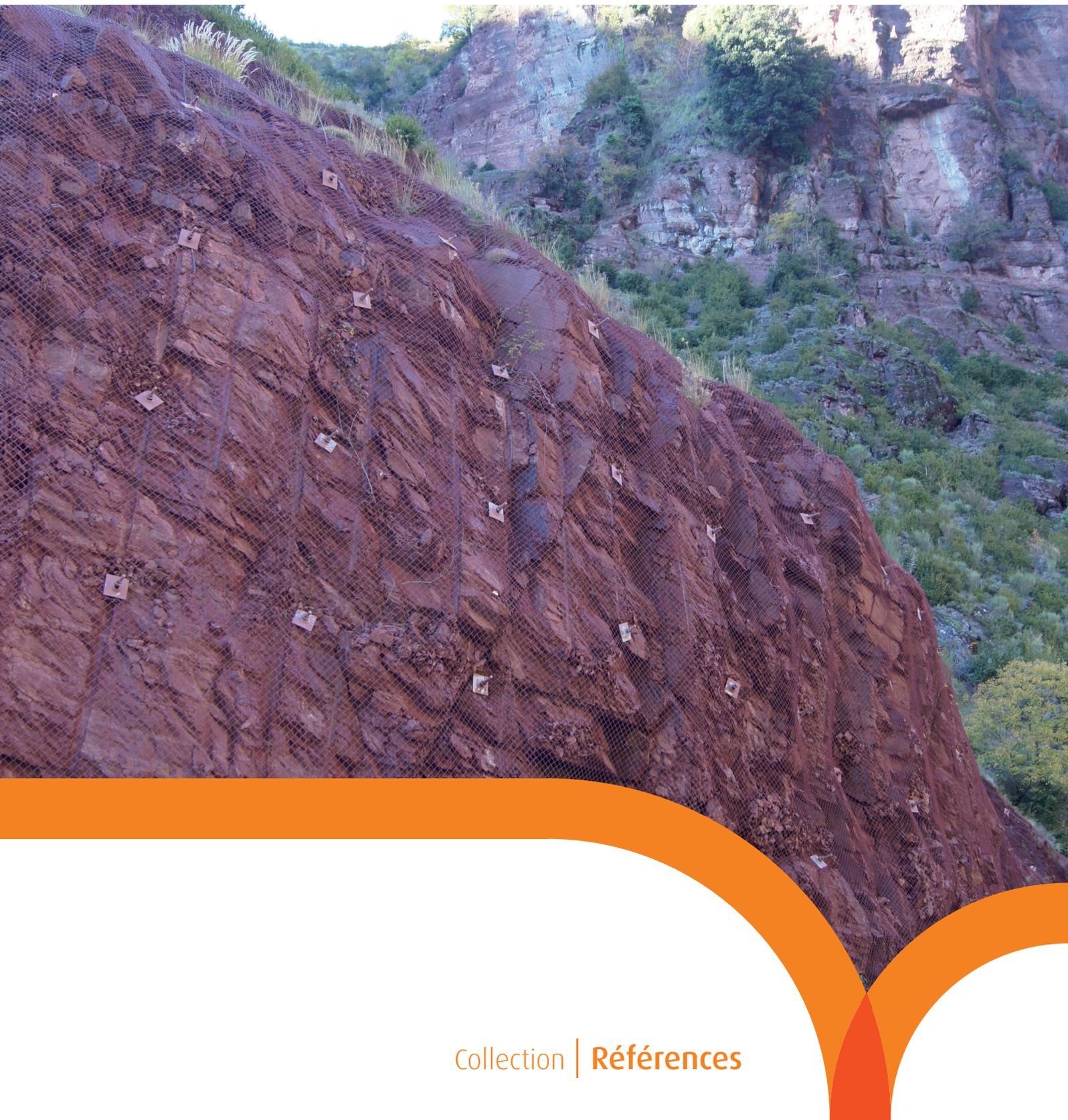


Protection contre les instabilités rocheuses

Dimensionnement et exécution des boulons



Guide méthodologique

Protection contre les instabilités rocheuses

Dimensionnement et exécution des boulons



Ont participé à la réalisation de ce guide :

Groupe de travail et de rédaction :

- Pierre AZEMARD (Cerema Méditerranée)
- Marion BOST (Ifsttar)
- Muriel GASC (Cerema Sud-Ouest)
- Patrice MAURIN (Cerema Méditerranée)
- Benoit NAGEL (Cerema Centre-Est)
- Jean-François SERRATRICE (Cerema Méditerranée)
- Didier VIRELY (Cerema Sud-Ouest)

Groupe de relecture :

- Jacques BOURRIOT (Avaroc)
- Jean-Louis DURVILLE (CGEDD)
- Remi MARTIN (RTM)
- Jean-Baptiste PAYEUR (Cerema Méditerranée)
- Jean-Pierre RAJOT (Ifsttar)

Ce guide a été rédigé au travers des travaux réalisés grâce au soutien financier du Ministère de la Transition Écologique et Solidaire (MTES), en particulier de la DGITM et de la DGPR.

Ce guide est une version provisoire. Le texte est destiné à être repris fin 2018. D'ici là, nous vous invitons à envoyer vos remarques et suggestions à boulon.aurocher@cerema.fr.



Sommaire

Avant-propos	5
Règlement et terminologie	6
Chapitre 1 - Introduction	7
Chapitre 2 - Principe d'utilisation des boulons	8
2.1 - Cas d'utilisation courante des boulons	8
2.2 - Comportement individuel d'un boulon	8
2.3 - Comportement d'un dispositif de boulons	10
Chapitre 3 - Études et conception d'un dispositif de boulonnage	11
3.1 - Principes généraux des études	11
3.2 - Éléments technologiques concernant les boulons	12
3.3 - Conception du dispositif de renforcement	14
Chapitre 4 - Calcul du dispositif de renforcement	16
4.1 - Renforcement d'un bloc isolé en glissement plan	16
4.2 - Boulon sollicité en tête	21
4.3 - Application des Eurocodes au calcul des boulons	23
4.4 - Exemple d'application	31
4.5 - Les études	34
Chapitre 5 - Matériaux constitutifs des boulons	35
5.1 - Choix des aciers	35
5.2 - Choix des ciments et produits de scellement	35
5.3 - Choix des accessoires	36
5.4 - Anticorrosion des aciers	38
Chapitre 6 - Réalisation du dispositif de renforcement	39
6.1 - Principaux aspects pratiques	39
6.2 - Règles d'ordre technologique	39
6.3 - Méthodes de foration des trous	41
6.4 - Éléments de phasage de l'exécution d'un boulon	43
6.5 - Éléments d'exécution du dispositif de renforcement passif	43
6.6 - Éléments de contrôle	47
6.7 - Éléments d'auscultation	49
6.8 - Éléments de l'assurance qualité	49
6.9 - Réception des ouvrages - Récolement	51
Bibliographie	52

Avant-propos

Si le renforcement des parois rocheuses par barres d'acier passives s'est largement développé depuis une vingtaine d'années, il n'est pas inutile de revenir en arrière et d'évoquer le rapport du groupe de travail « Chutes de pierres sur les routes nationales », établi par le ministère de l'équipement en 1974, et exploitant de premiers travaux des Laboratoires des Ponts et Chaussées. On peut remarquer que, parmi les 13 fiches de parades, une seule traite des ancrages, passifs ou précontraints. Le rapport de recherche n° 81 du LCPC, paru en 1978 et rédigé par les Laboratoires d'Aix-en-Provence et de Lyon, accorde une place plus importante aux ancrages passifs et présente plusieurs exemples de chantiers où ils ont été employés.

La complexité du fonctionnement des barres passives a été mise en évidence très tôt et a donné lieu à d'importants travaux de recherche en France et à l'étranger, aussi bien expérimentaux que théoriques. Parmi les précurseurs, mentionnons dans notre pays les essais en vraie grandeur réalisés *in situ* en 1977 par L. Rochet, sur des joints de dalles calcaires, et les travaux expérimentaux et théoriques réalisés au LCPC sous la direction de M. Panet, qui l'ont conduit à une méthode de dimensionnement présentée au 6^e Congrès international de mécanique des roches en 1987. Il convient également de citer les essais de cisaillement d'ancrages à l'échelle un à la grande boîte de cisaillement de l'équipe associée ERA29 du LRPC de Lyon (actuellement Laboratoire de Lyon du Cerema Centre-Est) ainsi que les importants travaux menés dans les années 90 à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

En dépit de ces travaux de recherche et des nombreux chantiers de confortement réalisés depuis une trentaine d'années, avec la mise en place de dizaines de kilomètres de barres d'acier, aucune méthode de dimensionnement n'est l'objet d'un consensus et aucun document de référence n'a été établi sur cette technique. Le guide technique « Parades contre les instabilités rocheuses » du LCPC, paru en 2001, le guide technique « Ancrages passifs en montagne » publié par le CEBTP et le Cemagref en 2004 (avec une contribution du LRPC de Lyon) et le document GT 84 du LCPC « État de l'art sur le dimensionnement des dispositifs de protection contre les chutes de blocs » fournissent chacun des éléments techniques sur les ancrages passifs, mais il manque un ouvrage couvrant tous les aspects : principes théoriques, méthodes de dimensionnement, coefficients de sécurité à prendre en compte, matériaux, technologie de réalisation, etc.

Le document aujourd'hui publié, issu d'un travail collectif Cerema/Ifsttar, en particulier à travers l'équipe de recherche associée ERA02, se donne comme objectif de combler cette lacune. Bien sûr, cet objectif n'est pas totalement atteint, l'état de l'art ne le permettant pas, mais le document constitue la première version d'un guide technique de référence, qui devra être amélioré et complété dans les années qui viennent.

Jean-Louis DURVILLE

Ingénieur Général des Ponts des Eaux et des Forêts
Conseil général de l'Environnement et du Développement Durable





Règlement et terminologie

Référentiel

Différentes normes encadrent l'activité géotechnique. Ces normes peuvent être divisées en trois groupes :

- les normes de calcul autrement dit de dimensionnement ;
- les normes d'exécution ;
- les normes d'essai.

Le Tableau 1 présente les normes pertinentes au dimensionnement et à l'exécution des renforts au rocher.

	Calcul	Essai	Exécution
1^{er} niveau Normes ISO ou CEN	NF EN 1997-1 et 2 Calcul géotechnique		
2^e niveau Normes NF		XP P94-444 Essai statique d'arrachement d'un boulon	
3^e niveau Guides	Le présent guide		

Tableau 1 : Normes et guides pour le dimensionnement et l'exécution des renforts au rocher

Les normes d'origine européenne (ISO ou ISO-EN) transcrites en tant que normes françaises imposent une terminologie qui va être présentée.

Terminologie

Ci-dessous, on récapitule la terminologie utilisée dans ce guide : les termes issus de normes nationales ou internationales traduites sont en gras ; les termes proposés pour le présent guide, non issus de norme, sont donnés en italique.

Terrain : *sol, roche ou remblai en place avant l'exécution des travaux de construction* (NF EN 1997-1 1.5.2.3)

Ancrage : *installation capable de transmettre une charge de traction appliquée à une couche résistante, par l'intermédiaire d'une longueur libre* (NF EN 1997-1/A1 8.1.2.1)

Boulon : C'est le terme retenu dans les Eurocodes pour les dispositifs scellés dans le rocher sans partie libre

Renforts passifs : Ce terme recouvre les dispositifs sans partie libre dans les terrains

Longueur extérieure : Il s'agit de la longueur de l'armature comptée de la fin du rocher en tête de scellement à la plaque d'appui ou au point d'application de la force extérieure dans le cas de la fondation d'une parade rocheuse



Chapitre 1

Introduction

Les dispositifs de renforcement et de protection destinés à se défendre contre les instabilités rocheuses locales mettent en œuvre des techniques diverses et complémentaires. Les boulonnages en constituent les éléments résistants et les supports. Ils assurent ainsi une part importante de la fiabilité d'ensemble. En toutes généralités, ces dispositifs passifs scellés au rocher appartiennent à différentes familles technologiques qui se singularisent par la nature de leurs composants (barres, scellements, protections, accessoires) et surtout l'usage qui en est fait à court ou à long terme, en groupe ou isolé. La conception de ces dispositifs passifs scellés au rocher, ou boulons, et les méthodes de leur mise en œuvre dépendent des objectifs recherchés pour le renforcement ou la protection d'un site.

Mais, malgré l'usage largement répandu d'utilisation de ces techniques de support et de renforcement, aucune méthode de dimensionnement n'a été établie pour répondre aux cas courants qui se rencontrent en pratique. En l'absence d'un document de référence et de codes dédiés et spécialisés, les méthodes d'étude et de mise en œuvre se tournent vers les procédés en usage dans les domaines connexes du renforcement ou du soutènement des massifs rocheux, qui ne sont pas toujours bien adaptées.

L'ambition de disposer d'un document qui couvre les principaux aspects du dimensionnement et de l'exécution des boulons a progressivement abouti à l'ébauche puis la rédaction d'un guide technique fondé sur la pratique. Dans cette perspective, les thèmes qui sont abordés dans ce guide concernent successivement les principes théoriques, les méthodes élémentaires de dimensionnement, les coefficients de sécurité à prendre en compte, les matériaux utilisés, les technologies de réalisation et les bases de l'assurance qualité. Ainsi, ce guide technique pour le dimensionnement et l'exécution des boulons a pour objectif de fournir aux bureaux d'étude, aux entreprises, aux maîtres d'œuvre et aux maîtres d'ouvrages les éléments spécifiques qui participent au choix d'un dispositif de boulonnage, à sa conception, puis sa réalisation.

Ce guide se limite au dimensionnement des barres en acier scellées sur toute leur longueur pour (1) le renforcement d'un bloc rocheux monolithique isolé en glissement plan, (2) le cas d'un boulon isolé dans un massif rocheux soumis à un effort en tête, et pour un usage à long terme dans les deux cas. Le calcul s'effectue à l'équilibre limite en considérant la section de la barre la plus sollicitée et soumise à des efforts simultanés de traction, de flexion et de cisaillement. Le deuxième chapitre évoque les principes d'utilisation des boulons scellés au coulis de ciment, en distinguant le comportement individuel d'un boulon du comportement de celui-ci intégré dans un dispositif de renforcement. Le troisième chapitre donne quelques éléments technologiques concernant les boulons, ainsi que des principes de conception générale. Le quatrième chapitre aborde les principes généraux des méthodes de calcul, les principales hypothèses adoptées, les paramètres utilisés et les coefficients partiels qui sont utilisés pour pondérer ces paramètres. La présentation des calculs se limite à deux cas élémentaires : le renforcement d'un bloc isolé en glissement plan, d'une part, et la sollicitation en tête d'un boulon encastré au rocher et fonctionnant en console, d'autre part. Le cinquième chapitre est consacré au choix des matériaux constitutifs des boulons scellés au coulis de ciment. Il s'agit des aciers, des ciments et produits de scellement et des accessoires. Il est fait mention ensuite des dispositifs anticorrosion des aciers. Le sixième chapitre s'intéresse aux procédés de réalisation des boulons scellés au coulis de ciment dans le but d'évoquer les principaux aspects pratiques de la réalisation d'un dispositif de renforcement. Il est question successivement de règles d'ordre technologique, des méthodes de foration, de phasage de la mise en œuvre, d'éléments de réalisation, de contrôle, d'auscultation, de l'assurance qualité et enfin de récolement.





Chapitre 2

Principe d'utilisation des boulons

Ce chapitre aborde un ensemble de questions générales relatives à l'utilisation pratique des boulons, leur comportement individuel ou intégré dans un massif et les aspects de conception dans les projets.

2.1 - Cas d'utilisation courante des boulons

Les dispositifs passifs scellés au terrain servent essentiellement dans le renforcement des massifs de sols et de roches ou la fixation de supports de dispositifs de protection contre les chutes de blocs. Ils sont constitués par une barre en acier, ou boulon, installée dans un forage, scellée au terrain et terminée par une plaque et un écrou à son extrémité libre. La liaison de la barre au terrain est assurée par un coulis de ciment ou une résine. La barre et le scellement qui l'entoure, constituent les deux principales composantes de ce type de renforcement. Le milieu encaissant n'est pas considéré comme une composante du dispositif de renforcement, même si son rôle est essentiel dans le comportement du système.

Ces dispositifs de renforcement sont définis comme des renforcements passifs, car ils ne reçoivent pas de tension initiale (ou en reçoivent une, à la marge, dans quelques cas particuliers), par opposition à des tirants actifs ou ancrages. Dans les renforcements de terrain par clous ou boulons, c'est la déformation du massif qui provoque leur chargement.

Plus généralement, divers dispositifs sont utilisés pour les applications au renforcement des massifs de sols et de roches, qui se classent dans les trois familles suivantes [36] :

- les boulons mécaniquement couplés par un scellement ;
- les boulons couplés par frottement (tels que les boulons à expansion radiale) ;
- les ancrages ponctuels, accrochés au massif en un point par scellement (bulbe – il s'agit bien d'ancrages caractérisés par une partie libre) ou frottement (noix de serrage - l'injection conduit alors à un dispositif mixte, intermédiaire entre ancrage et boulon).

Les dispositifs de protection contre les chutes de blocs constituent des structures aériennes ou plaquées (câbles, poteaux, filets, grillages, etc.), qui doivent être fixées dans le versant. Les renforcements passifs utilisés pour la fixation de ces différents éléments de structure sont soumis à des sollicitations en tête, statiques ou dynamiques, ce qui en fait leur spécificité.

Le présent guide ne concerne que les renforts mécaniques couplés au rocher par un coulis de ciment en vue de garantir une tenue à long terme, on ne s'intéressera donc pas au scellement à la résine. Ce type de boulon est très largement utilisé comme élément de soutènement pour assurer la stabilité des terrains autour des excavations, des tunnels, des galeries de mines, des pentes naturelles et des talus rocheux. Le renforcement qu'ils apportent agit en limitant les déformations et en bornant l'extension des zones de déformation plastique ou de cisaillement localisé. Pour les supports chargés en tête, c'est d'abord d'abord une résistance à l'arrachement ou une résistance aux sollicitations latérales qui est recherchée.

2.2 - Comportement individuel d'un boulon

Il s'agit de la connaissance des réponses d'un boulon soumis à des sollicitations simples (arrachement, cisaillement).

2.2.1 - Arrachement

La barre scellée sur sa longueur, de type mécaniquement couplée, est sollicitée en tête par un effort de traction axial. Après une phase de déformation progressive, la rupture peut s'amorcer, à partir de la tête, à l'interface de la barre et du coulis de scellement, dans le coulis de scellement, ou enfin, à l'interface du coulis avec le terrain encaissant. Un mode de rupture peut également se développer entièrement dans le rocher.



Les mécanismes de fissuration et de rupture localisés autour des boulons mécaniquement couplés relèvent de processus d'endommagement, de décohesion, de coalescence de fissures aux interfaces et dans le produit de scellement. Ces processus résultent de l'allongement propre de l'acier et du cisaillement dans le produit de scellement et ses interfaces. Si la résistance en traction de l'acier n'a pas été atteinte, la progression de l'arrachement de la barre aboutit à son découplage complet du terrain et tend vers une résistance résiduelle de type frottement. Le confinement latéral intervient aussi et la dilatance au sein du scellement peut jouer un rôle autobloquant.

2.2.2 - Cisaillement

Le cisaillement pur d'un fil (ou d'une plaque mince) constitue un autre mode de sollicitation de l'acier. Ce mécanisme se retrouve en partie dans un boulon scellé et traversant une discontinuité rocheuse dont les épontes glissent l'une par rapport à l'autre. Toutefois, la présence du coulis de scellement atténue le cisaillement simple au profit de mécanismes composés de traction, cisaillement et flexion. Ces mécanismes locaux et complexes mettent en jeu de nombreux paramètres (angle de la barre avec le plan de discontinuité, diamètre de la barre, propriétés du coulis de scellement, propriétés de la roche encaissante, ouverture entre les épontes, etc.).

Les essais sur modèles physiques en laboratoire [6] [8] [11] montrent deux modes de ruptures extrêmes pour des barres perpendiculaires au plan de discontinuité :

- la rupture de la barre se produit par un cisaillement pratiquement pur quand la roche et le coulis présentent des rigidités élevées, dans une discontinuité fermée et non dilatante pour un déplacement tangentiel relativement faible (de l'ordre du diamètre de la barre - Figure 1(a)) ;
- dans les roches de résistance plus faible, ou pour une discontinuité ouverte, la rupture de la barre se produit en traction après un déplacement tangentiel plus grand (de plus de trois diamètres de la barre environ), pour lequel la barre écrase le coulis et la roche et prend une forme de manivelle avec un angle de 30° à 40° par rapport au plan de discontinuité, tout en favorisant une sollicitation en traction de la barre (Figure 1(b)).

Une analyse approchée du fonctionnement d'une barre soumise à un effort tranchant en considérant la barre comme une poutre continue sur appui élastique conforte ces observations en faisant apparaître deux types de comportement suivant la rigidité relative entre la barre en acier et son « appui » latéral. Le début de la plastification dans l'acier se produit :

- au droit du plan de cisaillement dans les milieux de rigidité élevée, pour aboutir ensuite au cisaillement localisé ;
- au droit de deux rotules plastiques situées aux points de moment fléchissant maximum de part et d'autre de la discontinuité, pour aboutir à la striction de la barre en l'une de ces rotules avec la poursuite de la déformation tangentielle, dans une roche présentant une rigidité significativement plus faible que celle de la barre.

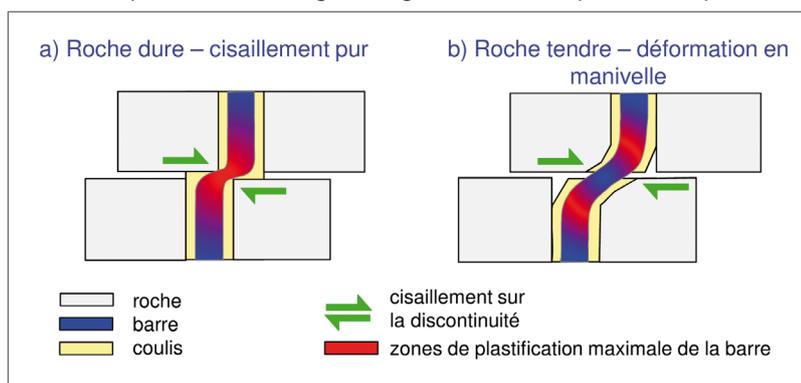


Figure 1 : Cisaillement d'un boulon au travers d'une discontinuité

2.2.3 - Essais de chargement

La pratique courante privilégie essentiellement les essais d'arrachement des boulons comme outil de contrôle sur chantier (essais préalables ou essais de contrôle). Différentes procédures sont normalisées pour des applications spécifiques. La norme NF XP P94-444, « Roches - Essai statique d'arrachement, sous un effort axial de traction, d'un ancrage scellé dans un massif rocheux - Essai par paliers » [1] s'applique aux barres scellées au coulis de ciment, objet de ce guide. Cette norme fait référence à d'autres normes sur les produits (aciers, ciments, accessoires, etc.) et leur mise en œuvre. Le chapitre 8 de l'Eurocode 7 interdit le dimensionnement à partir d'abaques, pour les ancrages. Il ne



s'applique cependant pas au scellement au rocher. L'Eurocode 7 impose des essais pour les ancrages dans les terrains. Il s'agit du chapitre VIII qui vient d'être réécrit. Il privilégie également les essais pour le dimensionnement des pieux. En accord avec la pratique européenne et française dans les sols et avant la publication de la révision de la norme EN 1997 [2020], nous recommandons également des essais pour les renforts dans les roches. Ce texte est en cours de révision, le nouveau titre devrait être « Essai statique d'arrachement, sous un effort axial de traction, d'un boulon scellé dans un massif rocheux. Essai par paliers ».

Sauf instrumentation spécifique, ces essais ne renseignent pas sur le comportement du boulon au droit d'une discontinuité. Ces aspects font l'objet de recherches : programmes expérimentaux effectués sur modèles physiques en laboratoire et / ou approches numériques.

2.3 - Comportement d'un dispositif de boulons

Il est proposé ici de voir comment le rocher intervient dans le fonctionnement des dispositifs passifs de renforcement, ainsi que pour les boulons utilisés pour les dispositifs de protection contre les chutes de blocs (boulons sollicités en tête).

2.3.1 - Renforcement des massifs

Les méthodes de renforcement par dispositifs passifs (clous, boulons) sont largement développées et s'appliquent principalement aux excavations réalisées dans des sols compacts ou indurés et les massifs rocheux : déblais, tunnels, mines, etc. Contrairement à leur comportement individuel tel qu'évoqué ci-dessus, le terrain encaissant joue un rôle important dans le comportement des clous et boulons.

Scellés dans la direction principale d'un champ « homogène » de déplacements du terrain, les renforts passifs sont sollicités axialement. Ils sont disposés, par exemple, pour lutter contre les mécanismes de déformation en paroi et au front dans les tunnels, ou contenir les déformations d'un talus de déblai. Scellés dans une direction transversale à ces mouvements, ils subissent une poussée latérale de la part du terrain. Dans les massifs rocheux fracturés superficiels, c'est à dire peu confinés, les déformations localisées le long des discontinuités prennent le pas sur les déformations « homogènes ». Dans ce cas les barres sont sollicitées localement en traction et en cisaillement.

Ainsi, les boulons sont soumis à des sollicitations superposées au sein des massifs où le comportement du rocher intervient dans le fonctionnement du système formé par la barre et son scellement :

- de par le champ des déformations imposées ;
- mais aussi par l'effet de la dilatance, diffus en milieu homogène frottant dense, ou localisé sur les discontinuités en milieu fracturé ;
- par conséquent le terrain rend possible un effet de groupe quand le renforcement est réalisé au moyen d'un ensemble de boulons.

2.3.2 - Fixation des dispositifs de protection contre les chutes de blocs

Sauf cas particulier d'un faisceau d'ancrages implanté en un point, les supports des dispositifs de protection contre les chutes de blocs fonctionnent individuellement. Essentiellement sollicités en tête, ils ne subissent pas de chargement par le terrain. Une autre particularité notable est liée à la nature hautement dynamique des sollicitations auxquelles ils sont soumis en tête du fait des impacts de blocs rocheux dans certaines structures portées. A ces sollicitations s'ajoutent la prise en compte du séisme. Il conviendra, le cas échéant, de prendre en compte les charges statiques qui peuvent être liées au manteau neigeux.



Études et conception d'un dispositif de boulonnage

3.1 - Principes généraux des études

Il faut distinguer là aussi les boulons de renforcement et les boulons servant de fixation pour les dispositifs de protection. Le comportement du rocher intervenant dans le fonctionnement des premiers, la connaissance du milieu est primordiale et appelle à des reconnaissances et des études appropriées. L'analyse porte ensuite sur les mécanismes de déformation et de rupture, étape incontournable dans la conception du dispositif de boulons. Par la suite, nous nous limiterons aux renforts passifs au rocher. Les renforts passifs dans les sols (éboulis – colluvions) pour les dispositifs de protection pour les chutes de blocs disposent de leur propre référentiel. [3]

Le rapport d'étude pourrait présenter la structure suivante :

- modèle de terrain :
 - reconnaissance de site,
 - mécanisme de rupture ;
- modèle de calcul :
 - choix de la méthode,
 - études spécifiques dans le cas des dispositifs de protection ;
- rapport de calcul.

3.1.1 - Connaissance des sites

Dans le contexte des études de stabilité et de renforcement des massifs rocheux, la conception des renforcements et les calculs n'arrivent qu'après plusieurs étapes d'observations, de collecte des données et d'analyse structurale du massif rocheux. À ce titre, les reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent être organisées au mieux, à l'échelle qui convient, en prévoyant des levés appropriés et représentatifs des affleurements, des sondages et des diagraphies (voir par exemple Durville et Héraud, 2015) [14]. Ces études fournissent les informations et les données géométriques et physiques nécessaires à la modélisation du massif, telles que les propriétés physiques et mécaniques de la roche, l'orientation des discontinuités, la densité de fracturation, la persistance et les différentes propriétés des discontinuités et de leurs épontes (rugosité, altération, remplissage, etc.), la présence de karsts, le régime hydraulique du massif, et autres. L'ensemble de ces données est regroupée dans le modèle de terrain.

Souvent, faute de disposer de toutes les données nécessaires, il est fait appel pour le dimensionnement à des méthodes prescriptives ; des classifications, qui, fondées sur l'expérience collective ou la connaissance régionale, permettent :

- de situer l'état du massif dans l'univers des possibles (nature des terrains, structure, altération, etc.) ;
- d'évaluer des propriétés mécaniques « homogénéisées » utilisables ensuite pendant la phase de conception des projets.

Une littérature abondante est disponible sur ce sujet. On citera en particulier les recommandations de l'Aftes [4].

3.1.2 - Mécanismes de rupture des massifs

L'analyse se poursuit par l'inventaire des mécanismes potentiels de rupture envisageables en tenant compte de la morphologie du site, de son échelle, de la structure du massif rocheux et de ses propriétés, de l'ouvrage à construire, des chargements (statiques, hydrauliques et sismiques) et des phasages de la construction.



Il n'existe pas de règle générale pour mener à bien cette analyse. Chaque cas est particulier. Et, même en présence d'un massif homogène et répétitif, l'analyse dépend de la direction de l'ouvrage par rapport au massif. Il suffit d'imaginer un massif stratifié dont le pendage est marqué, par exemple.

Cette analyse des mécanismes de rupture ne fournit pas le modèle de calcul de stabilité. Ce modèle n'est obtenu généralement que dans une étape ultérieure, en adoptant des hypothèses supplémentaires et les paramètres associés (dont le nombre dépend de la méthode de calcul). C'est l'objet du chapitre 4.

Dans les problèmes posés à petite échelle et en surface des massifs, l'analyse se simplifie généralement quand elle est fondée sur des reconnaissances appropriées et des affleurements accessibles. Les massifs rocheux dotés d'une structure simple peuvent être à l'origine de mécanismes intéressants des ensembles monolithiques :

- en glissement plan et éventuellement en glissement dièdre ;
- en basculement ;
- en décrochement, déversement, fauchage ;
- déconfinement, décompression ;
- et, plus rarement, en chute libre.

3.1.3 - Dispositifs de protection

La connaissance des sites intervient ici dans les études d'identification et de prévision des événements possibles de chutes de blocs. Ces analyses, les paramètres qui en découlent et les modélisations associées (calculs de propagation notamment) sont destinées à parfaire la conception des dispositifs de protection et à fournir les sollicitations qui s'exerceront en tête des ancrages supports, statiques et dynamiques.

3.2 - Éléments technologiques concernant les boulons

Ce paragraphe évoque quelques éléments technologiques relatifs aux boulons. Les spécifications précises sont à définir dans chacune de ces rubriques pour les besoins du projet et du suivi de sa réalisation. Néanmoins, ces éléments conditionnent en partie la conception du dispositif de renforcement.

3.2.1 - Longueur des boulons

La longueur totale des boulons est déterminée par l'étude de conception du dispositif de confortement envisagé. Des définitions précises des longueurs des différentes parties du boulon sont à expliciter : longueur de scellement, longueur extérieure, longueur de forage, longueur des barres, etc.

3.2.2 - Diamètre des boulons

La définition des diamètres des boulons revêt aussi une grande importance (diamètre du trou foré, diamètre de la barre, épaisseur sacrifiée à la corrosion, enrobage, etc.).

3.2.3 - Forage

Un forage est réalisé dans le terrain pour accueillir la barre et son scellement définitif (permanent). La réalisation du trou appelle la mise en œuvre de moyens appropriés et une attention particulière afin de garantir la réussite du renforcement, sa qualité et sa pérennité.

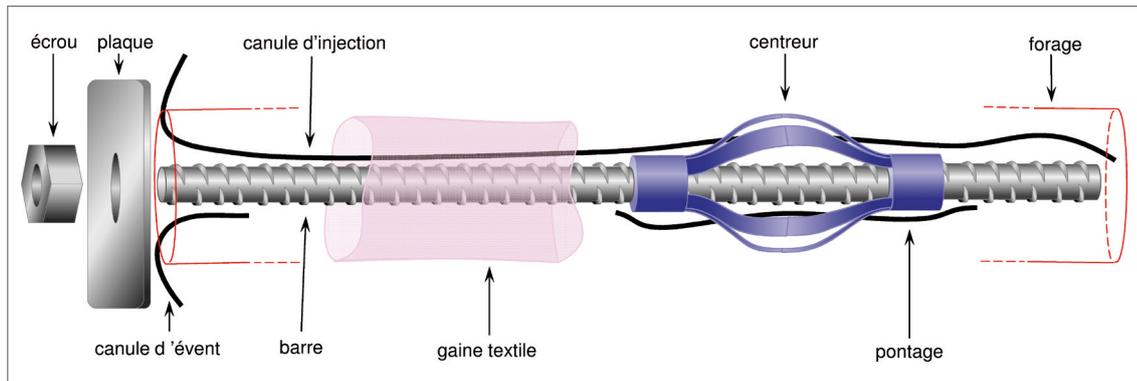
3.2.4 - Coulis de scellement

Le coulis de scellement au ciment constitue la liaison entre la barre d'acier et le terrain à conforter. La mobilisation des efforts dans les barres s'établit au travers du comportement du coulis et des deux interfaces mobilisées acier/coulis et coulis/roche. Le coulis, dans son état frais, doit posséder les caractéristiques nécessaires pour une mise en œuvre optimale et de qualité. Une fois solidifié et à long terme, ce coulis doit offrir les performances adéquates en matière de résistance, de retrait, de porosité, etc. et ce en tenant compte des conditions environnementales du site. La mise en place du coulis, ou injection, constitue, elle aussi, une phase cruciale de réalisation du confortement.



3.2.5 - Centreur

La barre doit être disposée en position centrée dans l'axe du forage afin que le coulis de scellement soit uniformément réparti dans l'espace annulaire situé entre la barre et la paroi de forage. Cette disposition constitue un gage de résistance mécanique du scellement et de protection anticorrosion de l'acier. Dans ce but, des centreurs sont placés à intervalle régulier le long de la barre. Les centreurs doivent être placés de manière à ce que la gaine textile et la canule d'injection soient insérées sous les centreurs (Figure 2).



Nota : la gaine textile ainsi que la canule d'injection sont insérées sous le centreur

Figure 2 : Vue schématique d'un boulon scellé au coulis de ciment et de ses principaux constituants et manchonnage

L'emploi de manchons de raccordement d'éléments de barre s'impose quand des barres de grande longueur doivent être mises en place dans un site contraint (implantation en élévation, manque de place, facilité de manutention, etc.).

3.2.6 - Gaine textile

Dans un terrain poreux (fracturation, cavités, sol grossier), limiter la perméabilité de la paroi du forage est rendu nécessaire pour éviter la migration incontrôlée du coulis et engendrer un défaut de scellement autour de la barre, accompagnée d'une pollution inacceptable du milieu ou d'une modification de son état (perturbation du drainage). Une technique consiste à disposer une gaine textile en forme de chaussette autour de la barre afin de contenir le coulis dans l'espace annulaire et permettre son essorage. D'autres techniques sont envisageables, telle qu'un traitement au mortier après foration, puis reforation du trou.

3.2.7 - Plaque d'appui en tête

Une plaque d'appui est mise en place au contact du terrain et en tête du boulon. Un écrou à embase hémisphérique est vissé en force sur la barre au contact de la plaque. Des dispositifs particuliers sont d'usage pour adapter l'angle formé par l'axe de la barre et la plaque en fonction de la morphologie du terrain (cales biaises, mortier). Les plaques peuvent être prévues avec une réservation hémisphérique. Cette configuration permet de gérer les angles faibles entre la normale à la plaque et l'axe de l'écrou lui-même muni d'une tête hémisphérique sans recours à des calages. Cette plaque joue un rôle mécanique local de tenue du rocher. Mais elle joue surtout un rôle de protection du boulon en tête.

3.2.8 - Mortier de calage

Un lit de mortier est interposé entre la plaque d'appui et le terrain de manière à assurer une étanchéité en tête d'ancrage et une répartition homogène des efforts. Façonné en forme de plot, le mortier sert également à gérer l'angle formé par l'axe de la barre et la plaque d'appui. Du mortier est utilisé aussi pour assurer le cachetage du trou et en obturer l'extrémité pendant l'injection du coulis dans des conditions particulières (boulons remontants, environnement protégé, etc.).



3.3 - Conception du dispositif de renforcement

En fournissant *a minima* les caractéristiques de base du dispositif de boulonnage, l'étape de conception préside à l'établissement du cahier des charges de la réalisation.

3.3.1 - Renforcement des massifs

Les problèmes de renforcement des massifs rocheux par des boulons sont traités au cas par cas. La conception découle de la reconnaissance des sites et de l'analyse des mécanismes de rupture du massif, bases du modèle de terrain, et s'appuie sur les résultats des modèles de calcul les plus appropriés. Elle doit garantir la faisabilité de la réalisation en tenant compte des aspects technologiques et pratiques de sa mise en œuvre, notamment en ce qui concerne les aspects :

- de sécurité du chantier et des avoisinants ;
- d'accès ;
- de phasage des travaux et de co-activité.

Elle doit ménager une certaine latitude d'adaptation sans perdre de vue les objectifs de tenue à long terme et de facilité de surveillance et d'entretien.

Le dimensionnement des boulons consiste alors à déterminer, pour chaque dispositif présent sur un site :

- la nature des barres et leur diamètre ;
- leur direction en azimut et plongement ;
- leur profondeur ;
- leur nombre (ou leur densité en paroi).

Ce dimensionnement est à justifier vis-à-vis des charges statiques et sismiques en tenant compte des pondérations spécifiées par les référentiels en usage. On se référera en particulier aux chapitres suivants des Eurocodes 7 et 8 :

- EN 1997-1 2.4.2 : les actions ;
- EN 1997-1 8.1.1 (3)P : le calcul ;
- EN 1998-5 3 : Les sols ;
- EN 1998-5 4 : le site ;
- EN 1998-5 7 (en particulier 7.42.) : les soutènements.

En référence aux documents du dossier (modèle de terrain, études de conception, plan de management des risques, incertitudes résiduelles, etc.), ces caractéristiques de base doivent être accompagnées d'indications, qui seront utiles lors de la mise en œuvre, concernant :

- le rocher (nature, rigidité) ;
- l'état du massif rocheux (fracturation, altération, présence de cavités, venues d'eau).

Des recommandations et des consignes de mise en œuvre sont nécessaires pour répondre à des situations spécifiques et sont présentées ci-après.

3.3.2 - Fixation des dispositifs de protection contre les chutes de blocs

Les sollicitations en tête des boulons sont déterminées par l'étude de conception du dispositif de protection contre les chutes de blocs. Des adaptations sont néanmoins nécessaires en fonction des possibilités offertes sur le site pour implanter les boulons. Une fois connues leur implantation et leurs sollicitations, le dimensionnement des boulons consiste à déterminer :

- la nature des barres et leur diamètre ;
- leur direction ;
- leur profondeur ;
- leur équipement en tête.

Il peut être intéressant d'apprécier le rôle possible des boulons en interaction avec les éléments fusibles et les amortisseurs disposés au cœur des dispositifs de protection.

Les charges statiques et dynamiques, dont le séisme, apportées en tête des boulons par les dispositifs de protection sont à prendre en compte en référence aux classes d'actions correspondantes et en tenant compte des pondérations et des combinaisons spécifiées (cf. Eurocodes 7 et 8).



3.3.3 - Variantes

L'acceptabilité des variantes en matière de conception du dispositif de renforcement et de produits relève des règles fixées dans le projet.

3.3.4 - Dispositions complémentaires

Des dispositions sont à considérer et à développer en fonction du contexte du projet :

- mise en place d'une instrumentation en vue d'une auscultation temporaire en cours de chantier (vibrations ou suivi des déformations, extensométrie) ou à long terme en cours d'exploitation du site ;
- mise en place de témoins de durabilité ;
- foration de drains et mise en place de dispositifs de collecte des eaux ;
- etc.





Chapitre 4

Calcul du dispositif de renforcement

Dans le domaine abordé ici, le dimensionnement du dispositif de renforcement ne fait pas l'objet de méthodes normalisées. Seules des méthodes partielles sont en usage. La méthode proposée dans ce guide fournit une estimation de la contribution d'une barre passive fondée sur un état-limite défini par le seuil de plasticité de la barre au droit de la discontinuité. Elle est donc bien adaptée au type de rupture de la figure 1a (c'est-à-dire sans formation d'une manivelle importante), notamment dans le cas d'une barre inclinée et/ou de discontinuité dilatante. Elle surestime ce seuil de plasticité dans le cas d'une barre perpendiculaire à la discontinuité et d'un rocher peu résistant (déformation en manivelle : Figure 1b).

Dans le dimensionnement du renforcement du massif rocheux, on peut admettre un début de plasticité des barres mais une déformation importante entraînerait un laminage du coulis et une moindre protection de l'acier vis-à-vis de circulations d'eau dans la discontinuité. Si l'on prend en compte la courbe effort/déformation d'une discontinuité armée, on constate que la réserve disponible entre le seuil de plasticité et la rupture est faible dans le cas de la Figure 1a et plus importante dans le cas 1b. Dans ces conditions, il n'est pas proposé, en première approximation, de moduler le coefficient de sécurité en fonction des conditions d'utilisation (inclinaison de la barre, type de rocher, etc.). L'expérience acquise ces dernières années n'a pas révélé de faille significative dans cette approche.

Des méthodes de calcul en déformation sont également en cours de développement, mais n'ont pas été jugées suffisamment validées sur le terrain pour être présentées ici. Les travaux sur ce sujet seront probablement présentés dans une prochaine édition de ce guide. Avec l'expérience, elles pourraient permettre un dimensionnement plus précis des dispositifs de renforcement.

4.1 - Renforcement d'un bloc isolé en glissement plan

Ce paragraphe décrit les principes du calcul de l'équilibre d'un bloc rocheux puis de son renforcement par des boulons et dresse l'inventaire des données dont il faut disposer pour mener à bien les calculs dans le cadre des hypothèses adoptées.

4.1.1 - Cas traité

La méthode de calcul proposée s'applique au renforcement d'un bloc rocheux isolé susceptible de glisser sur un plan de discontinuité. Pour effectuer correctement l'analyse de la stabilité, puis l'analyse du renforcement du bloc rocheux, il est nécessaire de suivre les différentes étapes suivantes, et de caractériser :

- le modèle de terrain (reconnaissance et qualification du massif ainsi que définition du mécanisme de rupture) ;
- les efforts internes et externes (statiques, hydrauliques et sismiques) ;
- l'analyse cinématique du bloc sous l'effet des efforts inventoriés ;
- le calcul de la stabilité du bloc dans son état naturel ;
- le calcul du renforcement à l'équilibre limite puis dans un équilibre surabondant pour assurer un niveau de sécurité donné.

4.1.2 - Principes du calcul

Le bloc monolithique identifié instable est situé à la frontière d'un massif rocheux et il est lié à celui-ci par une discontinuité plane. L'équilibre du bloc est à envisager tout d'abord dans son état naturel où une cinématique de rupture est possible dans un mécanisme de glissement plan sur la discontinuité.



L'équilibre limite du bloc rocheux, naturel ou prévisionnel, est évalué alors en dressant un bilan d'équilibre ou au moyen d'un coefficient de sécurité. Dans la cinématique de glissement, le calcul s'effectue en résolvant un système d'équations qui gouvernent l'équilibre du bloc et le comportement de la discontinuité. La loi de Coulomb est adoptée pour définir la résistance de la discontinuité. L'équilibre au glissement sur la discontinuité met en jeu quatre inconnues (les deux composantes de la réaction de la discontinuité sur le bloc, une longueur fixant la position de cette réaction, le coefficient de sécurité) et quatre équations (deux équations d'équilibre des forces, une équation d'équilibre des moments, la loi de Coulomb). Si l'équilibre des moments est ignoré, en supposant que la cinématique du bloc est restreinte à une translation, le problème se ramène à trois inconnues (les deux composantes de la réaction de la discontinuité, le coefficient de sécurité) et trois équations (deux équations d'équilibre des forces, la loi de Coulomb).

Dans le domaine connexe du renforcement des sols, où les éléments de renforcement sont dénommés inclusions pour couvrir une large variété de technologies (clous, lanières, grilles, nappes, etc.), l'analyse élastoplastique de l'interaction sol-inclusion a conduit à définir un multicritère qui constitue l'enveloppe des différents modes de rupture au voisinage de la discontinuité : par arrachement, par poinçonnement latéral du sol, par traction-cisaillement ou par flexion composée, dont l'expression locale dépend des rigidités relatives en jeu.

La méthode employée ici est donc basée sur la réduction de l'équilibre des forces le long de la discontinuité qui lie le bloc au massif rocheux, dans un mécanisme de glissement plan. Ainsi la modélisation des mécanismes d'interaction bloc/massif/renforcement est ramenée à sa plus simple expression, en impliquant un nombre limité de données géométriques et mécaniques. Des marges de sécurité sont introduites dans les calculs à l'aide de coefficients de pondération partiels qui s'appliquent aux caractéristiques mécaniques de la discontinuité, du scellement et de l'armature. Les calculs de stabilité sont effectués en mode statique sous les charges permanentes ou en mode pseudo-statique sous des sollicitations sismiques.

Comme vu précédemment, nous suggérons que la résistance des interfaces barre-coulis et coulis-massif rocheux soit testée.

Sauf cas exceptionnel lié à la géométrie du massif (Catégorie géotechnique 3), les calculs de chaque dispositif de renforcement par boulonnage sont classés en catégorie géotechnique 2. La classe de conséquence est déterminée pour chaque projet.

4.1.3 - Analyse de la stabilité

Le déroulement de l'analyse de stabilité s'effectue en plusieurs étapes après la collecte des données.

Nota : dans la suite les efforts sont indiqués par des majuscules en gras, les vecteurs unitaires des minuscules en gras.

La première étape consiste à recenser les efforts extérieurs qui s'appliquent au bloc (son poids, en particulier, des forces extérieures, des pressions d'eau dans les discontinuités, des forces d'écoulement, des forces d'inertie ou autres). La résultante F de ces efforts détermine la cinématique de rupture, ici un glissement plan. En toute rigueur, l'analyse de la stabilité s'effectue à trois dimensions. Pour simplifier, il est supposé que la résultante F appartient au plan vertical de plus grande pente du plan de discontinuité.

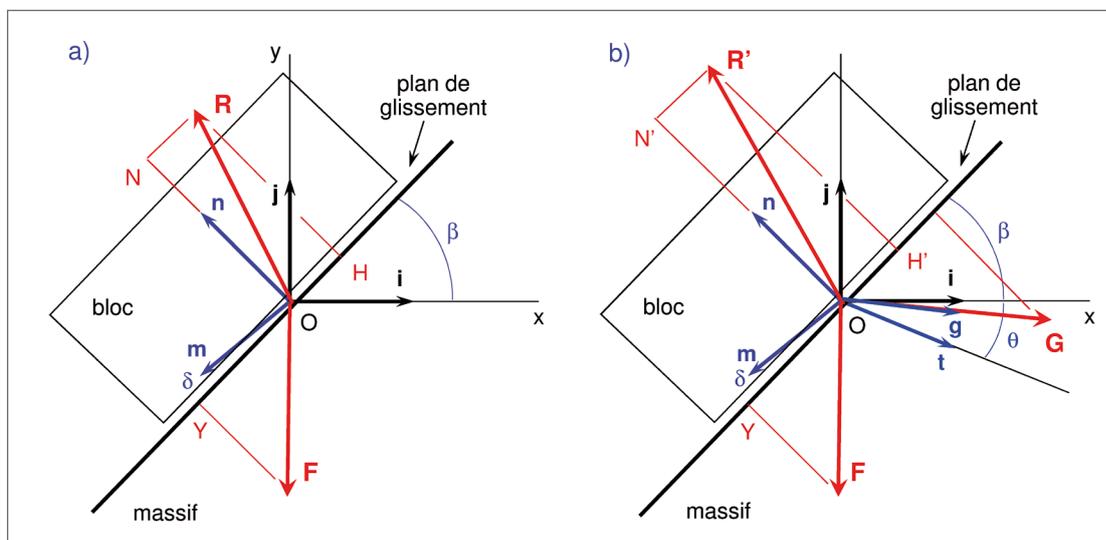


Figure 3 : Cinématique de glissement plan d'un bloc et renforcement par boulon. Les angles représentés sont définis positifs



- a) A l'état naturel, le bloc glisse sur la discontinuité plane de pendage β suivant le vecteur mouvement m dévié de la discontinuité de l'angle de dilatance δ , sous l'action de la résultante F des efforts extérieurs. R est la réaction du massif.
- b) Après renforcement par des boulons de direction t , un effort G est apporté dans le nouvel équilibre de direction g différente de t . R' est la nouvelle réaction du massif.

Les angles représentés sur la Figure 3 sont définis positifs.

La seconde étape consiste à utiliser la loi de Coulomb pour décrire le comportement de la discontinuité plane avec les paramètres mécaniques qui la caractérisent (cohésion, angle de frottement, dilatance), en tenant compte de la direction du mouvement m . Ceux-ci peuvent être obtenus par des essais de cisaillement direct effectués sur des discontinuités prélevées sur le site. Ces caractéristiques mécaniques sont pondérées par des coefficients partiels appropriés. La valeur caractéristique du triplet (χ, φ, δ) sera une estimation prudente de la valeur contrôlant l'occurrence de l'état limite. En particulier, il sera tenu compte du facteur d'échelle entre le laboratoire et le terrain. Cette étape permet d'effectuer un bilan d'équilibre des forces en présence et calculer la réaction R du massif vers le bloc. À ce stade, l'équilibre du bloc est caractérisé par un coefficient de sécurité au glissement, dit coefficient de sécurité naturel F_{nat} qui exprime le rapport de la composante des forces résistantes à la composante H des forces résistantes à la composante Y des forces motrices dans la direction du glissement (voir le tableau 3).

Le Tableau 2 rassemble les paramètres liés au bloc rocheux, la discontinuité, les efforts et les boulons. Dans ce tableau, le coefficient λ est tel que $\lambda^2 = 4$ pour le critère de Tresca et $\lambda^2 = 3$ pour le critère de Von Mises. Par ailleurs, pour le calcul du diamètre dédié à la corrosion, une méthode est proposée dans le chapitre 5.4 - Anticorrosion des aciers.

notation	Paramètre	unité
Géométrie du bloc		
β	pendage du plan de glissement	(°)
V	volume du bloc	(m ³)
S	aire de la surface basale du bloc sur le plan de glissement	(m ²)
Massif rocheux		
γ	poids volumique de la roche constitutive du bloc	(kN/m ³)
Discontinuité (plan de glissement)		
φ	angle de frottement	(°)
c	Cohésion	(kPa)
δ	Dilatance	(°)
Efforts extérieurs		
F	résultante des efforts extérieurs $F = W + U + I + E + A$	(kN)
(α)	W poids du bloc ($W = \gamma V$)	(kN)
	U forces de pressions d'eau dans le plan de glissement ou ailleurs	(kN)
	I forces d'écoulement de l'eau	(kN)
	E résultante des surcharges extérieures appliquées au bloc	(kN)
	A forces d'inertie sismique	(kN)
Boulons (barres pleines en acier)		
$\theta\omega$	direction des ancrages	(°)
d	diamètre des barres cylindriques pleines	(m)
Δd	réduction du diamètre par la corrosion	(m)
σ_e	limite élastique en traction de l'acier	(kPa)
λ	rapport de cisaillement $\lambda = \sigma_e / \tau_e$ (τ_e limite élastique en cisaillement)	()
ϕ	diamètre du forage	(m)
l_{sc}	longueur du scellement	(m)
q_s	résistance à l'arrachement du scellement (frottement latéral unitaire)	(kPa)

Tableau 2 : Inventaire des paramètres nécessaires au calcul de stabilité



4.1.4 - Sollicitations sismiques

Les paramètres sismiques à mettre en œuvre dans les calculs de stabilité sont déduits du zonage sismique de la France. L'accélération au rocher a_{gr} dépend de la zone de sismicité et de la classe de sol. Cette accélération est pondérée par le coefficient d'importance γ_r , qui dépend de la classe de l'ouvrage, pour obtenir l'accélération horizontale de calcul au niveau du sol a_g :

$$a_g = \gamma a_{gr}$$

Les coefficients d'effet de site et d'effet topographique entrent en jeu ensuite. Les calculs de stabilité et de renforcement sont effectués par une approche pseudo-statique qui prend en compte les forces d'inertie. Celles-ci sont déduites des masses en présence, ici celle du bloc rocheux, en distinguant une composante horizontale définie par le coefficient $k_h = a_g / g$ ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$, accélération de la pesanteur) et une composante verticale définie par le coefficient $k_v = 0,5$ $k_h = 0,5 a_g / g$.

Les calculs montrent généralement que la composante verticale pseudo-statique associée à $+k_v$ s'ajoute au poids du bloc dans le cas des glissements sur des discontinuités très inclinées. Les composantes pseudo-statiques horizontales sont alors dirigées à l'opposé du plan de glissement et tendent à pousser le bloc vers le vide. On ne négligera pas le cas avec allègement ($-k_v$).

4.1.5 - Analyse du renforcement

Si le niveau de stabilité du bloc est jugé insuffisant dans son état naturel, le renforcement du bloc est effectué dans une troisième étape à l'aide de boulons parallèles travaillant en traction et en cisaillement. En plus d'un apport direct par sa composante résistante et d'un apport indirect par la mobilisation d'un effort de frottement supplémentaire, ce renforcement a pour effet de plaquer le bloc contre le massif via le plan de discontinuité qui le porte. L'effort apporté par le boulon est considéré comme un effort interne. La direction t des boulons est donnée. Il existe une direction optimale des renforts passifs. Pour des raisons pratiques ou des dispositions constructives, cette direction ne peut pas toujours être adoptée dans le projet. La quantité de boulons nécessaires s'en trouvera dès lors un peu augmentée.

Le calcul consiste à déterminer l'effort de boulonnage G à mettre en place pour assurer l'équilibre limite strict du bloc et obtenir ainsi un coefficient de sécurité du bloc renforcé égal à l'unité, $F_{uni} = 1$. Les caractéristiques mécaniques en jeu ont été pondérées au préalable par des coefficients partiels. Il y a concomitance entre l'état limite sur la discontinuité et l'état limite dans les boulons. Localement, le calcul se fonde sur l'équilibre limite d'un boulon transposé en termes de torseur limite dans la section plastifiée des barres [12] [27]. Par la suite, l'effort apporté par le renforcement est calculé en prenant en compte l'apport de chaque renfort et le coefficient de sécurité obtenu alors est supérieur à 1.

Cette troisième étape se termine avec le choix des caractéristiques mécaniques des boulons (diamètre et caractéristiques mécaniques de l'acier), puis le choix des caractéristiques du scellement à mettre en œuvre (diamètre du trou de foration, longueur de scellement et résistance à l'arrachement). Ces caractéristiques sont pondérées aussi par des coefficients partiels. Connaissant les propriétés individuelles de résistance des boulons, leur nombre à mettre en œuvre pour obtenir le niveau de sécurité désiré se déduit de l'effort global calculé précédemment. Ces boulons parallèles sont répartis sur les faces accessibles du bloc et sur une longueur suffisante pour s'ancrer dans une région stable du massif rocheux. Cette région a été définie au préalable par l'analyse structurale. La densité de boulonnage et la répartition des boulons dépendent de l'aire du parement rocheux où sont implantées les têtes des boulons et des conditions pratiques de mise en œuvre. Il est également tenu compte de l'état de la matrice rocheuse. Le réseau d'ancrage ne doit pas conduire à un affaiblissement du bloc à conforter.



4.1.6 - Calcul du renforcement

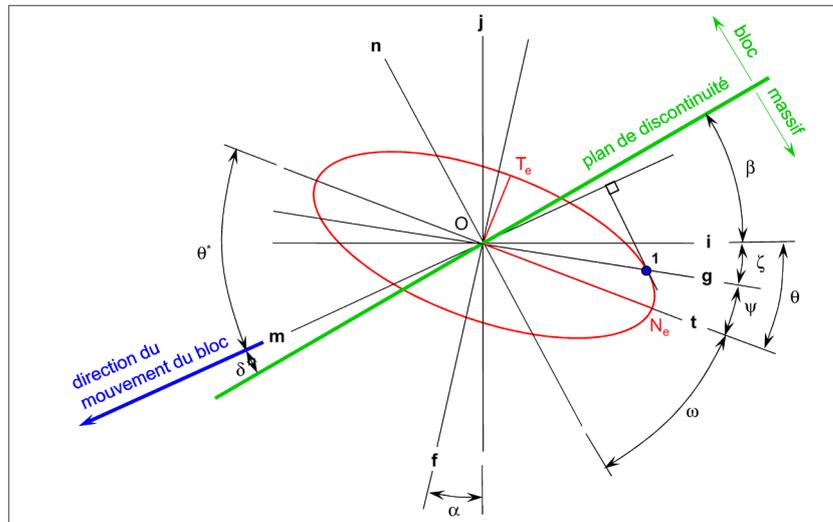


Figure 4 : Principe du calcul du renforcement par boulons dans les roches dures. Les angles représentés sont définis positifs

Principe du calcul du renforcement par ancrages passifs dans les roches dures

La discontinuité plane de pendage β est représentée en vert. Le calcul est effectué à deux dimensions dans la direction de la plus grande pente du plan. La normale au plan est n . Le vecteur mouvement m est représenté en bleu. Il est séparé du plan de discontinuité par l'angle de dilataance δ . La résultante F des efforts extérieurs a pour direction f (angle α par rapport à la verticale). Des ancrages parallèles sont disposés dans la direction t qui porte l'ellipse décrivant le critère de résistance des barres dont les axes sont N_e et T_e ($N_e = \lambda T_e$), en rouge. La direction t est définie par les angles θ ou θ^* ou ω . Le calcul du renforcement consiste à rechercher le point 1 sur l'ellipse pour obtenir la direction g de l'effort d'ancrage. Dans cette position, le travail de l'effort G par rapport au vecteur mouvement m est maximal, ce que reproduit la construction géométrique indiquée sur la figure 4 pour obtenir le point 1. D'où les angles ψ et ζ . Le module G de l'effort d'ancrage G se calcule en recherchant le nouvel équilibre des efforts. Les angles représentés sur le graphiques sont définis positifs ici.

Le calcul est effectué à deux dimensions dans le plan vertical (i, j) de la plus grande pente à la discontinuité de pendage β et de normale n , comme indiqué sur la Figure 4. Les grandeurs caractéristiques sont définies dans le Tableau 2 (voir aussi la Figure 3). Le vecteur m représente la direction du mouvement du bloc en tenant compte de l'effet de la dilataance δ . La résultante des efforts extérieurs F et dirigée dans la direction f d'angle α avec la verticale.

Des boulons parallèles sont disposés dans la direction t , définie par les angles θ , θ^* ou ω . Le vecteur t porte l'ellipse d'axes N_e et T_e ($N_e = \lambda T_e$) décrivant la résistance des barres.

Le calcul du renforcement consiste à rechercher le point 1 sur l'ellipse pour obtenir la direction g de l'effort de boulonnage en appliquant la règle du travail maximal (Figure 4). On en déduit les angles ψ et ζ .

Le module G de l'effort dans une barre se calcule en recherchant le nouvel équilibre des efforts.

Le déroulement des calculs est indiqué dans le Tableau 3 en trois étapes :

- calcul du coefficient de sécurité naturel F_{nat} ;
- calcul de l'effort dans une barre ;
- calcul du nombre de barres d'ancrages.

Les grandeurs qui interviennent ci-après sont pondérées au préalable, mais les coefficients de pondération ne sont pas introduits ici par soucis de concision. La résultante F rassemble tous les efforts extérieurs statiques et dynamiques (voir le tableau 2).

La présence de l'effort d'ancrage G aboutit au nouvel équilibre $Y = H$ des efforts de cisaillement le long du plan de discontinuité. Cet équilibre peut être « augmenté » en introduisant le coefficient de sécurité F_{des} tel que $F_{des} Y - H > 0$.



La contribution minimale nécessaire du renforcement $F_{des} Y - H$ rapportée à la contribution unitaire d'un boulon C_b détermine le nombre de boulons arrondi à l'entier supérieur (notation $\Lambda^{sup}[-]$). Cette contribution C_b représente l'apport direct de la barre en tant qu'effort de traction et de cisaillement dans l'équilibre passif du bloc, auquel s'adjoint un effet supplémentaire dû au frottement et à la dilatance.

La dernière étape du calcul est consacrée à la vérification de la résistance à l'arrachement de la barre, de part et d'autre de la discontinuité. L'effort de traction qui règne dans la barre est $G \cos \Psi$ à laquelle s'oppose la résistance pondérée offerte par le scellement : $R_{t,k} = A \times q_s$.

grandeur	unité	expression
Calcul du coefficient de sécurité naturel		
composante N normale à la direction du mouvement	(kN)	$N = F \cos(\alpha + \beta - \delta)$
composante Y des efforts moteurs	(kN)	$Y = F \sin(\alpha + \beta - \delta)$
composante H des efforts résistants	(kN)	$H = c S + N \operatorname{tg} \phi$
coefficient de sécurité naturel F_{nat}	()	$F_{nat} = \frac{H}{Y}$
Calcul de la contribution du boulon dans la direction du mouvement		
Terme ^(a) m	()	$m = \cot g(\omega + \delta)$
angles ω et ψ	(°)	$\omega = \frac{\pi}{2} - \beta - \theta$ et $\tan \psi = \frac{m}{\lambda^2}$
module de l'effort dans une barre G	(kN)	$G = N_e \sqrt{1 + \frac{m^2}{\lambda^4}}$ $\sqrt{1 + \frac{m^2}{\lambda^2}}$
contribution d'une barre C_b	(kN)	$C_b = G [\cos(\omega + \psi + \delta) \operatorname{tg} \phi + \sin(\omega + \psi + \delta)]$
Calcul du nombre de barres		
n nombre de boulons	-	$n = \Lambda^{sup} \left[\frac{F_{des} Y - H}{C_b} \right]$
(a) : à ne pas confondre avec le vecteur mouvement m		

Tableau 3 : Méthode de calcul du renforcement

4.2 - Boulon sollicité en tête

Le calcul de la partie de barre nommée longueur extérieure est effectué par application de l'Eurocode 3 - Calcul des structures en acier (NF EN 1993). La barre est considérée comme encastrée dans la partie rocheuse saine et donc libre pour la longueur extérieure.

4.2.1 - Cas traité

On s'intéresse à une barre scellée au coulis de ciment dans un substratum rocheux. La barre possède une longueur extérieure au rocher et des efforts (forces et moments) sont appliqués en tête. Le but du calcul est de vérifier la résistance d'une barre sollicitée en traction-cisaillement et en flexion.

4.2.2 - Principes du calcul

La barre est scellée au coulis de ciment dans le substratum rocheux sur la longueur l_{sc} (voir la Figure 5). La longueur extérieure (longueur entre le scellement dans le rocher et le point d'application de l'effort) en tête est l_{ex} . Un effort F est appliqué en tête (extrémité E) et éventuellement un moment M . La longueur libre travaille en console et le critère de limite élastique est calculé au point O de l'encastrement. Tous les paramètres nécessaires au calcul sont connus (Tableau 4), y-compris les coefficients de pondération. Les sollicitations statiques et dynamiques sont intégrées dans l'effort extérieur F .



notation	paramètre	unité
Effort extérieur		
$F(\alpha)$	résultante des efforts extérieurs F	(kN)
Boulons (barres pleines en acier)		
θ	direction des boulons	(°)
d	diamètre nominal des barres cylindriques pleines	(m)
Δd	réduction du diamètre par la corrosion	(m)
σ_e	limite élastique en traction de l'acier	(kPa)
A	section d'une barre	(m ²)
λ	rapport de cisaillement $\lambda = \sigma_e / \tau_e$ (τ_e limite élastique en cisaillement)	()
\varnothing	diamètre du forage	(m)
l_{sc}	longueur du scellement	(m)
q_s	résistance à l'arrachement du scellement	(kPa)

Tableau 4 : Inventaire des paramètres nécessaire au calcul de stabilité

Le Tableau 5 décrit les calculs et la Figure 5 présente le principe du calcul.

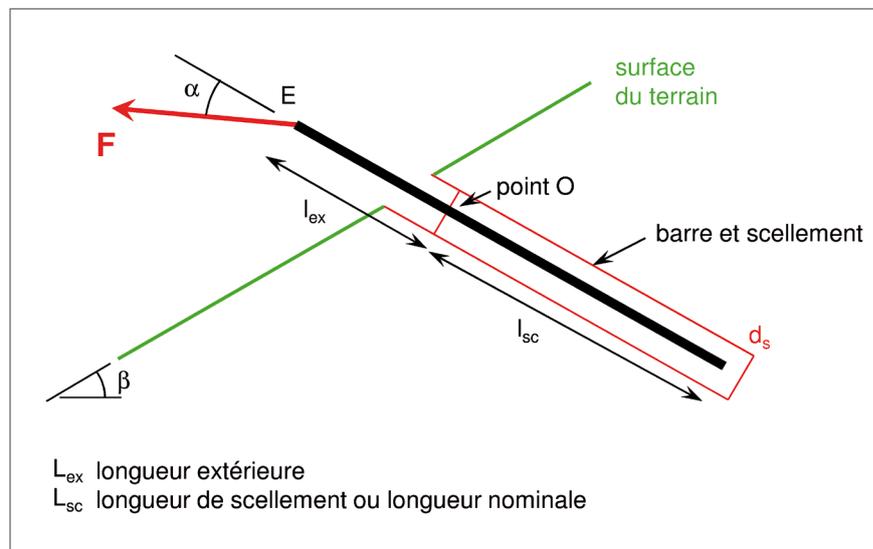


Figure 5 : Principe du calcul d'un boulon scellé dans une roche dure et sollicité en tête.

Avec :

F effort extérieur en E (angle α par rapport à l'axe). On s'efforcera d'avoir E le plus près possible de O. La longueur extérieure de la barre est L_{ex} .

Le calcul est effectué au point O.



grandeur	unité	expression
Efforts au point 0		
effort normal	(kN)	$N_0 = F \cdot \cos \alpha$
effort tranchant	(kN)	$T_0 = F \cdot \sin \alpha$
moment	(kN.m)	$M_0 = M + T_0 \cdot l_{ex}$
Critère		
limite élastique en traction de la barre d'acier	(kN)	$N_e = A \cdot \sigma_e$
limite élastique en effort tranchant de la barre d'acier	(kN)	$T_e = \frac{A \cdot \sigma_e}{\lambda}$
limite élastique en flexion	(kNm)	$M_e = \frac{2I}{d} \sigma_e$
critère	()	$\left(\frac{N_0}{N_e}\right)^2 + \left(\frac{T_0}{T_e}\right)^2 + \frac{M_0}{M_e} \geq 1$

Tableau 5 : Calculs des efforts au point 0, point d'encastrement de la partie libre en console

La suite du calcul est consacrée à la vérification de la résistance à l'arrachement de la barre le long de son scellement. L'effort de traction N_0 en tête est à reprendre par le scellement dont la résistance pondérée $R_{t,k} = A \times q_s$.

4.3 - Application des Eurocodes au calcul des boulons

4.3.1 - Contexte

Normes et textes en vigueur

Le Tableau 6 présente les normes et textes actuellement en vigueur dans le domaine géotechnique.

On notera que les normes européennes et en particulier l'Eurocode 7 pour ses parties 1 et 2 s'appliquent tant aux sols qu'aux roches et aux sols indurés – roches tendres (SIRT) intermédiaires. Le chapitre 8 de l'Eurocode 7 a été publié en 2014 sous la forme d'amendement et n'est pas aujourd'hui intégré physiquement dans la version de l'Eurocode 7 qui est distribuée par l'AFNOR. Le terme ancrage définit ce qui est couramment dénommé un tirant avec nécessairement une partie libre, une partie scellée dans le sol, le rocher ou un terrain d'origine anthropique et précontraint ou non.

La série des Eurocodes est en cours de réécriture, la nouvelle génération de l'Eurocode 7 devrait être disponible en 2022. Cette nouvelle version intégrera pleinement l'ingénierie des roches. C'est l'un des objectifs de la révision.



Texte ou recommandation CEN	Texte ou recommandation française
EN 1990 (2003-03-01) Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures	
EN 1997 - 1 : 2004 (2005-06-01) Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie I : Règles générales EN 1997 -1 A1 (2014-04-05) Amendement portant révision du chapitre 8 : Ancrages	EN 1997-1/NA (2006-09-01) : Eurocode 7 - Calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales - Annexe Nationale à la NF EN 1997-1:2005
EN 1997-2 (2007-09-01) : Eurocode 7 : calcul géotechnique - Partie 2 : reconnaissance des terrains et essais	
	NF P94-500 (2013-11-30) Missions d'ingénierie géotechnique - Classification et spécifications ⁽¹⁾
EN 1537 (2013-09-07) : Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Tirants d'ancrage	
	NF P94-262 Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes (tirage 2 du 01-2013)
EN 1536 + A1 (2014-08-02) : Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Pieux forés	
Pr EN ISO 22477-5 : Geotechnical investigation and testing –Testing of geotechnical structures – Part 5 : Testing of pre-stressed ground anchors ⁽²⁾	
Pr EN ISO 22477-6 : Geotechnical investigation and testing –Testing of geotechnical structures – Part 5 : Testing of soil nails ⁽³⁾	XP P94-444 (décembre 2002) essai statique d'arrachement sous un effort axial de traction, d'un ancrage scellé dans un massif rocheux – Essai par paliers
	TA95 : Tirants d'ancrage – Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle ⁽⁴⁾
En rosé des textes sans portée normative.	

Tableau 6 : Référentiel CEN et national

L'articulation entre les différents textes

Les Eurocodes sont issus de la Directive 89/106/EEC dite Directives des produits de la construction. Les produits utilisés en génie civil doivent répondre aux critères suivants tout en restant économiques pour la durée de vie de l'ouvrage construit :

- résistance mécanique et stabilité ;
- résistance au feu ;
- hygiène, santé et environnement ;
- sécurité à l'usage.

L'Eurocode 7 : *calcul géotechnique* présente une certaine spécificité par rapport aux autres Eurocodes qui traitent de matériaux industriels ou semi industriels comme l'acier ou le béton. Cet Eurocode gère l'interaction entre le milieu naturel, terrain, eau et les structures qui sont construites. L'Eurocode 8 traite en complément la prise en compte du séisme.

Les organismes responsables de la normalisation dans les états membres (AFNOR en France) ont le devoir de traduire et appliquer les normes émises par l'organe gérant la normalisation pour l'Union européenne (CEN). Les normes nationales dérivées doivent pleinement respecter les exigences des Eurocodes.

(1) Contrairement aux autres documents cités cette norme n'est pas technique. Elle décrit d'un point de vue contractuel les différentes étapes que peut comporter une étude géotechnique.

(2) Document CEN/TC 341 N 662 revised February 2014.

(3) Draft decision CEN/TC 341 183/2013 to be taken on 2013-08-30 by correspondence. Subject : CEN\TC 341 – Adoption of a New work Item concerning pr EN ISO 22477-6

(4) Document en cours de refonte pour tenir compte de la réglementation européenne.



Dans le domaine de la géotechnique, les normes européennes sont de trois types présentés dans le Tableau 7.

Nature du texte	CEN	AFNOR : application	Comité technique(CEN)
1- Règles de calcul	Eurocode 7-1 : Calcul géotechnique	NF P94-262 : Fondations profondes	TC 250
2- Normes d'essais	Roches : Résistance à la compression uniaxiale et déformabilité ISRM ou ASTM	NF P94-420 (septembre 2000) Roches – Détermination de la résistance à la compression uniaxiale	TC 341
3- Normes d'exécution des travaux géotechniques spéciaux	EN 1537 : Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Tirant d'ancrage		TC 288

Tableau 7 : Corpus européen et national : déclinaison

Les dimensionnements aux états limites de service et ultime établis selon les Eurocodes nécessitent que soient définies :

- les combinaisons des actions et leur effet sur la structure étudiée : poids propres, impact d'un bloc rocheux, charge de neige, déformations imposées, etc. ;
- les propriétés des matériaux (*i.e.* Les paramètres du terrain et des matériaux constitutifs de l'ouvrage) ;
- les résistances qui définissent la capacité d'un élément de structure/terrain à résister à des combinaisons d'actions.

Ces éléments sont pondérés par des coefficients de sécurité partiels, *i.e.* définis pour chaque terme (action, propriétés des matériaux, résistance), selon l'approche de calcul choisie présentée dans l'Eurocode 7.

Par ailleurs, l'Eurocode 7 introduit explicitement :

- la notion de catégorie géotechnique. Il s'agit de classer les différents projets en fonction de leur complexité respective au regard des risques qui peuvent être associés pour les usagers de la structure.
 - Catégorie géotechnique 1 : Elle devrait seulement comprendre les ouvrages petits et relativement simples pour lesquels il est possible d'admettre que les exigences fondamentales seront satisfaites en utilisant l'expérience et des reconnaissances géotechniques qualitatives, et ce, avec un risque négligeable. (2.1 (14) NF EN 1997-1)
 - Catégorie géotechnique 2 : Elle devrait comprendre les types classiques d'ouvrages et de fondations qui ne présentent pas de risque exceptionnel ou des conditions de terrain ou de chargement difficiles. (2.1 (17) NF EN 1997-1)
 - Catégorie géotechnique 3 : Structures ou parties de structures qui sortent de la catégorie 1 et 2. La catégorie géotechnique 3 devrait normalement faire appel à des dispositions ou règles alternatives à celles de l'Eurocode 7. (2.1 (20) NF EN 1997-1)
- la notion de durée de vie de l'ouvrage : le maître d'ouvrage doit déterminer la durée de vie de l'ouvrage comme défini dans l'Annexe nationale d'application de l'Eurocode 7. En l'absence de choix énoncé par le maître d'ouvrage, dans le cas des dispositifs de types clous, deux options sont offertes :
 - Catégorie de durée d'utilisation de projet 1 – Durée indicative d'utilisation de projet 10 ans – Structures provisoires,
 - Catégorie d'utilisation de projet 5 – Durées indicative d'utilisation de projet 100 ans – Structures de génie civil hors bâtiments. (NF EN 1997-1/NA)
- la notion de classes de conséquences : il convient de considérer les conséquences de la ruine de l'ouvrage ou de l'endommagement de l'ouvrage à construire, vis à vis des personnes, des ouvrages et des constructions avoisinantes et vis à vis de la protection de l'environnement. On distingue alors :
 - Conséquences faibles (CC1),
 - Conséquences moyennes (CC2),
 - Conséquences élevées (CC3).

Le maître d'ouvrage doit définir pour chaque ouvrage, la classe de conséquence afférente. En cas de ruine, un ouvrage requérant la mise en place de boulons présente le plus souvent « des conséquences élevées CC3, ayant des effets importants sur les vies humaines et/ou des conséquences très importantes sur l'ouvrage à construire ou les constructions avoisinantes, en termes sociaux, économiques ou d'environnement ». Dans des cas ne mettant pas directement en jeu la sécurité de personnes ou de biens, la classe de conséquence retenue peut être CC2.



Approche de calcul

Il a été indiqué que les Eurocodes structuraux reposaient sur l'application conjuguée de la méthode des états limites et de coefficients de sécurité partiels pour pondérer les actions ou les effets des actions, les paramètres du sol et les résistances. Le choix de l'approche de pondération est défini nationalement parmi les trois approches proposées (NDP : Paramètres Déterminés Nationalement).

La France recommande d'appliquer l'approche 2 ou 3.

Approche 2

- elle est constituée de la combinaison A1 « + » M1 « + » R2⁽⁵⁾
 - Les actions ou l'effet des actions sont pondérés, A1,
 - Les paramètres du terrain ne sont pas pondérés (coefficients de pondération de 1,0), M1,
 - Les résistances sont pondérées, R2.

Approche 3

De façon alternative et pour la stabilité générale d'un site, la combinaison suivante peut être appliquée :

- elle est constituée de la combinaison A1 ou A2 « + » M2 « + » R3
 - A1 pour les actions des structures,
 - A2 pour les actions géotechniques,
 - M2 pour les paramètres du terrain,
 - R3 pour les résistances.

4.3.2 - Spécificité des boulons

Comme rappelé dans l'avant-propos, les ouvrages au rocher sont réputés traités par l'Eurocode 7. Les spécificités propres à un massif rocheux y sont cependant à peine évoquées et différents aspects peuvent être gérés de façon contradictoire.

Le chapitre sur les ancrages (Eurocode 7 – chapitre 8), ne traite que des dispositifs comportant une partie libre, une partie scellée et pré-tendue. Dans ce chapitre, il est indiqué :

« 8.1.1 (3) *P* les éléments de mise en tension sans longueur libre (comme les pieux en traction) doivent être justifiés selon les principes indiqués dans la section 7 « Fondations sur pieux. »

Si cette section 8 - ancrages- ne porte pas sur les clous ou les boulons étudiés dans le présent guide, il ne semble pas inutile de s'intéresser aux règles énoncées dans cette section compte tenu des similarités entre les ouvrages ancrés (dispositif actif) et les ouvrages boulonnés (dispositif passif).

Le principe suivant édicté pour les ouvrages ancrés pourrait s'appliquer aux ouvrages renforcés au rocher :
« 8.4. (1) *P* les ancrages ne doivent pas être utilisés à moins que leur justification et leur exécution aient été vérifiées par des essais préalables ou de contrôle conformément à l'EN ISO 22477-5 ou par une expérience comparable documentée et présentent les performances et la durabilité requises qui ont été documentées ».

Trois types d'essais sont alors définis pour l'application du principe qui vient d'être énoncé :

- **essai préalable** : Essai de chargement effectué pour établir la résistance ultime géotechnique d'un ancrage et pour déterminer ses caractéristiques à la traction de service ;
- **essai de contrôle** : Essai de chargement effectué pour vérifier que la conception spécifique d'un ancrage est adaptée aux conditions particulières du terrain ;
- **essai de réception** : Essai de chargement effectué pour vérifier qu'un ancrage individuel est conforme aux critères de réception.

L'essai de réception n'a pas de sens pour un boulon définitif scellé sur toute sa longueur dans la mesure où la mise en traction conduit à la création d'une longueur libre en tête du boulon de par la microfissuration du coulis de gaine. Les essais préalables et de contrôle sont ceux réalisés dans la pratique courante des ouvrages au rocher.

La section 7 relative aux pieux ne prescrit pas impérativement la réalisation d'essais d'arrachement pour les dispositifs sollicités en traction. La réalisation d'essais de chargement statique des pieux en vue du dimensionnement est l'une des approches 7.4.1 (1)*P* permettant de justifier un dimensionnement. Le présent guide prend une position différente en accord avec le chapitre 8 « ancrage » de l'Eurocode 7 et la bonne pratique.

(5) *A* représente les actions ou leurs effets, *M* les paramètres de terrain et *R* les résistances. Les chiffres suivants *A*, *M* et *R* indiquent les pondérations choisies. « + » signifie : « à combiner avec » (2.4.7.3.4.3 NF EN 1997-1). Les tableaux présentant ces différents jeux de coefficients se trouvent dans l'annexe A de l'Eurocode 7.



4.3.3 - Approches de calcul et coefficient partiels

La réglementation actuelle (Eurocode 7) ne présente pas explicitement de méthode de calcul pour l'ingénierie des massifs rocheux. Cette section donne des pistes pour s'approcher des démarches réglementaires.

Remarque

Dans la période transitoire qui se poursuivra jusqu'à l'application de la nouvelle génération de l'Eurocode 7, l'ensemble des problèmes en suspens actuellement en mécanique des roches au regard des approches LSD et coefficients de sécurité partiels ne pourront être traités. Il est de bonne pratique de procéder à la fois comme cela est indiqué dans cette section (approche de calcul 2) et également de faire un calcul traditionnel non pondéré avec lequel une expérience ancienne a été acquise. En cas de résultats discordants et pour aller vers la sécurité, les facteurs partiels recommandés dans cette section peuvent être corrigés par un facteur de modèle. Ce facteur de modèle doit avoir une valeur supérieure à un.

États limites et approche de calcul

Le présent guide s'attache à décrire des méthodes pour déterminer par le calcul l'interaction entre le rocher et le boulon constitués par son armature et le coulis de scellement. Nous nous intéressons donc à un dimensionnement par le calcul au sens de l'Eurocode 7-1.

Il est du ressort du maître d'ouvrage de définir :

- la classe de conséquence de l'ouvrage ;
- la durée de vie de celui-ci.

Les boulons ayant pour objectif le confortement d'un bloc ou massif rocheux, ou la fixation d'un dispositif de protection, il est raisonnable de penser que la classe de conséquence est usuellement CC3 et la durée de vie de cent ans.

Il appartient au géotechnicien de définir la catégorie géotechnique au regard de son analyse du massif rocheux et plus spécifiquement de :

- la complexité ressortant de l'analyse structurale ;
- la taille et géométrie de la zone à conforter ;
- de son expérience et de sa connaissance locale.

Afin de définir les états limites qui doivent être traités pour le dimensionnement d'un boulon nous appliquerons les préconisations de la section 8 en considérant :

- EQU (perte d'équilibre statique⁽⁶⁾) ;
- STR (défaillance interne⁽⁷⁾) ;
- GEO (défaillance du terrain⁽⁸⁾) ;

En tant que de besoin, les états limites UPL (soulèvement du massif sous l'effet de l'eau, poussée d'Archimède) ou HYD (détérioration du terrain sous l'effet de gradients hydrauliques provoquant une érosion interne) doivent être traités.

Les coefficients de sécurité partiels qui sont développés dans l'Eurocode 7 ont été obtenus dans le cas des sols de façon à se rapprocher des méthodes antérieures fondées sur des facteurs globaux correspondant à des charges ultimes ou admissibles.

Pour chaque état limite, l'approche de calcul qu'il est recommandé de suivre est donnée dans le Tableau 8.

(6) Perte d'équilibre de la structure ou du terrain considérés comme un corps solide.

(7) Rupture interne ou déformation excessive de la barre ou de ses composants.

(8) Rupture ou déformation excessive de la roche.



	ELU type	Approche de calcul
Stabilité générale (massif à l'extérieur de la zone confortée)	GEO	2 (3)
Rupture entre le volume de coulis et le rocher	GEO	2
Rupture structurelle du boulon	STR	2
Rupture de la liaison entre l'armature et le coulis	STR	2

Tableau 8 : Vérification aux états limites ultimes

On notera que la masse instable constitue l'action (le phénomène moteur), la masse est donc pondérée avec le coefficient γ_G , définie pour les actions permanentes défavorables soit 1,35 (Tableau A.3 NF EN 1997-1).

De la même façon, les forces d'inerties sismiques sont pondérées selon les recommandations de l'Eurocode 8 EN 1998-5 7.

Les états limites de service peuvent être définis au regard de déplacements jugés admissibles pour la structure considérée. En d'autres termes, le maître d'ouvrage peut définir des déformations qui sont jugées inacceptables. Lorsque les déplacements constituent un critère de justification de l'ouvrage, un mode de suivi des déplacements doit être défini avant l'exécution, même si les déplacements estimés sont très inférieurs à la limite acceptée. Des capteurs de déplacement pérennes doivent être mis en place pour les ouvrages de classe de conséquence 3.

Valeurs des paramètres géométriques

NF EN 1997-1 : « 2.4.5.3 (1)P les valeurs caractéristiques des niveaux du terrain, de la nappe ou de l'eau libre doivent être des valeurs par excès ou par défaut des niveaux mesurés, nominaux ou estimés »

L'analyse structurale, la définition géométrique du mode de rupture que le renforcement a pour objet de prévenir, doivent être menées avec soin. Dans le cas d'estimations, celles-ci doivent être prudentes. La géométrie de la partie motrice dans le mécanisme de rupture ne doit pas être sous-évaluée. Pour les ouvrages de soutènement, l'Eurocode 7 propose une majoration de 10 % de la hauteur à prendre en compte. Dans le cas d'un mécanisme rocheux, de la même façon, le volume peut être pondéré par un coefficient multiplicateur supérieur à 1, par exemple 1,10. Si la pratique usuelle d'évaluation du volume par la mesure des trois plus grandes directions perpendiculaires est respectée, le volume est déjà majoré.

Valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques (approche 2)

Les facteurs partiels pour les paramètres de terrain (γ_M) sont pris égaux à 1,0 dans le cas des sols. Il est proposé de faire de même pour les roches (cf. Tableau 9).





Paramètres du rocher	Symbole	Type d'incertitude	M1
Matrice			
Angle de frottement interne ⁽⁹⁾	$\gamma_{\varphi,roc}$	épistémique	1,0
Cohésion équivalente	$c_{\varphi,roc}$	épistémique	1,0
Compression uniaxiale	$\sigma_{u,roc}$	épistémique	1,0
Poids volumique	$\gamma_{\gamma,roc}$	aléatoire	1,0
Massif			
Angle de frottement	$\gamma_{\varphi,mroc}$	épistémique	1,0
Cohésion équivalente	$c_{\varphi,mroc}$	épistémique	1,0
Poids volumique	$\gamma_{\gamma,mroc}$	aléatoire	1,0
Par famille de discontinuités			
Angle de frottement	γ_{φ,dis_1}	épistémique	1,0
Cohésion	c_{φ,dis_1}	épistémique	1,0
Dilatance	δ_{φ,dis_1}	épistémique	1,0

Tableau 9 : Facteurs partiels pour les paramètres du rocher

Les valeurs caractéristiques des différents paramètres énoncés ci-dessus doivent constituer une estimation prudente de la valeur qui influence l'occurrence de l'état limite. En effet, il n'existe pas dans le domaine de la mécanique des roches de consensus pour obtenir les valeurs caractéristiques à partir d'essais (cf. partie suivante « essais »). En prenant l'exemple de la résistance à la compression uniaxiale, des travaux récents [10] montrent que les incertitudes quant aux paramètres de la roche ne sont pas toutes de nature aléatoire (i.e. : l'accroissement du nombre d'essai pratiqué permet de diminuer les incertitudes sur la valeur de la propriété) mais le plus souvent épistémiques (i.e. : la variabilité des résultats provient des propriétés propres de la roche et ne peut être facilement évaluée).

Le choix des valeurs des paramètres du Tableau 9 n'est donc pas à ce jour encadré, même si l'on dispose d'essais (cf. partie suivante « essais »). Pour les paramètres pour lesquels une incertitude épistémique intrinsèque ou extrinsèque existe, le géotechnicien doit exercer son meilleur jugement dans l'analyse des données recueillies sur le terrain, en laboratoire et de son expérience de la zone comme décrit dans la section 3 de l'Eurocode 7-2 et 2.4.5.2 de l'Eurocode 7-1.

Exemple

La résistance à la compression uniaxiale d'une roche doit être obtenue selon les méthodes présentées soit par l'ISRM, soit par l'ASTM (d'après l'Eurocode 7-2). Il est suggéré de faire au moins dix essais sur les carottes du plus gros diamètre disponible. Les deux valeurs extrêmes peuvent être éliminées. Le géotechnicien prend alors position à partir de la valeur moyenne sur une valeur caractéristique. Retirer ou ajouter une portion d'écart-type à la valeur moyenne ainsi obtenue a peu de sens compte tenu du caractère non aléatoire (i.e. épistémique) de la propriété.

L'approche de calcul 3 n'est pas détaillée. En effet, elle requiert la pondération des valeurs des paramètres de terrain. Pour les roches une telle pondération n'est pas définie et pas souhaitable dans l'état actuel des connaissances.

Essais

Dans le cadre du présent guide nous considérons que les boulons sont dimensionnés à partir d'essais, ou d'une expérience locale documentée (essais réalisés à proximité sur les mêmes discontinuités).

Les essais qu'il est envisageable de réaliser dans le cadre d'un projet de massif boulonné sont, entre autres, des essais d'arrachement (ou de traction) sur les boulons et des essais de cisaillement au niveau de la discontinuité.

(9) Les valeurs d'angle de frottement et de cohésion peuvent être obtenues par linéarisation de critères de rupture dans la gamme de contrainte retenue.



Essais de traction de boulons

Le tableau A.20 (Eurocode 7-1/A1) définit au regard du protocole d'essai pratiqué (1, 2 ou 3) de la norme EN ISO 22447-5, la prise en compte de la traction pour les ancrages dans les terrains. Le projet de norme EN ISO 22447-6 pour les clous devrait conduire à une approche de même nature. Pour les boulons, dans l'attente d'une norme européenne, le protocole d'essai recommandé est celui défini dans la norme NF P94-144 en cours de révision.

Le Tableau 10 donne les facteurs de corrélation qui s'appliquent pour le calcul des boulons. Ces coefficients sont tirés de la norme NF EN 1997-1, chapitre 7 et annexe A sur les pieux en traction dimensionnés à partir d'essais.

Facteurs de corrélation ξ pour dériver les valeurs caractéristiques à partir d'essais de chargement statiques de pieux					
n	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00
<i>n</i> - nombres de pieux testés ξ_1 pour les valeurs moyennes des résistances mesurées dans les essais de chargement statiques ξ_2 pour les valeurs minimales des résistances mesurées dans les essais de chargement statiques					

Tableau 10 : Facteurs de corrélation, essais statiques de pieux, tableau A9 EN 1997-1

Nota :

Les facteurs de corrélation ξ , sont les coefficients qui permettent de dériver les valeurs caractéristiques à partir de données d'essais. Ils reposent usuellement (matériaux industriels ou semi-industriels comme l'acier, le béton, etc.) sur une analyse statistique des données obtenues lors d'essais en laboratoire.

Essai de cisaillement sur discontinuité

La détermination des paramètres de résistance sur une discontinuité rocheuse n'est pas définie dans l'Eurocode 7. Il est proposé ici d'adopter une démarche similaire à celle appliquée pour les essais de traction en vue de prendre en compte les essais de cisaillement sur discontinuité dans les calculs.

Il est demandé de procéder à des essais de cisaillement sur discontinuités suivant le protocole défini dans la norme expérimentale XP P94-424. Compte tenu de l'état de la surface des discontinuités en vraie grandeur, des ondulations, des échelons, il revient au géotechnicien de définir l'angle de frottement à partir de celui mesuré lors de l'essai. Cet angle de frottement constitue une estimation prudente de la valeur du frottement, d'autant plus qu'il est suggéré dans ce guide de ne tenir compte ni de la cohésion, ni de la dilataance sur les discontinuités.

La valeur caractéristique de l'angle de frottement sur une discontinuité est définie par :

$$\tan \varphi_{dis;k} = \frac{1}{\xi_{\varphi dis}} \cdot \tan \varphi_{mes}$$

La valeur du coefficient de corrélation dans le cas ou des essais de cisaillement sur discontinuité rocheuse ont été réalisés vaut $\xi_{dis;i} = \xi_{dis} = 1,0$.

En l'absence d'essais le facteur de modèle appliqué aux paramètres d'essai vaut $\gamma_{\varphi dis;i} = \gamma_{\varphi dis} = 1,5$ et :

$$\tan \varphi_{dis;k} = \frac{1}{\gamma_{\varphi dis}} \cdot \tan \varphi_{mes}$$

Ces paramètres viennent en complément des tableaux de l'annexe A de la norme NF EN 1997-1. Les coefficients ou facteurs correspondant pour la prise en compte de la dilataance et de la cohésion n'ont pas été développés dans ce guide.

Obtention des résistances de calcul (approche de calcul 2)

Les coefficients γ_M qui permettent d'obtenir les valeurs de calcul des paramètres de terrain à partir des valeurs caractéristiques sont pris égaux à 1,0 (cf. partie précédente « valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques »).

Les coefficients γ_R utilisés pour obtenir les résistances de calcul sont donnés par l'ensemble R2 du tableau A.7 (Eurocode 7-1 - annexe A) pour la prise en compte du frottement roche boulon et A.14 pour la résistance sur une discontinuité (ajout d'une ligne Résistance sur une discontinuité).



Résistance en traction des boulons à partir d'essais in situ

Concernant la résistance en traction des boulons, les coefficients à appliquer sont ceux définis pour les pieux en traction. On notera que les facteurs partiels définis pour les pieux en traction sont différents pour ce qui est de la prise en compte des résistances (R2) de ceux définis pour des ancrages. Les deux valeurs sont données ci-après et reprises dans le Tableau 11 :

- $\gamma_{s,t} = 1,15$ (Eurocode7-1 Tableau A.7 Fût en traction) ;
- $\gamma_{a,ULS} = 1,10$ (Eurocode 7-1/A1 Tableau A.19 Ancrages à l'état limite ultime dans des situations de calcul transitoires ou permanentes).

On notera également que la norme française Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – remblais renforcé et massifs de sols cloués (NF P94-270) propose pour les renforts passifs dans les sols (clous) dans son tableau C.4.3 un facteur partiel de résistance d'interaction sol-lit de renforcement :

$$q_s \text{ déduit d'essais d'arrachement : } \gamma_{M,t} = 1,4$$

Cette norme est, cependant, antérieure à la publication de l'amendement A1, d'avril 2014 de la norme NF EN 1997-1 qui traite du sujet.

En conformité avec la norme NF EN 1997-1, les coefficients présentés dans le Tableau 11 s'appliquent.

Facteurs partiels de résistance pour les pieux forés, γ_R		
Fût en traction, $\gamma_{s,t}$	R2 (Approche 2)	R3 (approche 3)
		1,15

Tableau 11 : Facteurs partiels de résistance pour les pieux forés (tableau A7 EN 1997-1)

Résistance de la discontinuité

Le facteur partiel de résistance appliqué à la force résistante globale de la discontinuité est pris égal à $\gamma_{R,dis} = 1,1$.

Il s'agit d'un complément au tableau de l'Annexe A - EN 1997-1. Cette valeur pourrait être intégrée au tableau A.14 dans la colonne R2.

Résistance du scellement barre – coulis

Le calcul de la contrainte ultime d'adhérence entre la barre et le coulis est effectué selon les prescriptions de l'article 8.4.3 de la norme NF EN 1992-1-1. On considère que les conditions d'adhérences sont bonnes. On notera qu'il s'agit d'un état limite STR.

4.4 - Exemple d'application

Cette section donne un exemple de calcul du confortement d'un bloc en glissement plan, d'après la démarche présentée dans les sections 4.1 et 4.3 précédentes.

4.4.1 - Données d'entrée

Le bloc de schiste possède les propriétés suivantes :

Géométrie :

- Volume (V) : 100 m³
- Aire de contact (A) : 16 m²

Ancrages :

- Direction des boulons : angle par rapport à l'horizontale (θ) = 0 degré
- Diamètre des boulons : (d) : 40 mm
- Épaisseur sacrifiée à la corrosion (Δ_{θ}) : 4 mm
- Limite élastique de l'acier (valeur de calcul) (σ_e) : 500 MPa
- Critère de rupture : Von Mises
- Diamètre du forage (ϕ) (dans le Tableau 4 et d_s dans la Figure 5) : 110 mm



Discontinuité :

- Angle du plan de discontinuité avec l'horizontale (β) : 80°

Comme indiqué dans le paragraphe 4.3.3 - les caractéristiques géométriques constituent une surestimation, il n'y a donc pas lieu d'ajouter un coefficient de sécurité partiel (Art. 2.4.6.3 NF EN 1997-1 et Art. 2.4.4).

Efforts :

- Poids volumique du bloc $27,5 \text{ kN/m}^3$
- Aucun autre effort n'est considéré

Force d'inertie sismique :

- Coefficient d'effet de site : 1
- Coefficient d'effet topographique : 1
- Zone de sismicité : 4
- Catégorie d'importance : II

4.4.2 - Essais

Les données sont tirées de l'exploitation d'un essai d'arrachement de boulon, puis d'un essai de cisaillement sur discontinuité. Ces essais permettent d'accéder à la valeur du frottement latéral sur le clou ($q_{s,d}$) et aux paramètres géomécaniques de la discontinuité qui sont nécessaires au calcul.

Essai d'arrachement in situ

Dans un schiste, quatre essais ont été conduits selon la norme expérimentale XP P94-444. Les boulons testés présentent une longueur scellée de $L = 3 \text{ m}$ et le diamètre du forage était de $D = 110 \text{ mm}$. La limite élastique de l'acier constituant les barres et les parties métalliques sollicitée en traction vaut $f_y = 500 \text{ MPa}$. Les résultats des essais sont les suivants :

1. $R_t = 565 \text{ kN}$
2. $R_t = 480,25 \text{ kN}$
3. $R_t = 565 \text{ kN}$
4. $R_t = 565 \text{ kN}$

Trois essais ont été conduits jusqu'à 90 % de la limite élastique de l'acier sans rupture ou fluage et l'un s'est arrêté après rupture du boulon.

Essai de cisaillement

Un essai de cisaillement sur discontinuité réalisé selon les prescriptions de la norme XP P94-424 donne les résultats suivants :

- Angle de frottement : $\varphi_{mes} = 43^\circ$
- Dilatance : $\delta_{mes} = 4^\circ$
- Cohésion : $c_{mes} = 0,012 \text{ MPa}$

Ces propriétés ont été mesurées en laboratoire. Le géotechnicien doit définir à partir de ces données, les valeurs caractéristiques des paramètres « qui doivent être une estimation prudente de la valeur qui influence l'occurrence de l'état limite » (par exemple, la valeur de l'angle de frottement a été obtenue sur une surface d'un peu plus de 60 cm^2 alors que surface concernée par le présent projet est de 16 m^2).

4.4.3 - Résistances de calcul

Conformément aux recommandations présentées dans la section 4.3.3 - le calcul est mené en suivant l'approche 2 (cas GEO).

Traction

La valeur caractéristique de la résistance en traction d'un boulon est donnée par (cf tableau 10 pour $n = 4$) :

$$R_{t;k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,m})_{moyen}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\} = \min \left\{ \frac{543,8}{1,10}; \frac{480,25}{1,00} \right\} = 480,3 \text{ kN}$$



La valeur de calcul de la résistance en traction d'un boulon est donnée par :

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{s,t}} = \frac{480,3}{1,15} = 417,7 \text{ kN}$$

On peut en déduire le frottement latéral unitaire de calcul :

$$q_{s,d} = \frac{R_{t,d}}{L \times D} = \frac{384,2}{3 \times \pi \times 0,110} = 402,9 \text{ kPa}$$

Discontinuité

L'analyse des discontinuités de cette nature observée pendant les reconnaissances du site conduit le géotechnicien à proposer de prendre en compte un angle de frottement sur la discontinuité égale à la valeur mesurée en laboratoire :

$$\tan \varphi_{dis,k} = \frac{1}{\xi_{\varphi dis}} \cdot \tan \varphi_{mes} = \frac{1}{1,0} \tan(43^\circ) \text{ d'où } \varphi_{dis,k} = 43^\circ$$

Les paramètres de cohésion et de dilatance sont fixés à zéro.

4.4.4 - Résultats

Le Tableau 12 présente les résultats du calcul effectué pour le dimensionnement des ancrages permettant d'assurer le confortement de la masse rocheuse à l'état limite ultime GEO pour le cas hors séisme puis avec séisme. Parallèlement, le renforcement calculé par une méthode de dimensionnement non pondérée est proposé avec un coefficient de sécurité global de 1,5.

Les calculs ont été développés en appliquant les prescriptions énoncées dans les paragraphes 4.1 à 4.3.

			statique, coefficients partiels	sismique, coefficients partiels	statique, approche traditionnelle	sismique, approche traditionnelle
Stabilité générale	Coefficient de sécurité naturel	F_{nat}	0,16	0,01	0,16	0,02
	Coefficient de sécurité stabilité bloc visé	$F_{visé}$	1,00	1,00	1,50	1,50
	Coefficient de sécurité stabilité bloc obtenu	F_{obt}	1,05	1,06	1,62	1,59
	Nombre de barres minimum	n	9	12	10	12
Rupture entre le volume de coulis et le rocher	Coefficient de sécurité du scellement (résistance du scellement barre, coulis)	F_{scel}	3,00	3,00	3,52	3,44

Tableau 12 : Justification à l'ELU GEO : approche avec coefficients partiels et approche traditionnelle

Remarque

Dans cet exemple d'application, l'approche par coefficients partiels et l'approche traditionnelle aboutissent à des résultats similaires.

Le géotechnicien insistera pour que l'ensemble des boulons requis soient positionnés avec la même inclinaison et azimut. Il s'agit d'une exigence dans le but de permettre l'additivité des efforts des boulons.



4.5 - Les études

4.5.1 - Définition des reconnaissances et de l'étude

Deux niveaux d'études sont définis par (NF EN 1997-1 3.2) :

- reconnaissances préliminaires ;
- reconnaissances de projet ;

À ces niveaux d'études correspond un rapport de reconnaissance des terrains ou Modèle géotechnique. Dans le cas de massifs rocheux, ce modèle définit les mécanismes de rupture que l'on souhaite empêcher.

Les reconnaissances de projet s'apparentent à la catégorie G2 de la norme sur les Missions géotechniques (NF P94-500).

Nous rappelons que préalablement à l'établissement du Rapport de calcul géotechnique (NF EN 1997-1 2.8) doivent être définies :

- la catégorie géotechnique du projet ;
- la classe de conséquence.

4.5.2 - Les essais préalables

Ces essais sont indispensables pour l'établissement du dimensionnement. L'Eurocode 7 impose l'usage d'essais et n'autorise pas le recours à des abaques.

4.5.3 - Le rapport de reconnaissance des terrains - modèle de terrain

Le rapport a pour objectif de définir le confortement qui doit être conduit. Celui-ci doit être appuyé sur :

- une analyse structurale du massif en arrière de la discontinuité et de l'homogénéité ou tout au moins du monolithisme de la zone à renforcer ;
- une caractérisation mécanique de la roche et des discontinuités qui la constituent (propriétés de la matrice et des discontinuités) ;
- une évaluation des conditions hydrogéologiques ainsi que des contraintes thermiques qui peuvent être liées à l'exposition du site ;
- une définition du mécanisme de rupture que l'on entend prévenir.

Les éléments énoncés sont définis de façon plus précise dans l'Eurocode 7. Les points relatifs à une structure rocheuse ont été rappelés cependant.

4.5.4 - Rapport de calcul géotechnique

Le rapport de calcul géotechnique présentera les hypothèses, les données, les méthodes de calcul et les résultats des vérifications de stabilité.

4.5.5 - Surveillance de l'exécution des travaux, suivi et entretien

L'Eurocode 7 insiste sur le fait que la conception d'un ouvrage géotechnique ne se limite pas au dimensionnement de celui-ci et à l'accompagnement des travaux, mais doit prévoir également les conditions d'entretien et de suivi des dispositifs qui ont été mis en place.



Matériaux constitutifs des boulons

Les barres en acier sont scellées dans le rocher au moyen d'un coulis au ciment. Une description de ces deux matériaux principaux constitutifs des ancrages et de leurs accessoires est donnée ici.

5.1 - Choix des aciers

5.1.1 - Barre

Les barres sont de type barre pleine « à haute adhérence » en acier de nuance B500B, dont la limite élastique en traction vaut 500 MPa et la classe de ductilité B⁽¹⁰⁾. Elles sont munies d'un crénelage hélicoïdal sur toute leur longueur au pas à gauche qui les rend vissables. Elles doivent satisfaire à la norme NF A 35-080-1 « Aciers pour béton armé - Aciers soudables - Partie 1 : barres et couronnes ».

Il est possible d'employer des barres possédant des caractéristiques mécaniques supérieures. L'emploi de ces barres doit être dûment justifié au regard du mode de fonctionnement de l'ancrage dans le massif, en particulier vis à vis des conditions de traction et de cisaillement ou des conditions environnementales de corrosion. En dehors de ce contexte, en l'état actuel des connaissances et en première approche, il semble préférable de limiter la nuance d'acier à 500 MPa.

En l'état actuel des connaissances, l'utilisation de barres auto-foreuses n'est pas recommandée pour les ouvrages définitifs, la durabilité, entre autres, n'étant pas garantie. En tout état de cause, si de telles barres sont employées, une importance particulière sera apportée au refroidissement. Le liquide de forage sera soit de l'eau, soit le coulis de scellement. L'usage de centreurs est impératif. Les mêmes conditions de nombre s'appliquent pour les centreurs.

5.1.2 - Plaques d'appui en tête

Le lecteur est invité à se reporter au paragraphe 5.3 - « Choix des accessoires » du présent guide.

5.2 - Choix des ciments et produits de scellement

5.2.1 - Ciments

Les ciments doivent être conformes aux spécifications de la norme NF EN 197-1 « Ciment – Partie 1 : Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants » et de ses extensions, et bénéficier d'un droit d'usage de la marque « NF-LIANTS HYDRAULIQUES ». Il est impératif de préciser la classe, la sous-classe et la provenance du ciment.

Il convient que le choix du type de ciment pour le coulis prenne en compte l'agressivité du milieu environnant, la perméabilité des terrains et la durée de service du clou. L'agressivité du milieu environnant peut-être déterminée selon la norme EN 206-1.

Si l'emploi d'adjuvants est nécessaire, ceux-ci doivent répondre aux spécifications de la norme NF EN 934-2 « Adjuvants pour béton, mortier et coulis – Partie 2 : Adjuvants pour béton – Définitions, exigences, conformité, marquage et étiquetage » et bénéficier d'un droit d'usage de la marque « NF-ADJUVANTS ».

(10) On notera l'exception : les barres de diamètre 63,5 mm présentent une limite élastique de 555 MPa.



Dans le cas où des produits de scellement prêts à l'emploi sont utilisés, il est nécessaire que soient définies de manière précise la nature, la composition, les conditions de mise en œuvre et les performances attendues des produits concernés (et notamment la résistance à la compression au jeune âge et la résistance à la compression à 28 jours).

L'utilisation de ciment en cartouche à humidifier est réservée à des usages particuliers qui doivent être définis spécifiquement.

5.2.2 - Performances attendues des coulis de scellement

Les performances attendues du coulis frais portent sur la densité, la fluidité, le ressuage (exsudation inférieure ou égale à 2 % à trois heures) et le temps de prise. Dans le cas de boulons sub-horizontaux, le rapport E / C doit être inférieur à 0,45 pour un bon remplissage du forage. À défaut, on pourra exiger pour le coulis, les performances préconisées dans la norme NF EN 447 « Coulis pour câble de précontrainte - Prescriptions pour les coulis courants ».

Ces performances pourront être mesurées en s'appuyant sur les méthodes d'essais proposées dans la norme NF EN 445 « Coulis pour câble de précontrainte - Méthodes d'essai ».

Un critère de résistance au jeune âge peut être introduit quand le délai d'attente de la prise s'inscrit dans un cycle de travaux.

Les performances à long terme sont définies sur la base d'un ou plusieurs critères de résistances minimales attendues tels que :

- la résistance en compression uniaxiale à 7 jours ;
- la résistance en compression uniaxiale à 28 jours ;
- la résistance en traction indirecte à 28 jours.

Ces résistances sont à mesurer selon la norme NF EN 196-1, « Méthodes d'essais des ciments – Partie 1 : détermination des résistances mécaniques ». Les seuils de résistance sont, usuellement de 30 MPa pour la résistance à la compression uniaxiale à 28 jours et 4 MPa pour la résistance à la traction à 28 jours, ou de 20 MPa pour la résistance à la compression uniaxiale à 7 jours.

5.2.3 - Produits de calage et de cachetage

Pour le calage et le cachetage, il est utilisé des mortiers de sable et de ciment, qui sont des mortiers sans retrait à base de ciment à haute résistance et à prise rapide fabriqués sur place le plus souvent, offrant une résistance à la compression uniaxiale à sept jours supérieure à 20 MPa. Leur consistance doit être adaptée aux conditions locales d'emploi, l'inclinaison d'un trou par exemple, ou à la morphologie du terrain sous une plaque d'appui. Par exemple, le rapport pondéral sable sec sur ciment peut être voisin de l'unité et le rapport pondéral eau sur ciment voisin de 0,3.

5.2.4 - Caractéristiques de l'eau

L'eau de gâchage doit avoir les qualités physiques et chimiques fixées par la norme NF EN 1008 « Eau de gâchage pour bétons – Spécifications d'échantillonnage, d'essais et d'évaluation de l'aptitude à l'emploi, y compris les eaux des processus de l'industrie du béton telle que l'eau de gâchage pour béton ». Elle doit être propre, exempte de matière organique, de produit chimique, de sulfate et de chlorure. L'emploi d'eaux naturelles de surface est à proscrire. La température de l'eau de gâchage doit être supérieure à dix degrés Celsius au moment de la préparation du coulis.

5.3 - Choix des accessoires

Le choix des accessoires s'effectue principalement en regard des prescriptions techniques de mise en œuvre.

5.3.1 - Plaque d'appui en tête, écrous et manchons

La mise en place de barres de grande longueur peut nécessiter un manchonnage qui doit être de même nature que les barres et doit permettre la transmission des efforts sans réduction de section. Dans ce cas-là, des coupleurs ou « manchons » pourront être utilisés pour liasonner les barres entre elles.



Les plaques d'appui en tête de boulon doivent plaquer au rocher ne laissant aucun espace entre la plaque et le rocher. Les plaques d'appui en tête sont de dimensions 200 × 200 × 10 mm en général. L'épaisseur des plaques peut être portée à 20 mm pour des barres de diamètre supérieur ou égal à 32 mm. Percées en leur centre, elles peuvent être munies d'un bossage. En l'absence de bossage, les plaques de plus de 20 mm doivent présenter du côté serrage un cône d'angle au centre de 60°. L'écrou de serrage doit posséder obligatoirement une embase hémisphérique. Une contre-plaque peut compléter le dispositif. Dans certains cas particuliers des cales biaises peuvent être utilisées. Le Tableau 13 résume les dispositions.

Les plaques, contre-plaques sont dans la même nuance d'acier définie par la norme NF EN 10025 (acier S235 par exemple). Ces aciers sont galvanisés à chaud conformément aux prescriptions de la norme NF A 35-503.

Les écrous sont en acier moulés ou usinés à partir d'un barreau hexagonal d'acier de nuance S355J2.

	Dimension de la plaque	Épaisseur pour ancrage de 25 à 32 mm de diam.	Épaisseur pour ancrage > 32 mm de diam.
Rocher dur $\sigma_c \geq 50 \text{ MPa}$	200 x 200 mm ²	Plaque $\geq 10 \text{ mm}$	Plaque $\geq 20 \text{ mm}$ En cas de bossage plaque de 12 mm
Rocher tendre $\sigma_c < 50 \text{ MPa}$	300 x 300 mm ²		
Nota : des plaques circulaires peuvent être employées, par exemple quand elles servent également à plaquer un grillage ou filet.			

Tableau 13 : Dimensionnement des plaques de blocage en fonction du rocher rencontré

Les manchons doivent présenter une section d'acier comptée à partir du diamètre interne du filetage, supérieure ou égale à celle requise pour les barres, sans compter la section perdue à la corrosion.

On sait que des concentrations de contraintes pouvant aller jusqu'à la plastification existent dans les deux premiers pas du filetage. Dans le cas de filetages grossiers et non continus comme c'est le cas pour les barres utilisées dans le domaine des roches, il est demandé que les manchons présentent pour chaque barre à abouter une longueur comprise entre deux et trois diamètres, soit au total une longueur supérieure à quatre diamètres.

Il est demandé que les manchons soient munis au niveau de leur partie médiane d'un ergot ou butée qui permet de venir bloquer chaque barre après un vissage sur une longueur d'au moins trois diamètres.

Il est toléré pour des barres d'au moins quarante millimètres de diamètre placées manuellement dans des conditions de travail sur corde que l'ergot ne soit pas présent. Dans ce cas précis, l'entreprise doit définir la méthode alternative employée pour valider que chaque barre est vissée sur une longueur d'au minimum deux diamètres (repère, peinture, etc.).

5.3.2 - Centreurs

Le choix des centreurs dépend du diamètre du trou de forage et du diamètre de la barre en tenant compte de la présence éventuelle d'une gaine textile et de manchons. L'espacement entre centreurs sera inférieur ou égal à 2 m. Ils ne doivent pas occuper plus de 50 % de la section libre du vide annulaire autour de la barre.

5.3.3 - Canules d'injection

Chaque barre est équipée par une canule d'injection fixée sur toute sa longueur qui permet d'alimenter le coulis frais par le fond du forage. Un tube d'évent est installé en tête. Le diamètre de ces tubes et canules doit permettre d'assurer une bonne circulation des fluides et une bonne distribution du coulis de scellement le long de la barre. Un compromis sur le diamètre est à rechercher en fonction de l'espace annulaire disponible, la longueur du boulon et son équipement (manchon, chaussette, centreurs). Les canules d'injection sont souvent constituées par un tube de diamètre 16/13 mm permettant de garantir une tenue à une pression minimale de 1 MPa. L'usage d'un tube crépiné sur toute la longueur du boulon est fortement déconseillé.



5.3.4 - Gaine pour contenir le coulis frais

Les gaines sont utilisées pour contenir le coulis frais pendant le scellement des barres dans les massifs karstifiés ou fracturés. Elles sont généralement constituées par un tissu textile extensible et résistant pour ne pas être endommagées pendant l'opération de mise en place des barres dans leur forage, puis pendant la montée en pression du coulis. D'autres produits sont en cours de développement, en forme de chaussette, leur diamètre de pore doit être adapté au type de coulis de scellement employé en favorisant son essorage.

Selon le site, une attention particulière devra être portée à la déformabilité de la gaine (cf. paragraphe 6.6)

5.4 - Anticorrosion des aciers

Tous les éléments métalliques entrant dans la constitution des ancrages doivent faire l'objet d'une protection contre la corrosion, soit par galvanisation soit par l'application d'une peinture anticorrosion. En général, les plaques de tête reçoivent une protection par galvanisation et les extrémités des barres reçoivent une protection par application d'une peinture anticorrosion. Les écrous et les manchons ne pouvant être galvanisés à chaud, car la galvanisation vient combler les filetages, une autre technique doit être employée par exemple un revêtement mince non électrolytique à base de Zinc et d'aluminium.

La protection contre la corrosion des aciers doit être conforme avec les exigences de la norme EN 1537. Pour la détermination de l'épaisseur sacrifiée à la corrosion, on pourra aussi se référer à la norme NF P94-270 « Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué » en utilisant le chapitre F2 de l'annexe F-normative (Détermination des valeurs de calcul des résistances ultimes de traction).

Faute de disposer de référentiel spécialisé, la prise en compte de la corrosion des aciers dans les milieux rocheux réputés peu corrosifs s'effectue en référence à la norme NF A 05-252 « Corrosion par les sols - Aciers galvanisés ou non mis en contact de matériaux naturels de remblai (sols) ». Ainsi, par exemple, pour un acier non revêtu d'une durée de service escomptée de 30 ans en site immergé, l'épaisseur d'acier réservée au phénomène de corrosion est de 2 mm sur le rayon. Cependant, dans des zones particulières extrêmement sensibles, la mise en œuvre de protection type P2 doit être envisagée, au sens TA 95 « Tirants d'ancrage. Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle ». Une telle protection est indispensable dans le cas de minéralisations Zn, Pb, Ag et de sulfures.

5.4.1 - Galvanisation

La galvanisation est réalisée à l'aide d'un revêtement appliqué par immersion à chaud dans le zinc ou un alliage de zinc selon la norme NF EN ISO 14713 « Protection contre la corrosion du fer et de l'acier dans les constructions - Revêtements de zinc et d'aluminium - Lignes directrices ». Ces spécifications permettent de garantir une protection au minimum équivalente à celle des filets et grillages métalliques. L'épaisseur du revêtement doit être conforme à la norme NF EN ISO 1461 « Revêtements par galvanisation à chaud sur produits finis ferreux - Spécifications et méthodes d'essai ». Ces dispositions s'appliquent en particulier aux plaques de tête qui doivent être fabriquées en acier avec une protection anticorrosion par galvanisation.

Les écrous et manchons font l'objet d'un traitement particulier voir ci-avant.

5.4.2 - Peintures anticorrosion

Les peintures anticorrosion s'appliquent sur les extrémités des barres (0,50 m minimum), les écrous et les faces apparentes des plaques de tête. Le système de peinture doit être titulaire de la marque ACQPA (Association pour la Certification et la Qualification en Peinture Anticorrosion) en précisant les items suivants :

- catégorie de corrosivité (C2 à C5 en fonction de la localisation des travaux⁽¹¹⁾) ;
- sur acier (subjectile noté A), pour les ancrages au rocher ;
- pour des ouvrages neufs (travaux notés N) ;
- pour les parties invisibles (I) ou vues (V) en fonction du choix du maître d'ouvrage.

(11) C2 / faible : bas niveau de pollution et climat sec. Zones rurales principalement.

C3 / moyenne : atmosphère urbaine et industrielle. Pollution modérée en SO₂. Zone côtière avec faible salinité.

C4 / élevée : zones industrielles et zones côtières avec salinité normale.

C5M / très élevée (marine) : zones côtières et maritimes à salinité élevée.



Chapitre 6

Réalisation du dispositif de renforcement

Ce chapitre aborde les questions de réalisation du dispositif de renforcement passif, notamment le choix de la méthode de forage, les éléments de phasage de l'exécution d'un boulon, l'assurance de la qualité et les contrôles. La qualité de la mise en œuvre constitue la meilleure garantie d'efficacité et de pérennité du dispositif.

6.1 - Principaux aspects pratiques

Le dispositif de renforcement envisagé comprend souvent la mise en place de plusieurs séries de boulons dans des secteurs attenants d'un site, pour les besoins de confortement de talus rocheux ou de mise en sécurité contre les chutes de blocs. Souvent, les travaux doivent se dérouler en milieu vertical, dans un site en condition de stabilité précaire, dans des conditions environnementales et climatiques difficiles, tout en assurant la sécurité du chantier et des avoisinants.

Le cycle de réalisation d'un boulon s'inscrit dans la phase plus générale que constitue le dispositif de renforcement. Le phasage du chantier peut voir se dérouler simultanément à cette phase générale, des tâches préparatoires, des travaux de mise en sécurité du site, des travaux d'excavation au moyen de tirs à l'explosif ou de procédés mécaniques, des travaux de soutènement ou d'édification d'un ouvrage, des travaux de protection des avoisinants, parmi d'autres. Aux questions de sécurité du chantier se superposent des questions de co-activité.

Aux différents stades du chantier, les travaux d'exécution des boulons nécessitent des fournitures, des moyens et une organisation de tâches multiples. L'assurance de la qualité prévoit un suivi des différentes étapes, de la préparation du chantier jusqu'au récolement des travaux exécutés, en passant par le contrôle des fournitures, des procédures de mise en œuvre et des performances attendues. Le cas échéant ou devant des circonstances inattendues, des corrections et des adaptations se révèlent nécessaires en cours de réalisation.

6.2 - Règles d'ordre technologique

Ce paragraphe évoque quelques règles d'ordre technologiques relatives aux boulons. On se référera à la Figure 6 pour la définition de l'ensemble des notations.

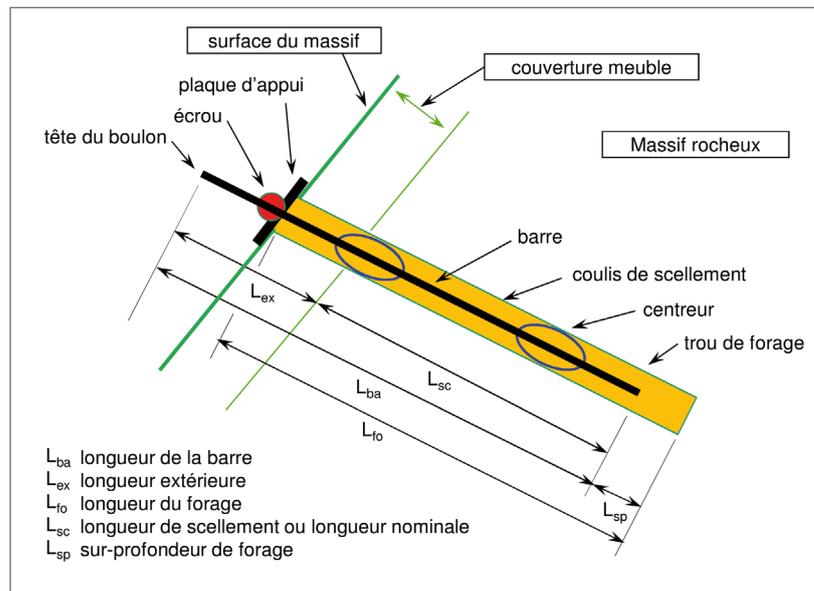


Figure 6 : Schéma d'un boulon scellé au coulis et définition des différentes longueurs caractéristiques.

6.2.1 - Longueur de scellement

La longueur nominale des boulons, ou longueur de scellement, est définie comme étant la longueur de la partie scellée dans le rocher. D'autres longueurs sont à expliciter, comme indiqué sur le graphique de la Figure 6. La longueur extérieure sert à visser l'écrou sur la plaque d'appui. Cette longueur est égale à 0,2 m environ.

Une sur-profondeur du forage de 0,3 m est à prévoir afin de garantir que les copeaux de forage non évacués par le nettoyage du forage ne perturbent pas le bon scellement de l'armature au terrain. Ainsi, la longueur de la barre d'acier n'est pas toujours égale à la longueur du forage. Dans tous les cas, elle est supérieure à la longueur du scellement.

La longueur extérieure peut être accrue :

- du fait de la présence sur le rocher sain d'une zone de rocher ou de sol altérés ;
- pour tenir compte en surface d'une profondeur de propagation du gel ou des cycles thermiques susceptibles d'endommager le rocher et le coulis.

6.2.2 - Diamètre des trous de forage

Le diamètre du forage est choisi de façon à ménager, sur le rayon, un espace annulaire autour de la barre de 15 mm minimum pour des barres d'un diamètre nominal inférieur à 25 mm et de 20 mm pour les barres d'un diamètre supérieur. La largeur de l'espace annulaire est mesurée par rapport au diamètre extérieur maximum de la barre en position centrée dans le forage. Ainsi et pour illustrer le propos, pour une barre de 32 mm de diamètre nominal, le diamètre de forage sera de 72 mm minimum.

En présence de manchons de raccordement, le diamètre du forage doit permettre de ménager un espace annulaire d'au minimum 15 mm sur le rayon autour de la partie manchonnée de la barre.

6.2.3 - Centreurs

Des centreurs sont à disposer pour maintenir la barre dans l'axe du forage. Cette disposition s'applique pour les barres de plus de 2 m de longueur totale. Les centreurs doivent être espacés tous les 2 m au plus.



6.3 - Méthodes de foration des trous

Les principales méthodes de perforation sont, par ordre décroissant de fréquence d'utilisation :

- la perforation pneumatique ;
- la perforation autonome ;
- la perforation électropneumatique ;
- la perforation hydraulique.

6.3.1 - Perforation pneumatique

L'air comprimé est utilisé pour entraîner simultanément en rotation et en percussion un train de tiges muni d'un taillant vissé ou d'un fleuret à taillant. L'air constitue le fluide de forage et contribue à évacuer les débris du perçage (copeaux/cuttings). L'utilisation des taillants s'applique à des trous dont les longueurs courantes sont comprises entre 0,8 et 4 m pour des diamètres compris entre 51 et 76 mm. Les fleurets sont réservés à des usages plus limités avec un diamètre maximum de l'ordre de 44 mm pour des longueurs de 0,8 m (l'usage de rallonges est possible, mais cela nécessite souvent de diminuer le diamètre du taillant à chaque passe). Les taillants sont munis d'un orifice à leur base qui sert à injecter l'air comprimé apporté par le train de tige pendant la foration. Des manœuvres supplémentaires de nettoyage du trou doit être régulièrement effectuée néanmoins.

D'autres dispositifs pneumatiques à percussion mettent en œuvre un marteau en fond de trou, en diamètre jusqu'à 90 mm, voire plus avec des engins lourds (glissières sur pelle mécanique, ...) ces dispositifs offrent une bonne puissance de frappe et un bon rendement. Ils garantissent un meilleur alignement des trous.

L'air comprimé est délivré par un compresseur autonome, qui peut être stationné à quelques dizaines de mètres du point de forage ou plus. L'alimentation du perforateur s'effectue par des flexibles. La capacité du compresseur dépend essentiellement des dimensions des trous de forage (profondeur et diamètre). Elle dépend aussi de la nature et de la longueur des flexibles (pertes de charges). En montagne, le rendement d'un compresseur dépend de l'altitude. Une surcapacité doit être prévue de 40 % à 1000 m d'altitude, 60 % à 1500 m et 100 % à 2000 m.

À titre indicatif et pour un chantier situé au niveau de la mer, un perforateur léger (d'une masse de 10 à 23 kg) nécessite une alimentation de 1000 à 2000 l/min sous une pression de 0,6 MPa, ce qui nécessite d'utiliser un compresseur de l'ordre de 15 CV (d'une masse comprise entre 500 à 800 kg).

6.3.2 - Autres dispositifs de perforation

Le fonctionnement d'un perforateur autonome est similaire à celui d'un perforateur pneumatique, mais il s'agit d'un matériel compact qui combine un compresseur et un perforateur actionnés par un moteur thermique. Ce type de matériel permet de réaliser des forages de faible longueur et de petit diamètre. Ses avantages résident dans son autonomie, pour une masse restant acceptable (maximum 30 kg). Ses principaux inconvénients sont sa maniabilité réduite, une puissance modeste et les difficultés du fonctionnement d'un moteur deux temps en altitude.

Le matériel électropneumatique est identique au perforateur autonome. Mais il tire sa puissance d'un moteur électrique incorporé. Plus compact et maniable que le perforateur autonome (masse de 10 à 15 kg), il doit cependant être associé à un groupe électrogène portatif devant développer une puissance de l'ordre de 1000 à 1500 W, pour un poids de l'ordre de 40 à 50 kg. L'outil de foration est constitué par une mèche qui n'autorise que des longueurs et des diamètres de forages limités (longueur maximale 180 cm, diamètre maximal 30 mm).

Les foreuses électriques ne peuvent être utilisées que pour des dispositifs provisoires du fait :

- de la profondeur maximale atteinte de 180 cm (inférieure au deux mètres recommandés) ;
- et de leur diamètre ne permettant pas un enrobage satisfaisant.

La technique de perforation hydraulique est utilisée par des engins de perforation plus puissants et plus lourds que les précédents. Leur utilisation est envisageable dans certaines conditions d'accès favorables. Certains de ces engins peuvent être mis en station en falaise, lorsque des forages profonds sont nécessaires.

6.3.3 - Portage en station

Le portage des machines de foration en station fait appel à des moyens différents qui dépendent des conditions d'accès au site. Il s'agit de plateformes, de nacelles (Figure 7), de bras hydraulique (Figure 8) ou de chariots. Lorsque la distance



par rapport aux accès devient importante (approximativement > dizaine de mètre) la foration est généralement réalisée avec des engins légers, héliportables, suspendus en paroi (Chariot de Foration Léger ou CFL - Figure 9) déplacés manuellement. La capacité des groupes pneumatiques peut devenir un élément limitant en cas de grande dénivelée.

Les questions de sécurité des personnels, de capacité, de facilité d'exploitation et de flexibilité président au choix de ces matériels.



Figure 7 : Exemple de portage sur une nacelle du matériel de foration en station



Figure 8 : Exemple de portage à l'aide d'un bras hydraulique du matériel de foration en station



Figure 9 : Exemple de portage à l'aide d'un CFL du matériel de foration en station



6.3.4 - Choix de la méthode de foration des trous

En résumé, le choix de la méthode de foration et des matériels à mettre en œuvre dépend des conditions du site, des facilités de distribution des fluides, de l'importance du chantier et de la consistance des travaux. La puissance des matériels sera étudiée pour assurer la foration de trous inclinés de longueur et de diamètre définis au projet, en fonction de la nature des terrains et de leurs conditions structurales.

Pour les renforts passifs au rocher, l'usage de dispositifs auto-foreurs est déconseillé. En effet à l'issue du forage dans des roches dures, la qualité de l'acier n'est plus garantie.

6.4 - Éléments de phasage de l'exécution d'un boulon

Le respect du phasage de réalisation du dispositif de renforcement passif constitue un point clé qui permet de garantir la qualité de réalisation du dispositif de renforcement mais également la sécurité des personnels du chantier et des avoisinants. Avec le respect des dispositions générales du projet et des procédures établies, la réalisation de chacun des boulons doit être effectuée selon le cycle suivant :

- mise en place du perforateur sur le point de forage ;
- foration du trou avec une sur-longueur appropriée ;
- nettoyage du trou à l'air comprimé ;
- mise en place de la barre équipée de ses accessoires (canules, gaine textile, centreurs) ;
- scellement à l'aide d'un coulis de ciment (injection) avec respect des critères d'arrêt ;
- délai de prise du coulis ;
- mise en place de la plaque d'appui en tête ;
- application de la peinture anticorrosion.

Le déroulement du cycle d'exécution d'un boulon est conditionné par le suivi à l'avancement de l'exécution de chacune des tâches. Ce suivi vise à anticiper sur les suites à donner à l'issue de chacune des tâches. Il se décline en procédures plus ou moins détaillées ou contraignantes établies au préalable en fonction des conditions du site et des enjeux du projet.

Le déroulement du cycle d'exécution d'un boulon doit être accordé à celui du phasage de réalisation du dispositif de renforcement dans le secteur considéré, afin d'éviter toute interférence entre les opérations de foration et les opérations de scellement des barres voisines (notamment l'effet de la migration des fluides à travers les porosités du milieu). On rappellera, en particulier, qu'un délai d'au moins trois jours doit être laissé entre le scellement des renforts passifs et la foration des drains adjacents.

Ici plus qu'ailleurs, les singularités des terrains constituent les principaux obstacles au bon déroulement du cycle d'exécution d'un boulon, notamment en présence de passages fracturés, de cavités ou de terrains grossiers, avec des difficultés de foration (blocage des outils, venues d'eau), d'instabilité des parois du forage, de fuite de coulis pendant l'injection de scellement, etc. Bien que prévus au projet, en principe, ces inconvénients doivent être surmontés. Ainsi, ces diverses considérations appellent à un respect scrupuleux des phasages de réalisation des boulons, dans une démarche d'assurance de la qualité, dans le contexte du site et dans le cadre plus général du déroulement du chantier. Le savoir-faire des opérateurs est essentiel et doit être largement sollicité.

6.5 - Éléments d'exécution du dispositif de renforcement passif

6.5.1 - Livraison et réception des matériaux

Le choix des fournisseurs des matériaux, les conditions de livraison, de réception et les conditions de stockage sur le chantier sont autant d'éléments à accomplir dans le respect du marché et des procédures. Il convient notamment de veiller aux bonnes conditions de stockage des produits de scellement sur le chantier, de manière à assurer une protection efficace contre toutes les causes susceptibles d'altérer leurs caractéristiques et leurs conditions de mise en œuvre, en particulier protection contre l'humidité des mélanges secs ou des ciments conditionnés en sacs. Toute livraison d'adjuvant doit donner lieu à la présentation d'un certificat d'origine indiquant la date limite au-delà de laquelle le produit livré doit être mis au rebut.



6.5.2 - Travaux préparatoires

Les travaux préparatoires sont de natures diverses et très subordonnées aux conditions du site (accès, mise en sécurité du chantier ou adaptation d'installations existantes, débroussaillage, préparation du terrain, démolition, protection des avoisinants, etc.). Ils doivent être exécutés en toute sécurité et ne pas altérer la stabilité du site. Ces tâches préparatoires font appel à des cahiers des charges spécifiques incluant les particularités des travaux de réalisation du dispositif de renforts passifs (implantation des matériels et leurs emprises, migration d'une station à l'autre, portage, distribution des fluides, etc.).

On pourra se reporter au guide « Paysage et traitement des instabilités rocheuses » pour la prise en compte du paysage et de conditions d'exécution garantissant un travail soigné.

6.5.3 - Implantation

L'implantation et l'orientation des boulons doivent être conformes aux spécifications définies par le projet. Des adaptations locales sont souhaitables néanmoins pour une implantation des têtes des boulons en fonction de la morphologie locale de la surface du terrain et la présence de singularités visibles (discontinuités, cavités, angles saillants, etc.). Une adaptation est à prévoir par anticipation, afin de donner à l'angle formé par l'axe de la barre et la plaque d'appui en tête une amplitude conforme aux spécifications du montage (encastrement, contre-plaque, plot de mortier). De même, l'implantation doit permettre d'éviter les chenaux d'écoulement des eaux superficielles, si possible.

L'implantation d'un groupe de boulons se termine par le repérage et la numérotation en paroi de chaque unité une à une.

6.5.4 - Foration

Après portage de l'atelier de foration en station, sa mise en sécurité et le raccordement des fluides, le bras du perforateur doit être positionné rigoureusement en azimut et en plongement, conformément aux spécifications préconisées. Les moyens mis en œuvre pour garantir l'inclinaison et l'azimut devront être spécifiés.

Les opérations de forage doivent être réalisées par un foreur expérimenté, qui devra constater les éventuelles anomalies ou hétérogénéités du rocher en vue d'une adaptation au cours des tâches ultérieures. Les pertes de fluide ou une interruption temporaire de la remontée des copeaux en constituent des indices. Les enregistrements des paramètres de forage sont utiles à ce stade. En fonction des enjeux du projet, l'auscultation des trous peut être envisagée, par diagraphie, imagerie de paroi ou endoscopie.

Lorsque des différences importantes apparaissent entre l'état constaté du terrain et les spécifications fournies dans le projet, des dispositions nouvelles sont à prendre en compte, notamment quand ces écarts sont de nature à remettre en cause les hypothèses initiales du projet.

Dans tous les cas, un état vraisemblable ou constaté des parois du trou doit être dressé sur toute la longueur du forage en vue d'une adaptation de l'équipement de la barre et une adaptation des modalités de l'injection. Il est recommandé que cet arbre de décision à l'avancement soit consigné dans une procédure validée en référence à d'éventuels essais de convenance ou de démonstration préliminaires au chantier.

Une fois le forage terminé, il est impératif de procéder à un soufflage du trou de forage. Cette opération de soufflage devra être renouvelée en cas de délai important entre le forage et le scellement de la barre. Un dispositif d'obturation temporaire du trou est à envisager après la foration et dans l'attente de la mise en place de la barre et de son scellement.

6.5.5 - Instabilité de la paroi de forage

La mauvaise tenue du terrain, sa fracturation ou les venues d'eau sont souvent à l'origine d'instabilités des parois du trou de forage. Ces déboires constituent des obstacles au bon déroulement de l'exécution d'un renforcement passif, tant dans la mise en place de la barre que dans le scellement par injection de coulis. Ces difficultés sont d'ailleurs assez souvent concomitantes avec les pertes de fluide.

Les méthodes de lutte contre ces désordres font appel à des techniques particulières de forage avec tubage à l'avancement par exemple (marteau en fond de trou, Odex, Sonic) ou des techniques d'injection simultanée de coulis à l'avancement. Ces techniques sont coûteuses et ne s'improvisent pas au dernier moment sur un chantier. Il est donc important que les études de projet se prononcent sur ces aspects de fuite et de stabilité en paroi des forages.



6.5.6 - Réception de la foration

La réception de la foration d'un trou peut être implicite ou faire l'objet d'un point d'arrêt après validation des observations de contrôle (longueur, absence de remplissage, repérage des anomalies en paroi, etc.).

6.5.7 - Assemblage de la barre en un seul tenant

Les observations effectuées pendant la foration, les paramètres de foration et les éventuels relevés endoscopiques sont à mettre à profit pour établir le plan d'équipement de la barre. Pour les barres équipées entièrement avant leur mise en place (en une seule longueur ou manchonnée), la barre est équipée par un tube ou canule d'injection sur toute sa longueur et par lequel est introduit le coulis au fond du forage. Un tube d'évent est disposé en tête, qui sert à évacuer l'air pendant le remplissage, puis sert à contrôler la remontée complète du coulis dans le forage. Ces canalisations doivent présenter un diamètre suffisant pour assurer une bonne circulation des fluides. Il est important de repérer chacune des canules en tête avant l'introduction de la barre dans son trou. Des canules d'injection plus courtes sont à envisager pour accompagner la canule de fond de trou si nécessaire. L'usage d'un tube crépiné sur toute la longueur de l'ancrage est fortement déconseillé.

Les centreurs doivent être positionnés le long de la barre au pas préconisé en tenant compte de la présence des manchons éventuels. Il est préconisé d'éviter de positionner les centreurs dans les zones fracturées ou les cavités identifiées au préalable.

Si nécessaire, la gaine textile, ou chaussette, est à disposer autour de la barre sur toute la longueur. L'utilisation de cette gaine doit être décidée avant la mise en place de la barre dans le forage. Elle est fermée à son extrémité inférieure et elle est refermée en tête sur la barre et ses canules d'injection et d'évent. Les manchons éventuels doivent être repérés. Les centreurs doivent être positionnés sur la gaine dans ce cas. Une canule doit être disposée à l'intérieur de la gaine au droit de chaque centreur pour former un pontage destiné à faciliter la remontée du coulis. La superposition de deux gaines textile est admise en guise de renforcement dans les passages très fracturés ou très karstifiés du massif et préalablement identifiés pendant la foration du trou.

6.5.8 - Mise en place de la barre

La mise en place de la barre dans son forage s'effectue avec des moyens appropriés et sécurisés, dans les conditions préconisées par le fournisseur. La gaine textile, les canules et les centreurs ne doivent pas être endommagés pendant cette opération. Un dispositif de maintien de la barre est à envisager si nécessaire, dans l'attente du scellement. Un dispositif d'obturation en tête est utile aussi.

6.5.9 - Assemblage de la barre en plusieurs tronçons

Pour les barres de grande longueur à mettre en place dans un espace contraint, les éléments de barre, leur manchonnage, les canules et la gaine géotextile sont à disposer simultanément pendant l'introduction de la barre dans le forage. Une procédure particulière doit être proposée dans ce cas.

6.5.10 - Préparation du coulis de ciment

L'opération de scellement commence par la préparation du coulis de ciment. Il est nécessaire de connaître à ce stade :

- les conditions de fabrication, de transport, de manutention du coulis ;
- le délai d'emploi du coulis et la conduite à suivre en cas de dépassement de ce délai ;
- les moyens de secours prévus en cas de défaillance des appareils de fabrication et d'injection.

La préparation du coulis sur le chantier s'effectue à l'aide d'un malaxeur à haute turbulence disposant d'un bac de reprise et d'une pompe permettant de contrôler le volume de coulis injecté et la pression d'injection. Comme les ancrages dans le rocher sont souvent sub-horizontaux, si l'exsudation est forte, on va avoir sur la longueur du clou une partie non adhérente remplie initialement par de l'eau. Ceci réduit sensiblement la surface de contact coulis roche. Pour pallier ce problème, nous préconisons un rapport pondéral eau sur ciment inférieur à 0,45. Le dosage doit être assuré par des moyens suffisamment précis et fiables, par pesée ou mesure de volume étaloné, afin d'assurer la régularité de la préparation pour obtenir un mélange homogène et colloïdal.



6.5.11 - Opération de scellement du boulon

L'opération de scellement vise à obtenir une bonne distribution du coulis de scellement le long et autour de la barre et à ne présenter aucun défaut de remplissage. Elle constitue une autre étape clé du cycle d'exécution d'un boulon. Les fuites par les parois du forage sont à éviter et sont de nature à compromettre cette opération. Le coulis est transféré par un flexible depuis la pompe d'injection jusqu'à la canule d'injection. Le remplissage du forage s'effectue en une seule phase par le fond du forage et vers le haut, en maintenant un débit adéquat et en contrôlant le volume de coulis injecté et la pression d'injection. La mesure de la pression tient compte de la différence d'altitude entre la tête d'ancrage et l'instrument de mesure. Le tube d'évent permet d'évacuer l'air et de contrôler le remplissage du forage. Le processus est maintenu jusqu'à obtenir un remplissage complet du forage (débordement par l'évent) et l'obtention d'un critère d'arrêt prédéfini (voir ci-dessous). Dans certains cas, la procédure d'injection peut se terminer par l'application d'un palier de surpression après obturation du tube évent (pompe d'injection ou colonne hydrostatique). La gaine textile ne doit pas être endommagée pendant la montée en pression du coulis de scellement. Des dispositions seront adoptées pour protéger la surface rocheuse du débordement de coulis.

6.5.12 - Conditions d'arrêt de l'injection

Des critères adaptés au projet de réalisation du dispositif de renforcement passif envisagé sont à rechercher parmi divers critères en usage. Ils sont à fixer au préalable et peuvent s'appuyer sur la pratique collective ou des essais de convenance ou de démonstration préliminaires. Ils sont définis en termes de volume injecté ou de pression. Le Tableau 14 présente des exemples de critères pouvant être retenus. Dans tous les cas, il est fait référence au volume théorique estimé de l'espace annulaire situé entre la barre et la paroi du forage. Par exemple, le volume annulaire unitaire le long d'une barre de 32 mm de diamètre à sceller dans un forage de 82 mm de diamètre vaut :

$$V_u = \frac{\pi}{4 \times 1000} (82^2 - 32^2) \approx 4,5 \text{ litres/m}$$

critère	expression	observation
en pression	$p > 100 \text{ kPa}$	mesurée à la tête du forage
en volume	$V > 2 V_{\text{forage}}$	mesuré à la sortie de pompe

Tableau 14 : Exemple de critères d'arrêt du scellement

Avec :

p : pression d'injection ;

V : volume injecté ;

V_{forage} : volume annulaire.

A minima, les critères en volume se fondent sur le retour du coulis, ou résurgence, par le tube évent en un écoulement continu exempt de bulles d'air. Sinon, des seuils quantitatifs de volume injecté à ne pas dépasser sont à fixer. Les critères en pression se fondent sur des seuils quantitatifs à définir et la durée des paliers d'application, en tenant compte de la différence d'altitude entre la tête et l'instrument de mesure et en tenant compte de la pente du boulon.

6.5.13 - Cas d'une perte de coulis

Si le critère de consommation du coulis est dépassé (critère en volume) ou le retour du coulis n'est pas observé, l'injection sera stoppée immédiatement. Pour les barres équipées d'une gaine textile, ce dépassement du critère est le signe d'un éclatement. L'armature doit être retirée et nettoyée. Les données du forage doivent être ré-analysées et des nouvelles dispositions adoptées pour aboutir au scellement de la barre avec succès.

Une méthode de reprise du trou consiste alors à injecter du mortier dans le trou, de consistance appropriée. Après la prise de celui-ci, le trou peut être reforé et rééquipé de sa barre.

Pour une mise en défaut du critère en pression, un arrêt temporaire de l'injection peut être propice à un étanchement de la fuite par épaissement du coulis. La reprise de l'injection doit être envisagée sans tarder avant l'obturation des canules du fait de la prise du coulis.



6.5.14 - Défauts mineurs

La réinjection d'un complément de coulis peut s'avérer nécessaire par le sommet du forage, après un délai approprié (24 heures par exemple).

Dans les forages peu inclinés et en l'absence d'un cachetage en tête, un remplissage incomplet du trou par le coulis peut apparaître sous la forme d'une lunule. Le remplissage du trou doit être complété par du mortier.

6.5.15 - Délais d'attente

Un délai d'attente doit être spécifié après la fin de l'injection d'un boulon ou d'un lot de boulons, et avant le serrage de la tête, afin de garantir la prise des coulis de scellement dans de bonnes conditions et avant l'arrivée de vibrations par le massif rocheux sous l'effet des forations voisines ou des terrassements proches ou à distance par des moyens mécaniques ou à l'explosif. Le délai peut être fixé forfaitairement à 5 jours ou indexé sur un seuil minimal de résistance du coulis fixé à l'avance (une résistance en compression uniaxiale de 10 MPa par exemple).

On rappellera que si des drains sub-horizontaux sont prévus, ceux-ci doivent être réalisés au plus tôt cinq jours après l'injection des clous. Il est de bonne pratique de leur donner une longueur excédant de trois mètres celle des clous.

6.5.16 - Mortier

Un lit de mortier est à interposer entre la plaque d'appui et le rocher, sur une aire plus large que la plaque d'appui, de manière à assurer une étanchéité en tête et une répartition homogène des efforts sur le terrain. Si l'angle de la barre avec la plaque n'est pas conforme aux spécifications du montage, un plot en mortier ou l'adaptation locale du terrain doit être réalisé.

6.5.17 - Plaques d'appui en tête

Les plaques d'appui et les écrous à embase hémisphérique sont installés en tête, accompagnés de contre-plaques si nécessaire en veillant à bien positionner l'ensemble. Le serrage est effectué au couple préconisé. Toutes les parties métalliques apparentes sont revêtues alors par une peinture anticorrosion.

Le serrage est effectué avec une clef dynamométrique préalablement étalonnée. La procédure définit le couple qui doit être appliqué et également le délai entre l'injection et le serrage.

6.5.18 - Protection anticorrosion

Si la protection anticorrosion est assurée par une peinture, celle-ci doit être appliquée une première fois avant mise en œuvre sur plaque d'ancrage, écrou, tête de barre, etc., puis une seconde fois sur l'ensemble des faces libres des pièces montées après serrage.

6.6 - Éléments de contrôle

Dans ce domaine, les éléments de contrôle concernent essentiellement les essais de convenue des boulons, des coulis et mortiers et de la gaine textile.

6.6.1 - Essais de convenue pour les boulons

Les essais de convenue des renforts passifs, ou essais préalables, ont pour but de tester les performances mécaniques du coulis de scellement durci et mesurer la résistance du scellement dans les conditions réelles de fonctionnement des barres. Ces essais sont à effectuer en début de chantier dans le périmètre immédiat du site et sur des boulons mis en œuvre exclusivement pour ces essais et ne participant pas au confortement lui-même. Les boulons à tester sont réalisés avec la même technique que les boulons prévus dans le projet. Le programme d'essais vise à tester les scellements dans les différents terrains encaissants et présents sur le site.

Les essais de convenue sont réalisés suivant la norme NF XP P94-444 « Essai statique d'arrachement sous un effort axial de traction, d'un ancrage scellé dans un massif rocheux ». Les matériels d'essai doivent être en accord avec les spécifications de la norme (agrément, étalonnage, etc.). Les chargements en traction sont effectués à effort contrôlé jusqu'à l'arrachement de la barre, en limitant toutefois l'effort de traction aux 2/3 de la limite élastique de l'acier



(sécurité des opérateurs). Il peut être judicieux de limiter la longueur scellée et augmenter le diamètre de la barre d'acier. Les essais de convenance portent également sur les autres caractéristiques des boulons (diamètre de forage, caractéristiques du produit de scellement, résistance à la compression, etc.). Ils portent aussi sur la méthode d'exécution pour ses aspects pratiques concernant :

- le suivi de la foration ;
- l'enregistrement des paramètres de forage ;
- l'examen endoscopique des parois du trou ;
- l'assemblage de la barre et de ses équipements ;
- la mise en place de la barre équipée dans le forage ;
- l'efficacité du système de blocage (dispositif d'étalement en tête ou de la noix de serrage ou autre) ;
- le suivi de l'injection (qualité du coulis, pression d'injection, volume injecté, palier de pression, etc.) ;
- l'efficacité de la gaine textile.

Les essais sont mis à profit pour suggérer des critères d'arrêt de l'injection en utilisant les paramètres suivant :

- la pression d'injection ;
- le volume injecté en regard du volume théorique (le volume du trou estimé et dépendant de la qualité de la paroi, moins le volume de la barre) ;
- le volume injecté résiduel pendant le palier de pression.

En dérogation à la norme, il peut être réalisé pour l'essai une longueur libre de trois mètres. Ceci permet d'éviter de laisser un espace de vingt centimètres autour du trou. C'est la solution retenue lors de l'essai présenté sur la Figure 10.



Figure 10 : Vue du dispositif de réalisation d'un essai de boulon. Vérin annulaire et trépied de mesure

6.6.2 - Essais de convenance des coulis de scellement

L'essai porte sur :

- les conditions de mise en œuvre ;
- la densité du coulis frais ;
- la fluidité ;
- le ressuage (exsudation) ;
- le temps de prise du coulis ;
- la résistance à la compression uniaxiale et à la flexion du coulis à des stades divers.



Les coulis utilisés dans les applications géotechniques pour le scellement des aciers d'ancrage ou de boulon suivent le référentiel défini pour le scellement des câbles de précontrainte dans le domaine des ouvrages d'art. Les normes sont celles du référentiel de la précontrainte :

- EN 445 Méthodes d'essai (coulis pour câbles de précontrainte) ;
- EN 446 Procédure d'injection (coulis pour câbles de précontrainte) ;
- EN 447 Prescriptions pour les coulis courants.

6.6.3 - Mortiers de ciment

Les essais de convenance sur les mortiers sont réalisés par un laboratoire agréé afin d'évaluer :

- le temps de prise du mortier ;
- sa résistance à la compression uniaxiale à sept jours qui doit être supérieure à 20 MPa et celle à la flexion supérieure à 4 MPa.

D'autres tests peuvent être envisagés pour s'assurer de l'adhérence du mortier au rocher naturel ou rechercher une teinte appropriée à la couleur de la roche.

6.6.4 - Essais de convenance pour la gaine textile

Les essais de convenance des gaines textiles sont destinés à vérifier la bonne adaptation des caractéristiques de ces produits pour leur mise en œuvre pratique (diamètre, élasticité, perméabilité au coulis, etc.). Ces essais consistent à l'injection de coulis dans des tronçons de gaine disposés :

- à l'air libre, avec mise en pression progressive du coulis jusqu'à 100 kPa ;
- à l'intérieur d'un tube de diamètre approximativement égal à celui des forages réels, avec mise en pression progressive du coulis jusqu'à 500 kPa.

Un soin particulier sera apporté à la confection des éléments de gaine, au raccordement des tubes d'injection et d'évent, à l'obturateur d'évent, etc. Le volume du coulis injecté sera mesuré.

Les critères d'acceptation de la gaine textile sont les suivants :

- pas d'éclatement sous pression ;
- essorage correct du coulis.

6.7 - Éléments d'auscultation

Sans entrer dans les détails des techniques d'instrumentation et d'auscultation, largement développées par ailleurs, il faut simplement mentionner l'intérêt et l'importance de ces moyens pendant la phase de construction (voire de pilotage ou de surveillance d'un chantier), puis la phase d'exploitation des ouvrages. Dans le domaine concerné, il s'agit par exemple de mesures de vibrations, de mesures de déplacement ou de mesures extensométriques. Beaucoup de précautions doivent être prises pendant la conception puis la mise en œuvre de ces techniques pour les rendre compatible avec l'exploitation d'un chantier.

6.8 - Éléments de l'assurance qualité

Le champ largement développé de l'assurance qualité dans les différents secteurs des travaux de génie civil sert de référence au sens large pour les chantiers de réalisation de dispositifs de renforcement passif. Seul un point spécifique important est développé ici qui concerne le suivi de l'exécution des boulons.



6.8.1 - Assurance de la qualité pour l'exécution des boulons

Au fur et à mesure de l'avancement du chantier, l'entrepreneur fournit un plan de repérage en 3D des têtes de boulons et de leur inclinaison réelle. Chaque boulon fera l'objet du suivi suivant :

- enregistrement des paramètres de forage ;
- enregistrement des paramètres d'injection (pression, volume) ;
- une endoscopie du trou ou un moyen équivalent pour évaluer l'état de la paroi du forage, fractures, cavités, joints marneux sera ajouté pour les boulons ascendants.

Chaque boulon permanent fera l'objet d'une fiche individuelle sur laquelle seront portées au fur et à mesure de leur réalisation les informations suivantes :

- l'identification du dispositif de renforcement et du numéro de boulon dans la famille ;
- les caractéristiques principales du boulon ;
- le repérage de la tête ;
- les coordonnées angulaires de l'axe du trou de forage (azimut, plongement) ;
- la longueur prévisionnelle ;
- la date et l'heure du début de forage ;
- la méthode de forage ;
- la dénomination du matériel de forage ;
- le diamètre du forage ;
- le type d'outil ;
- la longueur de forage ;
- le repérage des discontinuités remarquables ;
- des observations lors du forage ;
- la date et l'heure de la mise en place de la barre ;
- si manchonnage, la longueur des tronçons de barre, élément par élément ;
- si manchonnage, le nombre de manchons ;
- la longueur de la barre ;
- les principaux équipements de la barre (gaine textile, centreur, tube d'injection et d'évent) ;
- la méthode de mise en place dans le trou ;
- le dispositif de maintien dans le trou ;
- le dispositif de cachetage ;
- la longueur hors trou après recépage ;
- des observations lors de la mise en place ;
- la date et l'heure du début de l'injection ;
- la nature des produits de scellement (ciment) ;
- le rapport E/C ;
- la durée de la période d'injection ;
- la quantité prévisionnelle de coulis ;
- la quantité de coulis injecté ;
- la pression d'injection ;
- le volume résiduel injecté pendant le palier de pression ;
- des observations lors de l'injection ;
- la date et l'heure de la finition ;
- les équipements de la tête (plaque, écrou, mortier de calage) ;
- les conditions de montages (serrage) ;
- la nature de la finition (peinture).



Et en annexe :

- le log d'enregistrement des paramètres de foration ;
- le log de l'examen endoscopique au moins pour les boulons ascendants.

6.8.2 - Autres rubriques de l'assurance de la qualité

Elles concernent les nombreux autres postes du chantier, avec :

- l'agrément des produits ;
- l'agrément des procédures ;
- les fournitures et le stockage des produits ;
- les coulis ;
- etc.

6.9 - Réception des ouvrages - Récolement

Les procédures de réception des ouvrages devront être précisées.

Le dossier de récolement concentre la mémoire du projet de réalisation du dispositif de renforcement passif et la mémoire de son exécution. Son contenu doit être précisé dans le cadre d'une procédure de l'assurance de la qualité.





Bibliographie

Les références bibliographiques reprises ci-après ne sont pas toutes citées dans le texte, les auteurs s'en sont néanmoins inspirés pour l'écriture du présent document.

Normes

- [1] NF XP P94-444, Roches. Essai statique d'arrachement, sous un effort axial de traction, d'un ancrage scellé dans un massif rocheux. Essai par paliers. AFNOR, Association Française de Normalisation, 2002.

Guides techniques / recommandations

- [2] GT48 État de l'art sur le dimensionnement des protections contre les chutes de blocs ERLPC 2010
- [3] Cemagref 2004 : Ancrages passifs en montagne : Conception, réalisation, contrôle. Collection, guide technique du Cemagref - Protection contre les risques naturels
- [4] AFTES (2003) : Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. Tunnels et Ouvrages Souterrains, n° 177, mai/juin 2003, pp. 138-186.
- [5] Clouterre (1991) : Recommandations Clouterre 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 268 p.

Articles

- [6] Asroun A. (1993) : Etude du comportement des ancrages passifs scellés au rocher. Thèse Ecole Centrale de Paris, juillet 1993, 160 p.
- [7] Asroun A., Durville J.L. (1999) : Etude expérimentale du renforcement des massifs rocheux par ancrages passifs. C.R. 9^{ème} Congrès Int. de Mécanique des Roches, Paris, vol. 2, pp. 1453-1458.
- [8] Asroun A., Diruy M., Massieu E. (1994) : Essais de cisaillement en vraie grandeur d'une discontinuité renforcée par barre passive. Bull. liaison Labo. Ponts et Chaussées, n° 192, pp.19-25.
- [9] Azuard J.J (1977) : Stabilisation des massifs rocheux fissurés par barres d'acier scellées. Rapport de recherche des LPC, n° 73, 70 p.
- [10] Bedi A., Harrison J. : Dealing with epistemic uncertainty in fractured rock masses. Proc. International Symposium of the ISRM, Eurock 2012. Stockholm, Sweden.
- [11] Bidaut P., Durville J.L., Guillemain P., Richard J.C., Viktorovitch M. (2006) : Essais de cisaillement sur discontinuités rocheuses armé par ancrages passifs : utilisation d'une boîte de cisaillement de grandes dimensions. Bull. labo. Ponts et Chaussées, n° 263/264, pp.7-18.
- [12] Blondeau F., Christiansen M., Guilloux A., Schlosser F. (1984) : Talren : Méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée. C.R Colloque Int. sur le Renforcement en Place des Sols, pp. 219-224.
- [13] CFMR (1979) le renforcement des massifs rocheux par armatures passives. C.R. 4^{ème} Congrès Int. de Mécanique des Roches, Montreux, vol. 1, pp. 23-30.
- [14] Durville J.-L., Héraud H. (2015) Description des roches et des massifs rocheux. Technique de l'ingénieur - C352. 10 nov. 1997



- [15] Egger P., Pellet F. (1991) Strength and deformation properties of reinforced jointed media under true triaxial conditions. C.R. 7^{ème} Congrès Int. de Mécanique des Roches, Aachen, vol. 2, pp. 215-220.
- [16] Egger P., Zabuski L. (1991) : Behaviour of rough bolted joints in direct shear tests. C.R. 7^{ème} Congrès Int. de Mécanique des Roches, Aachen, vol. 2, pp. 1285-1288.
- [17] Farmer I.W. (1975) : Stress distribution along resin grouted rock anchor. Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 12, n° 11, pp. 347-351.
- [18] Gaudin B (1990) : Stabilité des pentes. Stabilité des massifs rocheux. Session de formation continue ENPC, Paris, Juin 1990, 34 p.
- [19] Gaudin B (1994) : Renforcement des massifs rocheux. Session de formation continue ENPC, Chambéry, Novembre 1994, 34 p.
- [20] Gaudin B. (1998) : Renforcement des massifs rocheux. Session de formation continue ENPC, Conception et réalisation d'ouvrages en milieux rocheux, Paris, 20-22 octobre 1998, 1987, 34 p.
- [21] Hoek E. (1983) : Strength of jointed rock masses. Géotechnique, vol. 33, n° 3, pp. 187-223.
- [22] Hoek E. (1994) : Strength of rock and rock masses. ISRM New J., vol. 2, n° 2, pp. 4-16.
- [23] Li C., Stillborg B. (1999) : Analytical models for rock bolts. Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci., vol. 36, n° 8, pp. 1013-1029.
- [24] Panet M., Fourmaintraux D., Gaudin B., Ricard A., Rochet L. Rotheval J.P. (1976) : la mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil. Asso. Amicale des Ingénieurs Anciens Élèves de l'ENPC, 236 p.
- [25] Maiolino S., Deveaud, J-P, & Pellet, F.L. (2014) Résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses renforcées par ancrages passifs, Actes du Symposium International sur la Stabilité des Versants Rocheux RSS 2014, Marrakech, 2-4 avril 2014, pp. 139-148
- [26] Maiolino S. & Pellet, F. (2015). Full scale lab testing for the determination of rock bolt contribution to reinforced joint shear strength, ISRM2015, Montréal
- [27] Panet M. (1987) : Renforcement des fondations et des talus à l'aide d'ancrages actifs et passifs. Proc. 6th Int. Congress on Rock Mechanics, Montreal, August 30 – September 3, 1987, pp. 1569-1578.
- [28] Pellet F. (1993) : Résistance et déformabilité des massifs rocheux stratifiés renforcés par des ancrages passifs. Thèse n° 1169, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 202 p.
- [29] Pellet, F. & Egger, P. (1996) Analytical model for the mechanical behavior of bolted rock joints subjected to shearing. Rock Mechanics and Rock Engineering. Vol 29, no 2, pp 73-97.
- [30] Pellet, F. Egger, P., & Descoedres, F. (1995) A method for the design of a bolting system for rock slopes. 8th Int. Cong. on Rock Mechanics (pp 409-412). Tokyo.
- [31] Serratrice J.F. (2014) : Calcul des ancrages passifs à l'état limite et comparaison avec l'expérience. Actes du Symposium International sur la Stabilité des Versants Rocheux RSS 2014, Marrakech, 2-4 avril 2014, pp. 191-201
- [32] Schlosser F. (1982) : Behaviour and design of soil nailing. Proc. Symp Recent Developments in Ground Improvement Techniques, AIT, Bangkok, pp. 399-413.
- [33] Spang K., Egger P. (1990) : Action of fully-grouted bolts in jointed rock and factors of influence. Rock. Mechanics and Rock Engineering, vol. 23, pp. 201-229.
- [34] Stimpson B. (1987) : An analytical method for determining shear stiffness of an inclined grouted bolt installed across an open discontinuity. Int. J. of Mining and Geological Engng., vol. 5, pp. 299-305.
- [35] Terrasol (2005) : Manuel d'utilisation de Talren 4. Notice technique Terrasol Talren 4, juillet 2005 – Ind A, 63 p.
- [36] Windsor C.R., Thompson A.G. (1993) : Rock reinforcement-technology, testing, design and evaluation Comprehensive Rock Engineering Principles, Practice and Projects (Ed. J.A. Hudson) V.4, pp. 451-484.
- [37] Windsor C.R. (1997) : Rock reinforcement systems. Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci., vol. 34, n° 6, pp. 919-951.

© 2017 - Cerema

Le Cerema, l'expertise publique pour le développement durable des territoires.

Le Cerema est un établissement public, créé en 2014 pour apporter un appui scientifique et technique renforcé dans l'élaboration, la mise en œuvre et l'évaluation des politiques publiques de l'aménagement et du développement durables. Centre d'études et d'expertise, il a pour vocation de diffuser des connaissances et savoirs scientifiques et techniques ainsi que des solutions innovantes au cœur des projets territoriaux pour améliorer le cadre de vie des citoyens. Alliant à la fois expertise et transversalité, il met à disposition des méthodologies, outils et retours d'expérience auprès de tous les acteurs des territoires : collectivités territoriales, organismes de l'État et partenaires scientifiques, associations et particuliers, bureaux d'études et entreprises.

Toute reproduction intégrale ou partielle, faite sans le consentement du Cerema est illicite (loi du 11 mars 1957). Cette reproduction par quelque procédé que se soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal.

Coordination et suivi d'édition › Cerema Infrastructures de transport et matériaux, Département de la valorisation technique, Pôle édition multimédia : **Pascale Varache**

Mise en page › **Domigraphic - 17 avenue Aristide Briand - 91550 Paray-Vieille-Poste**

Illustration couverture › © **Marie Malascrabes (Cerema Méditerranée)**

Vignettes pages intérieures › © **Marie Malascrabes (Cerema Méditerranée)**, © **A. Bouissou (Terra)**

Figures et dessins › © **Jean-François Serratrice (Cerema Méditerranée)**

Figures 7, 8 et 10 › © **DIR Méditerranée**

Figure 9 › © **Cerema Méditerranée**

Dépôt légal : **juin 2017**

ISBN : **978-2-37180-175-2**

ISSN : **2276-0164**

Pour toute correspondance › **Cerema Infrastructures de transport et matériaux - Bureau de vente - BP 214 77487Provins Cedex**
ou par mail › **bventes.DTeclTM@cerema.fr**

www.cerema.fr › Rubrique « Nos éditions »

La collection « Références » du Cerema

Cette collection regroupe l'ensemble des documents de référence portant sur l'état de l'art dans les domaines d'expertise du Cerema (recommandations méthodologiques, règles techniques, savoir-faire...), dans une version stabilisée et validée.

Destinée à un public de généralistes et de spécialistes, sa rédaction pédagogique et concrète facilite l'appropriation et l'application des recommandations par le professionnel en situation opérationnelle.

Protection contre les instabilités rocheuses

Dimensionnement et exécution des boulons

Ce document propose une rédaction préliminaire d'un guide spécialisé consacré au dimensionnement et à l'exécution des boulons pour des applications de renforcement des blocs rocheux ou de fixation de dispositifs de protection contre les chutes de blocs. Le premier chapitre de ce document évoque les principes d'utilisation des boulons scellés au coulis de ciment, en distinguant le comportement individuel d'un boulon du comportement intégré dans un dispositif de renforcement passif. Après ces quelques éléments technologiques, les principes de conception générale sont présentés. Le chapitre suivant aborde les méthodes de dimensionnement, les principales hypothèses adoptées, les paramètres utilisés et les coefficients de pondération de ces paramètres. Le chapitre 4 est consacré au choix des matériaux constitutifs des boulons scellés au coulis de ciment. Il s'agit des aciers, des ciments et autres produits de scellement et des accessoires. Le chapitre 5 s'adresse aux procédés de réalisation des boulons scellés au coulis de ciment dans le but d'évoquer les principaux aspects pratiques de la réalisation d'un dispositif de renforcement passif. Le guide se termine par des recommandations.

Aménagement et développement des territoires, égalité des territoires - Villes et stratégies urbaines - Transition énergétique et changement climatique - Gestion des ressources naturelles et respect de l'environnement - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Gestion, optimisation, modernisation et conception des infrastructures - Habitat et bâtiment

ISSN : 2276-0164

ISBN : 978-2-37180-175-2



9 782371 801752

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement - www.cerema.fr

Direction technique infrastructures de transport et matériaux - 110 rue de Paris - 77171 Sourdun - Tél. +33 (0)1 60 52 31 31

Siège social : Cité des mobilités - 25, avenue François Mitterrand - CS 92 803 - F-69674 Bron Cedex - Tél. +33 (0)4 72 14 30 30