

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Cheikh Laarbi Tébessi - TEBESSA-

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Génie minier

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Magister

Option : Géotechnique

Thème

***CONTRIBUTION A L'ETUDE DU COMPORTEMENT
MECANIQUE DES MASSIFS ROCHEUX RENFORCES
PAR ANCRAGE PASSIF***

Etabli Par:

M^{elle} ZENATI Fella

Soutenu Le.....Devant Le Jury Composé de

Dr HAMAMI Mounir

Dr Mr HAOUAM Abdel khader

Dr HEMILA Mouhamed Laid

Dirigé Par :

Dr SID Madani, M.C.

Pr U.SKIKDA Président

M.C .U.TEBESSA Examineur

M.C C.U.TEBESSA Examineur

Remerciements

Je dois en premier lieu, remercier **ALLAH** le tout puissant qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre mes études en post graduation.

Je suis particulièrement redevable à mon illustre promoteur, le docteur **SID MADANI**, et lui témoigne une reconnaissance infinie pour toute l'aide qu'il m'a apporté.

Que soient vivement remerciés les membres de Jury, de m'avoir honorés de leur présence à cet examen de mémoire, et qui ont consenti à évaluer cette modeste étude.

J'exprime toute ma considération à Messieurs **O.BENABDERAHMANE**, Directeur Général d'ARCELOR-MITTAL / TEBESSA, **K.ZAIOUT**, Directeur de la Mine de BOUKHADRA, de l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet, la compréhension et leurs encouragements qui m'ont permis d'aller de l'avant avec confiance.

Enfin, je n'oublierai pas de remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

Dédicaces

A toute ma famille, à mes amis, et à tous les géotechniciens, je dédie ce travail.

Résumé

Bien que les boulons scellés soient très souvent utilisés de nos jours lors de travaux souterrains et à ciel ouvert pour le renforcement des massifs rocheux fissurés, le niveau de compréhension du mode d'action et de la résistance possible d'un boulon n'est pas encore suffisant.

D'autres part, le fonctionnement des armatures passives est beaucoup plus difficile à analyser que celui des armatures précontraintes (ancrage actif), car ce type de renforcement crée un milieu composite avec des interactions locales entre la roche et les armatures, notamment aux intersections avec les surfaces de discontinuités.

Quoi qu'il en soit, la description du comportement mécanique des massifs rocheux renforcés n'est toujours pas clairement formulée.

La présente étude de recherche a pour objectif, de déterminer en terme de résistances et de déformabilités, le comportement mécanique des massifs rocheux discontinus renforcés de barres d'ancrage scellées sur toute leurs longueur sous sollicitations de cisaillement. Ainsi l'influence des principaux paramètres sur ce comportement.

Mots clés: Renforcement, Massif rocheux, Ancrage passif, Discontinuité, Boulon, Comportement mécanique.

Abstrat

Nowadays, the cealed bolts are too often utilizing in the underground and in the open cast cracked rocks areas, the action mode comprehension level and the possible bolt resistance is not yet sufficient.

On the other hand, the functioning of the passive braces is much more difficult to analyze, than the pre-constraint braces, because this type of reinforcement creates a compositor area with local interactions between the rock and the ironworks, notably at the intersections with the discontinuity surfaces.

Whatever it may be, the description of the mechanical behaviour of a reinforced rock materiel is not always clearly formulated.

Subsequently to those observations, and in order to rationalize the dimensioning of the rocks works, the effect of the fixing bar on the behaviour of a rockous area has always drawn the searchers attention.

The main target of this survey is to determine parameters that influence the action of the sealed bolts in rocks masses.

Key words: Strengthening, rocky Massif, passive Anchoring, Discontinuities, Bolts;

Mechanical behavior.

Listes Des Figures, Tableaux Et Photographies

Listes des Figures et Photographies

	Page
Figure 1-1. Les boulons d'ancrages radiaux	06
Figure 1-2. Les câbles	07
Figure 1-3. Split set / Span set	08
Figure 1-4. Boulon à expansion et cheville	08
Figure 1-5. Ancrage à ailettes	09
Figure 1-6. Ancrage DICKRU	10
Figure 1-7. Ancrage SAGITTA	10
Figure 1-8. Crayon d'ancrage	11
Figure 1-9. Ancrage ponctuel	12
Figure 1-10. Ancrage réparti	13
Figure 1-11. Quelques types de boulon à ancrage réparti	14
Figure 1-12. Un tirant d'ancrage précontraint	15
Figure 1-13. Boulon à fente et coin	16
Figure 1-14. Boulon en fibre de verre	16
Figure 1-15. Quelques modèles de plaques	17
Figure 1-16. Les blochets	18
Figure 1-17. Feuillards	19
Figure 1-18. Equilibre noix coquille	21
Figure 2-1. Différents types de discontinuités	31
Figure 2-2. Nature des joints	33
Figure 2-3. Type des joints	34
Figure 2-4. Orientation d'une discontinuité	35
Figure 2-5. Espacement des discontinuités d'une famille	35
Figure 2-6. Discontinuité plane	37
Figure 2-7. Modèle de fissure à indentation symétrique	38
Figure 2-8. Description quantitative de la rugosité	39
Figure 2-9. Courbes de résistance au cisaillement suivant un plan horizontal	41
Figure 2-10. Schéma de cisaillement suivant un plan incliné	42
Figure 2-11. Influence de la rugosité sur les résistances résiduelles et de pics	42

LISTES

Figure 2-12.	Modèle de fissure à rugosité hétérogène	43
Figure 2-13.	Les mesures de Patton des angles de rugosité des angles de rugosité (i) pour le premier et le second ordre des projections sur les surfaces des roches rugueuses	44
Figure 2-14.	Morphologie des épontes des discontinuités	45
Figure 2-15.	Description d'un carottage	48
Figure 3-1.	Principe de l'analyse de la stabilité à l'état naturel	51
Figure 3-2.	Principe de la méthode des L.P.C.	52
Figure 3-3.	Principe de la méthode de Panet	54
Figure 4-1.	Modes de rupture d'une barre chargée axialement	57
Figure 4-2.	Schéma de principe et résultats d'essais pour une barre de 24 mm de diamètre	59
Figure 4-3.	Effort de cisaillement en fonction du déplacement sur le joint pour des échantillons armés	60
Figure 4-4.	Effort de cisaillement en fonction du déplacement sur le joint pour des échantillons armés d'une barre de 6 mm de diamètre	61
Figure 4-5.	Efforts développés dans une barre en droit du joint lors d'un essai de cisaillement	62
Figure 4-6.	Variation de la contribution d'une barre en fonction de l'angle entre la barre et le joint pour différents diamètres	64
Figure 4-7.	Mécanisme de déformation de la barre	65
Figure 4-8.	Décomposition de la contribution d'une barre d'acier en fonction du déplacement tangentiel	66
Figure 4-9.	Contribution d'une barre en fonction de l'angle entre la barre et le joint pour différentes valeurs de l'angle de frottement	69
Figure 5-1.	Etat de contraintes à la rupture pour un joint non renforcé et renforcé	74
Figure 5-2.	Concept du matériau équivalent	77
Photo 1-1.	Pieu explosé	11

Liste des Tableaux

	Page
Tableau 1-1. Caractéristiques des tiges pour boulons à ancrage ponctuel (valeurs moyennes)	23
Tableau 1-2. Comparaison des boulons scellés à la résine et au ciment	24
Tableau 2-1. Caractéristiques physiques indicatives des roches plutoniques saines	26
Tableau 2-2. Caractéristiques physiques des roches basaltiques saines	27
Tableau 2-3. Caractéristiques physiques indicatives des calcaires durs sains	28
Tableau 2-4. Caractéristiques physiques indicatives des roches quartzites sains	28
Tableau 2-5. Caractéristiques physiques indicatives des molasses saines	28
Tableau 2-6. Caractéristiques physiques indicatives des marnes saines	28
Tableau 2-7. Classification des roches en fonction d'espacement entre les discontinuités selon AFTES	36
Tableau 2-8. Classification de la roche en fonction du RQD	47
Tableau 2-9. Classification de la roche en fonction de l'indice de carottage	48

Table Des Matières



Table des Matières

Introduction générale	01
Chapitre I – Technologie de renforcement du massif rocheux par ancrages	
Introduction	03
I.1 Historique	03
I.2 Définitions et principes	03
I.3 Rôle pratique du boulonnage	04
I.3.1 Rôle porteur	04
I.3.2 Rôle restructurant	04
I.3.3 Rôle confinant	05
I.4 Diverses techniques d’ancrages	05
I.4.1 Confortement par clouages au rocher	05
I.4.2 Le boulonnage radial	06
I.4.3 L’ancrage de câbles	06
I.5 Choix et classifications des boulons d’ancrage	07
I.5.1 Classification en fonction de la nature du terrain	08
I.5.1.1 L’ancrage au rocher	08
I.5.1.2 L’ancrage en terrain meuble	09
I.5.2 Classification en fonction du type d’action	12
I.5.2.1 Les boulons à ancrage ponctuel	12
I.5.2.2 Les boulons à ancrage réparti	13
I.5.3 Classification en fonction de leur fonctionnement	14
I.5.4 Classification en fonction de leur durée d’utilisation	15
I.6 Technologie diverse	16
I.6.1 Boulons auto foreurs	16
I.6.2 Boulons à fente et coin	16
I.6.3 Boulons en fibre de verre	16
I.6.4 Les boulons pliables	17
I.7 Les accessoires du boulonnage	17
I.7.1 Les plaques	17
I.7.2 Les blochets	18
I.7.3 Les grillages	18
I.7.4 Les feuillards	18
I.8 Généralités sur les constituants du scellement	19
I.8.1 Les ciments	19
I.8.2 Les résines	20
I.9 Techniques de mise en place des boulons et du scellement	20
I.9.1 Mise en place des boulons	20
I.9.1.1 Cas des boulons à ancrage ponctuel	21
I.9.1.2 Cas des boulons à ancrage réparti	22
I.9.2 Mise en place de la résine	22
I.9.3 Mise en place du mortier	23
I.10 Performance des systèmes d’ancrages	23
Conclusion	24

Chapitre II- Identification des paramètres de discontinuités influençant le mode d’action des ancrages au massif rocheux

Introduction	25
--------------	----

TABLE DES MATIERES

II.1 Nature et état de la roche en place	25
II.2 Différentes familles de roches	26
II.2.1 Les roches éruptives	26
II.2.2.1.1 Les roches plutoniques	26
II.2.2.1.2 Les roches volcaniques	27
II.2.2 Les roches sédimentaires	27
II.2.3 Les roches métamorphiques	28
II.3 Comportement mécanique du massif rocheux	29
II.3.1 La minéralogie des roches	29
II.3.2 L'altérabilité des faciès	29
II.3.3 L'anisotropie	29
II.3.4 Les caractéristiques mécaniques	30
II.4 Les discontinuités	30
II.4.1 Morphologie	32
II.4.2 Caractéristiques géométriques des discontinuités	34
II.4.3 Classification des discontinuités	36
II.4.4 Caractéristiques mécaniques d'une discontinuité	39
II.4.5 Comportement des discontinuités naturelles	39
II.4.5.1 La rugosité	44
II.4.5.1.1 Mesure de la rugosité des surfaces	44
II.4.5.2 Mesure de l'angle de frottement interne	44
II.4.5.3 Imbrication	44
II.4.5.4 Influence de l'eau interstitielle	45
II.4.6 Méthodes de mesures des discontinuités	46
Conclusion	48
Chapitre III- Méthodes de dimensionnement des ancrages passifs au massif rocheux	
Introduction	50
III.1 Cas du confortement des instabilités des massifs rocheux	50
III.1.1 Principes	50
III.1.2 Différentes méthodes de confortement des instabilités	52
III.1.2.1 Méthodes des laboratoires des ponts et chaussées (L.PC)	52
III.1.2.2 Méthode de Panet	53
III.1.2.3 Méthode pour les clous	54
Conclusion	55
Chapitre IV – Etat des connaissances	
Introduction	56
IV.1 Modes de fonctionnement d'une barre d'ancrage scellée sur toute sa longueur	56
IV.1.1 Cas d'une barre sollicitée axialement	56
IV.1.2 Cas d'une barre sollicitée transversalement	58
IV.2. Essais de cisaillement sur un joint armé de barres d'ancrage	59
IV.3. Formulation analytique pour le calcul de la contribution d'une barre	63
IV.4. Modèles expérimentaux	70
Conclusion	71

Chapitre V – Etude du comportement mécanique du massif rocheux renforcé par barres à ancrage passif

Introduction	72
IV.1 Comportement mécanique d'un joint individuel armé d'une barre d'ancrage	72
IV.1.1 Modèle de comportement d'un joint armé	72
IV.1.2 Influence de la rugosité du joint	74
IV.1.3 Influence de la rigidité du joint	75
IV.2 Comportement mécanique d'un massif rocheux renforcé	76
IV.2.1 Déformabilité du matériau équivalent à une roche armée	76
IV.2.2 Résistance au cisaillement du matériau équivalent roche armée	79
Conclusion	79
Conclusion générale	81

Introduction Générale

Introduction générale

Le recours à des inclusions de renforcement pour améliorer les matériaux de construction est très ancien. De ce fait, la basilique Saint-Marc à Venise a été construite sur des pieux en bois destinés à améliorer la capacité portante du sol.

Dans un passé plus récent, notamment au siècle dernier, on pense à la création du béton armé pour lequel la présence des armatures permet de modérer la mauvaise résistance en traction du matériau initial. Depuis les années 60, le développement spectaculaire des matériaux composites, particulièrement à fibres n'est autre que l'application, à moindre échelle, de la même idée de renforcement par inclusions.

Dans le domaine de la géotechnique, et au delà d'exemples historiques, l'usage industriel de technique de renforcement est également assez récent. On a cherché à utiliser cette technique dans les conditions géotechniques du sous sol ayant déjà provoquées des dégâts aux ouvrages et aux superstructures ou risquant de le faire.

Néanmoins, et afin de prévenir d'éventuelles catastrophes, plusieurs techniques peuvent être mises en œuvre, dont les plus généralement utilisées sont:

- Drainage du massif ;
- Adaptation de la géométrie de la pente ;
- Réalisation d'ouvrage de soutènement ;
- Renforcement du massif par ancrage.

En ce qui concerne l'ancrage, deux types peuvent être envisagés : l'ancrage de tiges et l'ancrage de câbles.

L'ancrage de tiges en question est généralement constitué par des barres ou boulons en acier ordinaire de haute résistance, dont on distingue suivant leur mode de fonctionnement : l'ancrage passif et l'ancrage actif.

Par ancrage passif, qui nous intéresse dans la présente étude de recherche, il faut entendre une armature qui est scellée au massif sur toute sa longueur et qui n'est pas en tension lors de sa mise en place.

INTRODUCTION GENERALE

Signalons également que, les procédés de renforcement par ancrages sont de plus en plus utilisés, et la technologie est peu à peu développée. Pour situer le contexte, nous attacherons dans le premier chapitre à décrire les aspects techniques et technologiques du renforcement par ancrages.

Etant donné que, les mécanismes d'instabilité des massifs rocheux sont généralement gouvernés par les discontinuités préexistantes et donc les ruptures dans les massifs se produisent essentiellement par ouverture de ces discontinuités et / ou glissement relatif des blocs ou des bancs.

Pour souligner leur importance dans la résistance et la déformabilité des massifs rocheux, nous bornerons au deuxième chapitre à l'étude des propriétés mécaniques du massif rocheux et des discontinuités qui l'affectent.

Nous passerons ensuite au troisième chapitre, en revue les méthodes de dimensionnement des ancrages passifs au rocher, couramment utilisées, faisant l'objet de recherches actuelles. Exposé et Analyse des expressions et formules de calcul de l'apport de l'ancrage à la résistance au cisaillement (contribution de la barre), en fonction des paramètres principaux cités au dessus.

Au quatrième chapitre nous analyserons à travers les principaux travaux publiés à ce jour, dans les domaines analytique et expérimental la qualité de liaison de la barre au massif rocheux, ainsi que les différentes expressions et formules de calcul de l'apport de l'ancrage à la résistance au cisaillement (la contribution de la barre).

Nous présenterons au cinquième chapitre une étude portant le comportement mécanique du matériau équivalent à une roche armée, par l'approche homogénéisation.

Chapitre I

Technologie De Renforcement des Massifs Rocheux par Ancrages

Introduction

Lorsque le massif rocheux n'est pas apte à supporter ou à maintenir les charges auxquelles il est (ou va) être soumis, afin de prévenir d'éventuelles ruptures plusieurs techniques peuvent être envisagées, telles que les procédés de renforcement par ancrages; qui se sont de plus en plus utilisées pour la stabilisation des massifs rocheux fissurés et la technologie est peu à peu développée.

A chaque type d'ancrage correspond un domaine d'utilisation en fonction essentiellement de ses caractéristiques mécaniques, de sa durée de vie, des caractéristiques de son installation, de son coût et des conditions de terrain. Dans ce qui suit, nous nous intéresserons à la description des aspects techniques et technologiques de ce type de renforcement.

1.1. Historique

Le renforcement du terrain par des tiges de bois date de l'antiquité; il y a un siècle, les ancrages en roche ont fait partie des méthodes courantes d'amélioration de celle-ci; tandis que le développement du boulonnage a commencé dès 1947 dans les mines souterraines des Etats-Unis. En 1949 il a été introduit en France, dans les mines de Fer de lorraine, comme un moyen simple et économique, d'où il est passé rapidement aux ouvrages de Génie civil.

Les premiers boulons étaient ancrés en fond de forage, le scellement réparti sur toute la longueur ou sur une partie seulement est apparu dès les années 1960 , d'abord au mortier de ciment, puis à la résine et s'est rapidement généralisé.

Au cours des années 1980, ont été mis au point des boulons à friction (frottant), dont le scellement est assuré par placage de la surface du boulon sur le terrain.

1.2. Définitions et principes

On appelle boulonnage toute méthode de renforcement, qui tend à rétablir la continuité d'une masse rocheuse, permet d'améliorer grandement sa stabilité et de remédier ainsi à la rupture, utilisant des barres d'acier, qui se sont développées de plus en plus durant ces dernières années.

Celui-ci se présente comme une technique légère de soutènement, tant à l'air libre qu'en souterrain, parfois en association avec le béton projeté, les cintres légers, ou avec les deux dispositifs simultanément, placés à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre.

Le but est d'améliorer la stabilité du massif rocheux en augmentant la résistance à la rupture et en limitant les déformations. Cette méthode s'applique dans de nombreux ouvrages tels que les talus rocheux, les fondations de barrages et les tunnels.

I.3. Rôle pratique du boulonnage

Les ancrages sont très utilisés pour le renforcement des massifs rocheux pour différentes raisons, liées entre autres au mode de rupture envisagé : rôle porteur, restructurant et confinant; notons que les trois aspects envisagés (soutenir, renforcer et confiner) se combinent en pratique et peuvent aussi se succéder dans le temps.

I.3.1. Rôle porteur

Dans un massif fracturé discontinu à l'échelle de l'ouvrage, des blocs rocheux peuvent se détacher de la paroi et tomber sous l'effet de la gravité. Pour empêcher ces chutes, on utilise un boulonnage de suspension qui assure un rôle porteur à condition d'être ancré assez profondément dans la partie saine ou non fracturée du massif.

I.3.2. Rôle restructurant

Dans les massifs fracturés où les boulons sont sollicités en cisaillement à l'endroit des fissures, leur rigidité limite tout mouvement susceptible de désolidariser les blocs et empêche la formation d'un ensemble disjoints. Elles sont plus à même d'assurer un collage des bancs entre eux : elles arment le terrain, et lui permettent de mieux résister aux sollicitations de compression, de traction, et surtout de cisaillement sur les plans de discontinuités.

Dans un massif stratifié, les boulons sont mis en place de façon à limiter les décollements et les glissements entre les bancs empilés, en attachant les discontinuités naturelles. Le but recherché est de solidariser les couches entre elles, afin de s'opposer aux déplacements différentiels et d'éviter d'éventuelles ruptures par flambement ou fléchissement.

Dans le cas d'un massif soumis à une fracturation dense et aléatoire, les boulons créent des forces de liaison entre les discontinuités, en augmentant la cohésion des joints rocheux et en empêchant leurs dilatance, ce qui contribue à renforcer le massif.

I.3.3. Rôle confinant

Dans un massif homogène, un anneau de terrain décomprimé apparaît autour de la cavité, où les caractéristiques mécaniques baissent rapidement; le boulonnage associé à une couche de béton projeté confine ces terrains : La contrainte normale à la paroi qui en résulte confine la zone boulonnée, et confère à la roche un supplément de résistance au cisaillement, d'où la formation d'un anneau résistant qui constitue un véritable soutènement s'opposant aux poussées du terrain.

I.4. Diverses techniques d'ancrage

La diversification des systèmes d'ancrage a rendu cette technique de soutènement applicable dans des situations de plus en plus variées ; dans des excavations temporaires et permanentes de géométrie quelconque, de par son utilisation pour différents types de conditions du terrain, de par sa simplicité, sa rapidité d'installation, son coût relativement peu élevé, sa complémentarité avec d'autres types de soutènement déjà cités.

I.4.1. Confortement par clouage au rocher

Cette technique consiste à reporter le poids d'une masse rocheuse au moyen d'armatures scellées constituants des éléments de renforcement; généralement, on l'utilise pour des blocs déjà instables.

Son principe consiste à mobiliser les efforts de traction et de cisaillement au sein du clou, mais également à augmenter la résistance au cisaillement de la discontinuité qui découpe la masse instable. On utilise couramment des longueurs de 2 à 12 m, pour des diamètres d'armatures de 20 à 50 mm mis en place dans des forages de diamètres 40 à 100 mm.

1.4.2. Le boulonnage radial

C'est la nécessité de creuser dans des mauvais massifs des galeries de grande dimension qui a incité les spécialistes à renforcer également le front de taille du tunnel pour assurer la stabilité temporaire de l'ouvrage en phase d'excavation.

Auparavant, se sont les mineurs qui ont constaté que le terrain autour d'une cavité avait tendance à se déliter, de s'ouvrir par endroit ou carrément se refermer, dégagant ainsi l'idée de clouage des parois jusqu'à l'atteinte du rocher intact sur le front.

Au **XI^e** siècle les Ardoisières d'Angers utilisaient des tiges de châtaigner glissées dans des forages pour retenir les voûtes de leurs salles souterraines; rapidement les tiges en acier (tiges de béton armé) se sont avérées les plus efficaces, et la technologie s'est peu à peu adaptée au génie civil.

Le boulonnage radial constitue pour le terrain une armature qui lui permet de former un anneau porteur autour d'un tunnel. Il est employé aussi pour maîtriser l'écaillage des roches dures sous forte couverture.

Une fois posé les boulons n'encombrent pratiquement pas la section; lorsqu'ils sont scellés au ciment, ils sont durablement protégés contre la corrosion. Dans certains cas les boulons sont inclinés sur la section droite du tunnel, au dessus du front d'avancement (fig 1.1).

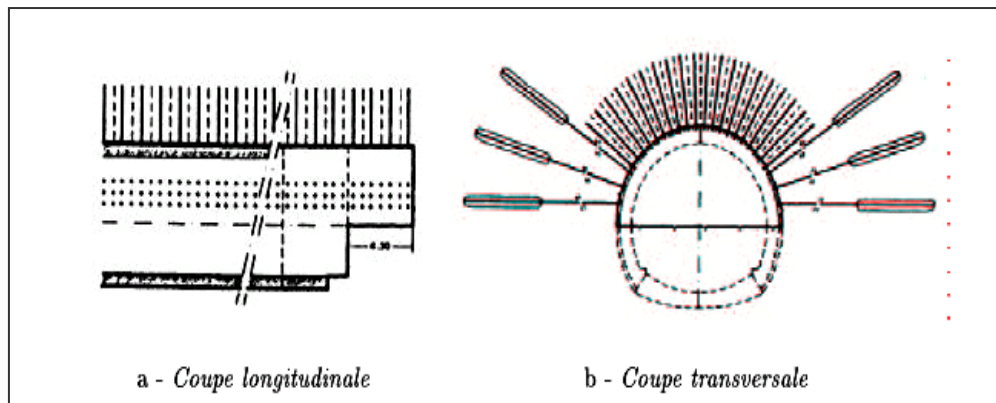


Figure 1-1. Les boulons d'ancrages radiaux.

1.4.3. L'ancrage de câbles

Cette technique est utilisée pour des cavités de grandes dimensions, elle est similaire à celle de l'ancrage réparti, où la tige est remplacée par un ou plusieurs câbles (fig 1.2).

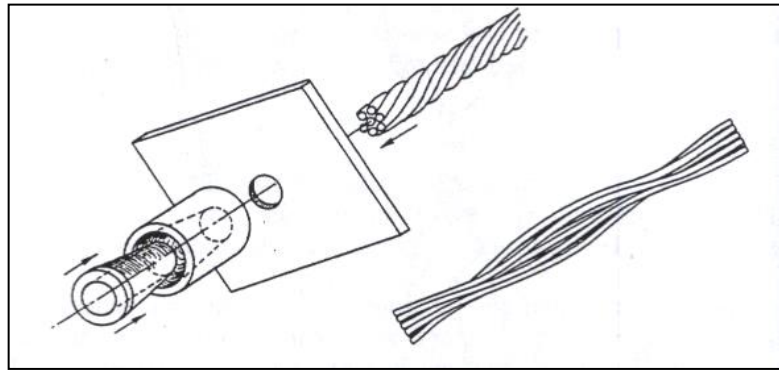


Figure 1-2. Les câbles d'après Jacques Fine (1998).

Les ancrages par câbles de type tressés ont un fonctionnement similaire aux ancrages par tiges, mais ils peuvent aboutir à des capacités inférieures, car la traction qui sollicite le câble engendre une réduction de son diamètre, donc une diminution des forces de compression sur le scellement et de sa résistance.

Des études récentes menées en Suisse et en Autriche ont montré que les câbles de type mono-toron, permettaient même d'obtenir des résistances supérieures aux barres de même diamètre, pour éviter une diminution de leur résistance par réduction de leur diamètre lors de leur mise en tension, il est recommandé l'utilisation de câbles en acier galvanisé, dont l'extrémité libre est cossée et manchonnée.

I.5. Choix et classifications des boulons d'ancrage

Les boulons se différencient par leur matériau, par le type d'ancrage, et par la mise ou non en tension à la pose; leur choix dépend de plusieurs critères qui sont :

- Nature du terrain;
- Présence d'eau;
- Cadence des travaux;
- Préservation de l'environnement.

Néanmoins, on peut les classer en fonction de :

- La nature du terrain;
- Leur type d'action;

- Leur fonctionnement;
- La durée d'utilisation.

I.5.1. Classification en fonction de la nature du terrain

En fonction de la nature du terrain on distingue : l'ancrage au rocher et celui en terrain meuble.

I.5.1.1. L'ancrage au rocher

Au rocher on distingue les différents types suivants :

1. **Split set / Span set** : de type passif réparti (fig 1.3);

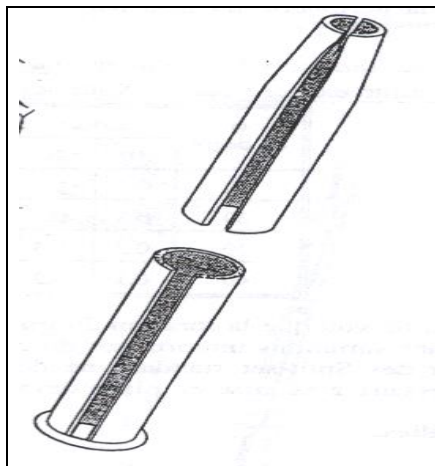


Figure 1-3. Split set

2. **Boulon à expansion et cheville** : de type actif ponctuel, souvent utilisé pour le rocher sain, ni fissuré, ni fracturé (fig 1.4);

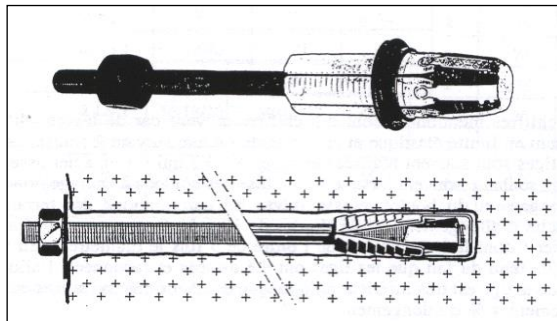


Figure 1-4. Boulon à expansion et cheville d'après Ancrall et Lenoir-Mernier (Jackes Fine 1998).

3. **Boulon d'ancrage au rocher** : de type passif réparti, employé pour un rocher sain ou faiblement altéré et fissuré, blocs découpés par une discontinuité.

I.5.1.2. L'ancrage en terrain meuble

En terrain meuble, les types d'ancrages sont beaucoup plus importants que ceux au rocher, dont on distingue les types suivants :

1. **Corps mort enterré** : ancrage passif ponctuel "mécanique", utilisé pour les sols meubles, de forte pente;
2. **Système à ailettes** : de type passif ponctuel "expansé", utilisé pour les sols meubles, de forte pente (fig 1.5);

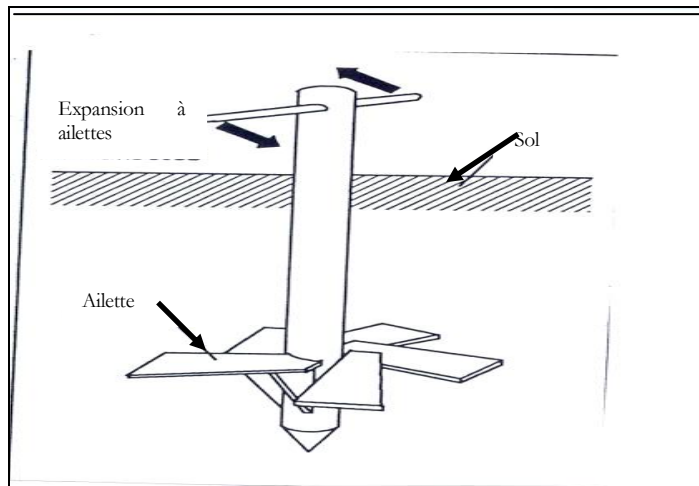


Figure 1-5. Ancrage à ailettes.

3. **Ancre DICKRU** : de type passif ponctuel "expansé", utilisé pour les sols meubles, de forte pente (fig 1.6) ;

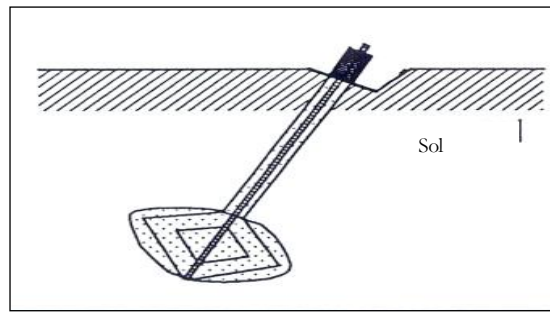


Figure 1-6. Ancrage DICKRU.

4. **Ancre SAGITTA** : de type passif ponctuel "précontraint", utilisé pour les sols meubles, de forte pente, mais ne convient pas aux sols comportant des blocs (fig 1.7) ;

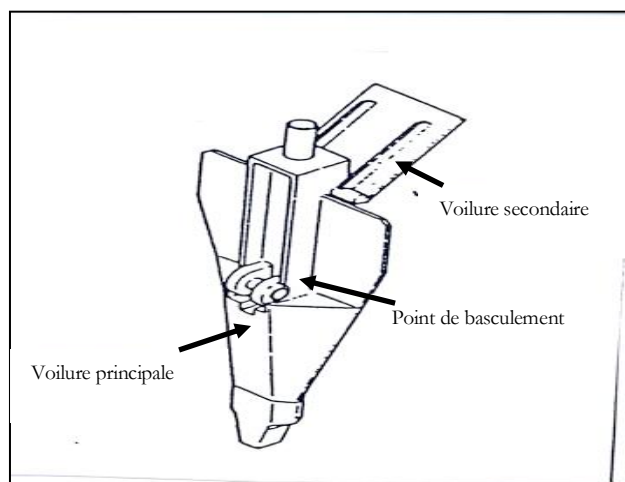


Figure 1-7. Ancrage SAGITTA.

5. **Pieu explosé** : de type passif ponctuel, utilisé pour les sols meubles, de forte pente, et pour les sols denses graveleux (photo 1.1);



- Pieu extrait



- Camouflet de pieu explosé

Photographie 1-1. Pieu explosé.

6. **Crayon d'ancrage** : de type passif réparti, utilisé pour les sols meubles, de forte pente (fig 1.8);

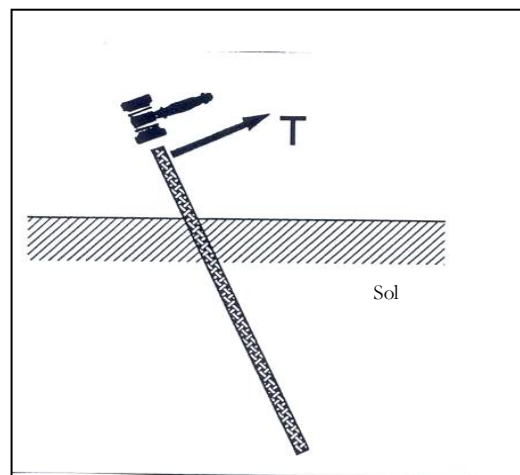


Figure 1-8. Crayon d'ancrage.

7. **Boulon d'ancrage à injection auto forant** : de type passif réparti, utilisé particulièrement pour les sols meubles présentant une mauvaise tenue des parois du forage ;

8. **Micropieu** : de type passif réparti, recommandé pour les sols meubles de forte pente.

1.5.2. Classification en fonction du type d'action

Il existe deux familles de boulons qui ne fonctionnent pas de la même façon: les boulons à ancrage ponctuel et ceux à ancrage réparti.

1.5.2.1. Les boulons à ancrage ponctuel

Sont les plus anciens; ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille conçus essentiellement pour résister à des efforts de traction (fig 1.9). On privilégiera ce type d'ancrage pour les roches dures et on distingue :

1. **Les ancrages mécaniques** : sont conçus pour résister essentiellement à une traction;
2. **Les ancrages expansés** : subits une expansion avant d'être soumis à une traction;
3. **Les ancrages à précontrainte** (actifs).

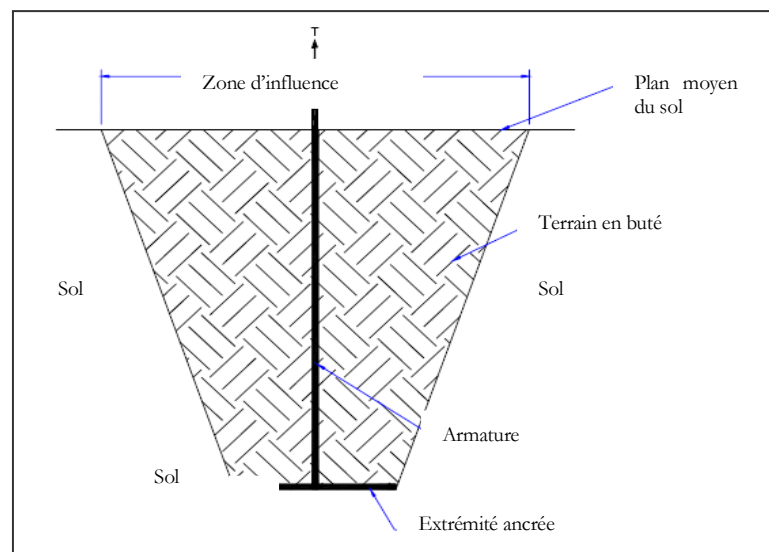


Figure 1-9. Ancrage ponctuel.

1.5.2.2. Les boulons à ancrage réparti

Pour ces ancrages, la transmission des efforts au terrain s'exerce sur l'ensemble de la partie scellée de la pièce ancrée et fait intervenir le frottement latéral entre le terrain et le scellement (fig 1.10). On différencie pour ce type d'ancrage deux sous familles technologiques qui sont :

1. **Les boulons scellés** : comme leur nom l'indique, ils sont scellés au rocher sur toute leur longueur ou sur une partie seulement de celle-ci ; le scellement peut être du mortier ou de la résine synthétique;
2. **Les boulons à friction** : n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant presque remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent de façon immédiate.

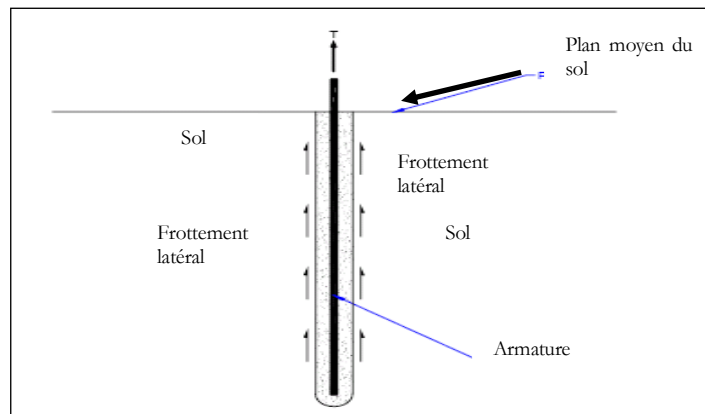


Figure 1-10. Ancrage réparti.

La figure 1.11 nous montre quelques types de boulons à ancrage réparti les plus utilisés actuellement.

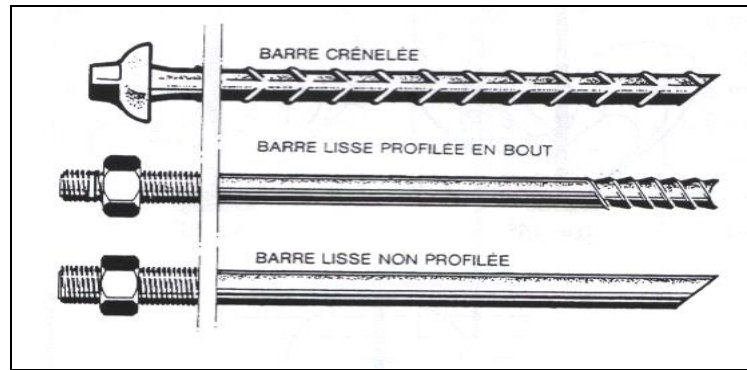


Figure 1-11. Quelques types de boulons à ancrage réparti d'après Lenoir-Mernier (Jacques Fine 1998).

I.5.3. Classification en fonction de leur fonctionnement

En fonction du type de fonctionnement des ancrages, deux types sont différenciés qui sont :

1. **Ancrage actif** : est une technique ancienne mise en œuvre par André Coyne et Eugène Freyssinet au cours des années trente. Il s'agit des ancrages soumis à une précontrainte, mobilisant le terrain en permanence; les effets des forces extérieures sont compensés uniquement par la détente du milieu pré comprimé, sans que la tension du boulon varie sensiblement. En soumettant le terrain à une précontrainte, sa cohésion est augmentée; par conséquent, son domaine de stabilité mécanique est élargie, ce qui permet un niveau de chargement supérieur. Un tirant d'ancrage actif comprend (fig 1.12) :

- La zone d'ancrage où le tirant est scellé au terrain;
- Un bouchon permettant d'isoler la zone de scellement de la partie libre en évitant les remontées de coulis le long du forage au moment de l'injection du scellement;
- La longueur libre du tirant;
- La tête d'ancrage et le massif d'appui avec le dispositif de blocage.

Les tirants se distinguent des boulons par deux caractères principaux :

- longueur dépassant généralement 10 m ;

- les tirants sont mis en traction volontairement à une fraction importante de leur charge de rupture.

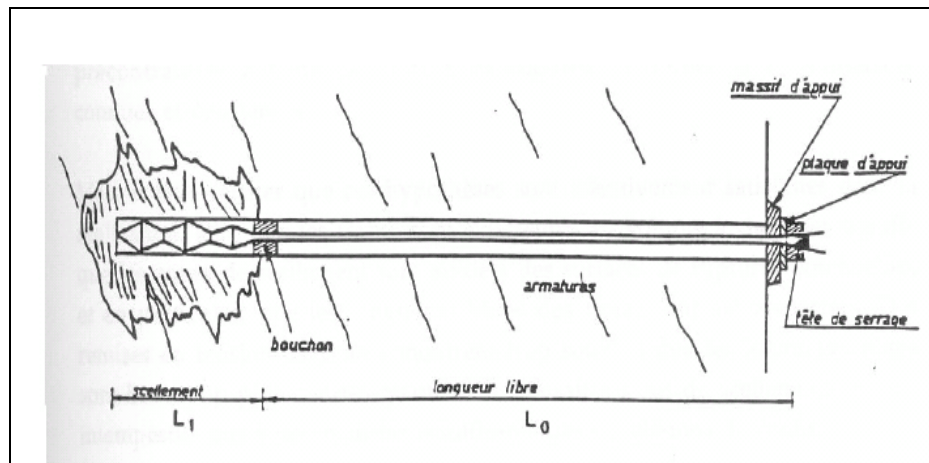


Figure 1-12. Un tirant d'ancrage précontraint d'après Asroun et Durville (1994).

1. **Ancrage passif** : par ancrage passif, il faut entendre une armature qui est scellée au massif sur toute sa longueur et qui n'est pas en tension lors de sa mise en place. S'il ne se produit pas de déformation dans le massif renforcé, les aciers passifs ne sont pas sollicités. Un des premiers exemples d'utilisation de cette technique est celui des appuis de barrage de Chaudanne en France. Il s'agit des ancrages ne mobilisant pas le terrain tant qu'ils ne sont pas soumis à une force de traction ou de compression exercée par l'ouvrage ; les efforts dans l'ancrage varient comme l'effort extérieur et la tension dans le massif rocheux.

I.5.4. Classification en fonction de leur durée d'utilisation

En fonction de leur durée d'utilisation, on spécifie :

1. **Ancrage provisoire** : leur durée d'utilisation prévue est inférieure à 2 ans;
2. **Ancrage définitif** : les matériaux qui les constituent présentent en principe une durabilité équivalente à celle de l'ouvrage, que l'on fixe généralement à 25 ans au minimum.

I.6. Technologie diverse

I.6.1. Boulons auto foreurs.

Ce type de boulon est un fleuret fileté sur toute sa longueur à l'extrémité duquel est fixé un taillant de diamètre 42 ou 52 mm. Il est possible de raccorder de nombreuses barres avec des manchons jusqu'à des longueurs de 15 à 20 m.

I.6.2. Boulons à fente et coin

Ce type de boulon à été très utilisé au début du développement du boulonnage, il n'est plus utilisé actuellement. Se compose d'une tige d'acier de diamètre 20 à 24 mm, fendait à une extrémité et fileté à l'autre, la longueur de la fente est de 150 mm environ (fig 1.13).

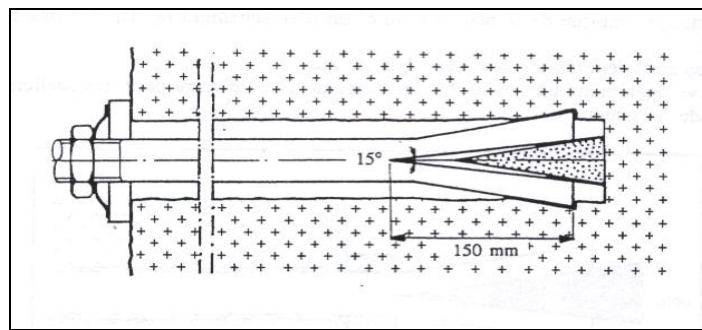


Figure 1-13. Boulon à fente et coin d'après Jacques Fine (1998).

I.6.3. Boulons en fibre de verre

Ces tiges sont généralement scellées à la résine, la fixation d'une plaque peut se faire au moyen d'une entaille dans la tige, d'un manchon et d'un coin ou également d'un filetage de la tige (fig 1.14).

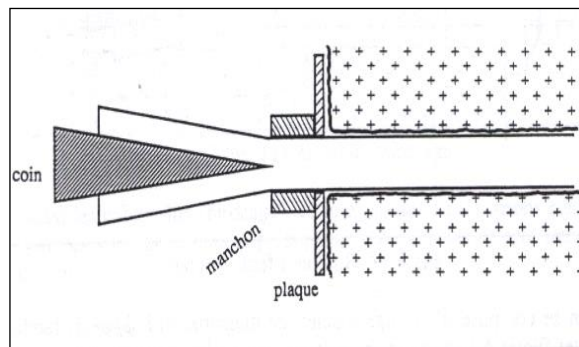


Figure 1-14. Boulon en fibre de verre Jacques Fine (1998).

I.6.4. Les boulons pliables

Constitués par des tiges rigides reliées entre elles par un câble d'une dizaine de centimètre de longueur que l'on sertit aux tiges par l'intermédiaire de manchons.

I.7. Les accessoires du boulonnage

Constituent le matériel qui est souvent mis en place avec les boulons, et font partie intégrante du schéma de boulonnage, à savoir : les plaques, les blochets, le grillage et les feuillards.

I.7.1. Les plaques

Ce sont les plaques d'appui que l'on fixe à l'extrémité des boulons, elles ont pour rôle :

- De confiner les terrains et empêcher la chute de petits blocs autour du boulon ;
- D'assurer la tension des boulons à ancrage ponctuel ;
- D'augmenter la déformabilité du boulon.

Elles sont classées en deux principales catégories (fig 1.15):

1. Les plaques rigides, qui peuvent être plans ou bombées ;
2. Les plaques déformables bombées, avec ou sans rondelles.

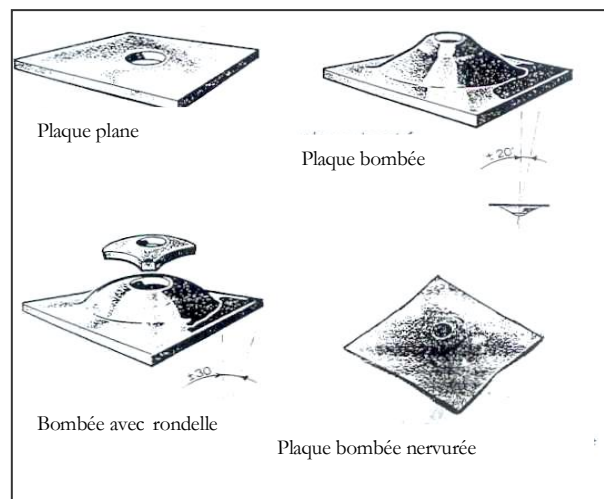


Figure 1-15. Quelques modèles de plaques.

I.7.2. Les Blochets

Les blochets sont des morceaux de bois, de forme parallélépipédique, sommairement équarris, percés d'un trou central pour y faire passer la tige du boulon, se placent entre le terrain et l'écrou du boulon. Ils ont des rôles identiques à ceux des plaques.

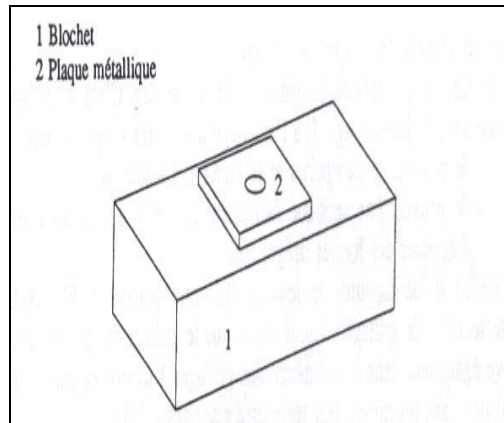


Figure 1-16. Blochets.

I.7.3. Les grillages

Ils sont indispensables, dans les massifs fortement fissurés, ont pour rôle, le maintien en place des blocs non retenus par les boulons, et qui pourrait se détacher du massif. On reconnaît trois types de grillage :

1. Grillage simple torsion constitué de fils en zigzag ;
2. Le treillis soudé constitué de deux familles orthogonales de fils soudés à leur intersection ;
3. Grillage à torsion multiple, leur résistance étant assez faible.

I.7.4. Les feuillards

Sont des plaques métalliques percées de trous à leurs extrémités et que l'on place entre deux boulons, ils jouent le même rôle que le grillage, mais ne couvrent pas la totalité de la surface découverte du massif rocheux, ils peuvent laisser s'échapper les petits blocs.

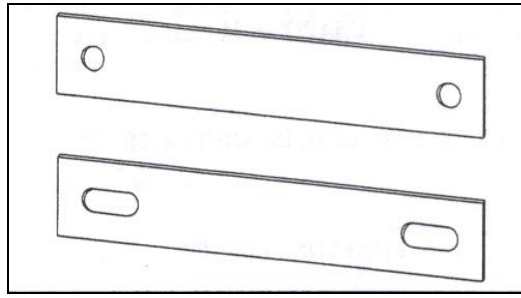


Figure 1-17. Fenillards.

I.8. Généralités sur les constituants du scellement

I.8.1. Les ciments

Les ciments sont des liants hydrauliques qui durcissent au contact de l'eau, le phénomène de prise comprend trois phases successives :

1. **La phase dormante** : la pâte reste en apparence inchangée, les premières réactions débutent ;
2. **Le début et la fin de prise** : après une durée de 1 à 2 heures, apparaît une augmentation de la viscosité avec dégagement de chaleur, qui correspond au début de prise ; la fin de prise est le moment où la pâte devient indéformable et rigide ;
3. **Le durcissement** : l'hydratation et l'augmentation de la résistance du ciment se poursuit pendant plusieurs mois.

Le ciment est mélangé avec des granulats et gâché avec de l'eau de façon appropriée, produisant le mortier ou le béton qui conserve son ouvrabilité pendant un temps suffisamment long et doit, après des périodes déterminées, atteindre des niveaux de résistance prescrits et aussi présenter une stabilité de volume à long terme.

Les mortiers de ciment sont très résistants, avec un délai de prise et de durcissement rapide. Dans le cadre du scellement d'ancrage passif une quantité de 300 à 400 kg est mesurée pour 1 m³ de sable.

Les coulis sont des mélanges fluides composés de ciment, d'eau, d'adjuvant, et d'ajouts divers éventuellement.

La quantité d'eau qu'il est nécessaire d'ajouter pour le gâchage correct du ciment est supérieure à la quantité strictement nécessaire aux seules réactions chimiques; cette eau de gâchage participe directement au temps de prise du scellement, à sa résistance et à la protection des armatures contre la corrosion.

Les adjuvants permettent d'améliorer les caractéristiques des bétons, mortiers et coulis, en proportion du ciment, et ce dans des proportions classiquement inférieures à 5 %. Ils sont généralement ajoutés à l'eau de gâchage

I.8.2. Les résines

Constituent des mortiers de scellement complémentaires aux coulis de ciments et aux mortiers, adaptés principalement aux ancrages courts (longueur inférieure à 2 m), on reconnaît trois principales catégories de résines, qui sont les suivants :

1. Résines à mélanger par brassage avant mise en oeuvre gravitaire, adaptées aux forages verticaux ;
2. Cartouches pré dosées bi corps avec mélange au moment de la mise en œuvre par pistolet manuel ou pneumatique, adaptées aux forages très courts, quelle que soit l'orientation ;
3. Charges de scellement, qui se présentent sous la forme de tube contenant à la fois la résine polyester et la catalyseur, séparées par un film plastique, et mis en contact par mise en place de la barre, à la quelle on applique un mouvement de rotation pendant quelques dizaines de seconds, adaptées aux forages horizontaux et verticaux, pour des longueurs importants jusqu'à 3 à 4 m.

I.9. Techniques de mise en place des boulons et du scellement

I.9.1. Mise en place des boulons

Les techniques de mise en place des boulons et des produits de scellement varient en fonction du type d'ancrage, nous présentons succinctement ci après les différentes manières dont les boulons d'adhèrent au massif rocheux:

I.9.1.1. Cas des boulons à ancrage ponctuel

L'ancrage dans ce cas est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une longueur faible (dizaine de centimètres). Il s'effectue par l'emplacement d'une tige dans un trou et ancrage de son extrémité en fond de ce trou puit on munit l'autre extrémité d'une plaque que l'on serre contre le terrain ; car le boulon à ancrage ponctuel n'a de l'efficacité que si la plaque est bien serrée contre le terrain. Une fois le boulon est placé, dès qu'il est soumis à un effort de traction sur sa tige, qui est composée de coquilles qui entourent une noix, les coquilles s'écartent et viennent en butée sur les parois du trou de forage, comme le montre la figure 1.18 :

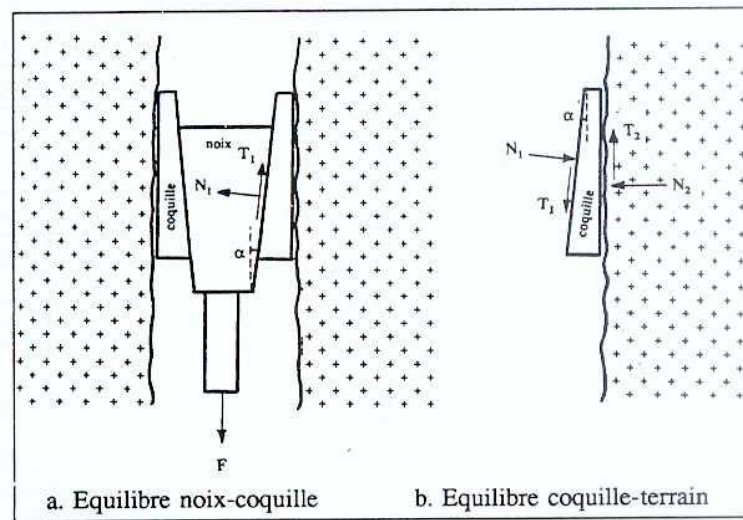


Figure 1-18. Equilibre noix coquille d'après Jacques Fine (1998).

Les réactions exercées par les coquilles sur la noix sont définies par :

$$N_1 = \left(\frac{F}{n} \right) \left(\cos \varphi_1 / \sin (\varphi_1 + \alpha') \right) \text{ ----- [1.1]}$$

$$T_1 = \left(\frac{F}{n} \right) \left(\sin \varphi_1 / \sin (\varphi_1 + \alpha') \right) \text{ ----- [1.2]}$$

Avec,

n : Nombre de coquilles ;

F : Force de traction exercée sur le boulon ;

α' : Angle du contact noix-coquilles ;

φ_1 : Angle de frottement caractérisant le contact entre la noix et les coquilles.

De même, les efforts développés dans le terrain pour assurer l'équilibre de la coquille sont donnés par les équations suivantes :

$$N_2 = \left(\frac{F}{n}\right) (\cot g (\varphi_1 + \alpha')) \text{ ----- [1.3]}$$

$$T_2 = \frac{F}{n} \text{ ----- [1.4]}$$

1.9.1.2. Cas des boulons à ancrage réparti

La mise en oeuvre des boulons à ancrage réparti est plus délicate que les boulons à ancrage ponctuel et leur emploi est déconseillé (scellement au ciment) et impossible (scellement à la résine), si les venues d'eau sont abondantes.

La tige est placée dans un trou que l'on scelle au terrain sur toute sa longueur au moyen d'un produit de scellement ; résine ou ciment. Une plaque est fréquemment fixée par un écrou et serrée contre la paroi bien que cette dernière ne soit pas essentielle au fonctionnement du boulon.

1.9.2. Mise en place de la résine

Dans le cas du scellement à la résine, on utilise des cartouches cylindriques adaptées au diamètre du trou et contenant sous deux enveloppes séparées (la résine et le catalyseur correspondant). Après nettoyage du trou et introduction des charges de résine, on enfonce le bouchon dans le trou par poussage et rotation simultanément en utilisant la perforatrice.

La résine et son catalyseur, libérées de leurs enveloppes et mélangées, occupent le volume annulaire entre les parois du trou et le bouchon et durcissent au bout d'un délai d'une quinzaine de minutes en général. Le jeu entre le terrain et le boulon ne doit pas excéder 2 à 4 mm, ce qui suppose une très bonne précision de forage.

I.9.3. Mise en place des mortiers

Dans le cas du scellement au mortier, on peut, soit adapter un principe analogue à celui de la résine (charges sèches encartouchées), soit placé le boulon dans le trou préalablement rempli de mortier par injection en fond du trou, soit encore utiliser la technique du tube perforé rempli de mortier.

Le jeu entre le terrain et le boulon est dans tous les cas bien supérieur à ce qu'il est dans le cas de la résine.

Afin de limiter la consommation de produit et pour lui assurer un bon mélange garant de la qualité du scellement, le trou doit être bien calibré.

I.10. Performances des systèmes d'ancrages

L'acier le plus couramment employé a pour limite élastique 450 MPa, pour contrainte de rupture 650 MPa et pour module d'Young 200 GPa. Pour les boulons en fibre de verre, la contrainte de rupture est plus élevée, de 500 à 1000 MPa, et le module d'Young est beaucoup plus bas, de 20 à 40 GPa. Nous présentons dans le tableau qui suit les principales caractéristiques mécaniques des tiges à ancrage ponctuel.

Tableau 1-1. Caractéristiques des tiges à ancrage ponctuel (valeurs moyennes) d'après Jacques Fine (1998).

Diamètre de la tige en mm	Limite élastique en KN	Limite de rupture en KN
14	70	100
16	100	140
18	120	180
20	150	220
22	170	250
24	190	300
30	310	450

La résine est un matériau à haute résistance : à la compression la résistance varie entre 120 et 140 MPa ; à la traction elle est de l'ordre de 40 MPa, au cisaillement de l'ordre de 30 MPa. Le tableau 1.2 nous montre les avantages que présente le scellement à la résine des boulons.

Les cartouches de résine ont d'habitude comme diamètre 16, 19, 23, 27, 33,40 mm, une longueur comprise entre 200 et 1200 mm et un temps de prise à une température ambiante comprise entre 13 et 18°C.

Des produits prêts à l'emploi commercialisés par les fabricants de boulons, tels que Betec ou Quick-mix, avec ces produits, au bout de 12 heures, on peut compter sur 25 ou 35 MPa de résistance.

Tableau 1-2. Comparaison des boulons scellés à la résine et au ciment d'après Centre d'Etude et des Recherches en Bâtiment et des Travaux Publics (2004).

Produit de scellement	Résistance en compression	Résistance en cisaillement	Diamètre du forage	Diamètre de la tige
Ciment	65 à 85 MPa	10 à 15 MPa	35 à 44 mm	20 à 22 mm
Résine	120 à 140 MPa	25 MPa	22 à 25 mm	18 à 20 mm

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons mis en évidence les différentes techniques et technologiques des systèmes d'ancrages; il nous a paru utile, avant tout, d'exposer leur type d'action et leur mode de fonctionnement. On a constaté que l'ancrage réparti est plus délicat que l'ancrage ponctuel et doit être soigneusement effectué et le scellement à la résine est plus approprié que celui au mortier de ciment.

Chapitre II

Identification Des Paramètres De Discontinuités Influençant Le Mode D'Action Des Ancrages Au Massif Rocheux

Introduction

Depuis l'antiquité, la roche est considérée le milieu le plus stable et le plus solide sur l'écorce terrestre.

L'héritage des travaux réalisés par les civilisations anciennes parvenu jusqu'à nos jours, démontre d'une façon remarquable leur capacité d'exploitation de ce milieu naturel, tant comme matériau de construction (ponts, monuments, fortification), que comme support des ouvrages importants (tunnels, cavités, routes).

Des méthodes analytiques aient été employées pour ces travaux. Les connaissances étaient limitées à l'observation et à l'empirisme, permettant néanmoins la résolution des problèmes de stabilité.

Vers la fin du siècle précédent, les mécanismes régissant la stabilité et la déformabilité des massifs rocheux ont commencé à être réalisés par les géologues et les ingénieurs experts de tunnels.

Etant donné que, les mécanismes d'instabilité des massifs rocheux sont généralement gouvernés par les discontinuités préexistantes, alors l'étude géométrique et mécanique du massif et des discontinuités qui l'affectent est indispensable, ce qui contribuât à reconnaître les principaux paramètres entrant en jeu.

II.1. Nature et état de la roche en place

Du point de vue minéralogique, les roches sont des milieux poly cristallins hétérogènes, composés de grains appartenant à des espèces minérales diverses et qui sont de taille et de forme variées.

Le massif rocheux est composé de blocs plus ou moins monolithiques séparés par des discontinuités, des hétérogénéités existant à différentes échelles : alternance de bancs durs et de bancs tendres, contacts tectoniques anormaux, zones de dissolution karstique ou d'altération locale.

L'anisotropie peut apparaître dès la formation de la roche (disposition stratifiée des roches sédimentaires) ou en liaison avec le métamorphisme (foliation des gneiss et mica schistes), ou lors de la fracturation subie au moment d'un épisode tectonique, etc.

Les roches et massifs rocheux, dans leur gisement naturel, comportent une phase liquide dont l'importance pratique est considérable : le fluide est considéré comme une nuisance dont il faut comprendre et minimiser les effets.

En fonction de leur origine les roches se divisent en trois grandes catégories. Nous présentons succinctement ci-dessous les différentes familles de roches avec leurs caractéristiques physiques les plus importantes.

II.2. Différentes familles de roches

II.2.1. Les roches éruptives

On distingue les roches plutoniques et les roches volcaniques :

II.2.1.1. Les roches plutoniques

Proviennent de la consolidation par une cristallisation lente en profondeur d'un magma en fusion. Elles sont encore dites éruptives ou cristallines.

Lorsque ces roches sont saines, elles sont compactes, résistantes et abrasives, et ont un comportement fragile (cassure nette). Ce sont des roches peu déformables. En revanche elles contiennent des feldspaths, des micas et des amphiboles qui se transforment en argile par altération.

Tableau 2-1. *Caractéristiques physiques indicatives des roches plutoniques saines.*

Roches plutoniques		
Résistance à la compression simple	R_c (MPa)	120 à 280
Résistance en traction	R_t (MPa)	40 à 70
Module élastique réversible	E_r (GPa)	> 20
Poids volumique	γ (KN/m ³)	27

II.2.1.2. Les roches volcaniques (effusives)

Il s'agit quasi exclusivement de basaltes : coulées basaltiques et rhyolites.

Les coulées basaltiques sont stratifiées, elles présentent des épaisseurs décimétriques à décamétriques ; entre ces coulées, on observe généralement des matériaux pulvérulents, des scories par exemple. Elles sont fréquemment parcourues par un réseau intense de discontinuités.

Le basalte est une roche très résistante, avec un comportement fragile; il est moins abrasif que le granite, car ne contenant pas de quartz.

Les Rhyolites sont des laves très riches en quartz, abrasives, parfois friables mais peu altérables.

Tableau 2-2. Caractéristiques physiques des roches basaltiques saines.

Basaltes		
Résistance à la compression simple	R_c (MPa)	100 à 500
Résistance en traction	R_t (MPa)	6 à 12
Module élastique réversible	E_r (GPa)	> 30
Poids volumique	γ (kN/m ³)	27.5 à 30

II.2.2. Les roches sédimentaire

C'est le résultat d'actions superficielles aboutissant au dépôt d'un sédiment meuble, le plus souvent gorgé d'eau, qui est transformé en roche plus ou moins indurée , par enfouissement progressif à des profondeurs modérées.

Ces roches proviennent de l'évolution plus ou moins importante d'un sédiment : matière minérale ou organique à l'état de débris ou solution, transportée puis déposée en milieu généralement subaquatique ou parfois subaérien ; leur mode de dépôt est variable et lié au relief, mais il est toujours en strates.

Il existe de nombreux types de roches sédimentaires, à savoir : les roches carbonatées, siliceuses, évaporites, phosphatées, ferrifères et manganésifères, détritiques terrigènes (rudites, arénites, lutites) et détritiques organogènes (charbons, roches naphta-bitumineuses et kéra-bitumineuses).

Tableau 2-3. *Caractéristiques physiques indicatives des calcaires durs sains.*

Calcaires durs		
Résistance à la compression simple	R_c (MPa)	50 à 100
Résistance en traction	R_t (MPa)	5 à 10
Module élastique réversible	E_r (GPa)	30 à 50
Poids volumique	γ (kN/m ³)	16 à 27

Tableau 2-4. *Caractéristiques physiques indicatives des roches quartzites sains.*

Quartzites		
Résistance à la compression simple	R_c (MPa)	50 à 300
Résistance en traction	R_t (MPa)	20 à 30
Module élastique réversible	E_r (GPa)	50 à 80
Poids volumique	γ (kN/m ³)	23 à 27

Tableau 2-5. *Caractéristiques physiques indicatives des molasses saines.*

Molasses		
Résistance à la compression simple	R_c (MPa)	2 à 100
Résistance en traction	R_t (MPa)	1.5 à 6
Module élastique réversible	E_r (GPa)	1 à 40
Poids volumique	γ (kN/m ³)	16 à 29

Tableau 2-6. *Caractéristiques physiques indicatives des marnes saines.*

Marnes		
Résistance à la compression simple	R_c (MPa)	3 à 20
Résistance en traction	R_t (MPa)	6
Module élastique réversible	E_r (GPa)	55 à 100
Poids volumique	γ (kN/m ³)	21 à 25

II.2.3. Les roches métamorphiques

Elles résultent de la transformation des roches sédimentaires et éruptives, sous l'effet de la pression, de la température et des déformations en profondeur. Ces roches gardent alors les caractères des roches originelles, mais elles sont structurellement réorganisées. Elles présentent une anisotropie marquée, appelée schistosité ou foliation.

Les roches métamorphiques sont :

- Soit massives : gneiss ; amphibolites, quartzites, marbres, etc ;
- Soit schistes : micaschistes, ardoises, etc.

II.3. Comportement mécanique du massif rocheux

L'étude des propriétés mécaniques d'une roche nécessite d'une part une mesure de sa fissuration et d'autre part comprendre le mécanisme intime du fonctionnement des fissures.

Cependant, la connaissance du comportement mécanique d'un massif rocheux nécessite tout d'abord de préciser les éléments suivants :

II.3.1. La minéralogie des roches

Il convient de déterminer la teneur en quartz (SiO_2) qui est un des minéraux les plus résistants et les plus abrasifs (7 sur l'échelle de dureté de Mohr, qui comporte 10 degrés).

Cette information sera particulièrement importante pour estimer les rendements des opérations de foration et l'usure des outils (taillants). Il faut également définir la teneur en argiles, qui est à l'origine de comportements singuliers : gonflements, écaillage, etc.

II.3.2. L'altérabilité des faciès

Dépend principalement de la minéralogie, et doit être soigneusement évaluée afin de définir le comportement à long terme du massif rocheux.

II.3.3. L'anisotropie

La plupart des massifs sont anisotropes quant à leurs caractéristiques ; cette anisotropie résulte de différents facteurs ayant affecté le massif rocheux au cours de son évolution tels que phénomènes sédimentaires (empilement de couches), fracturation tectonique, etc.

II.3.4. Les caractéristiques mécaniques

Elles sont fonction des caractéristiques intrinsèques de la matrice rocheuse proprement dite mais aussi de sa fracturation et de son altération. Ces paramètres sont généralement suffisants pour le dimensionnement d'ancrages de faible longueur (cas de la pose de grillages plaqués ou filets pendus). En revanche, dans le cas où l'on s'intéresse au comportement à plus grande échelle (confortement par clouage ou renforcement par boulonnage), ils doivent être complétés par la détermination des discontinuités du massif rocheux, ce que nous allons développer ci après.

II.4. Les discontinuités

Tout massif rocheux, quelle que soient son histoire et sa localisation, renferme des discontinuités. Celles-ci peuvent être visibles, cimentées ou bien ouvertes.

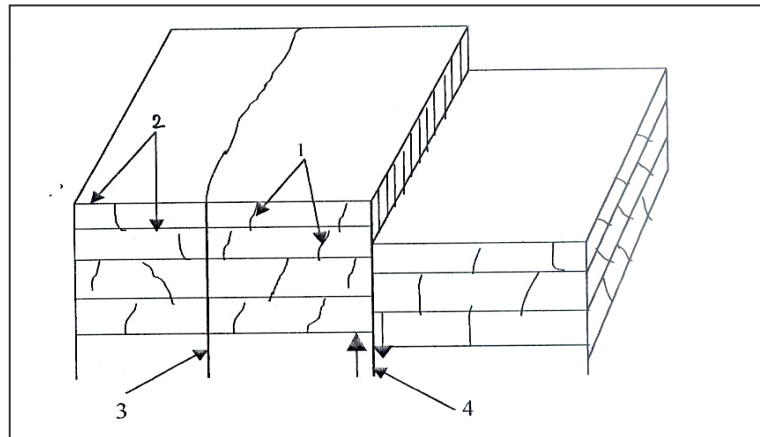
La masse rocheuse est généralement constituée des blocs élémentaires plus ou moins continus, la matrice rocheuse, séparée par des discontinuités liées à l'origine de la roche, (discontinuités syngénitiques) ou à leur évolution plus tardive (discontinuités diagénitiques, ou épigénitiques).

Les discontinuités syngénitiques sont principalement, la stratification, la schistosité ou la foliation, les fractures, les joints, les diaclases, les micro-cavités, témoignent en général d'une évolution postérieure.

Toutes les discontinuités sont généralement des plans de faiblesse du massif rocheux avec des intercalations souvent argileuses, propices au glissement et à la circulation des eaux, la présence des discontinuités joue un rôle déterminant dans la stabilité des massifs rocheux.

Le terme discontinuité désigne toute interruption physique de la roche qui résulte de la genèse et de l'histoire géologique du massif. Elle peut être donc d'origine sédimentaire, magmatique, ou métamorphique : plan de stratification, diaclase, prismation de basaltes, plan de foliation, ou d'origine tectonique : fractures, failles, schistosités (fig 2.1).

Ces éléments confèrent une structure au massif rocheux qu'on peut décrire par différents termes, comme stratifié, prisme, schistosité, fracturé ou massif.



1. Diaclase 2. Stratification (plan) 3. Fracture 4. Faille

Figure 2-1. *Différents types de discontinuités.*

Les caractéristiques géométriques des surfaces de discontinuités sont des paramètres importants pour décrire leur comportement au cisaillement.

Les discontinuités naturelles présentent des formes et des états de surfaces variables, selon leur nature et l'origine des mécanismes qui les ont produites (joints de stratification, plans de schistosité, fissures de cisaillement, fissures de distentions, etc.).

L'altération est l'un des phénomènes qui peut entraîner à la fois une dégradation des états de surfaces.

La géométrie des surfaces des discontinuités est généralement modifiée par les mouvements de cisaillement auxquels elles ont pu être soumises au glissement, témoins de mouvements antérieurs.

Les discontinuités naturelles présentent dans le détail de nombreuses irrégularités de surfaces qui jouent un rôle important dans leur comportement mécanique notamment le comportement au cisaillement.

La prise en compte de la densité des discontinuités qui affectent un massif rocheux constitue un élément essentiel dans la conception et la réalisation du renforcement, en effet

une bonne caractérisation permet de fournir des informations précises entre autres sur les conditions de stabilité.

Deux aspects importants doivent être pris en compte lors de la caractérisation des discontinuités :

- **L'aspect géométrique** qui est lié à leurs caractéristiques dans l'espace (orientation, extension et densité) ;
- **L'aspect mécanique** qui est caractérisé par de nombreux paramètres (l'état de surface, le remplissage, la rugosité, etc.) et en particulier par la résistance au cisaillement.

II.4.1. Morphologie

Selon leurs aspects morphologiques, les joints sont caractérisés par :

1. **La continuité ou persistance** : qui est définie par la longueur du joint entre deux ponts rocheux consécutifs. Elle décrit la longueur des traces des discontinuités observées sur un affleurement rocheux.

La persistance des fractures, est en principe, déterminante pour fixer les caractéristiques sur une surface de glissement potentiel : Les ponts de roche sont en effet beaucoup plus résistants que le joint lui-même.

En fonction de leurs natures, les joints peuvent être persistants et non persistants comme cela est montré dans la figure 2.2.

Les discontinuités peuvent être classées en fonction de leurs persistances en :

- Persistance très faible pour des longueurs $< 1\text{m}$;
- Persistance faible pour des longueurs de $1\text{-}3\text{ m}$;
- Persistance moyenne pour des longueurs de $3\text{-}10\text{ m}$;
- Persistance forte pour des longueurs de $10\text{-}20\text{ m}$;
- Persistance très forte pour des longueurs $> 20\text{ m}$.

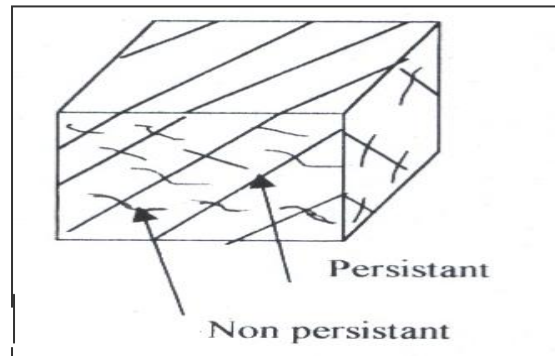


Figure 2-2. Nature des joints d'après Rochet (1975).

2. **L'état de surface** : à cause de leurs origines, les surfaces des joints présentent des irrégularités différentes ; dans une discontinuité naturelle, on observe souvent une superposition d'irrégularités à différentes échelles qui n'influence pas de la même manière le comportement mécanique.

En général, on peut considérer les irrégularités à deux échelles :

- L'échelle millimétrique à décimétrique associée aux essais de laboratoire où les discontinuités interviennent par leur frottement. On parlera alors de la rugosité du joint ;
 - L'échelle décimétrique à centimétrique, pour laquelle les surfaces présentent des ondulations d'ordre centimétrique. C'est l'échelle du massif rocheux où les irrégularités interviennent surtout par leur imbrication ;
3. **Le degré d'ouverture** qui dépend du déplacement relatif et de la rugosité des compartiments ainsi que de l'altération de la matrice rocheuse. Dans la pratique, cette grandeur n'est souvent accessible qu'à l'affleurement et elle n'est pas représentative au cœur du massif (altération de compression) (fig 2.3).

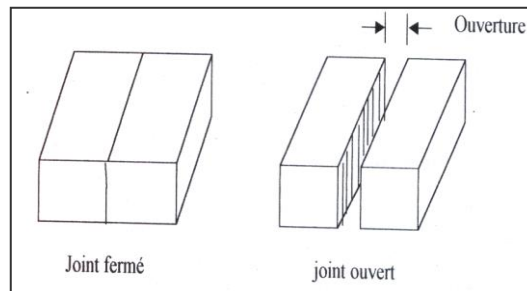


Figure 2-3. Type des joints.

En fonction de leur degré d'ouverture, les joints peuvent être classés comme suit :

- Joint fermé pour un diamètre d'ouverture $< 0.1\text{mm}$;
- Joint partiellement fermé pour un diamètre d'ouverture de $0.1-0.5\text{mm}$;
- Joint ouvert pour un diamètre d'ouverture de $0.5-2.5\text{mm}$;
- Joint large pour un diamètre d'ouverture de $2.5-10\text{mm}$;
- Joint très large pour un diamètre d'ouverture de $10-100\text{mm}$.

4. **L'état de remplissage** : les matériaux de remplissage sont divers (dépôts argileux ou schisteux, micas, silt, sables, particules rocheuses) proviennent de la décomposition ou la désintégration de la matrice rocheuse.

II.4.2. Caractéristiques géométriques des discontinuités

L'étude géométrique des discontinuités visera à déterminer leur orientation dans le massif et si elles structurent le massif rocheux en blocs (continuité et connectivité importante).

L'orientation est définie par la direction et le pendage de son plan moyen. Ces deux paramètres sont relevés sur le terrain, soit au niveau des affleurements de surface, soit au niveau des parois de gradins ou de galeries.

Le pendage qui est l'angle que forme la ligne de plus grande pente avec l'horizontale, il varie entre **0** et **90 degrés**.

La direction est l'angle que fait l'horizontale du plan de la discontinuité avec le Nord magnétique.

La direction et l'azimut se mesurent toujours dans le sens des aiguilles d'une montre, la première varie de **0 à 180 degrés** et le second de **0 à 360 degrés** pour tenir compte du sens vers où s'enfonce le vecteur pendage (fig 2.4).

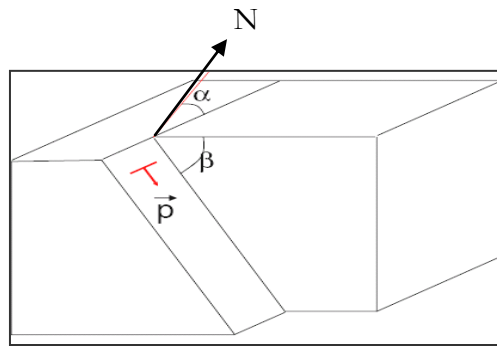


Figure 2-4. Orientation d'une discontinuité.

L'extension est un paramètre très important à la stabilité des massifs rocheux et à leurs ancrages.

Comme on ne peut accéder qu'à la trace de la discontinuité sur la surface exposée, l'extension est évaluée comme étant la plus grande longueur visible de cette trace.

L'espacement des discontinuités d'une même famille correspond à la distance normale entre deux plans appartenant à cette famille (fig 2.5).

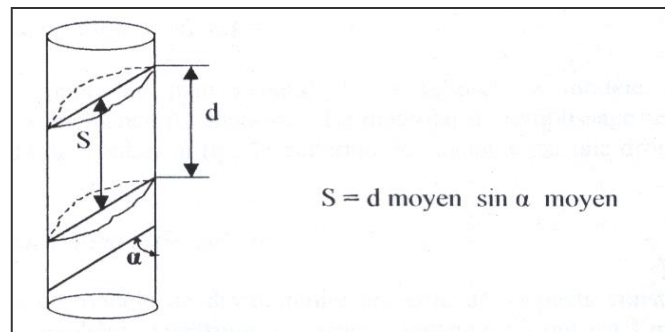


Figure.2-5. Espacement des discontinuités d'une famille.

Ce paramètre a une influence sur les caractéristiques de résistance, de déformabilité et de perméabilité du massif. La mesure de cet espacement permet d'évaluer la densité de fracturation, le tableau 2.7 représente la classification des roches en fonction d'espacement entre les discontinuités, selon AFTES (Association Française des Travaux en Souterrain).

Tableau 2-7. Classification des roches en fonction d'espacement entre les discontinuités selon AFTES (Association Française des Travaux en Souterrain).

Classe	Espacement en cm	Terme descriptif d'espacement des discontinuités d'une même famille
ES1	> 200	Discontinuités très espacées
ES2	60 à 200	Discontinuités espacées
ES3	20 à 60	Discontinuités moyennement espacées
ES4	6 à 20	Discontinuités rapprochées
ES5	< 6	Discontinuités très rapprochées

II.4.3. Classification des discontinuités

On distingue les discontinuités planes et celles rugueuses.

Les discontinuités planes dont les épontes dépourvus de cohésion et d'aspérité présentent néanmoins une certaine rugosité qui résulte de divers facteurs :

- La nature de la roche ;
- L'origine de la fissure, éventuellement l'importance des mouvements antérieurs de cette dernière.

De telles discontinuités peuvent être créées artificiellement par découpage à la scie d'un bloc de roche. La rugosité des épontes est influencée par les conditions d'usinage des surfaces de contact (surfaces brutes de sciage, surfaces rectifiées, ou au contraire surfaces sablées).

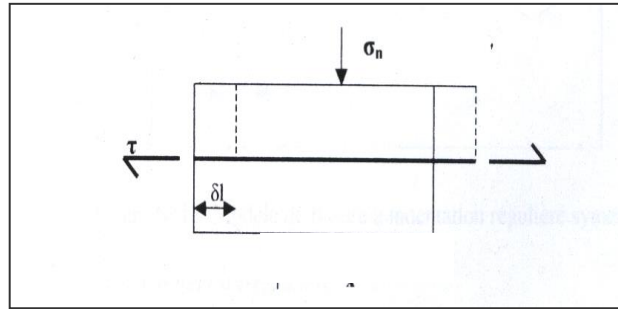


Figure 2-6. Discontinuité plane d'après Charlez (1971).

Les discontinuités rugueuses par rapport au plan de la fissure, ce modèle présente une indentation d'incidence (i) aléatoire. Le matériau de remplissage est caractérisé par un angle de frottement interne (φ), et par une cohésion (C). L'indentation peut être régulière ou irrégulière.

- **L'indentation régulière :** dans ce modèle présente des aspects constitués par une indentation régulière symétrique de même incidence (i) qui est l'inclinaison des faces des dents par rapport au plan moyen de la fissure ;

Pour des fortes valeurs de l'effort normal, les dents se rompent avant qu'il y ait mouvement suivant l'incidence (i). La fissure tend à s'ouvrir par une augmentation d'effort tangentiel (τ). La résistance du modèle peut être caractérisée par :

$$\tau = \sigma \tan \varphi \text{ ----- [2.1]}$$

Où, σ est la contrainte rapportée aux facettes d'inclinaison (i).

Le mode de rupture varie progressivement avec la déformation et la contrainte comme le montre la figure 2.7.

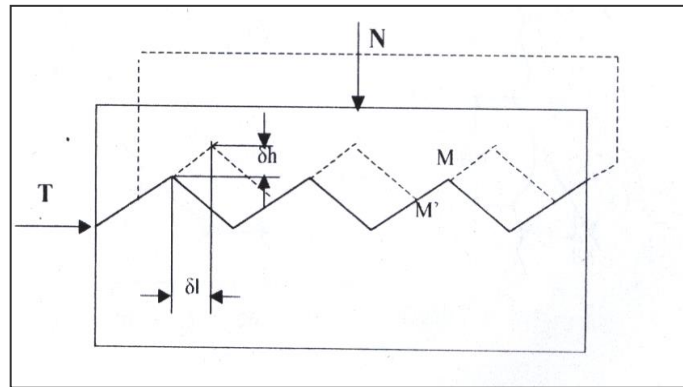


Figure 2-7. *Modèle de fissure à indentation symétrique.*

- **L'indentation irrégulière :** ce modèle comporte une indentation d'incidence très variable (i_1 et i_2) et une superposition de différentes échelles de rugosité.

La nature et l'importance des irrégularités des discontinuités jouent un rôle important dans leur comportement mécanique en particulier en ce qui concerne la rupture.

L'observation de la géométrie des épontes des fissures permet une meilleure compréhension de ce comportement. Leur analyse constitue une nouvelle étape de l'étude de la géométrie interne des massifs rocheux. En plus des relevés statistiques de fissuration permettent de définir les principaux paramètres d'ensemble des systèmes de discontinuités (densité de la fissuration, orientation des différentes familles de plans).

La description quantitative de la rugosité sous formes d'une mesure de la répartition statistique des incidences (i) et de largeur de la base des dents associées (fig 2.8), permet une représentation objective de la géométrie des épontes.

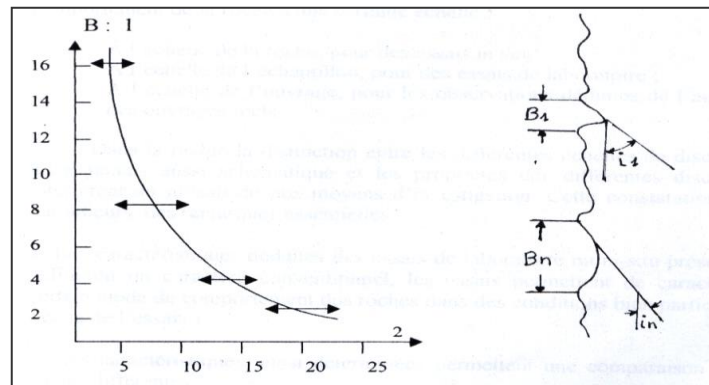


Figure 2-8. Description quantitative de la rugosité d'après Nicolas (1989).

1 – base des dents (en %), 2 – écart moyen de l'angle de rugosité.

Après avoir donné une idée assez claire sur les discontinuités et leurs caractéristiques morphologiques et géométriques, étudions à présent leurs propriétés mécaniques et ces, du fait de leur importance et des effets qui en découlent.

II.4.4. Caractéristiques mécaniques d'une discontinuité

Le comportement mécanique d'une discontinuité est très complexe en comparaison avec celui de la roche intacte. Une fissure ne présente aucune résistance en traction et sa résistance au cisaillement est très faible. Ses caractéristiques mécaniques dépendent de la rugosité de ses surfaces, de son ouverture et des matériaux de remplissage déjà cités.

Le comportement au cisaillement des discontinuités des roches est un phénomène complexe qui traduit l'influence de nombreux paramètres.

L'appréciation de la résistance au cisaillement des discontinuités et la détermination de la marge de sécurité par rapport à la rupture sont des questions essentielles pour l'étude des problèmes de renforcement par ancrages et de stabilité des massifs rocheux.

Parmi les principaux paramètres qui influent sur le comportement au cisaillement des discontinuités, on peut citer :

- Les caractéristiques géométriques des surfaces en contact (rugosité, irrégularité) ;
- La nature des épontes et leur degré d'altération ;

- L'épaisseur et la nature du matériau de remplissage ;
- Le niveau des contraintes normales au moment du cisaillement ;
- Le niveau des contraintes normales préexistantes ;
- La présence d'eau dans la discontinuité ou la teneur en eau du matériau de remplissage ;
- L'amplitude du déplacement tangentiel et l'existence éventuelle de mouvements antérieurs suivant la même discontinuité ;
- L'orientation du cisaillement.

En ce qui concerne l'orientation du cisaillement, on examinera les deux cas suivants :

1. Cisaillement suivant un plan horizontal

Considérons le cas d'une surface de rupture parfaitement horizontale qui ne renferme ni ondulation ni rugosité. On applique pour chaque spécimen d'un ensemble d'échantillons, une contrainte normale (σ) de part et d'autre du plan de discontinuité et une contrainte de cisaillement qui entraîne un déplacement (u) mesuré (fig 2.9 a).

Pour des petits déplacements, le spécimen possède une élasticité et la contrainte de cisaillement augmente linéairement en fonction du déplacement.

Une fois les forces de résistance surmontées, la courbe devient non linéaire et atteint son sommet qui correspond à la valeur maximale de la contrainte au cisaillement. Ensuite l'effort de cisaillement provoque des nouveaux mouvements de déplacement, puis il diminue rapidement et se maintient à une valeur constante qui constitue la contrainte au cisaillement résiduelle (fig 2.9b).

Si les valeurs maximales de résistance obtenues des tests de charriage pour des valeurs de contrainte normale (σ) sont jointes, elles formeront la courbe suivante qui sera approximativement linéaire, la pente est égale à l'angle de frottement interne (φ) et la projection sur l'axe des ordonnées, nous donne la valeur de la force de cohésion (fig 2.9 c). La limite au cisaillement est définie par la formule suivante :

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \text{ ----- [2.2]}$$

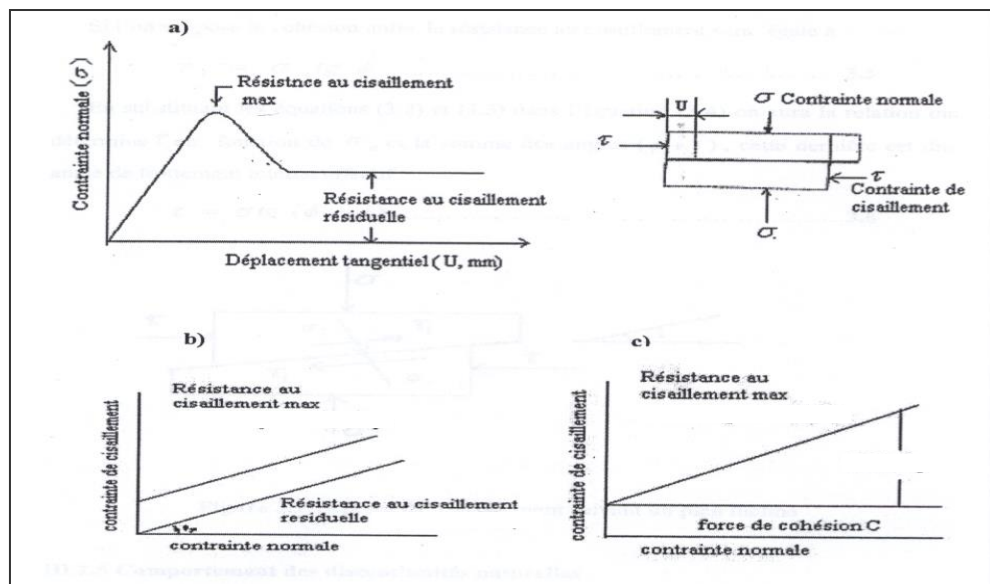


Figure 2-9. Courbes de résistance au cisaillement suivant un plan horizontal.

2. Cisaillement sur un plan incliné

Nous allons considérer maintenant le cas où la surface de discontinuité est inclinée suivant un angle (i) par rapport à la direction de la contrainte de cisaillement (fig 2.10).

Dans ce cas, la contrainte de cisaillement et la contrainte normale agissant sur la surface de glissement sont données suivant les équations ci dessous :

$$\tau_i = \tau \cos^2 i - \sigma_n \sin i \cos i \quad \text{-----} \quad [2.3]$$

$$\sigma_i = \sigma \cos^2 i - \sigma_n \sin i \cos i \quad \text{-----} \quad [2.4]$$

Si l'on suppose la cohésion est nulle, la résistance au cisaillement sera égale à :

$$\tau = \sigma \tan \varphi \quad \text{-----} \quad [2.5]$$

L'expression suivante nous donne la relation qui détermine (τ) en fonction de (σ_n) et la somme des angles ($\varphi+i$), cette dernière est dite angle de frottement interne effectif :

$$\tau = \sigma \tan (\varphi + i) \quad \text{-----} \quad [2.6]$$

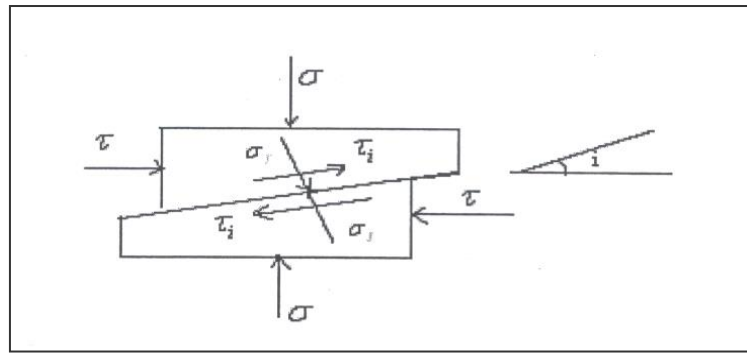


Figure 2-10. Schéma de cisaillement suivant un plan incliné.

II.4.5. Comportement des discontinuités naturelles

II.4.5.1. La rugosité

Des essais de laboratoires effectués sur des discontinuités créées artificiellement et comportant des rugosités différentes dans des roches identiques ne montrent pas de différence significative de l'angle de frottement résiduel après un déplacement tangentiel relatif important des épontes.

Sur la figure 2.11 sont montrés les résultats d'essais de cisaillement en laboratoire effectués sur des échantillons de roches identiques comportant des discontinuités régulières obtenues par sciage et des discontinuités à forte rugosité (fissures de traction).

L'évolution vers la résistance résiduelle résulte à la fois d'un processus d'abrasion et de polissage qui détermine une évolution de la rugosité des épontes au cours du cisaillement.

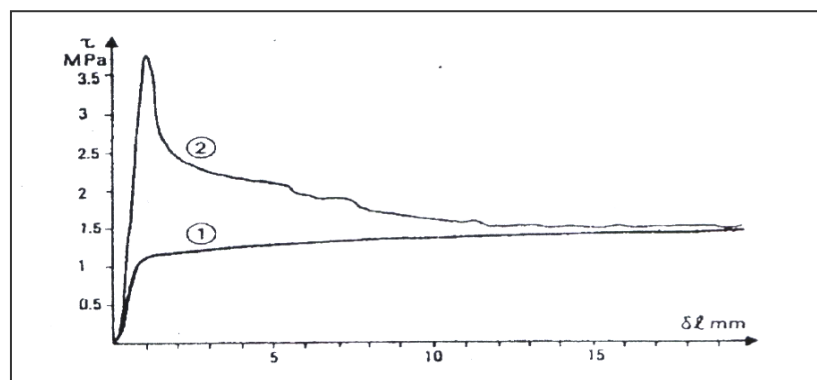


Figure 2-11. Influence de la rugosité sur les résistances résiduelles et de pics d'après Labanyi et Archambault (1972).

- 1- Discontinuités régulières (surface sciée) ;
- 2- Discontinuités à forte rugosité (fissure de traction).

Dans le cas d'une discontinuité naturelle présentant une hétérogénéité de rugosité, un modèle comportant une succession de zones de forte rugosité et de zones de faible rugosité est monté sur la figure 2.12. On remarque que la rupture des ponts de matière d'une fissure discontinue conduit à une fissure de rugosité hétérogène.

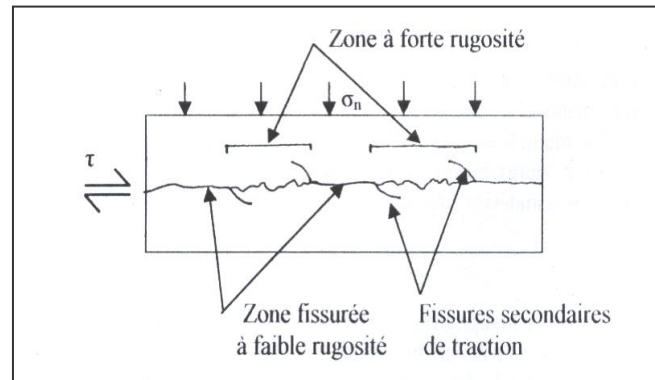


Figure 2-12. *Modèle de fissure à rugosité hétérogène.*

Le dépassement de la résistance au cisaillement des zones de plus faible rugosité entraîne un report des efforts sur les zones de plus fortes rugosité, intervient ensuite la dilatation entraînant l'affaiblissement progressif du terrain dans le sens du cisaillement. La résistance au cisaillement passe par un maximum et décroît ensuite jusqu'à la résistance résiduelle des épontes.

Patton a démontré la signification pratique de cette relation par des mesures des valeurs moyennes de l'angle (i) à partir des traces ou profil de la surface d'engrènement. Il a trouvé que l'inclinaison de la trace d'engrènement est approximativement égale à la somme de la moyenne de l'angle (i) et l'angle de base du frottement interne, déterminé à l'aide du diagramme de Mohr, et il a trouvé que plus la surface d'engrènement est rugueuse plus la pente est raide. Ainsi un aspect très important durant le cisaillement dans le domaine des discontinuités par rapport à la direction de la contrainte du cisaillement (τ) est le fait que n'importe quel déplacement de cisaillement (u) est accompagné d'un déplacement normal (u_n).

Le cas d'un spécimen comportant plusieurs engrènements l'aspect expliqué ultérieurement impliquerait que le volume du spécimen se dilaterait. Cette dilatation joue un rôle important dans le comportement durant le cisaillement des surfaces des roches.

II.4.5.1.1. Mesure de la rugosité des surfaces

Comme nous avons vu, la détermination de l'angle (i) peut être réalisé à partir des projections (profils) des surfaces d'enrochement. Ces projections sont en nombre de deux :

- **Projection de premier ordre** qui est la projection de toute une ondulation régulière soit elle ou pas (fig 2.13 a) ;
- **Projection de deuxième ordre**, représentant l'engrènement des ondulations elles-mêmes (fig 2.13 b). Cependant il n'est pas pratique de mesurer que les projections du premier ordre, c'est-à-dire (i_{moyen}) par rapport à la direction des surfaces d'enrochement.

II.4.5.2. Mesure de l'angle de frottement interne

L'angle de frottement interne (φ) est déterminé à l'aide du diagramme de Mohr construit à partir des résistances de la roche à la compression et à la traction.

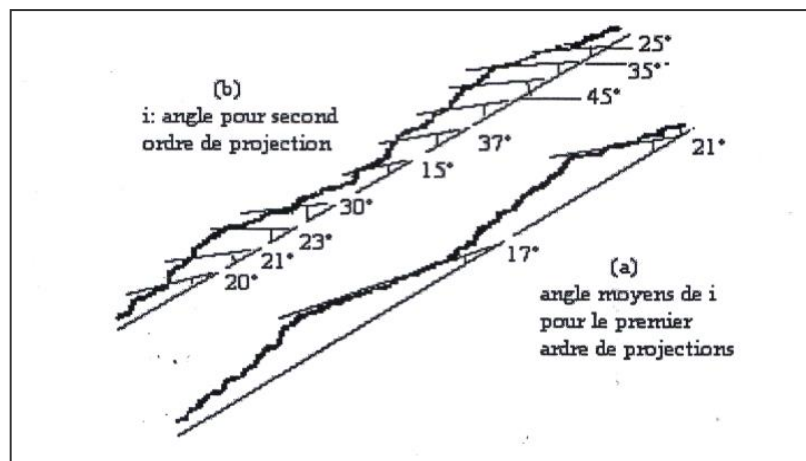


Figure 2-13. Les mesures de Patton des angles de rugosité (i) pour le premier et le second ordre des projections sur les surfaces des roches rugueuses.

II.4.5.3. Imbrication

Elle cause les courbes de cisaillement des discontinuités naturelles dans les roches présentent un pic de résistance d'autant plus marqué que les aspérités sont plus développées et bien imbriquées (fig 2.13). L'imbrication des aspérités accroît la simultanéité des cisaillements qui se développent au niveau des aspérités et entraînent une

augmentation de la résistance apparente de l'échantillon. Toute cause tendant à réduire la complémentarité des deux surfaces en contact entraîne une réduction de la résistance du pic. Le développement relatif des épontes provoqué par une extérieurement (ébranlement, pression interstitielle,...) entraîne une réduction du degré d'imbrication des aspérités et une réduction corrélative de la résistance de pic, ceci souligne l'influence défavorable sur la résistance au cisaillement de tout déplacement relatif des épontes.

La mobilisation de la résistance de pic nécessite généralement un faible déplacement tangentiel (de l'ordre du millimètre à quelques centimètres). Ce déplacement est d'autant plus faible que la rugosité des épontes est plus importante et que les aspérités sont plus imbriquées. Par ailleurs, il semble que le déplacement tangentiel correspondant à la résistance de pic soit sensible à l'effet d'échelle et augmente avec la dimension des discontinuités.

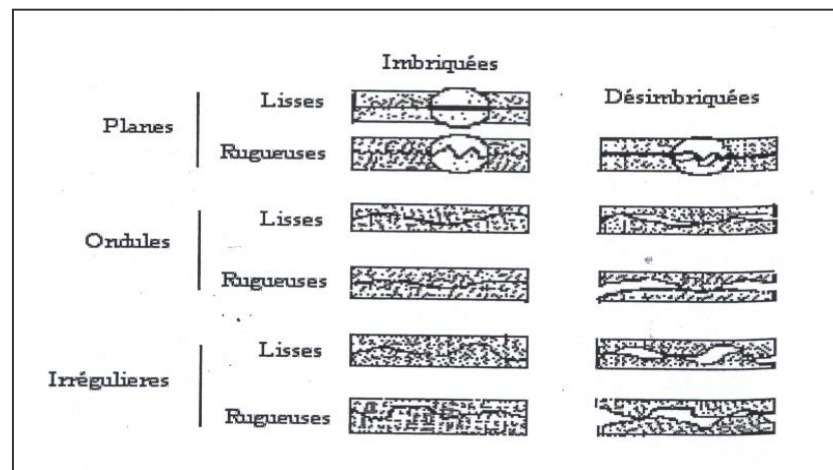


Figure 2-14. Morphologie des épontes des discontinuités.

II.4.5.4. Influence de l'eau interstitielle

Une des caractéristiques les plus importantes de la surface de la terre est l'abondance de l'eau, tant sous forme liquide, que solide ou gazeuse. La circulation de cette eau dans les massifs rocheux est liée essentiellement à l'existence des discontinuités qui constituent des cheminements préférentiels.

La présence d'eau dans les discontinuités entraîne une réduction de leur résistance au cisaillement. Trois facteurs semblent avoir un rôle :

1- Les pressions interstitielles provoquent l'ouverture rapide des fissures de la roche d'une part et modifient la distribution des contraintes normales sur les plans des fissures d'une autre part. Toute augmentation de la pression interstitielle diminue les contraintes effectives.

$$\sigma'_n = \sigma_n - P_w \text{-----} [2.7]$$

Les valeurs des efforts tangentiels restant inchangées, l'obliquité des contraintes qui s'exercent sur les discontinuités se trouve augmentée par l'introduction des pressions interstitielles. Les pressions interstitielles peuvent affecter la stabilité des massifs rocheux.

1. **La présence de l'eau** dans les roches entraîne d'une manière générale une réduction de leurs caractéristiques mécaniques, en particulier la résistance au cisaillement des discontinuités décroît avec la résistance à la compression simple (σ_c) du matériau formant les épontes.
2. **La variation de l'angle de frottement résiduel (φ_r)** pour les roches fragiles ; il semble que l'on observe une faible réduction de l'angle de frottement résiduel dans le cas des discontinuités très irrégulières, par contre les surfaces lisses présentant une faible rugosité montrent une tendance inverse.

II.4.6. Méthodes de mesures des discontinuités

On distingue principalement trois méthodes de relevés :

1. **La Méthode directe** qui consiste à mesurer les discontinuités sur une surface exposée (surface d'un gradin où parement d'une galerie par exemple) ;
2. **Méthode basée** sur des mesures à partir de sondage ;
3. **Méthode utilisant des techniques géophysiques** à partir de la surface ou en sondage (diagraphies) ;
3. **Méthode traditionnelle** pour relever les discontinuités est celle manuelle qui fait appel à l'utilisation d'une boussole des mines et d'un inclinomètre.

La mesure de la distance entre les discontinuités permet d'évaluer la densité de fracturation du massif soit en deux dimensions (sur un affleurement ou un talus), soit en trois dimensions si l'on effectue cette mesure de façon statistique dans différentes directions.

Le traitement d'un relevé de discontinuités peut se faire en trois phases successives à savoir : la présentation des orientations des discontinuités, la recherche des familles principales et la visualisation tridimensionnelle, ce qui permet d'analyser la densité de fissuration et enfin d'évaluer la blocométrie d'un massif rocheux en place.

Les systèmes d'estimation de la qualité de la masse rocheuse fréquemment utilisés peuvent être décrits comme suit :

1. Rock quality désignation index (RQD)

La désignation de la qualité de la roche (**RQD**) a été développée par Deer et al (1967). Ce système d'évaluation de la qualité de la masse rocheuse permet de donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par forages.

Le **RQD** est défini comme étant le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à **10 cm**, sur la longueur totale du forage.

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur des morceaux} > 10\text{cm}}{\text{longueur totale du forage}} \times 100 \quad \text{-----} \quad [2.8]$$

Cet indice n'est pas précis et la longueur de référence reste totalement arbitraire. De plus son utilisation est soumise à des conditions strictes tel que le taux de carottage devrait être supérieur à **90%**. Malgré une signification peu probante, ce paramètre est utilisé pour classifier les massifs rocheux (Tab 2.8 selon l'Association Française des Travaux En Souterrain).

Tableau 2.8 : Classification de la roche en fonction du RQD d'après Deer (1988).

Classe	RQD%	Qualité globale du massif rocheux
1	90 à 100	Excellente
2	75 à 90	Bonne
3	50 à 75	Moyenne
4	25 à 50	Mauvaise
5	0 à 25	Très mauvaise

2. Indice de carottage (Core index)

Il exprime le pourcentage de la fréquence de discontinuités, il est basé principalement sur l'observation des discontinuités qui réduisent la solidité de la masse rocheuse (fig. 2.14).

L'indice de carottage (*CI*) est déterminé par la formule suivante :

$$CI = \frac{\text{carotte perdue (m)} + \text{carotte fragmentée (m)} + \text{Nombre de discontinuités} \times 0.1}{\text{la longueur totale de carotte (m)}} \times 100 \text{ ----- [2.9]}$$

La corrélation entre l'indice de carottage et les observations faites sur le terrain permis la classification des roches comme indique le tableau 2.9.

Tableau 2.9 : Classification de la roche en fonction de l'indice de carottage.

Classe	Indice de carottage	Qualité de la roche
1	0 à 10	Excellente
2	10 à 30	Bonne
3	30 à 50	Moyenne
4	50 à 80	Faible
5	80 à 100	Très faible

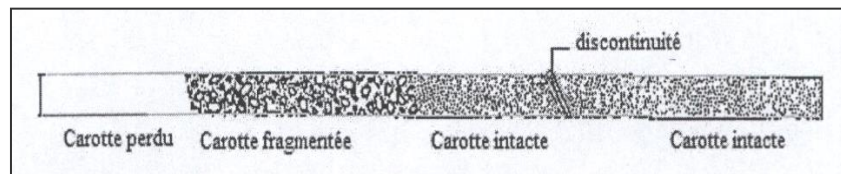


Figure 2-15. Description d'un carottage.

Conclusion

Nous venons de définir le massif rocheux en tant que milieu naturel. Nous avons également présenté ses principaux aspects physiques, en étudiant l'élément le plus important qui lui confère son anisotropie, son comportement particulier vis à vis de la stabilité, à savoir les discontinuités.

Il est important d'identifier les paramètres qui peuvent influencer l'ancrage dans les massifs rocheux. Cependant, l'interaction de ces différents paramètres est question à laquelle le géotechnicien doit faire face. Il est vrai que les règles de l'art existent, mais il

est souvent nécessaire de tenir compte des ces paramètres surtout les paramètres non contrôlables. Quelque soit la nature des discontinuités, ces dernières constituent un élément prédominant dans les mécanismes de renforcement des massifs rocheux par ancrage passif.

Chapitre III

Méthodes De Dimensionnement Des Ancrages Passifs Au Massif Rocheux

Introduction

Les mécanismes mis en jeu dans le cas des instabilités affectant des masses rocheuses sont complexes et nécessitent l'expérience de spécialistes. De même le dimensionnement d'ancrage passif au rocher fait appel à des analyses complexes car le clou ou le boulon apporte une résistance tant en traction qu'en cisaillement. En outre le comportement en flexion, comme l'analyse de la dilatance susceptible d'affecter la discontinuité, sont délicats.

III.1. Cas du confortement des instabilités des massifs rocheux

III.1.1. Principes

Le renforcement des massifs rocheux au moyen d'ancrage passif nécessite une analyse en terme de sécurité vis à vis de la rupture et une modélisation du massif à partir des diverses données indispensables : géométriques, géologiques et mécaniques.

Cette modélisation permet d'étudier d'abord la stabilité du massif rocheux ou de volume de rocher découpé par les discontinuités, puis les mécanismes dimensionnant de rupture.

L'analyse est faite de façon simplifiée en comparant les efforts résistants s'exerçant sur les plans des discontinuités cisillées aux efforts moteurs agissant sur ces plans; en utilisant un coefficient de sécurité (C_s) défini par :

$$C_s = \frac{\text{Efforts résistants}}{\text{Efforts moteurs}} \text{ ----- [3.1]}$$

Ce coefficient de sécurité peut varier de 1.2 à 1.4 selon les ouvrages.

Le coefficient de sécurité (F_s) pour un talus renforcé est donné par l'expression ci dessous :

$$F_s = \frac{\text{Efforts résistants} + n \times T_b}{\text{Efforts moteurs}} \text{ ----- [3.2]}$$

Avec, n : Nombre d'ancrages ;

T_b : Contribution d'un ancrage à la résistance au cisaillement.

Nous présentons ci-dessous les différentes méthodes de dimensionnement de renforcement par ancrage passif au rocher, dans le cas d'une analyse à deux dimensions, en rappelant tout d'abord l'expression de calcul du coefficient de sécurité à l'état naturel pour un glissement plan (fig 3.1):

$$F_{nat} = \frac{c \times l_{AD} + [W \times \cos B_s - U - V \times \cos(B_c - B_s)] \times \tan \varphi_a}{W \times \sin B_s + V \times \sin(B_c - B_s)} \quad \text{----- [3.3]}$$

Avec, c : Cohésion selon le plan de glissement AD ;

l_{AD} : Longueur du plan de glissement ;

W : Poids du bloc instable ;

B_s : Pente du plan de glissement AD ;

U : Pression d'eau sur le parement inférieur du bloc ;

V : Pression d'eau sur le parement latéral du bloc ;

B_c : Pente du plan de glissement CD ;

φ_a : Angle de frottement apparent sur le plan AD .

L'angle de frottement apparent (φ_a) est la somme de l'angle de frottement résiduel (φ_r) sur la discontinuité et de l'angle de dilatance apparent (δ_a).

$$\varphi_a = \varphi_r + \delta_a \quad \text{----- [3.4]}$$

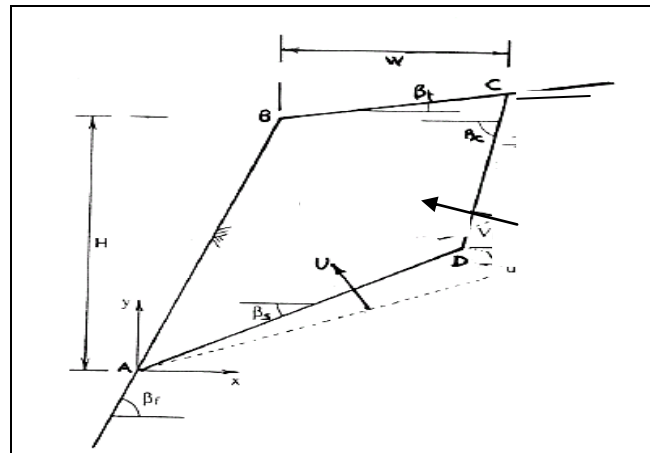


Figure.3-1. Principe de l'analyse de la stabilité à l'état naturel d'après le Centre Expérimental de Recherche et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics (2004).

III.1.2. Différentes méthodes de confortement des instabilités

III.1.2.1. Méthodes des Laboratoires des Ponts et Chaussées (L.P.C)

La méthode des (L.P.C) considère que la réaction des ancrages passifs est prise en compte sous la forme d'une réaction (R_a) parallèle à la direction du glissement et de sens opposé à celui-ci (fig 3.2).

La valeur de la contribution (T_b) d'une barre passive, toutes actions confondues (traction, cisaillement, frottement) est égale à 66 % de la traction élastique de la barre (N_b) (soit 2/3 de la limite élastique), ce qui revient à prendre en compte un coefficient de sécurité sur l'acier, à condition que l'inclinaison (θ) de l'ancrage par rapport à la normale soit au moins égale à 10°.

Dans le cas contraire, (T_b) sera réduit à 0.5 fois de la limite élastique de la barre.

La prise en compte de la corrosion introduit un surdimensionnement du diamètre de la barre ou du nombre d'ancrages comme pour les ancrages en sols meubles.

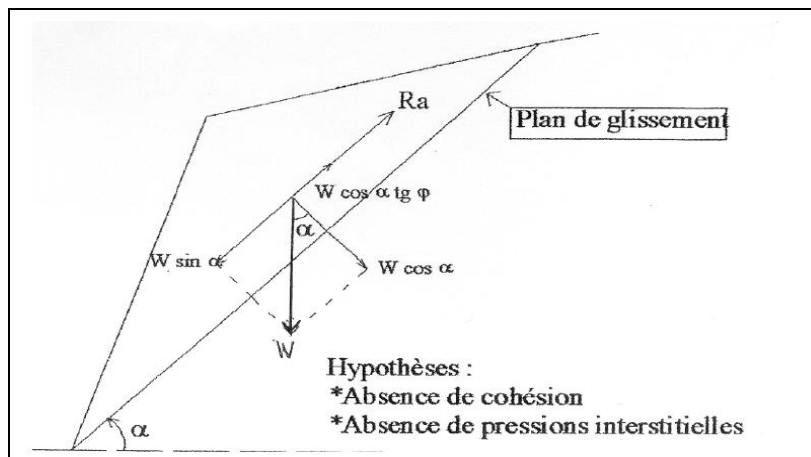


Figure 3-2. Principe de la méthode des Laboratoires des Ponts et Chaussées d'après le Centre Expérimental de Recherche et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics (2004)

La formule suivante nous donne la réaction (R_a) des ancrages passifs :

$$R_a = \sum T_b = C_s \times W \times \sin \alpha - W \times \cos \alpha \times \tan \varphi \text{ ----- [3.5]}$$

Avec,

R_a : Réaction du confortement par les ancrages passifs ;

C_s : Coefficient de sécurité ;

W : Poids du massif au dessus du plan de glissement ;

a : Inclinaison du plan de glissement sur l'horizontal ;

φ : Angle de frottement sur le plan de discontinuité.

III.1.2.2. Méthode de Panet

Cette méthode considère que la réaction (R) des actions s'exerçant sur la barre au niveau de la discontinuité fait un angle (β) avec la direction de la barre ; l'angle de dilatance suppose connu.

La contribution de la barre (T_b) à la résistance au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$T_b = N_e \sqrt{\frac{1 + \frac{m^2}{16}}{1 + \frac{m^2}{4}}} \times [\cos(\theta + \beta) \tan \varphi + \sin(\theta + \beta)] \quad \text{-----} \quad [3.6]$$

Avec ; N_e : Limite élastique de la barre ;

$$m = 4 \times \tan \beta ;$$

δ : Angle de dilatance ;

θ : Inclinaison de l'ancrage par rapport à la normale au plan de glissement;

β : Angle entre la barre et la réaction de l'ancrage ;

φ : Angle de frottement sur le plan de discontinuité.

- Si θ est faible la contribution de la barre est comprise entre 0.5 et 0.8 de sa limite élastique, ce qui est conforme aux résultats expérimentaux ;
- Si $\theta \geq 45^\circ$ elle est supérieure à 0.9.

Cette méthode permet d'optimiser la précédente mais le choix d'un angle de dilatance reste délicat, ce qui la rend moins sécurisante.

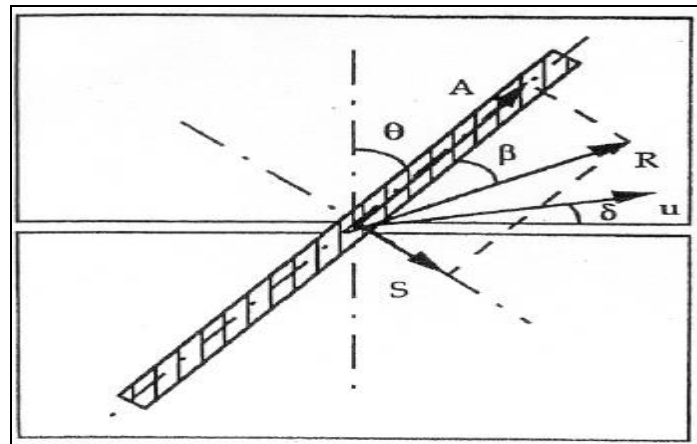


Figure 3-3. Principe de la méthode de Panet d'après le Centre.

Expérimental de Recherche et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics (2004)

III.1.2.3. Méthode pour les clous

A ce jour, le dimensionnement de clouage au rocher ne fait pas l'objet de document à caractère normatif ou réglementaire. Dans les cas courants, pour des ouvrages de faible ampleur, on retient une approche simplifiée en considérant que le clou travaille en traction pure (et parfois en cisaillement pur).

On utilise classiquement le calcul traditionnel en ayant recours à un coefficient de sécurité global, on applique un coefficient de sécurité de 1.5 sur la limite élastique de l'armature lorsqu'elle est sollicitée en traction, ce coefficient passe à 2 lorsque l'armature est sollicitée en cisaillement.

La détermination de la longueur des clous au delà de la surface potentielle de rupture s'effectue :

- Soit à partir d'essais de traction préalable, qui conduisent à la mesure du frottement latéral clou-rocher (q_s) dont on déduit la traction limite (T_L) du clou :

$$T_L = q_s \times \pi \times D_f \times L_g \text{ ----- [3.7]}$$

Avec; D_f : Diamètre du forage ;

L_g : Longueur de scellement du clou au delà de la surface de rupture.

Pour un clou travaillant en traction pure, la traction de service est déduite de cette traction limite en appliquant un coefficient de sécurité de 2.

Pour un clou travaillant en cisaillement pur, la traction de service est déduite de cette traction limite en appliquant un coefficient de sécurité qui peut atteindre 4.

Cependant, les clous au rocher travaillent souvent à la fois en traction et en cisaillement en fonction de l'angle entre l'axe de l'ancrage et la sollicitation.

➤ Soit en considérant la suivante règle de dimensionnement :

$$L_g = k \times D_b \text{ ----- [3.8]}$$

Avec, L_g : Longueur de scellement au delà du plan de glissement ;

K : Coefficient dépendant du liant (~ 70 pour un coulis, ~ 20 pour un mortier haute résistance, ~ 10 pour une résine) ;

D_b : Diamètre de la barre.

On retient toujours la longueur maximale obtenue par ces deux résultats.

En pratique, le frottement latéral du rocher étant très souvent important (des valeurs de 1000 à 1500 KPa sont rencontrées), c'est plutôt la deuxième condition qui est dimensionnante ; des essais de contrôle devront cependant valider in-situ la valeur retenue, en tenant compte des effets de la fracturation et de l'altération du massif.

La longueur minimale pour éviter le glissement est usuellement de 50 à 70 fois le diamètre de la barre.

Conclusion

A travers ce chapitre, il ressort que l'ancrage traversant la surface de discontinuité, scellé de part et d'autre de celle-ci (passif), introduit le long de cette surface une augmentation de la résistance au cisaillement ou une contribution de la barre (T_b) qui est fonction de paramètres géométriques (diamètre de la barre, inclinaison de l'ancrage par rapport à la normale au plan de discontinuité) et mécaniques (angle de frottement et angle de dilatance le long de la discontinuité, limite élastique de la barre et éventuellement résistance à la compression de la roche et du produit de scellement).

Chapitre IV

Etat Des Connaissances

Introduction

Le comportement d'une tige scellée traversant une discontinuité a fait l'objet de nombreuses études et recherches, principalement axées sur le comportement sous effort de cisaillement et accessoirement sous efforts de traction et de compression.

Nous allons dans ce chapitre examiner les principaux travaux publiés à ce jour dans les domaines expérimentaux et analytiques, ce qui va nous permettre d'aboutir à des interprétations relatives à l'influence des différents paramètres.

IV.1. Modes de fonctionnement d'une barre d'ancrage scellée sur toute sa longueur

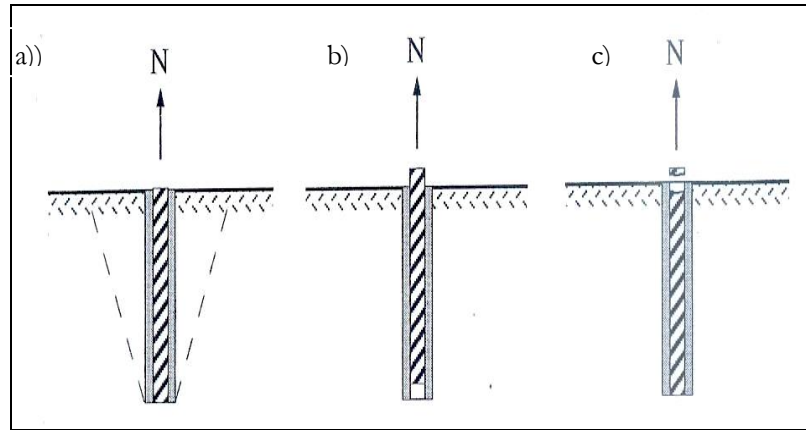
IV.1.1. Cas d'une barre sollicitée axialement

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 liaison de la barre au massif rocheux environnant et d'estimer la longueur de scellement nécessaire.

Les différents modes suivants de rupture sont possibles, à savoir :

- Rupture dans le massif rocheux (fig 4.1 a) ;
- Rupture aux interfaces barre -coulis ou coulis- roche (fig 4.1 b) ;
- Rupture de la barre (fig 4.1 c).



a- rupture dans la roche

b- rupture à l'interface barre-coulis

c- rupture de la barre

Figure.4-1. Modes de rupture d'une barre chargée axialement d'après Littlejohn & Bruce (1975).

La capacité de la barre est calculée selon l'expression semi empirique suivante :

$$N_{ult} = 0.1 \sigma_c \pi r_f L_g \text{-----} [4.1]$$

Où, N_{ult} : Effort normal maximum dans la barre ;

σ_c : Résistance à la compression simple ;

r_f : Rayon du trou de forage ;

L_g : Longueur de scellement de la barre.

Dans le cas de barre scellée à la résine dans un massif rocheux, la rupture se produit soit dans la barre, soit à l'interface barre coulis.

Pour des barres suffisamment longues, l'expression suivante est utilisée pour le calcul de la distribution de la contrainte de cisaillement à l'interface barre coulis :

$$\tau_{(x)} = \frac{1}{2} a r_b \sigma_0 e^{-ax} \text{-----} [4.2]$$

Où, r_b : Rayon de la barre ;

σ_0 : Contrainte normale en tête de la barre.

Lorsque l'épaisseur de l'anneau de coulis est faible, $(r_h - r_b) < r_b$, les contraintes de cisaillement sont identiques à l'interface et dans le coulis.

La constante (**a**) s'exprime par :

$$a = \sqrt{\frac{E_g}{E_b r_b (r_h - r_b)}} \text{-----} [4.3]$$

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 :

$$a = \sqrt{\frac{E_g}{E_b r_b^2 \ln\left(\frac{r_h}{r_b}\right)}} \text{-----} [4.4]$$

Où :

E_b : Module d'élasticité de la barre ;

E_g : Module d'élasticité du coulis de scellement.

Du point de vue expérimental, plusieurs essais d'arrachement de barres scellées ont été réalisés.

Les essais de traction sur des barres scellées à la résine et au coulis de ciment, montrent que la longueur sur laquelle la barre est chargée est relativement faible.

Il a été mis en évidence l'influence de la qualité du coulis de scellement, l'utilisation de coulis à base de ciment ayant un faible retrait, une résistance à la compression élevée et un comportement dilatant est recommandée.

IV.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. Il s'agissait de déterminer l'effort tranchant mobilisé dans une barre d'armature après fissuration du béton.

Dans cette perspective, des essais sur des barres d'acier noyées dans des blocs de béton, chargées transversalement à leur extrémité ont été réalisés.

Une série de capteurs inductifs, placés à intervalles réguliers le long de l'axe de la barre, a permis d'enregistrer la déformation de la barre au cours du chargement (fig 4.2).

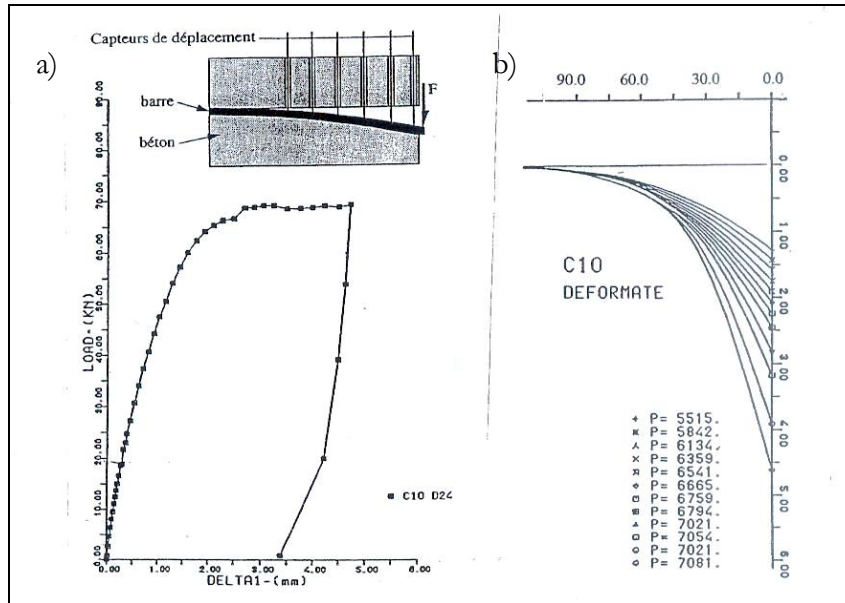


Figure 4-2. Schéma de principe et résultats d'essais pour une barre de 24 mm de Diamètre d'après Di Prisco (1989).

- a- Forces en fonction du déplacement en tête ;
- b- Déformation de la barre.

IV.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.

Bjurstöm (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 au laboratoire et in situ sur des échantillons de granite renforcés de barres d'aciers 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 (fig 4.3). Il observe, par ailleurs, que lorsque l'angle entre la barre et le joint est inférieur à 35 degrés, 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.

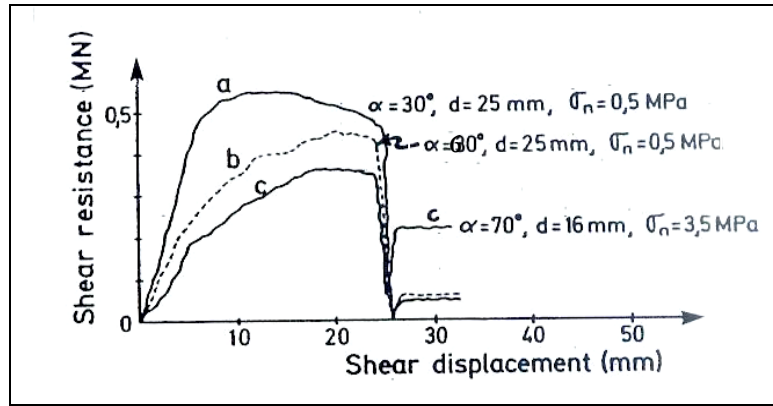


Figure 4-3. Effort de cisaillement en fonction du déplacement sur le joint pour des échantillons armés d'après Bjurström (1974).

En comparant 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.

Azuar & al. (1978) ont réalisé des essais sur des blocs de calcaire, pourvus d'un joint créé artificiellement par fendage. Les constatations montrent 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 a 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.

Il conclut 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 (fig 4.4).

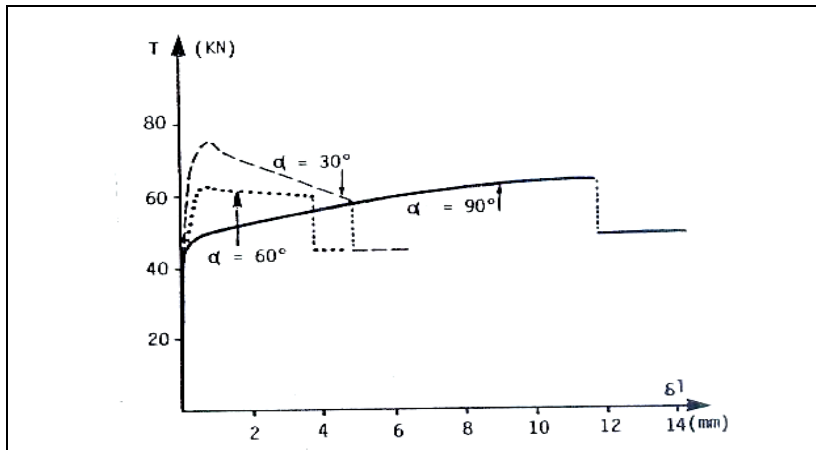


Figure 4-4. Effort de cisaillement en fonction du déplacement sur le joint pour des échantillons armés d'une barre de 6 mm de diamètre d'après Azuar (1978).

Dight (1985) 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.

La comparaison entre l'efficacité de tubes à celle de barres conventionnelles permet d'observer 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.

Des essais de compression sur échantillons de béton pourvus d'une discontinuité renforcés de barres d'acier montrent que l'orientation optimale de la barre par rapport au joint est environ égale à l'angle de frottement sur le joint.

Sur la base des résultats d'essais, on conclut que l'angle entre la barre et le joint influe directement sur la résistance et la déformabilité du joint armé.

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.

Les résultats de Gerrard (1982) d'essais de cisaillement direct sur des échantillons fabriqués en béton et pourvus d'un joint à indentations irrégulières ; les barres d'acier de petit diamètre, étaient placées perpendiculairement au plan moyen du joint, montrent que la dilatance du joint augmente la contribution de la barre et réduit le déplacement sur le joint.

Gerrard et Pande (1985) ont été les premiers qui ont examiné l'intersection de la barre avec le joint lors d'un essai de cisaillement sur un joint rocheux renforcé d'une barre d'ancrage.

Ils ont trouvé que lorsqu'on cisaille un joint rocheux renforcé, le déplacement sur le joint augmente progressivement jusqu'à ce que la barre se rompe. Celle-ci 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) de ces deux efforts peut être décomposée en une force agissant perpendiculairement au joint (R_n) et en une autre agissant parallèlement à ce joint (R_t) (fig 4.5).

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 tous points élastique, se plastifie progressivement.

Dans la pratique, la rupture de la barre se produit presque toujours après l'apparition de deux rotules plastiques plus ou moins distantes l'une de l'autre.

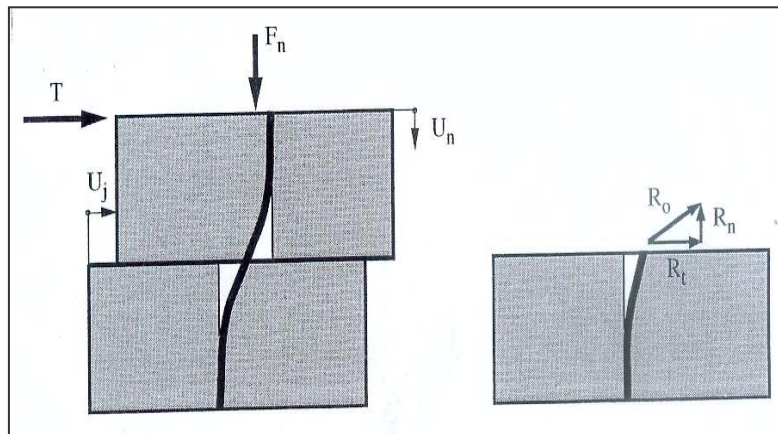


Figure 4-5. Efforts développés dans une barre au droit du joint lors d'un essai de cisaillement d'après Gerrard et Pande (1985).

IV 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 ce joint.

L'expression suivante, est basée sur une répartition idéalisée des contraintes au contact de la barre :

$$T = 0.2 D_b^2 \sigma_y \sin \theta \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\sigma_c}{0.03 \sigma_y \sin^2 \theta} \right)^2} \right] \text{-----} [4.5]$$

Où :

T : Effort de cisaillement apporté par la barre ;

σ_c : Résistance à la compression simple ;

D_b : Diamètre de la barre ;

σ_y : Contrainte à la limite d'écoulement de la barre ;

θ : 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 de l'effort tranchant (T_Q) connus sous le terme de « dowel action ». Chacun de ces termes s'obtient par les formules suivantes :

$$T_N = N_y (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \varphi_j) \text{-----} [4.6]$$

$$T_Q = 0.67 D_b^2 \sqrt{\sigma_y \sigma_c} \text{-----} [4.7]$$

Où :

N_y : Effort à la limite d'écoulement de la barre ;

α : Angle entre la barre et le joint ;

φ_j : Angle de frottement sur le joint.

Ces formules constituent une simplification car, d'une part, il n'est pas tenu en 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.

La figure 4.6 illustre, la variation de la contribution d'une barre en fonction de l'angle entre la barre et le joint, pour différents diamètres.

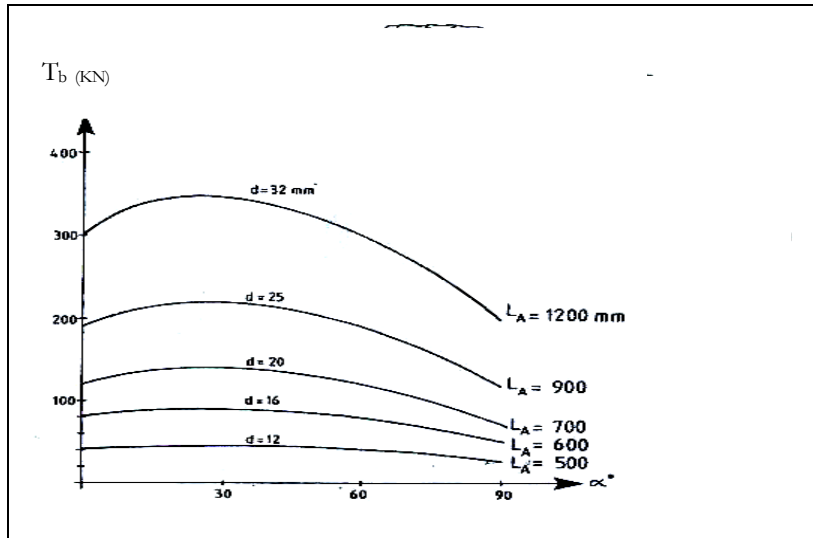


Figure 4-6. Variation de la contribution d'une barre en fonction de l'angle entre la barre et le joint pour différents diamètres d'après Bjurström (1974).

On présente ci dessous une expression analytique pour le calcul de la contribution de la barre, basée sur le mécanisme de déformation (fig 4.7).

On remarque qu'entre les deux rotules plastiques, le tronçon de barre est rectiligne ; et l'angle entre les positions initiale et finale de la barre (angle de rotation de la barre au droit du joint) est pris en compte et l'augmentation de la résistance au cisaillement due à la barre se calcule selon l'expression suivante :

$$\Delta\tau = \frac{N_y}{A_j} [\cos(\alpha - \omega) + \sin(\alpha - \omega) \tan \varphi_j] \text{ ----- [4.8]}$$

Où :

N_y : Effort normal maximum dans la barre ;

A_j : Surface d'influence d'une barre ;

α : 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,

$$\omega = \alpha - \arctan\left(\frac{L_s + \delta_n}{(L_s/\tan \alpha) + \delta_s}\right) \text{----- [4.9]}$$

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

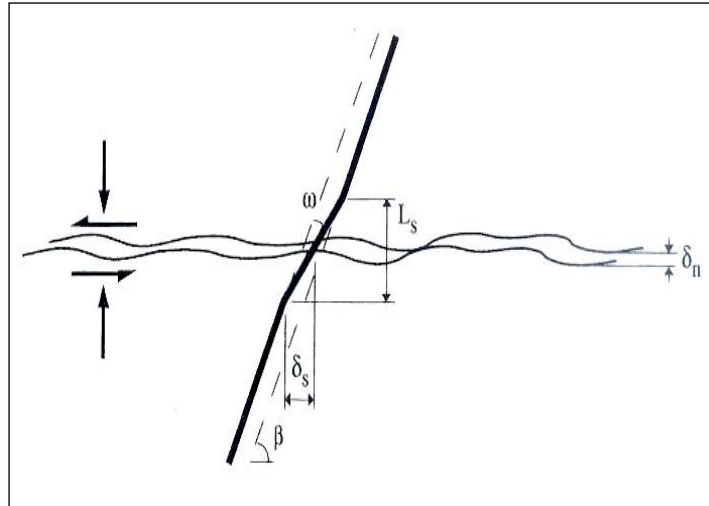


Figure 4-7. Mécanisme de déformation de la barre d'après Fuller & Cox (1978).

Azuar et Panet (1978) 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), comme le montre la figure 4.8.

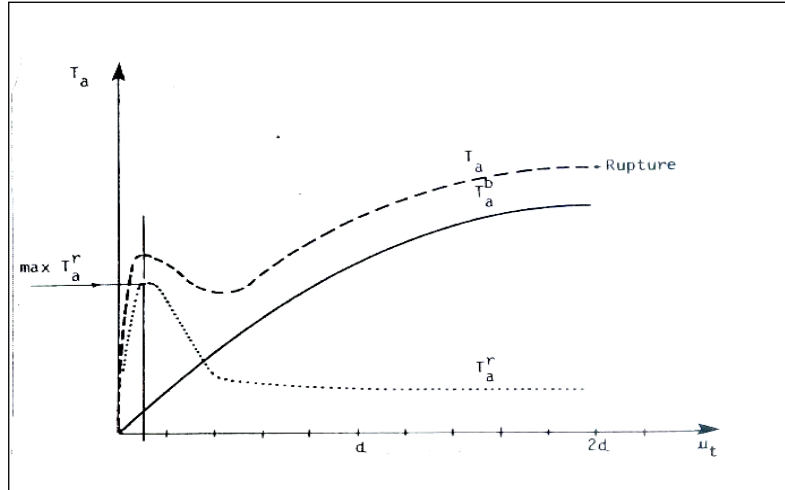


Figure 4-8. Décomposition de la contribution d'une barre d'acier en fonction du déplacement tangentiel d'après Azuar & Panet (1978).

Dight (1983 a, 1985) propose d'étudier l'équilibre de la barre en supposant les distributions d'efforts. La contribution de la barre se calcule suivant l'effort normal et l'effort tranchant comme suit :

$$T_Q = \frac{1}{\cos(\alpha - \omega)} \frac{D_b^2}{4} \sqrt{1.7\pi P_U \sigma_Y \left[1 - \frac{N}{N_Y}\right]^2} \text{-----} [4.10]$$

$$T_N = N_y [\sin(\alpha - \omega) + \cos(\alpha - \omega) \tan(\varphi + i)] \text{-----} [4.11]$$

Où :

P_U : Pression maximale exercée par la roche ou le coulis de scellement

δ : Angle de dilatance

La contribution des barres peut être calculée par la formule simplifiée suivante :

$$T_b = N_y \frac{\cos(\alpha - \varphi_j)}{\cos(\theta + \varphi_j)} \text{-----} [4.12]$$

Où :

N_y : Effort normal dans la barre à la limite d'écoulement dans l'acier ;

θ : Angle entre le joint et la verticale ;

α : Angle entre la barre et le joint.

Les résultats d'essais, des forces mesurées en fonction de l'angle d'orientation des barres indiquent que les angles mesurés à la rupture des barres sont nettement inférieurs aux angles initiaux.

Il a été proposé de calculer l'augmentation de résistance au cisaillement d'un joint rocheux renforcé par la formule empirique suivante :

$$\Delta \tau = m \sigma_b \left[\cos \alpha + \sin \alpha \tan \left(\delta_0 \left(1 - \frac{\sigma_{n0}}{\sigma_c} \right)^{10} + \varphi_j \right) \right] \text{-----} [4.13]$$

Où :

m : Densité d'armature (A_b/A_j) ;

σ_b : Contrainte normale dans la barre ;

δ_0 : Angle initial de dilatance.

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

$$\alpha_{opt} = \delta_0 \left[1 - \frac{\sigma_{n0}}{\sigma_c} \right]^{10} + \varphi_j \text{-----} [4.14]$$

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).

$$T_b = N_y \left[1.55 + 0.011 \sigma_c^{1.07} \sin^2(\theta + i) \right] \sigma_c^{-0.14} (0.85 + 0.45 \tan \varphi) \text{-----} [4.15]$$

$$U_j = D_b \left(15.2 - 55.2 \sigma_c^{-0.14} + 56.2 \sigma_c^{-0.28} \right) \left[1 - \frac{\tan \theta}{\cos \theta^{0.5}} \left(\frac{70}{\sigma_c} \right)^{0.125} \right] \text{-----} [4.16]$$

Où :

σ_c : Résistance en compression simple de la roche exprimée en MPa ;

θ : Angle entre la barre et la normale au joint ;

N_y : Effort normal à la limite d'écoulement dans la barre exprimée 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 :

$$T_b = A_b \sigma_b \left(1 + \frac{1}{2} \tan \varphi_j \sin 2\alpha \right) \text{ ----- [4.17]}$$

Où :

A_b : Section de la barre;

σ_b : Contrainte dans la barre dans la direction du cisaillement ;

α : Angle entre la barre et le joint.

Avec,
$$\sigma_b = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha}} \text{ ----- [4.18]}$$

Où :

σ_y : Contrainte à la limite d'écoulement de l'acier.

La figure 4.9 représente la variation de la contribution de la barre en fonction de l'angle entre la barre et le joint. On remarque 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.

Pour les joints dilatants, le calcul de la contribution de la barre se fait par la formule suivante :

$$T_b = R_0 \cos(\gamma + \omega) \tan(\varphi_j + \delta) + R_0 \sin(\gamma + \omega) \text{ ----- [4.19]}$$

Où :

R_0 : Réaction de l'ancrage ;

γ : Angle de rotation de la barre.

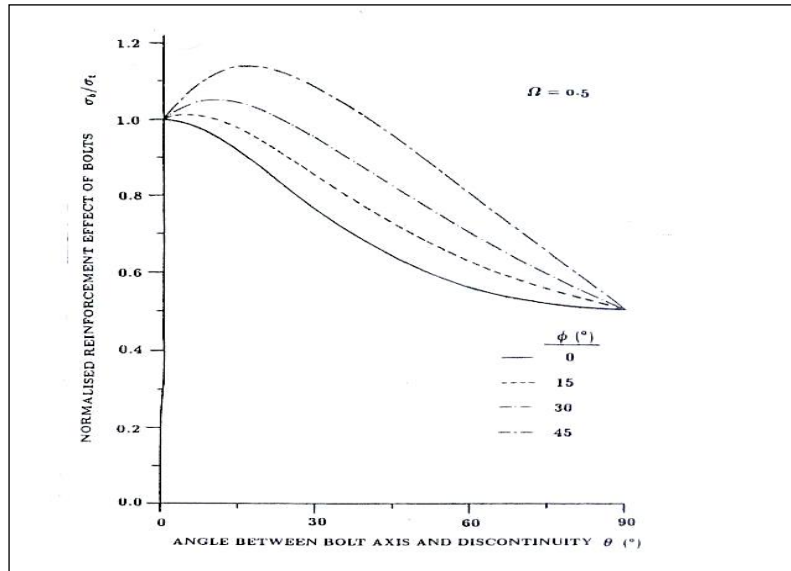


Figure 4-9. Contribution d'une barre en fonction de l'angle entre la barre et le joint pour différentes valeurs de l'angle de frottement d'après Aydan (1989).

On peut aussi calculer la contribution de la barre selon l'expression analytique suivante :

$$T_b = T_N (\sin \alpha - \cos \alpha \tan \varphi_j) + T_Q (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \varphi_j) \quad [4.20]$$

Où :

T_N : Effort normal dans la barre à l'intersection du joint ;

T_Q : Effort tranchant dans la barre à l'intersection du joint ;

$\alpha = \alpha_0 - \omega$: Angle entre la barre déformée et le joint ;

ω : Angle de rotation de la barre.

Trois stades et un état ultime ont été distingués:

1. La barre et le milieu environnant sont à l'état élastique ;
2. La barre est à l'état élastique mais le milieu environnant est plastifié ;
3. La barre et le milieu environnant sont plastifiés.

Il n'y a pas de couplage entre l'effort normal et l'effort tranchant dans la barre et il résulte :

$$T_N = \pi E_b r_b^2 a u_i \quad [4.21]$$

$$T_Q = \frac{2 E_b I}{l_0^3} u_n \text{ ----- [4.22]}$$

Où :

a : Constante d'intégration définie (paragraphe IV 1.1) ;

l_0 : Longueur de transfert qui caractérise la rigidité du système barre-roche.

Avec,

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{EI}{K D_b}} \text{ ----- [4.23]}$$

Pour le second stade, on obtient :

$$T_N = q_t P_u D_b l_{pl} + \pi E_b r_b^2 a u_t \text{ ----- [4.24]}$$

$$T_Q = \frac{\frac{P_u D_b l_{pl}}{2} (l_{pl} + 2l_0) + \frac{2 P_u E_b I}{K l_0^2}}{(l_0 + l_{pl})} \text{ ----- [4.25]}$$

Où :

q_t : Coefficient de frottement à l'interface barre-coulis ;

l_0 : Longueur initiale du coulis ;

K : Coefficient caractérisant le coulis ;

l_{pl} : Longueur sur laquelle le coulis est plastifié.

Dans le troisième stade, la barre se comporte comme un câble, ce qui revient à ne pas prendre en compte l'effort tranchant (T_Q) d'où :

$$T_Q = N_y e^{(u P_u D_b l_y / N_y)} \text{ ----- [4.26]}$$

Ce développement fournit une bonne estimation de la contribution maximale d'une barre et du déplacement sur le joint.

IV.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.

Des essais sur modèles en plâtre ont été réalisés pour mettre en évidence l'influence de l'orientation des joints sur la résistance et la déformabilité du milieu. Par la suite des essais en conditions véritablement triaxiales sur des modèles non renforcés montrent que la

déformabilité des massifs rocheux dépend du niveau de contrainte appliquée et notamment de la contrainte de confinement.

D'autres essais en compression simple sur des modèles confectionnés en plâtre renforcés par des barres d'acier exposent de manière qualitative, que la résistance des modèles augmente avec la densité d'armature.

Des essais triaxiaux présentent 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.

Conclusion

Nous avons également présenté les mécanismes de fonctionnement d'une barre d'ancrage scellée sur toute sa longueur, traversant un joint rocheux. On peut dire que la déformabilité d'un massif est essentiellement celle de ses fissures et que la résistance d'un massif est liée à celle de ses joints.

Il ressort que, le fonctionnement d'une barre passive est optimal lorsqu'elle est inclinée, et la résistance des discontinuités est maximale pour de faibles déplacements ; alors un ancrage passif, outre sa contribution à l'amélioration de la résistance de la discontinuité par sa propre résistance au cisaillement, permet de limiter les déplacements et de garder à la discontinuité sa résistance maximale.

Chapitre V

Étude Du Comportement Mécanique Du Massif Rocheux Renforcé Par Barres à Ancrage Passif

Introduction

L'étude des massifs rocheux renforcés peut être considérée sous plusieurs approches :

- Les approches de type calcul à la rupture qui visent à déterminer les limites de l'équilibre du massif ;
- Les modélisations;
- Une dernière approche est l'homogénéisation.

Notre recherche sera axée sur l'utilisation de cette dernière approche où le composite roche et armature est considéré au niveau macroscopique comme un matériau équivalent, dont le comportement global rend compte de celui du massif et des renforcements.

V.1. Comportement mécanique d'un joint individuel armé d'une barre d'ancrage

V.1.1. Modèle de comportement d'un joint armé

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 ainsi les contraintes suivantes sur ce joint :

$$\tau = \frac{T}{A_j} \text{ ----- [5.1]}$$

$$\sigma_n = \frac{F_n}{A_j} \text{ ----- [5.2]}$$

Où :

T : Effort de cisaillement ;

F_n : Effort normal ;

τ : Contrainte de cisaillement sur le joint ;

σ_n : Contrainte normale sur le joint ;

A_j : Surface du joint.

A la rupture, la contrainte totale de cisaillement est la somme de la résistance propre du joint et de la résistance apportée par la barre, ce qui s'exprime par :

$$\tau = \tau_j + \Delta \tau_b \text{ ----- [5.3]}$$

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 :

$$\tau_j = c_j + \sigma_{n0} \tan \varphi_j \text{ ----- [5.4]}$$

Où :

c_j : Cohésion sur le joint ;

φ_j : Angle de frottement sur le joint ;

σ_{n0} : 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**) 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 (efforts développés dans une barre lors d'un essai de cisaillement paragraphe IV 2).

L'augmentation de résistance apportée par la barre s'exprime alors par :

$$\Delta \tau_b = \Delta C_b + \Delta \sigma_{nb} \tan \varphi_j \text{ ----- [5.5]}$$

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. On obtient ces deux termes par les équations suivantes :

$$\Delta c_b = \frac{R_t}{A_j} \text{ ----- [5.6]}$$

$$\Delta \sigma_{nb} = \frac{R_n}{A_j} \text{ ----- [5.7]}$$

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 :

$$\tau = (c_j + \Delta c_b) + (\sigma_{n0} + \Delta \sigma_{nb}) \tan \varphi_j \text{ ----- [5.8]}$$

La figure 5.1 illustre dans le plan de Mohr l'état de contrainte à la rupture d'un joint non renforcé et d'un joint renforcé.

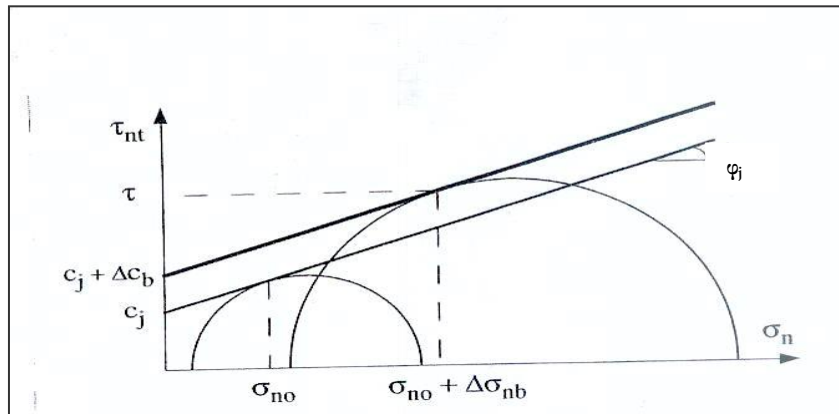


Figure 5-1. Etat de contraintes à la rupture pour un joint non renforcé et renforcé.

V.1.2 Influence de la rugosité de la surface du joint

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.

La résistance au cisaillement pour un joint rugueux non renforcé est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_j = c_j + \sigma_n \tan(\varphi_j + \delta) \text{ ----- [5.9]}$$

Où, δ Angle de dilatance.

Suivant le même principe, la résistance au cisaillement d'un joint rugueux renforcé peut être exprimée par la formule suivante :

$$\tau = (c_j + \Delta c_b) + (\sigma_{n0} + \Delta \sigma_{nb}) \tan(\varphi_j + \delta) \text{ ----- [5.10]}$$

V.1.3 Influence de la rigidité de la surface du joint

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 la forme matricielle suivante :

$$\begin{bmatrix} \sigma_n \\ \tau_{nt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_n & K_{nt} \\ K_{tn} & K_t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_n \\ u_t \end{bmatrix} \text{ ----- [5.11]}$$

Il ressort donc :

$$\sigma_n = K_n u_n + K_{nt} u_t \text{ ----- [5.12]}$$

$$\tau_{nt} = K_{tn} u_n + K_t u_t \text{ ----- [5.13]}$$

Où :

K_n : Rigidité normale du joint armé ;

K_t : Rigidité tangentielle du joint armé ;

K_{tn} : Rigidité couplée ou normale indirecte du joint armé.

Pour des joints non renforcés lisses ou non dilatants, les termes, (K_{tn}) et (K_{nt}) sont nuls :

$$\sigma_n = K_n u_n \text{ ----- [5.14]}$$

$$\tau_{nt} = K_t u_t \text{ ----- [5.15]}$$

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.

On obtient :

$$\Delta \sigma_{nb} = K_{nt} u_t \text{ ----- [5.16]}$$

$$\Delta \tau_{nt} = K_t u_t \text{ ----- [5.17]}$$

V.2. 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 de substituer le massif rocheux au 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 , pourvus d'une seule famille de discontinuités d'extension infinie, correspondant à une structure périodique.

V.2.1. Déformabilité du matériau équivalent à une roche armée

Le principe consiste à répartir uniformément les caractéristiques mécaniques sur le volume considéré. On peut alors formuler les caractéristiques mécaniques du matériau équivalent par homogénéisation. La figure 5.2 illustre le concept du matériau équivalent ; pour appliquer ce principe, nous étudions un problème en déformation plane.

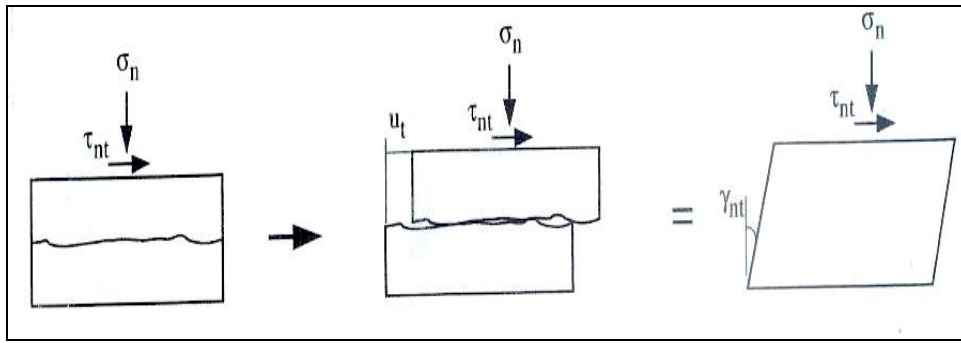


Figure 5-2. *Concept du matériau équivalent.*

Lorsque la roche intacte a un comportement élastique linéaire isotrope, la loi de Hooke généralisée s'exprime par :

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{ij} \text{ ----- [5.18]}$$

Où :

σ_{ij} : Tenseur des contraintes ;

D_{ijkl} : Tenseur des constants élastiques ;

ε_{ij} : Tenseur des déformations.

Ou encore par :

$$\varepsilon_{ij} = S_{ijkl} \sigma_{ij} \text{ ----- [5.19]}$$

Où, **(S)** 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:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_t \\ \gamma_{nt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_n & -\nu/E_t & 0 \\ -\nu/E_t & 1/E_t & 0 \\ 0 & 0 & 1/G_{nt} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_n \\ \sigma_t \\ \tau_{nt} \end{bmatrix} \text{ ----- [5.20]}$$

Avec :

G : Module de cisaillement

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ ----- [5.21]}$$

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 ;

E_n : Module d'élasticité du milieu équivalent perpendiculairement au joint ;

E_t : Module d'élasticité du milieu équivalent parallèlement au joint ;

G_n : Module de cisaillement du milieu équivalent.

On remarque 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 transverse.

La déformation totale du milieu équivalent est exprimée en ajoutant la déformation de la matrice rocheuse à la somme des déformations des joints, soit :

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{rj} = \boldsymbol{\varepsilon}^r + \sum_1^{n_j} \boldsymbol{\varepsilon}^j \text{ ----- [5.22]}$$

Où :

$\boldsymbol{\varepsilon}^{rj}$: Déformation du milieu roche plus joints ;

$\boldsymbol{\varepsilon}^r$: Déformation de la matrice rocheuse ;

$\boldsymbol{\varepsilon}^j$: Déformation sur un joint ;

n_j : Nombre de joints pris en compte.

Au cas des massifs rocheux renforcés, les déformations de la masse rocheuse et du renforcement sont admises identiques.

$$\boldsymbol{\varepsilon}^b = \boldsymbol{\varepsilon}^{rj} \text{ ----- [5.23]}$$

Où :

$\boldsymbol{\varepsilon}^b$: 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 :

$$\sigma^* = \sigma^{rj} + \Sigma \sigma^b \text{ ----- [5.24]}$$

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.

V.2.2. 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 :

$$\sigma_1 = 2 c_r \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_r}{2}\right) + \sigma_3 \left[1 + 2 \operatorname{tg} \varphi_r \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_r}{2}\right)\right] \text{ ----- [5.25]}$$

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 :

$$\sigma_1 = \left[c_j (1 + \operatorname{tg}^2 i) + \sigma_3 \operatorname{tg} i (1 + \operatorname{tg} \varphi_j \operatorname{tg} i) \right] \frac{1}{\operatorname{tg} i - \operatorname{tg} \varphi_j} \text{ ----- [5.26]}$$

Où :

i : Angle d'inclinaison du joint ;

φ_j : Angle de frottement sur le joint ;

c_j : Cohésion sur le joint.

Conclusion

Nous avons essayé a travers ce chapitre démontré que le Critère de Mohr coulomb est applicable au cas des massifs rocheux renforcés, suivant ce principe, on a défini la résistance au cisaillement du joint renforcé et du matériau équivalent à une roche armée.

On a constaté que la mise en place de barres d'ancrage dans le massif rocheux conduit à une nette augmentation de la cohésion tandis que l'angle de frottement demeure

inchangé. Néanmoins l'influence favorable de la rugosité sur le fonctionnement des barres d'ancrage.

Conclusion Générale

Conclusion générale et Perspectives

Afin de mieux comprendre les mécanismes de renforcement des massifs rocheux par armatures à ancrage passif, l'étude nécessite la connaissance de deux éléments essentiels : La géologie du massif et la conception de l'ancrage.

Le premier élément comporte l'étude détaillée du massif rocheux (discontinuités et matrice rocheuse), tandis que le second point comprend les paramètres de l'ancrage (géométriques et mécaniques). L'interaction entre ces deux éléments se manifeste par le mode de transfert de l'effort au massif rocheux.

De cette étude, il ressort principalement que le comportement mécanique des massifs rocheux renforcés est influencé par un nombre important de paramètres géométriques et physiques.

Dans le but de mettre en évidence les paramètres les plus importants, nous avons tout d'abord analysé, dans ce mémoire, les aspects géométrique et mécanique, de l'élément le plus important qui confère au massif son comportement particulier vis-à-vis de la rupture à savoir les discontinuités.

Selon cette analyse, deux groupes de paramètres interviennent principalement dans le comportement mécanique et la résistance du massif.

Le premier groupe est constitué par les caractéristiques mécaniques de la matrice rocheuse et des discontinuités, le deuxième comporte les paramètres associés à la configuration géométrique et morphologique des discontinuités : l'état de surface, l'orientation, la densité, l'espacement, etc.

Notre travail constitue un début pour une étude expérimentale sur un modèle physique. Il est nécessaire de prévoir la constitution physique du modèle et de concevoir le programme expérimental. C'est une tâche délicate et indispensable pour comprendre au mieux le comportement mécanique des massifs rocheux renforcés et pour étudier l'influence des différents paramètres. Il faut noter que le comportement des massifs renforcés peut être étudié et mesuré au moyen de deux types d'essai : l'essai d'arrachement ou essai de traction, et l'essai de cisaillement qui est un essai très difficile à mettre en œuvre et réservé à des Laboratoires de recherche. C'est la raison pour laquelle les tentatives de la modélisation physique et de l'étude expérimentale sont absentes.

Néanmoins, nous avons simulé le modèle physique par un matériau équivalent à une roche armée, et par homogénéisation des caractéristiques mécaniques sur le plan de discontinuité, nous avons défini que le critère de Mohr Coulomb est applicable au cas des massifs rocheux renforcés, ce qui mène à connaître les limites à la rupture des massifs renforcés et des barres d'ancrage.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

Aydan ö., (1989), « The stabilisation of rock engineering structures by rock-bolts », Thèse de Doctorat, Université de Nagoya.

Azuar J.J et Panet M., (1978), « Le comportement au cisaillement des aciers passifs dans les massifs rocheux », Industrie Minéral, Paris.

Asroun A et Durville J.L., (1999), « Etude expérimentale du renforcement des massifs rocheux par ancrages passifs », 9^{ème} Cong. Intern, Mécanique des roches, Paris.

Asroun A et Durville J.L., (1994), « Les ancrages dans les massifs rocheux fissurés », Laboratoire de Matériaux et Hydrologie, Université Djillali Liabes, Algérie ; Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Association Française des Travaux En Souterrain., (2001), « Texte provisoire des recommandations pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains », GTI : géologie géotechnique (19/09/01).

Bruno S., (1999), « Modélisation multiphasique des ouvrages renforcés par inclusions », Thèse de Doctorat, L'école Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Bjurström S., (1974), « Shear strenght of hard rock joints reinforced by grouted untensioned balts ». Proc. 3rd Int. Cong on Roch Mechanics, ISRM, Denver.

Broilil., (1974), « Geology in rock mechanics ». Edition MULLER, Springer-verlag.

Bray J.W., (1976), « A study of jointed and fractured rock », Rock Mechanics and Eng.Geol.

Centre Expérimental de Recherche et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics., (2004), « Protection contre les risques naturels », Paris.

Charlez Ph. A., (1971), « Rock mechanics, Theoretical fondamentals », Volume 1, Edition Technip, Paris

Le Comité Français de Mécanique des roches., (2003), « Manuel de mécanique des roches », Tome 2 les Applications, de l'Ecole des Mines de Paris.

Dight P.M., (1983 à 1985), « The theoretical behaviour of full contact bolts subject to shear and tension ». Londres.

Deer D V., (1988), « The rock quality designation (RQD) Index in practice, Rock classification systems for Engineering », Edition L Kirkaldie, A.S.T.M Spécial publication 984,91-101 Philadelphia ; AM Soc test Mat.

Ege J R., (1987), « Core index, a numerical core logging procedure for estimation rock quality »; Credological survey circular, Kep N° 954, P15.Illus, 14 ref.

Foumaintraux D., (1975), « Quantification des discontinuités des massifs rocheux ». Publication de l'E.N.P.C., Paris

François M, et Adrien S., (1998), « Mécanique des roches et travaux souterrains », Centre d'Etudes des Tunnels, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Aix-en-Provence.

Freeman T., (1978), « The Behaviour of fully bonded rock bolts in the kielder experimental tunnel », Londres.

Jean-Louis D et Hubert H., (2001), « Description des roches et des massifs rocheux », Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Centre d'Etudes Techniques et de l'Equipement, Laboratoire Régional de Clermont-Ferrand.

Jacques F., (1998), « Le soutènement des galeries minières », Les Presses de l'Ecole des Mines, Paris.

Habib P et Bernaiy X., (1968), « La fissuration des roches ». C.R. du 1^{er} congrès Int, De la S.I.M.R, Lisbonne.

Hudson J.A. et Priest S.D., « Discontinuities and rock mass geometry ». Int. J. Rock Mech. Sci & Geom. Abotr.

Houamed S., (1998), « Influence des discontinuités sur le comportement mécanique des roches ». Mémoire de Magister dirigé par SID M., Centre Universitaire de Tébessa.

Hock E. et Broum E., (1980), « Underground Excavations in rock ». Inst, Minig, Mettal, Londres.

Hugon et Costs , (1959), « Le boulonnage des roches », Dunod, Paris.

Gerrard C (1982), « Reinforced soil : an orthorombic material ».

Gerrard C.M et Pande G N., (1985), « Numerical model of reinforced jointed rock masses ». I theory computers in Geotechnics, Montreal.

Kachi N (2002), « Contribution à l'étude du comportement des masses rocheuses discontinues ». Mémoire de Magister dirigé par SID M ; Centre Universitaire de Tébessa.

Labanayi B. et Archambault G., (1980), « Direct an indirect detenation of the shear strengh of a rock man », Preprint for the AIMEL Annual Meeting, LasVegas, Nevada.

Labanayi B. et Archambault G., (1972), « Evaluation de la résistance au cisaillement d'un massif rocheux fragmenté ». Proc. 24th.Int. Geol.Group, Montreal.

Nicolas A., (1989), « Principe de Tectonique», 2^{ème} Edition, Masson, Paris.

Panet M., (1971), « Propriétés mécaniques des roches ». Document de l'E.N.P.C, Paris

Rother J.P. (1975), « Structure du massif rocheux ». Document de l'E.N.P.C, Paris.

Rochet L., (1975), « Propriétés mécaniques des discontinuités des massifs rocheux », Publication de l'E.N.P.C, Paris.

Spang K. (1988), « Beitrag zur rechnerischen Berücksichtigung vollvermötelter Ankerbei des sicherung von felsbauwerkeu in geschichteten der geklüfteten Gebirge ».Thèse de Doctorat de l'E.P.F, Lausanne.

Talobre J A. (1967), « La mécanique des roches ». 2^{ème} Edition, Dunod, Paris.