résultats d'essais, les forces mesurées en fonction de l'angle d'orientation des barres. On peut observer que les angles mesurés à la rupture des barres (carrés blancs) sont nettement inférieurs aux angles initiaux (triangles noirs).

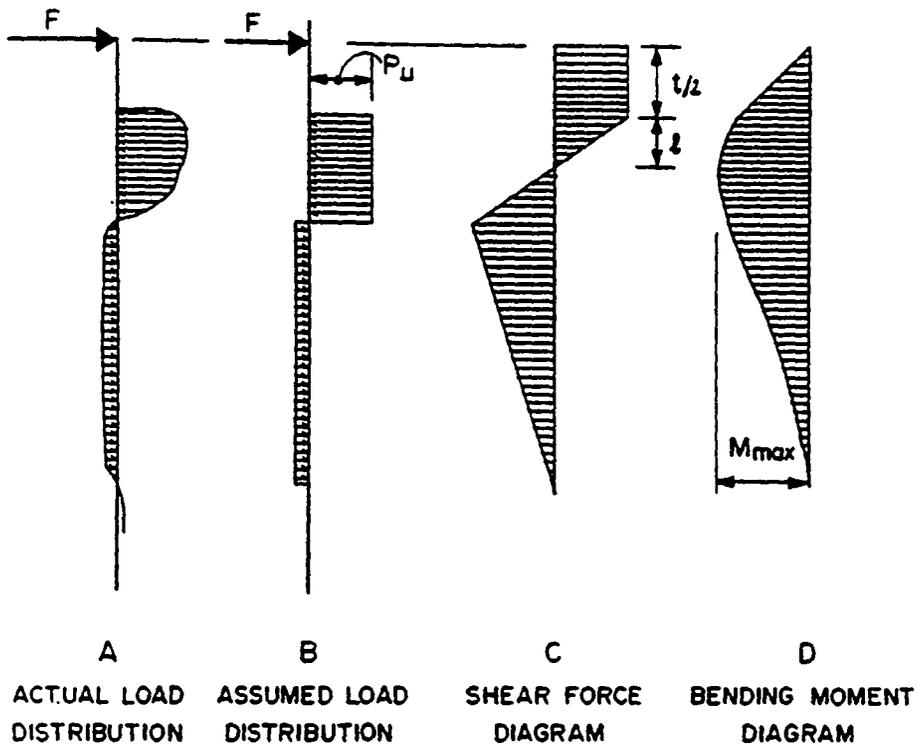


Figure 3.18 : Pression de réaction et efforts agissant dans la barre d'après Dight (1983)

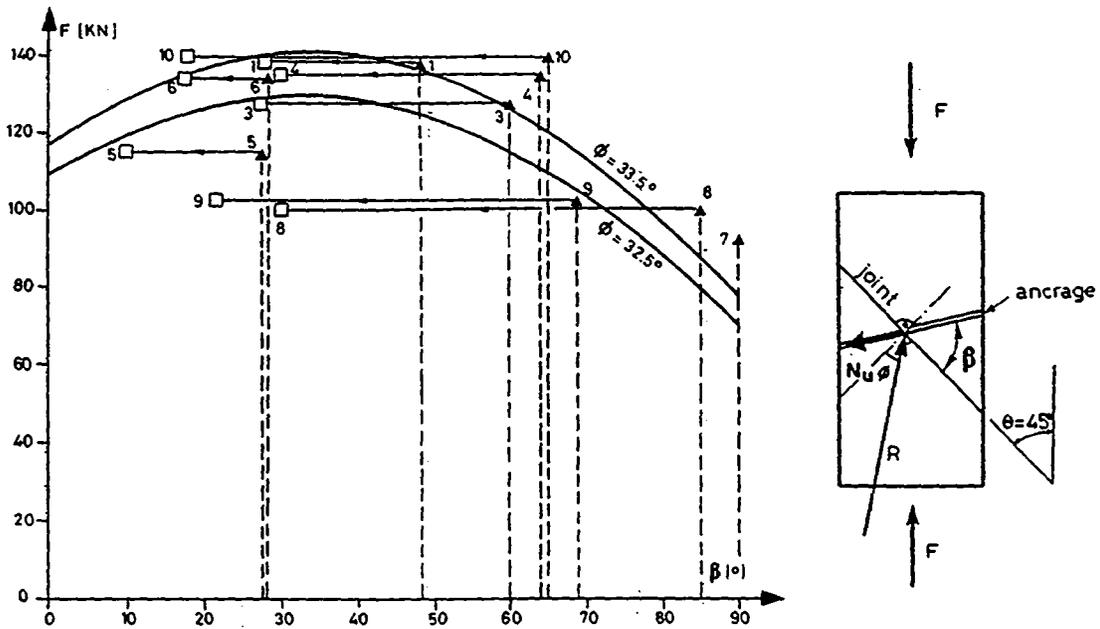


Figure 3.19 : Variation de la force verticale en fonction de l'angle entre la barre et le joint d'après Egger & Fernandes (1983)

Gaziev & Lapin (1983) proposent de calculer l'augmentation de résistance au cisaillement d'un joint rocheux renforcé par la formule empirique suivante :

$$\Delta\tau = m \sigma_b \left[\cos \beta + \sin \beta \tan \left(i_o \left(1 - \frac{\sigma_{no}}{\sigma_c} \right)^{10} + \phi_j \right) \right]$$

où, m : densité d'armature (A_b / A_j)
 σ_b : contrainte normale dans la barre
 i_o : angle initial de dilatance

L'angle optimum entre la barre et le joint par la formule suivante :

$$\beta_{opt} = i_o \left(1 - \frac{\sigma_{no}}{\sigma_c} \right)^{10} + \phi_j$$

Blondeau & al. (1984) ont développé pour le clouage des sols, une méthode basée sur le principe du travail maximum. A la rupture, au droit de la surface de discontinuité, la force mobilisée dans la barre est composée d'un effort normal N_{oy} et d'un effort tranchant Q_{oy} . L'acier obéissant au critère de Tresca, l'ensemble des combinaisons possibles est représenté dans l'espace N_o - Q_o par une ellipse (figure 3.20). Le couple d'efforts mobilisés dans la barre à la rupture est obtenu lorsque la normale à la direction du déplacement est tangente à l'ellipse. D'autres critères interviennent. Ainsi, l'effort normal est limité par la résistance à l'arrachement de la barre tandis que l'effort tranchant est limité par la résistance du sol. Cette formulation développée pour le clouage des sols, permet dans un second temps de calculer les déplacements de la barre en partant de la théorie au premier ordre des poutres sur appuis élastiques.

Schubert (1984) a étudié le comportement d'une barre chargée axialement et transversalement en caractérisant la réaction de la roche encaissante par un module de pénétration, défini par le rapport de la force sur la profondeur de pénétration nécessaire pour enfoncer une bille d'acier de 20 mm de diamètre. Il a mis au point une procédure numérique itérative dans laquelle la barre est chargée pas à pas jusqu'à ce que la rupture apparaisse. Le critère de rupture de la barre prend en compte l'interaction entre le moment fléchissant, l'effort normal et l'effort tranchant.

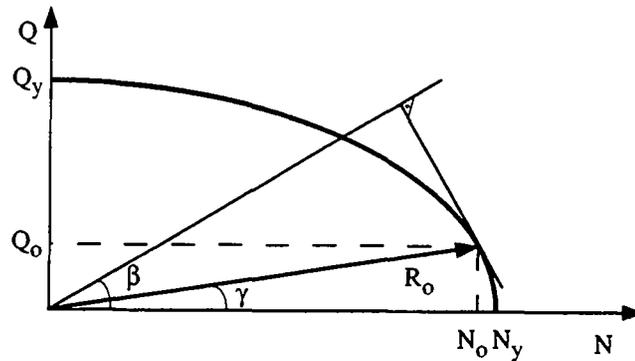


Figure 3.20 : Principe du travail maximum d'après Blondeau et al. (1984)

Stimpson (1987) a établi une expression pour déterminer la rigidité d'un joint armé. Son approche, basée sur la théorie des poutres, n'est valable que dans le domaine élastique de la barre. Rosengren & al. (1987) ont proposé une expression simplifiée pour le calcul de la contribution des câbles scellés sur toute leur longueur. Ils formulent l'hypothèse que le câble se déforme suivant un arc de cercle.

Sur la base de résultats expérimentaux, Spang (1988) a tiré les règles empiriques suivantes pour le calcul de la contribution de la barre T_b et le déplacement associé sur le joint U_j .

$$T_b = N_y \left[1.55 + 0.011 \sigma_c^{1.07} \sin^2(\alpha + i) \right] \sigma_c^{-0.14} (0.85 + 0.45 \tan \phi)$$

$$U_j = D_b \left(15.2 - 55.2 \sigma_c^{-0.14} + 56.2 \sigma_c^{-0.28} \right) \left[1 - \frac{\tan \alpha}{\cos \alpha^{0.5}} \left(\frac{70}{\sigma_c} \right)^{0.125} \right]$$

- où,
- σ_c : résistance en compression simple de la roche exprimée en MPa
 - α : angle entre la barre et la normale au joint
 - N_y : effort normal à la limite d'écoulement dans la barre exprimé en kN
 - D_b : diamètre de la barre

Ces formules sont applicables pour une roche de résistance à la compression simple comprise entre 10 et 70 MPa et pour un angle entre la barre et le joint se situant entre 60 et 90 degrés.

Aydan (1989) a établi l'expression suivante pour le calcul de la contribution de la barre :

$$T_b = A_b \sigma_b \left(1 + \frac{1}{2} \tan \phi_j \sin 2\theta \right)$$

où, A_b : section de la barre
 σ_b : contrainte dans la barre dans la direction du cisaillement
 θ : angle entre la barre et le joint

avec :
$$\sigma_b = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3 \cos^2 \theta + \sin^2 \theta}}$$

où, σ_y : contrainte à la limite d'écoulement de l'acier

La figure 3.21 représente la variation de la contribution de la barre en fonction de l'angle entre la barre et le joint. On peut remarquer que la contribution d'une barre placée perpendiculairement au joint est indépendante de l'angle de frottement sur le joint, ce qui ne représente pas la réalité.

Egger & Zabuski (1991) proposent, pour les joints dilatants, de calculer la contribution de la barre par la formule suivante :

$$T_b = R_o \cos(\gamma + \omega) \tan(\phi_j + i) + R_o \sin(\gamma + \omega)$$

Les forces sont décomposées selon le schéma de la figure 3.22. L'angle γ et la résultante R_o sont déterminés par la théorie du travail maximum (Blondeau & al. 1984, figure 3.20). Ils observent une bonne concordance entre la théorie et les résultats d'essais.

Holmberg (1991) a développé une expression analytique permettant de calculer la contribution d'une barre.

$$T_b = T_s (\sin \beta - \cos \beta \tan \phi_j) + T_t (\cos \beta + \sin \beta \tan \phi_j)$$

où, les paramètres transposés dans notre système de notations ont la signification suivante :

$T_t = N_o$: effort normal dans la barre à l'intersection du joint
 $T_s = Q_o$: effort tranchant dans la barre à l'intersection du joint
 $\beta = \beta_o - \omega$: angle entre la barre déformée et le joint

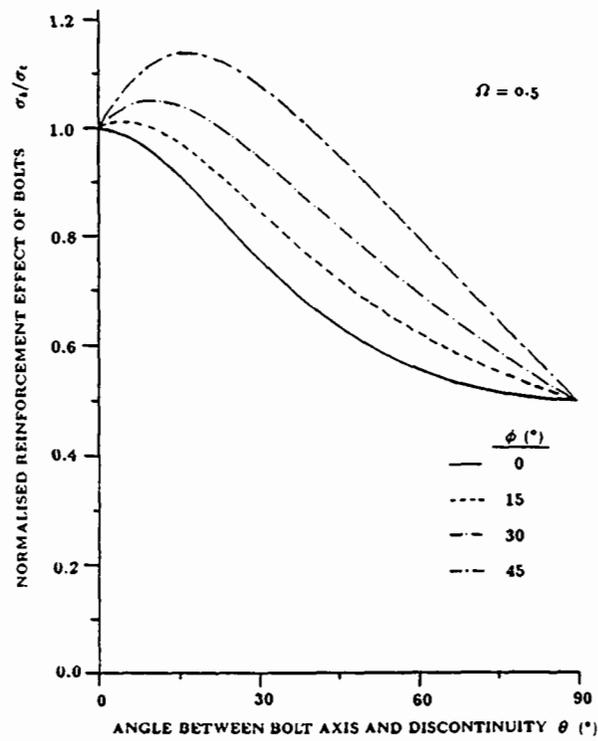


Figure 3.21 : Contribution d'une barre en fonction de l'angle entre la barre et le joint pour différentes valeurs de l'angle de frottement d'après Aydan (1989)

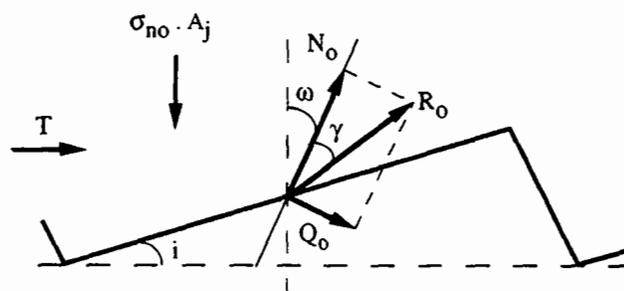


Figure 3.22 : Sollicitation d'un joint rugueux renforcé d'après Egger & Zabuski (1991)

Il distingue trois stades et un état ultime illustrés à la figure 3.23:

- la barre et le milieu environnant sont à l'état élastique (fig. 3.23a)
- la barre est à l'état élastique mais le milieu environnant est plastifié (fig. 3.23b)
- la barre et le milieu environnant sont plastifiés (fig. 3.23c)

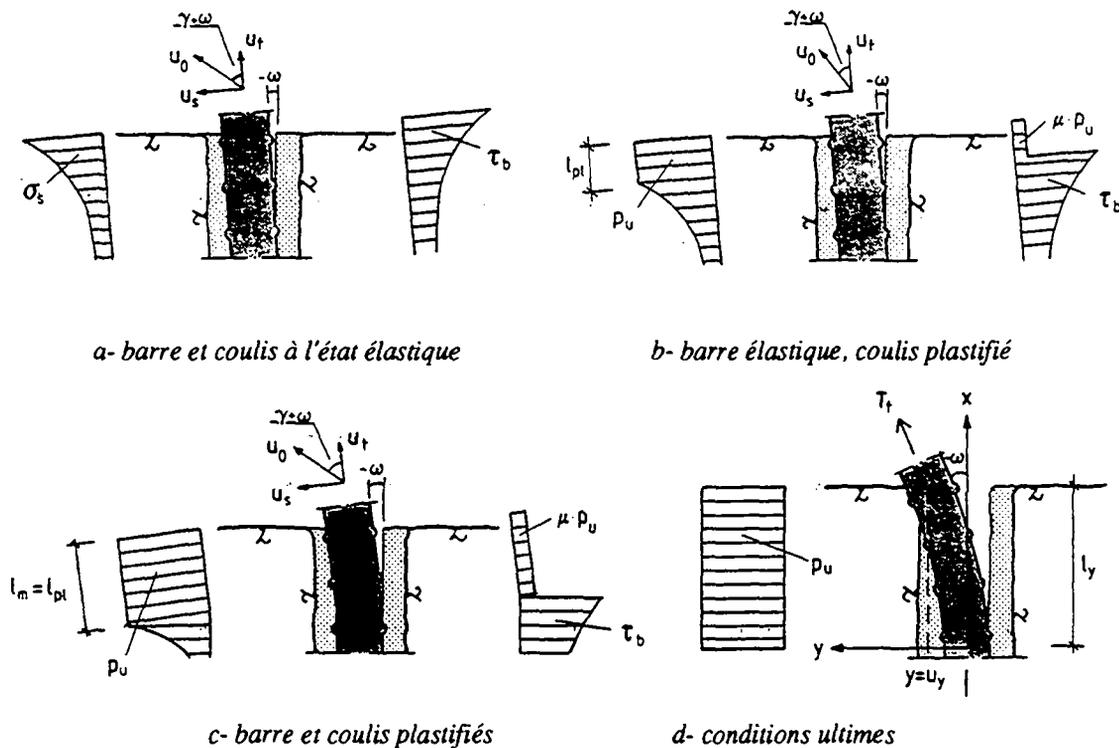


Figure 3.23 : Efforts et déplacements d'une barre d'après Holmberg (1991)

Dans le premier stade, le comportement axial est décrit selon la théorie de **Farmer (1975)**, tandis que le comportement latéral est décrit au moyen de la théorie du 1^{er} ordre des poutres sur appuis élastiques. Il n'y a pas de couplage entre l'effort normal et l'effort tranchant dans la barre et il vient :

$$N_0 = \pi E_b r_b^2 a u_t$$

$$Q_0 = \frac{2 E_b I}{l_0^3} u_s$$

- où,
- a : constante d'intégration définie par Farmer (paragraphe 3.2.1)
 - l_0 : longueur de transfert qui caractérise la rigidité du système barre-roche :

avec : $l_o = \sqrt[4]{\frac{E I}{k D_b}}$

Pour le second stade, il obtient :

$$N_o = \mu p_u D_b l_{pl} + \pi E_b r_b^2 a u_t$$

$$Q_o = \frac{\frac{p_u D_b l_{pl}}{2} (l_{pl} + 2l_o) + \frac{2 p_u E_b I}{k_s l_o^2}}{(l_o + l_{pl})}$$

- où, μ : coefficient de frottement à l'interface barre-coulis
 l_{pl} : longueur sur laquelle le coulis est plastifié

Dans le troisième stade, il suppose que la barre se comporte comme un câble, ce qui revient à ne pas prendre en compte l'effort tranchant Q_o . Il vient alors :

$$N_o = N_y e^{(\mu p_u D_b l_y / N_y)}$$

Ce développement qui fournit une bonne estimation de la contribution maximum d'une barre et du déplacement sur le joint, traduit grossièrement la courbe complète effort-déplacement lorsque la barre recoupe le joint perpendiculairement.

Enfin mentionnons les travaux de **Jewell & Pedley (1992)** concernant le renforcement des sols. Ils proposent une analyse simplifiée permettant de prendre en compte la rigidité à la flexion de la barre. L'approche permettant de calculer la contribution de la barre est quelque peu différente pour un sol, puisque la surface de rupture étant a priori indéterminée, l'angle d'orientation de la barre est inconnu.

3.3 Comportement mécanique d'un massif rocheux renforcé

Comme il a été mentionné précédemment, le caractère hétérogène et discontinu des massifs rocheux complique la description de leur comportement mécanique, tant du point de vue de leur déformabilité que de celui de leur résistance au cisaillement. L'étape suivante consiste à homogénéiser les caractéristiques mécaniques à l'échelle du volume de roche considéré. Il s'agit en fait de substituer au massif rocheux un matériau équivalent, homogène et continu macroscopiquement, présentant à une sollicitation donnée, une réponse mécanique identique. Dans ce qui suit nous nous intéresserons au cas des massifs rocheux stratifiés, pourvus d'une seule famille de discontinuités d'extension infinie, correspondant à une structure périodique.

3.3.1 Déformabilité du matériau équivalent roche armée.

Le principe consiste à répartir uniformément les caractéristiques mécaniques sur le volume considéré. Cela suppose que l'espacement des discontinuités soit régulier et petit par rapport à la dimension critique de l'ouvrage étudié (par exemple: hauteur d'un talus ou diamètre d'un tunnel). On peut alors formuler les caractéristiques mécaniques du matériau équivalent par homogénéisation. La figure 3.24 illustre le concept du matériau équivalent.

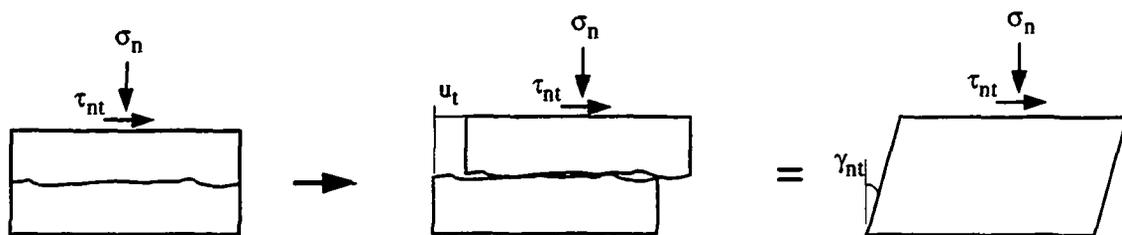


Figure 3.24 : *Concept du matériau équivalent*

Pour appliquer ce principe, nous étudions un problème en déformation plane. Lorsque la roche intacte a un comportement élastique linéaire isotrope, la loi de Hooke généralisée s'exprime par :

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{ij}$$

où, σ_{ij} : tenseur des contraintes
 D_{ijkl} : matrice des constantes élastiques
 ε_{ij} : tenseur des déformations

ou encore par :

$$\varepsilon_{ij} = C_{ijkl} \sigma_{ij}$$

où, C est la matrice inverse de D connue sous le terme de "compliance matrix".

Cette expression peut être reformulée en utilisant le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν . Il vient alors :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_t \\ \gamma_{nt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E & -\nu/E & 0 \\ -\nu/E & 1/E & 0 \\ 0 & 0 & 1/G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_n \\ \sigma_t \\ \tau_{nt} \end{bmatrix}$$

Avec G, module de cisaillement

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Amadei & Goodman (1981) calculent, en exprimant la compatibilité des déformations, la déformation totale du milieu équivalent en ajoutant la déformation de la matrice rocheuse à la somme des déformations des joints; soit :

$$\varepsilon^{rj} = \varepsilon^r + \sum_1^{n_j} \varepsilon^j$$

où : ε^{rj} : déformation du milieu roche plus joints
 ε^r : déformation de la matrice rocheuse
 ε^j : déformation sur un joint
 n_j : nombre de joints pris en compte

La matrice C s'écrit alors sous la forme suivante :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_t \\ \gamma_{nt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_n & -\nu/E_t & 0 \\ -\nu/E_t & 1/E_t & 0 \\ 0 & 0 & 1/G_{nt} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_n \\ \sigma_t \\ \tau_{nt} \end{bmatrix}$$

Avec :
$$\frac{1}{E_n} = \frac{1}{E} + \frac{1}{k_n s}$$

$$\frac{1}{G_{nt}} = \frac{1}{G} + \frac{1}{k_t s}$$

- où,
- E : module d'élasticité de la roche intacte
 - G : module de cisaillement de la roche intacte
 - k_n : rigidité normale du joint
 - k_t : rigidité tangentielle du joint
 - s : espacement entre les joints
 - E_n : module d'élasticité du milieu équivalent perpendiculairement au joint
 - E_t : module d'élasticité du milieu équivalent parallèlement au joint
 - G_{nt} : module de cisaillement du milieu équivalent

On peut remarquer que le comportement du matériau équivalent est anisotrope. Pour un milieu pourvu d'une seule famille de discontinuités il est orthotrope de révolution ou isotrope transversalement.

Gerrard (1982) a étendu cette approche au cas des massifs rocheux renforcés. Les déformations de la masse rocheuse et du renforcement sont admises identiques.

$$\varepsilon^b = \varepsilon^{rj}$$

- où, ε^b : déformation des barres de renforcement

La contrainte totale qui s'exerce sur le massif rocheux renforcé peut être calculée en additionnant la contrainte encaissée par le massif rocheux et celle reprise par le renforcement :

$$\sigma^* = \sigma^{rj} + \sum \sigma^b$$

- où, σ^* : contrainte dans le milieu roche-joint-barre
 σ^{rj} : contrainte dans le milieu roche-joint
 σ^b : contrainte dans la barre de renforcement

La figure 3.25 présentée par **Gerrard & Pande (1983 - 1985)** illustre, dans le cas simple d'une sollicitation uniaxiale, le schéma rhéologique du matériau équivalent. Dans le cas particulier, chaque unité (i.e. roche, barre, joint) a un comportement élasto-visco-plastique.

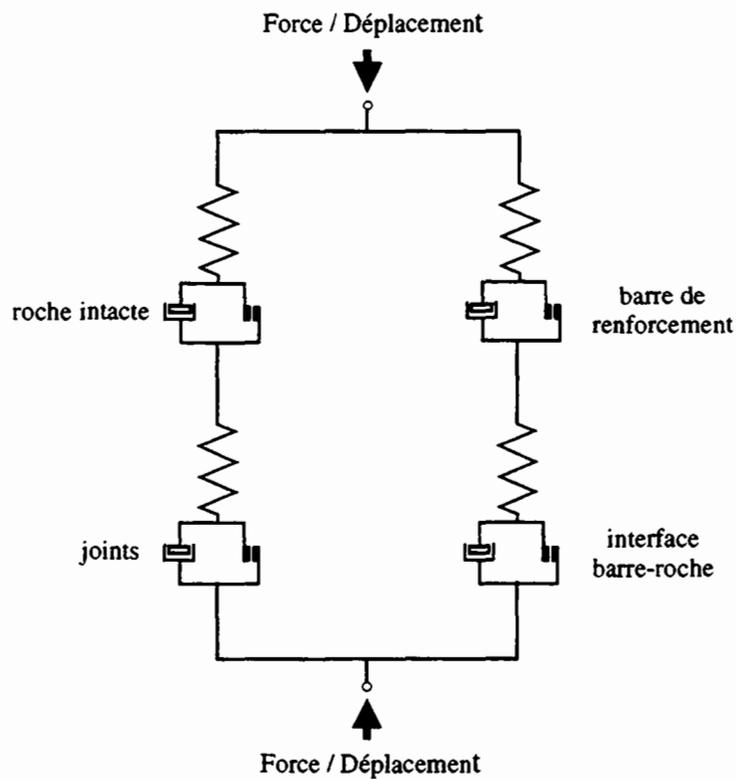


Figure 3.25 : Unité rhéologique d'après *Gerrard & al (1984)*

Larsson & Olofsson (1983, 1985) proposent une approche similaire en calculant les modules d'élasticité et de cisaillement du milieu renforcé par les formules suivantes :

$$E_b^* = \frac{2 E_b \tau_b s}{r_b \sigma_y}$$

$$G_b^* = \frac{2 \sqrt{3} G_b \sigma_{cg} s}{\pi r_b \sigma_y}$$

où, σ_{cg} : résistance à la compression simple du coulis de scellement

Chappell (1989) s'est intéressé au cas des joints d'épaisseur non nulle contenant un matériau de remplissage. Il définit une limite supérieure et une limite inférieure des caractéristiques élastiques du matériau équivalent lorsqu'il est chargé uniaxialement.

La limite inférieure correspond au cas où le chargement est perpendiculaire au joint (figure 3.26a). La déformation totale du matériau équivalent est alors la somme des déformations produites aux joints et dans la roche intacte. Par contre les contraintes sont identiques dans chaque composant. Ce modèle appelé modèle d'équilibre, peut être illustré par des ressorts en série.

$$\frac{1}{E_L} = \frac{V_{ni}}{E_i} + \frac{V_{nj}}{E_j}$$

$$\frac{1}{G_L} = \frac{V_{ni}}{G_i} + \frac{V_{nj}}{G_j}$$

où, E_L : limite inférieure du module d'élasticité
 G_L : limite inférieure du module de cisaillement
 E_i : module d'élasticité de la roche intacte
 G_i : module de cisaillement de la roche intacte
 E_j : module d'élasticité du matériau de remplissage
 G_j : module de cisaillement du matériau de remplissage
 V_{ni} : volume relatif de roche intacte
 V_{nj} : volume relatif du joint

La limite supérieure correspond au cas où le chargement est parallèle au joint (figure 3.26b). La contrainte totale dans le matériau équivalent est alors la somme de la contrainte dans le joint et de la contrainte dans la roche intacte. Les déformations sont quant à elles égales. Ce modèle, appelé modèle de compatibilité, peut être illustré par des ressorts en parallèle.

$$E_u = V_{pi} E_i + V_{pj} E_j$$

$$G_u = V_{pi} G_i + V_{pj} G_j$$

- où :
- E_u : limite supérieure du module d'élasticité
 - G_u : limite supérieure du module de cisaillement
 - V_{pi} : volume relatif de roche intacte
 - V_{pj} : volume relatif du joint

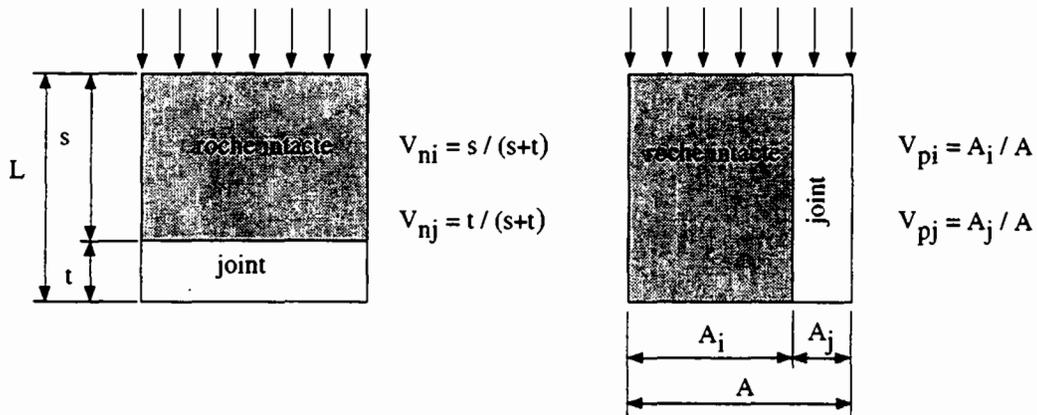


Figure 3.26 : Définition des volumes relatifs d'après Chappell (1989)

Lorsque le chargement est orienté par rapport au joint, la valeur du module d'élasticité, comprise entre les deux limites, se calcule par la transformation suivante.

$$\frac{1}{E_y} = \frac{\cos^4 \theta}{E_L} + \frac{\sin^4 \theta}{E_u} + \cos^2 \theta \sin^2 \theta \left[\left(\frac{1}{G_L} + \frac{1}{G_u} \right) - \left(\frac{v_{12}}{E_u} + \frac{v_{21}}{E_L} \right) \right]$$

- où,
- E_y : module d'élasticité pour l'orientation considérée
 - θ : angle d'orientation du joint
 - v : coefficient de Poisson dans la direction considérée

Pour un matériau renforcé, ces modules sont calculés en tenant compte de la proportion volumétrique des barres de renforcement. La figure 3.27 représente pour un matériau donné, la variation du module E_y en fonction de l'inclinaison des joints lorsqu'il est non renforcé ou renforcé. On observe que la présence du renforcement réduit considérablement l'anisotropie de la déformabilité du milieu équivalent.

3.3.2 Résistance au cisaillement du matériau équivalent roche armée.

Le critère de Mohr-Coulomb peut être adapté au cas des massifs stratifiés. La rupture de la roche intacte s'exprime par :

$$\sigma_1 = 2 c_r \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_r}{2} \right) + \sigma_3 \left[1 + 2 \operatorname{tg} \phi_r \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_r}{2} \right) \right]$$

où, σ_1, σ_3 : respectivement contrainte principale majeure et mineure
 ϕ_r : angle de frottement interne de la roche
 c_r : cohésion de la roche

La rupture sur le joint s'écrit de la manière suivante :

$$\sigma_1 = \left[c_j \left(1 + \operatorname{tg}^2 \theta \right) + \sigma_3 \operatorname{tg} \theta \left(1 + \operatorname{tg} \phi_j \operatorname{tg} \theta \right) \right] \frac{1}{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \phi_j}$$

où, θ : angle d'inclinaison du joint
 ϕ_j : angle de frottement sur le joint
 c_j : cohésion sur le joint

La figure 3.28 représente la variation de la résistance en fonction de l'angle d'inclinaison du joint. On remarque que pour un état de contraintes et des caractéristiques mécaniques données, la résistance diminue lorsque l'inclinaison augmente. D'autre part, plus la contrainte de confinement (i.e. σ_3) est élevée, plus la rupture a tendance à se développer dans le matériau intact.

Suivant ce principe, **Wullschläger & Natau (1983)** définissent la résistance au cisaillement du matériau équivalent en utilisant le critère de Mohr-Coulomb. Ils montrent que la mise en place de barres d'ancrage conduit à une réduction de l'anisotropie de cohésion tandis que l'angle de frottement demeure inchangé.

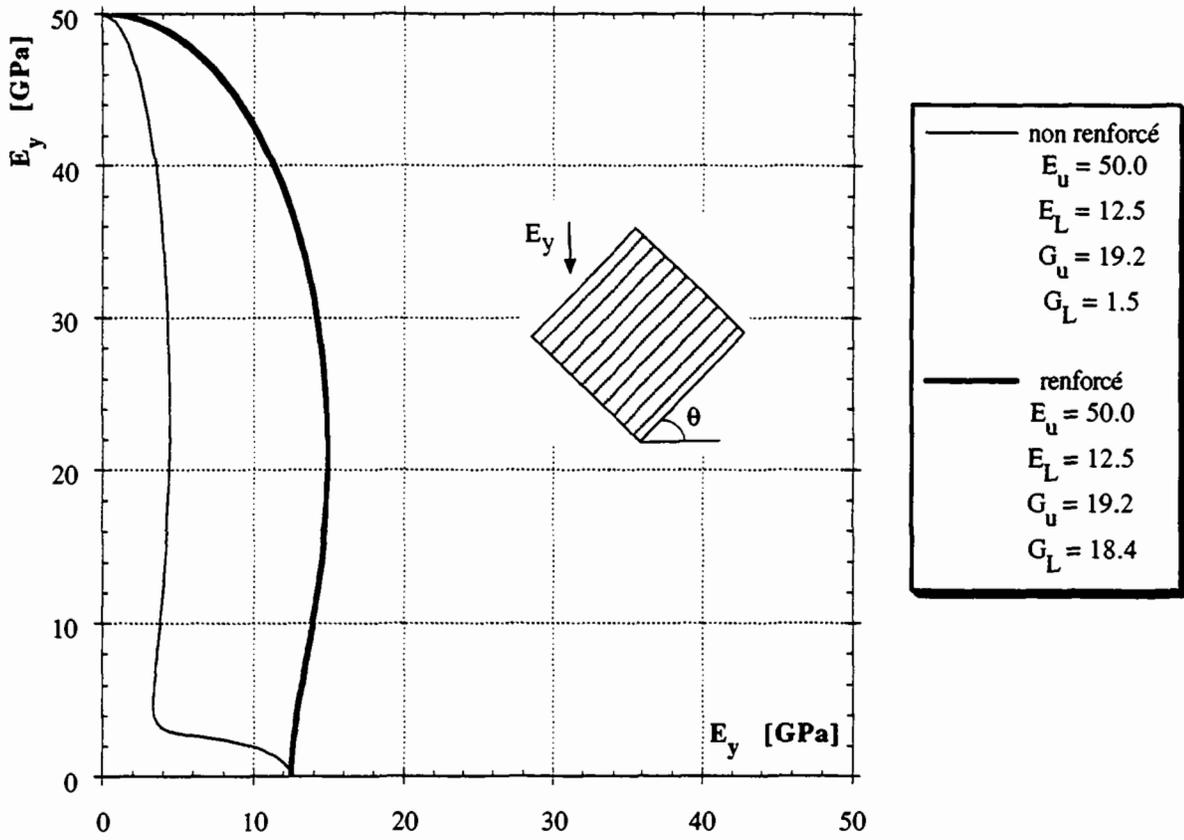


Figure 3.27 : Variation du module E_y en fonction de l'angle θ d'après Chappell (1989)

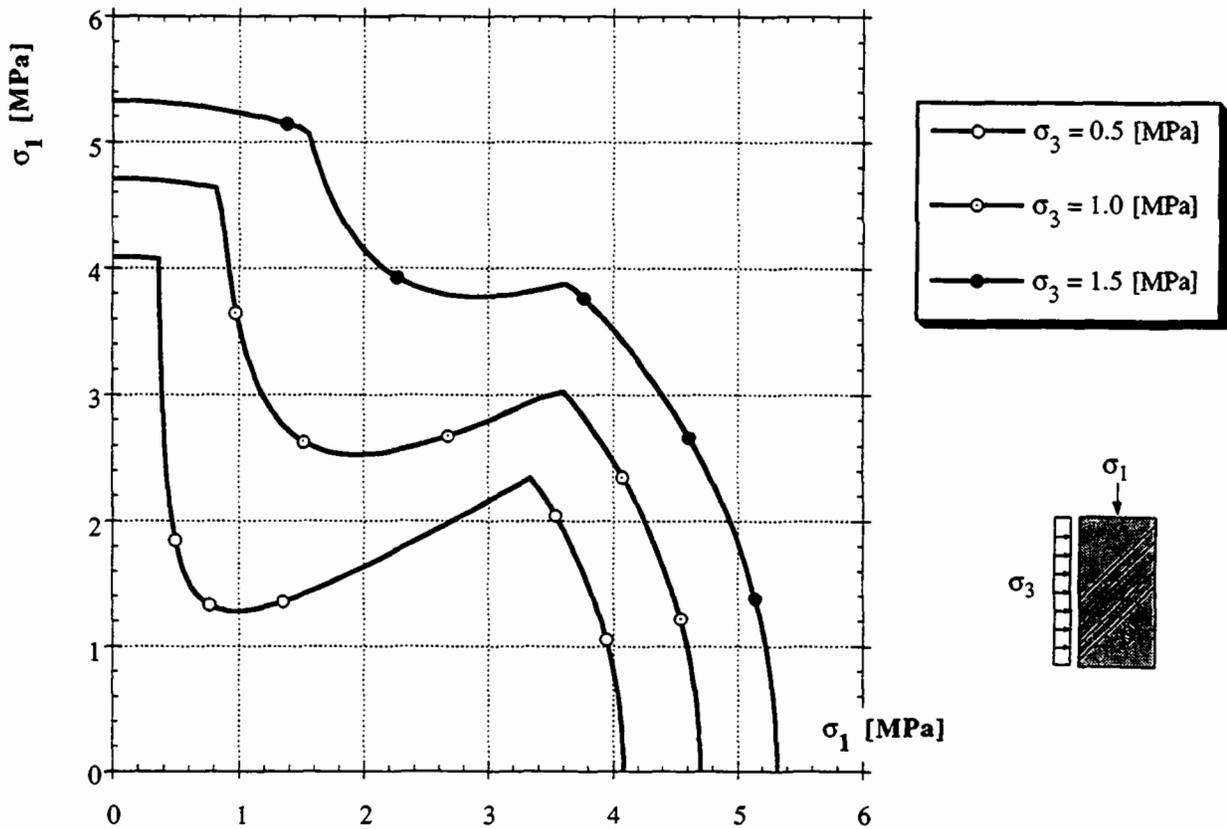


Figure 3.28 : Variation de la résistance en fonction de l'angle θ

3.3.3 Modèles expérimentaux

La vérification expérimentale passe très souvent par la réalisation d'essais sur modèles réduits, car il est très difficile de tester un volume de roche important.

Einstein & Hirschfeld (1973) ont mis en évidence, en réalisant des essais sur des modèles en plâtre, l'influence de l'orientation des joints sur la résistance et la déformabilité du milieu. Par la suite, **Reik & Zacas (1978)** ont montré, en réalisant des essais en conditions véritablement triaxiales sur des modèles non renforcés que la résistance et la déformabilité des massifs rocheux dépendent du niveau de contrainte appliquée et notamment de la contrainte de confinement.

Indraratna (1990) et **Yamachi & al. (1989)** ont réalisé des essais en compression simple sur des modèles confectionnés en plâtre renforcés par des barres d'acier. Ils montrent de manière qualitative, que la résistance des modèles augmente avec la densité d'armature, comme l'illustre la figure 3.29. **Egger & Pellet (1990, 1991)** ont étendu ces conclusions en montrant par des essais triaxiaux qu'en fonction de la contrainte de confinement appliquée la rupture se développe le long des joints ou dans le matériau intact. En réalisant des essais à différentes contraintes de confinement on peut alors déterminer l'incrément de contrainte normale et de cohésion apporté par les barres.

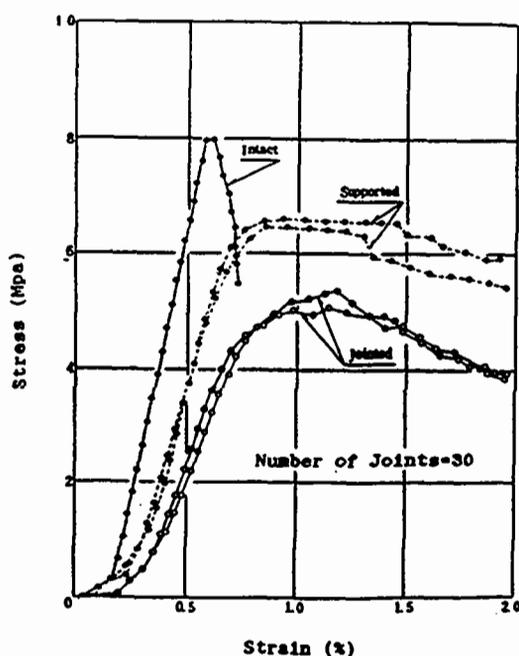


Figure 3.29 : Relation contrainte déformation pour des modèles renforcés d'après Yamachi & al. (1989)

3.4 Modélisation numérique du comportement d'un massif rocheux renforcé

Comme il a été évoqué dans le paragraphe d'introduction, la modélisation numérique peut intervenir à tous les niveaux de la description du comportement mécanique d'un massif rocheux renforcé.

Les approches se distinguent par leur degré de discrétisation. Dans une approche discrète, chaque élément constitutif est pris en compte séparément. Il s'agit de décrire le plus fidèlement possible le comportement de la barre, de l'anneau de coulis et de la roche encaissante. Cela nécessite de prendre en compte non seulement les équations constitutives de chaque élément mais aussi et surtout le comportement des différentes interfaces. Dans une approche globale, on introduit les caractéristiques mécaniques du matériau équivalent homogénéisé en s'affranchissant des discontinuités, dont le traitement pose des problèmes numériques.

L'approche discrète se traite par la méthode des éléments distincts (DEM) ou par la méthode des éléments finis (FEM) à l'aide d'éléments particuliers, tandis que l'approche globale est abordée par la méthode des éléments finis ou par la méthode des éléments frontières (BEM). En fait, dans la réalité, il n'y a pas d'approche purement discrète ni d'approche complètement globale. On se trouve toujours dans des situations intermédiaires, correspondant à des degrés divers d'homogénéisation.

3.4.1 Simulation du comportement d'une barre sous sollicitations axiale et transversale

Les premières tentatives de modélisation numérique ont consisté à simuler l'essai d'arrachement d'une barre d'ancrage. **Coates & Yu (1970)** l'ont réalisé par Eléments Finis en adoptant un comportement élastique pour chaque élément (i.e. roche, coulis, barre). Par la suite, **Ballivy & al (1987)** ont effectué le même type de calcul en ajoutant un critère de rupture pour le coulis.

En ce qui concerne le comportement d'une barre chargée transversalement, **Yoshinaka & al. (1986)** proposent d'assimiler la barre à une poutre sur appuis élastiques, comme l'illustre la figure 3.30. **Spang & Egger (1990)** ont modélisé un essai de cisaillement d'un joint rocheux armé en adoptant le maillage représenté à la figure 3.31. **Keddi (1992)** a procédé à une étude systématique en utilisant un programme par éléments finis permettant de prendre en compte les grands déplacements que subit la barre.

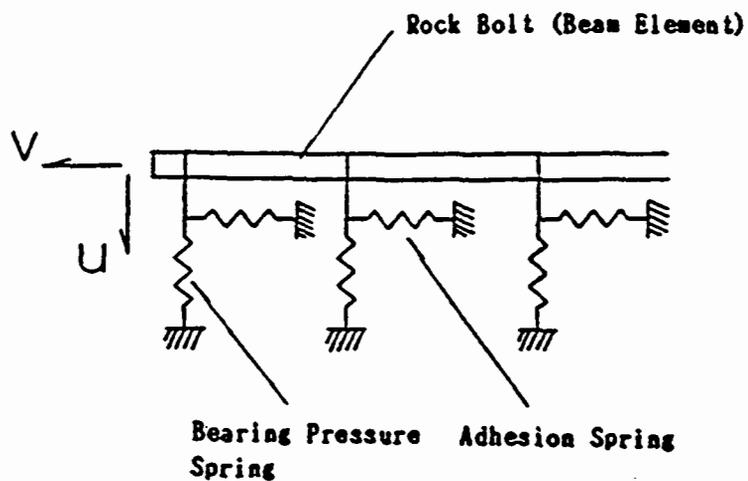


Figure 3.30 : Représentation d'une barre d'après Yoshinaka (1986)

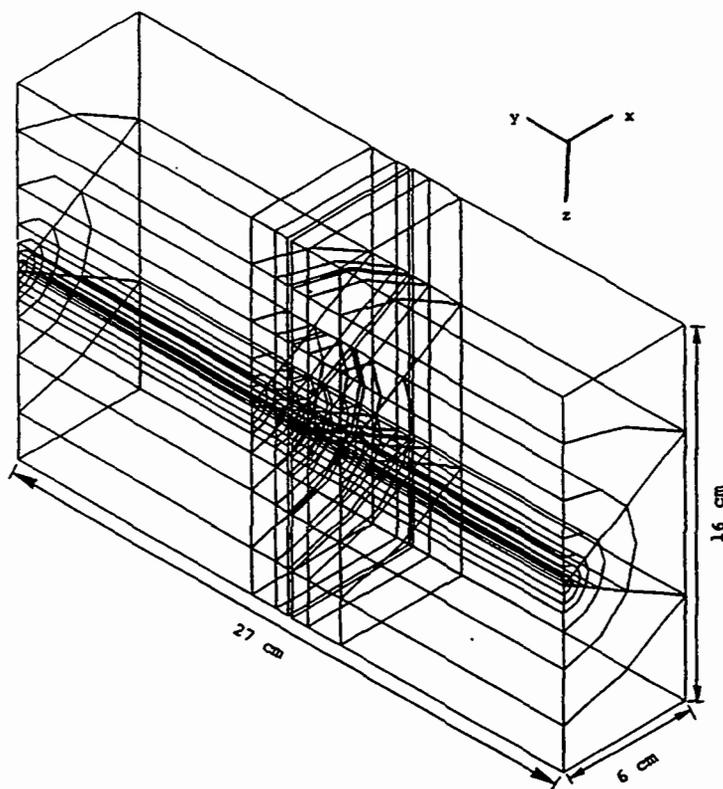


Figure 3.31 : Maillage tridimensionnel d'une barre d'après Spang & Egger (1990)

3.4.2 Simulation du comportement d'un joint armé

La représentation de chaque constituant et de leurs interfaces étant pénalisante lorsque l'on souhaite étudier un ouvrage, il faut procéder à certaines simplifications.

Les premières modélisations par élément finis d'ouvrages renforcés, consistaient à représenter le boulon par un élément de barre unidimensionnel, ayant simplement une rigidité axiale (**Heuze & Goodman 1973**). Si cette représentation est acceptable pour des ancrages ponctuels ou des tirants de précontrainte, lorsque les déplacements attendus sont parallèles à la barre, il n'en va pas de même lorsque la barre d'ancrage est scellée sur toute sa longueur et qu'elle recoupe un joint rocheux. En effet, comme nous l'avons vu précédemment, la mobilisation d'un effort normal et d'un effort tranchant dans la barre conduit à augmenter la résistance et la déformabilité du joint.

St John & van Dillen (1983) ont développé un élément tridimensionnel (figure 3.32) en tenant compte de la rigidité tangentielle apportée par la barre et l'anneau de coulis. La matrice élémentaire des constantes élastiques $[D]$, exprimée en coordonnées locales, s'écrit de la manière suivante :

$$[D] = \begin{bmatrix} E_b A_b & 0 & 0 & 0 \\ 0 & G_b 2\pi r & 0 & 0 \\ 0 & 0 & G_b A_b & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_b A_b \end{bmatrix}$$

où :

- E_b : module d'élasticité de la barre
- G_b : module de cisaillement de la barre
- A_b : section de la barre
- r : rayon de la barre

Aydan (1989) a développé un élément tridimensionnel à 8 nœuds, dont deux sont rattachés à la barre tandis que les six autres sont solidaires du massif rocheux (figure 3.33). Les fonctions d'interpolation sont linéaires. Pour une géométrie bidimensionnelle, le nombre de nœuds se réduit à 6. Cet élément est couplé à un élément d'interface du type **Ghaboussi & al. (1973)**, qui représente le comportement du joint rocheux.

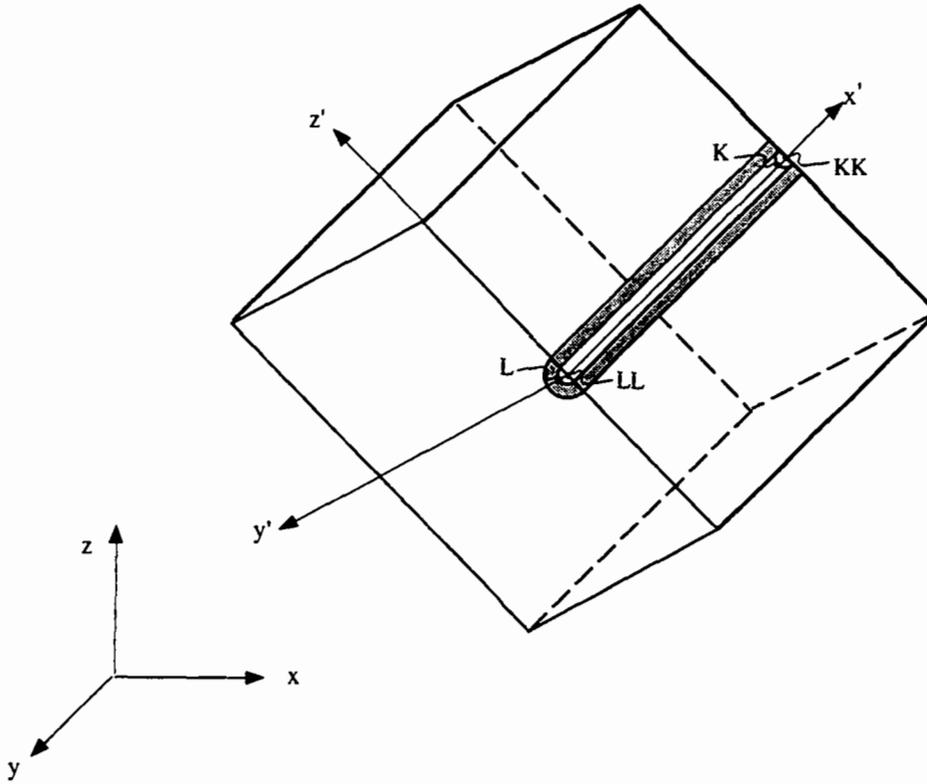


Figure 3.32 : Représentation tridimensionnelle d'un élément à 4 nœuds

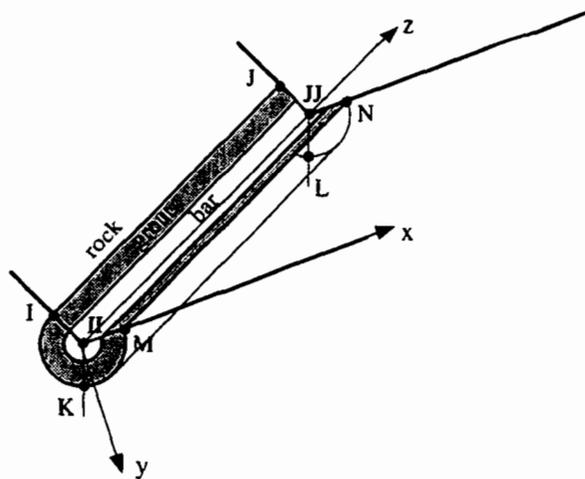


Figure 3.33 : Représentation tridimensionnelle d'un élément d'après Aydan (1989)

Le comportement axial et le comportement transversal de l'élément, représentant la barre et l'anneau de coulis, sont pris en compte. La matrice de rigidité élémentaire, écrite en coordonnées cylindriques et dans le repère local, s'exprime par :

$$\mathbf{K}_{b,ga}^e = \begin{bmatrix} [\mathbf{K}]_b & \\ & [\mathbf{K}]_{ga} \end{bmatrix}$$

$[\mathbf{K}]_b$ représente la contribution de la barre et s'exprime par :

$$\mathbf{K}_b = \begin{bmatrix} K_b^r & 0 & -K_b^r & 0 \\ 0 & K_b^z & 0 & -K_b^z \\ -K_b^r & 0 & K_b^r & 0 \\ 0 & -K_b^z & 0 & K_b^z \end{bmatrix}$$

Avec : $K_b^z = \frac{E_b A_b}{L}$ terme de rigidité axiale

$K_b^r = \frac{G_b A_b}{L}$ terme de rigidité radiale ou transversale

où, L : longueur de l'élément.

$[\mathbf{K}]_{ga}$ représente la contribution de l'anneau de coulis et s'exprime par :

$$\mathbf{K}_{ga} = \begin{bmatrix} 2K_{ga}^r & 0 & K_{ga}^r & 0 \\ 0 & 2K_{ga}^z & 0 & K_{ga}^z \\ K_{ga}^r & 0 & 2K_{ga}^r & 0 \\ 0 & K_{ga}^z & 0 & 2K_{ga}^z \end{bmatrix}$$

Avec :
$$K_{ga}^r = \frac{\pi E_{ga} L}{3 \ln(r_h / r_b)} \quad \text{terme de rigidité axiale}$$

$$K_{ga}^z = \frac{\pi G_{ga} L}{3 \ln(r_h / r_b)} \quad \text{terme de rigidité radiale ou transversale}$$

- où,
- E_{ga} : module d'élasticité de l'anneau de coulis de scellement
 - G_{ga} : module de cisaillement de l'anneau de coulis de scellement
 - L : longueur de l'élément
 - r_b : rayon de la barre
 - r_h : rayon du trou de forage.

La matrice de rigidité globale du système s'obtient par assemblage des matrices élémentaires après qu'elles ont subi les transformations nécessaires pour passer du système de coordonnées cylindriques au système de coordonnées cartésiennes et du repère local au repère global. L'inconvénient de cette formulation est que seules la rigidité axiale et la rigidité au cisaillement de la barre interviennent. La rigidité à la flexion est négligée.

Swoboda & Mareñice (1991-1992) ont modifié cette formulation en attribuant aux nœuds de la barre et de l'interface roche-coulis des coordonnées différentes (figure 3.34). Ainsi, à l'intersection de la barre et du joint, le déplacement de la barre est différent de celui de la roche. Les termes de la matrice de rigidité ne sont pas constants. Ils dépendent du déplacement sur le joint et sont calculés par une procédure itérative indépendante, dans laquelle la barre est représentée par un élément de poutre analysé en grands déplacements. L'élément de poutre repose sur des appuis élastiques représentant la réaction normale et tangentielle à la barre. De plus, le critère de rupture de l'élément de poutre prend en compte l'interaction du moment fléchissant, de l'effort normal et de l'effort tranchant.

Egger & Pellet (1992) proposent de définir un élément d'interface dont l'épaisseur est fixée par la distance qui sépare les deux rotules plastiques de la barre. Cette distance est calculée en étudiant l'équilibre de la barre suivant la théorie des poutres. Cette approche qui permet de prendre en compte l'augmentation de la rigidité tangentielle du joint apportée par les boulons, ne dispense pas de discrétiser les éléments de barre qui doivent être mis en place pour simuler l'effet de confinement.

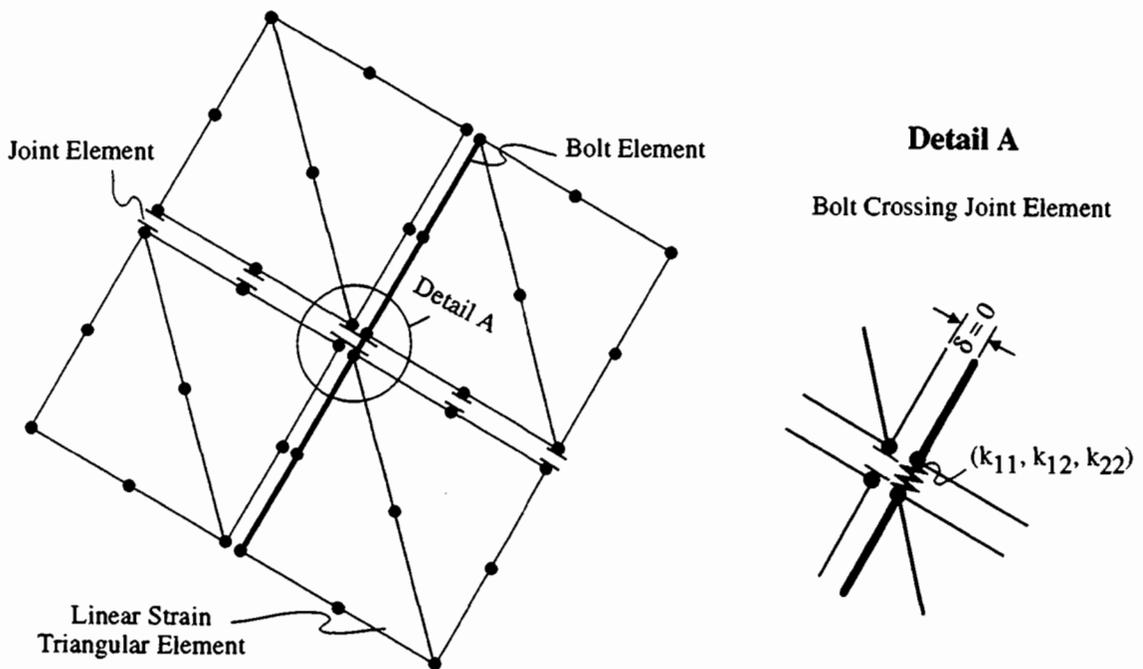


Figure 3.34: Elément de joint d'après Swoboda et Mareňce (1991)

La Méthode des Eléments Distincts, dont une présentation détaillée est donnée par **Hart (1991)**, est basée sur l'intégration numérique des lois du mouvement en introduisant les relations force-déplacement qui s'expriment par :

$$\Delta F_n = K_n \Delta u_n$$

$$\Delta F_s = K_s \Delta u_s$$

où, ΔF_n et ΔF_s : forces normale et tangentielle au joint
 u_n et u_s : déplacements normal et tangentiel au joint
 K_n et K_s : rigidités normale et tangentielle au joint

Lorig (1985) a incorporé dans la méthode l'effet d'une barre d'ancrage scellée sur toute sa longueur. Les relations force-déplacement dans la barre peuvent être directement tirées de résultats d'essais d'arrachement pour le comportement axial ou d'essais de cisaillement pour le comportement transversal. Au cas où aucun résultat d'essai n'est disponible, il propose de calculer ces relations de la manière suivante.

La rigidité axiale K_a s'exprime par :

$$K_a = \pi k r_b$$

$$\text{avec : } k = \sqrt{\frac{G_g E_b}{2(r_h / r_b - 1)}}$$

- où,
- E_b : module d'élasticité de la barre
 - G_g : module de cisaillement du coulis de scellement
 - r_b : rayon de la barre
 - r_h : rayon du trou de forage.

Le rigidité transversale K_s est calculée par l'expression suivante en considérant la barre comme une poutre sur appuis élastiques :

$$K_s = E_b I \beta^3$$

$$\text{Avec: } \beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4 E_b I}}$$

$$K = \frac{2 E_g}{(r_h / r_b - 1)}$$

- où,
- I : moment d'inertie de la barre
 - E_g : module de Young du coulis de scellement

La capacité axiale de la barre se calcule selon l'expression proposée par **Littlejohn & Bruce (1975)** (paragraphe 3.1.1), tandis que sa capacité tangentielle au joint est obtenue par la formule de **Bjurström (1974)** (paragraphe 3.2.2).

3.4.3 Simulation numérique du comportement d'un volume de roche renforcé

Cette approche consiste à traiter le volume de roche renforcé comme un milieu continu dont les caractéristiques mécaniques sont homogènes.

Pande & Gerrard (1983) puis **Pande & al. (1990)** ont présenté les résultats de simulations numériques par Eléments Finis pour le cas d'un pilier de mine (figure 3.35). **Larsson & al. (1985)** ont simulé des essais de cisaillement direct et obtiennent une bonne concordance entre les valeurs expérimentales bien que ce type de modèle ne soit pas encore opérationnel pour des chargements triaxiaux.

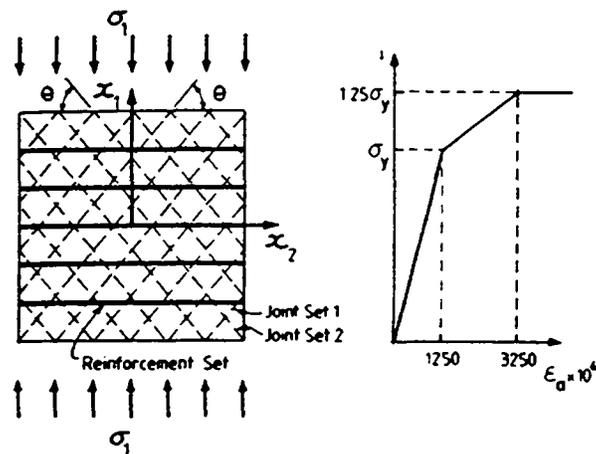


Figure 3.35 : Simulation de l'écrasement d'un volume de roche renforcé d'après **Pande & Gerrard (1983)**

3.5 Analyse de la stabilité d'ouvrages renforcés et études de cas

Dans les paragraphes précédents, nous avons répertorié les différentes approches permettant de quantifier l'action d'une barre d'ancrage sur le comportement d'un massif rocheux. Les résultats de ces analyses doivent permettre d'aborder le calcul d'ouvrages.

Les ouvrages en rocher peuvent être répertoriés en deux grandes classes. Les ouvrages réalisés à ciel ouvert, qui concernent essentiellement les pentes naturelles et les talus d'excavation, et les ouvrages construits en souterrain tels que les tunnels. Comme nous l'avons vu au chapitre 2, la géométrie de ces deux types d'ouvrages privilégie le choix d'une méthode d'analyse.

3.5.1 Ouvrages à ciel ouvert

Le domaine des travaux à ciel ouvert concerne principalement le problème de la stabilité des talus d'excavation réalisés dans le cadre d'ouvrages de génie civil, ou d'exploitations de carrières, ainsi que les problèmes de fondations d'ouvrages.

La géométrie d'un talus ne présente pas de symétrie et de ce fait n'a pas de solution analytique au problème contrainte-déformation. Les problèmes de stabilité de pentes sont donc abordés par le calcul à l'équilibre limite, ou au moyen de modèles numériques. **Aydan (1992)** a présenté un résumé des approches possibles pour l'étude de la stabilité des pentes renforcées, tandis que **Sharma & Pande (1988)** ont traité le cas d'un talus par la méthode des éléments finis (figure 3.36).

En ce qui concerne les observations faites in situ, **Dight (1983 b)** montre l'effet bénéfique de la mise en place de câbles scellés sur toute leur longueur dans la stabilisation de talus de mines à ciel ouvert. **Colombet & Glories (1983)** présentent un cas pour lequel l'usage de boulons a permis d'assurer la stabilité du parement d'un chenal lors de vidanges rapides. Par ailleurs, **Moore & Imbrie (1982)** décrivent la stabilisation d'un versant sur un site de barrage, tandis que **Egger & Spang (1987)** commentent l'usage des barres d'ancrage pour le renforcement d'un massif de fondation d'un barrage poids. On relève dans la littérature quelques cas de talus expérimentaux comme celui relaté par **Gudehus (1982)**.

3.5.2 Ouvrages en souterrain

Dans le domaine des travaux en souterrain, les cavités peuvent souvent être approchées par une géométrie axi-symétrique, autorisant ainsi l'établissement de solutions analytiques au problème contraintes-déformations. Traditionnellement, la stabilité de la section courante d'une cavité renforcée est approchée au moyen de la méthode de convergence-confinement. Il s'agit de trouver le point d'équilibre entre la courbe caractéristique du massif rocheux et la réaction apportée par le soutènement.

Egger (1973) a été l'un des premiers à proposer une méthode de calcul permettant de prendre en compte l'effet d'un boulonnage systématique sur la stabilité d'une cavité circulaire. Il considère que les boulons apportent des réactions uniformément réparties agissant sur le pourtour de la cavité. Cela revient à considérer les boulons comme des éléments extérieurs, de résistance et de rigidité propres, apportant une réaction pour équilibrer la poussée du terrain.

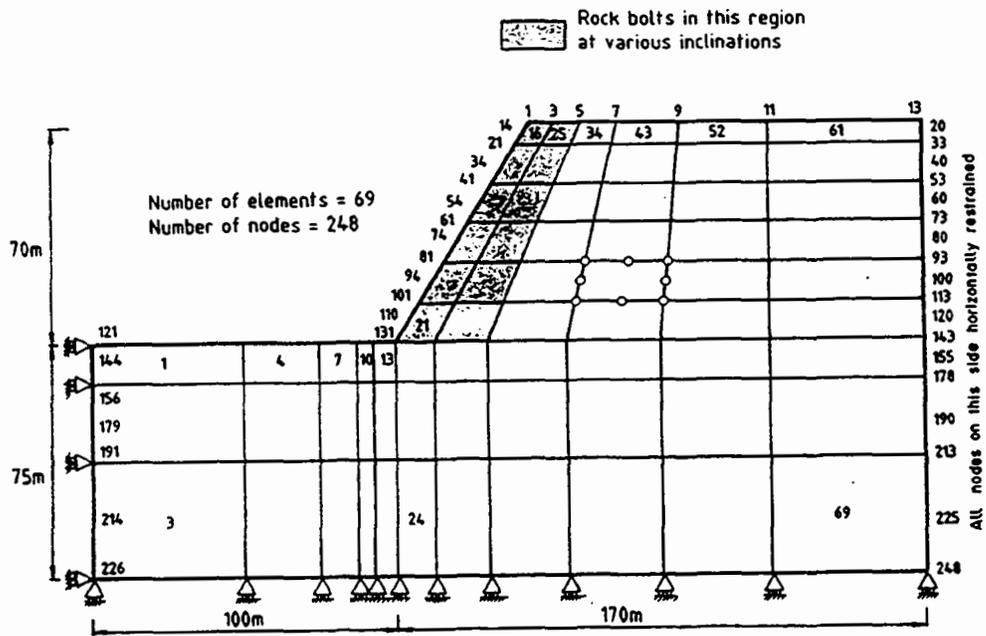


Figure 3.36 : Maillage d' Eléments Finis pour un problème de stabilité de pente renforcée d'après Sharma & Pande (1988)

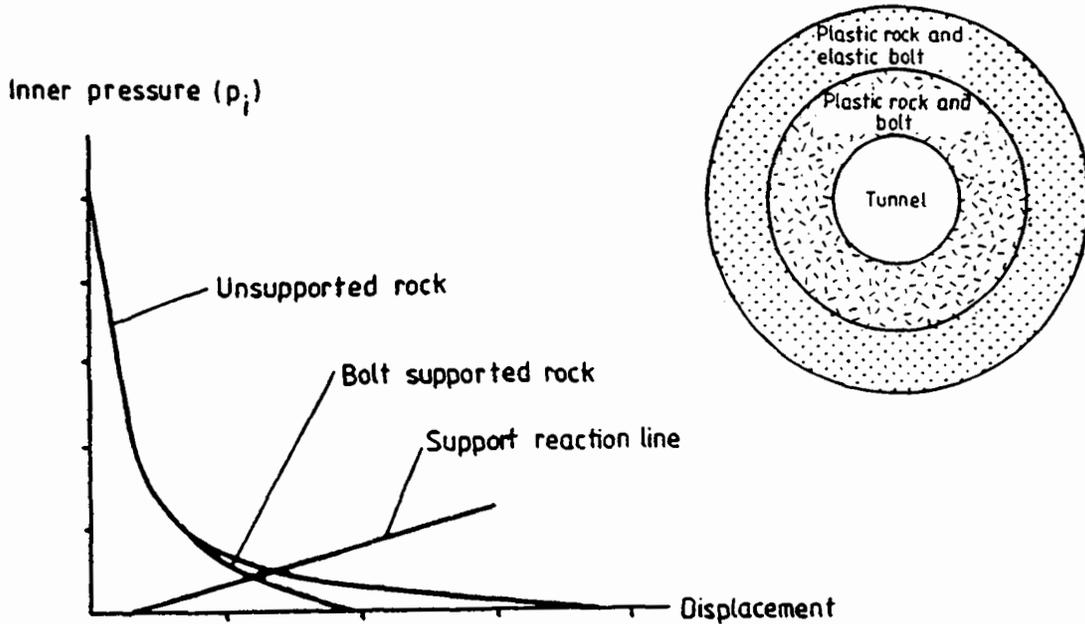


Figure 3.37 : Courbes caractéristiques d'un massif renforcé d'après Stille & al. (1989)

Stille & al. (1989), puis **Indraratna & Kaiser (1990)** considèrent que le renforcement fait partie intégrante du massif rocheux. Ils proposent de calculer la courbe caractéristique du massif rocheux renforcé en incluant l'effet du renforcement. Il s'agit d'une forme d'homogénéisation dans laquelle seul le comportement axial des barres est pris en compte. La figure 3.37 illustre, d'après Stille et al. (1989), la courbe caractéristique du matériau renforcé. Dans le même ordre d'idée, **Wullschläger & Natau (1987)** proposent de traiter l'anneau de roche renforcé comme un matériau doté d'une cohésion supplémentaire, calculée à partir de la densité d'armature mise en place.

Du point de vue expérimental, mentionnons le programme d'instrumentation très complet, réalisé dans le tunnel de Kielder, reporté par **Freeman (1978)** puis **Ward & al. (1983)**. Ils montrent notamment, la répartition des efforts le long d'une barre et l'influence de la rigidité du renforcement sur la limitation des déplacements.

3.6 Synthèse

3.6.1 Etudes expérimentales

Les résultats d'essais des diverses études expérimentales présentées s'accordent et permettent de dégager les points suivants :

- Lorsque l'angle entre la barre et le joint diminue, la rigidité tangentielle du joint augmente considérablement et la contribution de la barre à la résistance au cisaillement du joint se trouve sensiblement accrue. En d'autres termes, plus la barre est sollicitée en traction, meilleure est son efficacité. Ainsi, lorsque le joint est rugueux, la dilatance a un effet positif sur la contribution de la barre.
- La mise en tension des barres joue un rôle favorable en augmentant la rigidité initiale du joint et sa résistance propre.
- La nature du coulis de scellement est d'une importance capitale. Pour un coulis de résistance plus faible que celle de la roche encaissante, l'effort maximal est mobilisé lorsque le contact entre la barre et la roche est établi. Dans une telle situation, un espace annulaire entre la barre et la paroi du trou de forage de faible dimension permet de limiter le déplacement sur le joint.
- La contribution totale d'une barre à la résistance au cisaillement d'un joint armé augmente

proportionnellement à la section de la barre. Les barres de renforcement utilisées étant en acier, dans la quasi totalité des études, l'influence du module d'élasticité de la barre n'a pas été mis en évidence.

- Les barres creuses (tubes) offrent une résistance moindre que celle apportée par des barres pleines. De plus le déplacement nécessaire pour mobiliser la résistance de la barre est nettement supérieur.

3.6.2 Formulations analytiques

Les auteurs s'accordent pour conclure que la contribution d'une barre à la résistance au cisaillement d'un joint armé résulte en partie de l'effort normal mobilisé dans la barre et en partie d'une force parallèle au joint, appelée action de goujonage (dowel action). Cependant, il subsiste une certaine confusion quant à la décomposition des forces, car l'effort tranchant mobilisé dans la barre n'agit pas parallèlement au joint. Il est donc préférable de déterminer la résultante de l'effort normal et de l'effort tranchant, puis de la décomposer en une force agissant perpendiculairement au joint et une force agissant parallèlement. Il apparaît alors évident que l'augmentation de la résistance au cisaillement du joint est due en partie à l'augmentation de la contrainte normale et en partie à la force parallèle au joint, qui peut être considérée comme une cohésion d'armature.

Les premières formulations proposées pour calculer la contribution d'une barre à la résistance au cisaillement d'un joint fournissent des résultats conservatifs car l'effort tranchant mobilisé dans la barre n'est pas pris en compte. De plus, la rotation de la barre au droit du joint étant négligée, l'effort normal est introduit dans la direction de la mise en place de la barre.

Les formulations prenant en compte la déformation de la barre au cours du chargement sont, pour la plupart d'entre elles, basées sur la théorie des poutres sur appuis élastiques. Il s'agit de calculs au premier ordre, réalisés sans tenir compte de l'interdépendance de l'effort normal et de l'effort tranchant, et en considérant de petits déplacements. Bien que ces méthodes permettent de calculer le déplacement sur le joint associé à l'effort mobilisé dans la barre, leur domaine de validité reste limité, car de surcroît le comportement de la roche ne peut être considéré élastique qu'au tout début du chargement. Très rapidement la zone de roche située au contact de la barre à proximité du joint atteint la rupture. D'autre part, la barre elle-même se plastifie, laissant apparaître des déplacements importants.

Enfin disons que l'intérêt des formulations d'origine empirique reste limité car celles-ci ne peuvent pas être extrapolées sans vérification complémentaire.

3.6.3 Modélisation numérique

Les méthodes numériques se situent à l'aval de la description physique des mécanismes à modéliser et sont, par conséquent, tributaires des lois de comportement introduites. Actuellement, bien que la prise en compte de l'action de la barre soit simplifiée, les auteurs obtiennent dans le domaine pré-rupture une description satisfaisante du comportement d'ensemble d'un massif rocheux renforcé. Au-delà, la modélisation des grands déplacements plastiques constitue toujours une difficulté. D'autre part, cette approche ne donne aucune indication sur les sollicitations dans les barres ce qui constitue un handicap pour le dimensionnement d'ouvrages.

3.7 Conclusion

Du point de vue analytique, il apparaît nécessaire de développer une expression permettant d'établir la relation entre la force mobilisée effectivement dans la barre au droit du joint et le déplacement correspondant.

Pour cela, il est nécessaire de tenir compte non seulement de la rupture de la roche au contact de la barre mais surtout, de la mise en plasticité de la barre sous l'effet combiné de l'effort normal, de l'effort tranchant et du moment fléchissant. En outre, il est indispensable de formuler le problème en grands déplacements pour obtenir l'orientation par rapport au joint de la force mobilisée dans la barre.

Chapitre 4

Etude Expérimentale de Modèles Renforcés

Les études expérimentales antérieures, mentionnées au chapitre 3, ont permis de mettre en évidence le rôle d'une barre d'ancrage sur le comportement mécanique d'un joint rocheux. Dans la plupart des cas, il s'agissait d'essais de cisaillement direct, réalisés en laboratoire ou in situ, sur une discontinuité unique, renforcée de barres scellées.

L'étude expérimentale présentée dans ce chapitre vise à étendre ces conclusions en se rapprochant des conditions rencontrées in situ. Il s'agit d'étudier un volume de matériau représentatif, pouvant comporter un ou plusieurs joints, soumis à un chargement à partir d'un état de contraintes potentiellement triaxial. La figure 4.1 illustre une situation type dans laquelle un volume de roche renforcée, initialement soumis à un état de contraintes triaxial, subit un déchargement consécutif à une excavation, puis un chargement lié à l'application d'une surcharge.

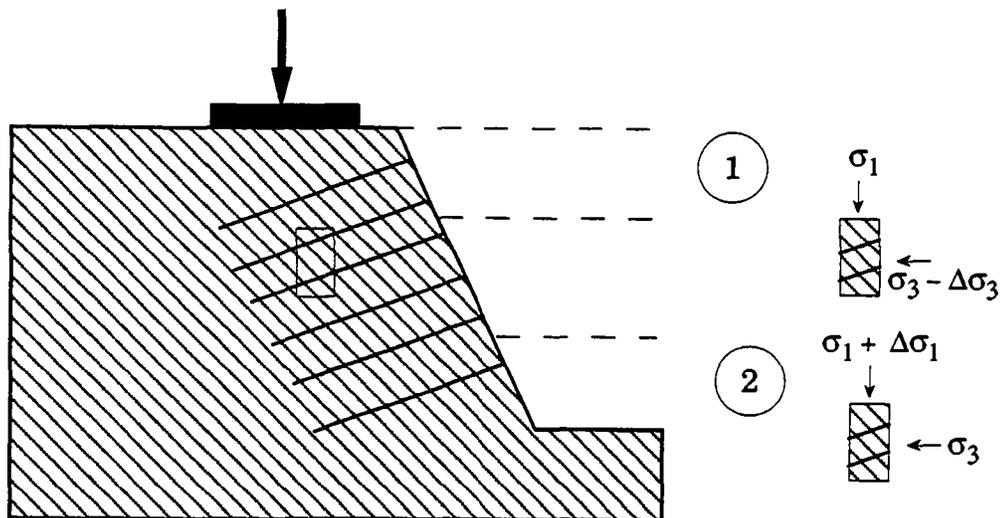


Figure 4.1 : Modification de l'état de contraintes initial dans un massif rocheux renforcé

Le programme expérimental présenté dans ce chapitre, a été entrepris sur des éprouvettes de grandes dimensions, au moyen de la presse TRIROC, conçue au Laboratoire de Mécanique des Roches de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne à la fin des années mille neuf cent soixante dix.

4.1 Présentation de la presse TRIROC

La presse TRIROC est une presse triaxiale de grandes dimensions permettant de tester des éprouvettes de 60 cm de hauteur ayant, soit une base carrée de 30 cm d'arête, soit une base circulaire de 30 cm de diamètre. Elle permet d'étudier des milieux continus tels que les sols meubles et les roches homogènes, ou des milieux discontinus tels que les roches stratifiées. La première étude réalisée au moyen de cet équipement sur des milieux discontinus, renforcés par des barres d'ancrage, a été rapportée par **Egger & Fernandes (1983)**.

4.1.1 Principe de l'essai

Les éprouvettes de forme parallélépipédique peuvent être soumises à un état de contraintes véritablement triaxial, comme l'illustre la figure 4.2. La contrainte majeure σ_1 est appliquée verticalement, tandis que la contrainte intermédiaire σ_2 et la contrainte mineure σ_3 agissent dans le plan horizontal.

Durant l'essai, les trois contraintes principales sont contrôlées indépendamment. La contrainte majeure résulte de la force verticale développée par le plateau inférieur de la presse. La contrainte mineure, provenant de la pression du fluide dans la cellule, est maintenue constante en cours d'essai. La contrainte intermédiaire est appliquée par un dispositif de trois cadres amovibles et indépendants. Elle peut être maintenue constante ou varier, de manière à assurer des conditions de déformations planes ($\varepsilon_2 = 0$).

4.1.2 Bâti de la presse

Le bâti de la presse est représenté à la figure 4.3. Il est constitué de trois colonnes précontraintes qui confèrent à la presse une grande rigidité, s'élevant à 1.5 GN / m.

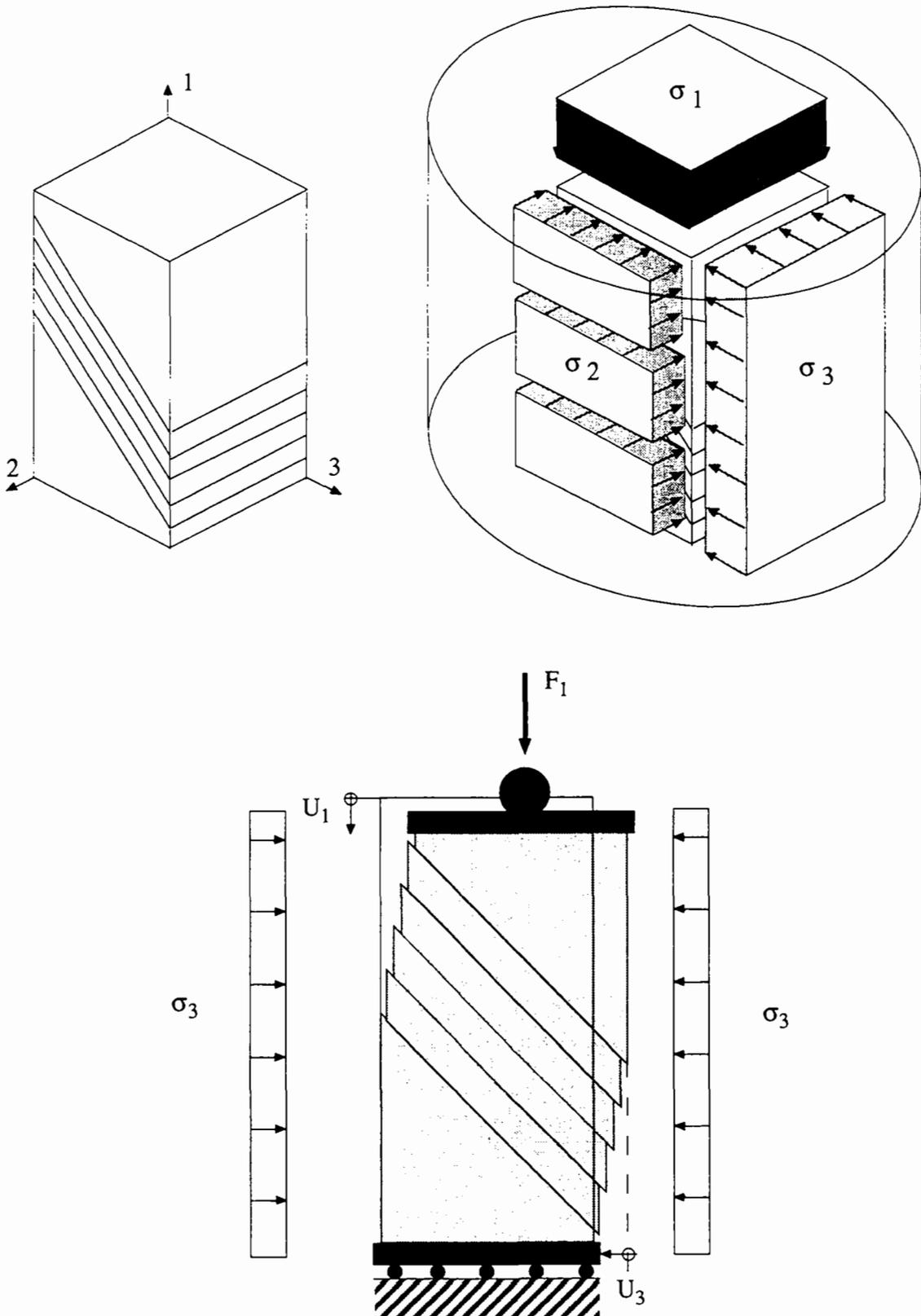


Figure 4.2 : Sollicitation triaxiale d'un échantillon

Le plateau supérieur qui est fixe dans les trois directions, est monté sur une rotule. Ce dispositif permet d'assurer une répartition de contraintes uniforme, en corrigeant un éventuel défaut de parallélisme des faces supérieure et inférieure des échantillons. Le plateau inférieur repose sur deux niveaux de rouleaux croisés qui lui permettent de se déplacer librement dans le plan horizontal. Il est actionné par le vérin principal à double effet, qui développe une force verticale maximum de 3.5 MN.

Les cadres latéraux appliquant la contrainte intermédiaire sont disposés autour de l'échantillon, qui est préalablement mis en place dans une membrane en caoutchouc. Chaque cadre se compose de deux plaques d'acier assemblées par deux vérins à double effet. Le contact entre les plaques et l'éprouvette est donc maintenu quelque soit le signe de la déformation latérale, dilatation ou contraction.

La contrainte de confinement, qui peut atteindre 5 MPa, est appliquée par une pression d'eau générée par un groupe de pompes indépendant. La cellule proprement dite est constituée d'une jupe métallique de forme cylindrique, coulissant verticalement. L'étanchéité entre la jupe et le corps de la presse est assurée par des joints O-rings. De plus, cette jupe est munie de hublots et d'un système d'éclairage à fibres optiques permettant de suivre le déroulement de l'essai.

La figure 4.4a et 4.4b montrent respectivement la presse avec la cellule ouverte après la mise en place d'un échantillon, et la presse avec la cellule fermée lors d'un essai triaxial. L'installation de l'échantillon est facilitée par l'utilisation d'une table montée sur une voie de roulement, qui permet de faire glisser l'éprouvette jusque sur le plateau de la presse.

4.1.3 Instrumentation et acquisition des données

Les déplacements dans le plan horizontal du plateau inférieur (figure 4.2) sont mesurés à l'aide de capteurs inductifs placés dans la table du plateau. Le déplacement vertical du plateau inférieur dont la course utile est de 10 cm est mesuré simultanément par un capteur incorporé au vérin et un capteur extérieur.

Le déplacement entre les cadres latéraux est mesuré à l'aide d'un capteur étanche, qui pour les essais réalisés en déformation plane, permet l'asservissement des cadres de manière à assurer une déformation latérale nulle. Le circuit d'huile, alimentant les vérins qui actionnent les cadres, est branché en série. Deux cellules permettent de mesurer la pression dans les chambres haute pression et basse pression des vérins.

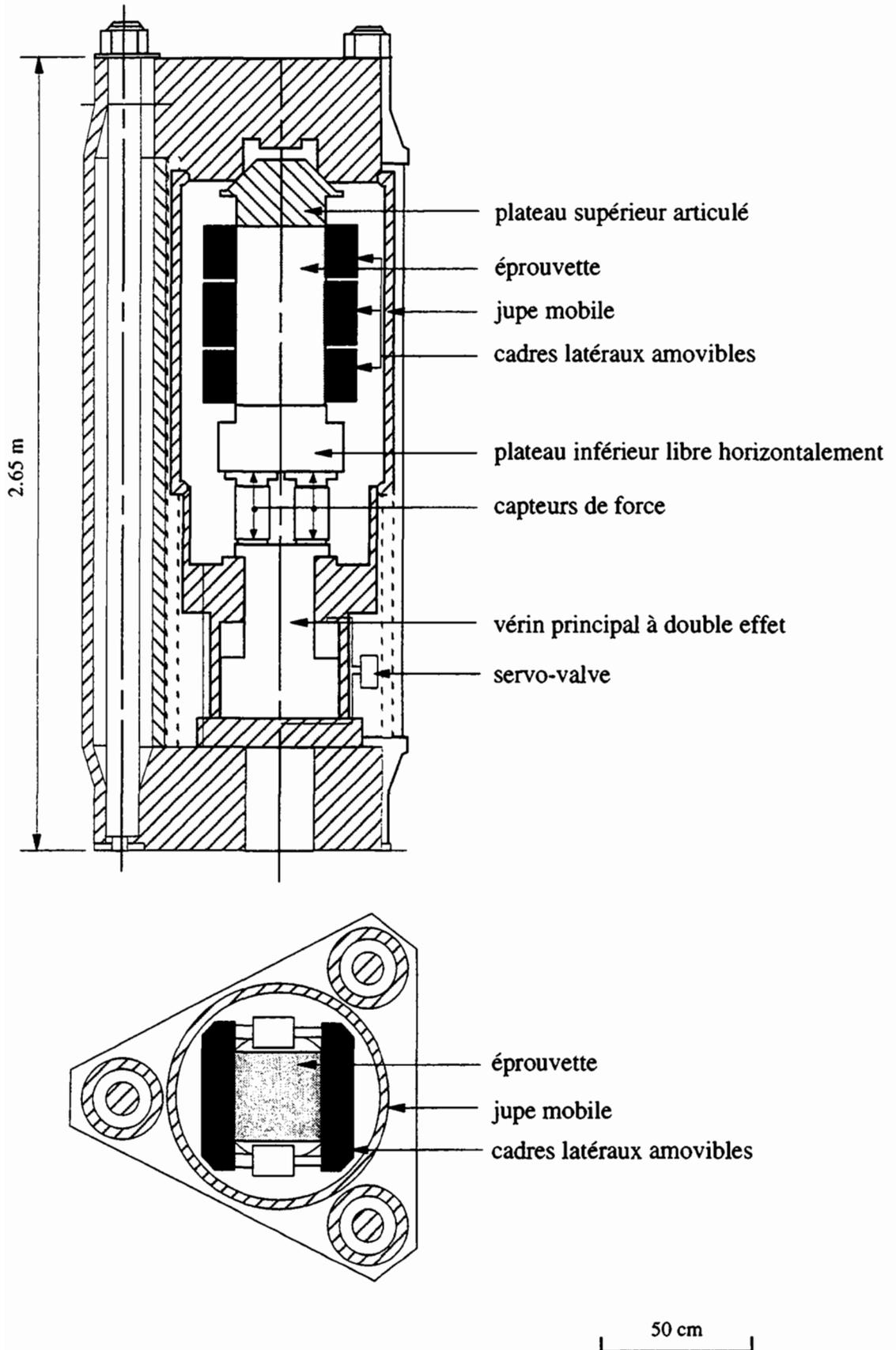


Figure 4.3 : Coupes verticale et horizontale de la presse TRIROC

La force verticale est mesurée au moyen de trois capteurs de force de 1.8 MN de capacité chacun, disposés en triangle. La pression de confinement est mesurée par une cellule de pression incorporée.

La vitesse de déplacement vertical du plateau inférieur est contrôlée par un système d'asservissement agissant sur des servo-valves. Les essais se faisant à vitesse constante, ce dispositif permet de régler la pression du vérin principal, notamment au moment de la rupture. Il est ainsi possible poursuivre l'essai dans le domaine post-rupture. La vitesse d'avancement du plateau est commandée par un générateur de fonction qui permet d'augmenter le déplacement suivant une rampe monotone ou cyclique. Les paramètres d'essai sont affichés et enregistrés en continu suivant un intervalle de scrutation fixé par l'utilisateur.

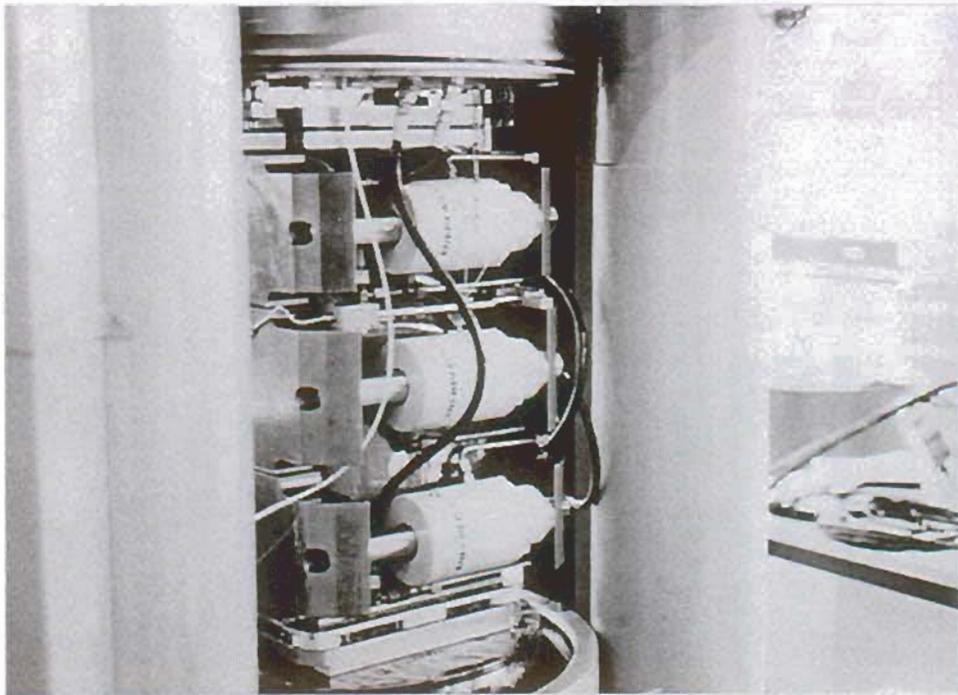
Ajoutons que pour les essais réalisés en compression simple, deux capteurs fixés sur l'échantillon permettent de mesurer directement le déplacement sur le joint.

4.1.4 Avantages de la presse TRIROC par rapport aux dispositifs conventionnels

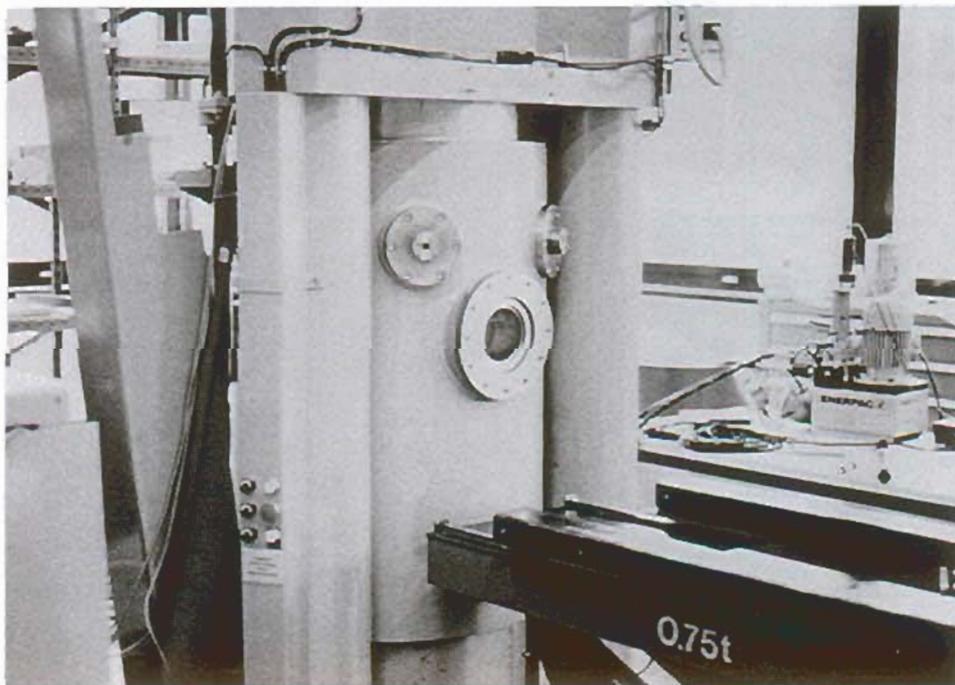
Comparée aux presses traditionnelles, la presse TRIROC permet, grâce à son plateau inférieur mobile, de réduire considérablement les efforts parasites liés au frettage. Dès la formation d'un plan de rupture dans l'échantillon la cinématique est libre de se produire. De plus, l'articulation du plateau supérieur permet d'assurer l'uniformité des contraintes sur les faces supérieure et inférieure de l'échantillon, même lorsque ces dernières ne sont pas parfaitement parallèles.

La grande rigidité de la presse associée au système de régulation de la force verticale et au plateau inférieur mobile, permet d'étudier les matériaux à comportement fragile au-delà de la rupture.

Pour le cas particulier des essais sur modèles renforcés pourvus de discontinuités préexistantes, la presse TRIROC permet d'appliquer un chargement uniforme. Par rapport aux essais réalisés à la boîte de cisaillement, l'application de la contrainte normale se fait sans comprimer la barre. Par ailleurs, la mesure du déplacement sur le joint est plus précise, et les efforts parasites, liés à la rotation des deux demi-boîtes, en cours d'essai sont évités.



a- cellule ouverte après la mise en place de l'échantillon



b- cellule fermée lors d'un essai triaxial

Figure 4.4 : Vues de la presse TRIROC

4.2 Conception des modèles physiques

4.2.1 Géométrie des modèles

Les dimensions maxima des modèles étant imposées par la presse, notre choix s'est porté sur des blocs parallélépipédiques de 60 cm de hauteur et de 30 cm de base. Deux configurations ont été testées: l'une avec une orientation du joint à 45 degrés par rapport à l'horizontale et l'autre avec un joint incliné à 60 degrés. Pour les modèles à 45 degrés, le nombre de joints varie de 1 à 5 (figure 4.5).

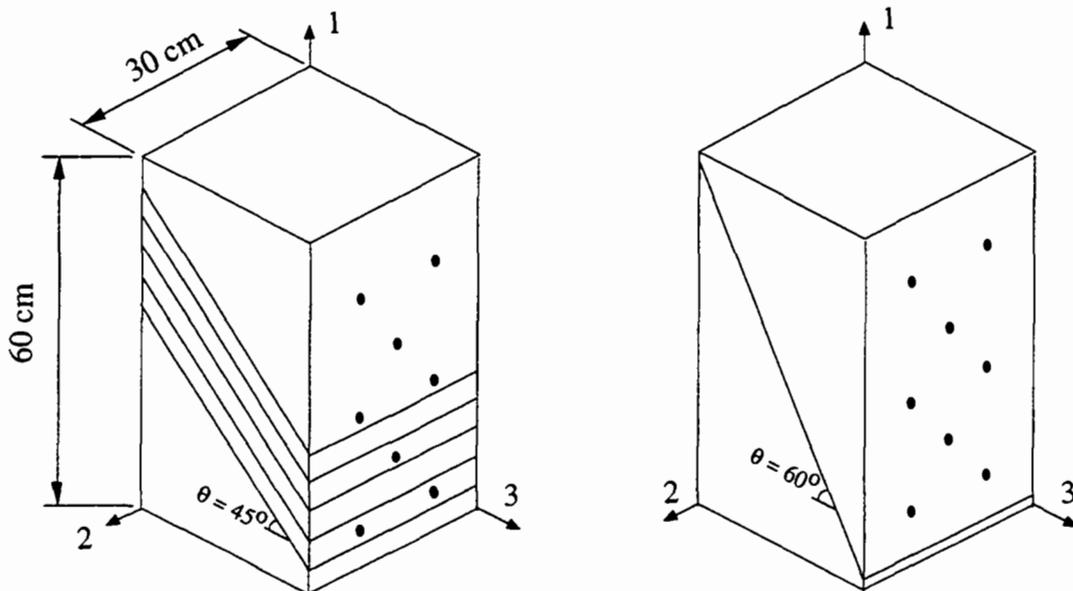


Figure 4.5 : *Géométrie des modèles testés*

4.2.2 Matériaux utilisés

Deux types de matériaux ont été utilisés pour confectionner les modèles. Un matériau de faible résistance, représentatif d'une roche tendre, et un matériau plus compétent pour l'étude des roches dures.

Le matériau tendre est un plâtre, disponible dans le commerce sous forme de plaques de 4 cm d'épaisseur, dont les caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

- résistance à la compression simple	σ_c	=	7.0 MPa
- module d'élasticité	E_r	=	3.0 GPa
- coefficient de Poisson	ν_r	=	0.05
- angle de frottement interne	ϕ_r	≈	0 degré
- cohésion	c_r	=	3.5 MPa

Le matériau dur provient de la carrière de Sixt en Haute Savoie. Il s'agit d'un calcaire appartenant aux formations de l'Urgonien, contenant plus de 90% de carbonate de calcium (CaCO_3), dont les propriétés mécaniques sont indiquées ci-dessous :

- résistance à la compression simple	σ_c	=	150 MPa
- module d'élasticité	E_r	=	80 GPa

Chaque partie des modèles ayant été simplement juxtaposée avant l'assemblage définitif, il en résulte que les joints sont dépourvus de cohésion. Les valeurs de l'angle de frottement sur les joints ont été déterminées pour les deux types de matériau, soit :

- angle de frottement plâtre	ϕ_j	=	40 degrés
- angle de frottement calcaire	ϕ_j	=	25 degrés

4.2.3 Barres de renforcement

Le renforcement des modèles a été réalisé au moyen de barres de diamètre 3 mm, constituées d'un acier étiré à froid, dont les caractéristiques mécaniques sont les suivantes:

- limite d'élasticité	σ_{el}	=	600 MPa
- limite d'écoulement	σ_{ec}	=	650 MPa
- déformation à la rupture	ε_f	=	20 %
- module d'élasticité	E	=	210 GPa

4.2.4 Mise en place et scellement des barres

Les barres ont été mises en place horizontalement, ce qui implique que l'angle entre la barre et le joint est égal à l'angle d'inclinaison du joint ($\beta = \theta$).

Pour les modèles en plâtre, les barres ont été foncées et simplement boulonnées aux deux extrémités. Dans la première série les rondelles d'appui ont un diamètre de 15 mm, tandis que dans la deuxième série, les rondelles ont 50 mm de diamètre. La figure 4.6 illustre la mise en place des barres et montre le détail du système de fixation.

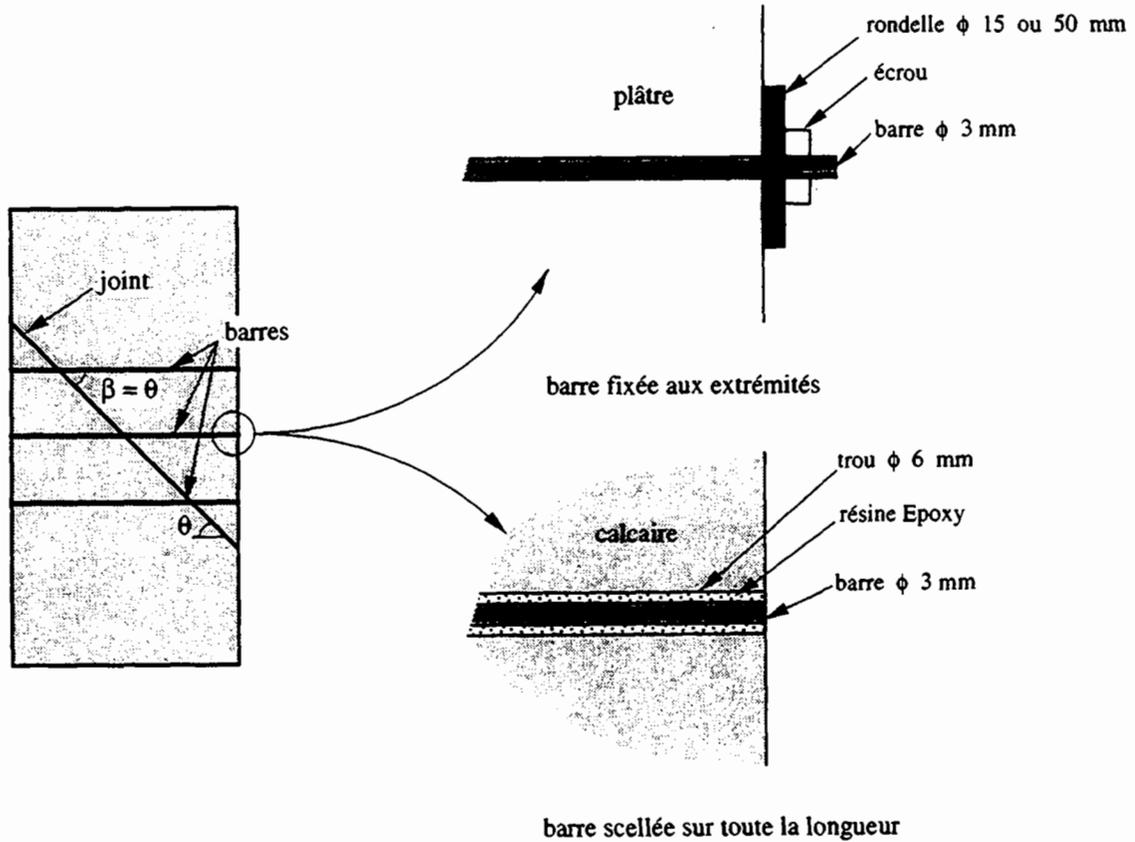


Figure 4.6 : Schéma de mise en place des barres et détail du système de fixation

L'effort normal maximum mobilisé à l'extrémité d'une barre, a été déterminé à partir d'essais. Pour le cas des barres boulonnées avec des rondelles de 15 mm de diamètre, cette force correspond au poinçonnement du plâtre par les rondelles. Pour les barres fixées avec des rondelles de 50 mm de diamètre, cette force correspond à la résistance à la traction de la barre, compte tenu de la diminution de diamètre dû au filetage. Les valeurs de ces forces qui sont reportées ci-dessous, peuvent être comparées à l'effort normal maximum que peut supporter une barre en pleine section :

- rondelle ϕ 15 mm	N_{\max}	=	3.0 kN
- rondelle ϕ 50 mm	N_{\max}	=	3.5 kN
- pleine section	N_{\max}	=	4.6 kN

Pour les modèles en calcaire, les barres ont été scellées sur toute leur longueur dans des trous préalablement percés à un diamètre de 6 mm (figure 4.6). Le coulis de scellement utilisé est une résine Epoxy du type Sikadur 52, dont les principales caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

- résistance à la compression simple	σ_{cg}	=	60 MPa
- résistance à la traction	σ_{tg}	=	25 MPa
- module d'élasticité	E	=	1.1 GPa

4.3 Programme d'essais

Deux types d'essais ont été réalisés: certains en compression simple (i.e. sans confinement), d'autres en conditions triaxiales avec pression de confinement.

La première série d'essais, intitulée **série PL**, a été réalisée sur des modèles en plâtre renforcés de 8 barres boulonnées avec des rondelles de 15 mm de diamètre. Trois configurations ont été testées: la première sur des modèles pourvus de 5 joints orientés à 45 degrés, la seconde sur des modèles pourvus d'un joint orienté à 45 degrés et la troisième sur des modèles pourvu d'un joint orienté à 60 degrés. Pour chacune de ces configurations, trois essais ont été réalisés : 1 en compression simple, 2 en conditions véritablement triaxiales de déformation plane, avec respectivement des pressions de confinement de 200 et 400 kPa.

La seconde série d'essais, intitulée **série PF**, a été exécutée en compression simple sur des modèles en plâtre renforcés de barres boulonnées avec des rondelles de 50 mm de diamètre. Deux configurations ont été testées: l'une sur des modèles pourvus d'un joint orienté à 45 degrés et l'autre sur des modèles pourvus d'un joint orienté à 60 degrés. Deux essais ont été réalisés sur chaque configuration, en faisant varier le nombre de barres de renforcement de 4 à 8.

La troisième série d'essais, appelée **série CE**, a été réalisée sur des modèles en calcaire renforcés de barres scellées sur toute leur longueur. Deux configurations ont été testées: la première sur des modèles pourvus d'un joint orienté à 45 degrés et la seconde sur des modèles pourvus d'un joint orienté à 60 degrés. Pour chacune de ces configurations, quatre essais ont été réalisés. Deux en compression simple, en faisant varier le nombre de barres de renforcement, et deux en conditions triaxiales à différentes pressions de confinement.

Le programme d'essais réalisé est résumé au tableau 4.1, dans lequel les paramètres utilisés, représentés à la figure 4.7, ont la signification suivante :

σ_c	=	résistance à la compression simple du matériau
ϕ_j	=	angle de frottement sur les joints
β	=	angle entre les barres et le joint
n_j	=	nombre de joints
n_b	=	nombre de barres de renforcement
σ_3	=	pression de confinement initiale

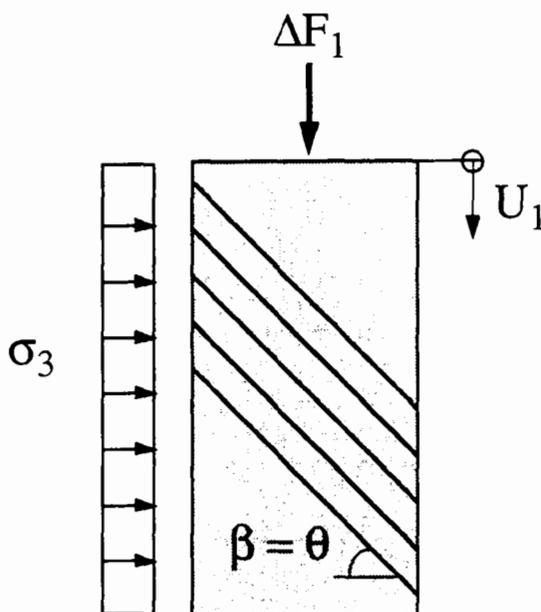


Figure 4.7 : *Illustration des principaux paramètres d'essais*

	N° Essai	σ_3 [MPa]	β degrés	n_b -	n_j -
SERIE PL Plâtre $\sigma_c = 7.0$ MPa $\phi_j = 40$ degrés $N_{max} = 3.0$ kN	PL45.01	0.0			
	PL45.02	0.2	45	8	5
	PL45.03	0.4			
	PL45.04	0.0			
	PL45.05	0.2	45	8	1
	PL45.06	0.4			
	PL60.07	0.0			
	PL60.08	0.2	60	8	1
	PL60.09	0.4			
SERIE PF Plâtre $\sigma_c = 7.0$ MPa $\phi_j = 40$ degrés $N_{max} = 3.5$ kN	PF45.10	0.0	45	4	1
	PF45.11	0.0	45	6	1
	PF60.12	0.0	60	6	1
	PF60.13	0.0	60	8	1
SERIE CE Calcaire $\sigma_c = 150$ MPa $\phi_j = 25$ degrés $N_{max} = 4.6$ kN	CE45.14	0.0	45	6	1
	CE45.15	0.0	45	6	1
	CE45.16	0.2	45	6	1
	CE45.17	0.4	45	8	1
	CE60.18	0.0	60	6	1
	CE60.19	0.0	60	8	1
	CE60.20	0.4	60	8	1
	CE60.21	0.4	60	10	1

Tableau 4.1 : Récapitulatif du programme d'essais

4.4 Présentation des résultats et commentaires sur le déroulement des essais

4.4.1 Essais sur modèles en plâtre - série PL

Pour cette série d'essais, la rupture des modèles est intervenue par glissement le long des joints, sans que les barres ne se rompent. Les rondelles d'extrémité se sont enfoncées en poinçonnant le plâtre sur les faces externes des modèles.

Pour tous les essais, la courbe de la force verticale ΔF_1 en fonction du déplacement vertical U_1 présente une première partie linéaire (figures 4.8, 4.9, 4.10). Progressivement la force augmente moins vite pour atteindre une valeur maximum et tendre vers un palier. Quelle que soit l'orientation des joints, on observe que le module tangent initial, correspondant à la pente de la courbe au début du chargement, augmente avec la pression de confinement.

Pour les modèles pourvus de 5 joints inclinés à 45 degrés (figure 4.8), le déplacement vertical total associé à la force maximum est plus important que pour les modèles pourvus d'un joint unique (figure 4.9). Il résulte en effet, de la somme des déplacements produits sur chacun des joints. Notons toutefois que les déplacements n'étaient pas équivalents sur chacun des joints.

Pour les modèles pourvus d'un seul joint incliné à 45 degrés (figure 4.9), la transition entre la partie linéaire et le palier plastique se produit sur une zone qui s'étend sur environ une fois le diamètre des barres. La force passe par un pic, puis décroît et tend vers une valeur résiduelle. La force maximum est obtenue pour un déplacement vertical de l'ordre de deux fois le diamètre des barres. On observe en comparant les figures 4.8 et 4.9 que le nombre de joints influence peu la résistance à la rupture.

Pour les modèles pourvus d'un joint incliné à 60 degrés (figure 4.10), la transition entre la partie linéaire et le palier plastique de la courbe force-déplacement s'étend sur environ un demi-diamètre. Au delà de cette valeur, la force continue à croître très lentement.

4.4.2 Essais sur modèles en plâtre - série PF

Dans cette série d'essais, les barres se sont rompues à leurs extrémités. Grâce au diamètre important des rondelles (50 mm), l'effort nécessaire pour poinçonner le plâtre était supérieur à la résistance des barres, compte tenu de leur section réduite par le filetage d'extrémité.

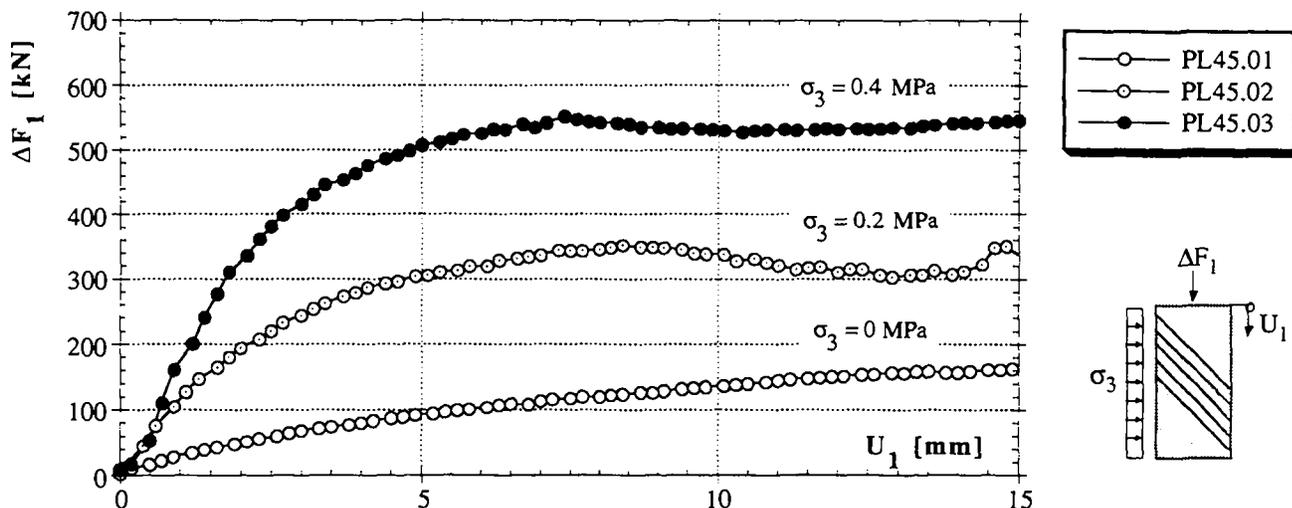


Figure 4.8 : Essais sur modèles en plâtre pourvus de 5 joints orientés à 45 degrés renforcés par 8 barres

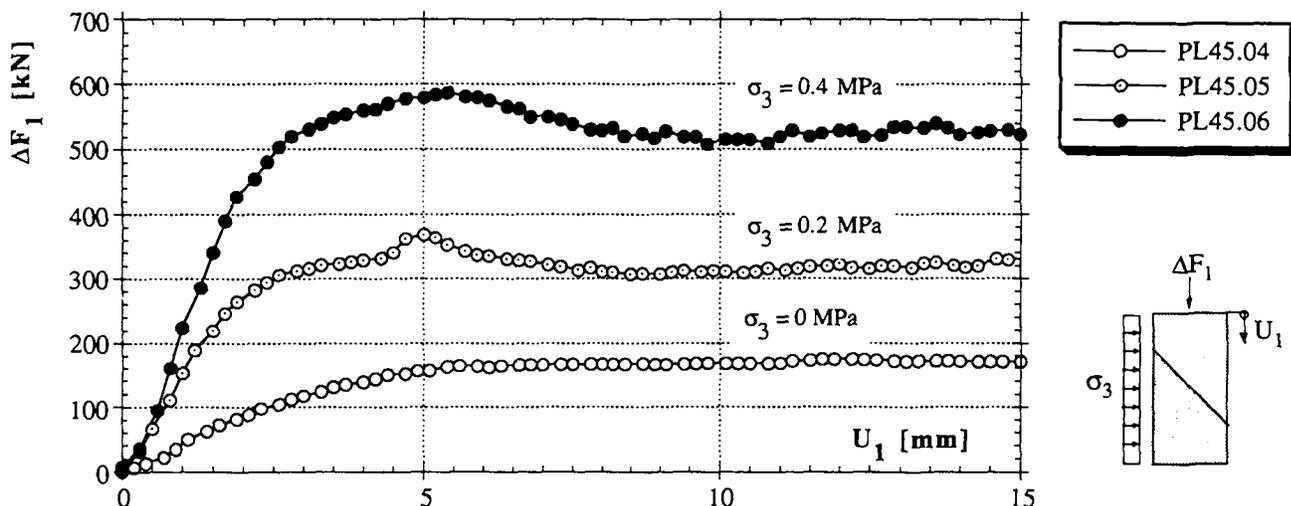


Figure 4.9 : Essais sur modèles en plâtre pourvus d'un joint orienté à 45 degrés renforcés de 8 barres

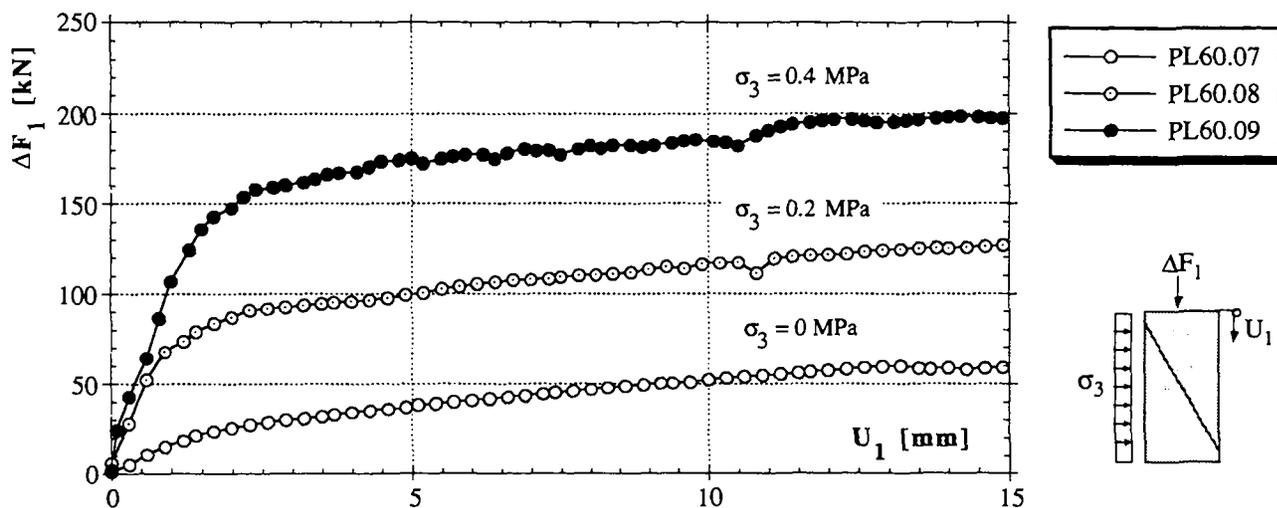


Figure 4.10 : Essais sur modèles en plâtre pourvus d'un joint orienté à 60 degrés renforcés de 8 barres

L'allure générale des courbes de la force verticale en fonction du déplacement vertical (figures 4.11 et 4.12) montre une première partie linéaire puis une plage non linéaire à l'issue de laquelle, la valeur maximum de la force est atteinte. Au-delà de cette valeur, la rupture intervient brutalement sans qu'il n'y ait, contrairement à la série d'essais précédente, de palier plastique bien marqué.

Pour les modèles pourvus d'un joint à 45 degrés, (figure 4.11), les barres se sont rompues simultanément. Les courbes force-déplacement accusent une chute brutale. La rupture survient pour un déplacement environ égal à 50 % du diamètre des barres.

Pour les modèles pourvus d'un joint à 60 degrés, (figure 4.12), les barres se sont rompues les unes après les autres. On remarque sur les courbes force-déplacement une descente par palier correspondant à la rupture d'une ou plusieurs barres. La force maximum est atteinte pour un déplacement environ égal à une fois le diamètre des barres. Pour l'essai PF60.12, on observe que la rupture des premières barres est intervenue avant que la totalité des barres aient été pleinement sollicitées. Il en résulte que la force maximum observée est nettement inférieure à la capacité réelle du modèle.

4.4.3 Essais sur modèles en calcaire - série CE

Dans cette série d'essais, la rupture des modèles est intervenue par rupture des barres au droit du joint.

La première partie des courbes de la force verticale en fonction du déplacement vertical est quasiment linéaire (figures 4.13 et 4.14). La force verticale augmente progressivement jusqu'à la valeur maximum correspondant à la plastification complète des barres. Au-delà de cette valeur la force demeure constante, et il en résulte un long palier plastique correspondant à l'étirement des barres jusqu'à leur déformation de rupture.

Pour les essais réalisés en compression simple sur les modèles pourvus d'un joint incliné à 45 degrés (figure 4.13), on observe que les déplacements nécessaires pour obtenir la force maximum sont peu élevés; de l'ordre de 0.25 à 0.50 mm. La rupture intervient pour un déplacement environ égal à la moitié du diamètre des barres. Pour les essais réalisés sur les mêmes modèles en conditions triaxiales (figure 4.13), la force maximum est obtenue pour un déplacement plus important.

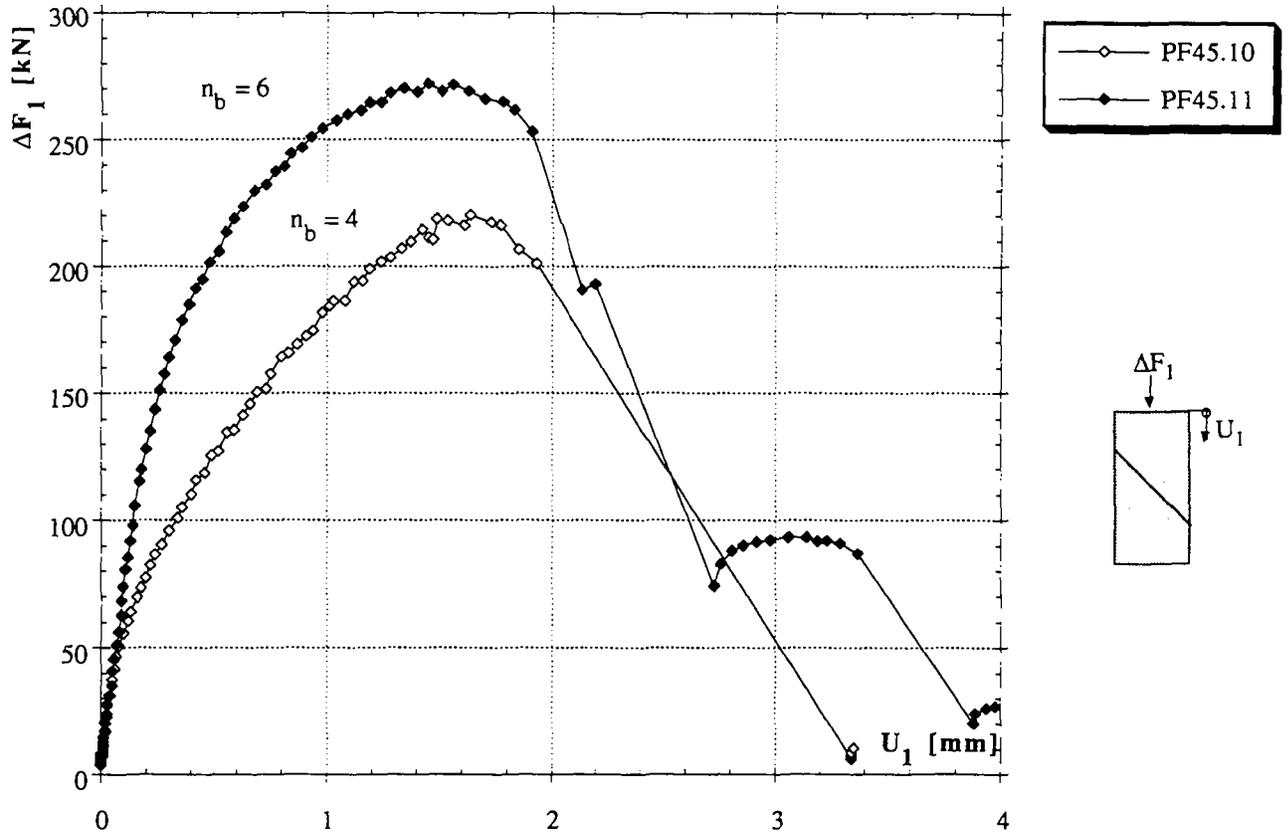


Figure 4.11 : Essais sur modèles en plâtre pourvus d'un joint orienté à 45 degrés renforcés par des barres fixes aux extrémités

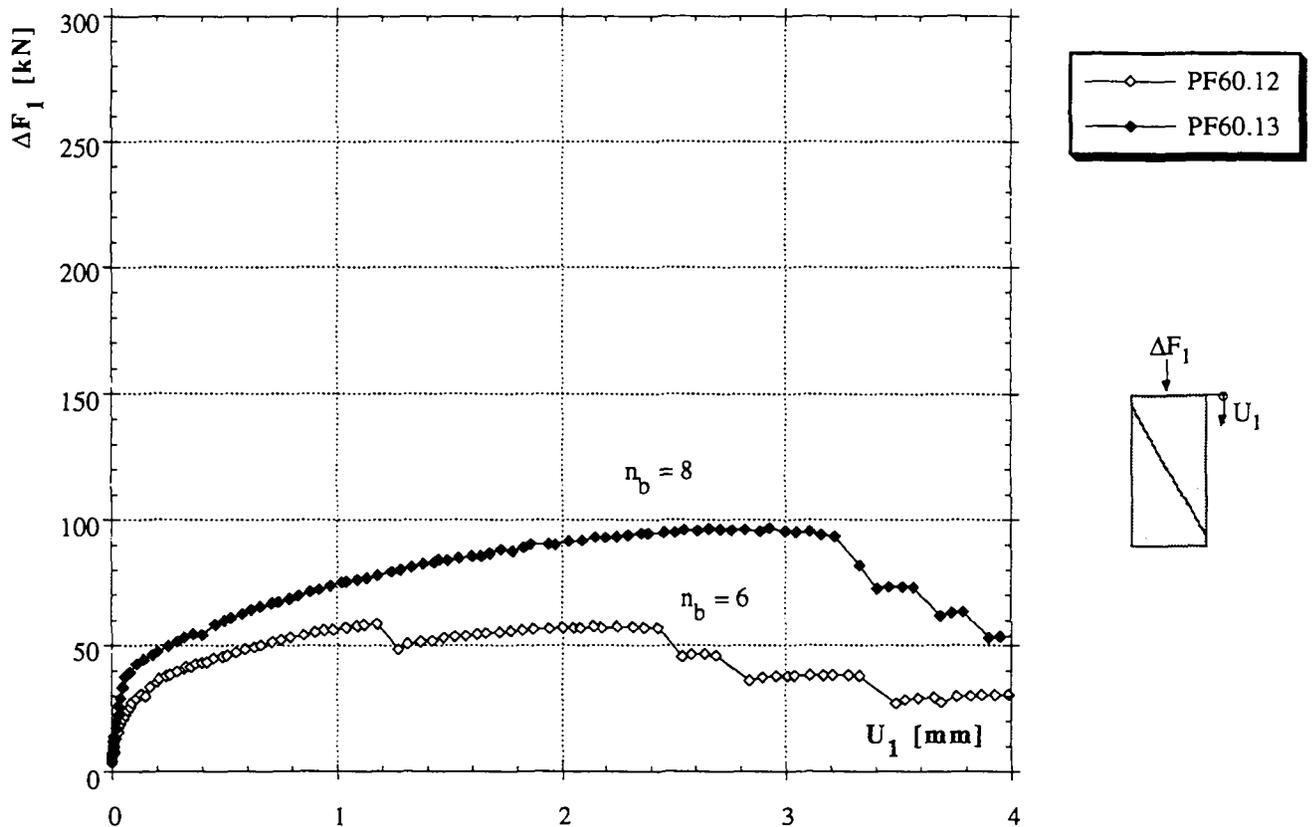


Figure 4.12 : Essais sur modèles en plâtre pourvus d'un joint orienté à 60 degrés renforcés par des barres fixes aux extrémités

Les essais réalisés en compression simple sur les modèles pourvus d'un joint incliné à 60 degrés (figure 4.14) ont aussi laissé apparaître de faibles déplacements. La rupture intervient pour un déplacement légèrement supérieur à un demi-diamètre des barres. Pour les essais réalisés sur les mêmes modèles en conditions triaxiales (figure 4.14), la force maximum est obtenue pour un déplacement légèrement inférieur à un diamètre.

4.5 Interprétation et discussion des résultats expérimentaux

4.5.1 Modes de rupture

Avant de procéder à la comparaison des résultats d'essais permettant de préciser le comportement mécanique des modèles renforcés, en termes de résistance et de déformabilité, il convient de définir les différents modes de rupture observés.

Comme le montre la photo de la figure 4.15, lors des essais sur les modèles en plâtre les barres ne se sont pas rompues au droit des joints. La force maximum supportée par l'échantillon a été atteinte lorsque la capacité du système de fixation des extrémités des barres a été atteinte. Dans le cas de barres boulonnées avec des rondelles d'extrémité de 15 mm de diamètre, la reprise des efforts mobilisés dans les barres sur les faces extérieures des modèles a conduit au poinçonnement du plâtre. Par contre, pour les modèles boulonnés avec des rondelles de 50 mm de diamètre, l'effort nécessaire au poinçonnement du plâtre étant supérieur à la résistance propre des barres, celles-ci se sont rompues en leurs extrémités, où leurs sections étaient amoindries. De cette observation, on peut conclure que le frottement à l'interface barre-plâtre est faible et que l'effort normal mobilisé dans les barres est quasiment constant sur la longueur des barres.

Bien que les barres ne se soient pas rompues au droit des joints, elles se sont considérablement déformées suivant un mécanisme caractérisé par la présence de deux rotules plastiques, localisées de part et d'autre des joints. Les déformations permanentes de la barre s'étendent sur une longueur égale à environ 4 fois le diamètre de la barre. La photo de la figure 4.16a montre la barre déformée pour un modèle pourvu de 5 joints orientés à 45 degrés.

Les barres boulonnées avec des rondelles de 50 mm de diamètre n'ont laissé apparaître que de faibles déformations permanentes.

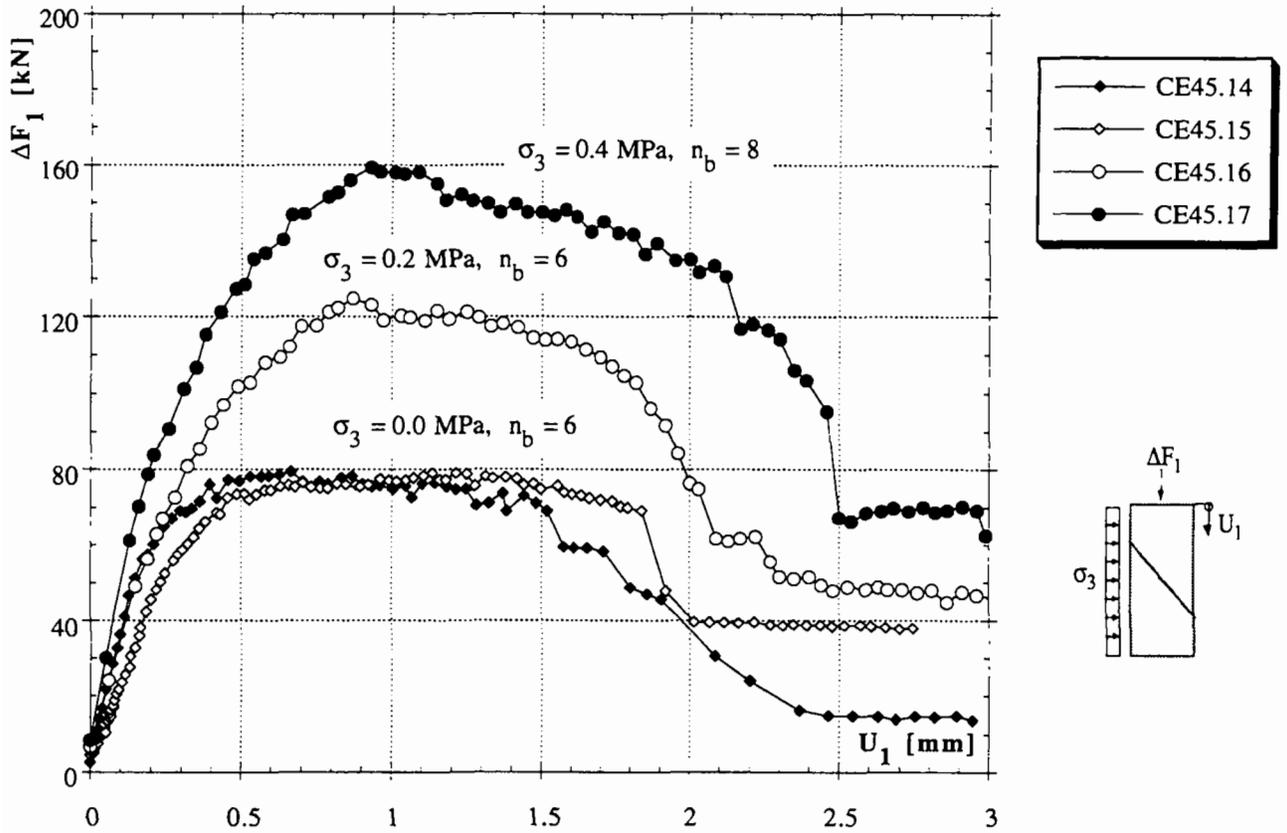


Figure 4.13 : Essais sur modèles en calcaire pourvus d'un joint orienté à 45 degrés renforcés de barres scellées à la résine Epoxy

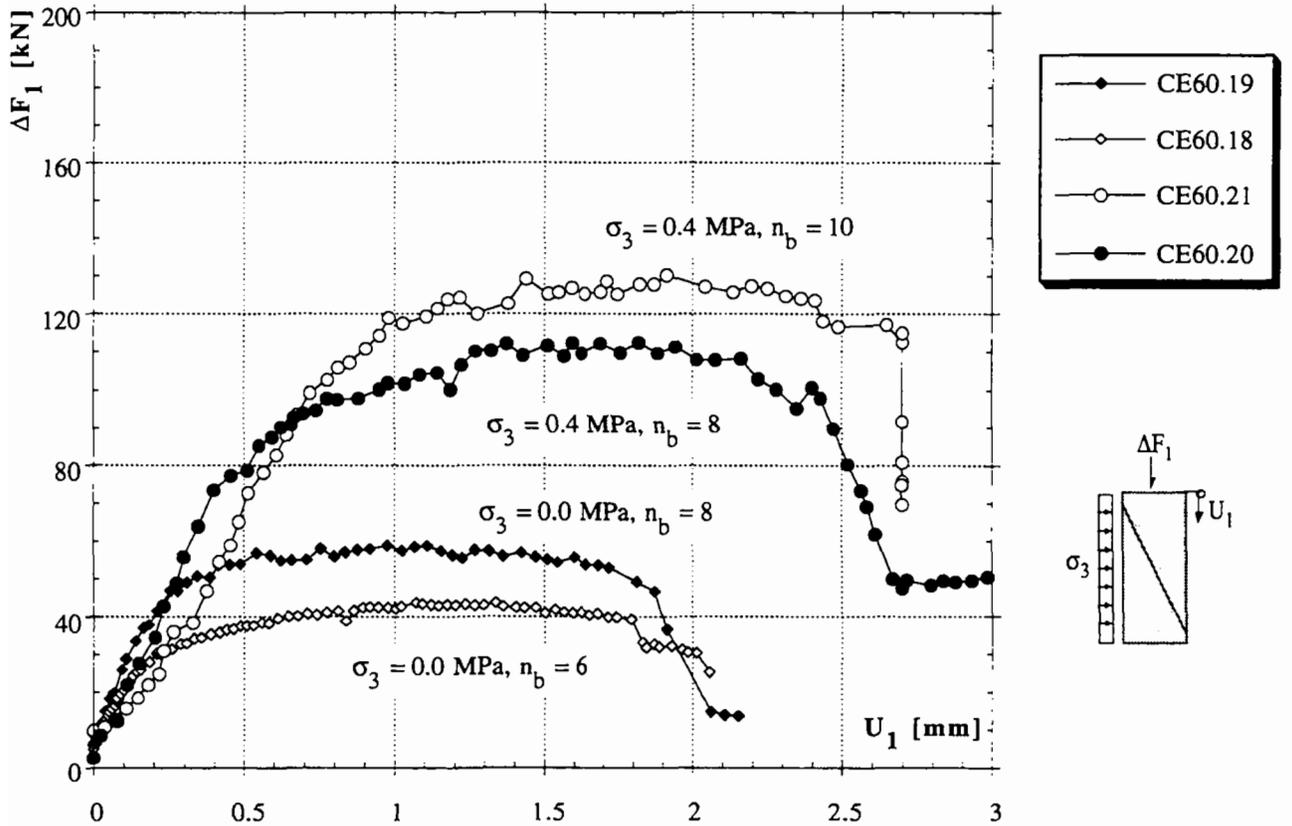


Figure 4.14 : Essais sur modèles en calcaire pourvus d'un joint orienté à 60 degrés renforcés de barres scellées à la résine Epoxy

Pour les essais réalisés sur les modèles en calcaire, la rupture des échantillons correspond à la rupture des barres au droit des joints. Les barres se sont déformées sur une longueur environ égale à un demi diamètre et l'on distingue aussi, la présence de rotules plastiques très rapprochées l'une de l'autre. La photo de la figure 4.16b montre la barre déformée pour les modèles pourvus d'un joint orienté à 60 degrés. Observons que le déplacement à la rupture n'a pas été suffisant pour que la barre entre en contact avec la roche.



Figure 4.15 : *Vue après rupture d'un modèle en plâtre de la série PL - les barres ne se sont pas rompues*

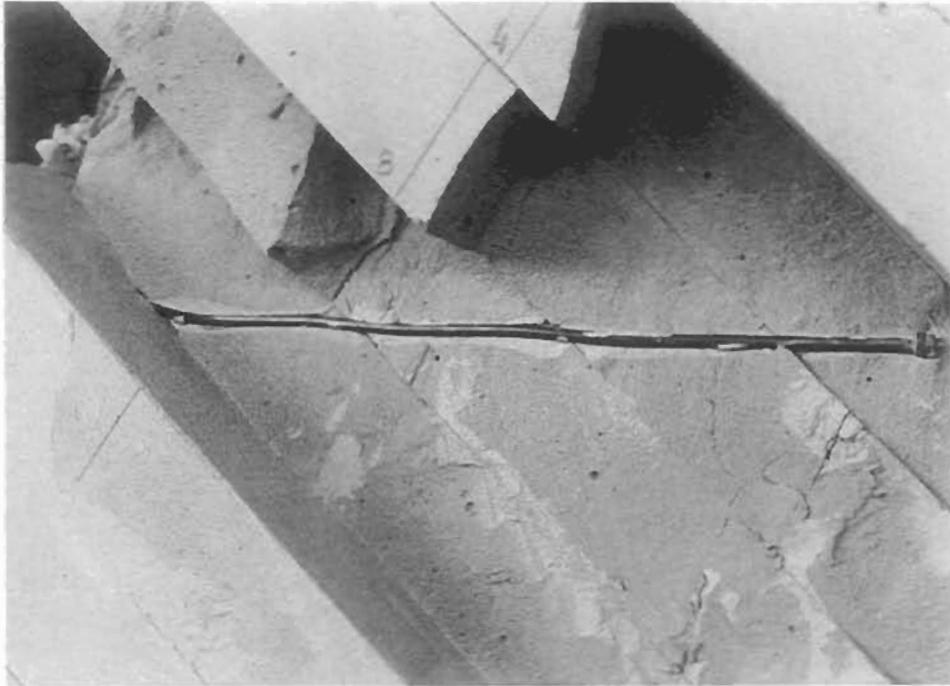


Figure 4.16a : *Agrandissement de la zone dégagée - les barres ont subi des déformations permanentes au droit de chaque joint*

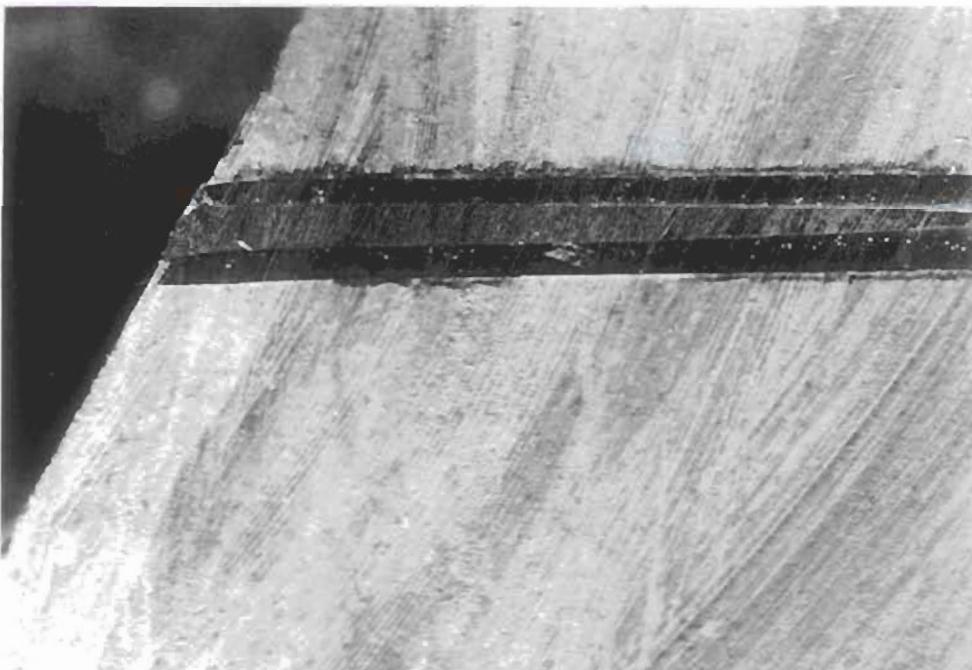


Figure 4.16b : *Coupe dans l'axe d'une barre scellée dans le calcaire - la barre rompue s'est déformée sur une faible longueur sans entrer en contact avec la roche*

4.5.2 Contribution des barres à la résistance au cisaillement du joint

Dans le but de rendre comparables les résultats expérimentaux, les forces agissant sur l'échantillon peuvent être décomposées sur le joint, selon le schéma de la figure 4.17. En posant l'équation d'équilibre dans la direction du joint, on peut calculer la force résistante apportée par l'ensemble des barres qui, divisée par le nombre de barres, correspond à la contribution d'une barre à la résistance au cisaillement du joint. Il vient alors:

$$T_b = \left[F_1 (\sin \beta - \cos \beta \tan \phi_j) - F_3 (\cos \beta + \sin \beta \tan \phi_j) \right] / n_b$$

- où,
- T_b : contribution d'une barre
 - F_1 : force verticale totale exercée sur l'échantillon
 - F_3 : force horizontale initiale exercée sur l'échantillon
 - β : angle entre la barre et le joint
 - ϕ_j : angle de frottement sur le joint
 - n_b : nombre de barres par joint

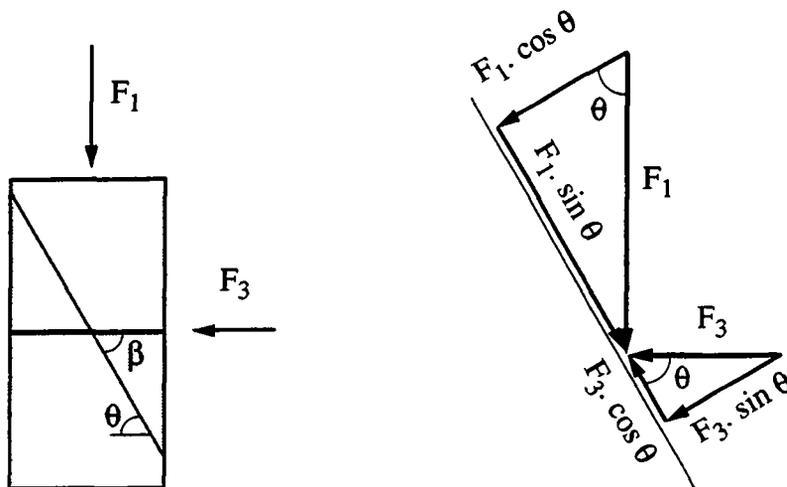


Figure 4.17 : *Décomposition des forces sur le joint*

Pour les essais réalisés en conditions triaxiales, la force verticale totale F_1 est la somme de la force initiale F_{10} et de l'augmentation de force ΔF_1 , soit :

$$F_1 = F_{10} + \Delta F_1$$

avec :

$$F_{10} = \frac{F_{30}}{\operatorname{tg}\beta}$$

Le déplacement résultant sur le joint s'obtient en projetant le déplacement vertical sur le joint :

$$u_j = \frac{u_1}{\sin \beta}$$

L'ensemble des résultats d'essais est reporté au tableau 4.2 où figurent les contributions maximales calculées des barres, ainsi que les déplacements correspondants.

Dans la série d'essais **PL**, réalisée sur les modèles en plâtre, boulonnés à l'aide de rondelles de 15 mm de diamètre, la contribution d'une barre est peu élevée car l'effort mobilisé dans la barre au droit des joints est limité par la résistance au poinçonnement du plâtre, survenu sur les faces extérieures des échantillons. Plus l'angle entre la barre et le joint est faible, plus la barre aura tendance à être sollicitée en traction. Cela explique que pour les modèles pourvus de joints orientés à 45 degrés, la contribution d'une barre est inférieure à celle calculée pour les modèles pourvus de joints orientés à 60 degrés. Par ailleurs, le nombre de joints ne semble pas affecter la résistance totale des modèles renforcés.

Pour les modèles à 45 degrés pourvu d'un seul joint, la contribution maximum des barres intervient pour un déplacement sur le joint de l'ordre de deux fois et demi le diamètre de la barre. Par contre, pour les modèles à 60 degrés, la transition intervient pour un déplacement plus important.

Pour la série d'essais **PF**, réalisée sur les modèles en plâtre boulonnés à l'aide de rondelles de 50 mm de diamètre, le poinçonnement du plâtre n'a pas eu lieu. La contribution des barres, est nettement supérieure à celle de la série précédente. Le déplacement correspondant au maximum de la contribution d'une barre est de l'ordre d'un demi-diamètre pour les modèles à 45 degrés et d'un diamètre pour les modèles à 60 degrés. La rupture

intervient brutalement peu après la mobilisation de la contribution maximum des barres.

Pour la série d'essais CE, réalisée sur les modèles en calcaire renforcés de barres scellées sur toute leur longueur, la contribution maximum d'une barre est voisine de sa résistance propre à la traction. La contribution maximum est atteinte pour un déplacement de l'ordre du tiers du diamètre de la barre.

Bien que les résultats d'essais soient assez peu dispersés, on note certains écarts entre les résultats d'une même série qui peuvent être attribués au fait que l'on ne peut être sûr que toutes les barres se mobilisent en même temps.

4.6 Synthèse et conclusion

Les essais réalisés dans le cadre de cette étude mettent en évidence deux types de comportement. Les modèles en plâtre renforcés par barres fixées à leurs extrémités ont présenté un comportement qui s'apparente à celui des massifs rocheux stratifiés renforcés par ancrages ponctuels. Les modèles en calcaire renforcés de barres scellées sur toute leur longueur représentent plus fidèlement le cas des massifs renforcés par ancrages à scellement continu ou réparti.

L'effet des conditions de chargement se traduit par une augmentation du module de déformation consécutive à l'application de la contrainte de confinement. Pour les essais réalisés sur le plâtre en conditions triaxiales, le module tangent initial est beaucoup plus élevé que celui des essais menés en compression simple. Cela s'explique par l'établissement d'un contact meilleur sur le joint. Par ailleurs, lorsque le nombre de joints augmente, le module de déformation du modèle décroît. Pour les valeurs testées, le nombre de joints n'affecte pas la résistance des modèles.

Lorsque les extrémités des barres sont fixes, l'influence de l'orientation du joint se traduit par une variation de la résistance et de la déformabilité des modèles. A mesure que l'angle entre la barre et le joint augmente, la résistance au cisaillement des modèles diminue, indiquant une contribution des barres moins élevée. Parallèlement, le déplacement sur le joint, nécessaire pour mobiliser la pleine contribution des barres, est plus élevé lorsque l'angle entre le joint et la barre est important.

	N° Essai	n_b	β	σ_3	F_3	ΔF_1	T_b^{max}	$U_j T_{bm}$	U_j^{max}
		-	o	[kPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]
SERIE PL Plâtre $\sigma_c = 7.0$ MPa $\phi_j = 40$ degrés $N_{max} = 3.0$ kN	PL45.01			0	0	165	2.35	23.1	-
	PL45.02	8	45	204	18	352	2.27	11.9	-
	PL45.03			406	37	552	2.43	10.4	-
	PL45.04			0	0	172	2.45	23.1	-
	PL45.05	8	45	238	21	368	2.06	7.0	-
	PL45.06			439	40	587	2.49	7.7	-
	PL60.07			0	0	64	3.58	22.3	-
	PL60.08	8	60	220	34	127	2.93	21.6	-
	PL60.09			404	63	199	3.45	16.4	-
SERIE PF Plâtre $\sigma_c = 7.0$ MPa $\phi_j = 40$ degrés $N_{max} = 3.5$ kN	PF45.10	4	45	0	0	220	6.26	2.32	2.74
	PF45.11	6	45	0	0	272	5.16	2.06	2.71
	PF60.12	6	60	0	0	65	4.84	2.38	2.45
	PF60.13	8	60	0	0	97	5.39	3.38	3.72
SERIE CE Calcaire $\sigma_c = 150$ MPa $\phi_j = 25$ degrés $N_{max} = 4.9$ kN	CE45.14	6	45	0	0	79	4.98	0.94	2.23
	CE45.15	6	45	0	0	79	4.96	1.61	2.60
	CE45.16	8	45	198	18	125	4.42	1.36	2.76
	CE45.17	8	45	395	36	159	4.59	1.44	2.55
	CE60.18	6	60	0	0	44	4.61	1.24	2.07
	CE60.19	8	60	0	0	59	4.65	1.13	2.17
	CE60.20	8	60	397	62	113	4.74	2.10	2.63
	CE60.21	10	60	402	63	130	4.87	2.21	3.12

Tableau 4.2 : Récapitulatif des résultats d'essais

Bien que le rôle de la résistance du milieu environnant ne puisse être directement établi, puisque les conditions de fixation des barres étaient différentes pour les deux types de matériaux testés, il semble que lorsque la résistance du milieu encaissant est faible, comme dans le cas du plâtre, les déplacements nécessaires pour mobiliser la pleine résistance des barres soient plus importants.

D'autre part, la résistance des modèles croît proportionnellement à la section d'acier, tandis que le déplacement à la rupture ne varie pas avec le nombre de barres. En d'autres termes, cela signifie que le nombre de barres n'est pas un paramètre influençant la déformabilité du joint armé.

En résumé, un matériau de faible résistance renforcé de barres fixées ponctuellement constitue un système souple, tandis qu'à l'inverse, un matériau de résistance élevée renforcé de barres scellées constitue un système rigide, qui ne sera pas forcément plus résistant.

Chapitre 5

Formulation Analytique du Comportement d'un Joint Armé

L'analyse du comportement mécanique d'un joint armé débute par la description du mode d'action de la barre de renforcement. Il s'agit d'établir la relation entre la force mobilisée dans la barre au droit du joint et le déplacement correspondant, en tenant compte d'une part, du processus de déformation et en s'assurant d'autre part, de l'équilibre de la barre.

L'approche analytique développée dans ce chapitre nécessite de connaître a priori la direction du déplacement U_0 , qui est définie par β , l'angle entre la direction du déplacement et l'axe de la barre. Suivant la convention de signes représentée à la figure 5.1, pour un angle compris entre $-\pi/2$ et $+\pi/2$, l'effort normal dans la barre sera positif (traction). A l'inverse, pour un angle compris entre $\pi/2$ et $3\pi/2$, l'effort normal dans la barre sera négatif (compression). Bien que dans certaines situations, l'effort normal mobilisé dans la barre puisse être négatif, la présente étude se limite au cas le plus courant où la barre, plongeant dans la direction du déplacement, est sollicitée en traction.

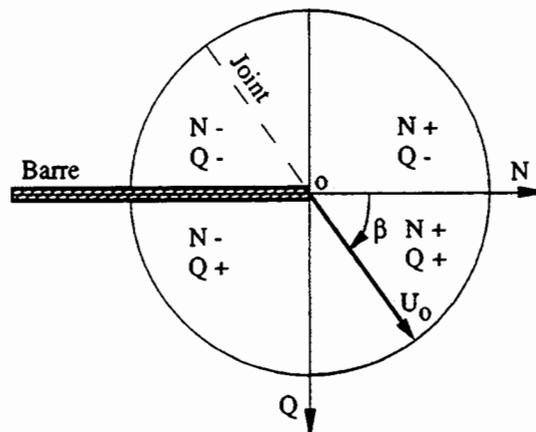


Figure 5.1 : Convention de signes

5.1 Sollicitations et déformation d'une barre scellée soumise à un déplacement en son extrémité

Lorsque l'on soumet l'extrémité d'une barre scellée à un déplacement de direction connue, la barre se déforme et la réaction du milieu environnant se mobilise (figure 5.2). La barre est alors sollicitée axialement et transversalement par un torseur de forces composé d'un effort normal N , d'un effort tranchant Q et d'un moment de flexion M . Au point d'application de la force (point O), la courbure de la barre étant nulle, la force mobilisée résulte de la composition de l'effort normal et de l'effort tranchant. On peut observer, que dans le cas général, la direction de la force résultante et celle du déplacement ne sont pas coaxiales.

Dès le début du chargement, la pression de réaction $p(x)$ exercée par la roche ou l'anneau de coulis atteint la rupture sur une longueur qui va croître progressivement jusqu'à ce que la barre, devenant insuffisamment supportée, se plastifie.

La rupture de la barre peut alors se produire soit par combinaison de l'effort normal et de l'effort tranchant au point O , soit par combinaison de l'effort normal et du moment de flexion au point de moment maximum et d'effort tranchant nul, ou encore entre les deux points.

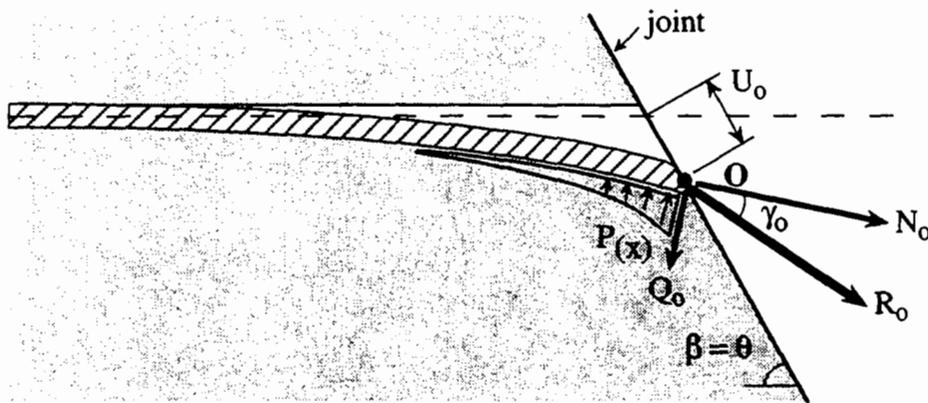


Figure 5.2 : Sollicitation et déformation de la barre

Il a été observé expérimentalement par de nombreux auteurs (dont Di Prisco 1989) que la relation entre la force résultante mobilisée dans la barre et le déplacement associé sur le joint, présente une non-linéarité due en partie, à la mise en plasticité de la barre et de la

roche (non-linéarité matérielle) et en partie, au développement de grands déplacements (non-linéarité géométrique). La conjugaison de ces deux sources de non-linéarités conduit à étudier l'équilibre de la barre en distinguant deux phases: la première lorsque la barre est à l'état élastique et la seconde, lorsque la barre est partiellement ou complètement plastifiée.

Lorsque la barre est en tout point à l'état élastique, la distribution des contraintes normales dans la section du moment maximum est linéaire (figure 5.3a). Les déplacements sont suffisamment faibles pour que l'on puisse utiliser la formulation en petits déplacements.

Quand la barre atteint la limite élastique dans la section du moment maximum, la distribution des contraintes normales n'est plus linéaire et devient, au stade ultime, bi-rectangulaire (figures 5.3b et 5.3c). Les déplacements deviennent importants vis-à-vis du diamètre de la barre et la rigidité de la barre décroît progressivement.

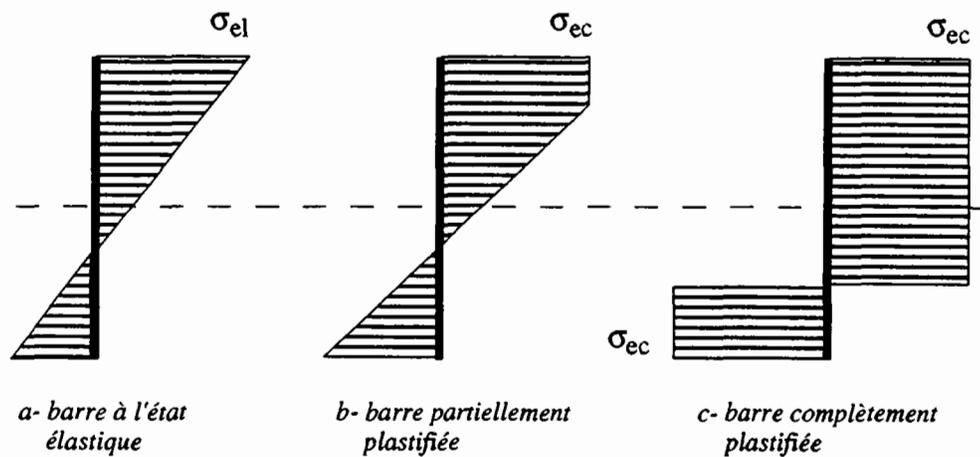


Figure 5.3: Distribution des contraintes normales au point de moment maximum

5.2 Hypothèses générales et système statique

La barre est considérée comme une poutre de longueur semi-infinie sollicitée à l'extrémité, au droit du joint, par un effort tranchant Q_0 et un effort normal N_0 (figure 5.4). La réaction du milieu environnant (roche ou coulis) s'exerce le long de la barre mais sa distribution est a priori inconnue. On supposera, que le comportement de la roche est du type rigide-parfaitement plastique et que la pression de réaction de la roche est constante jusqu'au point de moment maximum (point A). D'autre part, il est admis que la longueur de

scellement de la barre est suffisante pour éviter toute rupture par arrachement de la barre.

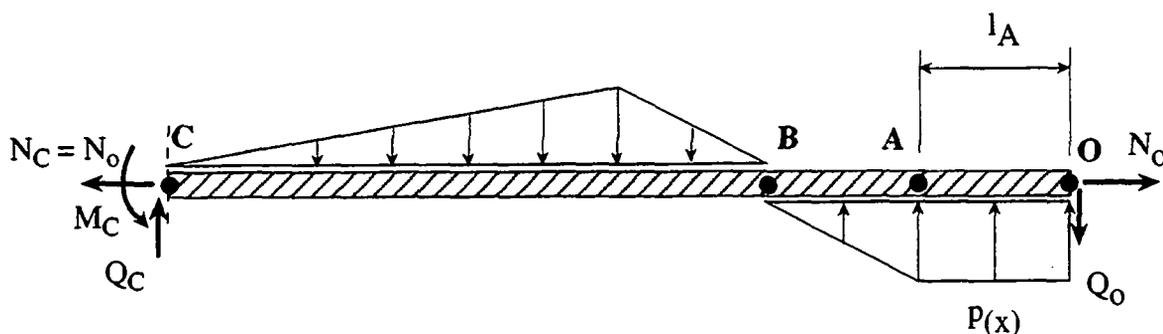


Figure 5.4 : Système de sollicitation de la barre

La longueur sur laquelle la barre est chargée est a priori inconnue, mais en étudiant l'équilibre des forces agissant perpendiculairement à la barre, on peut déterminer la distance l_A , séparant le point O du point A, lieu où le moment de flexion est maximum et l'effort tranchant nul. Il vient :

$$\sum_y = 0 \Rightarrow Q_o = p_u l_A \tag{5.1}$$

soit :

$$l_A = \frac{Q_o}{p_u} \tag{5.2}$$

où, p_u : pression maximum de réaction de la roche par unité de longueur

L'équilibre des moments agissant sur la barre, permet d'exprimer le moment M_A , au point A, en fonction de l'effort tranchant Q_o , au point O; soit :

$$\sum_M = 0 \Rightarrow M_A = Q_o l_A - p_u \frac{l_A^2}{2} \tag{5.3}$$

d'où,

$$M_A = \frac{Q_o^2}{2 P_u} \quad (5.4)$$

Il est admis par ailleurs que :

- le comportement de l'acier est du type élasto-plastique.
- la réaction de la roche est normale à la barre, ce qui revient à négliger le frottement à l'interface barre-roche et à considérer que l'effort normal est constant sur la longueur déformée de la barre.
- les sections restent planes après déformations (hypothèse de Bernouilli).
- les déformations de cisaillement sont négligées.

5.3 Limite élastique et critères de rupture de la barre

5.3.1 Limite élastique de la barre

Lorsque la barre est soumise à un effort normal seul, la distribution des contraintes normales dans la section est uniforme. En revanche, lorsqu'elle est sollicitée en flexion composée, la contrainte normale σ , agissant aux fibres supérieure et inférieure de la barre, s'exprime par la relation suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W_b} \pm \frac{N}{A_b} \quad (5.5)$$

où, M : moment de flexion
 N : effort normal
 A_b : section de la barre
 W_b : moment de résistance de la section
 D_b : diamètre de la barre

avec : A_b = $\pi D_b^2 / 4$
 W_b = $\pi D_b^3 / 32$

En remplaçant le moment par son expression en fonction de Q_o (éq. 5.4), on peut établir la relation entre l'effort normal N_{oe} et l'effort tranchant Q_{oe} lorsqu'au point A, la fibre supérieure de la barre atteint la limite élastique. Il vient :

$$N_{oe} = A_b \left(\sigma_{el} - \frac{Q_{oe}^2}{2 p_u W_b} \right) \quad (5.6)$$

où, σ_{el} : contrainte à la limite élastique de l'acier

En remplaçant dans cette formule A_b et W_b par leurs expressions en fonction du diamètre de la barre, il vient :

$$N_{oe} = \frac{\pi D_b^2 \sigma_{el}}{4} - \frac{4 Q_{oe}^2}{p_u D_b} \quad (5.7a)$$

ou encore :

$$Q_{oe} = \frac{1}{2} \sqrt{p_u D_b \left(\frac{\pi D_b^2 \sigma_{el}}{4} - N_{oe} \right)} \quad (5.7b)$$

5.3.2 Critères de rupture de la barre

Le maximum du moment de flexion, de l'effort normal et de l'effort tranchant ne pouvant pas agir au même endroit, deux cas sont envisagés :

- **La rupture de la barre au point O**, par combinaison de l'effort normal N_{of} et de l'effort tranchant Q_{of} ($M_o = 0$) définie par la formule d'interaction suivante, (Neal 1977) :

$$\left(\frac{N_{of}}{N_p} \right)^2 + \left(\frac{Q_{of}}{Q_p} \right)^2 = 1 \quad (5.8a)$$

soit :

$$N_{of} = N_p \sqrt{1 - \left(\frac{Q_{of}}{Q_p}\right)^2} \quad (5.8b)$$

ou encore :

$$Q_{of} = Q_p \sqrt{1 - \left(\frac{N_{of}}{N_p}\right)^2} \quad (5.8c)$$

Dans ces formules, N_p , Q_p représentent respectivement les valeurs de la limite plastique de l'effort normal et de l'effort tranchant lorsqu'ils agissent seuls et séparément.

- **La rupture de la barre au point A**, par combinaison de l'effort normal et du moment de flexion ($Q_A = 0$) déterminée par la formule d'interaction suivante :

$$\frac{M_A}{M_p} + \left(\frac{N_A}{N_p}\right)^2 = 1 \quad (5.9a)$$

où, M_p : moment de flexion plastique lorsqu'il agit seul

En posant, $N_A = N_o$, et en remplaçant M_A par son expression en fonction de Q_o (éq. 5.4), il vient :

$$\frac{Q_{of}^2}{2 p_u M_p} + \left(\frac{N_{of}}{N_p}\right)^2 = 1 \quad (5.9b)$$

soit :

$$N_{of} = N_p \sqrt{1 - \frac{Q_{of}^2}{2 p_u M_p}} \quad (5.10a)$$

ou encore:

$$Q_{of} = \sqrt{2 p_u M_p \left[1 - \left(\frac{N_{of}}{N_p} \right)^2 \right]} \quad (5.10b)$$

En considérant que l'acier obéit au critère de Tresca, la contrainte limite d'écoulement en traction pure est égale au double de la contrainte limite d'écoulement en cisaillement pur et les efforts à la rupture s'expriment, pour une section circulaire, par les formules suivantes :

$$M_p = 1.69 W_b \sigma_{ec} = 1.69 \frac{\pi D_b^3}{32} \sigma_{ec} \quad (5.11)$$

$$N_p = A_b \sigma_{ec} = \frac{\pi D_b^2}{4} \sigma_{ec} \quad (5.12)$$

$$Q_p = \frac{1}{2} A_b \sigma_{ec} = \frac{\pi D_b^2}{8} \sigma_{ec} \quad (5.13)$$

où, σ_{ec} : contrainte à la limite d'écoulement de l'acier

En introduisant les expressions des efforts plastiques dans les équations 5.8b, 5.8c, 5.10a et 5.10b, les deux critères de rupture de la barre se transforment de la manière suivante :

- Pour la rupture de la barre en O :

$$N_{of} = \frac{\pi D_b^2}{4} \sigma_{ec} \sqrt{1 - 64 \left(\frac{Q_{of}}{\pi D_b^2 \sigma_{ec}} \right)^2} \quad (5.14a)$$

soit :

$$Q_{of} = \frac{\pi D_b^2}{8} \sigma_{ec} \sqrt{1 - 16 \left(\frac{N_{of}}{\pi D_b^2 \sigma_{ec}} \right)^2} \quad (5.14b)$$

- Pour la rupture de la barre en A :

$$N_{of} = \frac{\pi D_b^2}{4} \sigma_{ec} \sqrt{1 - 16 \frac{Q_{of}^2}{p_u 1.69 \pi D_b^3 \sigma_{ec}}} \quad (5.15a)$$

soit :

$$Q_{of} = \sqrt{p_u 1.69 \frac{\pi D_b^3}{16} \sigma_{ec} \left[1 - 16 \left(\frac{N_{of}}{\pi D_b^2 \sigma_{ec}} \right)^2 \right]} \quad (5.15b)$$

Les relations 5.7b, 5.14b et 5.15b sont représentées dans l'espace N_o - Q_o à la figure 5.5. La limite élastique (équ. 5.7b) est une parabole centrée sur l'axe des N_o tandis que les critères de rupture de la barre aux points O et A (équ. 5.14b et 5.15b) sont deux ellipses dont les petits axes coïncident avec l'axe de l'effort tranchant.

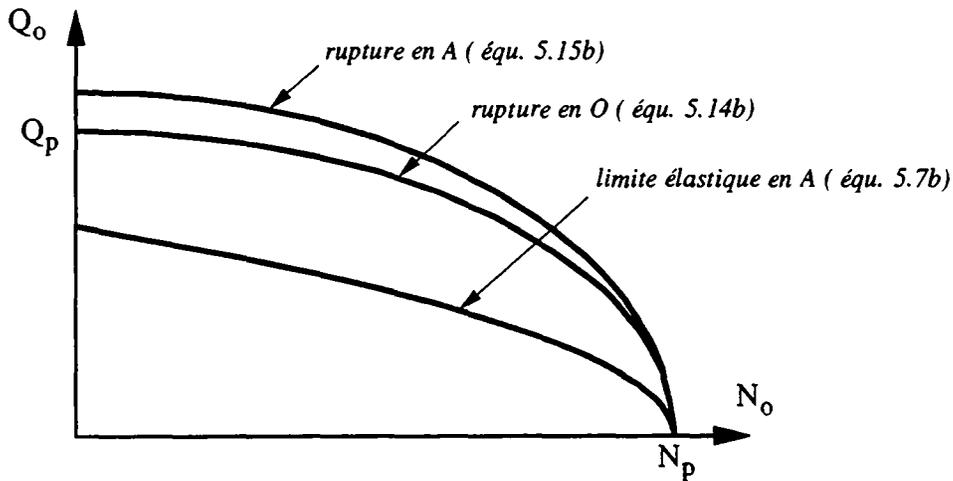


Figure 5.5: Limite élastique et critères de rupture de la barre

En comparant les grandeurs des petits axes ($N_{of} = 0$) des deux critères de rupture on peut théoriquement, pour une barre de caractéristiques données, déterminer le mode de rupture en fonction de la pression de réaction de la roche.

Si $p_u < 0.46 D_b \sigma_{ec}$: rupture au point A (rotule plastique)

Si $p_u = 0.46 D_b \sigma_{ec}$: rupture concomitante aux points A et O

Si $p_u > 0.46 D_b \sigma_{ec}$: rupture au point O

La détermination de la pression de réaction en fonction de la résistance à la compression simple de la roche sera traitée au paragraphe 5.9. Dans la pratique, on observe presque toujours l'apparition de rotules plastiques avant que la barre ne se rompe au point O.

5.4 Comportement de la barre à l'état élastique

5.4.1 Equilibre d'un tronçon de poutre chargé transversalement et axialement

Lorsqu'un tronçon de poutre, tel que celui représenté à la figure 5.6, est sollicité simultanément par des charges transversales (charge répartie ou force ponctuelle) et par une force axiale (effort normal), l'équation de la ligne élastique s'écrit sous la forme suivante :

$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} + N \frac{d^2 v}{dx^2} - P(x) = 0 \quad (5.16)$$

où, $v(x)$: fonction décrivant la déformée transversale de la barre

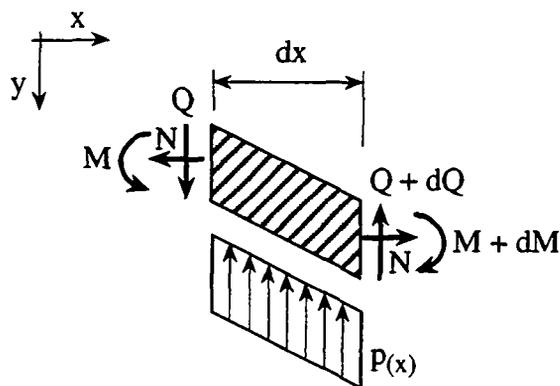


Figure 5.6: Equilibre d'un tronçon de poutre

Si de surcroît, l'effort normal n'est pas constant, mais qu'il résulte de la déformation de la barre, cette équation différentielle devient :

$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} + EA_b \frac{d^2 v}{dx^2} \left(\frac{dv}{dx} \right)^2 - p(x) = 0 \quad (5.17)$$

où, E : module d'élasticité de la barre
 I : inertie de la barre = $\pi D_b^4 / 64$

Une telle équation différentielle n'a pas de solution simple et l'on préfère formuler le problème de manière variationnelle, pour utiliser un principe énergétique et obtenir une solution approchée.

5.4.2 Formulation variationnelle de l'équilibre de la barre

Il s'agit, en utilisant le principe des travaux virtuels, d'exprimer le bilan énergétique des sollicitations agissant à l'intérieur et à l'extérieur de la barre. Il faut pour cela choisir une fonction qui décrit l'allure de la déformée de la barre et qui respecte les conditions aux limites. L'énergie complémentaire totale du système est alors calculée et les paramètres inconnus de la fonction sont déterminés en minimisant l'énergie. C'est la méthode de Rayleigh-Ritz qui est à la base de la Méthode des Eléments Finis et dont une explication détaillée est fournie par Washizu (1975).

La qualité de la solution dépend évidemment de l'aptitude de la fonction choisie à décrire la déformée de la barre. Dans notre cas, il s'agit de la solution de l'équation différentielle de la ligne élastique d'une poutre de longueur semi-infinie, établie sans tenir compte de l'effort normal (Hetényi 1946). Cette fonction décrit bien les déplacements transversaux observés par Di Prisco (1989). Il vient :

$$v_{(x)} = v_0 e^{-x/l_0} \cos\left(\frac{x}{l_0}\right) \quad (5.18a)$$

d'où, les dérivées successives :

$$v'(x) \approx -\frac{v_0}{l_0} e^{-x/l_0} \left[\cos\left(\frac{x}{l_0}\right) + \sin\left(\frac{x}{l_0}\right) \right] \quad (5.18b)$$

$$v''(x) = \frac{2 v_0}{l_0^2} e^{-x/l_0} \sin\left(\frac{x}{l_0}\right) \quad (5.18c)$$

Pour les déplacements axiaux de la barre, on suppose qu'ils varient linéairement sur la longueur de la barre. Cela revient, comme il a été postulé précédemment, à considérer un effort normal constant sur la longueur déformée de la barre.

$$u(x) \approx -u_0 \left(1 - \frac{2 x}{3 \pi l_0} \right) \quad (5.19a)$$

d'où :

$$u'(x) \approx \frac{2 u_0}{3 \pi l_0} \quad (5.19b)$$

$$u''(x) = 0 \quad (5.19c)$$

La fonction $v(x)$ et ses dérivées première et seconde sont représentées à la figure 5.7, normalisées par leurs paramètres respectifs.

La longueur caractéristique de la barre l_0 peut alors s'exprimer en fonction de la position du point de moment maximum :

$$l_0 = \frac{4}{\pi} l_A \quad (5.20)$$

Notons que les déplacements axiaux et transversaux sont nuls à $3\pi l_0 / 2 = 6 l_A$.

Le calcul du bilan énergétique, dont le détail est donné à l'annexe I, conduit aux expressions suivantes de l'énergie interne de déformation U et du travail des forces extérieures W :

$$U = \frac{E A_b u_0^2}{3 \pi l} + \frac{E I v_0^2}{4 l^3}$$

$$W = N_o u_o + Q_o v_o - p v_o l \left(\frac{1}{2} + \frac{\sqrt{2} e^{-\pi/4} - 2e^{-\pi/2}}{\pi} \right)$$

Soulignons que pour la phase élastique, nous utilisons l'expression linéarisée de la courbure qui correspond à une formulation en petits déplacements, en exprimant la proportionnalité entre le moment de flexion et la courbure de la barre. Il est généralement admis que cette simplification est justifiée, tant que les rotations demeurent inférieures à 0.1 radian (≈ 6 degrés).

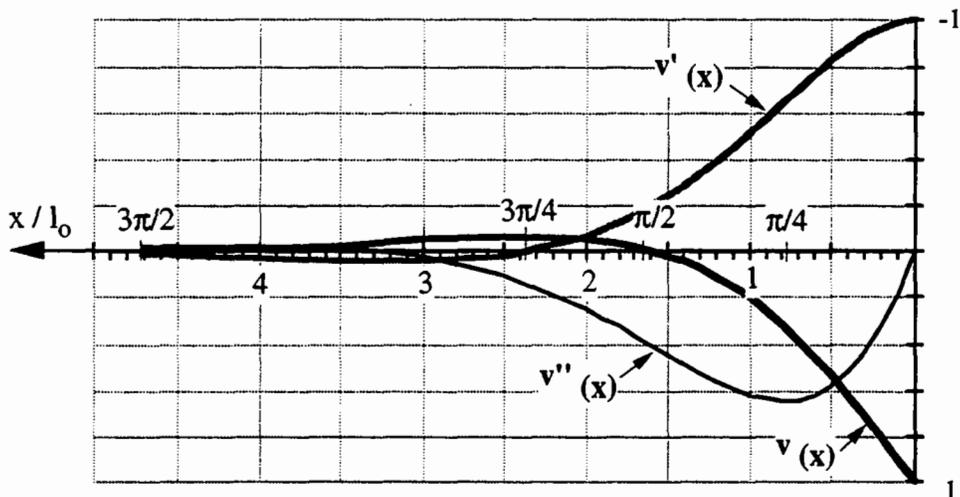


Figure 5.7 : Allure de la déformée et de ses dérivées

5.4.3 Relations entre l'effort normal et l'effort tranchant

En minimisant l'énergie complémentaire totale, on obtient les expressions du déplacement axial et du déplacement transversal en O. Le détail du développement de la méthode et de l'exécution des calculs est donné à l'annexe 1, tandis que la figure 5.8 représente la déformation de la barre et les forces qui la sollicitent.

Le déplacement axial u_o s'exprime alors par :

$$u_o = \frac{6 N_o Q_o}{E A_b p_u} = \frac{24 N_o Q_o}{E p_u \pi D_b^2} \tag{5.21}$$

Le déplacement transversal v_o s'exprime par :

$$v_o = \frac{128 Q_o^4 b}{E I \pi^3 p_u^3} = \frac{8192 Q_o^4 b}{E \pi^4 p_u^3 D_b^4} \quad (5.22)$$

où, $b \approx 0.27$, un terme constant défini à l'annexe 1

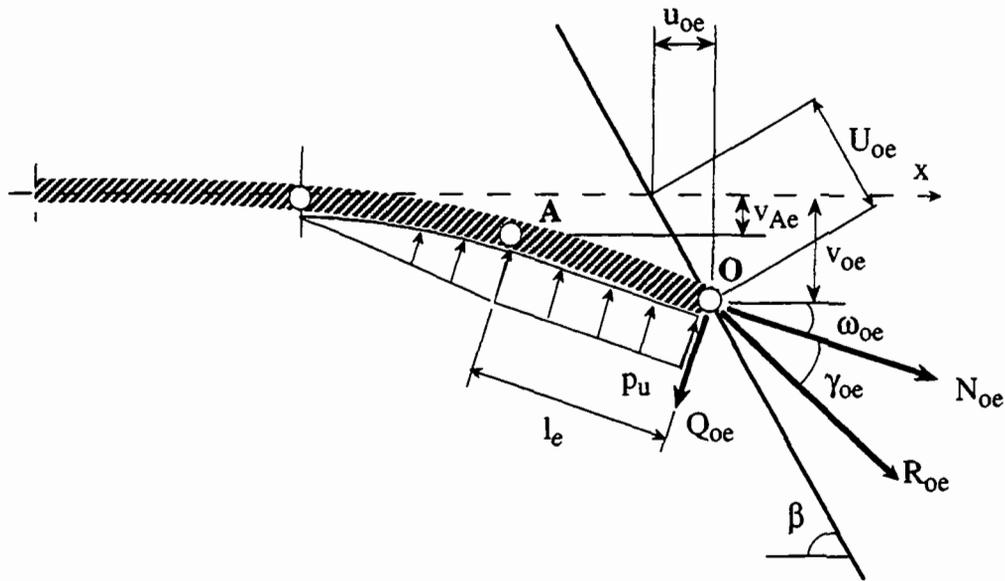


Figure 5.8 : Sollicitations et déformation de la barre à l'état élastique

Connaissant l'angle β entre l'axe de la barre et la direction du déplacement, la condition cinématique suivante peut être posée :

$$\text{tg}\beta = \frac{v_o}{u_o} \quad (5.23)$$

il vient :

$$\text{tg}\beta = \frac{1024 Q_o^3 b}{3 N_o p_u^2 \pi^3 D_b^2} \quad (5.24)$$

On obtient alors la relation qui lie l'effort normal et l'effort tranchant lorsque la barre est dans le domaine élastique; soit :

$$N_o = \frac{1024 Q_o^3 b}{3 p_u^2 \pi^3 \text{tg}\beta D_b^2} \quad (5.25)$$

ou encore :

$$Q_o = \sqrt[3]{\frac{3 N_o p_u^2 \pi^3 \text{tg}\beta D_b^2}{1024 b}} \quad (5.26)$$

La détermination à la limite élastique des efforts N_{oe} et Q_{oe} se fait en calculant l'intersection de la relation 5.26 et de l'équation 5.7b, définissant la limite élastique. On obtient alors l'équation du 3^{ème} degré suivante :

$$Q_{oe}^3 + Q_{oe}^2 \left(\frac{3 p_u \pi^3 D_b \text{tg}\beta}{256 b} \right) - \left(\frac{3 p_u^2 \pi^4 D_b^4 \text{tg}\beta \sigma_{el}}{4096 b} \right) = 0 \quad (5.27)$$

La solution analytique de cette équation passe par le calcul du discriminant Δ .

$$\Delta = A^3 + B^2 \quad (5.28)$$

Avec :

$$A = - \frac{\left(\left(\frac{3 p_u \pi^3 D_b \text{tg}\beta}{256 b} \right) \right)^2}{9} \quad (5.29)$$

$$B = \frac{27 \left(\frac{3 p_u^2 \pi^4 D_b^4 \text{tg}\beta \sigma_{el}}{4096 b} \right) - 2 \left(\frac{3 p_u \pi^3 D_b \text{tg}\beta}{256 b} \right)^3}{54} \quad (5.30)$$

Si le discriminant Δ est supérieur à 0, on obtient :

$$Q_{oe} = \sqrt[3]{B + \sqrt{\Delta}} + \sqrt[3]{B - \sqrt{\Delta}} - \frac{p_u \pi^3 D_b \operatorname{tg}\beta}{256 b} \quad (5.31)$$

Si le discriminant Δ est inférieur à 0, il vient :

$$Q_{oe} = 2 \left[\sqrt{-A} \cos \left(\frac{1}{3} \arccos \left(\frac{B}{\sqrt{-A^3}} \right) \right) \right] - \frac{p_u \pi^3 D_b \operatorname{tg}\beta}{256 b} \quad (5.32)$$

L'évolution de l'effort tranchant et de l'effort normal dans le domaine élastique ainsi que la force résultante dans la barre sont représentées à la figure 5.9.

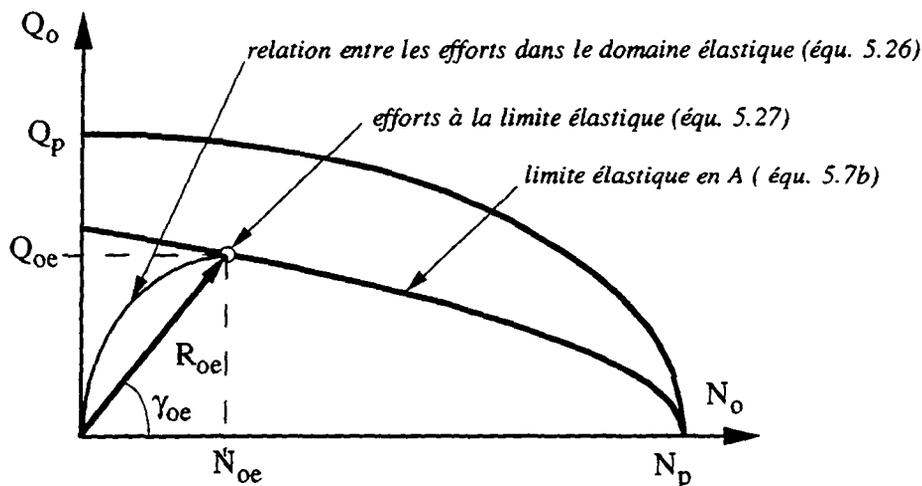


Figure 5.9 : Evolution de l'effort tranchant et de l'effort normal dans le domaine élastique

5.4.4 Calcul de la rotation et du déplacement de l'extrémité de la barre

En remplaçant v_0 par sa valeur dans l'expression de la première dérivée (éq. 5.18b), et en posant successivement $x = 0$ et $x = \pi l_0 / 4$, on obtient respectivement la rotation de la barre au point O et au point A. Soit :

$$\omega_{oe} = -\frac{32 Q_{oe}^3 b}{E I \pi^2 p_u^2} = -\frac{2048 Q_{oe}^3 b}{E p_u^2 \pi^3 D_b^4} \quad (5.33)$$

$$\omega_{Ae} = -\frac{32 Q_{oe}^3 b}{E I \pi^2 p_u^2} \left(e^{-\pi/4} \sqrt{2} \right) = 0.645 \omega_{oe} \quad (5.34)$$

De manière analogue, en remplaçant v_o par sa valeur dans l'expression du déplacement (éq. 5.18a), et en posant $x=0$ et $x = \pi l_o / 4$, on obtient respectivement le déplacement transversal de la barre au point O et au point A :

$$v_{oe} = \frac{128 Q_{oe}^4 b}{E I \pi^3 p_u^3} = \frac{8192 Q_{oe}^4 b}{E p_u^3 \pi^4 D_b^4} \quad (5.35)$$

$$v_{Ae} = \frac{128 Q_{oe}^4 b}{E I \pi^3 p_u^3} \left(e^{-\pi/4} \frac{\sqrt{2}}{2} \right) = 0.322 v_{oe} \quad (5.36)$$

Le déplacement résultant s'exprime par :

$$U_o = \frac{v_o}{\sin\beta} \quad (5.37)$$

Lorsque la limite élastique de la barre est atteinte, il vient :

$$U_{oe} = \frac{8192 Q_{oe}^4 b}{E \pi^4 D_b^4 p_u^3 \sin\beta} \quad (5.38)$$

5.5 Comportement de la barre à l'état plastique

5.5.1 Hypothèses complémentaires

Dès que la limite élastique est atteinte au point de moment maximum (point A), la plastification de la barre est initiée et une rotule plastique va progressivement se développer.

On suppose alors que :

- La position de la rotule plastique est fixe suivant la direction x (cf Di Prisco 1989)
- La déformée de la barre entre les points O et A est rectiligne
- Le long du tronçon O-A la déformation axiale de la barre ϵ_x est constante.

La figure 5.10 représente l'allure de la déformée de la barre et les forces qui la sollicitent.

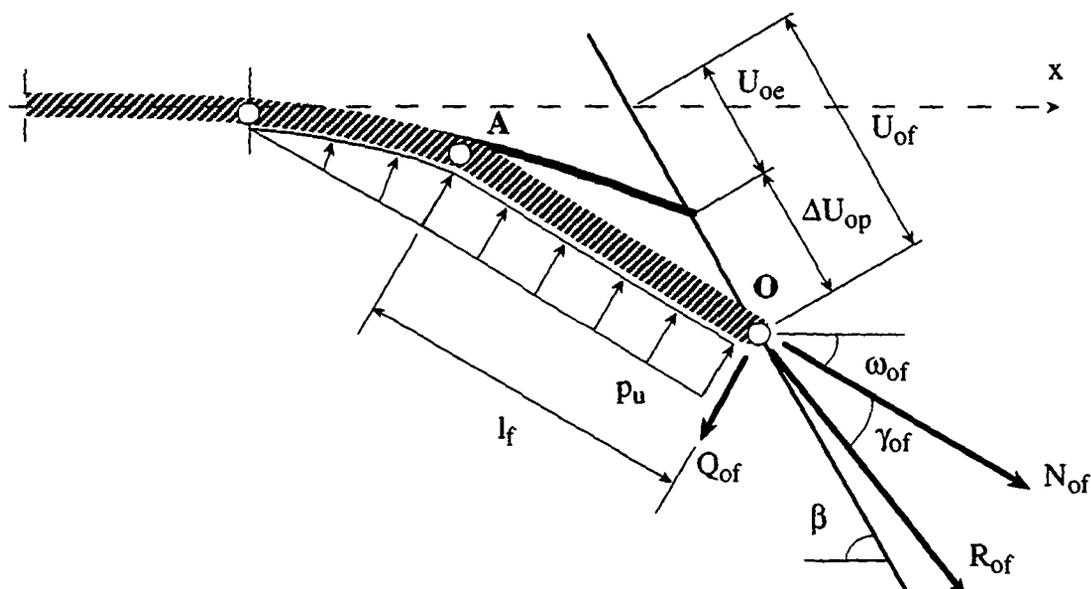


Figure 5.10 : Sollicitations et déformation de la barre à l'état plastique

5.5.2 Relations entre l'effort normal et l'effort tranchant

Au-delà de la limite élastique, il est admis que le moment de flexion au point A n'augmente plus, ce qui revient à considérer que l'effort tranchant Q_0 demeure constant jusqu'à la rupture. soit :

$$Q_{of} = Q_{oe} \tag{5.39}$$

L'effort normal à la rupture N_{of} s'obtient alors en calculant l'intersection de la droite d'équation $Q_o = Q_{of}$ avec le critère de rupture considéré.

Si la rupture intervient au point A, par combinaison de l'effort normal et du moment de flexion, l'effort normal à la rupture s'exprime par :

$$N_{of} = \frac{\pi D_b^2}{4} \sigma_{ec} \sqrt{1 - 16 \frac{Q_{oe}^2}{p_u 1.69 \pi D_b^3 \sigma_{ec}}} \tag{5.40}$$

Par contre, si la rupture intervient au point O, par combinaison de l'effort normal et de l'effort tranchant, l'expression de l'effort normal à la rupture devient :

$$N_{of} = \frac{\pi D_b^2}{4} \sigma_{ec} \sqrt{1 - 64 \left(\frac{Q_{oe}}{\pi D_b^2 \sigma_{ec}} \right)^2} \tag{5.41}$$

L'évolution de l'effort tranchant et de l'effort normal dans le domaine plastique ainsi que la force résultante dans la barre sont représentées à la figure 5.11.

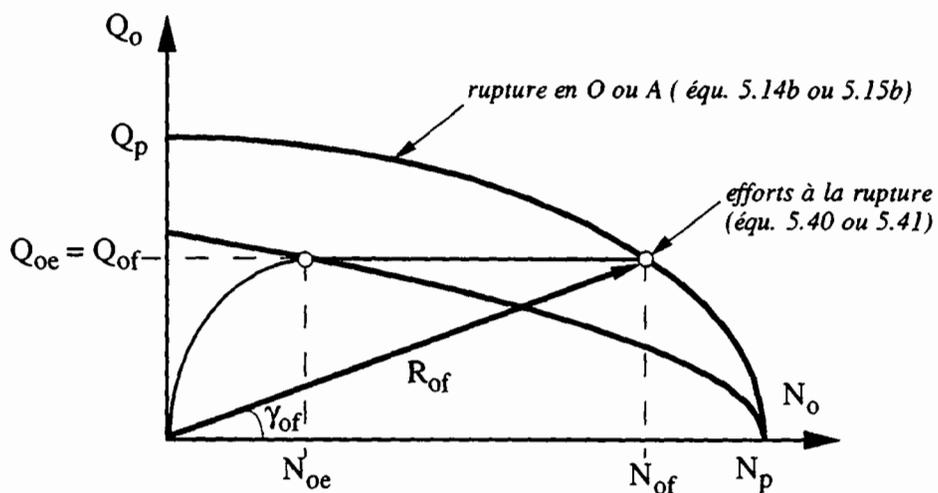


Figure 5.11 : Evolution de l'effort normal dans le domaine plastique

5.5.3 Calcul de la rotation et du déplacement de l'extrémité de la barre

Dans le domaine plastique, les déplacements deviennent importants. La formulation en grands déplacements de la déformée de la barre s'exprime pour le calcul de la déformation axiale par l'expression suivante :

$$\varepsilon_x = u'(x) + \frac{1}{2} v'(x)^2$$

A la rupture, le calcul du déplacement de l'extrémité de la barre se fait en considérant que sur le tronçon A-O, la déformation de la barre atteint la déformation de rupture de l'acier. Par simples considérations géométriques représentées à la figure 5.12, et en appliquant le théorème du sinus, on obtient une très bonne approximation de l'équation différentielle précédente. Il vient :

$$\frac{\Delta U_{op}}{\sin \Delta \omega_{op}} = \frac{l_f}{\sin (\pi - \beta + \omega_{oe})} = \frac{l_e}{\sin (\beta - \Delta \omega_{op})} \quad (5.42)$$

- où, ΔU_{op} : incrément de déplacement plastique
 $\Delta \omega_{op}$: incrément de rotation plastique
 l_e : longueur élastique de la barre
 l_f : longueur plastique de la barre

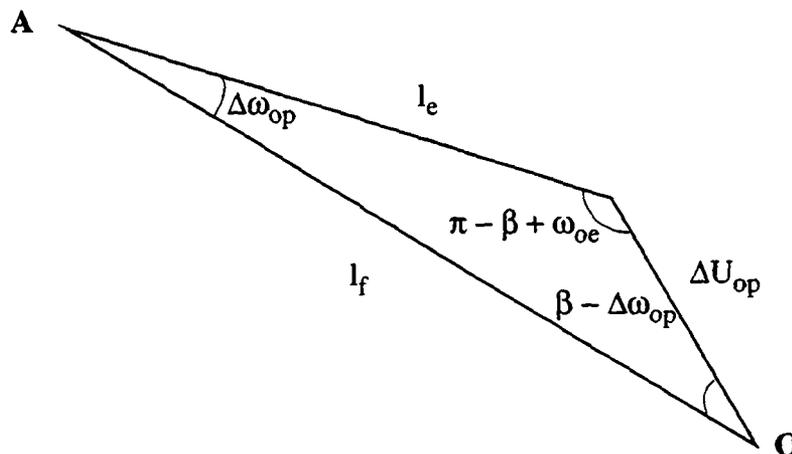


Figure 5.12 : Représentation géométrique simplifiée

En négligeant le terme de rotation élastique ω_{oe} , et en considérant que $\sin(\pi - \beta) = \sin \beta$, il vient :

$$l_f \sin(\beta - \Delta\omega_{op}) = l_e \sin \beta \tag{5.43}$$

soit :

$$l_f (\sin \beta \cos \Delta\omega_{op} - \cos \beta \sin \Delta\omega_{op}) = l_e \sin \beta \tag{5.44}$$

En posant $\sin \Delta\omega_{op} = \sqrt{1 - \cos^2 \Delta\omega_{op}}$, on obtient l'équation du second degré suivante :

$$\cos^2 \Delta\omega_{op} - 2 \frac{l_e}{l_f} \sin^2 \beta \cos \Delta\omega_{op} + \left[\left(\frac{l_e}{l_f} \right)^2 \sin^2 \beta - \cos^2 \beta \right] = 0 \tag{5.45}$$

La racine positive de cette équation fournit l'incrément d'angle de rotation $\Delta\omega_{op}$ au point O :

$$\Delta\omega_{op} = \arccos \left[\frac{l_e}{l_f} \sin^2 \beta \pm \sqrt{\cos^2 \beta \left(1 - \left(\frac{l_e}{l_f} \right)^2 \sin^2 \beta \right)} \right] \tag{5.46}$$

avec : $l_f = l_e (1 + \epsilon_f)$ (5.47)

où, ϵ_f : déformation de la barre à la rupture

L'incrément de déplacement plastique s'exprime alors par :

$$\Delta U_{op} = \frac{Q_{oe} \sin \Delta\omega_{op}}{p_u \sin(\beta - \Delta\omega_{op})} \tag{5.48}$$

La déformation totale à la rupture étant égale à la somme de la déformation élastique et de la déformation plastique, la rotation ω_{of} et le déplacement U_{of} de l'extrémité de la barre à

la rupture s'expriment respectivement par les formules suivantes :

$$\omega_{of} = \omega_{oe} + \Delta\omega_{op} \quad (5.49)$$

$$U_{of} = U_{oe} + \Delta U_{op} \quad (5.50)$$

5.5.4 Réduction de la rigidité de la barre

La description de l'évolution des déplacements entre la limite élastique et la rupture de la barre est complexe car, en effet, dans la section du moment maximum (point A), les déformations axiales ne sont pas uniformes (voir figure 5.3). A la fibre supérieure de la barre, la déformation est dans le domaine plastique tandis que dans la partie médiane elle reste dans le domaine élastique. D'autre part, le long du tronçon O-A, la déformation axiale n'est en réalité pas constante puisque la distribution des efforts varie. De plus, l'effet de striction tend à diminuer la section de la barre.

Le calcul de l'allongement plastique de la barre en fonction de l'augmentation de l'effort normal peut être réalisé avec une rigidité axiale moyenne de la barre; soit :

$$\Delta N_o = K^* \Delta l_p \quad (5.51)$$

où, ΔN_o : augmentation de l'effort normal dans la barre

Δl_p : allongement plastique de la barre

K^* : rigidité axiale moyenne de la barre

Dans le domaine plastique, entre la limite élastique et la rupture, la rigidité axiale de la barre décroît, suite à la chute du module de déformation du matériau.

A la limite élastique ($N_o = N_{oe}$) la rigidité axiale de la barre K_e s'exprime par :

$$K_e = \frac{E A_b}{6 l_e} \quad (5.52a)$$

où, A_b : section de la barre
 E : module d'élasticité de la barre
 l_e : longueur élastique de la barre

A la rupture, la rigidité axiale sécante K_f du tronçon de barre plastifié (O-A) se calcule par:

$$K_f = \frac{E_f A_b}{l_e} \quad (5.52b)$$

E_f est le module sécant de déformation du matériau à la rupture. Il s'exprime, compte tenu de l'insignifiance de la déformation axiale élastique, par :

$$E_f = \frac{N_{of} - N_{oe}}{A_b \varepsilon_f} \quad (5.53)$$

où, ε_f : déformation de la barre à la rupture

En s'inspirant des travaux de **Neal (1977)**, la décroissance de la rigidité entre la limite élastique et la rupture de la barre, peut être décrite par une fonction de puissance. En découpant le domaine plastique en n intervalles, on calcule par la formule suivante la rigidité sécante pour chaque pas :

$$K_i^* = \frac{K_{i-1}^*}{(K_e / K_f)^{(1/n)}} \quad (5.54)$$

où, K_i^* : rigidité axiale au pas considéré
 K_{i-1}^* : rigidité axiale au pas précédent
 n : nombre d'intervalles choisi entre la limite élastique et la rupture

La figure 5.13a montre l'évolution de l'effort normal en fonction de l'allongement plastique de la barre pour 11 intervalles de calcul, tandis que la figure 5.13b représente la variation correspondante de la rigidité axiale en fonction de l'effort normal mobilisé dans la barre.

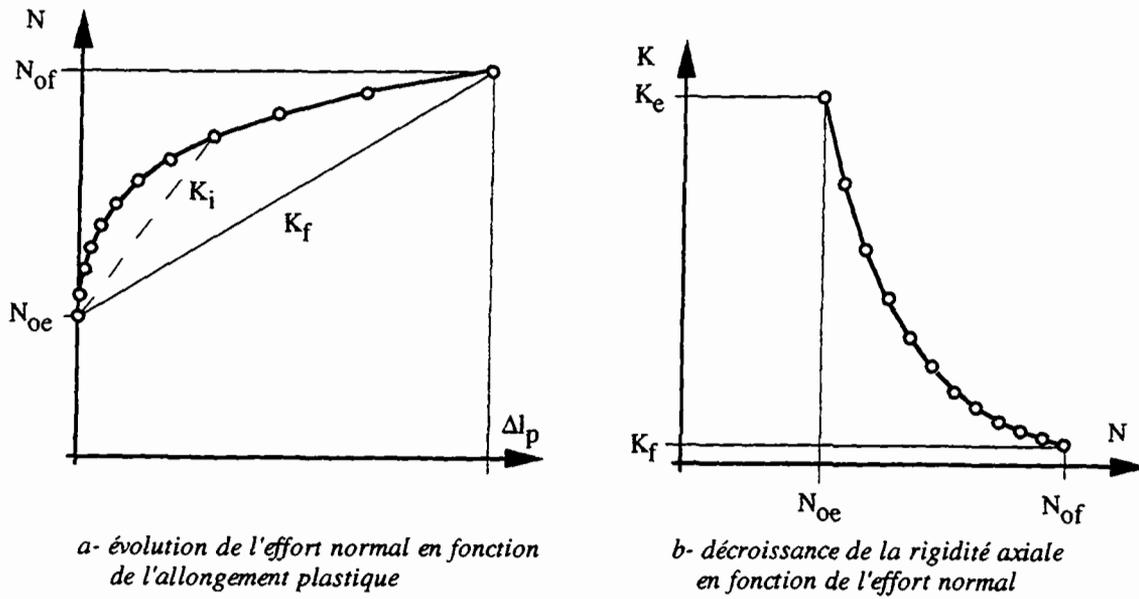


Figure 5.13 : Variation de l'effort normal et de la rigidité axiale dans le domaine plastique

5.6 Contribution de la barre à la résistance au cisaillement du joint et déplacement associé

La figure 5.14 montre la décomposition des différentes forces agissant à l'extrémité de la barre et les grandeurs géométriques associées.

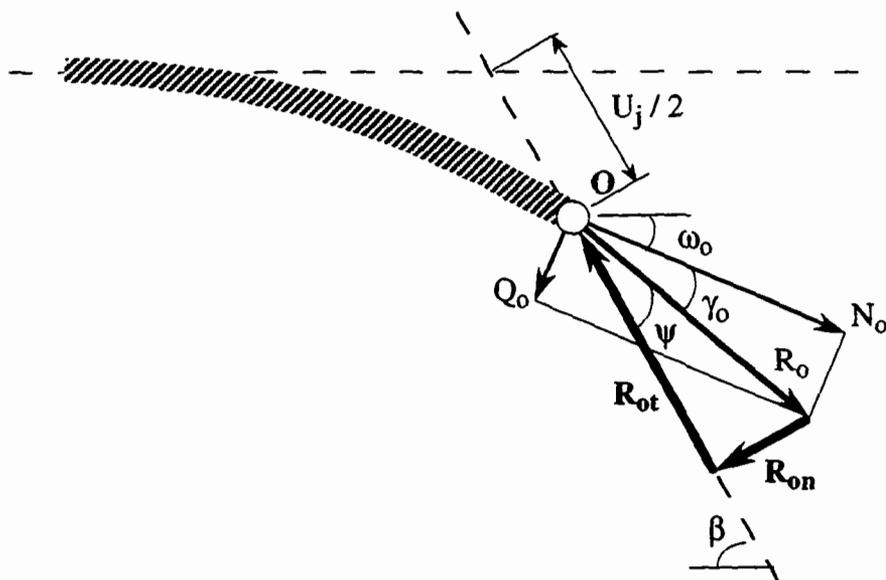


Figure 5.14 : Projection des efforts sur le joint

Connaissant l'effort tranchant et l'effort normal dans la barre au cours du chargement, la force résultante R_o mobilisée dans la barre se calcule simplement par la formule suivante :

$$R_o = \sqrt{Q_o^2 + N_o^2} \quad (5.55)$$

On peut remarquer à la figure 5.14, que la direction du déplacement imposé U_j et la direction de la force résultante R_o ne sont pas coaxiales. L'angle ψ entre ces deux directions s'exprime alors par :

$$\psi = \beta - \omega_o - \gamma_o$$

où γ_o , l'angle en O entre la direction de R_o et l'axe déformé de la barre, s'exprime par :

$$\gamma_o = \text{arctg}\left(\frac{Q_o}{N_o}\right) \quad (5.56)$$

Dans le cas d'un joint lisse, la résistance au cisaillement est généralement exprimée par le critère de Mohr-Coulomb. La contribution de la barre s'exprime alors en décomposant la force résultante mobilisée dans la barre en une force parallèle R_{ot} au joint et une force perpendiculaire au joint R_{on} (figure 5.14) :

$$R_{ot} = R_o \cos(\beta - \omega_o - \gamma_o) \quad (5.57)$$

$$R_{on} = R_o \sin(\beta - \omega_o - \gamma_o) \quad (5.58)$$

La contribution totale T_b de la barre à la résistance au cisaillement du joint s'exprime alors par :

$$T_b = R_{ot} + R_{on} \text{tg } \phi_j \quad (5.59)$$

où, ϕ_j : angle de frottement sur le joint

Le déplacement sur le joint correspondant à la mobilisation de la contribution de la barre est égal au double du déplacement du point O, soit :

$$\boxed{U_j = 2 U_o} \quad (5.60)$$

5.7 Résistance et déformabilité du joint armé

5.7.1 Cohésion d'armature et effet de confinement

La contribution de la barre à la résistance au cisaillement du joint se décompose donc en un terme de cohésion d'armature et un terme de confinement liés respectivement aux composantes parallèle et perpendiculaire au joint de la force mobilisée dans la barre à la rupture. Ces deux termes se calculent alors simplement par les formules suivantes :

$$\boxed{\Delta c_b = \frac{R_{ot}}{A_j}} \quad (5.61)$$

$$\boxed{\Delta \sigma_{nb} = \frac{R_{on}}{A_j}} \quad (5.62)$$

où, Δc_b : cohésion d'armature
 $\Delta \sigma_{nb}$: effet de confinement
 A_j : surface du joint

5.7.2 Rigidité tangentielle et rigidité normale du joint armé

La rigidité tangentielle du joint armé définie par le module sécant à la rupture s'exprime par :

$$k_t = \frac{R_{ot}}{A_j U_{jf}} \tag{5.63}$$

La rigidité normale indirecte exprimant l'augmentation de la contrainte normale sur le joint, due à un déplacement tangentiel se calcule par :

$$k_{nt} = \frac{R_{on}}{A_j U_{jf}} \tag{5.64}$$

5.8 Détermination de la pression limite de réaction de la roche

La force mobilisée dans la barre et le déplacement associé dépendent de la réaction que peut offrir la zone de la roche ou de l'anneau de coulis qui se trouve au contact de la barre. La plupart des méthodes permettant de calculer analytiquement la pression limite sont basées sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique. Or on constate que lors du déplacement progressif de la barre, la section initialement circulaire tend à s'ovaliser et au contact de la barre le matériau est soumis à un état de contraintes multiaxial (figure 5.15).

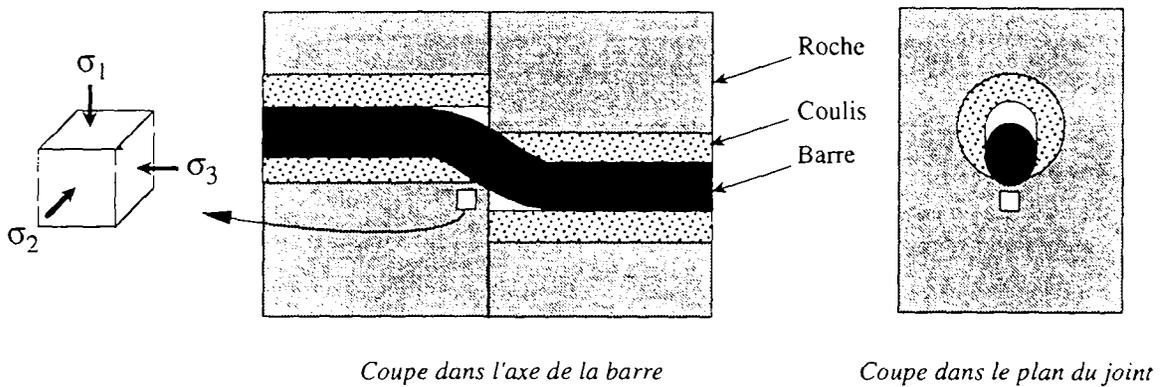


Figure 5.15 : Déformation de la barre et état de contraintes dans le coulis

Les essais de laboratoire montrent que le module d'élasticité du béton varie peu avec la contrainte de confinement tandis que la résistance à la rupture est grandement influencée. Plusieurs auteurs ont présenté des résultats d'essais réalisés sur des cubes dans un état triple de compression. Ces résultats ont permis d'établir la loi suivante :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = 1 + K \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \quad (5.65)$$

- où, σ_c : résistance à la compression simple du matériau
 σ_1 : contrainte principale majeure
 σ_3 : contrainte principale mineure

Launay et al.(1970) ont déterminé le facteur K . Comme le montre la figure 5.16, la valeur maximum de 6.5 est atteinte pour un état de compression triaxiale lorsque les contraintes latérales atteignent la résistance à la compression simple. Pour un état de contraintes biaxial ($\sigma_3 = 0$), le facteur K est au maximum de 1.9.

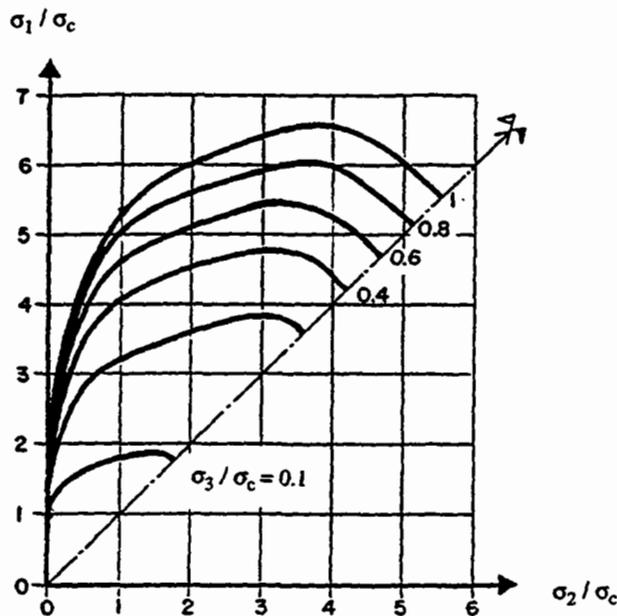


Figure 5.16 : *Résistance du béton en compression triaxiale d'après Launay & al. (1970)*

Dans notre cas, on peut considérer que dans la direction longitudinale à la barre, il se produit un déconfinement suite à l'espace créé par le déplacement sur le joint (figure 5.15). En conséquence, la contrainte σ_3 est voisine de zéro et l'on est dans un état quasiment biaxial pour lequel le facteur K est proche de 1.9.

Par ailleurs, le matériau est soumis à une compression localisée et la largeur sur laquelle la pression de réaction s'exerce est à déterminer. En considérant que la réaction s'annule lorsque l'angle formé par la direction de la réaction et la normale à la tangente à la barre en ce point est supérieur à l'angle de frottement barre-coulis, on peut déterminer la largeur d'application de la réaction (figure 5.17).

$$L = D_b \sin \phi_i \tag{5.66}$$

- où, ϕ_i : angle de frottement barre-coulis
- L : largeur d'application de la réaction

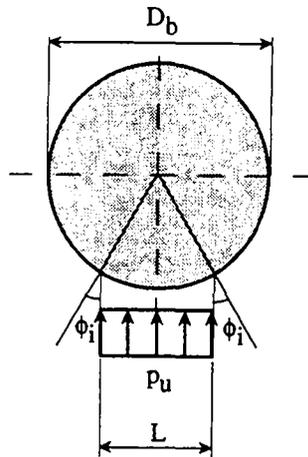


Figure 5.17 : Largeur d'application de la réaction de la roche

La pression de réaction de la roche par unité de longueur s'exprime alors par la formule suivante :

$$p_u = K \sigma_c D_b \sin \phi_i = 1.9 \sigma_c D_b \sin \phi_i \tag{5.67}$$

En considérant un état de contrainte biaxial et une valeur moyenne de l'angle de frottement à l'interface barre-roche de 30 degrés, on peut généralement admettre que :

$$p_u \approx \sigma_c D_b$$

(5.68)

Notons que si le coulis d'injection est poreux, ce qui est le cas des coulis de ciment, le comportement est du type plastique à rupture fragile et il est préférable de substituer la résistance résiduelle à la résistance de pic.

5.9 Résumé de la méthode

La présente méthode permet d'obtenir la courbe complète de l'évolution de la contribution d'une barre à la résistance au cisaillement d'un joint rocheux en fonction du déplacement sur le joint.

Dans le domaine élastique, l'évolution des efforts mobilisés dans la barre en fonction des déplacements est obtenue en formulant le problème de manière variationnelle. La déformée de la barre est décrite par une fonction qui s'accorde bien avec les déplacements mesurés expérimentalement. Les efforts mobilisés dans la barre à la limite élastique sont obtenus lorsque le critère d'initiation de rotule plastique est atteint. L'intersection de ce critère, qui tient compte de l'interaction du moment fléchissant et de l'effort normal, avec la relation qui décrit l'évolution des efforts conduit à résoudre analytiquement une équation du 3^{ème} degré ce qui constitue le point délicat de ce développement théorique.

Dans le domaine plastique, il est supposé que seul l'effort normal mobilisé dans la barre continue à croître. L'effort normal à la rupture est déterminé par la formule d'interaction entre l'effort normal et l'effort tranchant basé sur le critère de Tresca. Les déplacements à la rupture sont calculés par une formulation en grands déplacements en supposant que le long du tronçon, compris entre la rotule plastique et l'extrémité de la barre, la déformation de rupture du matériau constituant la barre est atteinte. Entre la limite élastique et la rupture, les déplacements sont calculés au moyen d'une rigidité axiale sécante qui décroît progressivement en fonction de l'allongement plastique de la barre.

Connaissant l'orientation et l'intensité de la force résultante mobilisée à l'extrémité de la barre, on peut en la projetant parallèlement et perpendiculairement au joint, déterminer la résistance au cisaillement du joint armé en dissociant l'effet de cohésion d'armature et l'effet de confinement.

Les principales étapes nécessaires pour calculer la contribution maximum de la barre à la résistance au cisaillement du joint armé ainsi que le déplacement associé sont résumées ci-après. Par ailleurs un exemple numérique est donné à l'annexe II.

DONNEES

Angle entre la barre et le joint	β
Résistance à la compression simple de la roche	σ_c
Diamètre de la barre	D_b
Limite d'écoulement de l'acier	σ_{ec}
Déformation à la rupture de l'acier	ε_f
Angle de frottement sur le joint	ϕ_j

LIMITE ELASTIQUE DE LA BARRE

Calcul de l'effort tranchant	Q_{oe}	équation 5.31 ou 5.32
Calcul de l'effort normal	N_{oe}	équation 5.25
Calcul de la rotation de l'extrémité de la barre	ω_{oe}	équation 5.33
Calcul du déplacement de l'extrémité de la barre	U_{oe}	équation 5.38

RUPTURE DE LA BARRE

Calcul de l'effort tranchant à la rupture	Q_{of}	équation 5.39
Calcul de l'effort normal à la rupture	N_{of}	équation 5.41
Calcul de la rotation plastique de l'extrémité de la barre	$\Delta\omega_{op}$	équation 5.46
Calcul du déplacement plastique de l'extrémité de la barre	ΔU_{op}	équation 5.48
Calcul de la rotation totale de l'extrémité de la barre	ω_{of}	équation 5.49
Calcul du déplacement total de l'extrémité de la barre	U_{of}	équation 5.50

CONTRIBUTION DE LA BARRE A LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DU JOINT ET DEPLACEMENT ASSOCIE

Calcul de la force résultante	R_{of}	équation 5.55
Calcul de la composante parallèle au joint	R_{ot}	équation 5.57
Calcul de la composante perpendiculaire au joint	R_{on}	équation 5.58
Calcul de la contribution totale de la barre	T_b	équation 5.59
Calcul du déplacement sur le joint	U_j	équation 5.60

Chapitre 6

Etude Paramétrique et Evaluation de la Théorie

Afin d'apprécier les performances du développement analytique présenté au chapitre précédent, nous avons procédé dans un premier temps, à une étude paramétrique permettant de mettre en évidence l'influence des principales caractéristiques mécaniques et géométriques intervenant lors du cisaillement d'un joint armé.

Les résultats obtenus sont ensuite comparés aux principales prévisions analytiques publiées dans la littérature. Enfin on confronte les performances du modèle analytique aux résultats d'essais présentés au chapitre 4, et aux résultats de programmes d'essais réalisés antérieurement par d'autres auteurs.

6.1 Choix et définition des paramètres

L'étude paramétrique est réalisée à partir d'un cas de base, défini par les caractéristiques mécaniques et géométriques suivantes :

- angle entre l'axe de la barre et le joint : $\beta = 60^\circ$
- résistance à la compression simple de la roche : $\sigma_c = 50 \text{ MPa}$
- angle de frottement sur le joint : $\phi_j = 30^\circ$

Ces paramètres varient entre les bornes suivantes :

β	:	de 5 à 90 degrés
σ_c	:	de 10 à 150 MPa
ϕ_j	:	de 15 à 50 degrés

Les caractéristiques de la barre de renforcement ont été maintenues constantes :

- diamètre de la barre $D_b = 12 \text{ mm}$
- limite d'élasticité et d'écoulement de l'acier : $\sigma_{ec} = 600 \text{ MPa}$
- module d'élasticité de l'acier : $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- déformation de l'acier à la rupture : $\varepsilon_f = 20 \%$

Il est admis par ailleurs, que la pression de réaction sur la barre est égale au produit de la résistance de la roche à la compression simple par le diamètre de la barre et que la rupture de la barre survient au droit du joint.

Afin de faciliter la comparaison, les résultats sont représentés à l'aide de paramètres normalisés. Les forces sont rapportées à l'effort normal à la rupture en traction de la barre N_p , tandis que le déplacement sur le joint est rapporté au diamètre de la barre D_b . Les paramètres normalisés sont définis de la manière suivante :

- Effort tranchant mobilisé dans la barre :
$$F_Q = \frac{Q_o}{N_p}$$

- Effort normal mobilisé dans la barre :
$$F_N = \frac{N_o}{N_p}$$

- Force résultante mobilisée dans la barre au droit du joint :
$$F_{Ro} = \frac{R_o}{N_p}$$

- Composante parallèle au joint de la force mobilisée dans la barre :
$$F_{Rt} = \frac{R_t}{N_p}$$

- Composante normale au joint de la force mobilisée dans la barre :
$$F_{Rn} = \frac{R_n}{N_p}$$

- Contribution de la barre à la résistance au cisaillement du joint:
$$F_T = \frac{T_b}{N_p}$$

- Déplacement sur le joint :

$$F_U = \frac{U_j}{D_b}$$

Par ailleurs, la déformabilité du joint armé est caractérisée par les modules sécants à la rupture. La rigidité tangentielle est le rapport de la composante tangentielle normalisée de la force mobilisée dans la barre sur le déplacement normalisé :

$$F_{Kt} = \frac{R_t D_b}{N_p U_j}$$

Le terme, reliant l'augmentation de l'effort normal au joint au déplacement tangentiel, a été nommé rigidité normale indirecte. Il est défini comme étant le rapport de la composante normale normalisée de la force mobilisée dans la barre sur le déplacement normalisé :

$$F_{Knt} = \frac{R_n D_b}{N_p U_j}$$

La figure 6.1 rappelle la décomposition des efforts agissant dans la barre et sur le joint.

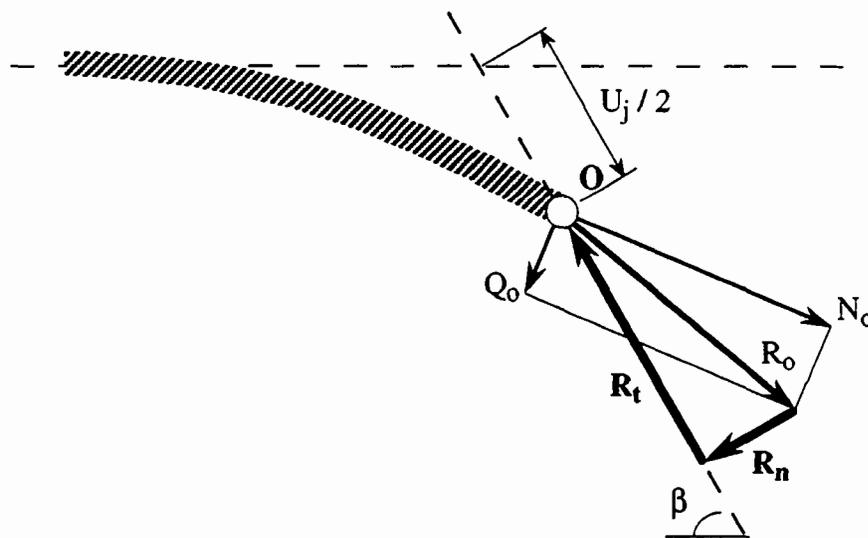


Figure 6.1 : Décomposition des efforts dans la barre et sur le joint

6.2 Courbes effort en fonction du déplacement sur le joint

6.2.1 Contribution totale de la barre

Les résultats bruts d'essais de cisaillement sur un joint armé fournissent la force de cisaillement totale en fonction du déplacement sur le joint. En soustrayant la résistance propre du joint on obtient la contribution de la barre. L'évolution de la contribution de la barre F_T en fonction du déplacement sur le joint F_U a été calculée à partir du cas de base défini au paragraphe précédent, en faisant varier l'angle entre la barre et le joint ainsi que la résistance à la compression simple de la roche. Les figures 6.2 et 6.3 indiquent que la contribution de la barre croît progressivement jusqu'à ce que la barre atteigne la rupture.

L'influence de l'angle entre l'axe de la barre et le joint est mis en évidence à la figure 6.2. Dans le cas d'une barre placée perpendiculairement au joint ($\beta = 90^\circ$), la contribution de la barre croît rapidement dans la première partie de la courbe, puis suit une progression plus lente pour atteindre la rupture à un déplacement sur le joint important. La transition entre ces deux tronçons de courbes correspond à l'apparition de rotules plastiques qui surviennent pour une faible fraction de la contribution maximum que peut apporter la barre.

Pour une barre très inclinée ($\beta = 30^\circ$), la contribution de la barre croît très rapidement et atteint sa valeur maximum pour un déplacement plus faible. La transition entre la partie élastique et la partie plastique de la courbe se fait progressivement à une part importante de la contribution maximum de la barre. En d'autres termes, lorsque l'angle entre la barre et le joint augmente, le déplacement à la rupture augmente et la rigidité du joint armé diminue.

L'influence de la résistance de la roche ou du coulis de scellement est illustrée à la figure 6.3. Les courbes de l'évolution de la contribution de la barre en fonction du déplacement sont d'allures similaires, mais on observe que pour une roche de résistance peu élevée ($\sigma_c = 10$ MPa), le déplacement sur le joint à la rupture est beaucoup plus important que dans le cas d'une roche très résistante ($\sigma_c = 100$ MPa).

En résumé, l'augmentation de l'angle entre la barre et le joint conduit à une augmentation du déplacement à la rupture tandis qu'à l'inverse, l'augmentation de la résistance provoque une diminution du même déplacement. Ainsi, un joint renforcé d'une barre placée à 90 degrés dans une roche de faible résistance est un système souple tandis qu'un joint renforcé par une barre très inclinée placée dans une roche résistante est un système rigide, qui par ailleurs ne sera pas forcément plus résistant.

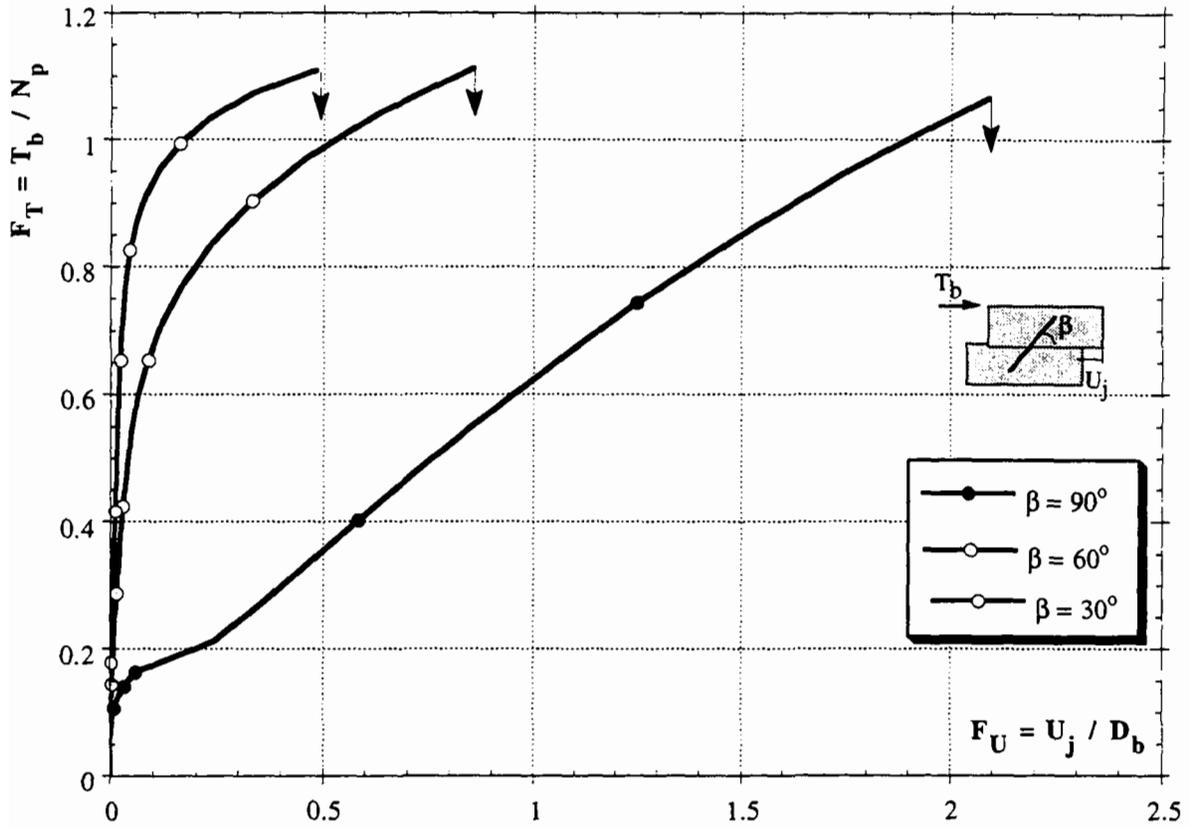


Figure 6.2 : Contribution de la barre en fonction du déplacement sur le joint représentés en paramètres normalisés pour différentes valeurs de β , avec $\sigma_c = 50$ MPa et $\phi_j = 30$ degrés

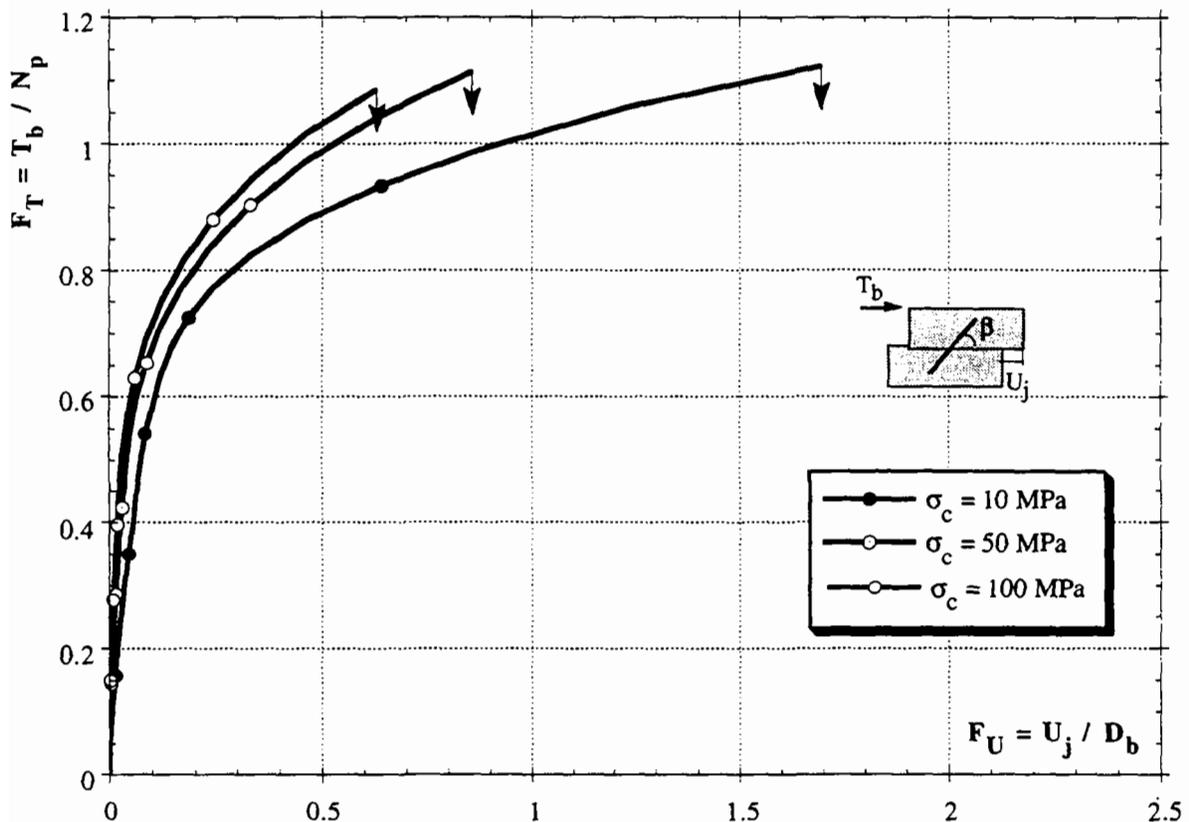


Figure 6.3 : Contribution de la barre en fonction du déplacement sur le joint représentés en paramètres normalisés pour différentes valeurs de σ_c , avec $\beta = 60$ degrés et $\phi_j = 30$ degrés

6.2.2 Mobilisation des forces dans la barre et sur le joint

Afin de mieux comprendre comment la contribution de la barre se mobilise au cours du déplacement, il a semblé utile de représenter l'évolution des différentes forces qui la composent. Les courbes ont été tracées pour une barre placée perpendiculairement au joint (figure 6.4) et une barre inclinée (figure 6.5).

Quelle que soit l'orientation de la barre, l'effort tranchant Q_0 se mobilise très rapidement dès le début du chargement. Il atteint sa valeur maximum à la limite élastique de la barre, au-delà de laquelle, il demeure constant jusqu'à la rupture.

La rapidité à laquelle l'effort normal N_0 se mobilise dépend de l'orientation de la barre. Lorsque la barre est placée perpendiculairement au joint ($\beta = 90^\circ$), l'effort normal ne se mobilise qu'au-delà de la limite élastique, et continue à croître dans le domaine plastique jusqu'à la rupture. En revanche, si la barre est très inclinée ($\beta = 30^\circ$), l'effort normal se mobilise dès le début du chargement, pour atteindre à la limite élastique, une fraction importante de sa valeur de rupture. Dans le domaine plastique, sa progression se ralentit pour tendre vers sa valeur maximum. Dans tous les cas de figures, la valeur de l'effort tranchant est très nettement inférieure à celle de l'effort normal, tant et si bien qu'à la rupture, la courbe de la force résultante mobilisée dans la barre et celle de l'effort normal sont presque confondues.

La mobilisation de la composante parallèle au joint R_t , représentant la cohésion d'armature, est immédiate, quelle que soit l'orientation du joint. Dans le domaine plastique son évolution suit celle de l'effort normal, lorsque la barre est très inclinée, tandis que pour une barre perpendiculaire au joint, la courbe décrivant son évolution s'écarte de celle de l'effort normal, avec une courbure de signe opposé. La composante perpendiculaire au joint qui représente l'effet de confinement, suit, dans le domaine élastique, une évolution voisine de celle de l'effort normal. A la rupture, il est observé que lorsque l'angle entre l'axe de la barre et le joint est important, l'effet de cohésion d'armature et l'effet de confinement sont de grandeur comparable. A l'inverse, lorsque la barre est très inclinée, l'effet de cohésion d'armature prédomine nettement sur l'effet de confinement.

En résumé, une barre placée perpendiculairement au joint, constitue un système souple, qui entre très rapidement dans le domaine plastique, ce qui signifie que la contribution de la barre à la limite élastique est faible par rapport à sa contribution maximum. Par contre une barre très inclinée constitue un système rigide, pour lequel la différence entre la contribution à la rupture et la contribution à la limite élastique de la barre est réduite.

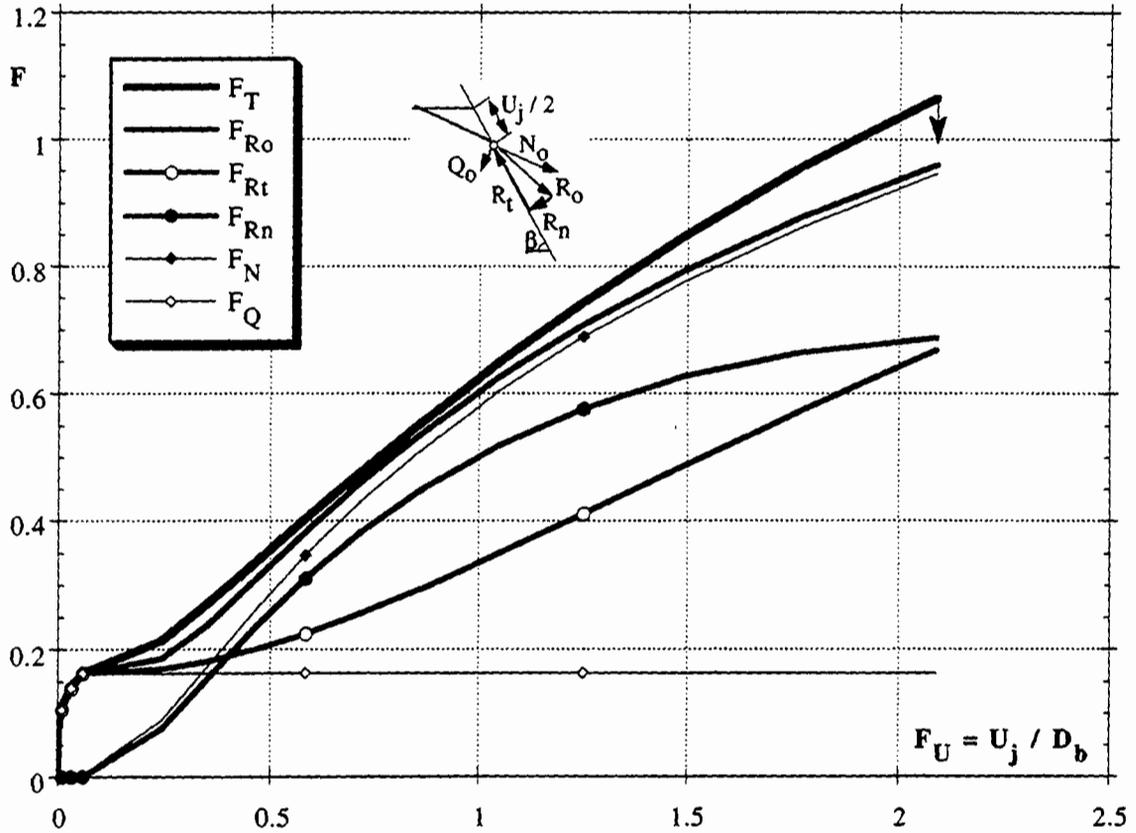


Figure 6.4 : Forces en fonction du déplacement sur le joint représentés en paramètres normalisés pour $\beta = 90$ degrés, $\sigma_c = 50$ MPa et $\phi_j = 30$ degrés

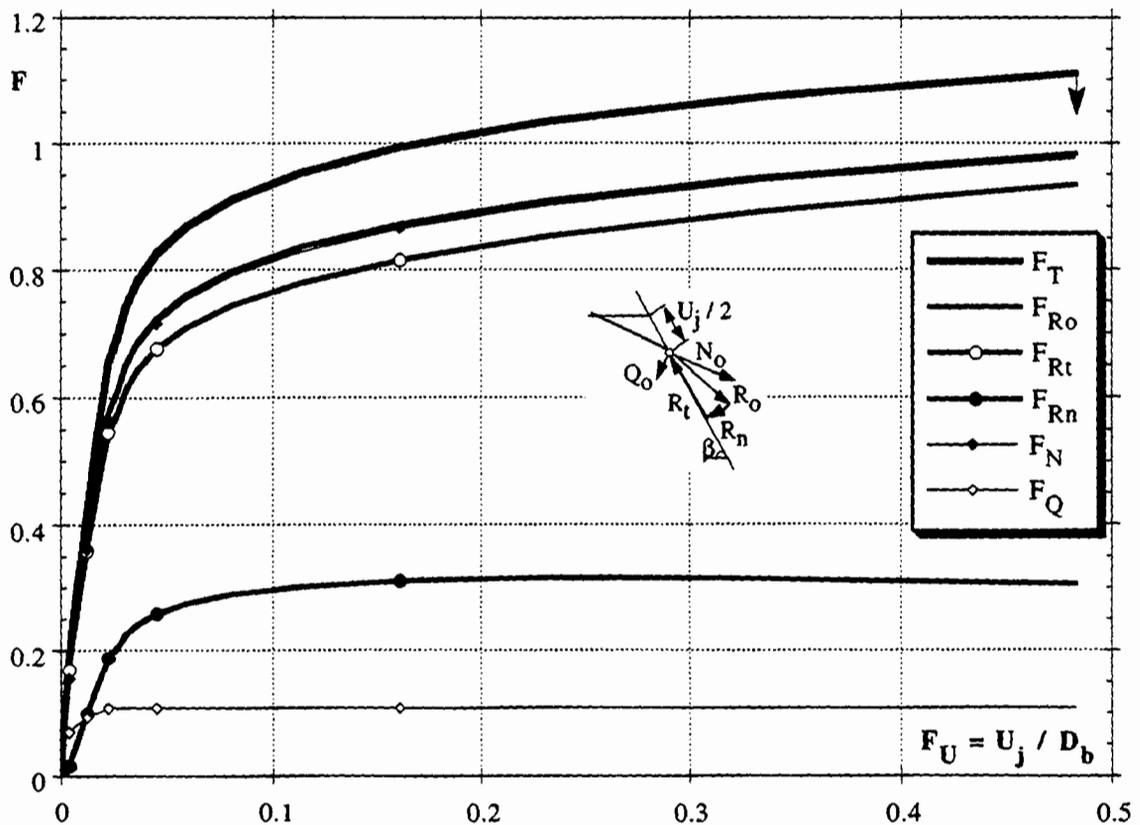


Figure 6.5 : Forces en fonction du déplacement sur le joint représentés en paramètres normalisés pour $\beta = 30$ degrés, $\sigma_c = 50$ MPa et $\phi_j = 30$ degrés

6.2.3 Evolution de l'effort normal et de l'effort tranchant

La force mobilisée dans la barre résultant de la composition de l'effort normal et de l'effort tranchant, il apparaît important d'examiner l'évolution de ces deux efforts, l'un par rapport à l'autre, au cours du chargement. Différentes valeurs de l'angle entre la barre et le joint et de la résistance de la roche ont été choisies. La limite élastique est représentée par la parabole centrée sur l'axe de l'effort normal, tandis que la rupture de la barre au droit du joint est définie par l'ellipse, dont le petit axe coïncide avec l'axe de l'effort tranchant.

On observe à la figure 6.6 que lorsque l'angle entre l'axe de la barre et le joint augmente, l'effort tranchant mobilisé à la limite élastique croît tandis que l'effort normal décroît. Pour le cas particulier d'une barre perpendiculaire au joint, l'effort normal à la limite élastique est nul. Ainsi, quand l'angle est important, l'essentiel de la mobilisation de la force se fait dans le domaine plastique ce qui explique la faible rigidité de ce type de système. D'autre part, la force résultante mobilisée dans la barre à la rupture diminue lorsque l'angle entre la barre et le joint augmente.

Lorsque l'on augmente la résistance à la compression simple de la roche (figure 6.7), le domaine élastique défini par la parabole s'élargit. Il en résulte que l'effort tranchant mobilisé croît et que l'effort normal décroît.

En résumé, la diminution de l'angle entre la direction du déplacement et l'axe de la barre ainsi que la diminution de la résistance de la roche ont toutes les deux pour conséquence d'augmenter l'effort normal mobilisé dans la barre à la rupture, et par conséquence la force résultante dans la barre.

6.3 Contribution maximum de la barre à la résistance au cisaillement du joint et déplacement associé

Dans les paragraphes précédents, nous avons vu comment la contribution totale de la barre, ainsi que les différentes forces qui la composent, se mobilisent au fur et à mesure que le déplacement sur le joint augmente. Dans ce qui suit nous analysons plus en détail l'influence des différentes caractéristiques géométriques et mécaniques sur la contribution maximum de la barre à la résistance au cisaillement du joint ainsi que le déplacement sur le joint qui en résulte. Le rôle de l'angle de frottement sur le joint, non discuté jusque là, est mis en évidence.

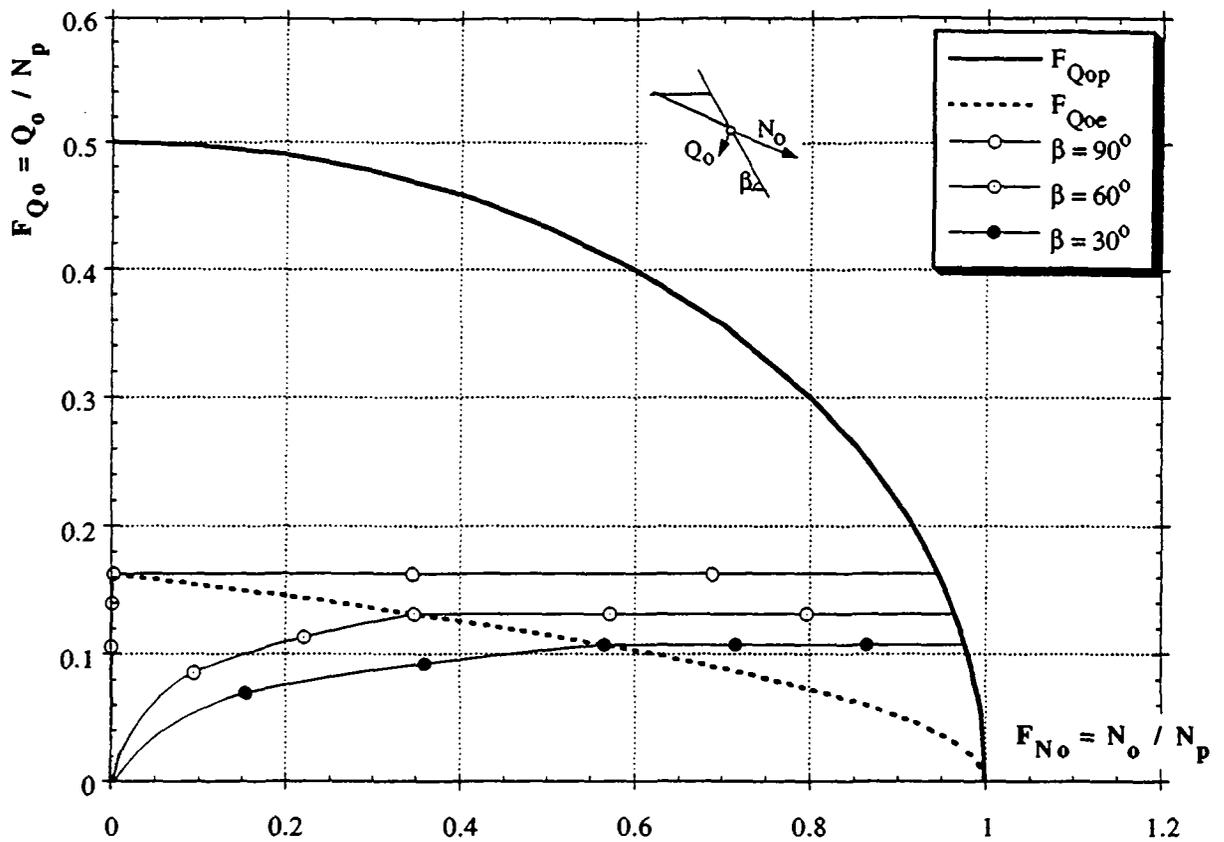


Figure 6.6 : Evolution de l'effort tranchant en fonction de l'effort normal pour différentes valeurs de β , avec $\sigma_c = 50$ MPa

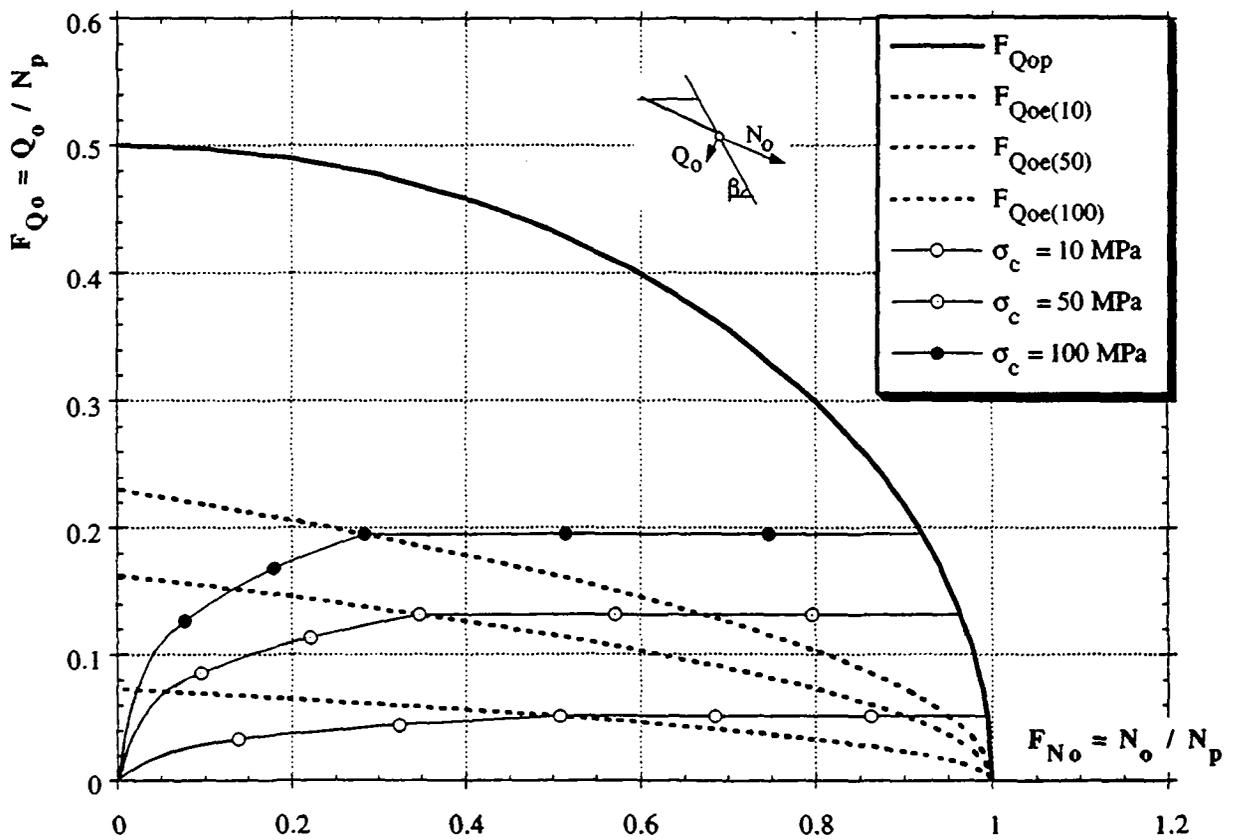


Figure 6.7 : Evolution de l'effort tranchant en fonction de l'effort normal pour différentes valeurs de σ_c avec $\beta = 60$ degrés

6.3.1 Influence de l'angle entre la barre et le joint

La variation de la contribution de la barre en fonction de l'angle entre la barre et le joint est représentée à la figures 6.8 pour différentes valeurs de l'angle de frottement.

Bien que la contribution de la barre soit meilleure lorsque l'angle de frottement augmente, on observe que l'allure des courbes varie en fonction de la valeur de cet angle. Pour un angle de frottement élevé ($\phi_j = 45^\circ$), la contribution maximum intervient pour un angle entre la barre et le joint important car, comme il a été montré aux paragraphes précédents, l'effet de confinement est dans ce cas important. A l'inverse, lorsque l'angle de frottement est faible ($\phi_j = 15^\circ$), le rôle du terme de confinement est amoindri et la contribution maximum de la barre intervient pour un angle entre la barre et le joint de faible valeur, correspondant au cas où le terme de cohésion d'armature prédomine. Dans la situation extrême d'une barre très inclinée sur le joint, la contribution devient indépendante de l'angle de frottement et se rapproche de l'effort normal plastique de la barre ($F_T = 1$).

L'évolution des déplacements sur le joint à la rupture, qui sont indépendants de l'angle de frottement, est représentée à la figures 6.9, en fonction de l'angle d'inclinaison de la barre et pour différentes valeurs de la résistance de la roche. Le déplacement maximum est obtenu lorsque la barre recoupe le joint perpendiculairement ($\beta = 90^\circ$). A mesure que l'angle diminue, le déplacement décroît rapidement pour tendre vers une valeur minimum.

En résumé l'influence de la variation de l'angle d'inclinaison de la barre sur sa contribution à la résistance du joint, dépend de la valeur de l'angle de frottement. Les déplacements à la rupture décroissent à mesure que l'angle d'inclinaison de la barre diminue.

6.3.2 Influence de la résistance de la roche

L'influence de la variation de la résistance à la compression simple de la roche sur la contribution de la barre et sur le déplacement associé est représentée, pour différentes valeurs de l'angle entre l'axe de la barre et le joint, aux figures 6.10 et 6.11.

La figure 6.10 indique que la résistance de la roche σ_c a peu d'influence sur la résistance au cisaillement du joint armé. On remarque cependant que la contribution de la barre est sensiblement accrue, lorsque la roche est de faible résistance. Cela s'explique par le fait que moins la roche est résistante, plus la barre peut se déformer et donc mobiliser un effort normal important.

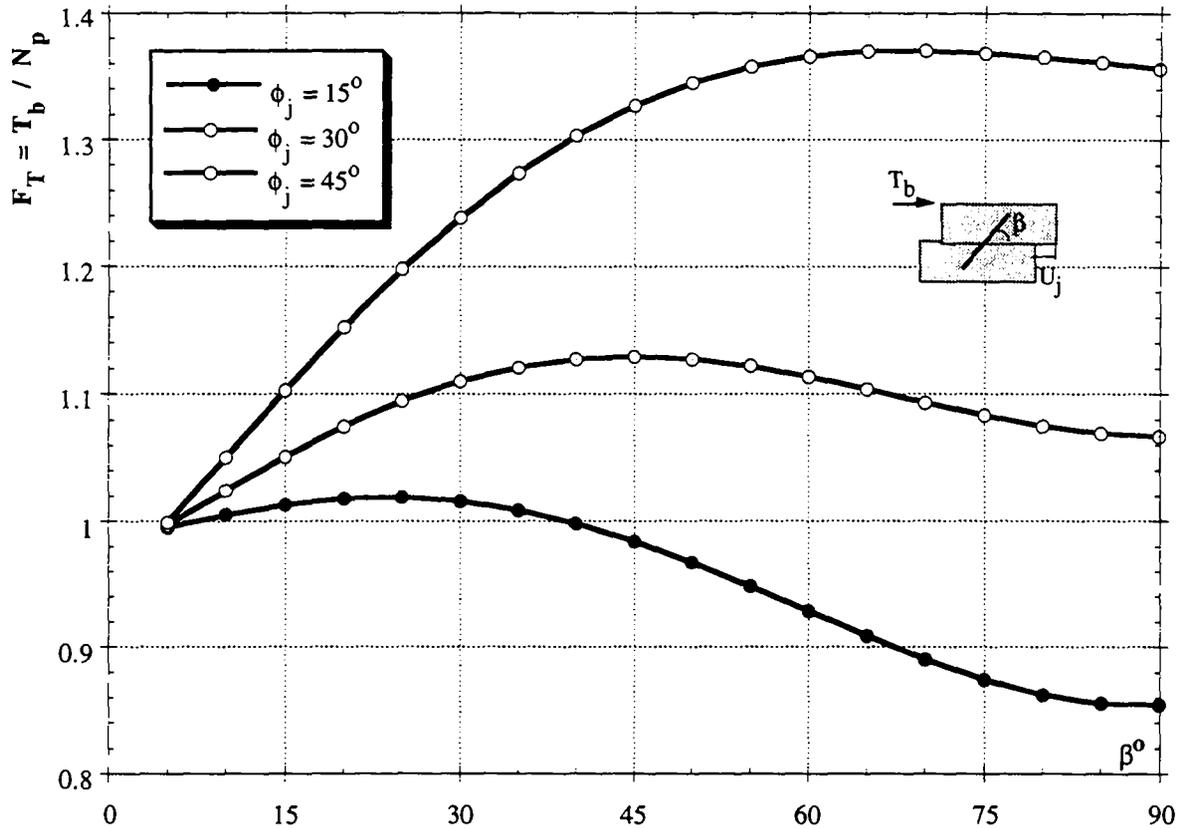


Figure 6.8 : Contribution totale d'une barre en fonction de l'angle β pour différentes valeurs de ϕ_j avec $\sigma_c = 50$ MPa

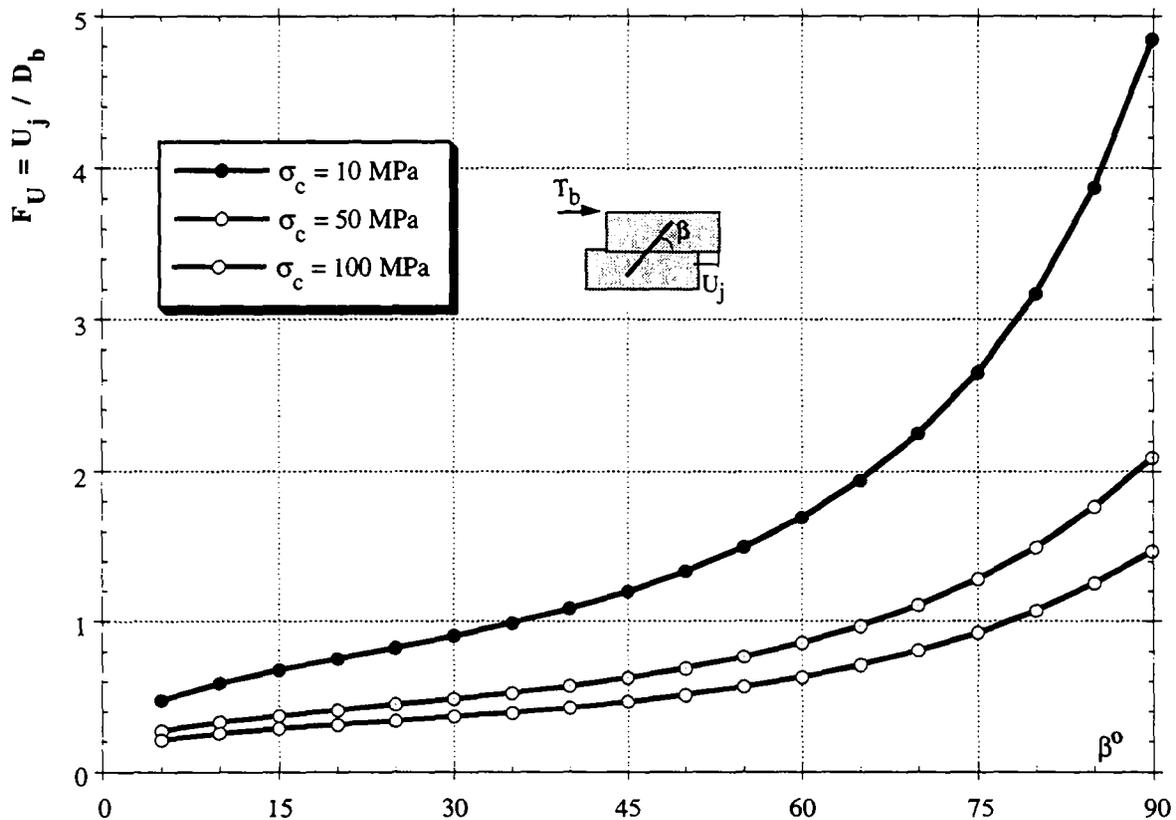


Figure 6.9 : Déplacement sur le joint en fonction de l'angle β pour différentes valeurs de σ_c

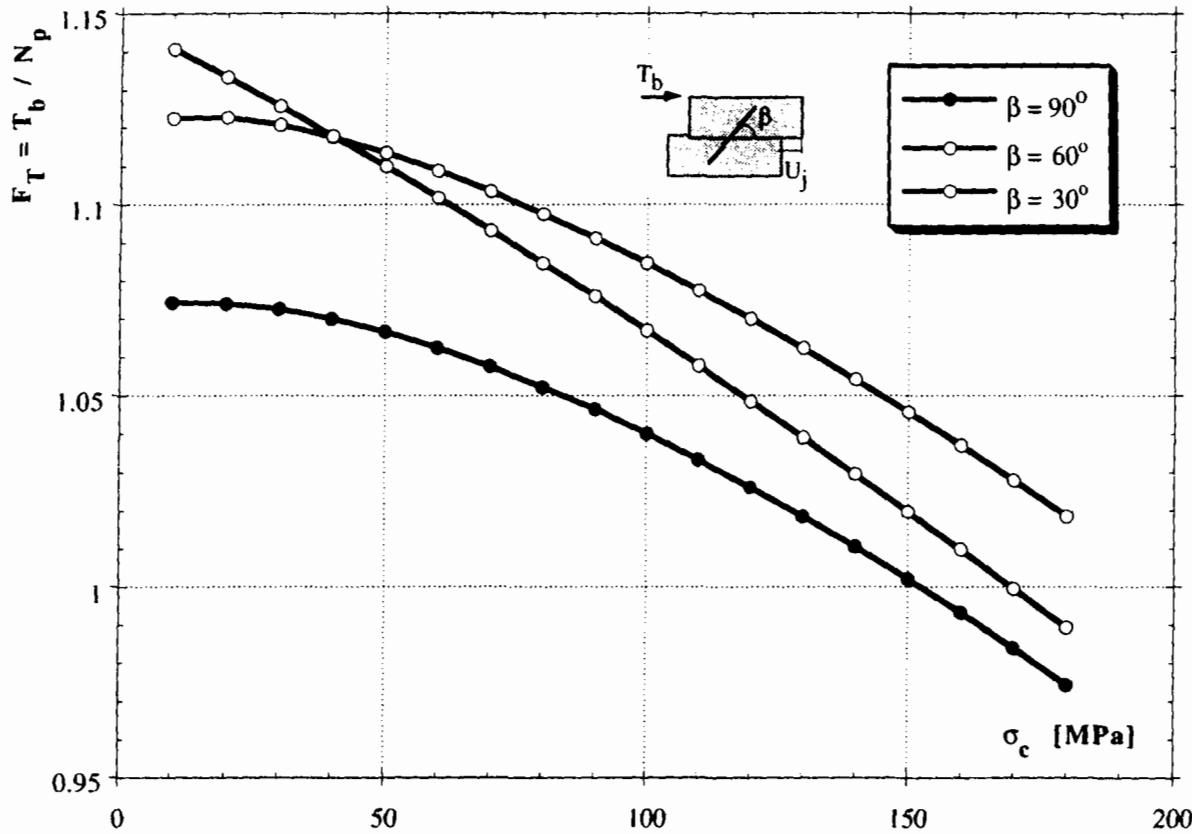


Figure 6.10 : Contribution totale d'une barre en fonction de la résistance de la roche pour différentes valeurs de l'angle β , avec $\phi_j = 30$ degrés

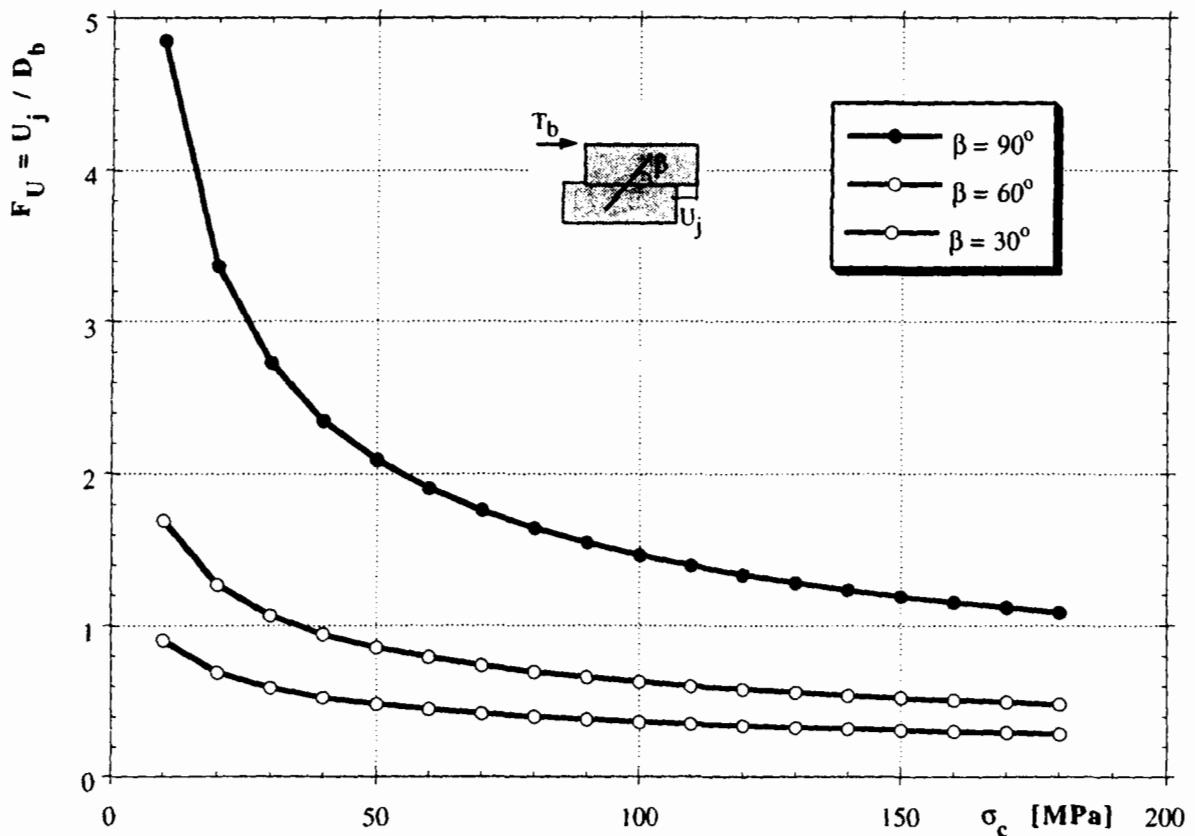


Figure 6.11 : Déplacement sur le joint en fonction de la résistance de la roche pour différentes valeurs de l'angle β

En revanche, la figure 6.11 montre que la résistance de la roche a une grande influence sur le déplacement à la rupture, et cela quelle que soit l'orientation de la barre. Les déplacements sont très importants lorsque la roche est de faible résistance et décroissent très rapidement lorsque celle-ci augmente.

6.3.3 Influence de l'angle de frottement sur le joint

L'influence de la variation de l'angle de frottement du joint ϕ_j sur la contribution de la barre est représentée à la figure 6.12, pour différentes orientations de la barre.

La contribution de la barre à la résistance au cisaillement du joint croît lorsque l'angle de frottement augmente et cela, quelle que soit l'orientation de la barre. On observe cependant que plus l'angle entre la barre et le joint est important plus la croissance de la contribution de la barre est rapide. Comme il a été expliqué aux paragraphes précédents, cela est dû au rôle prépondérant que joue le terme de confinement lorsque l'angle entre la barre et le joint est important.

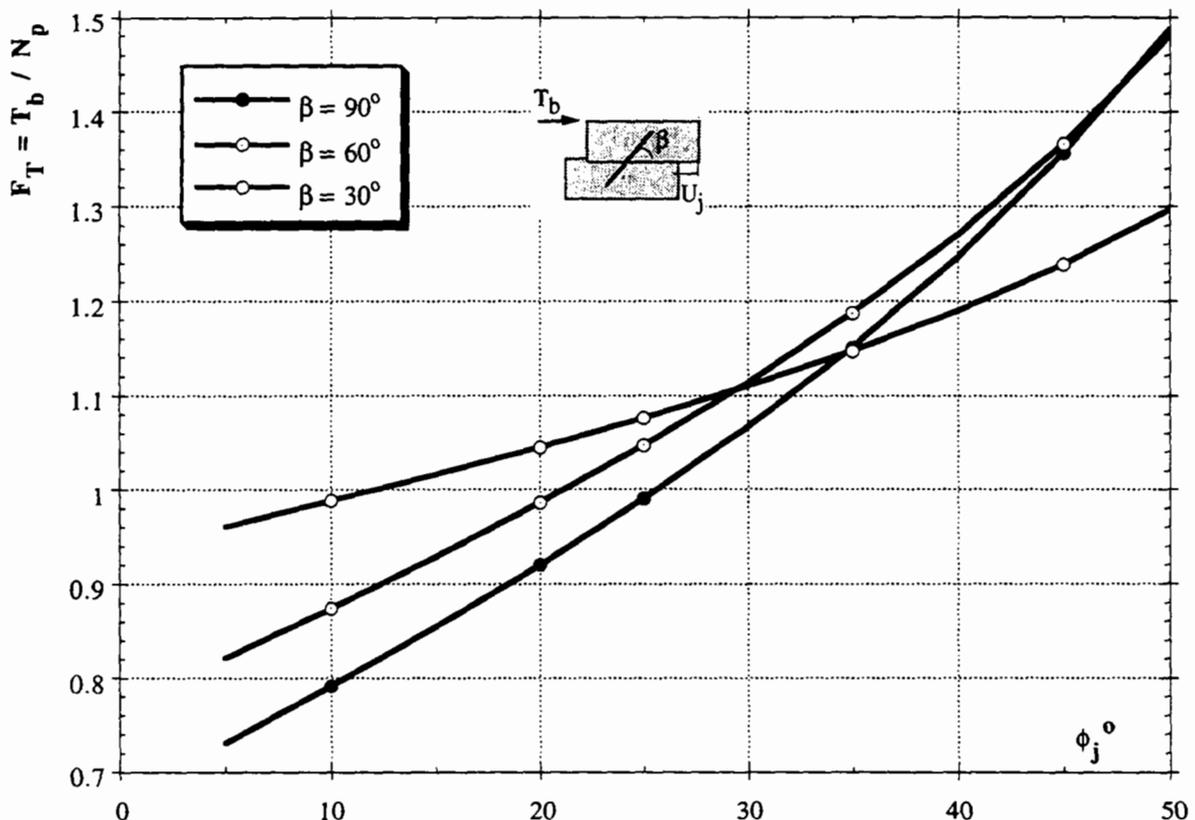


Figure 6.12 : Contribution totale d'une barre en fonction de l'angle de frottement sur le joint pour différentes valeurs de l'angle β

6.3.4 Evolution de la cohésion d'armature et du confinement sur le joint

La contribution de la barre à la résistance au cisaillement du joint est due pour une part à la contrainte normale développée par la composante perpendiculaire au joint de la force mobilisée dans la barre, et pour une autre part, à la cohésion d'armature liée à la composante parallèle au joint de cette même force.

La variation de la cohésion d'armature et de l'effet de confinement en fonction de l'angle entre la barre et le joint est représentée à la figure 6.13. Quelle que soit la résistance de la roche, on observe que le confinement croît lorsque l'angle entre la barre et le joint augmente alors qu'à l'inverse, la cohésion d'armature décroît dans le même temps.

Pour une barre très inclinée ($\beta < 15^\circ$), le terme de confinement est quasiment nul, tandis que le terme de cohésion d'armature est à son maximum. Lorsque la barre est placée perpendiculairement au joint ($\beta = 90^\circ$), la cohésion d'armature est à sa valeur minimum, alors que le confinement atteint son maximum. Dans ce cas, la part du confinement et la part de la cohésion d'armature, composant la contribution totale de la barre, sont de grandeur comparable.

L'influence de la résistance de la roche sur l'évolution de la cohésion d'armature et du confinement est représentée à la figure 6.14, pour différentes valeurs de l'angle d'orientation de la barre. Il est observé que le terme de cohésion est peu sensible à la variation de la résistance, alors qu'au contraire, le confinement diminue très nettement lorsque la résistance de la roche augmente et cela quelle que soit l'orientation de la barre.

6.3.5 Rigidités normale et tangentielle du joint

Les évolutions de la force normale et de la force parallèle au joint en fonction du déplacement ne sont pas linéaires. Cependant, pour apprécier la déformabilité du joint armé, on peut définir des modules sécants déterminés par le rapport de la force mobilisée à la rupture sur le déplacement correspondant.

L'évolution des modules de rigidité en fonction de l'angle entre la barre et le joint est représentée à la figure 6.15 pour différentes valeurs de la résistance de la roche. Quelle que soit la valeur de la résistance de la roche, la rigidité tangentielle du joint armé décroît rapidement à mesure que l'angle entre la barre et le joint augmente. La rigidité normale indirecte augmente pour atteindre un maximum et ensuite décroître.

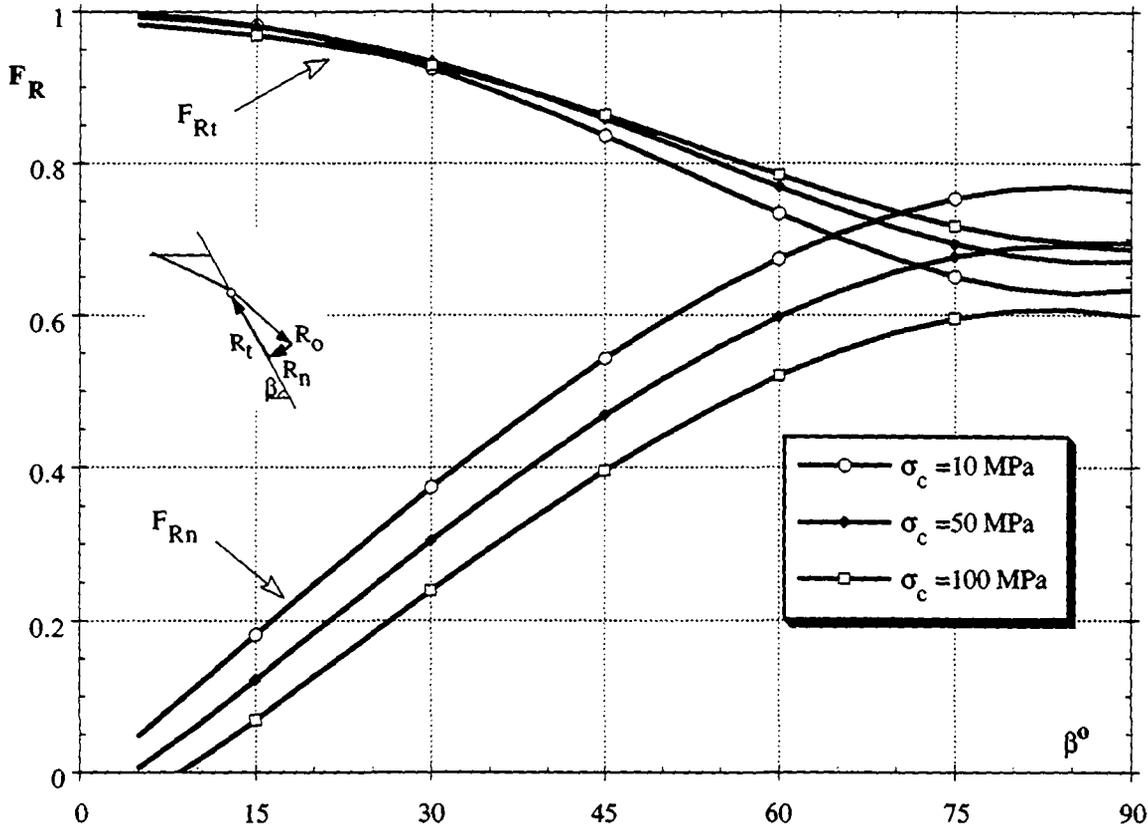


Figure 6.13 : Evolution de la cohésion d'armature R_t et du confinement R_n en fonction de l'angle β , pour différentes résistances de roche, avec $\phi_j = 30$ degrés

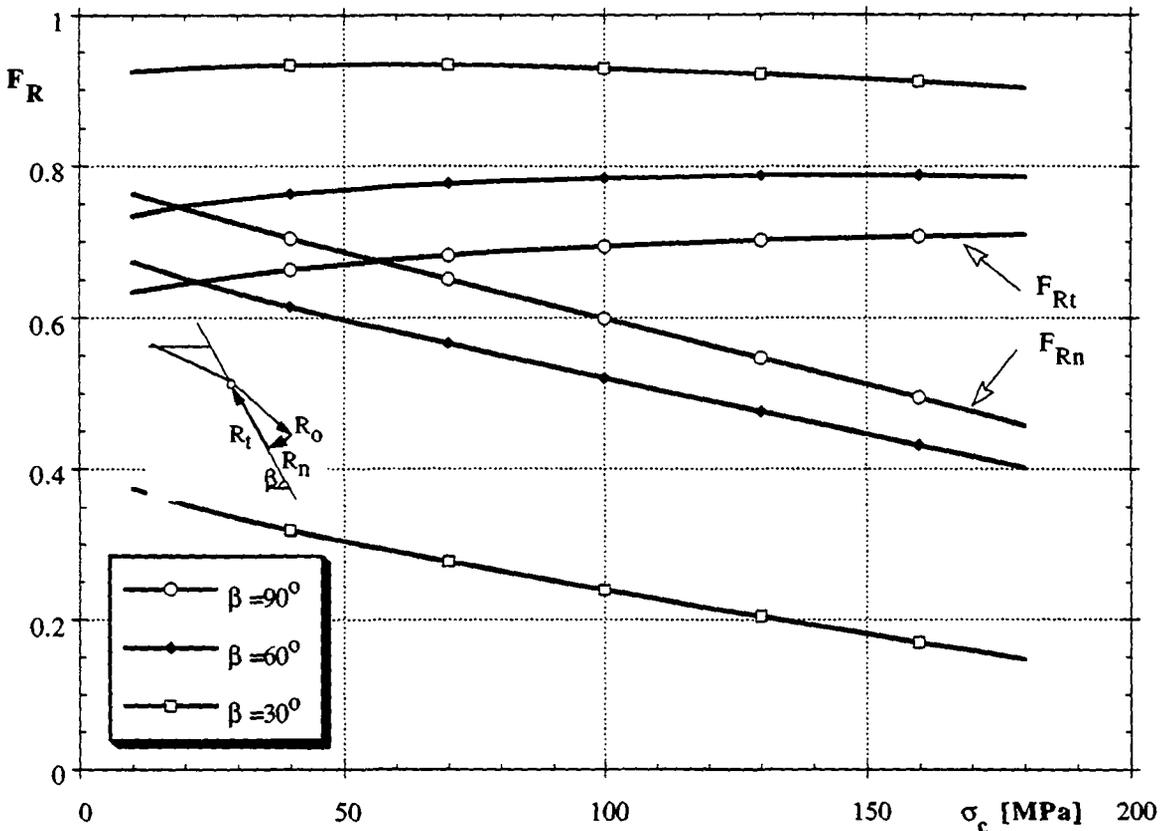


Figure 6.14 : Evolution de la cohésion d'armature R_t et du confinement R_n en fonction de la résistance de la roche pour différents angles β , avec $\phi_j = 30$ degrés

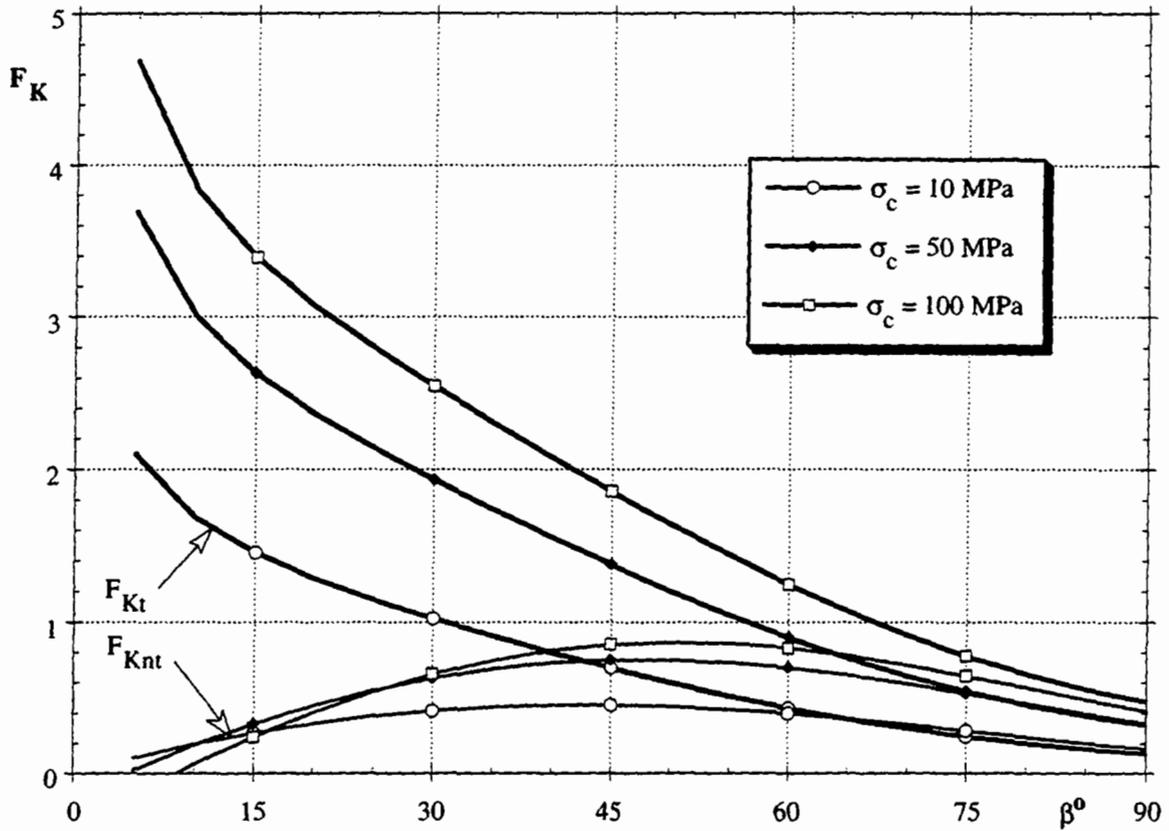


Figure 6.15 : Evolution des modules de rigidité en fonction de l'angle β pour différentes valeurs de la résistance de la roche

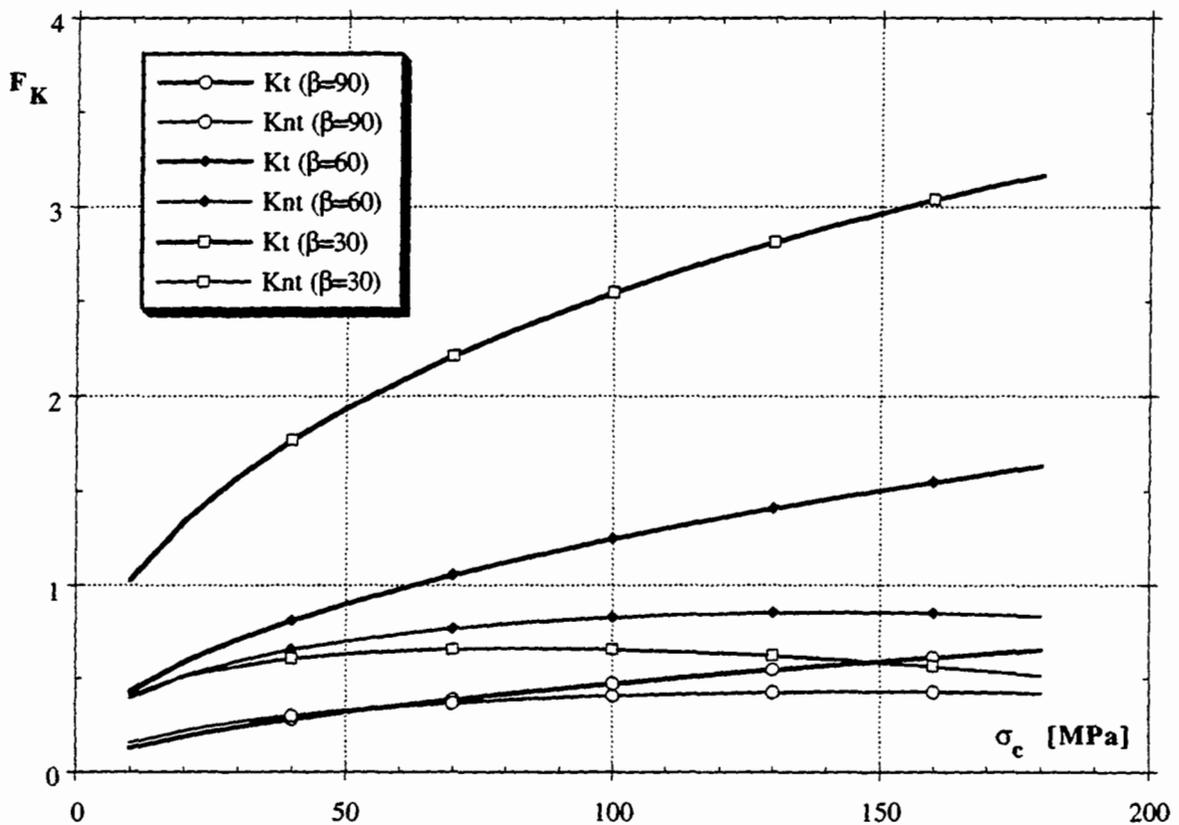


Figure 6.16 : Evolution des modules de rigidité en fonction de la résistance de la roche pour différentes valeurs de l'angle β

L'évolution des modules de rigidité en fonction de la résistance à la compression simple de la roche est représentée à la figure 6.16 pour différentes valeurs de l'angle entre la barre et le joint. La rigidité tangentielle du joint armé croît avec la résistance de la roche, d'autant plus rapidement que l'angle entre la barre et le joint est important. La rigidité normale indirecte est beaucoup moins sensible à la variation de la résistance de la roche.

6.4 Comparaisons aux formulations analytiques publiées dans la littérature

Certains auteurs, dont les travaux ont été passés en revue au chapitre 3, ont établi des formules permettant de calculer la contribution de la barre à la résistance au cisaillement du joint. La plus simple, mentionnée par **Bjurström (1974)**, consiste à décomposer l'effort normal mobilisé dans la barre sur le plan du joint. Il vient alors :

$$T_b = N_p (\cos\beta + \sin\beta \tan\phi_j)$$

- où, N_p : effort normal à la limite d'écoulement de la barre
 β : angle entre la barre et le joint
 ϕ_j : angle de frottement sur le joint

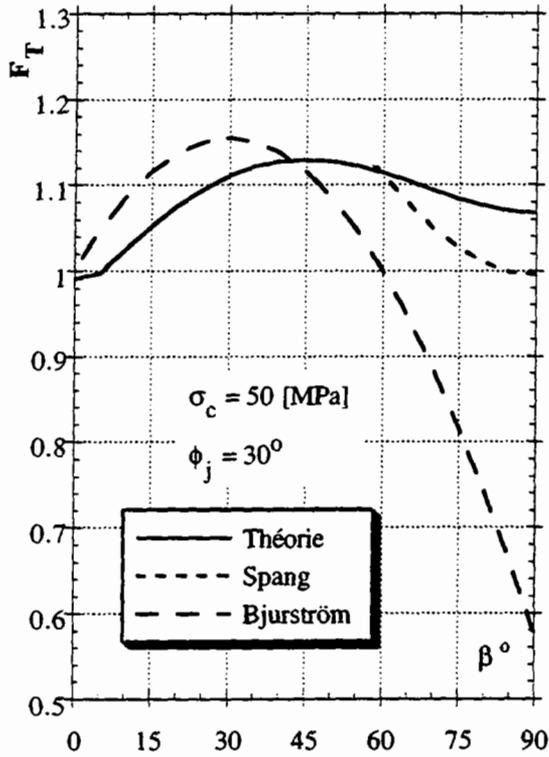
Par ailleurs, **Spang (1988)** a établi les formules suivantes sur la base d'un grand nombre de résultats d'essais. Compte tenu de leur caractère semi-empirique, ces expressions sont valables pour une résistance à la compression simple de la roche comprise entre 10 et 70 MPa et pour un angle entre la barre et le joint compris entre 60 et 90 degrés.

$$T_b = N_p [1.55 + 0.011 \sigma_c^{1.07} \sin^2(\alpha + i)] \sigma_c^{-0.14} (0.85 + 0.45 \tan\phi_j)$$

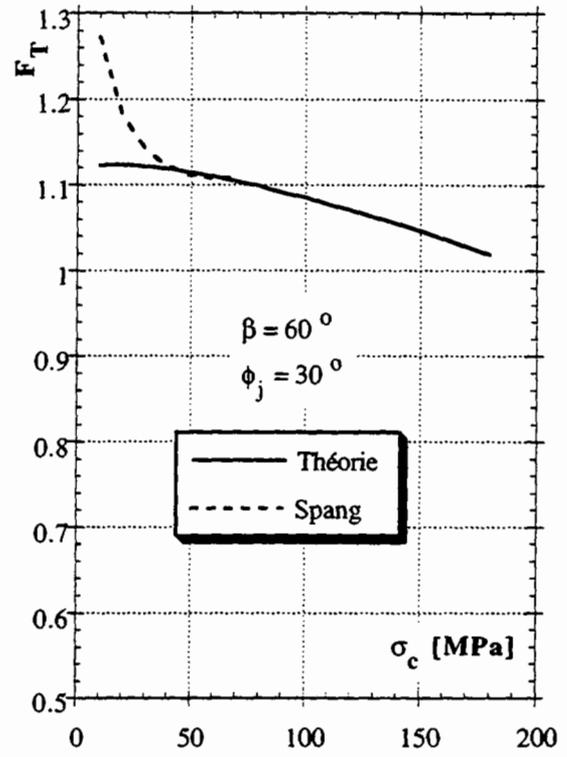
$$U_j = D_b (15.2 - 55.2 \sigma_c^{-0.14} + 56.2 \sigma_c^{-0.28}) \left[1 - \frac{\tan\alpha}{\cos\alpha^{0.5}} \left(\frac{70}{\sigma_c} \right)^{0.125} \right]$$

- où, σ_c : résistance en compression simple de la roche exprimée en MPa
 α : angle entre la barre et la normale au joint
 D_b : diamètre de la barre

Ces formules, appliquées au cas de base étudié précédemment, sont comparées aux prévisions de la présente théorie.

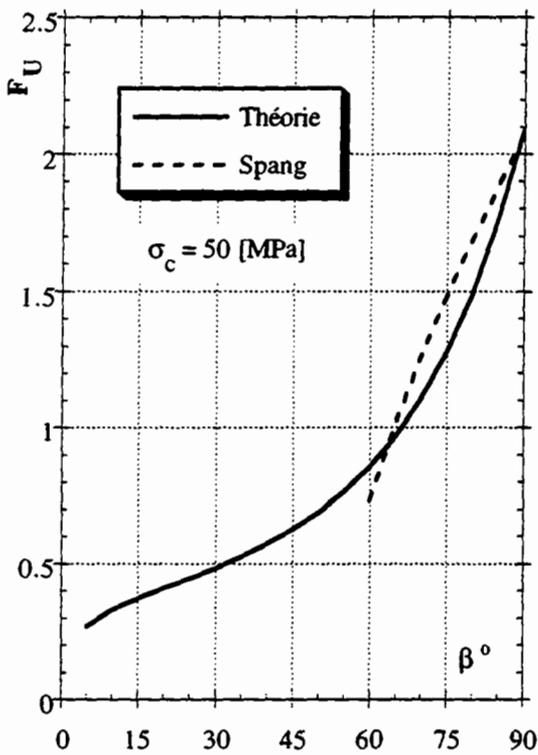


a- Contribution normalisée en fonction de l'angle entre la barre et le joint

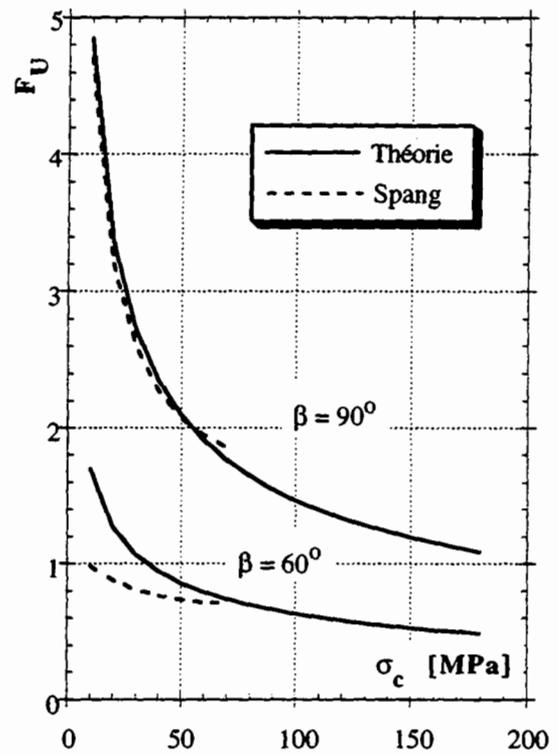


b- Contribution normalisée en fonction de la résistance de la roche

Figure 6.17 : Contributions normalisées de la barre calculées analytiquement



a- Déplacement sur le joint en fonction de l'angle entre la barre et le joint



b- Déplacement sur le joint en fonction de la résistance de la roche

Figure 6.18 : Déplacements normalisés sur le joint calculés analytiquement

On observe à la figure 6.17a que lorsque l'angle entre la barre et le joint est important (β supérieur à 60 degrés) la formulation analytique (présente théorie) et l'expression de Spang s'accordent bien, tandis que la décomposition de Bjurström semble sous-estimer la contribution de la barre. En revanche lorsque la barre est très inclinée (β inférieur à 60 degrés) la présente théorie et celle de Bjurström fournissent des résultats comparables.

L'influence de la résistance de la roche est mis en évidence à la figure 6.17b. Il est observé que dans le domaine des faibles valeurs de résistance, la formule de Spang indique une décroissance de la contribution de la barre plus rapide que celle calculée par la théorie.

En ce qui concerne la prévision des déplacements sur le joint, la théorie et la formule de Spang s'accordent pour indiquer une décroissance du déplacement consécutive à la diminution de l'angle entre la barre et le joint (figure 6.18a) et à l'augmentation de la résistance de la roche (figure 6.18b).

Les performances de la formulation analytique sont comparées à la figure 6.19 aux résultats du modèle numérique proposé par Swoboda & Mareňce (1992) (cf. paragraphe 3.4.2). On observe une bonne concordance notamment pour une barre perpendiculaire au joint. L'écart maximum est de 10% pour un angle de 45 degrés.

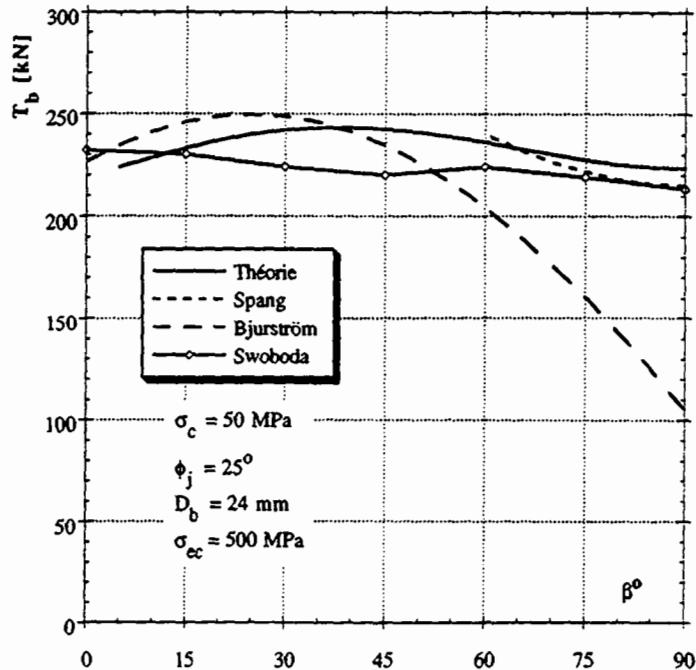


Figure 6.19 : Comparaison des différentes méthodes analytiques avec la formulation par Eléments Finis de Swoboda et Mareňce (1992)

6.5 Comparaisons aux résultats expérimentaux

6.5.1 Essais réalisés à la presse Triroc

Les prévisions de la formulation analytique sont comparées aux résultats d'essais présentés au chapitre 4. Seuls les essais réalisés sur les modèles renforcés de barres scellées sur toute leur longueur, correspondant aux hypothèses de calcul, font l'objet de cette comparaison. Les résultats sont résumés au tableau 6.1 où les paramètres mentionnés ont la signification suivante :

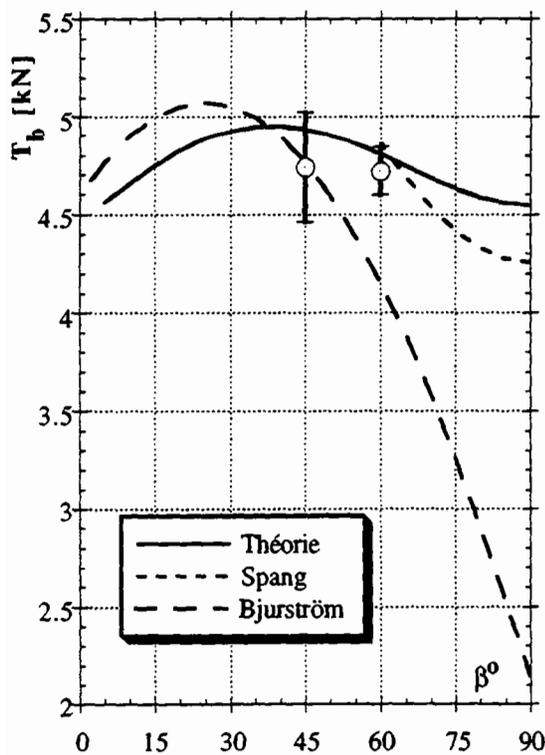
- T_{bm} : valeur moyenne de la contribution d'une barre
- S_{xt} : écart type sur la moyenne de la contribution des barres
- $T_{b}^{thé}$: contribution d'une barre calculée selon la présente théorie
- e_t : écart entre la valeur moyenne et la valeur calculée
- U_{jm} : valeur moyenne du déplacement sur le joint
- S_{xu} : écart type sur la moyenne du déplacement sur le joint
- $U_j^{thé}$: déplacement sur le joint calculé selon la présente théorie
- e_u : écart entre la valeur moyenne et la valeur calculée

Pour les modèles à 45 degrés, l'écart entre la prévision analytique de la contribution maximum d'une barre et sa valeur mesurée est inférieur à 5%. Par contre, le déplacement calculé à la rupture est inférieur de 29% environ à la valeur observée. Pour les modèles à 60 degrés, la contribution calculée de la barre est supérieure de 2% aux valeurs mesurées, tandis que le déplacement calculé à la rupture est légèrement inférieur à la valeur observée. Ces résultats représentés sous forme graphique aux figures 6.20a et 6.20b montrent que la prévision analytique applicable quel que soit l'angle d'orientation de la barre, s'accorde bien avec les résultats expérimentaux. Ici aussi, on observe que la formulation de Bjurström est valable pour un angle faible à modéré, tandis que la formule de Spang s'applique bien pour un angle plus important.

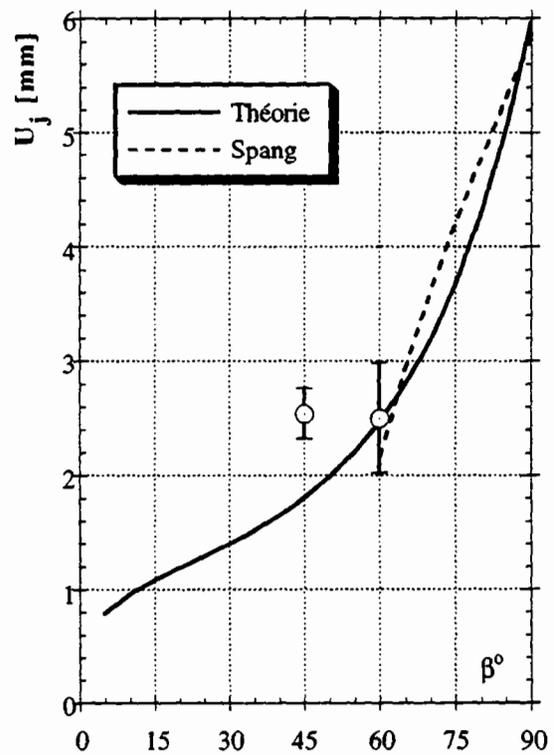
Les courbes représentant l'évolution complète de la contribution d'une barre en fonction du déplacement sur le joint sont respectivement représentées à la figure 6.21, pour les essais réalisés sur les modèles pourvus d'un joint orienté à 45 degrés, et à la figure 6.22 pour les essais réalisés sur les modèles pourvus d'un joint orienté à 60 degrés. L'allure générale des courbes expérimentales et théoriques montre une bonne concordance, même si l'on peut observer que les courbes théoriques expriment insuffisamment le palier plastique au cours duquel la contribution de la barre demeure constante. Les pentes des courbes au début du chargement s'accordent relativement bien.

Essais	β°	T_b [kN]	T_{bm} [kN]	S_{xt} [kN]	$T_b^{thé}$ [kN]	e_t %	U_j [mm]	U_{jm} [mm]	S_{xu} [mm]	$U_j^{thé}$ [mm]	e_u %
CE 45.14	45	4.98	4.74	0.28	4.93	+ 4	2.23	2.54	0.22	1.80	- 29
CE 45.15		4.96					2.60				
CE 45.16		4.42					2.76				
CE45.17		4.59					2.55				
CE 60.19	60	4.61	4.72	0.12	4.80	+ 2	2.07	2.50	0.48	2.46	- 2
CE 60.20		4.65					2.17				
CE 60.21		4.74					2.63				
CE60.22		4.87					3.12				

Tableau 6.1 : Comparaison de résultats expérimentaux avec les prévisions de la formulation analytique



a- contribution d'une barre en fonction de l'angle entre la barre et le joint



b- déplacement sur le joint en fonction de l'angle entre la barre et le joint

Figure 6.20 : Comparaisons entre les résultats expérimentaux obtenus à la presse Tiroc et les prévisions analytiques des différentes méthodes

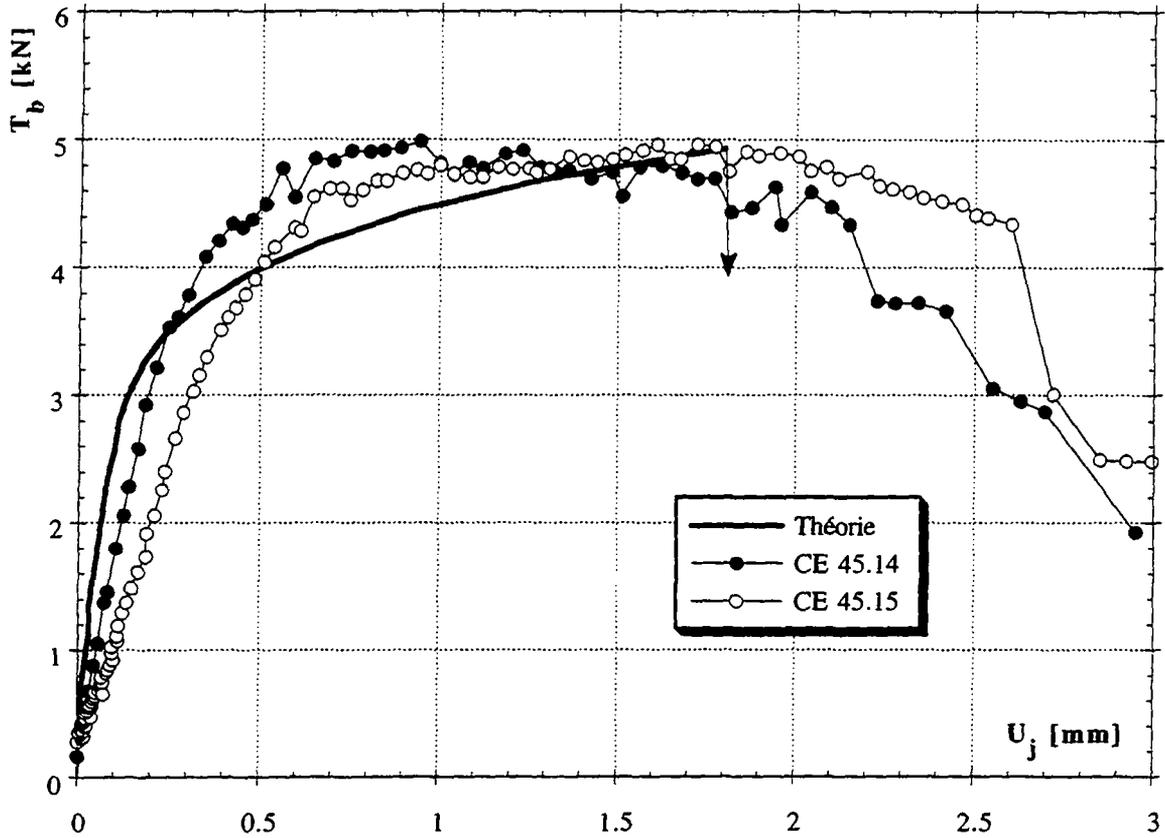


Figure 6.21 : Comparaison de la contribution d'une barre pour les modèles à 45 degrés

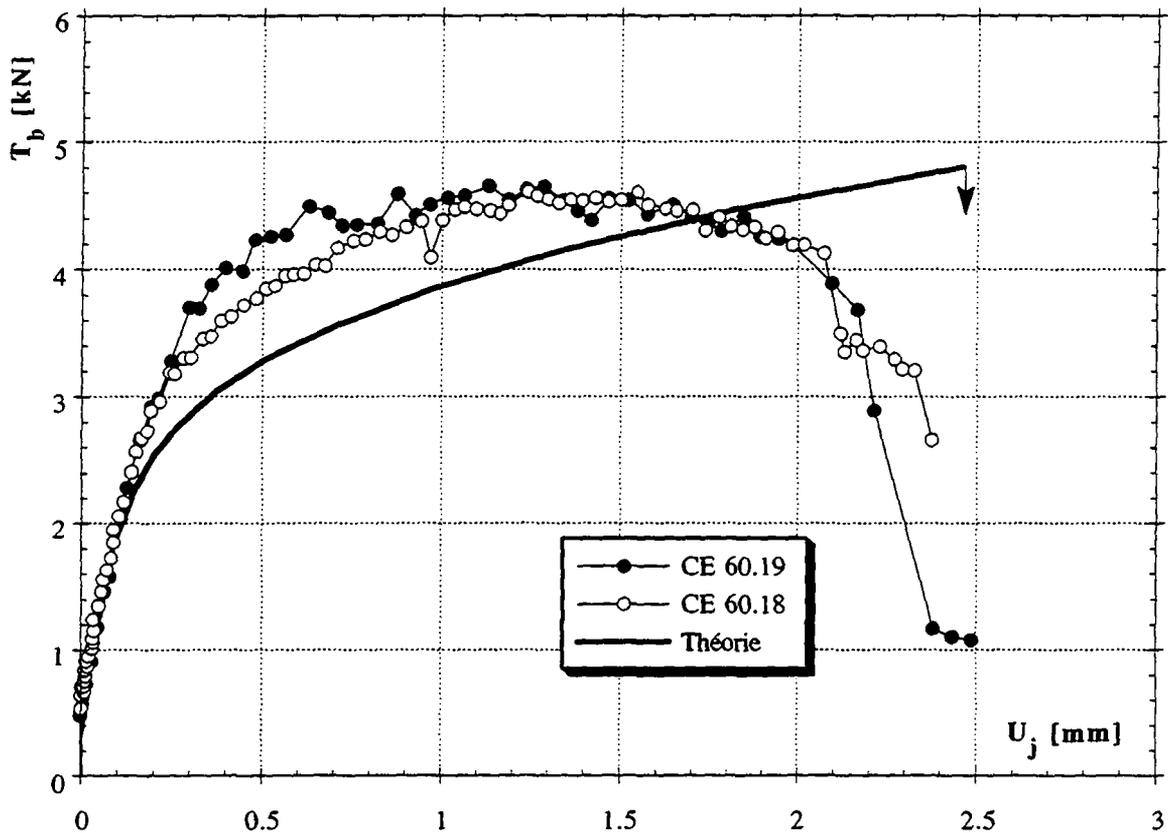


Figure 6.22 : Comparaison de la contribution d'une barre pour les modèles à 60 degrés

6.5.2 Essais réalisés par Spang

Les essais reportés par **Spang (1988)** ont été réalisés en cisaillement direct sur des échantillons en granite, en grès et en béton. Les échantillons étaient renforcés d'une barre d'acier, scellée dans un trou ayant un diamètre égal au double de celui des barres. Le coulis de scellement utilisé était constitué d'un mélange bentonite-ciment et les barres avaient un diamètre de 8 mm. Les caractéristiques mécaniques sont résumées ci-après :

- Résistance à la compression simple des matériaux :

Granite :	σ_c	=	105 MPa
Béton :	σ_c	=	40 MPa
Grès :	σ_c	=	10 MPa
Coulis :	σ_{cg}	=	36 MPa

- Caractéristiques de la barre :

Diamètre :	D_b	=	8 mm
Limite d'élasticité	σ_{el}	=	630 MPa
Limite d'écoulement	σ_{ec}	=	670 MPa
Déformation à la rupture	ε_f	=	13.5 %

L'angle de frottement sur le joint était compris entre 30 et 34 degrés, et l'orientation des barres par rapport au joint variait de 60 à 90 degrés. Les figures 6.23 à 6.26 montrent les évolutions, mesurées expérimentalement et calculées analytiquement, de la contribution de la barre en fonction du déplacement sur le joint.

Pour les essais réalisés sur les échantillons en béton, on observe une bonne concordance entre les valeurs expérimentales et analytiques. Lorsque la barre recoupe perpendiculairement le joint (figure 6.23), le déplacement à la rupture est de l'ordre de deux fois le diamètre de la barre, tandis que pour un angle de 60 degrés entre la barre et le joint (figure 6.24), ce même déplacement se réduit à un demi-diamètre environ.

Pour l'essai réalisé sur le grès (figure 6.25), on note une bonne prévision de la contribution maximum de la barre. Par contre le déplacement à la rupture est surestimé car le coulis de scellement est plus résistant que la roche environnante. Dans le cas du granite (figure 6.26), la situation est inverse et le déplacement calculé est nettement inférieur au déplacement mesuré. Les courbes calculées avec la résistance du coulis sont représentées en pointillé. On peut observer que les courbes expérimentales sont encadrées par les deux courbes théoriques.

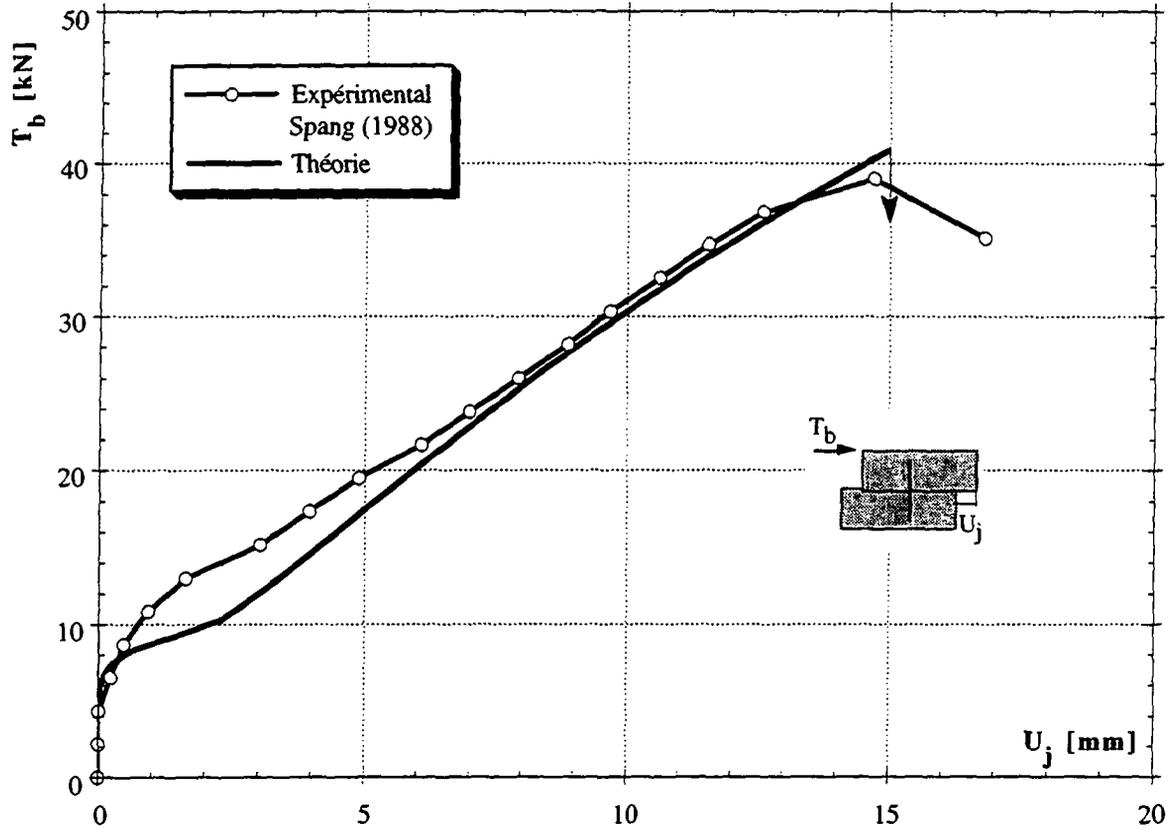


Figure 6.23 : Contribution d'une barre en fonction du déplacement sur le joint pour un échantillon en béton renforcé d'une barre de diamètre 8 mm, placée à 90 degrés

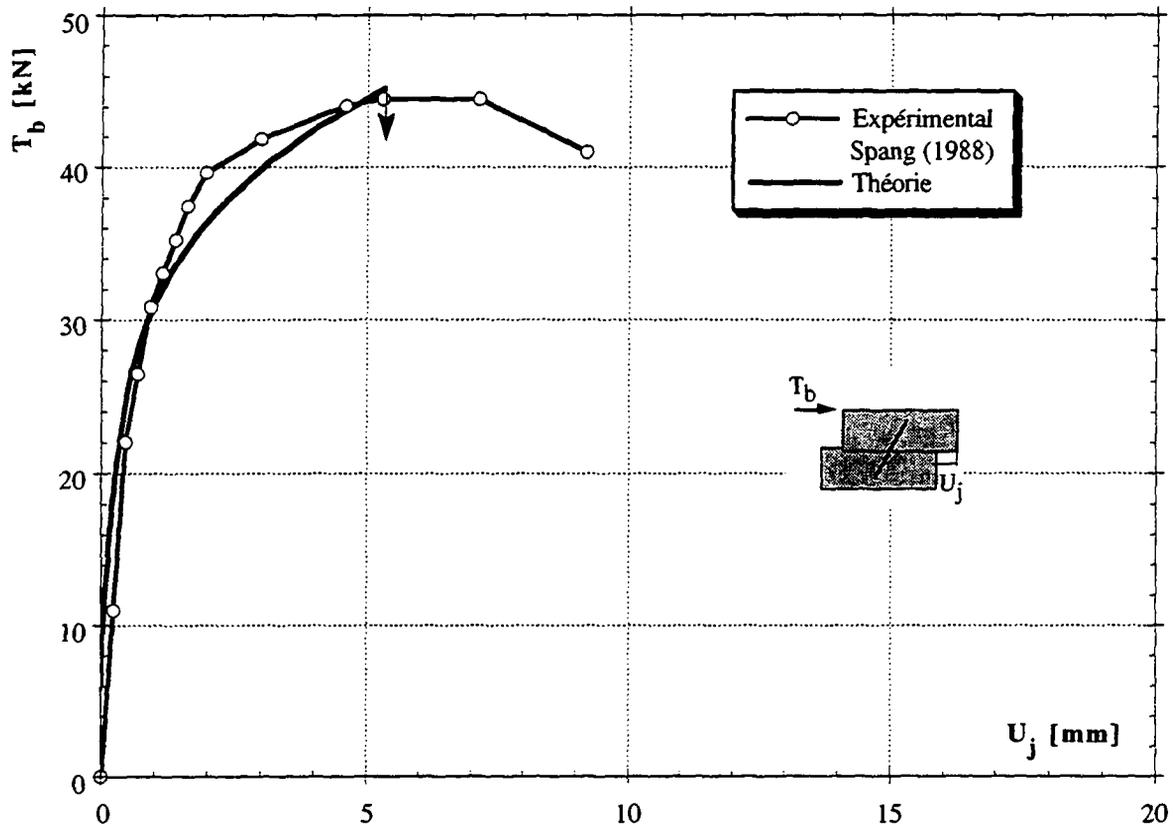


Figure 6.24 : Contribution d'une barre en fonction du déplacement sur le joint pour un échantillon en béton renforcé d'une barre de diamètre 8 mm placée à 60 degrés

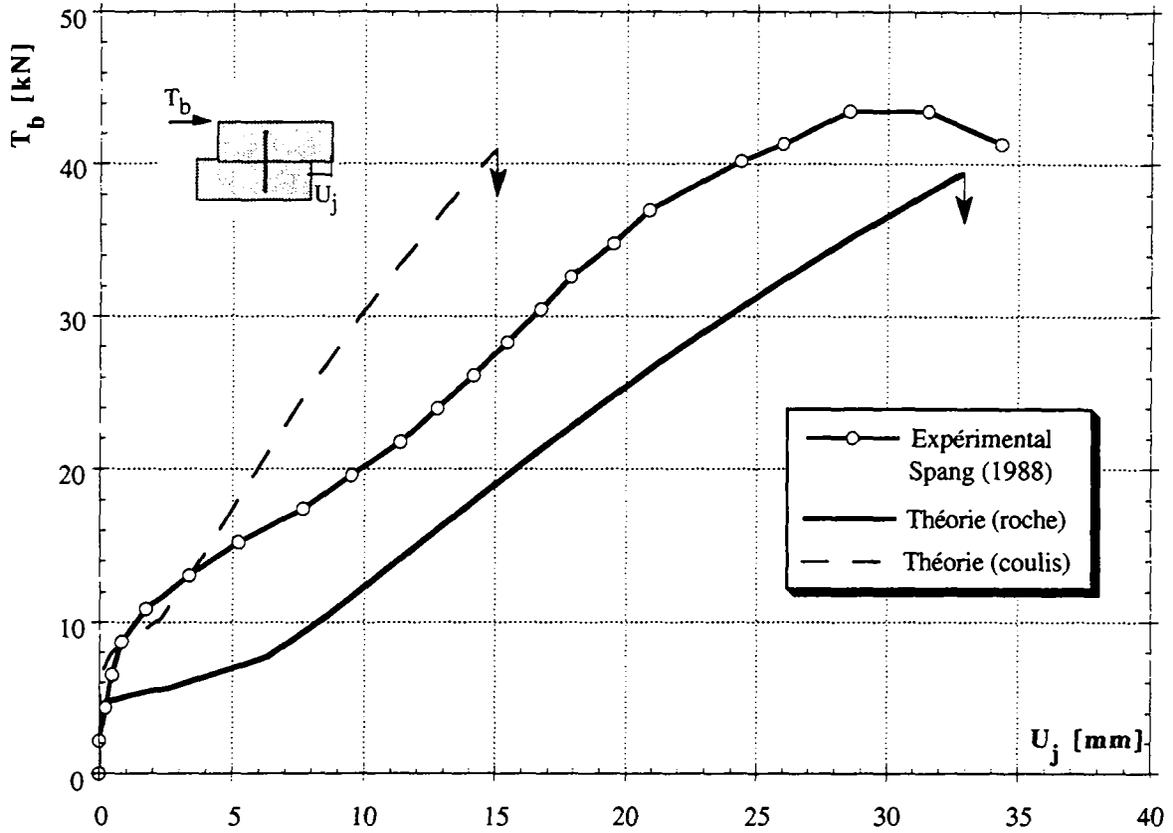


Figure 6.25 : Contribution d'une barre en fonction du déplacement sur le joint pour un échantillon en grès renforcé d'une barre de 8mm de diamètre placée à 90 degrés

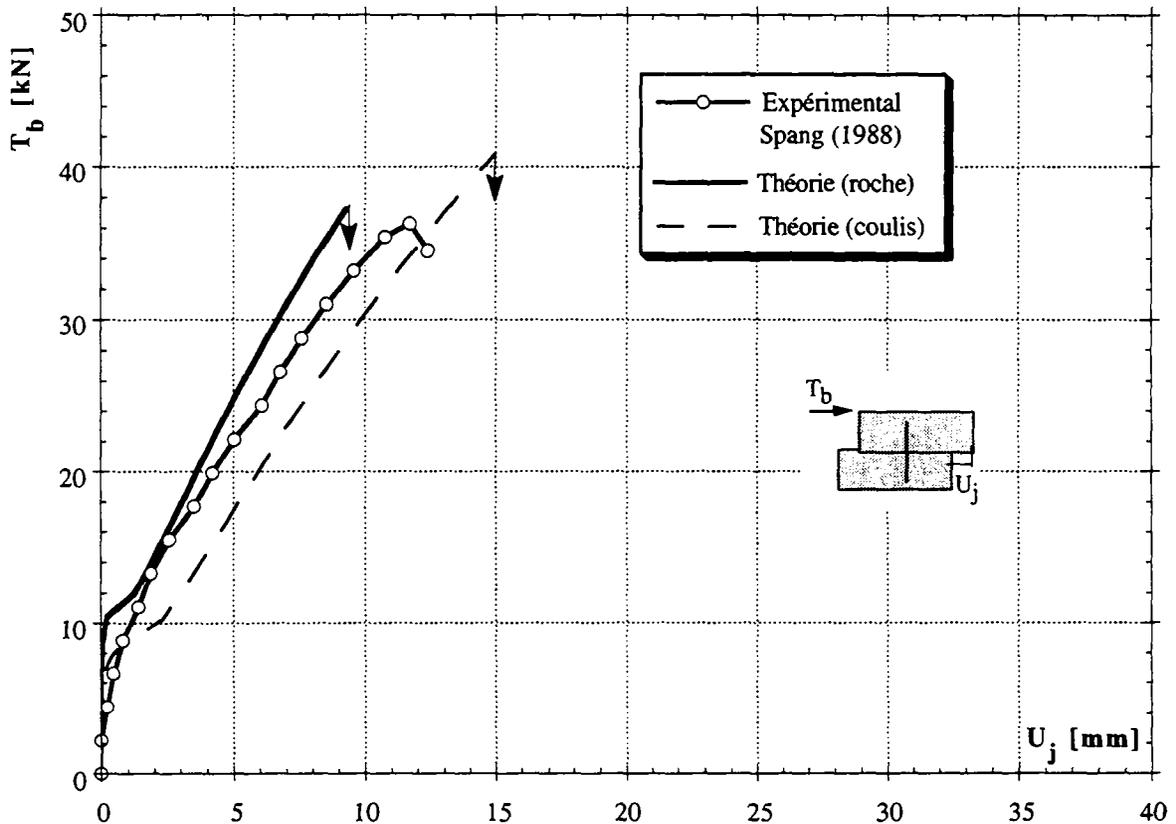


Figure 6.26 : Contribution d'une barre en fonction du déplacement sur le joint pour un échantillon en granit renforcé d'une barre de 8 mm de diamètre placée à 90 degrés

En résumé, lorsque le contraste entre la résistance du matériau et la résistance du coulis de scellement est faible, on obtient une bonne prévision de la contribution de la barre et du déplacement sur le joint.

6.5.3 Autres essais publiés dans la littérature

Les performances du modèle analytique sont confrontées aux résultats d'essais publiés par **Haas (1976-1981)**, **Dight (1983)**, **Egger & Fernandes (1983)** et **Ferrero (1993)**. Les paramètres d'essais ainsi que les principaux résultats sont résumés au tableau 6.2.

La première remarque porte sur la dispersion des résultats dont l'origine est difficile à déceler compte tenu de la connaissance partielle de certaines conditions d'essais et de certains paramètres mécaniques.

Les comparaisons de la contribution des barres à la résistance au cisaillement d'un joint ainsi que celles des déplacements associés sur le joint, sont illustrées respectivement aux figures 6.27 et 6.28.

On observe comme précédemment, que lorsque la barre est très inclinée (angle entre la barre et le joint faible), la présente théorie et la décomposition de Bjurström fournissent une bonne prévision de la contribution totale des barres (figure 6.27). En revanche, pour un angle entre la barre et le joint important, la prévision de Bjurström s'écarte, tandis que la présente théorie et la formule de Spang demeurent fiables.

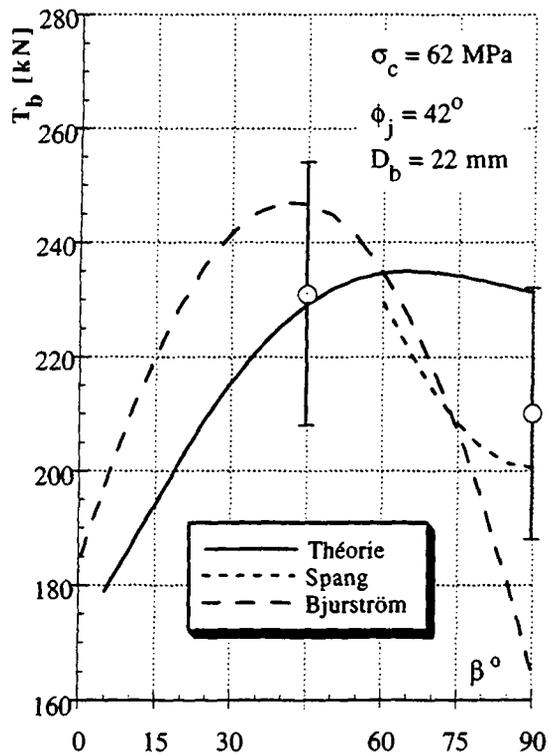
Du point de vue de l'estimation des déplacements sur le joint (figure 6.28), les prévisions de Spang et de la présente théorie s'accordent bien avec les résultats expérimentaux.

A l'exception d'un essai de la série de Egger & Fernandes, l'écart maximum est de 10% pour la contribution de la barre et de 34% pour le déplacement sur le joint. Il est par ailleurs difficile de dégager une tendance qui permettrait de conclure à la surestimation, ou au contraire à la sous-estimation de la prévision analytique.

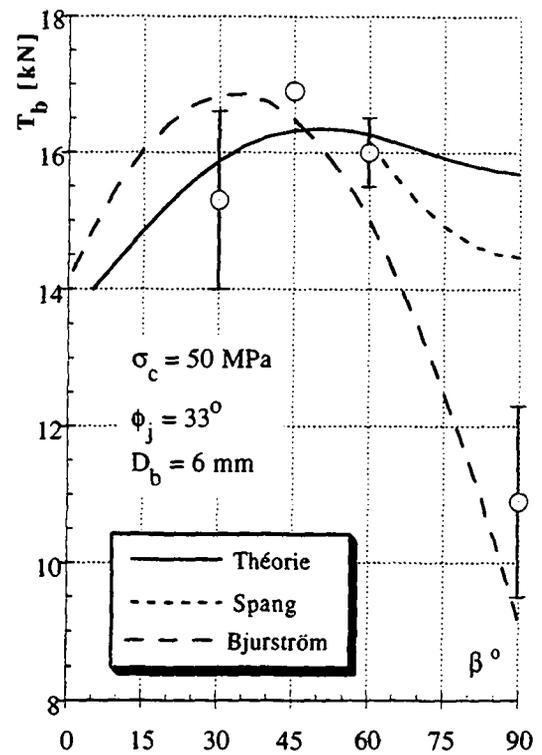
Auteurs	Caractéristiques	β^0	T_{bm} [kN]	S_{xt} [kN]	$T_b^{thé}$ [kN]	e_t %	U_{jm} [mm]	S_{xu} [mm]	$U_j^{thé}$ [mm]	e_u %
Haas (1981)	Calcaire $\sigma_c = 62$ MPa $\phi_j = 42^\circ$ $D_b = 22$ mm $\sigma_{ec} = 483$ MPa $\varepsilon_f = 20$ %	90	210	22.5	231	+ 10	39.0	11.9	36.7	- 6
		45	231	22.7	229	- 1	22.7	5.3	11.4	- 50
Egger & Fernandes (1983)	Béton $\sigma_c = 50$ MPa $\phi_j = 33^\circ$ $D_b = 6$ mm $\sigma_{ec} = 500$ MPa $\varepsilon_f = 20$ %	90	10.9	2.0	15.7	+ 44	8.5	1.5	11.4	+ 34
		60	16.0	0.7	16.3	+ 2	3.9	3.5	4.7	+ 21
		45	16.9	-	16.3	- 4	3.6	3.0	3.4	- 6
		30	15.3	1.8	15.9	+ 4	-	-	2.7	-
Dight (1983)	Plâtre $\sigma_c = 25$ MPa $\phi_j = 37^\circ$ $D_b = 4.8$ mm $\sigma_{ec} = 210$ MPa $\varepsilon_f = 20$ %	90	4.6	0.6	4.4	- 4	8.7	1.6	8.2	- 6
Ferrero (1993)	Granite $\sigma_c = 41$ MPa $\phi_j = 37^\circ$ $D_b = 12$ mm $\sigma_{ec} = 720$ MPa $\varepsilon_f = 25$ %	90	105	7.1	98.4	- 6	28.5	0.1	34.6	+ 21

Tableau 6.2 : Comparaison de résultats expérimentaux avec les prévisions de la formulation analytique

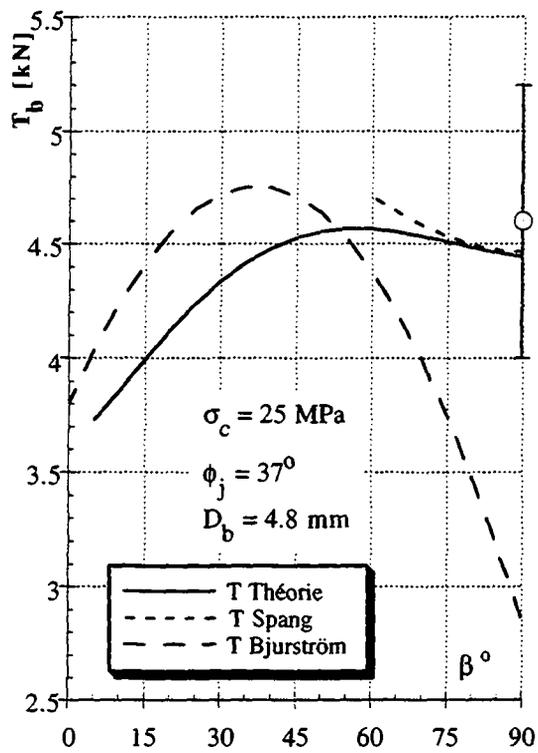
- T_{bm} : valeur moyenne de la contribution d'une barre
- S_{xt} : écart type sur la moyenne de la contribution des barres
- $T_b^{thé}$: contribution d'une barre calculée selon la présente théorie
- e_t : écart entre la valeur moyenne et la valeur calculée
- U_{jm} : valeur moyenne du déplacement sur le joint
- S_{xu} : écart type sur la moyenne du déplacement sur le joint
- $U_j^{thé}$: déplacement sur le joint calculé selon la présente théorie
- e_u : écart entre la valeur moyenne et la valeur calculée



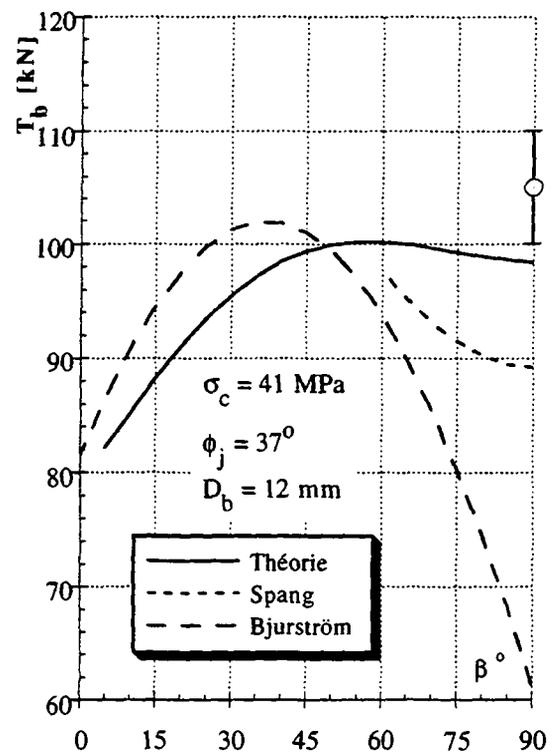
a- Résultats d'essais d'après Haas (1981)



b- Résultats d'essais d'après Egger & Fernandes (1983)

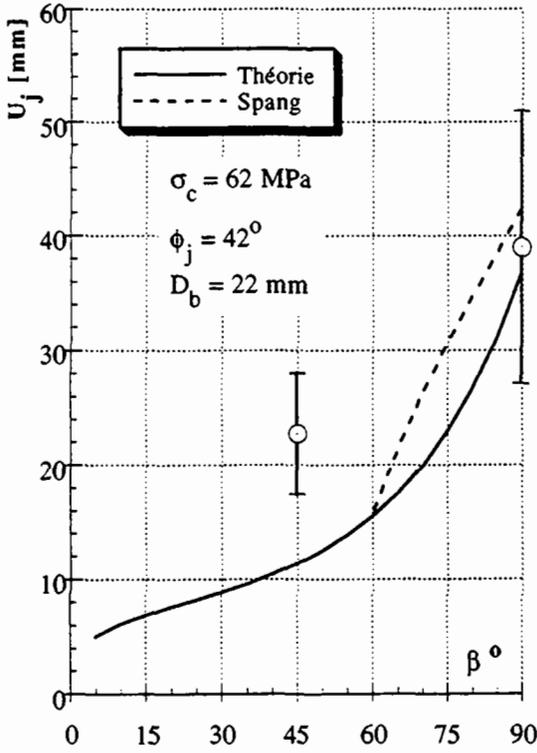


c- Résultats d'essais d'après Dight (1983)

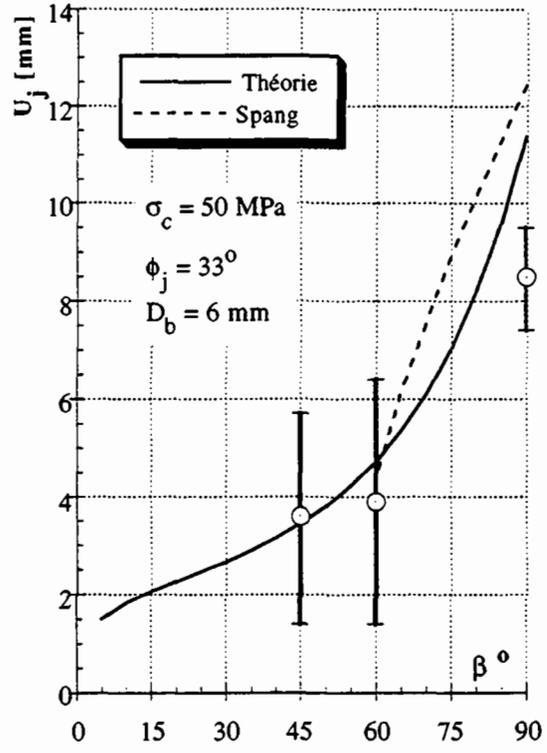


d- Résultats d'essais d'après Ferrero (1993)

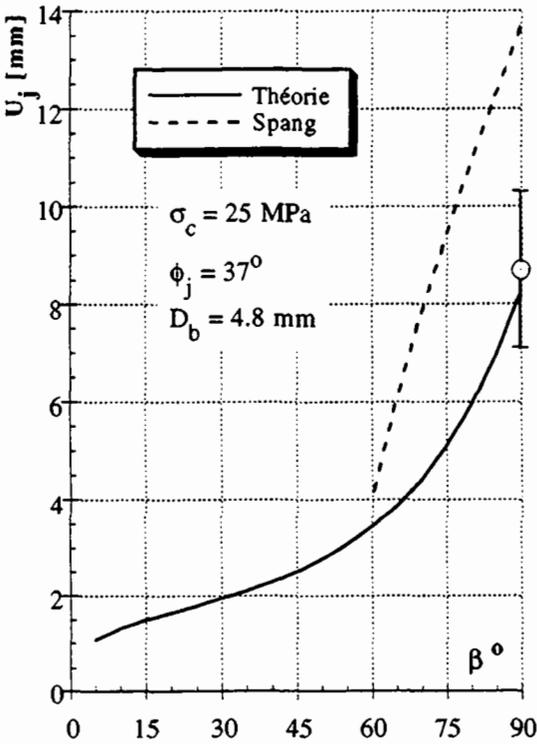
Figure 6.27 : Comparaisons entre les contributions des barres calculées et les valeurs expérimentales obtenues par différents auteurs



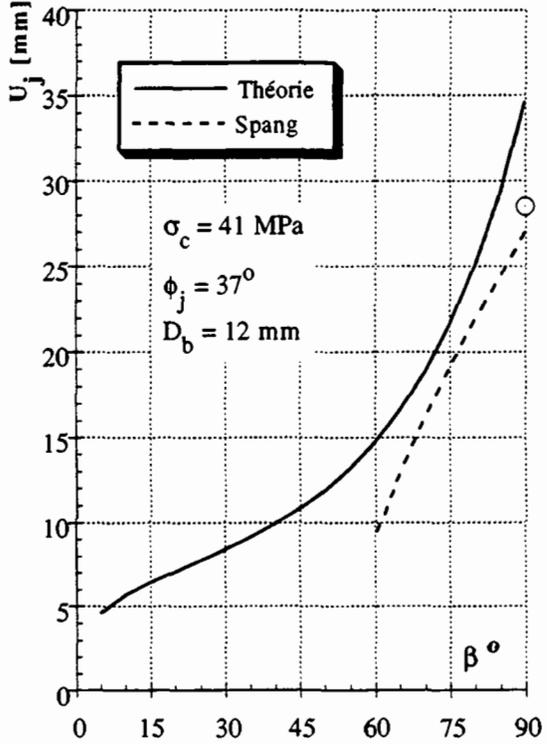
a- Résultats d'essais d'après Haas (1981)



b- Résultats d'essais d'après Egger & Fernandes (1983)



c- Résultats d'essais d'après Dight (1983)



d- Résultats d'essais d'après Ferrero (1993)

Figure 6.28 : Comparaison des déplacements sur le joint calculés et les valeurs expérimentales obtenues par différents auteurs

6.6 Conclusion

L'étude systématique de l'influence des paramètres intervenant dans la description du comportement d'un joint armé, réalisée au moyen de la formulation analytique et confirmée par les principaux résultats d'essais publiés dans la littérature, permet de dégager les conclusions suivantes.

La résistance de la roche influence peu la résistance au cisaillement du joint armé, par contre, lorsque celle-ci diminue, le déplacement nécessaire pour mobiliser la résistance maximum augmente considérablement. Dans le cas de barres scellées, si l'espace annulaire entre la barre et la paroi du trou de forage est important, la résistance du coulis prédominera sur celle de la roche.

L'orientation de la barre par rapport au joint influence fortement le comportement du joint armé. Lorsque l'angle est élevé (barre perpendiculaire), l'effet de confinement et l'effet de cohésion d'armature sont d'importance comparable. Par contre, si l'angle est faible (barre très inclinée), le rôle du confinement est négligeable au regard de celui de la cohésion d'armature. Il en résulte que la position optimum de la barre varie en fonction de la valeur de l'angle de frottement sur le joint. D'autre part, le déplacement nécessaire pour mobiliser la pleine contribution de la barre augmente avec l'angle entre la barre et le joint.

En résumé, une barre placée perpendiculairement dans une roche de faible résistance constitue un système souple, tandis qu'une barre très inclinée, placée dans une roche de résistance élevée constitue un système rigide. La résistance de ces deux systèmes dépend de l'angle de frottement sur le joint.

Comparée aux prévisions analytiques antérieures, la présente théorie offre l'avantage d'être applicable sur une gamme étendue de valeurs de l'angle d'orientation de la barre et de résistance de la roche. En outre, elle permet de calculer analytiquement la courbe complète de la contribution de la barre en fonction du déplacement sur le joint.

Chapitre 7

Applications au Calcul d'Ouvrages

Dans ce chapitre, nous abordons l'application au calcul d'ouvrages, de la formulation analytique développée au chapitre 5 et discutée au chapitre 6.

7.1 Stabilité d'un talus d'excavation

Considérons un talus d'excavation de 15 mètres de hauteur, réalisé avec un parement vertical, tel que représenté à la figure 7.1. Les couches d'une épaisseur de 1.5 mètre, ont un pendage de 60 degrés. Le renforcement est réalisé au moyen de barres d'acier scellées sur toute leur longueur.

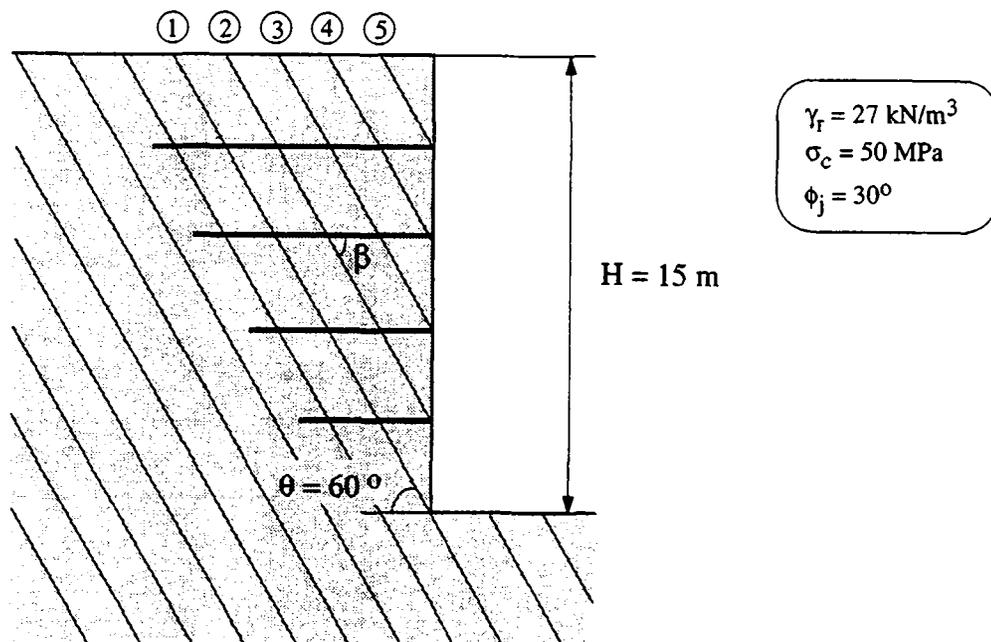


Figure 7.1 : Géométrie du talus étudié

Les caractéristiques géométriques et mécaniques choisies pour le calcul sont les suivantes :

Roche :	- poids volumique	γ_r	=	27 kN / m ³
	- résistance à la compression simple	σ_c	=	50 MPa
	- angle de frottement sur les joints	ϕ_j	=	30 degrés
Barres :	- limite d'écoulement	σ_{ec}	=	600 MPa
	- module d'élasticité	E	=	210'000 MPa
	- déformation à la rupture	ε_f	=	20 %

7.1.1 Equilibre du volume de roche instable

L'équilibre du volume de roche instable est étudié en décomposant les forces selon le schéma de la figure 7.2.

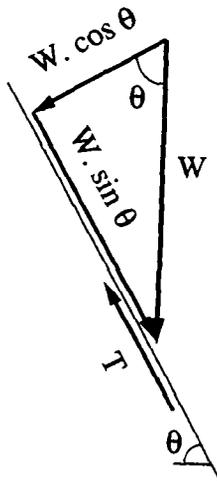


Figure 7.2 : *Décomposition des forces agissant sur le volume de roche instable*

En posant l'équation d'équilibre selon le plan de glissement, on obtient la formule du coefficient de sécurité F :

$$F = \frac{W \cos \theta \operatorname{tg} \phi_j + T}{W \sin \theta}$$

Où T est le supplément de résistance apporté par les barres de renforcement, et W le poids du volume de roche instable.

Pour des raisons relatives au rapport des forces de volume sur les forces de surface, la discontinuité n° 1 est le plan de rupture critique. Lorsque la cohésion est nulle, les efforts sont proportionnels au carré de la hauteur et le poids du volume instable vaut :

$$W = \frac{\gamma_r H^2}{2 \operatorname{tg}\theta} = \frac{27 \cdot 15^2}{2 \operatorname{tg}60} = 1754 \text{ kN/m}$$

A l'équilibre limite, le coefficient de sécurité étant égal à 1, le supplément de résistance, que le renforcement doit apporter pour assurer la stabilité du talus, s'obtient par la formule suivante :

$$T = W (\sin\theta - \cos\theta \operatorname{tg}\phi_j) = 1754 (\sin 60 - \cos 60 \operatorname{tg}30) = 1012 \text{ kN/m}$$

Suivant la même démarche, on peut calculer pour chaque discontinuité, l'effort T nécessaire pour assurer la stabilité. Soit :

- joint n° 2 :	$H = 12 \text{ m}$	$W = 1122 \text{ kN}$	$T = 648 \text{ kN/m}$
- joint n° 3 :	$H = 9 \text{ m}$	$W = 631 \text{ kN}$	$T = 365 \text{ kN/m}$
- joint n° 4 :	$H = 6 \text{ m}$	$W = 281 \text{ kN}$	$T = 162 \text{ kN/m}$
- joint n° 5 :	$H = 3 \text{ m}$	$W = 70 \text{ kN}$	$T = 41 \text{ kN/m}$

7.1.2 Dimensionnement du renforcement sur la discontinuité critique

Le calcul étant basé sur la relation force mobilisée dans la barre en fonction du déplacement sur le joint, il est nécessaire de choisir a priori le diamètre de la barre. On peut alors calculer la pression de réaction exercée par le milieu encaissant, en considérant que le coulis de scellement a la même résistance que la roche :

$$p_u = \sigma_c D_b$$

Le détail du calcul des efforts mobilisés dans la barre et du déplacement associé sur le joint est donné à l'annexe II. Pour une barre de diamètre 20 mm, mise en place horizontalement ($\beta = 60^\circ$), on obtient les contributions T_b et les déplacements sur le joint U_j suivants :

- à la limite élastique de la barre :

$$T_{be} = 80 \text{ kN} \quad U_{je} = 0.6 \text{ mm}$$

- à la rupture de la barre :

$$T_{bf} = 210 \text{ kN} \quad U_{jf} = 17.1 \text{ mm}$$

Connaissant la contribution d'une barre T_b à la résistance au cisaillement du joint, on peut alors déterminer le schéma de boulonnage. Le nombre de barres n_b à mettre en place sur un profil, ainsi que leur espacement e sont calculés en considérant l'équilibre du volume instable et le schéma de boulonnage adopté. Pour une maille carrée, il vient :

$$n_b = \sqrt{\frac{T H}{T_b}} \quad \text{où } n_b \text{ est le nombre théorique de barres}$$

$$e = \frac{n_b T_b}{T} = \frac{H}{n_b} \quad \text{avec } n_b \text{ arrondi au nombre entier supérieur}$$

Dans le cas présent, on obtient :

- à la rupture des barres :

$$n_b = \sqrt{\frac{1012 \cdot 15}{210}} = 8.5 \Rightarrow 9 \text{ barres sur un profil}$$

$$e = \frac{n_b T_b}{T} = \frac{9 \cdot 210}{1012} = 1.87 \text{ m}$$

- à la limite élastique des barres :

$$n_b = \sqrt{\frac{1012 \cdot 15}{80}} = 13.8 \Rightarrow 14 \text{ barres sur un profil}$$

$$e = \frac{n_b T_b}{T} = \frac{14 \cdot 80}{1012} = 1.10 \text{ m}$$

En choisissant $e = 1.1$ mètre et $n_b = 14$, le coefficient de sécurité sur les barres est de :

$$F_b = \frac{T_{bf}}{T_{be}} = \frac{210}{80} = 2.64$$

Le coefficient de sécurité du talus augmente de façon moindre :

$$F = \frac{W \cos\theta \operatorname{tg}\phi_j + T}{W \sin\theta} = \frac{1754 \cdot 0.5 \cdot 0.577 + (14 \cdot \frac{210}{1.1})}{1754 \cdot 0.866} = 2.09$$

Ce dispositif de renforcement est une solution parmi d'autres. Au tableau 7.1, on présente les résultats de calculs, menés suivant la même démarche, pour différents diamètres et différentes orientations de la barre.

D _b	β	Calcul à la rupture des barres				Calcul à la limite élastique des barres				
		T _{bf}	U _{jf}	n _b	e	T _{be}	U _{je}	n _b	e	F _b
[mm]	°	[kN]	[mm]	-	[m]	[kN]	[mm]	-	[m]	-
16	90	129	33.5	11	1.40	20	1.0	28	0.54	6.6
	60	134	13.7	11	1.46	51	0.5	18	0.91	2.6
	45	136	10.0	11	1.48	66	0.4	16	1.04	2.3
20	90	201	41.9	9	1.79	31	1.2	23	0.69	6.6
	60	210	17.1	9	1.87	80	0.6	14	1.10	2.6
	45	213	12.5	9	1.89	103	0.5	13	1.32	2.3
24	90	290	50.3	8	2.29	44	1.4	19	0.83	6.6
	60	302	20.6	8	2.39	115	0.7	12	1.36	2.6
	45	306	15.0	7	2.42	148	0.6	11	1.61	2.3

Tableau 7.1 : Solutions possibles pour différents diamètres et différentes orientations des barres

En examinant ce tableau, on observe fort logiquement, que lorsque l'on augmente le diamètre des barres, le nombre de barres à mettre en place sur un profil diminue tandis que leur espacement s'accroît. Le déplacement sur le joint augmente notablement avec le

diamètre des barres. Lorsque, pour une barre de diamètre donné, l'angle entre le joint et la barre diminue, la contribution de la barre varie peu, mais en revanche, le déplacement sur le joint se réduit considérablement. Dans le cas où l'on souhaite faire travailler les barres à leur limite élastique, le nombre de barres à mettre en place est considérablement accru. Le déplacement sur le joint est limité et le coefficient de sécurité du boulonnage augmente en fonction de l'orientation des barres.

La figure 7.3 montre dans quelle mesure le coefficient de sécurité contre la rupture des barres augmente et le déplacement sur le joint diminue lorsque l'on rapproche les barres. Le dernier point consiste à vérifier que la longueur de scellement des barres est suffisante pour prévenir leur arrachement.

7.1.3 Déplacement total du massif

Le déplacement total entre la crête du talus et la partie stable du massif est obtenu en additionnant les déplacements sur chaque discontinuité. Pour cela il est nécessaire de calculer l'effort qui sollicite chaque barre de chaque discontinuité. Pour le cas de barres travaillant à la rupture il vient :

- joint n° 2	$T = 648 \text{ kN/m,}$	$n_b = 7$	$T_b = 173 \text{ kN}$
- joint n° 3	$T = 365 \text{ kN/m,}$	$n_b = 5$	$T_b = 136 \text{ kN}$
- joint n° 4	$T = 162 \text{ kN/m,}$	$n_b = 3$	$T_b = 101 \text{ kN}$
- joint n° 5	$T = 41 \text{ kN/m,}$	$n_b = 1$	$T_b = 76 \text{ kN}$

Connaissant l'effort sollicitant chaque barre, on peut alors en se reportant à la courbe de la contribution de la barre, déterminer le déplacement sur le joint correspondant.

La figure 7.4 représente la contribution en fonction du déplacement sur le joint pour une barre de diamètre 20 mm, placée horizontalement ($\beta = 60^\circ$). La projection verticale de la somme des déplacements sur les joints fournit le tassement total s entre la crête du talus et la partie stable du massif. Soit:

$$s = \sum_{n=1}^{n_j} (U_j \sin \theta) = (17.1 + 7.1 + 2.5 + 1.0 + 0.6) \sin 60 = \mathbf{24.5 \text{ mm}}$$

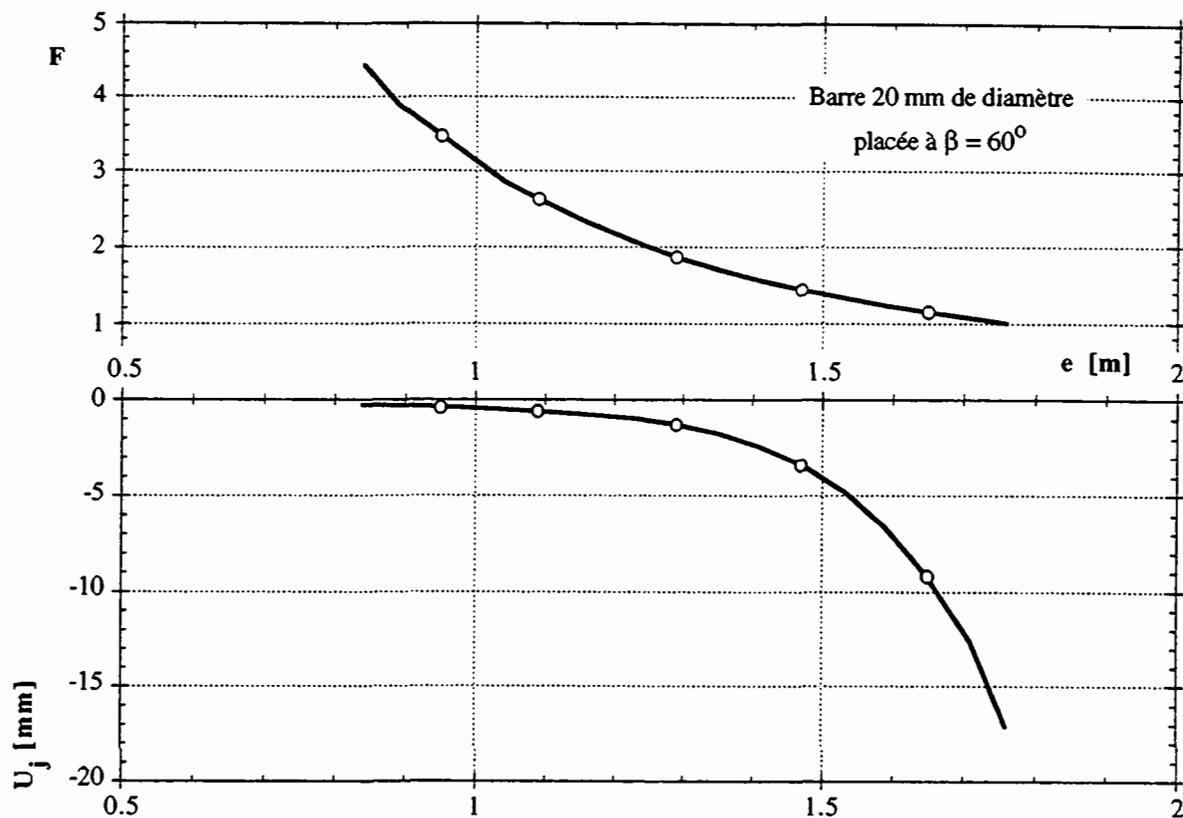


Figure 7.3 : Evolution du coefficient de sécurité et du déplacement sur le joint en fonction de l'espacement théorique des barres

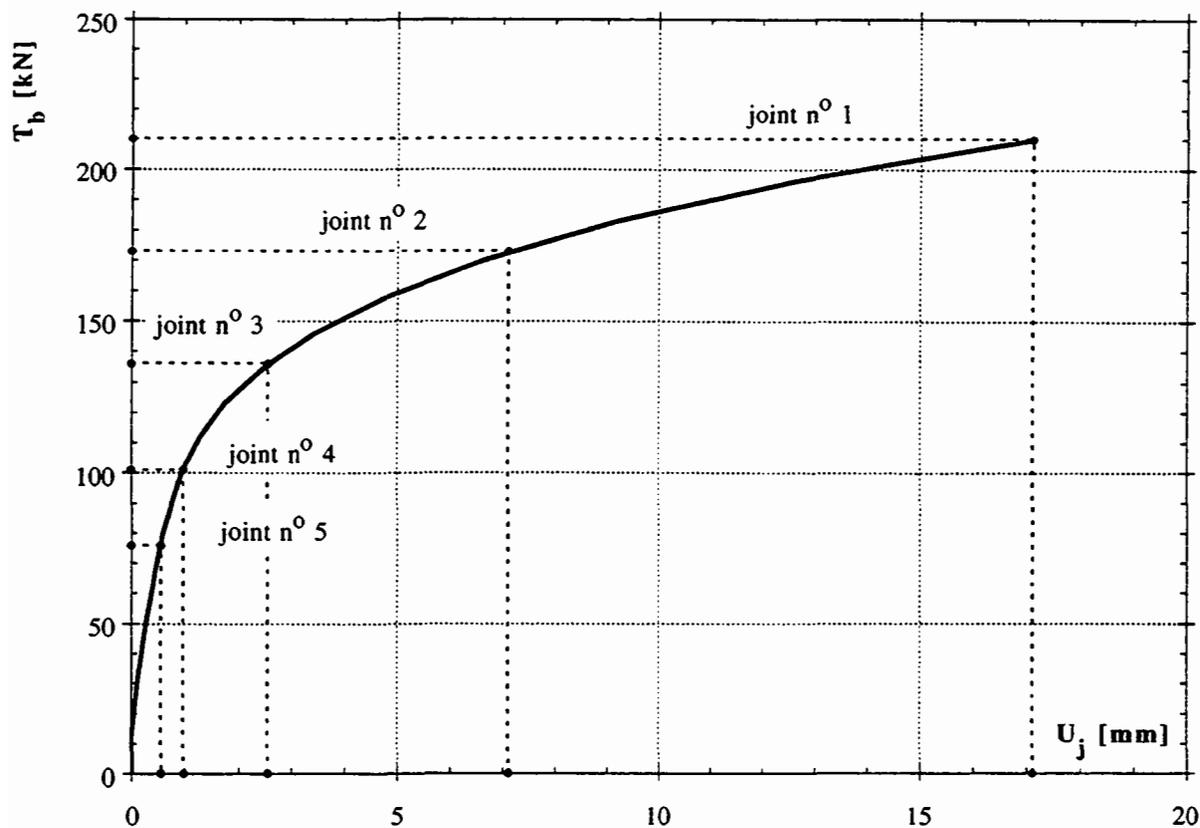


Figure 7.4 : Contribution d'une barre de 20 mm de diamètre placée à 60 degrés, en fonction du déplacement sur le joint

7.2 Stabilité d'un tunnel à faible profondeur

Considérons un tunnel de 10 mètres de diamètre implanté à 20 mètres de profondeur tel que représenté à la figure 7.5. L'ouvrage est réalisé dans des formations de faible résistance et l'on souhaite assurer par un boulonnage la stabilité de la voûte en envisageant un mécanisme de rupture d'une colonne limitée par deux plans verticaux tangents au tunnel.

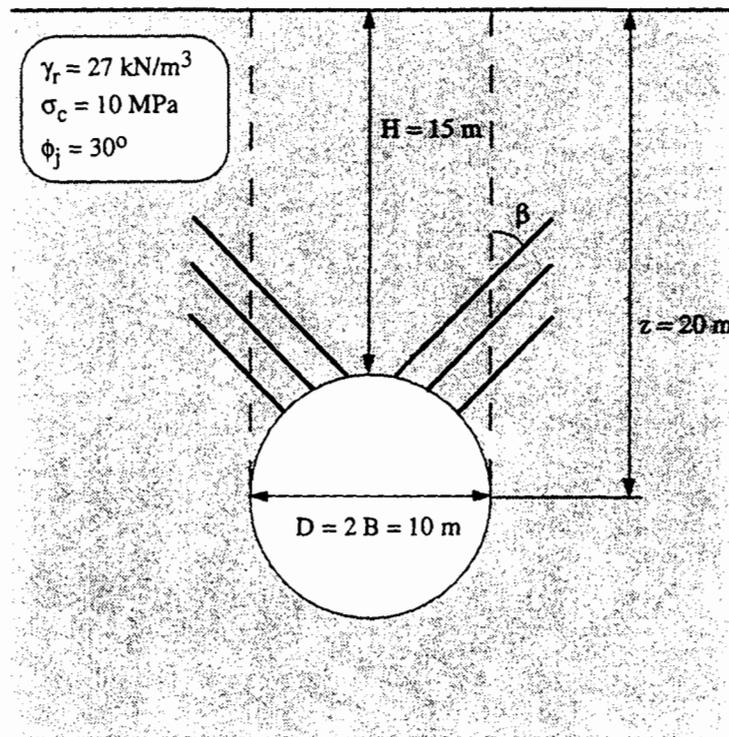


Figure 7.5 : Géométrie du tunnel étudié

7.2.1 Poussée du terrain à reprendre par le renforcement

La poussée qui s'exerce sur la voûte peut se calculer selon la théorie de Terzaghi par la formule suivante en considérant une cohésion nulle:

$$p_v = \frac{\gamma B}{k_o \operatorname{tg}\phi} \left(1 - e^{-k_o \operatorname{tg}\phi \frac{H}{B}} \right) = \frac{27 \cdot 5}{0.5 \cdot 0.577} \left(1 - e^{-0.5 \cdot 0.577 \cdot \frac{15}{5}} \right) = 271\text{ kPa}$$

Soit l'effort total à reprendre :

$$T = p_v D = 271 \cdot 10 = 2710 \text{ kN/m}$$

7.2.2 Dimensionnement du renforcement

Le calcul de la contribution d'une barre est analogue à celui présenté au paragraphe précédent. En choisissant le diamètre de la barre et son orientation on peut calculer sa contribution et le déplacement qui en résulte. Le tableau 7.2 résume les solutions possibles pour des barres ayant les mêmes caractéristiques mécaniques que précédemment, placées à 60 et 45 degrés. L'espacement longitudinal des barres est noté e.

ϕ_j	D_b	β	Calcul à la rupture des barres				Calcul à la limite élastique des barres				
			T_{bf}	U_{jf}	n_b	e	T_{be}	U_{je}	n_b	e	F_b
o	[mm]	o	[kN]	[mm]	-	[m]	[kN]	[mm]	-	[m]	-
30	20	45	217	23.97	13	1.04	132	1.27	21	1.02	1.64
		60	211	33.87	13	1.01	102	1.68	27	1.02	2.08
	30	45	487	35.96	6	1.08	296	1.90	10	1.09	1.64
		60	476	50.81	6	1.05	229	2.51	12	1.02	2.08

Tableau 7.2 : Solutions possibles pour différents diamètres et différentes orientations des barres

A l'examen de ce tableau, on constate comme précédemment qu'en inclinant les barres on limite considérablement les déplacements tout en augmentant sensiblement la contribution de la barre.

7.2.3 Tassement en fonction des efforts repris par les boulons

En supposant que la charge verticale qui s'exerce au niveau de la voûte soit uniformément répartie sur la largeur du tunnel, on peut, en soustrayant de la contrainte initiale la pression correspondant à la réaction apportée par les barres, déterminer l'évolution de cette

contrainte en fonction du déplacement vertical de la voûte.

La figure 7.6 montre l'évolution de la poussée verticale pour des barres de 30 mm de diamètre orientées à 45 degrés. La solution d'un boulonnage seul travaillant à la limite élastique des barres conduit à mettre en place 10 barres espacées longitudinalement de 1.1 mètre tandis que la solution extrême d'un boulonnage travaillant jusqu'à la rupture des barres nécessite de poser 6 barres. Dans cette hypothèse, le boulonnage devrait être associé à un revêtement de béton dont la rigidité sera déterminée en fonction des déplacements tolérés et de la sécurité à admettre sur les barres. La rigidité du revêtement représentée à la figure 7.6 correspond au cas où l'on ne souhaite pas dépasser la limite élastique des barres.

La figure 7.7 illustre l'évolution de la contrainte verticale s'exerçant sur la voûte pour le cas où les barres sont mises en place avec un angle de 60 degrés par rapport à la verticale. On remarque que pour une telle configuration, les déplacements sont nettement plus importants.

7.2.4 Remarque sur la longueur des barres

Il a été mentionné que d'un point de vue mécanique, il est avantageux d'incliner les barres sur le joint. Cependant dans une telle situation, il est nécessaire d'augmenter la longueur des barres pour assurer leur scellement hors de la zone instable. La longueur minimum de scellement qui dépend de la nature du coulis utilisé, doit faire l'objet d'un calcul indépendant.

Afin d'optimiser le système de boulonnage, il est donc nécessaire d'étudier le rapport entre le nombre de barres à mettre en place sur un profil et leurs longueurs respectives.

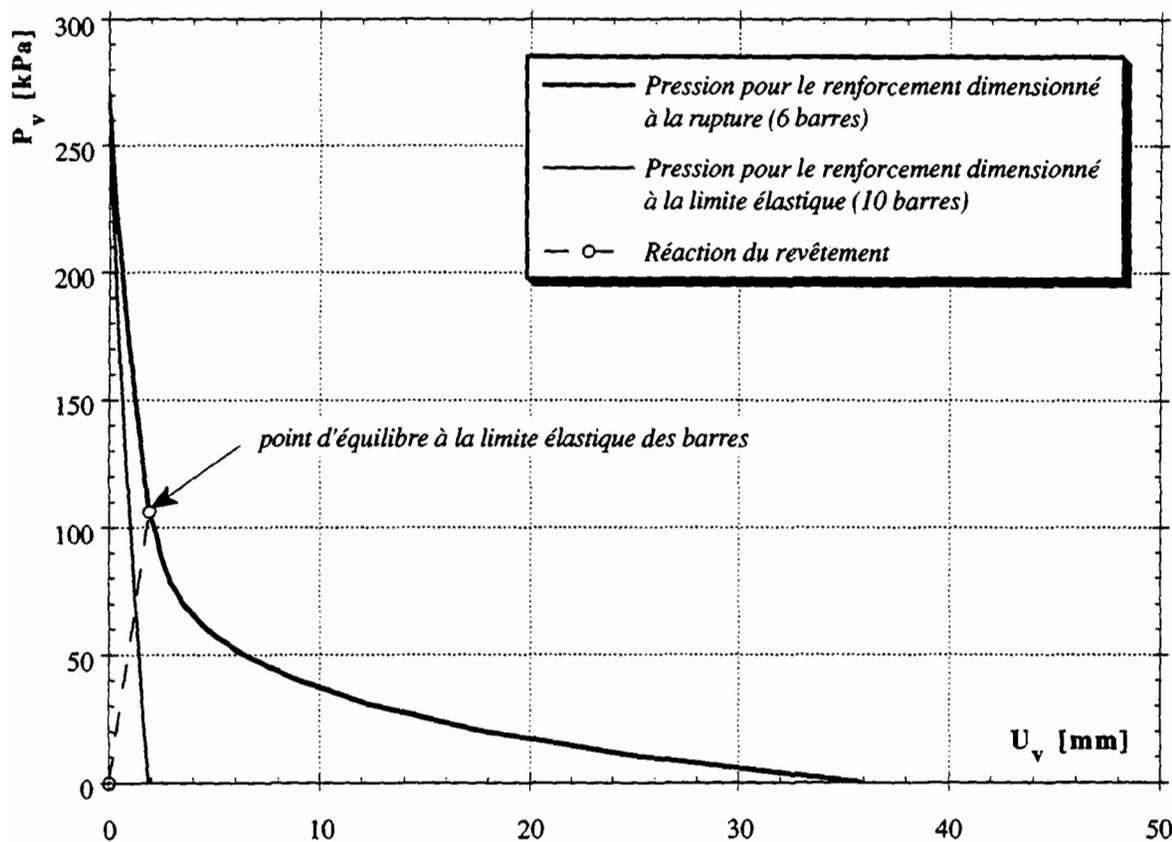


Figure 7.6 : Pression exercée sur la voûte en fonction du déplacement vertical lors de la mobilisation des efforts dans les barres de 30 mm de diamètre placées à 45°

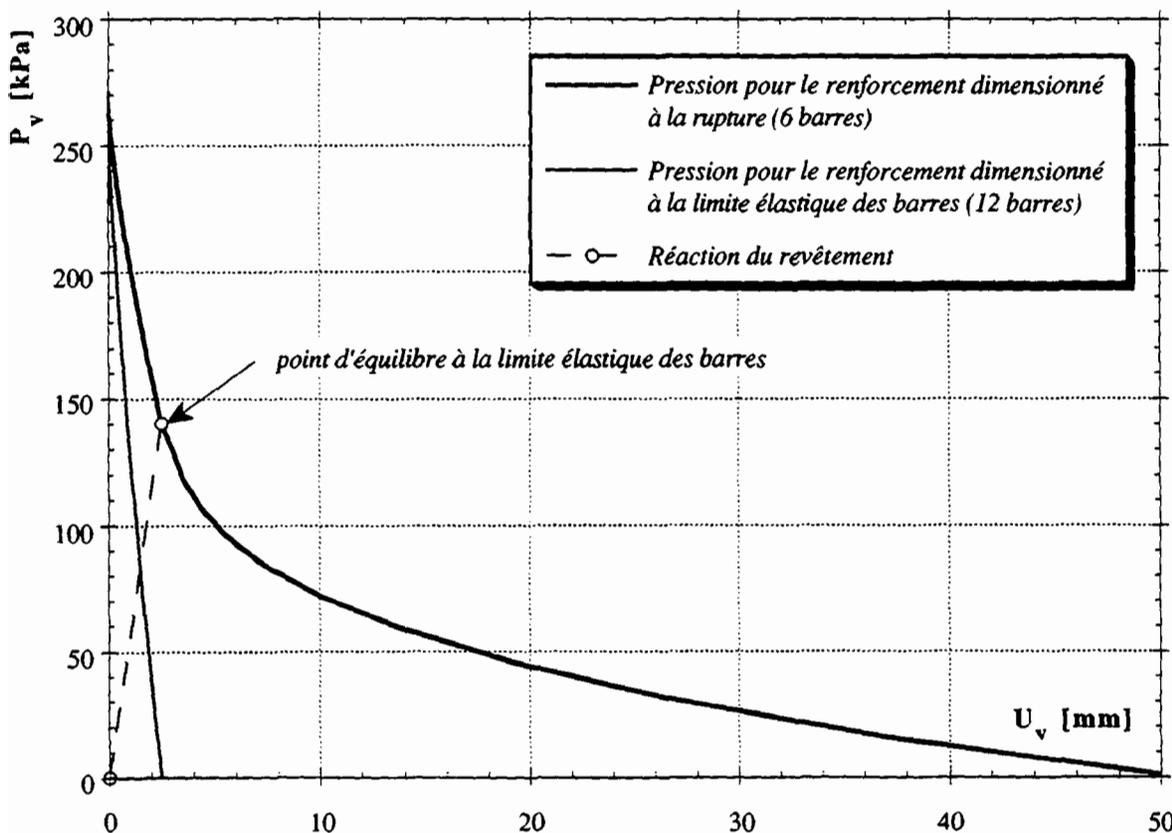


Figure 7.7 : Pression exercée sur la voûte en fonction du déplacement vertical lors de la mobilisation des efforts dans les barres de 30 mm de diamètre placées à 60°

7.3 Suggestions pratiques

Il s'agit ici de tirer quelques conclusions pratiques issues de l'analyse théorique du comportement mécanique d'une barre scellée sur toute sa longueur. Il va de soi que les contraintes économiques ou les contingences d'ordre technique propres à chaque ouvrage peuvent orienter le concepteur vers d'autres solutions originales.

7.3.1 Choix du type de barre

Le choix d'un type de barre dépend essentiellement de la fonction assurée par le boulonnage. Par exemple lorsque l'on souhaite assurer le soutènement provisoire d'une section de tunnel avant de venir ré-excaver le profil définitif on utilise très souvent des tubes ou des barres en résine, ne détériorant pas les outils des engins d'excavation. Ces barres à la résine sont par ailleurs fréquemment employées lorsque l'on redoute la présence de courants vagabonds accélérant la corrosion des éléments métalliques.

En règle générale, on a intérêt à utiliser des barres en acier, de section pleine, ayant une résistance élevée. Cela permet, à diamètre égal, d'accroître la contribution de la barre. Par ailleurs, pour un problème de stabilité de talus, si l'on souhaite limiter les déplacements sur les joints, il est préférable d'utiliser un acier ayant une déformation à la rupture faible.

7.3.2 Choix du diamètre des barres

Pour une configuration donnée, la contribution d'une barre croît proportionnellement à sa section tandis que le déplacement sur le joint augmente linéairement avec le diamètre de la barre. Lorsque l'on souhaite limiter les déplacements d'un massif, il est préférable de réaliser un boulonnage dense avec des barres de petit diamètre. Dans la pratique le diamètre des barres est généralement compris entre 20 et 30 mm.

Dans le cas des massifs stratifiés il convient de vérifier, comme l'illustre la figure 7.8 que la longueur sur laquelle la barre se déforme (égale à 6 fois la longueur élastique selon la présente théorie) n'est pas supérieure à la demi-épaisseur des bancs divisée par le sinus de l'angle d'orientation des joints. Si tel était le cas, le renforcement fonctionnerait comme un fil à couper le beurre et son efficacité serait réduite.

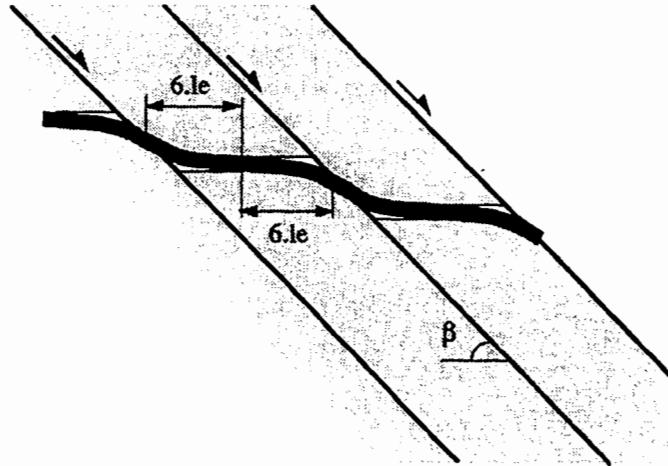


Figure 7.8 : Mécanisme de déformation d'une barre placée dans un massif stratifié

7.3.3 Choix de l'orientation des barres

La contribution d'une barre à la résistance au cisaillement du joint varie en fonction de son orientation, suivant des courbes dont l'allure dépend de l'angle de frottement sur le joint (paragraphe 6.3.1). Il en ressort que plus l'angle de frottement est faible, plus les barres doivent être inclinées sur le joint. D'autre part, dans la mesure où l'on souhaite limiter les déplacements du massif, il est aussi recommandé d'incliner les barres par rapport au joint. En règle générale et dans la mesure du possible, l'angle entre la barre et le joint devrait être compris entre 45 et 60 degrés.

7.3.4 Choix du coulis de scellement

La qualité de la liaison barre-roche est d'une importance capitale. Outre sa nécessaire fonction d'assurer le scellement de la barre en reprenant les efforts axiaux, le coulis permet de reporter sur la roche les efforts transversaux développés dans la barre. En utilisant un coulis de résistance élevée, on limite donc les déplacements nécessaires pour mobiliser la pleine contribution de la barre.

Certains auteurs recommandent l'utilisation de coulis à base de ciment ayant un faible retrait, une résistance à la compression élevée et présentant un comportement dilatatant.

Par ailleurs, les résines Epoxy sont très efficaces. Leur résistance est très élevée et leur fluidité permet de réduire le diamètre du trou de forage.

Chapitre 8

Conclusion

Les nombreux programmes de recherche réalisés par le passé ont permis de mettre en évidence le rôle joué par une barre d'ancrage sur le renforcement d'un joint rocheux. Outre les caractéristiques propres de l'élément de renforcement, la contribution d'une barre et le déplacement sur le joint qui en résulte dépendent essentiellement de l'inclinaison de la barre, de la résistance de la roche et de l'angle de frottement sur le joint. Si ces conclusions ont pu être établies qualitativement, la prévision analytique du comportement du joint, en termes de résistance et de déformabilité, nécessaire pour le calcul d'ouvrage reste élémentaire. La majeure partie des expressions proposées pour le calcul de la contribution de la barre et du déplacement associé sont d'origine empirique ou basées sur des hypothèses simples de déformation de la barre et de décomposition des efforts.

8.1 Synthèse de l'étude

La partie expérimentale de la présente étude, réalisée sur des modèles de grandes dimensions à l'aide d'une presse triaxiale de grande capacité, a permis d'une part de confirmer le rôle joué par une barre d'ancrage et d'autre part d'étendre ces conclusions au cas d'échantillons pourvus de plusieurs discontinuités. Il en ressort que le nombre de discontinuités n'affecte pas la résistance des échantillons renforcés mais qu'en revanche la déformabilité augmente lorsque le nombre de joints s'accroît. Par ailleurs, la nature de la liaison de la barre à la roche joue un rôle prépondérant. Ainsi, un matériau de faible résistance renforcé de barres fixées ponctuellement constitue un système souple, tandis qu'à l'inverse, un matériau de résistance élevée renforcé de barres scellées constitue un système rigide, dont la résistance varie en fonction de l'inclinaison des barres et de l'angle de frottement sur le joint.

La partie analytique qui fournit une prévision de la contribution de la barre et du déplacement associé sur le joint est basée sur une description fidèle du processus de déformation de la barre. Il est tenu compte de l'interdépendance de l'effort normal et de l'effort tranchant autant lorsque la barre est à l'état élastique que dans le domaine plastique. La prise en compte des grands déplacements dans le domaine plastique permet de déterminer la contribution d'une barre ainsi que le déplacement associé sur le joint.

L'évaluation des performances de cette formulation a montré sa capacité à traduire les phénomènes observés expérimentalement. L'effet de confinement et l'effet de cohésion d'armature, souvent cités de manière intuitive, peuvent être quantifiés et leurs parts respectives déterminées de cas en cas. La confrontation aux résultats expérimentaux montre la fiabilité de cette formulation analytique qui par ailleurs s'accorde bien avec les expressions antérieures en offrant l'avantage de couvrir un domaine plus vaste.

On dispose désormais d'une formulation analytique permettant d'obtenir la courbe décrivant l'évolution complète de la contribution d'une barre en fonction du déplacement sur le joint. Quelles que soient l'orientation des barres et la résistance de la roche, cette formulation est facilement intégrable dans le calcul d'ouvrages comme les pentes et les cavités souterraines, dès lors que le mécanisme de rupture a été identifié.

8.2 Axes de recherches futures

Du point de vue expérimental, il serait judicieux que les programmes d'essais à venir permettent de mesurer au cours du chargement les déplacements et les déformations de la barre. Cela faciliterait la détermination de la distribution des efforts dans la barre. D'autre part, il subsiste toujours une certaine imprécision quant à la détermination de la pression de réaction exercée par le milieu environnant qu'il serait souhaitable d'élucider par des mesures adaptées. Enfin on dispose de peu de résultats de mesures faites sur des ouvrages réels.

La formulation analytique développée au cours de ce travail traite le cas où les déplacements surviennent par glissement le long du joint, lorsque la barre plonge dans la direction du joint. Bien que couvrant la majorité des situations ce développement pourrait être étendu au cas où les déplacements du massif causent l'ouverture du joint et au cas où la barre fait un angle négatif avec le joint. Par ailleurs, pour être tout à fait générale, cette formulation devra être adaptée au cas des joints dilatants dont la rupture survient par cisaillement des aspérités.

Les paramètres mécaniques calculés par ce développement analytique pourraient être intégrés dans des codes numériques plus généraux pour permettre l'analyse d'ouvrages de géométrie complexe. Pour une utilisation plus pratique, il est prévu d'établir des abaques fournissant la contribution maximum de la barre et le déplacement sur le joint pour une gamme étendue des différents paramètres influençant le comportement du joint armé.

Annexe I

Equilibre de la Barre par la Méthode de Rayleigh-Ritz

La méthode consiste à choisir une fonction qui décrit la déformée de la barre en satisfaisant les conditions aux limites. On calcule alors l'énergie totale complémentaire du système, et en la minimisant on obtient les paramètres inconnus u_0 et v_0 , correspondant aux déplacements cherchés. Pour plus d'information le lecteur peut se reporter à **Washizu (1975)**.

La géométrie de la barre ainsi que les forces qui la sollicitent sont représentées à la figure I.1.

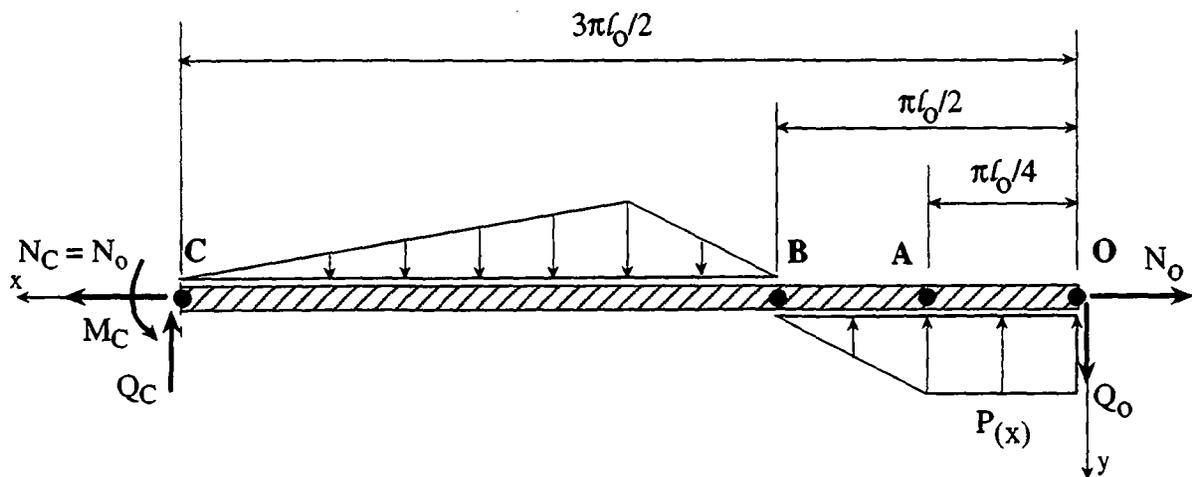


Figure I.1 : Géométrie de la barre et système de sollicitations

Pour alléger l'écriture et éviter les confusions, la longueur caractéristique de la barre l_0 est notée l et la pression maximum exercée par la roche p_u est notée p

- Fonctions de déplacements

La fonction choisie pour décrire les déplacements transversaux est la solution de l'équation différentielle de la ligne élastique d'une poutre de longueur semi-infinie, établie sans tenir compte de l'effort normal.

$$v(x) = v_0 e^{-x/l} \cos\left(\frac{x}{l}\right)$$

$$v'(x) = -\frac{v_0}{l} e^{-x/l} \left[\cos\left(\frac{x}{l}\right) + \sin\left(\frac{x}{l}\right) \right]$$

$$v''(x) = \frac{2 v_0}{l^2} e^{-x/l} \sin\left(\frac{x}{l}\right)$$

Pour les déplacements axiaux de la barre, on suppose qu'ils varient linéairement sur la longueur déformée de la barre.

$$u(x) = -u_0 \left(1 - \frac{2 x}{3 \pi l} \right)$$

$$u'(x) = \frac{2 u_0}{3 \pi l}$$

$$u''(x) = 0$$

- Conditions aux limites

à $x = 0$:

$$v(x) = v_0$$

$$v'(x) = -\frac{v_0}{l}$$

$$v''(x) = 0$$

$$u(x) = -u_0$$

à $x = 3\pi l / 2$:

$$v_{(x)} = 0$$

$$v'_{(x)} = \frac{v_0}{l} e^{-3\pi/2} \approx 0$$

$$v''_{(x)} = -\frac{2v_0}{l^2} e^{-3\pi/2} \approx 0$$

$$u_{(x)} = 0$$

- Energie de déformation U

L'énergie de déformation U s'exprime par:

$$U = \frac{1}{2} \int_0^{3\pi l/2} \left[E A_b u'_{(x)}{}^2 + E I v'_{(x)}{}^2 \right] dx$$

soit :

$$U = \frac{1}{2} \int_0^{3\pi l/2} E A_b \frac{4 u_0^2}{9\pi^2 l^2} dx + \frac{1}{2} \int_0^{3\pi l/2} E I \frac{4 v_0^2}{l^4} e^{-2x/l} \sin^2\left(\frac{x}{l}\right) dx$$

En intégrant on obtient:

$$U = \frac{E A_b u_0^2}{3 \pi l} + \frac{E I v_0^2}{4 l^3}$$

où, E : module d'élasticité de la barre
 A_b : section de la barre
 I : inertie de la barre

- Travail des forces extérieures W

Le calcul montre que l'on peut se contenter d'intégrer le travail de la pression de réaction de la roche sur une longueur allant de 0 à $\pi l/2$. D'autre part, les efforts agissant à

l'extrémité gauche de la barre (point C) ne produisent aucun travail car les déplacements et la rotation en ce point sont nuls.

$$W = N_o u_o + Q_o v_o - \int_0^{\pi l/2} p(x) v(x) dx$$

De 0 à $\pi l/4$, la pression de réaction est constante tandis que de $\pi l/4$ à $\pi l/2$, elle varie linéairement suivant la fonction :

$$p(x) = p \left(2 - \frac{4x}{\pi l} \right)$$

soit :

$$W = N_o u_o + Q_o v_o - p v_o \int_0^{\pi l/4} e^{-x/l} \cos\left(\frac{x}{l}\right) dx \\ - p v_o \int_{\pi l/4}^{\pi l/2} \left(2 - \frac{4x}{\pi l} \right) e^{-x/l} \cos\left(\frac{x}{l}\right) dx$$

en intégrant, on obtient :

$$W = N_o u_o + Q_o v_o - p v_o l \left(\frac{1}{2} + \frac{\sqrt{2} e^{-\pi/4} - 2e^{-\pi/2}}{\pi} \right)$$

- Energie complémentaire totale

L'énergie complémentaire totale du système Π s'exprime par la différence entre l'énergie de déformation U et le travail des forces extérieures W .

$$\Pi = U - W$$

soit :

$$\begin{aligned} \Pi = & \frac{E A u_0^2}{3 \pi l} + \frac{E I v_0^2}{4 l^3} - N_0 u_0 - Q_0 v_0 \\ & + p v_0 l \left(\frac{1}{2} + \frac{\sqrt{2} e^{-\pi/4} - 2e^{-\pi/2}}{\pi} \right) \end{aligned}$$

- Calcul des déplacements en O

En minimisant la fonction de l'énergie, on obtient pour le déplacement v_0 :

$$\frac{\partial \Pi}{\partial v_0} = \frac{E I v_0}{2 l^3} - Q_0 + p l \left(\frac{1}{2} + \frac{\sqrt{2} e^{-\pi/4} - 2e^{-\pi/2}}{\pi} \right) = 0$$

$$v_0 = \frac{2 l^3}{E I} \left[Q_0 - p l \left(\frac{1}{2} + \frac{\sqrt{2} e^{-\pi/4} - 2e^{-\pi/2}}{\pi} \right) \right]$$

En posant $l = 4 Q_0 / \pi p$, on obtient :

$$v_0 = \frac{128 Q_0^4}{E I \pi^3 p^3} \left[1 - \frac{4}{\pi} \left(\frac{1}{2} + \frac{\sqrt{2} e^{-\pi/4} - 2e^{-\pi/2}}{\pi} \right) \right]$$

Soit

$$v_0 = b \frac{128 Q_0^4}{E I \pi^3 p^3}$$

Avec : $b = 0.27$

pour le déplacement u_0 , il vient :

$$\frac{\partial \Pi}{\partial u_0} = \frac{2 E A u_0}{3 \pi l} - N_0 = 0$$

$$u_0 = \frac{3 \pi l N_0}{2 E A}$$

En posant $l = 4 Q_0 / \pi p$, on obtient :

$$u_0 = \frac{6 N_0 Q_0}{E A p}$$

Annexe II

Exemple de Calcul de la Contribution d'une Barre et du Déplacement sur le Joint

- Données

Géométrie :	- angle entre la barre et le joint	β	=	60 degrés
Roche :	- résistance à la compression simple	σ_c	=	50 MPa
	- angle de frottement sur les joints	ϕ_j	=	30 degrés
Barres :	- diamètre de la barre	D_b	=	20 mm
	- limite d'écoulement	σ_{ec}	=	600 MPa
	- module d'élasticité	E	=	210'000 MPa
	- déformation à la rupture	ε_f	=	20 %

Soit la pression de réaction exercée par le roche :

$$p_u = \sigma_c D_b = 50 \cdot 20 = 1'000 \text{ N/mm}$$

- Calcul de la contribution de la barre et du déplacement sur le joint à la limite élastique

La figure II.1 rappelle la décomposition des forces et des déplacements lorsque la barre se trouve dans le domaine élastique. Le calcul débute par la détermination des efforts mobilisés dans la barre à la limite élastique.

L'effort tranchant Q_{oe} s'exprime par l'équation 5.27 :

$$Q_{oe}^3 + Q_{oe}^2 \left(\frac{3 p_u \pi^3 D_b \operatorname{tg}\beta}{256 b} \right) - \left(\frac{3 p_u^2 \pi^4 D_b^4 \operatorname{tg}\beta \sigma_{ec}}{4096 b} \right) = 0$$

soit, avec les paramètres considérés :

$$Q_{oe}^3 + Q_{oe}^2 \left(\frac{3 \cdot 1000 \pi^3 \cdot 20 \operatorname{tg}\beta}{256 \cdot 0.27} \right) - \left(\frac{3 \cdot 1000^2 \pi^4 \cdot 20^4 \operatorname{tg}60 \cdot 600}{4096 \cdot 0.27} \right) = 0$$

$$Q_{oe}^3 + 46618 Q_{oe}^2 - 4.3937 \cdot 10^{13} = 0$$

La résolution de cette équation passe par le calcul du discriminant Δ qui s'exprime par l'équation 5.28 :

$$\Delta = A^3 + B^2$$

Avec :

$$A = - \frac{46618^2}{9} = -2.4148 \cdot 10^8$$

$$B = \frac{27 \cdot 4.3937 \cdot 10^{13} - 2 \cdot 46618^3}{54} = 1.8216 \cdot 10^{13}$$

Il vient alors:

$$\Delta = -\left(2.4128 \cdot 10^8\right)^3 + \left(1.8216 \cdot 10^{13}\right)^2 = 3.1774 \cdot 10^{26}$$

La valeur de l'effort tranchant à la limite élastique de l'acier s'obtient par l'expression 5.31:

$$Q_{oe} = \sqrt[3]{1.8216 \cdot 10^{13} + \sqrt{3.1774 \cdot 10^{26}}} \\ + \sqrt[3]{1.8216 \cdot 10^{13} - \sqrt{3.1774 \cdot 10^{26}}} - 46618 = 24'803 \text{ N}$$

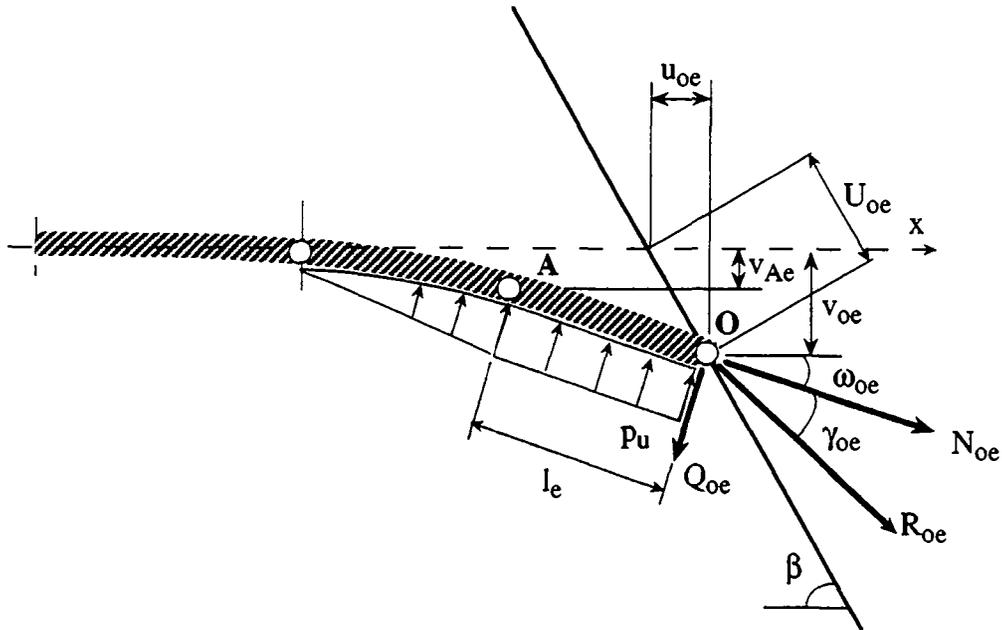


Figure II.1 : Décomposition des forces et des déplacements de la barre dans le domaine élastique

L'effort normal se calcule alors par l'équation 5.25 :

$$N_{oe} = \frac{1024 Q_{oe}^3 \cdot 0.27}{3 P_u^2 \pi^3 \operatorname{tg} \beta D_b^2} = \frac{1024 \cdot 24803^3 \cdot 0.27}{3 \cdot 1000^2 \pi^3 \operatorname{tg} 60 \cdot 20^2} = 65'460 \text{ N}$$

La force résultante mobilisée dans la barre se calcule simplement par la formule 5.55 :

$$R_{oe} = \sqrt{Q_{oe}^2 + N_{oe}^2} = \sqrt{24'803^2 + 65'460^2} = 70'001 \text{ N}$$

La rotation de la barre à la limite élastique est obtenu par l'équation 5.33 :

$$\omega_{oe} = \frac{2048 Q_{oe}^3 b}{E p_u^2 \pi^3 D_b^4} = \frac{2028 \cdot 24803^3 \cdot 0.27}{210000 \cdot 1000^2 \cdot \pi^3 \cdot 20^4} = 0.008 \text{ rad} = \mathbf{0.5^\circ}$$

L'angle entre la direction de la force et l'axe déformé de la barre au droit du joint est donné par l'équation (5.56) :

$$\gamma_{oe} = \arctg\left(\frac{Q_{oe}}{N_{oe}}\right) = \arctg\left(\frac{24'803}{65'460}\right) = \mathbf{20.8^\circ}$$

Connaissant l'intensité et l'orientation de la force mobilisée dans la barre, on peut calculer ses composantes normale et tangentielle au joint (éq. 5.57 et 5.58). Soit :

$$R_{ot} = R_{oe} \cos(\beta - \omega_{oe} - \gamma_{oe}) = 70'001 \cos(60 - 14.3 - 7.8) = \mathbf{54'594 \text{ N}}$$

$$R_{on} = R_{oe} \sin(\beta - \omega_{oe} - \gamma_{oe}) = 70'001 \sin(60 - 14.3 - 7.8) = \mathbf{43'814 \text{ N}}$$

La contribution totale T_b de la barre à la résistance au cisaillement du joint s'exprime alors par l'équation 5.59 :

$$T_b = R_{ot} + R_{on} \operatorname{tg} \phi_j = 54'594 + 43'814 \operatorname{tg} 30 = \mathbf{79'890 \text{ N}}$$

soit :

$T_b = 80 \text{ kN}$	par barre
-----------------------	-----------

Le déplacement de l'extrémité de la barre dans la direction du joint se calcule par l'équation 5.38 :

$$U_{oe} = \frac{8192 Q_{oe}^4 b}{E \pi^4 D_b^4 p_u^3 \sin \beta} = \frac{8192 \cdot 24803^4 \cdot 0.27}{210000 \pi^4 \cdot 20^4 \cdot 1000^3 \sin 60} = 0.30 \text{ mm}$$

Le déplacement sur le joint est égal à deux fois le déplacement de l'extrémité de la barre :

$$U_{je} = 2 U_{oe} = 0.6 \text{ mm}$$

- Calcul de la contribution de la barre et du déplacement sur le joint à la rupture

Au-delà de la limite élastique, l'effort tranchant demeure constant. La figure II.2 rappelle la décomposition des forces et des déplacements lorsque la barre est dans le domaine plastique. L'effort normal à la rupture est obtenu par l'équation 5.41 :

$$N_{of} = \frac{\pi D_b^2}{4} \sigma_{ec} \sqrt{1 - 64 \left(\frac{Q_{oe}}{\pi D_b^2 \sigma_{ec}} \right)^2}$$

soit :

$$N_{of} = \frac{\pi \cdot 20^2}{4} \cdot 600 \sqrt{1 - 64 \left(\frac{24803}{\pi \cdot 20^2 \cdot 600} \right)^2} = 181'851 \text{ N}$$

la force résultante dans la barre devient :

$$R_{of} = \sqrt{Q_{of}^2 + N_{of}^2} = \sqrt{24803^2 + 181851^2} = 183'535 \text{ N}$$

L'incrément de rotation plastique se calcule par l'équation 5.46 :

$$\Delta\omega_{op} = \arccos \left[\frac{l_e}{l_f} \sin^2 \beta \pm \sqrt{\cos^2 \beta \left(1 - \left(\frac{l_e}{l_f} \right)^2 \sin^2 \beta \right)} \right]$$

soit :

$$\Delta\omega_{op} = \arccos \left[\frac{1}{1.2} \sin^2 60 \pm \sqrt{\cos^2 60 \left(1 - \left(\frac{1}{1.2} \right)^2 \sin^2 60 \right)} \right] = 13.8^\circ$$

La rotation totale de la barre au droit du joint est la somme des rotations élastique et plastique (éq. 5.49), soit :

$$\omega_{of} = \omega_{oe} + \Delta\omega_{op} = 0.5 + 13.8 = 14.3^\circ$$

Angle entre la direction de la force résultante et l'axe déformé de la barre :

$$\gamma_{of} = \arctg \left(\frac{Q_{of}}{N_{of}} \right) = \arctg \left(\frac{24803}{181851} \right) = 7.8^\circ$$

Composantes normale et tangentielle au joint de la force résultante mobilisée à l'extrémité de la barre :

$$R_{ot} = R_{of} \cos (\beta - \omega_{of} - \gamma_{of}) = 183'535 \cos (60 - 14.3 - 7.8) = 144'889 \text{ N}$$

$$R_{on} = R_{of} \sin (\beta - \omega_{of} - \gamma_{of}) = 183'535 \sin (60 - 14.3 - 7.8) = 112'660 \text{ N}$$

Contribution de la barre à la résistance au cisaillement du joint

$$T_b = R_{ot} + R_{on} \operatorname{tg} \phi_j = 144'889 + 112'660 \operatorname{tg} 30 = 209'893 \text{ N}$$

soit :

$$T_b = 210 \text{ kN} \quad \text{par barre}$$

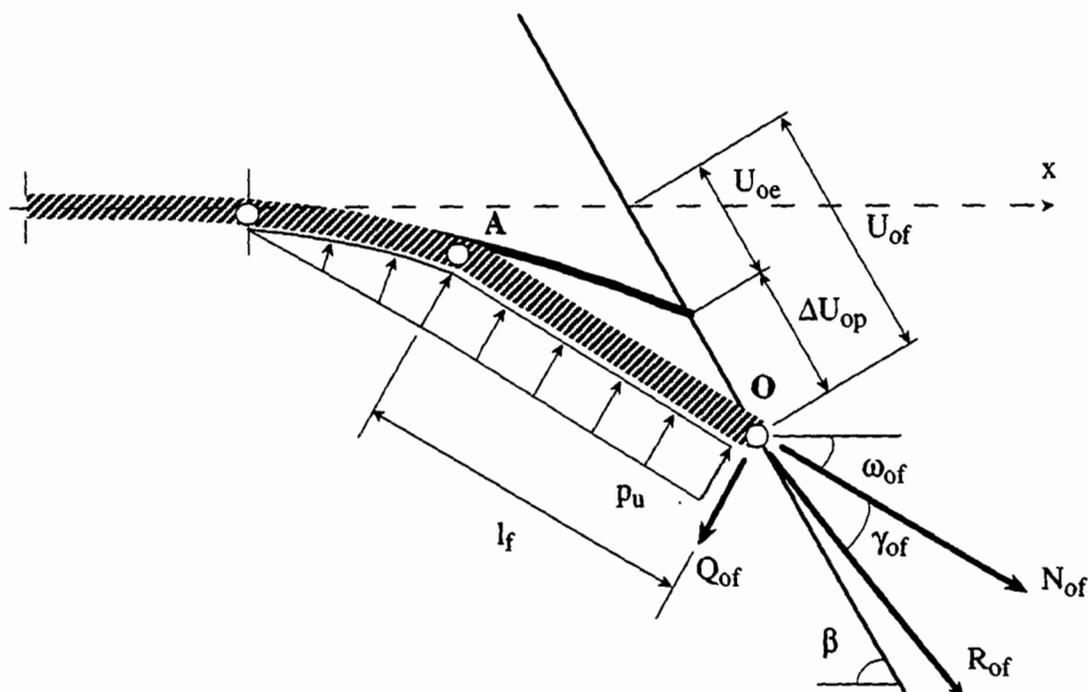


Figure II.2 : Décomposition des forces et des déplacements de la barre dans le domaine plastique

L'incrément de déplacement plastique est obtenu par l'équation 5.48 :

$$\Delta U_{op} = \frac{Q_{oe} \sin \Delta \omega_{op}}{p_u \sin (\beta - \Delta \omega_{op})} = \frac{24803 \sin 13.8}{1000 \sin (60 - 13.8)} = 8.20 \text{ mm}$$

Le déplacement total sur le joint est égal à :

$$U_j = 2 U_{of} = 2 (U_{oe} + \Delta U_{op}) = 2 (0.30 + 8.20) = 17.1 \text{ mm}$$

Principales Notations

Propriétés mécaniques

σ_c	résistance à la compression simple de la roche intacte
ϕ_r	angle de frottement de la roche intacte
c_r	cohésion de la roche intacte
E_r	module d'élasticité de la roche intacte
ν_r	coefficient de Poisson de la roche intacte
p_u	pression maximum exercée sur la barre par la roche ou le coulis de scellement
ϕ_j	angle de frottement sur le joint
c_j	cohésion sur le joint
i	angle de dilatance du joint
σ_{el}	contrainte à la limite d'élasticité de l'acier
σ_{ec}	contrainte à la limite d'écoulement de l'acier
E	module d'élasticité de l'acier
Δc_b	cohésion d'armature (due à la contribution de la barre)
$\Delta \sigma_{nb}$	effet de confinement (dû à la contribution de la barre)
k_n	rigidité normale du joint armé
k_t	rigidité tangentielle du joint armé
k_{nt}	rigidité normale indirecte du joint armé

Caractéristiques géométriques

r_h	rayon du trou de forage
-------	-------------------------

r_b	rayon de la barre
D_b	diamètre de la barre
A_b	section de la barre
W_b	moment de résistance de la barre
I	moment d'inertie de la barre
l_0	longueur caractéristique de la barre
l_A	distance entre l'extrémité de la barre (point O) et le point de moment maximum A
l_e	distance entre l'extrémité de la barre et le point de moment maximum à la limite élastique
l_f	longueur plastique de la barre (longueur du tronçon O-A à la rupture)
Δl_{pl}	allongement plastique de la barre
A_j	surface d'un joint
s	espacement entre les joints.
e	épaisseur des strates

Angles et déplacements

θ	pendage d'une discontinuité (angle entre le joint et l'horizontale)
β	angle entre l'axe de la barre et le joint
α	angle entre l'axe de la barre et la normale au joint
ω	angle de rotation de la barre
ω_0	angle de rotation de l'extrémité de la barre (point O)
ω_{0e}	angle de rotation de l'extrémité de la barre à la limite élastique
ω_{0f}	angle de rotation de l'extrémité de la barre à la rupture
$\Delta\omega_{0p}$	rotation plastique de l'extrémité de la barre
γ_0	angle au point O entre la force résultante et l'axe déformé de la barre
γ_{0e}	angle entre la force résultante et l'axe déformé à la limite élastique de la barre
γ_{0f}	angle entre la force résultante et l'axe déformé à la rupture de la barre
ψ	angle entre la direction de la force résultante dans la barre et le plan du joint
u	déplacement axial de la barre
u_0	déplacement axial de l'extrémité de la barre (point O)

u_{oe}	déplacement axial (point O) à la limite élastique de la barre
u_{of}	déplacement axial (point O) à la rupture de la barre
v	déplacement transversal de la barre
v_o	déplacement transversal de l'extrémité de la barre (point O)
v_{oe}	déplacement transversal (point O) à la limite élastique de la barre
v_{of}	déplacement transversal (point O) à la rupture de la barre
U_o	déplacement de l'extrémité de la barre (point O) dans la direction du joint
U_{oe}	déplacement du point O dans la direction du joint à la limite élastique de la barre
U_{of}	déplacement du point O dans la direction du joint à la rupture de la barre
ΔU_{op}	incrément de déplacement plastique
U_j	déplacement total sur joint
U_{je}	déplacement total sur joint à la limite élastique de la barre
U_{jf}	déplacement total sur joint à la rupture de la barre

Forces et moments

N	effort normal dans la barre
N_p	effort normal dans la barre à la limite d'écoulement
N_o	effort normal à l'extrémité de la barre (i.e au droit du joint)
N_{oe}	effort normal à l'extrémité de la barre à la limite élastique
N_{of}	effort normal à l'extrémité de la barre à la rupture
Q	effort tranchant dans la barre
Q_p	effort tranchant à la limite d'écoulement de la barre
Q_o	effort tranchant à l'extrémité de la barre (i.e au droit du joint)
Q_{oe}	effort tranchant à l'extrémité de la barre à la limite élastique
Q_{of}	effort tranchant à l'extrémité de la barre à la rupture
M	moment de flexion dans la barre
M_p	moment de flexion plastique dans la barre
M_A	moment de flexion au point A
R_o	force résultante dans la barre au droit du joint
R_{oe}	force résultante dans la barre à la limite élastique au droit du joint
R_{of}	force résultante dans la barre à la rupture au droit du joint

R_{on}	composante normale au joint de la force résultante dans la barre
R_{ot}	composante tangentielle au joint de la force résultante dans la barre
T_b	contribution totale de la barre à la résistance au cisaillement du joint
T_{be}	contribution de la barre à la limite élastique
T_{bf}	contribution de la barre à la rupture
σ_1	contrainte principale majeure
σ_2	contrainte principale intermédiaire
σ_3	contrainte principale mineure

Nombres

n_j	nombre de joints
n_b	nombre de barres

Paramètres normalisés

F_T	rapport de la contribution totale de la barre sur l'effort normal plastique de la barre
F_R	rapport de la force résultante dans la barre sur l'effort normal plastique de la barre
F_{Rn}	rapport de la composante normale au joint de la force sur l'effort normal plastique de la barre
F_{Rt}	rapport de la composante parallèle au joint de la force sur l'effort normal plastique de la barre
F_N	rapport de l'effort normal mobilisé dans la barre sur l'effort normal plastique de la barre
F_Q	rapport de l'effort tranchant mobilisé dans la barre sur l'effort normal plastique de la barre
F_U	rapport du déplacement sur le joint sur le diamètre de la barre

Bibliographie

Amadei B., Goodman R.E. 1981

A 3-D constitutive relation for fractured rock masses

Proc. Int. Symp. on the Mechanical Behaviour of Structured Media,
Ottawa, Canada, pp 249 - 268

Aydan Ö. 1989

The stabilisation of rock engineering structures by rockbolts

Ph.D Thesis, Nagoya University, Japan

Aydan Ö., Kawamoto T. 1992

The stability of slopes and underground openings against flexural toppling and their stabilisation

Rock Mech. Rock Engng., Vol 25, no 3, pp 143-165

Aydan Ö., Kyoya T., Ichikawa Y., Kawamoto T. 1987

Anchorage performance and reinforcement effect of fully grouted rockbolts on rock excavations

Proc. 6th ISRM Cong., Montréal, Canada, pp 757-760

Azuar J.J. 1977

Stabilisation de massifs rocheux fissurés par barres d'acier scellées.

Rapport de recherche No 73, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées,
Paris, France

Azuar J.J., Debreuille, Habib P, Londe P, Panet M, Rochet L 1979

Le renforcement des massifs rocheux par armatures passives

Proc. 4th ISRM Cong., Montreux, Suisse

Azuar J.J., Panet M. 1980

Le comportement au cisaillement des aciers passifs dans les massifs rocheux
Industrie Minérale, Mine 4-78, Document S.I.M., B5, Boulonnage Tome
2, pp 93-98

Ballivy G., Benmokrane B., Aitcin P.C. 1986

Rôle du scellement pour les ancrages actifs scellés au rocher.
Revue Canadienne de Géotechnique, Vol 23, No 4, pp 481-489

Ballivy G., Benmokrane B., Lahoud A. 1987

Méthode intégrale de dimensionnement d'ancrages cimentés dans le rocher.
Proc. 6th ISRM Cong., Montréal, Canada, pp 761-768

Bergman S.G.A., Bjurström S. 1983

Swedish experience of rock bolting - A keynote lecture
Proc. Int. Symp on Rock bolting, Abisko, Sweden, pp 243-255

Bjurström S. 1974

Shear strength of hard rock jointed reinforced by grouted untensioned bolts
Proc. 3rd ISRM Cong., Denver, USA, pp 1194-1199

Blondeau F., Christiansen M., Guilloux A., Schlosser F. 1984

Talren : Méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée
Proc. Int. Symp. in Situ Soil and Rock Reinforcement, Paris, France, pp
219-224

Chappell B.A. 1989

Rock bolts and shear stiffness in jointed rock masses
J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol 115, No 2, pp 179-197

Coates D.F., Yu Y.S. 1970

Three dimensional stress distributions around a cylindrical hole and anchor
Proc. 2nd ISRM Cong., Belgrad, Yugoslavia, pp 175-182

Colombet G., Glories M. 1983

Confortement des talus rocheux de la carrière chenal de Montezic
Proc. 5th ISRM Cong., Melbourne, Australia, pp C25-C29

Descoendres F. 1985

Ancrages actifs ou passifs, en terrain meuble et en rocher

Publication Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches, No 112,
pp 5-11

Di Prisco M. 1989

Sul comportamento a taglio delle barre d'armatura nel calcestruzzo. L'azione di spinotto :
Risultati sperimentali e modellazione matematica

Doctorate Thesis, Politecnico di Milano, Italia

Dight P.M. 1983a

A case study of the behaviour of a rock slope reinforced with fully grouted rock bolts

Proc. Int. Symp on Rock bolting, Abisko, Sweden, pp 523-538

Dight P.M. 1983b

Improvements to the stability of rock walls in open pit mines

Ph.D Thesis, Monash University, Australia

Dight P.M. 1985

The Theoretical behaviour of full contact bolts subject to shear and tension

Proc. Int. Symp. on the Role of Rocks Mechanics, Zacatecas, pp 215-222

Dulacska H. 1972

Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete

American Concrete Institute J. Proc., Vol 69, No 12, pp 754 - 757

Dunham R.K. 1976

Anchorage tests on strain gauged resin bonded bolts

Tunnels & Tunnelling, pp 73-76

Egger P. 1973

Einfluss des Post-Failure-Verhaltens von Fels auf den Tunnelausbau unter besonderer
Berücksichtigung des Ankerbaus

Veröff. Inst. Böden und Felsmech., no 57, Univ. Karlsruhe, Germany

Egger P. 1978

Dimensionnement des ancrages en souterrain

Publication Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches, No 98,
pp 1-6

Egger P., Fernandes H. 1983

Nouvelle presse triaxiale - Etude de modèles discontinus boulonnés
Proc. 5th ISRM Cong., Melbourne, Australia, pp A171-A175

Egger P., Pellet F. 1990

Behaviour of reinforced jointed models under multiaxial loadings
Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, pp 191-194

Egger P., Pellet F. 1991

Strength and deformation properties of reinforced jointed media under true triaxial conditions
Proc. 7th ISRM Cong., Aachen, Germany, pp 215-220

Egger P., Pellet F. 1992

Numerical and experimental investigations of the behaviour of reinforced jointed media
Proc. Int. Conf. on Fractured and Jointed Rock Masses, Lake Tahoe,
USA

Egger P., Spang K. 1987

Stability investigations for ground improvement by rock bolts at a large dam
Proc. 6th ISRM Cong., Montréal, Canada, pp 349-354

Egger P., Zabuski L. 1991

Behaviour of rough bolted joints in direct shear tests
Proc. 7th ISRM Cong., Aachen, Germany, pp 1285-1288

Einstein H.H., Hirschfeld R.C. 1973

Model studies on mechanics of jointed rock
J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol 99, No SM3, pp
229-248

Farmer I.W. 1975

Stress distribution along a resin grouted rock anchor
Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr., Vol 12, pp 347-351

Ferrero A.M. 1993

Resistenza al taglio di discontinuità rinforzate
Doctorate Thesis, Politecnico di Torino, Italia

Freeman T.J. 1978

The behaviour of fully-bonded rock bolts in the Kielder experimental tunnel
Tunnels & Tunnelling, pp 37-40

Fuller P.G., Cox R.H.T. 1978

Rock reinforcement design based on control of joint displacement
Proc. 3rd Australian Tunneling Conf., Sidney, Australia, pp 28-35

Gaziev E.G., Lapin L.V. 1983

Passive anchor reaction to shearing stress on a rock joint
Proc. Int. Symp. on Rock Bolting, Abisko, Sweden, pp 101-108

Gerrard C.M. 1982

Joint compliances as a basis for rock mass properties and the design of supports
Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr., Vol 19, pp 285-305

Gerrard C.M. 1983

Rock bolting in theory - A keynote lecture
Proc. Int. Symp. on Rock Bolting, Abisko, Sweden, pp 3-32

Gerrard C.M., Pande G.N. 1983

Predicted response of two cases of reinforcement jointed rock
Proc. Int. Symp. Rock bolting, Abisko, Sweden, pp 47-53

Gerrard C.M., Pande G.N. 1985

Numerical modelling of reinforced rock masses - I. Theory
Computers and Geotechnics, Vol 1, PP 293-318

Ghaboussi J., Wilson E.L., Isenberg J. 1973

Finite element for rock joints and interfaces
J. of the Soil Mech. and Found., Div. ASCE, pp 833-848

Gudehus G. 1982

Clouage des sols : règles de dimensionnement et leur vérification expérimentale
Revue Française de Géotechnique, no 19, pp 29-37

Haas C.J. 1976

Shear resistance of rock bolts
Transactions AIME, Vol. 260, pp 32-41

Haas C.J. 1981

Analysis of rock bolting to prevent shear movement in fractured ground
Mining Engineering, Vol 33, no 6, pp 698-704

Hart R.D. 1991

An introduction to distinct element modelling for rock engineering
Proc. 7th ISRM Cong., Aachen, Germany, pp 1881-1891

Hetényi 1946

Beam on elastic foundation - Theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering
Ann Arbor - The University of Michigan Press

Heuze F.E. 1979

Dilatant effect of rock joints
Proc. 4th ISRM Cong., Montreux, Switzerland, pp 169-173

Heuze F.E., Goodman R.E. 1973

Finite Element and physical model studies of tunnel reinforcement in rock
Proc. 15th U.S. Symp. on Rock Mech., pp 37-67

Hibino S., Motijama M. 1981

Effects of rock bolting in jointy rock
Proc. Int. Symp. on Weak Rock, Tokyo, Japan, pp 1057-1062

Hofbeck J.A., Ibrahim I.O., Mattock A.H. 1969

Shear transfer in reinforced concrete
American Concrete Institute Journal, pp 119-128

Holmberg M. 1991

The mechanical behaviour of untensioned grouted rock bolts
Ph. D. Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden

Holmberg M., Stille H. 1992

The mechanical behaviour of a single grouted bolt
 Proc. Int. Symp. on Rock Support in Mining and Underground
 Construction, Sudbury, Canada, pp 473-481

Indraratna B. 1990

Development and applications of a synthetic material to simulate soft sedimentary rocks
 Géotechnique, Vol 40, No , pp 189-200

Indraratna B., Kaiser P.K. 1990

Analytical model for the design of grouted rock bolts
 Int. J. for Numerical and Analytical Methods & Geomech. Abstr, Vol 14,
 No 4, pp 227-251

Jewell R.A., Pedley M.J. 1992

Analysis for soil reinforcement with bending stiffness
 J. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 118, no 10, pp 1505-1528

Keddi W. 1992

Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten vermörtelter Felsdübel in klüftigem Fels
 Doctorate Thesis, Institutes für Grundbau, Bödenmechanik, Felsmechanik
 und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Germany

Larsson H., Olofsson T. 1983

Bolt action in jointed rock
 Proc. Int. Symp. on Rock Bolting, Abisko, Sweden, pp 33-46

Larsson H., Olofsson T., Stephansson O. 1985

Reinforcement of jointed rock mass - a non linear continuum approach
 Proc. Int. Symp. on Fundamentals of Rocks Joints, Björkliden, Sweden,
 pp 567-577

Launay P., Gachon H., Poitevin P. 1970

Déformation et résistance ultime du béton sous étreinte triaxiale
 Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, No
 269, pp 22-48

Littlejohn G.S., Bruce D.A. 1975

Rock anchors - State of the art, Part 1 : Design
Ground Engineering, pp 25-32

Londe P., Bonazzi D. 1974

La roche armée
Proc. 3rd ISRM Cong., Denver, USA, pp 1208-1211

Lorig L.J. 1985

A simple numerical representation of fully bonded passive rock reinforcement for hard rocks

Computers and Geotechnics, Vol 1, pp 79-87

Ludvig B. 1983

Shear tests on rock bolts
Proc. Int. Symp. on Rock Bolting, Abisko, Sweden, pp 113-123

Moore D.P., Imbrie A.S. 1982

Rock slope reinforcement with passive anchors
Proc. 23rd U.S. Symp. on Rock Mech., Berkeley, USA

Neal B.G. 1977

The plastic methods of structural analysis
Third Edition, Chapman and Hall, London

Pande G.N., Beer G., Williams J.R. 1990

Numerical methods in rock mechanics
John Wiley and Sons, England

Pande G.N., Gerrard C.M. 1983

The behaviour of reinforced jointed rock masses under various simple loading states
Proc. 5th ISRM Cong., Melbourne, Australia, pp F217-F223

Panet M. 1987

Renforcement des fondations et des talus à l'aide d'ancrages actifs et passifs
Proc. 6th ISRM Cong., Montréal, Canada, pp

Patton F.D. 1966

Multiple modes of shear failure in rock
Proc. 1st ISRM Cong., Lisboa, Portugal, pp 509-513

Pells P.J.N. 1974

The behaviour of fully bonded rockbolt
Proc. 3rd ISRM Cong, Denver, USA, pp 1212-1217

Piguet J.P., Revalor R. 1988

Rappels fondamentaux sur le boulonnage et lignes d'évolution actuelle
Séminaires Boulonnage et Renforcement des Terrains, Institut National
Polytechnique de Lorraine, Nancy, France, pp 3-40

Reik G., Zacas M. 1978

Strength and deformation characteristics of jointed media in true triaxial compression
Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol 15, pp 295-303

Rosegren K.J., Friday R.G., Parker R.J. 1987

Preplaced cable bolts for slope reinforcement in open cut mines
Proc. 6th ISRM Cong., Montréal, Canada, pp 491-495

Schubert P. 1984

Das Tragvermögen des Mörtelversetzten Ankers unter Aufgezwungener
Kluftverschiebung
Doctorate Thesis, Montanuniversität, Loeben, Austria

Sharma K.G., Pande G.N. 1988

Stability of rock masses reinforced by passive, fully grouted rock bolts
Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr., Vol 25, No 5, pp
273-285

Spang K. 1988

Beitrag zur rechnerischen Berücksichtigung vollvermörtelter Anker bei der Sicherung von
Felsbauwerken in geschichtetem oder geklüftetem Gebirge
Thèse de doctorat No 740, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne,
Switzerland

Spang K., Egger P. 1990

Action of fully-grouted bolts in jointed rock and factors of influence
Rock Mech. and Rock Eng., Vol 23, pp 201-229

ST. John C.M., Van Dillen D.E. 1983

Rockbolts : A new representation and its application in tunnel design
Proc. 24th U.S. Symp. on Rock Mechanics, pp 13-25

Stillborg B. 1986

Professional users handbook for rock bolting
Trans Tech Publication, Series on Rock and Soil Mechanics, Vol 15

Stille H. 1992

Keynote lecture : Rock support in theory and practice
Proc. Int. Symp. on Rock Support in Mining and Underground
Construction, Sudbury, Canada, pp 421-438

Stille H., Holmberg M., Nord G. 1989

Support of weak rock with grouted bolts and shotcrete
Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol 26, No 1, pp
99-113

Stimpson B. 1987

An analytical method for determining shear stiffness of an inclined grouted bolt installed
across an open discontinuity
Int. J. of Mining and Geological Eng, Vol 5, pp 299-305

Swoboda G., Mareňce M. 1991

FEM modelling of rockbolts
Proc. Comp. Meth. and Adv. in Geomech., Cairns, Australia, pp 1515 -
1520

Swoboda G., Mareňce M. 1992

Numerical modelling of rock bolts in intersection with fault system
Proc. Numerical models in Geomechanics, NUMOG IV, Swansea, U.K.,
pp 729-738

Ward W.H., Tedd P., Berry N.S.M. 1983

The Kjelder experiment tunnel : final results
Géotechnique, Vol 33, no 3, pp 275-291

Washizu K. 1975

Variational methods in elasticity and plasticity
Second Edition, Pergamon Press

Wullschläger D., Natau O. 1983

Studies of the composite system of rock mass and non prestressed grouted rock bolt
Proc. Int. Symp. Rock bolting, Abisko, Sweden, pp 75-85

Wullschläger D., Natau O. 1987

The bolted rockmass as an anisotropic continuum - Material behaviour and design
suggestion for rock cavities
Proc. 6th ISRM Cong., Montréal, Canada, Vol 1, pp 1321 - 1324

Yamachi H., Hirai M., Nakata M., Sakurai S. 1989

Mechanical behaviour of jointed rock masses supported with rock bolts
Proc. Int. Symp. on Rock at Great Depth, Pau, France, pp 497 - 504

Yoshinaka R., Sakaguchi S., Shimizu T., Arai H., Kato E. 1986

Reinforcing effect of rockbolt in rock joint model
Proc. Int. Symp. on Engineering in Complex Rock Formations, Beijing,
China, pp 922-928

Yoshinaka R., Sakaguchi S., Shimizu T., Arai H., Kato E. 1987

Experimental study on the rock bolt reinforcement in discontinuous rocks
Proc. 6th ISRM Cong., Montréal, Canada, Vol 1, pp 1329-1332

Curriculum Vitae

Frédéric PELLET

Né le 15 février 1961 à Ambilly - Haute Savoie

Nationalité française

11, route de Livron

74100 Annemasse - France

Cursus Scolaire

- Ingénieur en Géotechnique, diplômé de l'Institut des Sciences et Techniques de l'Université Joseph Fourier de Grenoble en 1986

- Ingénieur Civil, diplômé de l'Ecole d'Ingénieurs de Genève en 1981

Expériences Professionnelles

Depuis Septembre 1988	Ingénieur de recherche à l'Institut des Sols, Roches et Fondations de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
Mars 1988 - Août 1988	Ingénieur au Bureau Herrera, Genève, Suisse
Janv 1987- Nov 1987	Ingénieur de recherche à l'Université de Sherbrooke, Canada
Avr 1986 - Oct 1986	Ingénieur stagiaire à la Société Nationale des Chemins de Fer, Paris, France
Oct 1982 - Oct 1983	Ingénieur à SOGREAH, Grenoble, France

Principales Publications Scientifiques

- P. Egger, F. Pellet, Behaviour of reinforced jointed models under multiaxial loadings, Comptes-Rendus du Symposium International "Rock Joints", Loen, Norway, 1990.
- F. Descoedres, F. Pellet, Comportement de l'écran de soutènement d'une tranchée expérimentale étroite, Revue Française de Géotechnique, n° 55, 1991.
- P. Egger, F. Pellet, Strength and deformation properties of reinforced jointed medias under true triaxial conditions, Comptes-Rendus du 7^{ème} Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches, Aachen, Germany, 1991.
- P. Egger, F. Pellet, Numerical and experimental investigations of the behaviour of reinforced jointed medias, Comptes-Rendus de la Conférence Internationale "Fractured and Jointed Rock Masses", Lake Tahoe, California, 1992.
- F. Pellet, F. Descoedres and P. Egger, The effect of water seepage forces on the face stability of an experimental micro-tunnel, Canadian Geotechnical Journal, Vol 30, n° 2, 1993

Affiliations

- Registre A des Ingénieurs Suisses
- Société Suisse des Ingénieurs et Architectes (SIA)
- Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches (SSMSR).
- Comité Français de Mécanique des Roches (CFMR)
- Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES)
- Société Internationale de Mécanique des Roches (ISRM)
- Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations (ISSMFE)