



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA-Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

Etude de confortement de l'éboulement rocheux de la falaise Cap AOKAS

Présenté par :

Belloul Ferhat

Lebid Yassine

Soutenu le 21 - 06 - 2016 devant le jury composé de :

BOUAYAD DJ Président

BENDADOUCHE H Examineur

Encadré par Mr KHEFFACHE T

Remerciements

On tient à exprimer ici notre profond respect et notre reconnaissance à Monsieur KHEFFACHE Toufik, maître de conférences à l'université A.MIRA de BEJAIA, d'avoir encadré notre travail et qui nous a encouragé, soutenu et orienté la réalisation de ce travail.

On remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail, on exprime également notre reconnaissance à Monsieur BOUABID Nacer le chef du projet, qui nous a fourni toutes les données du projet.

Et à tous les personnes qui nous ont fait l'honneur de bien vouloir guider nos pas tout au long de ce travail. Leurs conseils et leurs encouragements.

Nos reconnaissances vont à tous les collègues de la promotion géotechnique 2015/2016 (Nassim, Rabah, Mourad, Sofiane dite Riski, Amine, Lotfi sans oublié Tahar et autres ...

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes chers parents, mes frères, mes proches, tous mes amis (es) et à tous mes collègues.

LEBID .Y

Si j'y parvenu c'est à l'aide de mes parents, de mes frères et mes sœurs qui ont fait de moi qui je suis. Alors je leur dédie ce travail et je les remercie du fond du cœur. Et surtout je dédie profondément ce travail à la mémoire de ma mère (Que Dieu tout puissant l'accueille dans son vaste paradis) et aussi je dédie ce travail à tous mes proches et mes amis.

BELLOUL. F

Table des matières

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I Généralité sur les éboulements rocheux	3
I.1. Introduction.....	3
I.2. Les chutes des blocs et éboulements rocheux	4
I.3 Les mouvements gravitaires des massifs rocheux.....	5
I.4 Etat de la roche en place	5
I.4.1 L'énergie cinétique d'impact.....	6
I.5 Impact des paramètres climatiques sur la stabilité des versants et des falaises naturels	7
I.5.1 Impact des précipitations.....	7
I.5.3 impact de la végétation	11
I.5.4. Impact du vent	12
I.5.5 autres paramètres : facteurs propres du site	12
I.6 classification géologiques des roches	14
I.7 aspect géologique.....	14
I.8 Caractéristiques géométriques et mécaniques des discontinuités dans les massifs rocheux	16
I.8.1 Caractéristiques géométriques des discontinuités.....	16
I.8.2 caractéristiques mécaniques	19
I.8.3 comportement d'un joint en compression	21
I.9 Modèles géométriques des discontinuités.....	26
I.10 Les méthodes d'investigations	27
I.10.1 Etude du terrain	27
I.10.2 Les études : à l'équilibre limite, les études cinématiques, les méthodes de simulation de propagation	27
I.11 Méthodes de calcul de stabilité dans les massifs rocheux	29
I.11.1 Méthodes de calcul classiques	29
I.11.2 Méthode des blocs clés.....	32
I.11.3 Méthodes de calculs en déformations	32
I.12 techniques de renforcement des massifs rocheux et ouvrages de protections	33
I.12.1 technique de renforcement par ancrages	33
I.12.2 Technique de renforcement par béton projeté	35
I.12.5 Capacité de divers types d'ouvrages.....	40

I.13 Conclusion	41
CHAPITRE II Présentation du projet	42
II.1. Situation géographique	42
II.2 Climat de la région	42
II.3 Géologie locale du Cap Aokas	43
II.4 Causes qui ont provoquées l'éboulement	44
II.4.1 Chimiquement	44
II.5 Données géotechniques	45
II.6 Points de départ des trajectoires.....	46
II.7 Nature de la falaise d'AOKAS	48
II.8 hypothèses générales.....	49
Chapitre III Choix de type de parades, calcul de stabilité et modélisation	51
III.1. Choix type de parades.....	51
III.1.1 Les parades passives	52
III.2 Calcul de stabilité	53
III.2.1 Calcul et dimensionnement d'ancrages d'écran.....	53
III.2.2. Calcul et dimensionnement de la paroi clouée	63
III.2.3 Hypothèse de dimensionnement du merlon	70
III.2.4 Dimensionnement des filets pare-blocs	74
III.3 autre proposition d'un dimensionnement d'un ouvrage merlon pare-blocs.....	77
III.3.1 Démarche de modélisation	77
III.3.2 Hypothèse de dimensionnement	77
III.3.3 Hypothèse géotechnique	78
III.3.4 Hypothèse d'impact.....	79
III.3.5 Résultats de la modélisation et du dimensionnement de l'ouvrage	79
III.3.6. Intérêt d'un dispositif de diffusion des contraintes	80
III.4 Conclusion	81
Chapitre IV alea de propagation et méthodologie du système de protection écran pare-	
blocs.....	82
IV.1 Détermination de l'aléa de propagation.....	82
IV.1.1 L'aléa de propagation par trajectographie	82
IV.1.2 Détermination de l'aléa de propagation après travaux (résiduelle)	83
IV.2 manuel du système écran pare-blocs	86
IV.2.1 Implantation : implantation des points d'ancrages.....	86
IV.2.2 Ancrage des câbles de retenues, des câbles porteurs et des haubans latéraux	86

IV.2.3 Ancrages des haubans intermédiaires	87
IV.3.4 Aménagements de l'ancrage des câbles	90
IV.2.6 Dispositif de protection pare-blocs	92
IV.2.7 Installation du support et le filet avec un hélicoptère.....	93
IV.2.10 Positionnement finale des écrans pare-blocs.....	96
Conclusion générale.....	97

Liste des figures

Figure I. 1. <i>Vue d'un talus rocheux fissuré, situé à AOKAS.</i>	4
Figure I. 2. <i>. Chute de blocs à AOKAS (février 2015), (risque de transport : perte vie humaines, matériels).</i>	5
Figure I. 3. <i>Etat de la roche en place</i>	6
Figure I. 4. <i>Représentation du phénomène de basculement d'un bloc sur un sol meuble.</i>	7
Figure I. 5. <i>Répartition de l'eau de surface souterraine en fonction de la perméabilité du massif (Saad 2012).</i>	8
Figure I. 6. <i>Influence de la température sur les cycles de gel-dégel. (Saad 2012).</i>	11
Figure I. 7. <i>Différentes structures géométriques de massif rocheux fracturé.</i>	15
Figure I. 8. <i>Types de structures des massifs rocheux et représentation statistique correspondantes [CFMR-MMR(2000)].</i>	16
Figure I. 9. <i>Orientation d'un plan de discontinuités.</i>	18
Figure I. 10. <i>Charte De Barton, Détermination des coefficients de rugosité de joint JRC. (Barton 1985).</i>	20
Figure I. 11. <i>Epaisseur déformable du joint.</i>	21
Figure I. 12. <i>Comportement d'un joint en compression.</i>	22
Figure I. 13. <i>Comportement d'un joint en cisaillement.</i>	24
Figure I. 14. <i>Critère de rupture (Barton (1977). Mohr-coulomb).</i>	25
Figure I. 15. <i>Modèles géométriques des discontinuités. a) modèle de disque de Beacher et al. (1977), b) model polygonal de Dershowitz (1984), c) modèle de salves (d'après Billaux (1990)).</i>	26
Figure I. 16. <i>Modèles géométriques idéalisées des discontinuités (CFMR-MMR [2000]).</i>	27
Figure I. 17. <i>Modèle numérique 3D simulant l'éboulement d'un massif rocheux.</i>	28
Figure I. 18. <i>Les mécanismes élémentaires de ruptures, (D'après Hoek et Bray 1981).</i> ..	30
Figure I. 19. <i>Dispositif d'un ancrage actif.</i>	34
Figure I. 20. <i>Ancrage passif.</i>	35
Figure I. 21. <i>Massif rocheux renforcé par le béton projeté à Aokas.</i>	36
Figure I. 22. <i>Procédé à voie sèche.</i>	37
Figure I. 23. <i>Procédé à voie mouillé.</i>	37
Figure I. 24. <i>Types de gabions.</i>	38
Figure I. 25. <i>Grillage plaqué métallique.</i>	40
Figure I. 26. <i>Capacité D'absorbtion d'énergie (kJ) pour différentes types d'ouvrages de protection.</i>	41
Figure II. 1. <i>Localisation géographique d'AOKAS.</i>	42
Figure II. 2. <i>Vue depuis le sommet du site étudié</i>	42
Figure II. 3. <i>Diagramme climatique.</i>	43
Figure II. 4. <i>Géologie du cap Aokas. (Légende technique, dressé et publié par le service géographique de l'armée).</i>	44
Figure II. 5. <i>Courbe de niveau tous les 50 cm, modélisation de la falaise (MNT).</i>	46
Figure II. 6. <i>Scanner laser ultra rapide.</i>	46
Figure II. 7. <i>Représentation d'un passage de bloc pour une trajectoire.</i>	47
Figure II. 8. <i>Répartition spatiale d'une quantité de blocs.</i>	48
Figure II. 9. <i>Points de départs des trajectoires, simulation avec KAYASS 3D.</i>	48
Figure II. 10. <i>Natures des sols de la falaise d'Aokas.</i>	49

Figure III. 1. <i>Zone de confortement</i>	52
Figure III. 2. <i>Photo d'essai</i>	54
Figure III. 3. <i>Courbe de traction–déplacement axial en tête d'ancrage pour le premier cycle</i>	56
Figure III. 4. <i>Courbe de traction–déplacement axial en tête d'ancrage pour le deuxième cycle</i>	56
Figure III. 5. <i>Disposition pied de poteau</i>	59
Figure III. 6. <i>Courbe effort-déplacement axial en tête d'ancrage</i>	61
Figure III. 7. <i>Disposition du pied de poteau</i>	62
Figure III. 8. <i>Photo d'essai</i>	65
Figure III. 9. <i>Courbe de traction–déplacement axial en tête d'ancrage pour le premier cycle</i>	67
Figure III. 10. <i>Courbe de traction–déplacement axial en tête d'ancrage pour le deuxième cycle</i>	67
Figure III. 11. <i>Coupe type de la paroi</i>	70
Figure III. 12. <i>Géométrie du merlon</i>	71
Figure III. 14. <i>La distribution des efforts dans les éléments de la structure porteuse d'écran de 3000 KJ</i>	76
Figure III. 15. <i>L'énergie absorbée par les dissipateurs d'énergie (écran de 3000 KJ)</i>	76
Figure III. 16. <i>Coupe schématique de l'ouvrage</i>	78
Figure III. 17. <i>Déplacements horizontaux non stabilisés après l'impact (largeur de la crête 5m).instabilité de l'ouvrage</i>	80
Figure III. 18. <i>Déplacements horizontaux après l'impact (largeur 7m)</i>	80
Figure III. 19. <i>Déplacements horizontaux stabilisés après l'impact (largeur en crête 6,5 m – dispositif de contraintes de diffusion)</i>	81
Figure IV. 1 <i>Représentation d'une section de 100000 trajectoires avec le dispositif d'écran en place et le merlon</i>	83
Figure IV. 2. <i>Représentation des points d'arrêt des trajectoires pour 100000 trajectoires modélisées</i>	83
Figure IV. 3. <i>Détail d'un cas de franchissement du merlon</i>	84
Figure IV. 4. <i>Répartition cumulée des énergies maximales observées lors de la chute de 100000 blocs sur une vue en plan</i>	86
Figure IV. 5. <i>Implantation des points d'ancrages</i>	86
Figure IV. 6. <i>Ancrages de différents câbles</i>	87
Figure IV. 7. <i>Ancrages des haubans intermédiaires</i>	88
Figure IV. 8. <i>Coude vers l'amont</i>	89
Figure IV. 9. <i>Coude vers l'aval</i>	89
Figure IV. 10. <i>Ancrages des plaques de bases des supports</i>	90
Figure IV. 11. <i>Aménagement d'ancrages des câbles</i>	91
Figure IV. 12. <i>Ancrage des plaques de base</i>	92
Figure IV. 13. <i>Dispositif pare-blocs</i>	93
Figure IV. 14. <i>Opération de l'héliportage du support et du filet et sa mise en place</i>	93
Figure IV. 15. <i>Inclinaison du support</i>	94
Figure IV. 16. <i>Position des supports</i>	94
Figure IV. 17. <i>Montages</i>	95
Figure IV. 18. <i>Déploiement des sections des filets</i>	95
Figure IV. 19. <i>Positionnement finale d'écran pare-blocs</i>	96

Figure IV. 20. *Positionnement des ouvrages de protections* 96

Liste des tableaux

Tableau III. 1. <i>Efforts/déplacements (résultats de l'essai)</i>	55
Tableau III. 2. <i>Efforts/déplacements (résultats de l'essai)</i>	55
Tableau III. 4. <i>Effort/déplacement (résultat de l'essai)</i>	60
Tableau III. 5. <i>effort/déplacements (résultats d'essai)</i>	66
Tableau III. 6. <i>effort/déplacements (résultats d'essai)</i>	66
Tableau III. 7. <i>Caractéristique mécanique des matériaux</i>	79
Tableau III. 8. <i>Hypothèse d'impact</i>	79

Introduction générale

Le développement démographique et économique des zones de montagnes pose la question de la protection des infrastructures (routes, voies ferrées, zones industrielles...) et des populations contre les risques naturels de type gravitaire (glissements de terrains, avalanches, laves torrentielles et chutes de blocs). Parmi ces phénomènes identifiés, les chutes de pierres (volumes inférieurs au dm^3) et de blocs isolés (volumes compris entre 1 dm^3 et quelques m^3) se définissent par des mouvements rapides résultant de l'action de la pesanteur et provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux fracturés.

Pour assurer la fonction de lutte contre le risque de chute de blocs on distingue les parades actives et passives. Les parades actives visent à la stabilisation des blocs ou à la suppression des causes des chutes, elles agissent sur la zone d'origine des éboulements : clouage, béton projeté, grillage plaqué contre le rocher, ... Les parades passives, sont destinées à arrêter ou dévier la propagation des blocs rocheux par la construction de structures de génie civil (écran, galerie de protection, filet pare-blocs, merlon, ...) en amont des zones à protéger.

Le dimensionnement de ce type d'ouvrages nécessite la prise en compte des phénomènes mis en jeu lors d'un impact et se révèle très complexe. En effet, malgré les évolutions technologiques passées et récentes, de nombreuses incertitudes subsistent dans la connaissance des phénomènes dynamiques, en particulier la réponse des matériaux constitutifs sous impact. A ce jour, la conception relève de connaissances empiriques. Les méthodes de dimensionnement sont rares et ne considèrent que rarement le caractère dynamique de la sollicitation. Plusieurs méthodes analytiques ont été élaborées mais restent relativement approximatives.

Dans ce contexte, les travaux effectués au cours de ce mémoire ont pour :

- L'étude de l'éboulement, de la falaise d'Aokas, qui représente des risques très élevés et pour lesquels les ouvrages de protections passives, le merlon et les écrans métalliques ont été mis en œuvre pour protéger les usagers de la route nationale N°9.
- Des simulations numériques d'avalanches rocheuses menées dans des conditions simples et contrôlées pour appréhender les mécanismes de propagation.
- La modélisation des ouvrages de protections (merlon, écrans métalliques) qui sont mis en œuvre pour protéger la RN°9.
- Reconnaissance in situ du phénomène (causes d'instabilités et d'éboulements, géométries, géologies, risques, définitions des surfaces des discontinuités, état général de fracturation du massif rocheux instable.)

Le travail est organisé en quatre chapitres :

- Le premier chapitre représente une introduction générale sur les éboulements rocheux, l'impact de différents paramètres sur la stabilité du versant, on y présenté également les aspects morphologiques et géométriques qui influent sur les mécanismes de propagation, les différentes méthodes de calculs en déformations et les différentes techniques de renforcements.
- Le deuxième chapitre présent le projet étudié sa situation géographique, la localisation du site, ainsi les différentes reconnaissances.

- Dans le troisième chapitre on présente le choix de type de parade, le calcul de stabilité et des modalisations numériques.
- Le cinquième chapitre présente l'aléa de propagation avant travaux et après travaux, et une méthodologie du système de protections par-blocs.

CHAPITRE I Généralités sur les éboulements rocheux

I.1. Introduction

La réalisation des ouvrages dans les massifs rocheux fracturés ainsi que la stabilité de ces derniers nécessitent la connaissance des modèles de comportement mécanique à grande échelle en tenant compte l'existence des fractures.

Les massifs rocheux sont des milieux essentiellement discontinus. Ils consistent en assemblage de matériaux rocheux, de même nature ou de natures différentes, divisée en blocs de formes plus ou moins variées par des discontinuités diverses. Nous désignons par le mot discontinuité toute interruption physique de la matrice rocheuse. Elles englobent tous les autres termes tel que : les fractures, les joints, les contacts géologiques, les diaclases, les failles... etc.

L'instabilité des massifs rocheux contient l'un des risques naturels majeurs en région de montagnes, elles se manifestent généralement de façon brutale, sous forme de basculement de masses rocheuses qui entraînent de chutes de blocs et des éboulements à grandes énergies cinétique, les impacts sur les terrains et les constructions peuvent être destructeurs si l'on ne limite pas les risques par des ouvrages de protection judicieusement implantés, conçus et dimensionnés pour dévier ou arrêter les masses en mouvement.

Beaucoup de techniques technologiques ont été utilisées pour le renforcement des massifs rocheux, à pour objectif d'assurer leur stabilité et d'augmenter leur résistance, et de limiter leurs déformations.



Figure I. 1. *Vue d'un talus rocheux fissuré, situé à AOKAS.*

I.2. Les chutes des blocs et éboulements rocheux

Le terme d'éboulement rocheux désigne un mouvement d'une masse rocheuse, dans lequel les blocs ne se déplacent pas seulement en glissant, mais peuvent aussi tomber en chute libre, rebondir ou rouler.

Les chutes des blocs sont des mouvements rapides et très rapides (plusieurs dizaines à centaines en m/s). Ce sont des mouvements se produisant uniquement en milieux rocheux fracturés. Ce phénomène existe à plusieurs échelles allant de la chute de blocs isolés (mobilisant donc volume relativement faible), jusqu'à des écoulements rocheux donc les volumes peuvent atteindre plusieurs milliers voir millions de mètres cubes.

La connaissance des mécanismes de rupture des massifs rocheux et des phénomènes dynamiques élémentaires associés aux chutes de blocs constitue un préalable nécessaire à toute étude concrète d'un site à risque potentiel ou déclaré :

- Pour pouvoir identifier la nature des événements possibles, délimiter leurs ordres de grandeur et évaluer l'extension des zones concernées.
- pour pouvoir interpréter les observations d'événements antérieurs (état de falaise, relèves des blocs tombés, trace d'impact sur le versant ou dégâts

sur les arbres et constructions existantes, photographie aériennes cas échéant film vidéo, etc.).

- pour contrôler le fonctionnement des modèles numériques de simulation bi-ou tridimensionnelles des chutes de blocs au moyen de cas simplifiés (géométrie du terrain et des blocs, paramètres physiques).

I.3 Les mouvements gravitaires des massifs rocheux

Les mouvements gravitaires jouent rôle majeur dans l'évolution morphologique des chaînes des montagnes, c'est des processus d'érosion le plus actif qui est également à l'origine de catastrophe naturelles, pouvant être extrêmement destructrice en terme matériels, qu'en vies humaines, nous pouvons citer pour exemple l'éboulement qui s'est produit à 13h41 à proximité du tunnel d'AOKAS, à une vingtaine de km à l'est de Bejaïa, a enseveli un bus de 30 places, un minibus de 12 places et deux voitures légères, faisant 7 morts et 20 blessés.



Figure I. 2. . *Chute de blocs à AOKAS (février 2015), (risque de transport : perte vie humaines, matériels).*

Les mouvements gravitaires sont influencés par de nombreux facteurs tels que la structure géologique du massif (lithologie, failles et fractures), l'évolution du chargement mécanique imposé au versant (enfouissement, sollicitations sismiques, régime tectonique), les paramètres climatiques (précipitations), ou encore l'évolution des propriétés mécaniques du versant (endommagement mécanique et altérations physico-chimiques).

I.4 Etat de la roche en place

Dans les massifs rocheux, les ruptures se développent surtout au niveau des discontinuités, qui présentent des caractéristiques mécaniques plus faibles que celles de la matrice rocheuse, provoquant ainsi des glissements d'une ou plusieurs entités rocheuses suivant un ou plusieurs plans de fracture. (Figure I.3).

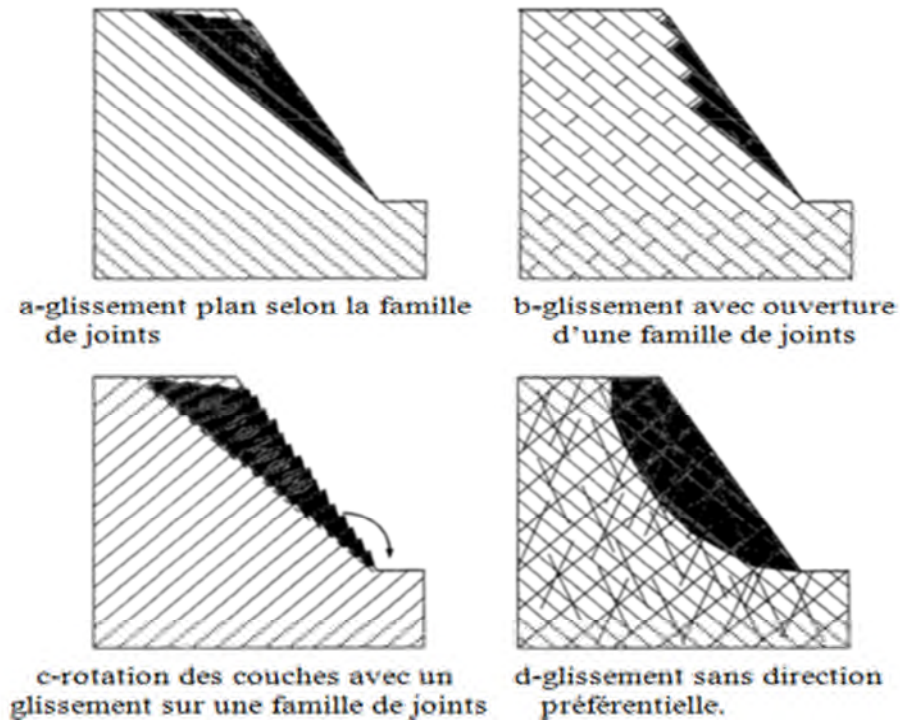


Figure I. 3. *Etat de la roche en place*

I.4.1 L'énergie cinétique d'impact

Modèle élasto-plastique :

L'énergie cinétique d'impact doit être absorbée par le travail de déformation de l'élément de structure de masse M en utilisant sa capacité de déformation plastique (tonello 1988).

Energie initiale : $E_c = m v_0^2 / 2$ (bloc).....(1)

Avec :

m : masse du bloc

v_0 : vitesse initiale du bloc.

Energie du system « bloc + élément après avoir l'impact (choc mou) :

$M v_0 = (m + M) v_1$ (2)

$E_{ext} = ((m + M) v_1^2) / 2 = E / (M + m) + 1$ (3)

Energie interne de déformation :

$E_{int} = P_u (Y_u - (Y_{el} / 2))$(4)

Ou : P_u = charge ultime de l'élément.

Y_u =déformation plastique.

Y_{el} =déformation élastique.

L'égalité des énergies donc :

$$Pu (Yu - (Yel/2)) = m vo /2[(M/m) + 1].....(5)$$

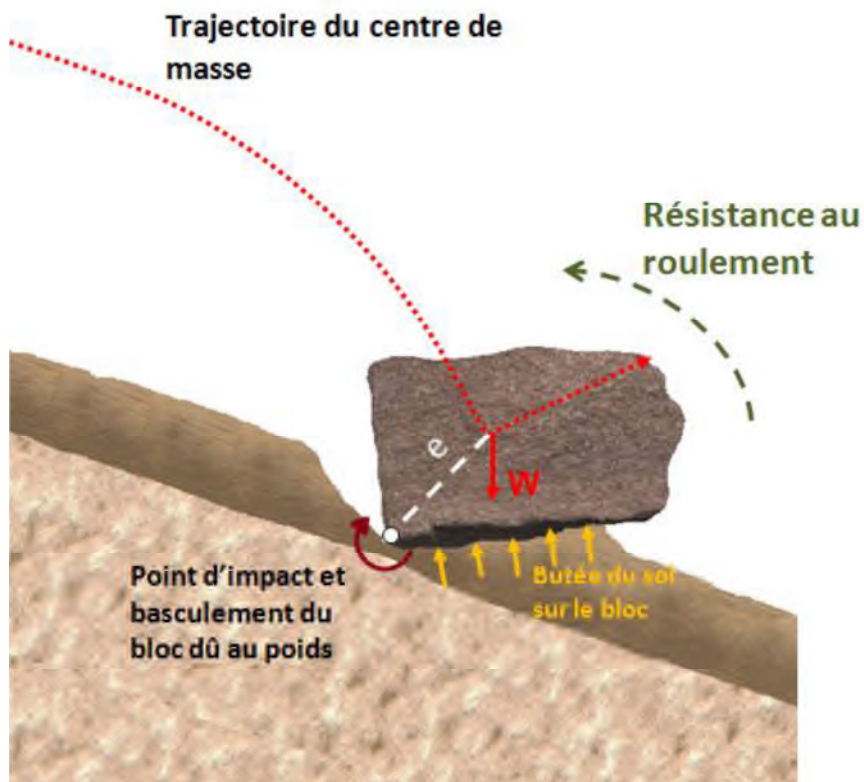


Figure I. 4. Représentation du phénomène de basculement d'un bloc sur un sol meuble.

I.5 Impact des paramètres climatiques sur la stabilité des versants et des falaises naturels

En raison du changement climatique, la température moyenne, la précipitation, le vent et le type de végétation peuvent changer. Pour les pentes naturelles du sol, ces changements peuvent entraîner la perte de certaines forces de résistance présentes et engager des forces motrices supplémentaires. Lorsque les conséquences du changement climatique réduisent les facteurs de sécurité, des glissements de terrain peuvent en résulter.

I.5.1 Impact des précipitations

I.5.1.1 versant naturel

Les experts prédisent que le changement climatique entraîne une augmentation des précipitations. Le schéma ci-dessous montre les différents mécanismes de répartition de l'eau selon la perméabilité du sol en présence (figure I.5).

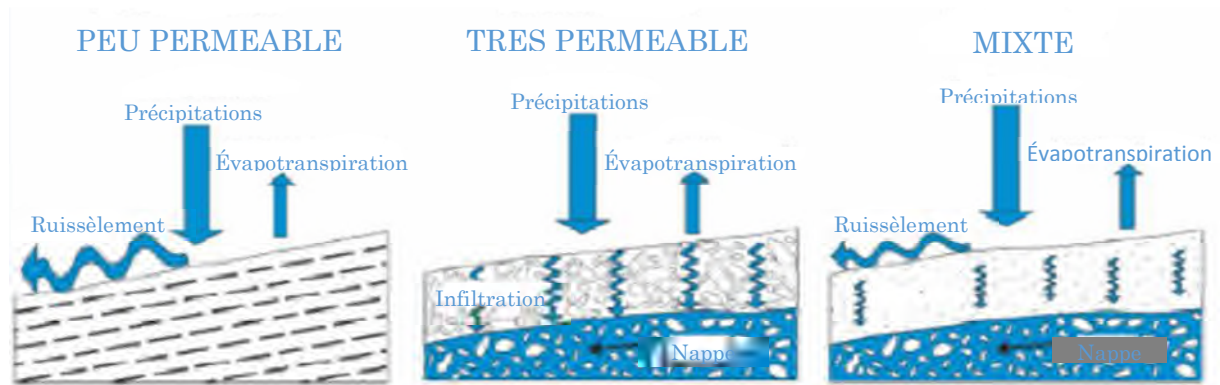


Figure I. 5. Répartition de l'eau de surface souterraine en fonction de la perméabilité du massif (Saad 2012).

Un des effets de l'augmentation des précipitations va être une augmentation du niveau des nappes phréatiques (Bo et al. 2008). Cela conduira à une réduction de la contrainte effective du sol et une augmentation des forces et des vitesses d'infiltration. Une augmentation du gradient hydraulique associé à une augmentation de la vitesse d'infiltration pourrait réduire considérablement les facteurs de sécurité. Une augmentation des forces de percolation pourrait également avoir une incidence sur l'érosion hydraulique interne du sol (Bo et al. 2008). En outre, une augmentation de l'infiltration remplacerait les vides d'air dans les sols avec de l'eau, et la force significative obtenue à partir de la succion du sol serait perdue.

L'augmentation des précipitations entraînera également un excédent d'eau dans les bassins versants causant l'augmentation des flux dans les cours d'eau et des inondations extrêmes (Didier et al. 2010). Cela pourrait provoquer l'érosion du pied des pentes naturelles dans les plaines inondables ou en bordure de cours d'eau (Bo et al. 2008). Ce processus peut déclencher un glissement de terrain dû à la réduction de la résistance en pied de falaise.

L'érosion de surface peut également se produire par enlèvement de la végétation et augmentation de l'infiltration des eaux de ruissellement.

Un autre impact de la montée des eaux est de rendre sensible à la liquéfaction, notamment d'origine sismique, une zone meuble à l'intérieur ou en dessous d'une pente (Bo et al. 2008). Dans le cas d'un tremblement de terre, une perte importante de la résistance du sol peut être ainsi entraînée, déclenchant un glissement de terrain.

I.5.1.2 falaise rocheuse calcaire

Les précipitations jouent un rôle fondamental dans les processus d'altération chimique. La dissolution va augmenter à cause des précipitations plus importantes chargées en CO₂ de l'atmosphère. Les fortes précipitations vont initier un lessivage plus important et les faibles précipitations sur une longue période de temps vont permettre une meilleure infiltration de l'eau dans la roche. La présence d'un manteau neigeux va augmenter le contact entre l'eau et le massif favorisant la dissolution (Saad, 2012). L'eau apportée par les précipitations favorise le développement des organismes biologiques et leur distribution spatiale. L'altération chimique de la roche en sera donc impactée.

Concernant l'impact sur l'altération physico-mécanique, les précipitations plutôt faibles auront un effet positif car elles s'infiltreront mieux dans le réseau poreux.

La gélivation va être accentuée. Saad (2012) mentionne à ce sujet l'expérience de Bousquié (1979) qui a étudié le nombre de cycles de gel-dégel avant rupture en fonction du degré de saturation. 17 calcaires différents ont subi des cycles de gel-dégel à deux états de saturation différents : 11 (sur 17) de ces calcaires se fracturent au bout de moins de 5 cycles après saturation sous vide alors que 6 (sur 17) mettent plus de 60 cycles à se fracturer après saturation par imbibition. Plus une roche est saturée moins elle résistera longtemps à la gélivation.

Les précipitations ont aussi un rôle sur le degré de saturation du massif, elles participent donc à l'altération par dilatation hydrique. Cette valeur de l'humidité relative est liée à la température. Ce sont donc ces deux paramètres qui conditionnent la dilatation hydrique (Saad, 2012).

D'autre part, les précipitations jouent un rôle indirect dans la dilatation thermique. En effet, les précipitations conditionnent en grande partie le degré de saturation du massif, or la conductivité thermique du massif varie avec le degré de saturation. Les variations de températures dans le massif vont donc être influencées par les précipitations.

Les précipitations peuvent aussi apporter des sels dans le massif, particulièrement en zone polluée ou côtière. Elles peuvent donc être à l'origine de l'altération par cristallisation des sels. La solubilité des sels dépend de l'humidité relative et de la température. L'état du sel (dissout ou cristallisé) résulte donc de l'humidité qui aura par ce biais une influence sur l'altération par cristallisation des sels (Saad, 2012).

Ainsi, une baisse (ou une hausse) des précipitations en hiver et donc une baisse (ou une hausse respectivement) du degré de saturation pourrait diminuer (ou aggraver respectivement) les effets de gélivation pour les calcaires dont le degré de saturation diminuerait en-dessous du degré de saturation critique (augmenterait au-dessous du degré de saturation critique respectivement) pendant la période hivernale (Saad, 2012). Concernant le temps de percolation, une augmentation des précipitations favorise le

ruissellement et donc la diminution du temps de contact entre l'eau et la roche et donc une diminution des effets liés à la dissolution.

I.5.2 Impact des températures

I.5.2.1 versant naturel

Les changements de température peuvent affecter la stabilité d'une pente sous au moins trois aspects.

Tout d'abord, les changements de température peuvent provoquer des changements dans le couvert végétal (changement du type de végétation ou disparition de la végétation existante). Ces effets entraînent les mêmes conséquences que ceux décrits ci-dessus en raison de changements dans les précipitations (Rathnaweera et al. 2012 ; Bo et al. 2008).

Deuxièmement, la température affecte également les eaux souterraines. Comme la conductivité hydraulique du sol est fonction de la viscosité d'un fluide, la vitesse d'infiltration pourrait augmenter en raison d'une élévation de température. En outre, la masse d'eau souterraine subirait une dilatation thermique. Cette expansion thermique pourrait conduire à une élévation du niveau des eaux souterraines. Par conséquent, une augmentation significative de la température réduira la stabilité de la pente naturelle (Rathnaweera et al. 2012 ; Bo et al. 2008).

Troisièmement, l'augmentation de la température peut dessécher le sol. Alors que dans certains cas, une teneur en humidité plus faible augmentera les paramètres de résistance du sol, elle peut au contraire entraîner des pertes de cohésion du sol, par exemple en raison de la fissuration d'un dépôt d'argile (Gunzburger et al. 2004). Ces fissures accélèrent également l'infiltration avec une diminution du facteur de sécurité associé (Rathnaweera et al. 2012 ; Bo et al. 2008).

I.5.2.2 falaise rocheuse calcaire

L'altération chimique et notamment la dissolution est impactée par les variations de température et d'ensoleillement. Une température élevée augmente la vitesse de réaction chimique et une température basse augmente la solubilité du CO₂ dans l'eau, ce qui conditionne la quantité de calcite pouvant être dissoute (Saad, 2012).

L'activité biologique est aussi impactée. La distribution géographique des organismes est modifiée, particulièrement en période estivale (où les températures sont élevées) mais aussi pendant la journée en hiver (Saad, 2012).

La température agit sur l'altération physico-mécanique (Gunzburger et al. 2004) par le biais de la gélivation en influençant la vitesse de refroidissement, la durée de gel et la température minimale atteinte. L'ensoleillement va avoir deux effets contradictoires : d'une part, favoriser les variations de température importantes entre le jour et la nuit et donc augmenter le nombre de cycles de gel-dégel et d'autre part, il va diminuer le degré

de saturation du massif par évaporation et donc diminuer les effets de la gélivation (Saad, 2012).

Concernant la dilatation thermique de la roche, l'augmentation de la température va augmenter l'amplitude des cycles de dilatation thermique. Toutefois, elle va aussi diminuer le degré de saturation du massif par évaporation et donc diminuer la conductivité thermique du massif et ainsi les effets de la dilatation thermique.

La cristallisation des sels est liée à l'évaporation, accentué par l'augmentation de la température. L'évaporation accentue l'altération du massif par cristallisation des sels (Saad, 2012).

Enfin, la température est intrinsèquement liée à l'humidité relative de l'air, elle va donc avoir une influence sur la dilatation hydrique du massif. L'exposition au soleil est donc un facteur d'altération du massif par dilatation hydrique (Saad, 2012).

Ainsi, l'augmentation de la température et de l'ensoleillement entraîne une augmentation de la température de la roche et une diminution du degré de saturation, et inversement. Concernant la température de gel, une hausse ou une baisse de la température en hiver peut soit augmenter, soit diminuer le nombre de cycles de gel-dégel par an (Saad, 2012). En effet, dans une zone où les températures restent négatives longtemps en hiver, le décalage vers le haut de la valeur de la température peut entraîner l'apparition de cycles de gel-dégel (Figure I.6). A l'inverse, pour une zone qui présente des cycles de gel-dégel avec des températures de gel négatives de quelques degrés, une hausse de la température pourrait entraîner un passage de la température du négatif au positif et donc faire disparaître les cycles de gel-dégel en question.

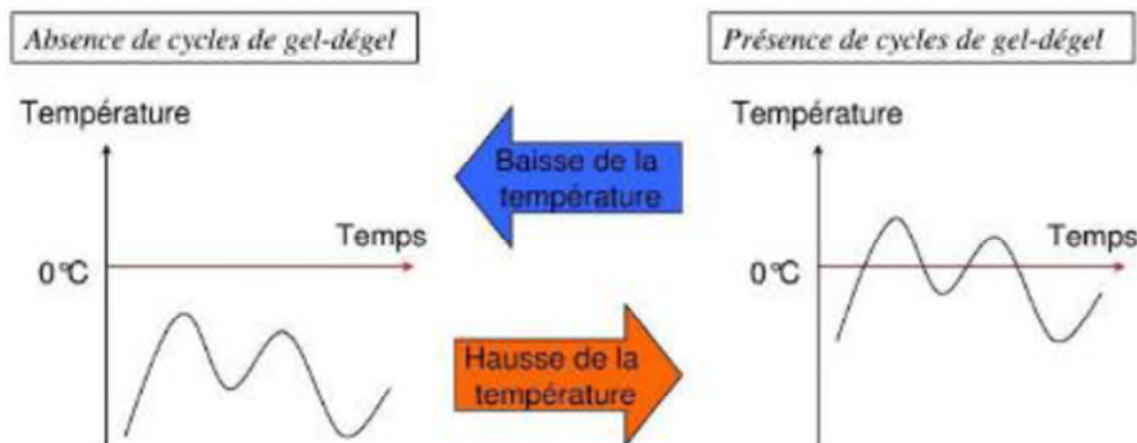


Figure I. 6. Influence de la température sur les cycles de gel-dégel. (Saad 2012).

I.5.3 impact de la végétation

La végétation affecte de manière significative la stabilité des pentes naturelles sous plusieurs aspects (Bo et al. 2008).

- les racines fournissent une force de renfort notamment pour le sol superficiel.

- comme les racines des arbres absorbent l'eau, la succion du sol dans le sol, bénéfique pour la stabilité, est maintenue ou augmentée dans les sols proches de la surface.
- la disparition de la végétation et donc des racines en raison des températures plus élevées ou de l'enlèvement anthropique de la végétation nuit généralement à la stabilité.
- les arbres massifs qui sont exposés au vent transfèrent les forces du vent au sol par leurs racines et ont des impacts négatifs sur la stabilité des pentes.
- le feuillage intercepte les précipitations, causant des pertes d'absorption et d'évaporation, tout en augmentant le taux de ruissellement, et en réduisant l'infiltration. Une perte de végétation peut donc entraîner une augmentation de l'infiltration, une perte associée de succion et une augmentation préjudiciable de la nappe d'eau souterraine.
- les racines permettent la cohésion des particules de sol en réduisant leur susceptibilité à l'érosion. Une perte de végétation contribue par conséquent à l'érosion superficielle avec des augmentations associées d'infiltration d'eau.
- le poids des arbres sur une pente raide, si l'effet de succion du sol et les racines ne sont pas présentes, a un impact négatif sur la stabilité.
- les changements dans la végétation peuvent réduire ou augmenter la perméabilité des sols près de la surface. Une augmentation de la perméabilité du sol faciliterait l'infiltration d'eau parallèle à la pente et réduirait le coefficient de sécurité de la pente.

Ainsi, la végétation a généralement des effets plus positifs que négatifs. La perte de la végétation augmente le risque d'instabilité d'une pente naturelle. Les changements dans le type de végétation dus à une augmentation des précipitations, par exemple le passage de petits arbres à des arbres de grande hauteur, peuvent également nuire à la stabilité à cause de l'augmentation du poids.

I.5.4. Impact du vent

Les effets du vent sur la stabilité des pentes se produisent de deux façons (Bo et al. 2008). Indirectement, ils affectent la végétation et donc la stabilité des pentes, comme indiqué ci-dessus. Cela peut conduire la végétation à disparaître par l'humidité réduite, et aussi à augmenter les risques d'incendie.

La charge latérale sur les arbres en raison de forts vents de tempêtes est un autre effet sur la stabilité de la pente lorsque la direction du vent est en pente descendante.

Concernant le versant rocheux (Saad, 2012), le vent influence la température de la roche et le degré de saturation. Le vent peut diminuer la température de la roche ou favoriser l'évaporation impliquant une diminution du degré de saturation. Cela influencera les effets de la gélivation.

I.5.5 autres paramètres : facteurs propres du site

I.5.5.1 L'altitude

Plusieurs paramètres physiques varient en fonction de l'altitude : diminution de la pression atmosphérique, de la température et de l'humidité, augmentation de l'ensoleillement, raréfaction de la végétation (Saad, 2012).

I.5.5.2 L'orientation

L'orientation du massif, associée à l'ensoleillement, engendre des zones d'ombre (ubacs) et des zones ensoleillées (adrets). Elle favorise donc les gradients de température, les variations de température et l'évaporation (Saad, 2012).

I.5.5.3 les caractéristiques de la roche

Les caractéristiques de la roche sont multiples : composition minéralogique, présence d'argiles, propriétés hydrauliques, propriétés thermiques, résistance mécanique, propriétés physiques, etc.

Les propriétés hydrauliques ont un impact sur le degré de saturation du massif et donc sur l'altération par activité biologique (les racines ont besoin d'eau pour se développer). Les propriétés thermiques se mesure globalement par la conductivité thermique qui a un impact sur la température à l'intérieur du massif rocheux et donc sur les phénomènes d'altération qui sont liés à la température (Saad, 2012).

La composition minéralogique de la roche va avoir un rôle dans l'altération par dissolution car la solubilité des minéraux est variable. Les caractéristiques de la roche ont aussi un rôle dans tous les processus d'altération physico-mécanique (Saad, 2012).

I.5.5.4 les caractéristiques des fractures

Les fractures ont leurs propres propriétés hydrauliques qui sont bien plus élevées que celles de la roche. Des gradients au niveau du degré de saturation du massif vont être créés entre les zones fracturées et les zones non fracturées. Les fractures ont aussi une résistance mécanique différente de la roche en principe plus faible (Saad, 2012).

Toutes ces caractéristiques vont influencer les phénomènes d'altération particulièrement ceux pour lesquels le degré de saturation joue un rôle (dissolution, activité biologique, gélivation...).

I.5.5.5 le facteur humain

Il convient de ne pas négliger le facteur humain qui risque d'accentuer l'impact naturel. Par exemple, il peut avoir un impact sur les aquifères par l'utilisation de plus en plus d'eaux souterraines pour subvenir aux besoins de la population en période de sécheresse prolongée (Didier et al. 2010). De même, Huggel et al. (2011) soutient que le développement socio-économique futur aura un effet plus important sur les glissements de terrain que l'effet du changement climatique. Huggel et al. (2011) cite Petley (2010) qui a réalisé une étude en Asie sur la fréquence des glissements de terrain. Il conclut qu'en Asie du sud-est, bien que la mousson d'été et les cyclones tropicaux soient des déclencheurs climatiques importants des glissements de terrain, la croissance de la population est le principal moteur de l'augmentation des glissements de terrain destructeurs et mortels. En outre, ces deux facteurs peuvent être liés : le changement climatique peut entraîner des changements anthropiques et inversement.

La topographie locale peut donc changer considérablement au cours des années en raison de l'apport anthropique ou de phénomènes naturels comme le rétrécissement des glaciers ou encore des glissements de terrain passés (Huggel et al. 2012).

I.6 classification géologiques des roches

Le comité français de mécanique des roches (CFMR-MMR [2000]) définit la roche comme étant <<un assemblage de minéraux qui ont acquis des liaisons plus ou moins fortes au cours de leur histoire géologique>>.

Trois catégories principales sont à l'origine de la classification des roches :

1. Roches magmatiques : elles résultent de refroidissement du magma (granite, basaltes, etc.).
2. Roches sédimentaires : elles résultent de la décomposition des roches d'origine magmatiques ou métamorphiques et couvrent plus de trois quarts de la surface des continents et presque la totalité des fonds des océans. Elles sont caractérisées par leur épaisseur limitée (calcaires, grés, roches argileuses, etc.).
3. roches métamorphiques : leurs formations et du a un phénomène de transformation a l'état solide des roches sédimentaire ou magmatique sous l'effet de hautes pressions et/ou augmentation de la température (marbre, quartzites, schiste et micaschistes, gneiss ...).

I.7 aspect géologique

Afin d'étudier le comportement mécanique ou hydraulique d'un massif rocheux, il est essentiel de connaître son degré de fracturation ainsi que la répartition des discontinuités dans l'espace. Pour un ensemble de massif rocheux, les discontinuités constituant une superposition de différentes familles de fractures, disposant chacune de lois de distribution et des caractères statistiques différents. Ces derniers sont souvent déterminés par le biais de la méthode de projection stéréographique.

Divers auteurs ont essayé de regrouper les structures géométriques des massifs rocheux dans des catégories bien définies. Cela est illustré dans la figure ci-dessous pour une série de massif rocheux (palmastrom [1995]). Nous distinguons les massifs à blocs polyédriques, équidimensionnels prismatiques ou en colonnes, les massifs à bancs minces dont l'épaisseur est moins épaisse que la longueur et les massifs comprenant plusieurs familles de fractures.

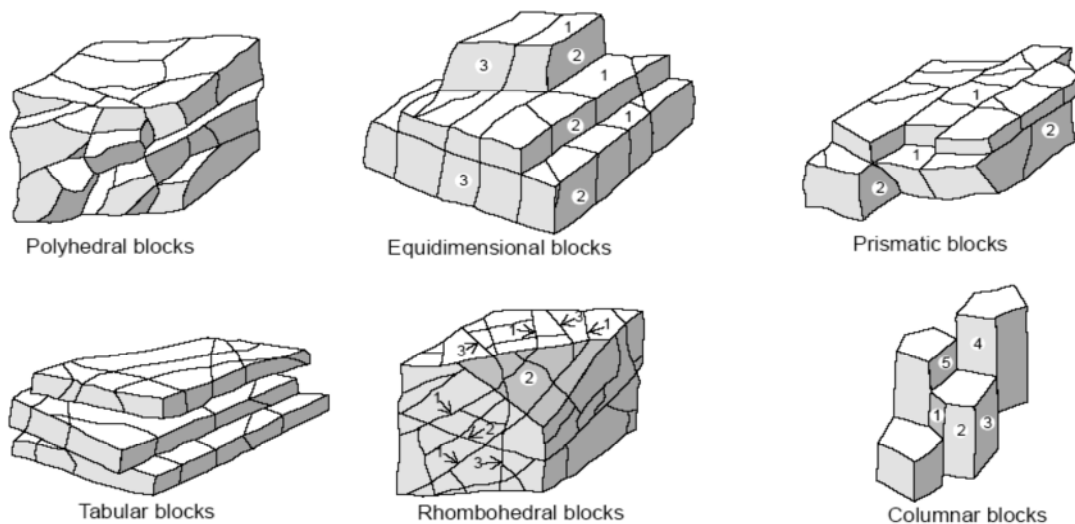


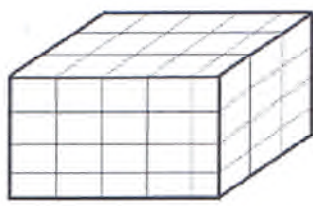
Figure I. 7. *Différentes structures géométriques de massif rocheux fracturé.*

Le manuel de mécanique de roche (CFMR-MMR [2000]) vient appuyer dans ce sens la définition des divers types déjà cités ci-dessous. Parmi plusieurs variantes plus complexes mais moins significatives, trois modules géométriques principaux sont illustrés dans la figure ci-dessous :

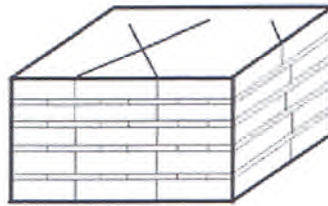
Certains granites ou calcaire massifs formés de blocs parallélépipédiques (figure (I.8-a)), révèlent la présence de trois familles de fractures trirectangulaires pour lesquelles tous les plans de discontinuités sont continués. Toutefois, il faut noter que cette forme géométrique est très idéalisée.

Le schéma de la figure (I.8-b) représente un massif sédimentaire dont l'une des directions prend davantage d'importance et les diaclases perpendiculaires sont moins continues. Cette définition peut correspondre à des calcaires a bancs minces, des alternances de marnes et de calcaires, de grès et de marne des formations appelées flyschs ou des roches schisteuses. Les observations montrent que l'espacement entre les bondes est souvent équivalent à la taille des diaclases ou à sa moitié. Ces types de massifs sont très courants mais non accessibles à des traitements analytiques simples. La structure de ces massifs est définie géométriquement par un nombre limité de paramètre que préciserons dans le paragraphe suivant :

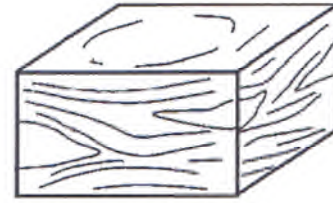
Souvent situées dans des zones tectoniques, les roches écrasées comme les schistes et les brèches de faille présentent une direction d'anisotropie largement dispersée. Dans un tel type de massif (figure (I.8-c)), la précision d'un nombre bien définie de familles de fractures n'est pas évidente. Tout fois, des méthodes empiriques approximatives permettent le calcul de leurs propriétés mécaniques.



a- Roche massive à trois familles grossièrement équivalentes



b- Massif rocheux stratifié ou schisteux à une famille prépondérante



c- Roche écrasée ou schiste froissé où la famille prépondérante est largement dispersée

Figure I. 8. *Types de structures des massifs rocheux et représentation statistique correspondantes [CFMR-MMR(2000)].*

I.8 Caractéristiques géométriques et mécaniques des discontinuités dans les massifs rocheux

Les comportements mécaniques et hydrauliques des massifs rocheux sont fortement liés aux réseaux de fracturation qui les affectent. L'analyse géométrique et mécanique des différents réseaux de fractures est donc indispensable pour toute étude de stabilité ou d'écoulement dans un milieu fissuré. L'étude des discontinuités dans un massif rocheux nécessite une analyse statistique, pour pouvoir différencier toutes les familles de discontinuités qui affectent le massif. Chaque famille est alors analysée à part pour déterminer la distribution de ces différents paramètres géométriques. En plus de l'analyse géométrique, une étude mécanique est entreprise afin de dégager la nature du comportement et les caractéristiques mécaniques des différentes discontinuités, ou familles de discontinuités du massif.

L'objectif principal d'une étude géométrique des discontinuités est de déterminer :

- Si elles sont classables en familles (orientations voisines).
- Si elles structurent le massif rocheux en blocs (continuité et connectivité importantes).

I.8.1 Caractéristiques géométriques des discontinuités

Pour mener une étude du système de fracturation d'un massif rocheux, des leviers systématiques des discontinuités sont à réaliser, sur des stations d'observation, suivant des lignes de mesure recouvrant le plus possible la zone d'étude pour avoir une bonne représentativité de toutes les discontinuités affectant le massif. Toutes les discontinuités rencontrées sont relevées afin de mesurer la variabilité de chacun de leurs paramètres.

I.8.1.1 Nature des discontinuités

On définit une discontinuité dans un massif rocheux par une surface qui interrompt la continuité physique du milieu sain. Les discontinuités peuvent être de diverse nature. Généralement on distingue :

- Les joints stratigraphiques : ils marquent une discontinuité dans le phénomène de sédimentation des formations sédimentaires. Ils présentent une forte extension et souvent une faible ondulation.
- Les diaclases : elles sont souvent perpendiculaires ou obliques aux joints de stratifications ou à la schistosité. Elles ne présentent pas de trace de mouvement et elles ont une extension limitée.
- Les fentes ou fractures d'extension : elles sont formées sous l'effet d'une traction qu'a subi le massif au cours des mouvements tectoniques. Elles sont souvent remplies de cristallisation de calcite ou de quartz.
- Les failles : elles résultent de la rupture d'une zone du massif qui a subi un grand effort de cisaillement. Elles représentent ainsi des discontinuités séparant deux grandes entités du massif. Elles sont caractérisées par une grande extension et souvent un remplissage de matériau broyé et altéré, parfois des recristallisations.
- On distingue aussi toutes les petites fractures qui accompagnent la formation des discontinuités citées ci-dessus et qui sont groupées d'une manière complexe avec des extensions et orientation variées.

I.8.1.2 paramètres géométriques

Beaucoup de discontinuités sont le résultat d'une ou plusieurs actions mécaniques que le massif a subi au cours de son histoire tectonique. A chacune de ces actions, on peut associer une ou plusieurs familles de discontinuités.

L'étude statistique fait apparaître généralement les familles de discontinuités qui existent dans le massif. Parfois, il est cependant nécessaire de renoncer à représenter le système de discontinuités par un ensemble de familles directionnelles.

Les discontinuités sont toujours assimilées à des surfaces planes. Ceci peut être vrai à l'échelle d'un talus en carrière ou mine à ciel ouvert, d'un tunnel ou d'une galerie en mine souterraine, mais à grande échelle souvent les failles et les joints stratigraphiques sont des surfaces gauches.

On définit pour une discontinuité ou une famille de discontinuités les paramètres géométriques suivants:

I.8.1.2.1 L'orientation

La position du plan de discontinuité est décrite par son orientation dans l'espace muni d'un repère ayant un axe parallèle au Nord magnétique.

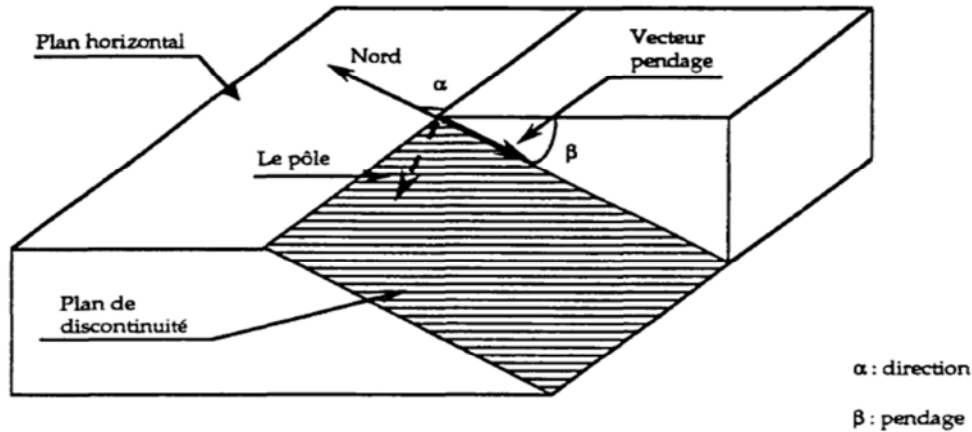


Figure I. 9. Orientation d'un plan de discontinuités.

On représente aussi une discontinuité par :

- le vecteur pendage : qui matérialise la ligne de plus grande pente du plan de discontinuité. Il est défini par l'azimut de sa trace sur le plan horizontal et son pendage.
- le vecteur perpendiculaire au plan de discontinuité.

La projection stéréographique des discontinuités sur un canevas (Schmidt, Wulff',...), permet de faire un classement des discontinuités en familles directionnelles. Une étude statistique permet d'identifier les familles et de dégager une loi de distribution des discontinuités au sein de chaque famille.

L'orientation et le pendage peuvent être traités comme une seule variable (vecteur) ou séparément. Leur distribution est souvent représentée par une loi normale hémisphérique dans le premier cas ou par des lois normales ou log-normales dans le second cas.

I.8.1.2.2 Extension

L'extension caractérise la dimension de la discontinuité dans l'espace. Ce paramètre est difficile à évaluer car sur le terrain on n'observe pas la totalité de la discontinuité mais uniquement sa trace sur un parement. L'extension peut être estimée à partir de la distribution de la longueur de trace de la discontinuité (Warburton 1980). La distribution de la longueur de trace peut suivre une loi exponentielle ou log-normale.

I.8.1.2.3 Espacement et densité

L'espacement représente la distance moyenne séparant deux discontinuités d'une même famille. La densité définit le nombre de discontinuités, d'une même famille, par unité de volume ou de surface ou de longueur. Ces paramètres sont liés et souvent, la densité est estimée à partir de l'espacement puisque ce dernier est facile à mesurer en pratique.

Ces paramètres sont essentiels car ils donnent une idée de la fracturation moyenne du massif et du bolomètre in-situ du massif. La distribution de l'espacement est souvent exponentielle.

I.8.1.2.4 Ouverture

C'est la distance qui sépare les deux lèvres d'une discontinuité. Elle est très difficile à évaluer à cause du remplissage de la discontinuité et de sa rugosité. Elle est déterminante pour l'écoulement et le comportement mécanique des fissures. La distribution de l'ouverture est souvent considérée comme log-normale.

I.8.2 caractéristiques mécaniques

De nombreuses études ont été faites sur le comportement mécanique des discontinuités (notamment Barton (1977), Bandis (1981), Bray et Hoek (1981), etc.). Les résultats de ces études concordent assez bien, même si les approches sont en partie empiriques.

I.8.2.1 Caractéristiques des discontinuités

Le comportement mécanique d'une discontinuité (ou d'un joint) est essentiellement influencé par sa rugosité, le degré d'altération des épontes et le remplissage éventuel.

I.8.2.1.1 Altération

L'altération des épontes d'une discontinuité est caractérisée par la résistance à la compression simple, notée JCS (Joint Wall Compressive Strength). Comparée à la résistance en compression simple de la roche saine σ_c , elle permet de donner une appréciation sur le degré d'altération des épontes de la discontinuité et, en conséquence, sur le pouvoir de mobiliser ou non la dilatance. Le JCS peut être déterminé directement par un essai en compression simple au laboratoire ou indirectement in situ, par le marteau de Schmidt.

I.8.2.1.2 Rugosité

La rugosité représente le taux d'ondulation de la surface de contact du joint. Elle est difficile à quantifier et elle est fonction de l'échelle d'analyse. En mécanique des roches la rugosité est souvent représentée par le coefficient de rugosité du joint JRC (Joint Roughness Coefficient). Le JRC permet de déterminer la variation de l'angle de dilatance et de l'angle de frottement mobilisé (Barton 1985). Il peut être estimé (grossièrement) à partir d'une charte établie par Barton, en calant le profil du joint sur l'un des éléments de la charte (figure I.10), ou déterminé par un essai de basculement en mesurant l'angle de frottement du joint.

Il varie de 0 pour des joints lisses à 20 pour des joints très rugueux. Il varie en fonction de la déformation du joint. Plus les aspérités du joint sont cisillées, plus le JRC est faible.

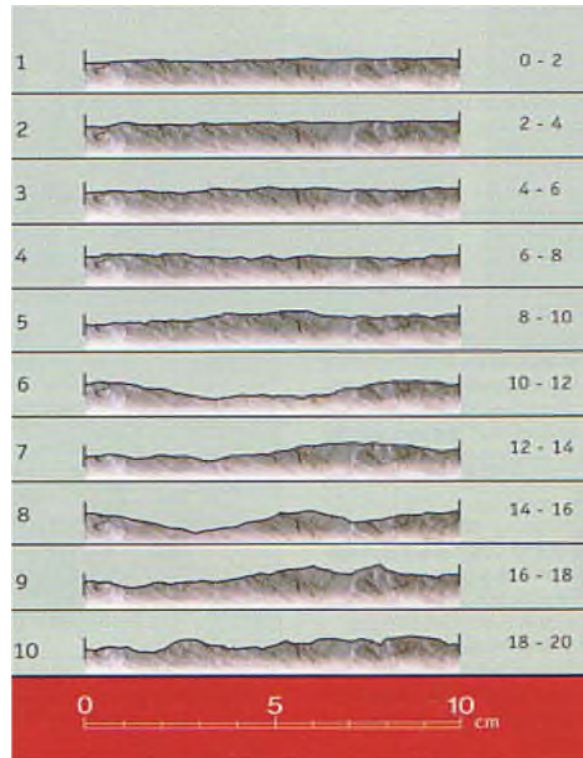


Figure I. 10. Charte De Barton, Détermination des coefficients de rugosité de joint JRC. (Barton 1985).

Pour tenir compte de l'effet de l'échelle, Barton, Bandis et Bakhtar (1985) ont proposé, d'après des essais réalisés sur des différents échantillons :

$$JRC_n = JRC_o * \left(\frac{L_n}{L_o}\right) - 0,02 * JRC_o \dots \dots \dots (6)$$

$$JCS_n = JCS_o * \left(\frac{L_n}{L_o}\right) - 0,03 * JCS_o \dots \dots \dots (7)$$

Avec :

JRC_o , JCS_o : Coefficient de rugosité et résistance en compression d'un joint de longueur L_o .

JRC_n , JCS_n : Coefficient de rugosité et résistance en compression d'un joint de longueur L_n .

I.8.2.1.3 Epaisseur de remplissage des joints

L'épaisseur du joint, définie d'un point de vue mécanique, joue aussi un rôle important, surtout en compression. Elle est liée à l'ouverture du joint, mais prend en compte également le caractère altéré et déformable des épontes.

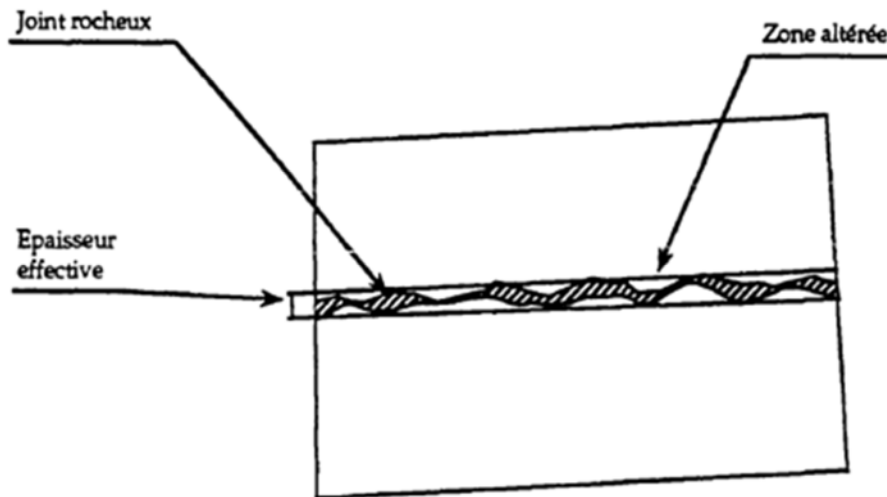


Figure I. 11. *Épaisseur déformable du joint.*

Ce paramètre est certes dépendant du JRC et du JCS, mais il faut aussi tenir compte du remplissage du joint et de l'état de contrainte en place, et toute mesure in-situ doit être prise avec prudence (joint ouvert,...). Barton et al. (1985) ont exprimé, empiriquement, l'épaisseur du joint en fonction de JRC, JCS et de la résistance en compression simple σ_c de la roche saine :

$$E_o = \frac{JRC}{5} * (0,2 * \frac{\sigma_c}{JCS} - 0,1) \dots\dots\dots (8)$$

Par un essai en compression simple on peut également mesurer cette épaisseur. Au cours de la compression, le joint se referme et la zone altérée se resserre jusqu'à une limite où la déformation ne serait plus mobilisable, à ce moment le joint est complètement fermé et cette limite représente une très bonne approximation de l'épaisseur du joint effectivement déformable.

I.8.3 comportement d'un joint en compression

Les essais mécaniques en compression simple réalisés sur les joints montrent toujours une allure hyperbolique présentant une asymptote pour une déformation normale maximale U_{max} . L'ouverture totale du joint peut s'obtenir pour des contraintes de traction non nulles, si le joint présente une cohésion.

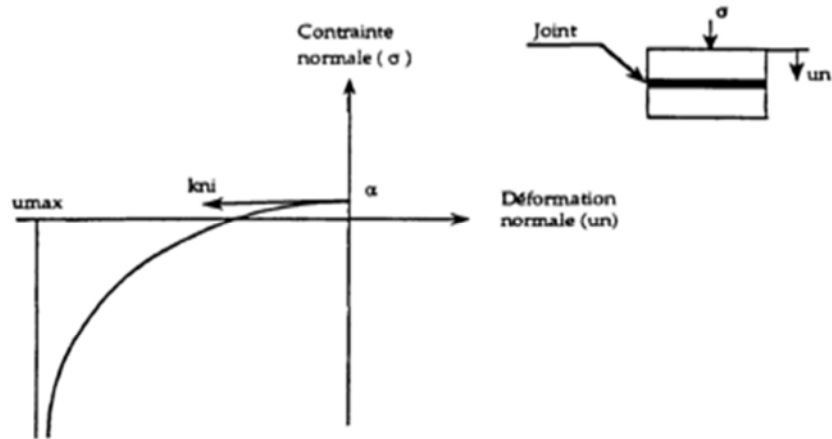


Figure I. 12. Comportement d'un joint en compression.

La relation liant contrainte et déformation normale peut être exprimée comme suit :

$$\sigma_n = \frac{U_n}{(\alpha \cdot U_n + b)} + \alpha \dots\dots\dots (9)$$

Soit :

$$\sigma_n = \frac{U_n \cdot K_{ni} \cdot U_{max}}{(-U_n + U_{max})} + \alpha \dots\dots\dots (10)$$

$$K_n(U_n) = \frac{K_{ni} \cdot U_{max}^2}{(-U_n + U_{max})^2} \dots\dots\dots (11)$$

Avec :

σ_n : contrainte normale, comptée négative en compression.

U_n : déformation normale, comptée négative pour la fermeture du joint.

U_{max} : fermeture maximale du joint.

α : Contrainte d'ouverture du joint.

K_{ni} : rigidité normale initiale.

K_n : rigidité normale pour une déformation donnée.

Les paramètres α , U_{max} et k_{ni} caractérisent le comportement mécanique en compression simple du joint.

➤ α est déterminé par des essais d'ouverture de joint.

- U_{max} et k_{ni} sont déterminés par ajustement, à partir des essais de compression, de la relation suivante :

$$\frac{1}{(\sigma_n - \alpha)} = b \cdot \frac{1}{U_n} + \alpha \dots\dots\dots (12)$$

Soit alors :

$$U_{max} = -\frac{b}{\alpha} \dots\dots\dots (13)$$

$$K_{ni} = \frac{1}{b} \dots\dots\dots (14)$$

Barton et al. (1985) ont exprimé k_{ni} et U_{max} à partir de JRC, JCS et E_o :

$$K_{ni} \cong 0,03 \cdot \left(\frac{JCS}{E_o}\right) - 2 \cdot JRC - 10 \dots\dots\dots (15)$$

$$|U_{max}| \cong A + B \cdot JRC + C \left(\frac{JCS}{E_o}\right)^D \dots\dots\dots (16)$$

Avec A, B, C et D sont des paramètres à déterminer à partir d'essais au laboratoire, (essai de cisaillement).

Au cours d'un essai en compression, nous pouvons constater que la déformation du joint ne peut pas dépasser son épaisseur, la valeur de U_{max} constitue alors une très bonne approximation de l'épaisseur du joint.

Le comportement d'un joint en cisaillement peut présenter deux aspects (figure I.13) :

- La courbe effort-déformation présente une augmentation rapide de l'effort tangentiel vers un pic, suivi d'une perte importante de la résistance vers une stabilisation à une valeur résiduelle. La rupture s'accompagne toujours d'une dilatance. On obtient ce premier aspect lorsque la contrainte normale est assez faible devant la résistance des aspérités, soit pour des faibles valeurs du rapport σ_n/jcs , et lorsque le joint est très rugueux (grande valeur de JRC) et peu altéré (JCS voisin de σ_n). Ce cas de figure se présente pour des joints non lisses et qui n'ont pas été sollicités auparavant.

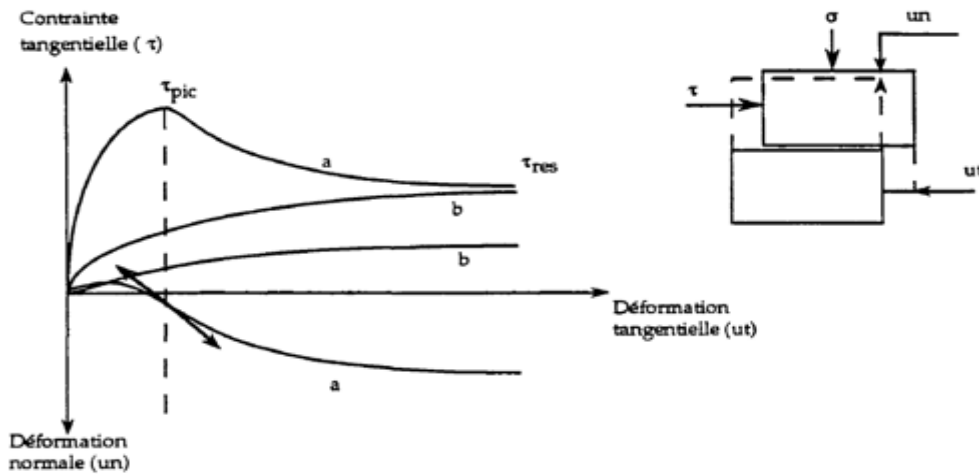


Figure I. 13. Comportement d'un joint en cisaillement.

- le deuxième aspect a lieu lorsque les aspérités du joint sont moins résistantes (JCS faible devant σ_c et JRC très petit), soit pour des grandes valeurs du rapport σ_n/jcs . La résistance de pic est confondue avec la résistance résiduelle donnant ainsi un comportement du type plastique.

On observe ce cas pour des joints lisses ou des joints qui ont déjà été cisailés.

I.8.3.1 La dilatance

La dilatance représente la variation de la déformation normale qui accompagne la déformation tangentielle. Elle est due aux glissements des aspérités du joint les unes sur les autres. Elle est souvent exprimée par l'angle de dilatance dont la valeur maximale est obtenue quand la résistance de pic est mobilisée.

I.8.3.2 Critère de rupture

Le critère de rupture, d'un joint en cisaillement, le plus utilisé est celui de Mohr-Coulomb. Il est représenté soit par la résistance de pic pour les joints rugueux, soit par la résistance résiduelle pour les joints lisses. La résistance résiduelle peut être déterminée à partir d'un essai sur un joint lisse ou à partir d'un essai répété sur un joint rugueux jusqu'à la stabilisation de la contrainte tangentielle. La résistance résiduelle peut être liée à la contrainte normale (σ_n) selon le critère de Mohr-Coulomb (figure I.14) :

$$\tau_r = C_r + \sigma_n \cdot tg(\varnothing_r) \dots \dots \dots (17)$$

Avec :

C_r : Cohésion résiduelle.

\varnothing_r : Angle de frottement résiduel.

La résistance de pic est liée à la dilatance, elle peut être aussi liée, selon le critère de Mohr-Coulomb, à un angle de frottement dit de pic (\varnothing_{pic}) et à une cohésion de pic (C_{pic}) :

$$\tau_{pic} = C_{pic} + \sigma_n \cdot tg(\phi_{pic}) \dots \dots \dots (18)$$

Barton (1977) a exprimé l'angle de frottement de pic en fonction de JRC, JCS et la contrainte normale appliquée sur le joint :

$$\phi_{pic} = JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{jcs}{\sigma_n} \right) + \phi_b \dots \dots \dots (19)$$

Où ϕ_b est l'angle de frottement de base, qui est fonction de la nature de la roche.

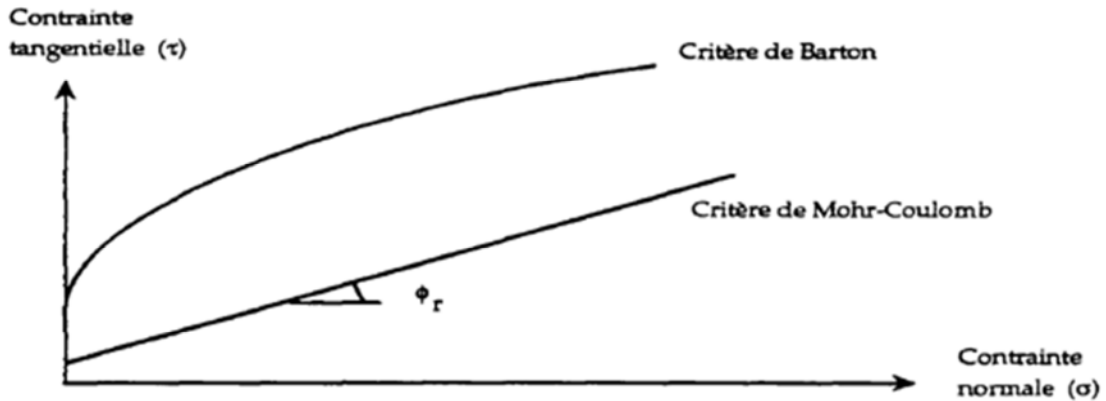


Figure I. 14. Critère de rupture (Barton (1977). Mohr-coulomb).

Le même auteur (Barton et al. 1985) à proposer une relation liant l'angle de dilatance au JRC mobilisé au cours du cisaillement, à JCS et à la contrainte normale σ_n :

$$\sigma_{(mob)} = 0,5 \cdot JRC_{(mob)} \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \dots \dots \dots (20)$$

On s'intéresse toujours à la valeur maximale de l'angle de dilatance (σ_p) qui peut représenter l'angle moyen que font les aspérités par rapport au plan moyen du joint.

Barton et al. (1985) ont mis en évidence l'influence de la longueur (Ln) du joint sur l'angle de dilatance maximum :

$$\sigma_p = \frac{Ln}{500} \left[\frac{JRCn}{Ln} \right]^{0,33} \dots \dots \dots (21)$$

La dilatance améliore l'angle de frottement de pic et donne une idée sur la grandeur de la résistance supplémentaire du joint par rapport à la résistance résiduelle.

I.8.3.3 Rigidité tangentielle d'un joint

Les essais mécaniques en cisaillement des joints montrent en effet le non linéarité entre la contrainte et la déformation. Ceci est plus marqué pour des joints non rugueux et plus altérés.

Pour des faibles déformations, avant d'atteindre la contrainte de pic, le comportement du joint peut être considéré élastique de rigidité Ks. Bandis et Barton (1983) ont exprimé Ks sous la forme suivante :

$$K_s = \frac{100}{L} \cdot \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \left[JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{jcs}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \dots \dots \dots (22)$$

Ceci suppose que τ_{pic} est mobilisée pour une déformation égale à 1% de la longueur (L) de l'échantillon d'essai, exprimée en mètre.

I.9 Modèles géométriques des discontinuités

Les paramètres géométriques des fractures sont estimés à partir de traitement statique ou géostatistique des discontinuités. Ces lois sont introduites dans des modèles géométriques de simulation qui génèrent les fractures dans un espace tridimensionnel.

Plusieurs modules géométriques existent dans la littérature. À savoir les plans poissonniers de Dershowitz [1984] et le disque de Baecher et al. [1977] qui sont les plus utilisés grâce à leur traitement mathématique simple. L'intérêt de ces modules est concrétisé par la possibilité d'estimer les lois de distribution des diamètres des disques à partir de la longueur des traces.

Le processus de génération des familles s'effectue suivant plusieurs méthodes. Nous distinguons parmi les plus employées, le processus de poisson à densité constante λV dans laquelle les centres de disque sont générés dans un volume V en tirant au hasard leur nombre N suivant une loi de poisson de densité $\lambda V \cdot V$. Ensuite les coordonnées des centres sont réparties suivant une loi uniforme. Cette phase est suivie par une génération de l'orientation, du diamètre e et de l'ouverture de chaque discontinuité d'une manière indépendante par tirage au hasard dans la distribution correspondante.

Le module des salves est plus complexe que celui de poisson à densité uniforme. Il a été utilisé par plusieurs auteurs pour simuler des réseaux de fractures (Massouh [1987] et Billaux [1990]) dans ce module, les fractures sont régionalisées dans l'espace et leur nombre n'est pas constant.

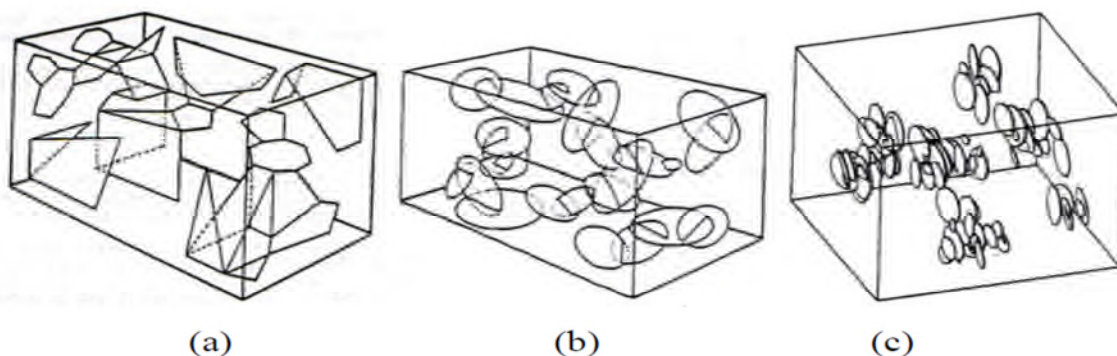


Figure I. 15. Modèles géométriques des discontinuités. a) modèle de disque de Baecher et al. (1977), b) modèle polygonal de Dershowitz (1984), c) modèle de salves (d'après Billaux (1990)).

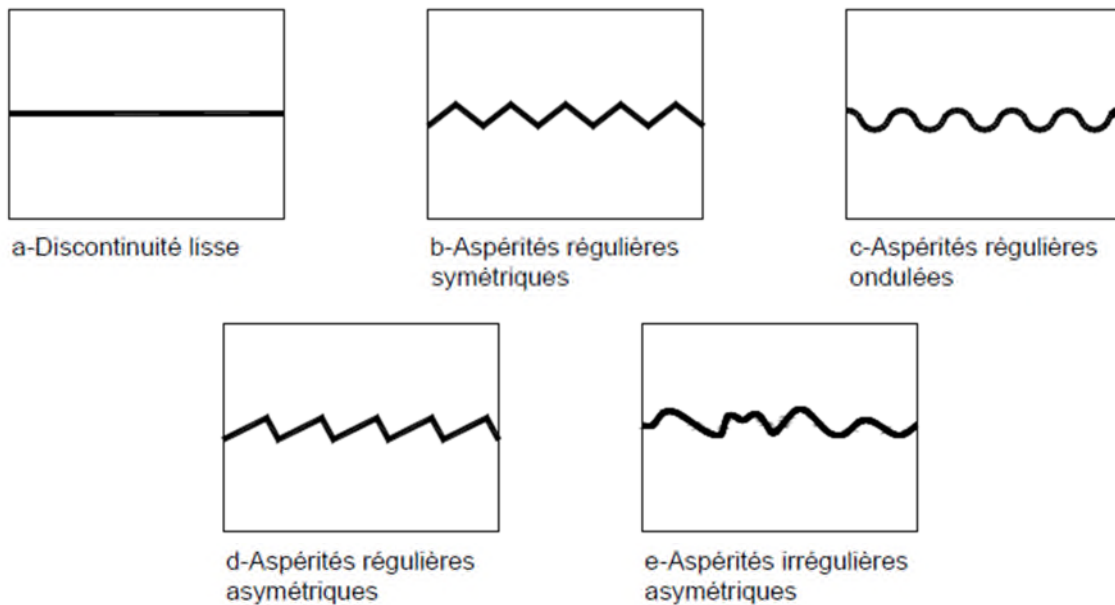


Figure I. 16. *Modèles géométriques idéalisés des discontinuités (CFMR-MMR [2000]).*

I.10 Les méthodes d'investigations

Les techniques d'études et les investigations des mouvements en milieux rocheux incluent essentiellement les études structurales, les investigations géophysiques (sismiques, électriques, gravimétriques ...) ou géodésiques (radar, GPS, tachéométrie ...), la datation géochronologique, la caractérisation géomécanique des matériaux versants et les modélisations physiques et numériques.

I.10.1 Etude du terrain

Ce type d'étude consiste à identifier, via une caractéristique détaillée des glissements rocheux, les éléments structuraux ayant contribué à la rupture telle que les fractures et les failles.

Les outils géophysiques vont être utilisés notamment afin de circonscrire la zone mobilisée en profondeur.

Une analyse de photos aériennes ou satellites ainsi que l'instrumentation du versant via station GPS permet l'estimation de la vitesse du mouvement au cours du temps.

Des outils de mesures installés in situ peuvent renseigner sur divers paramètres extérieurs influençant la déstabilisation comme des capteurs pluvio et nivo métriques permettant de connaître la quantité d'eau météorique tombant et s'infiltrant dans la roche, des bases extensométriques à fil tendu visant à surveiller l'évolution de l'ouverture de fractures ainsi que les stations sismologiques.

I.10.2 Les études : à l'équilibre limite, les études cinématiques, les méthodes de simulation de propagation

Ces études sont principalement utilisées dans le cadre d'études géotechniques.

Les méthodes employées sont celles des analyses par l'équilibre utilisées à fin de déterminer le caractère stable ou instable des mouvements de type rotationnels ou translationnels. Elles visent à dresser la liste de l'ensemble des forces (ou des moments) qui s'appliquent sur le système considéré en unités distinctes, et à les répartir entre forces résistantes (frottement, composante normale du poids, la réaction à l'enfoncement lié à la présence d'une butée) et forces motrices (composantes tangentielles du poids, pression, surcharge éventuelle).

I.10.2.1 Les études cinématiques

Les études cinématiques sont des méthodes assez simple à utiliser et adaptées aux milieux rocheux fracturés susceptibles d'être affectés par des chutes de blocs, voire des éboulements.

Elles vont permettre notamment l'identification des blocs clés. Combinées à des études statistiques elles permettent d'estimer la probabilité de rupture d'un versant ainsi que les volumes potentiellement mobilisés. La principale limitation de cette méthode est qu'elle est adaptée à l'étude préliminaire des pentes en état non critique, et en utilisant principalement l'orientation des joints et fractures. Celle nécessite l'identification des joints dite 'critiques' c'est-à-dire ceux susceptible de propager la rupture.

I.10.2.2 le modèle de simulation de propagation

Faisant suites aux études cinématiques cette approche permet d'étudier la trajectoire des blocs lors de leur éboulement en 2D ou en 3D, en fonctions du code utilisé (SAFEX, EBOULE 3D...). de tels modèles supposent d'avoir une bonne connaissance de la géométrie des différents blocs de leurs propriétés intrinsèques (poids, résistance mécanique...), et surtout de la topographie sur laquelle les blocs vont tomber, (figure I.17).

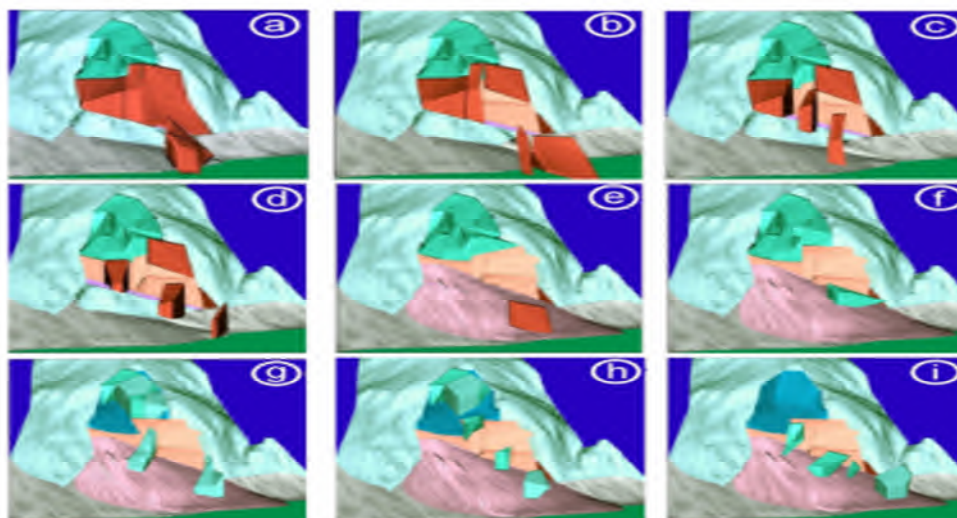


Figure I. 17. Modèle numérique 3D simulant l'éboulement d'un massif rocheux.

I.11 Méthodes de calcul de stabilité dans les massifs rocheux

Les méthodes de calcul de stabilité de talus se regroupent en deux familles : celles basées sur l'analyse des forces en situation d'équilibre limite d'un volume donné du massif et celles basées sur le calcul en déformation en analysant sa distribution dans le massif.

On distingue principalement pour la première famille les méthodes dites statiques et la méthode des blocs clés, et pour la deuxième famille la méthode des éléments finis et la méthode des éléments distincts.

I.11.1 Méthodes de calcul classiques

Elles étudient un volume du massif limité par les plans d'excavation et les plans des discontinuités. Elles sont basées sur l'analyse des conditions d'équilibre limite des systèmes étudiés en supposant que les surfaces de ruptures sont connues à l'avance.

I.11.1.1 Mécanisme de rupture

Hoek et Bray (1981) ont dénombré un certain nombre de mécanismes élémentaires de rupture qui peuvent résulter des différentes combinaisons des familles de fractures existant dans le massif. Ces mécanismes de rupture sont les plus simples qu'on peut rencontrer, mais dans la plupart des cas, la rupture est plus complexe, suivant la distribution du réseau de discontinuités dans le massif.

Les mécanismes élémentaires de rupture sont les suivants (figure I.18) :

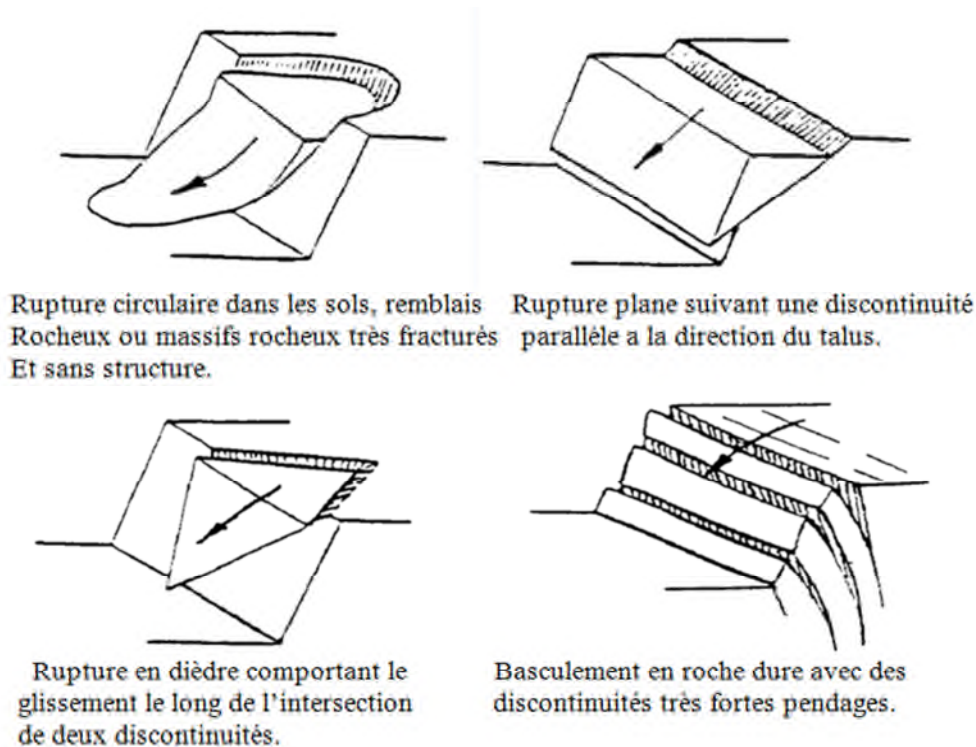


Figure I. 18. Les mécanismes élémentaires de ruptures, (D'après Hoek et Bray 1981).

- La rupture circulaire : elle se produit dans un massif fortement fissuré, le massif rocheux est assimilé alors, à un milieu homogène continu.
- La rupture en glissement plan : la rupture se produit sur un plan d'une fracture qui a une orientation parallèle ou subparallèle au talus rocheux et un pendage plus faible que celui du talus.
- La rupture en dièdre : cette rupture se produit le long d'une intersection de deux familles de discontinuités quand la ligne de glissement plonge dans le même sens que le talus, avec un pendage plus faible que le pendage apparent du talus dans sa direction.
- La rupture en basculement : elle se produit dans un massif présentant deux familles de discontinuités ayant la même orientation que celle du talus, et dont l'une d'elles a un pendage inférieur et de même sens que celui du talus, et l'autre famille possède un pendage opposé à celui du talus. Dans ce cas les familles subdivisent le massif en des blocs qui seront susceptibles de basculer (rotation).
- La rupture en escalier : se produit pour un massif ayant deux familles de discontinuités de même orientation que le talus et leurs pendages ont le même sens que celui du talus. Le massif est découpé par des surfaces en escalier sur lesquelles un glissement peut avoir lieu.

I.11.1.2 détection du risque de glissement

Une rupture dans un talus a lieu si les configurations géométriques du talus et des discontinuités le permettent. Ainsi on parle de risque de rupture si ces configurations conduisent à une rupture cinématiquement possible. La détection des risques de ruptures pour un mécanisme élémentaire de rupture donné est basée sur la comparaison des angles des différentes discontinuités et du talus. L'utilisation des diagrammes de

projection stéréographique. Permet de mettre en évidence les configurations géométriques favorables à une rupture suivant un mécanisme donné, (figure I.18).

I.11.1.3 Evaluation de la stabilité

L'évaluation de la stabilité est basée sur l'analyse de l'équilibre limite des forces entrant en jeu. On suppose que la rupture se réalise au même moment sur toute la surface de rupture (pas de notion de rupture progressive).

Les forces sont groupées en forces motrices et forces résistantes. Les forces motrices résultant du poids du volume rocheux susceptible de glisser, des pressions hydrauliques et éventuellement de toutes les forces extérieures agissant sur le talus (forces de surcharges sur la crête de talus,...). Les forces résistantes se développent dans le sens opposé du glissement et uniquement sur les surfaces de glissement. Elles sont calculées suivant le critère de rupture adopté. Il peut s'y rajouter les forces d'ancrage mécanique. Le critère de rupture le plus souvent utilisé est celui de Mohr-Coulomb liant contrainte normale et contrainte tangentielle aux caractéristiques de la surface de glissement :

$$\tau = C + \sigma n \cdot \text{tg}(\varnothing) \dots \dots \dots (23)$$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle mobilisable sur la surface de rupture.

σn : Contraintes normale appliquée sur la surface de rupture.

\varnothing : Angle de frottement de la surface de rupture.

C : cohésion de la surface de rupture.

Un facteur de sécurité est alors calculé par le rapport entre la somme des forces ou moments résistants et la somme des forces ou moments moteurs :

$$F_s = \frac{\sum \text{forces résistantes}}{\sum \text{forces motrices}} \dots \dots \dots (24)$$

Théoriquement si ce coefficient est supérieur à 1,02 la stabilité est assurée.

Au facteur de sécurité calculé, on associe le volume rocheux susceptible d'être mobilisé.

L'étude consiste alors, à déterminer pour chaque mécanisme de rupture probable :

- le coefficient de sécurité minimal, la surface de rupture et le volume correspondants.
- le coefficient de sécurité et la surface de rupture correspondant au volume maximal qui peut être mobilisé.

Suivant le facteur de sécurité, le volume rocheux mis en jeu et le contexte d'étude et son aspect économique, des mesures de sécurité seront mises en œuvre pour remédier à la rupture du talus.

I.11.2 Méthode des blocs clés

Ce sont R. E. Goodman et G. H. Shi (1985) qui ont développé cette théorie dite "Théorie des blocs clés", qui permet de détecter les blocs qui mettent en danger la stabilité du massif, et calcule l'effort nécessaire pour les retenir et rendre le massif stable.

La théorie des blocs clés est basée sur les hypothèses suivantes :

- les blocs ont des faces parfaitement planes.
- les blocs sont rigides et n'admettent pas de déformation.
- les discontinuités sont supposées infinies et s'étendent sur tout le domaine d'étude.
- les discontinuités et les surfaces d'excavation sont connues de façon déterministe.

Les deux premières hypothèses sont réalistes, les discontinuités peuvent être supposées planes à l'échelle d'un talus en mines à ciel ouvert ou d'une galerie souterraine. L'hypothèse de la rigidité des blocs est due au fait que, dans la plupart des massifs rocheux fissurés, les fissures sont très déformables par rapport à la matrice rocheuse. La troisième hypothèse est souvent incorrecte. Les massifs rocheux peuvent être plus affectés par la petite fracturation, qui a une extension limitée, que par les fractures à grandes extensions.

I.11.3 Méthodes de calculs en déformations

I.11.3.1 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis trouve son application principale dans les milieux continus. Elle a permis de résoudre et d'expliquer plusieurs problèmes relatifs au comportement des talus instables (notamment le phénomène de rupture progressive s'amorçant en pied de talus).

La méthode des éléments finis permet de modéliser un système physique faisant intervenir plusieurs variables. Elle consiste à discrétiser le domaine d'étude d'un milieu continu par des éléments dits "finis", qui sont reliés par un nombre fini de points dits "nœuds", situés sur leurs frontières. L'ensemble de ces éléments doit constituer un domaine aussi proche que possible du domaine d'étude.

I.11.3.2 Méthodes des éléments distincts

Connue aussi sous le nom de la méthode des blocs rigides, elle permet de modéliser les milieux fissurés par assemblage de blocs qui interagissent entre eux à travers leurs contacts. Pour diminuer le nombre de degrés de liberté des systèmes étudiés, les blocs

sont souvent supposés rigides, et les déplacements du système sont dus uniquement aux déformations des contacts entre blocs.

Cette méthode a été proposée par Cundall en 1971, et a connu un grand développement notamment par Belytschko (1984), Hamajima (1985), Hornby et Lawrence (1987),...

I.12 techniques de renforcement des massifs rocheux et ouvrages de protections

Pour rendre stable un ouvrage dans un massif rocheux, plusieurs conceptions et techniques ont été mises en œuvre, notamment les murs de soutènement de talus, les cintres dans les galeries souterraines, le renforcement par boulons ou par câbles cimentés, le drainage des nappes influençant la stabilité, etc...

Dans les mines à ciel ouvert le renforcement par des tirants d'ancrage, des câbles cimentés ou des boulons, est souvent une solution adéquate.

L'utilisation du renforcement dans une mine est soit systématique, prévu dans l'analyse technico-économique de la mine, soit locale ou imprévue. Il existe deux techniques de renforcement par ancrages des massifs rocheux :

- le renforcement par des ancrages actifs ou précontraints.
- le renforcement par des ancrages passifs scellés dans le massif.

Le principe de dimensionnement des renforcements d'une masse rocheuse instable se fait soit par des méthodes de calcul à la rupture, soit par des méthodes de calcul en déformation. Suivant le type de renforcement choisi on cherche soit à calculer l'effort supplémentaire nécessaire pour stabiliser la masse instable, soit à déterminer le type d'armature qui permet de limiter la déformation du massif.

I.12.1 technique de renforcement par ancrages

I.12.1.1 technique de renforcement par ancrage actif

Le renforcement par ancrages actifs est réalisé par des câbles ou des tirants qui sont mis en tension créant ainsi une force qui vient retenir la masse instable. Ce renforcement augmente le confinement des surfaces de ruptures ainsi que leurs résistances au cisaillement. Les ancrages actifs travaillent uniquement en traction. Un ancrage actif se compose de :

- la zone d'ancrage ou de scellement : où le tirant est ancré (ou scellé) au terrain. La longueur du scellement dépend de la résistance à l'arrachement de l'ancrage du ciment. Souvent le ciment est remplacé par de la résine qui présente une forte adhérence sur l'ancrage et le terrain ancré.
- la longueur libre de l'ancrage : elle est fonction du volume rocheux susceptible de glisser.
- la tête d'ancrage qui comporte une plaque d'appui et la tête de serrage.

Souvent on intercale entre le massif et la plaque d'appui ce qu'on appelle un massif d'appui.

Les tirants sont mis en tension jusqu'à leur tension admissible de service T_a , égale à $0.75 \cdot T_e$ pour les ancrages provisoires, T_e étant la limite élastique du tirant. Pour des ancrages permanents, la tension admissible conseillée ne doit pas dépasser $0.6 \cdot T_e$. Il est recommandé que les tirants soient mis en tension d'épreuve. Effectuée par paliers successifs, elle doit être de $1.2 \cdot T_a$ pour des tirants provisoires, et de $1.3 \cdot T_a$ pour des tirants permanents.

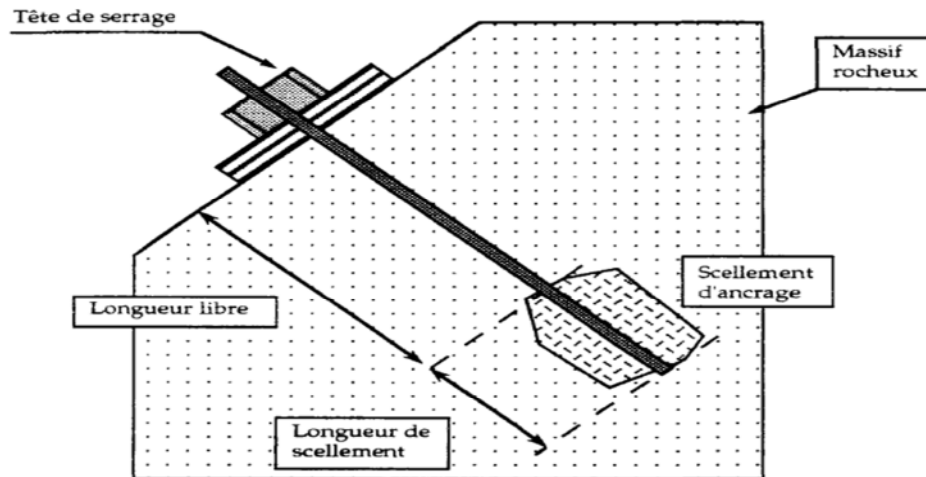


Figure I. 19. Dispositif d'un ancrage actif.

Le calcul d'ancrage actif est simple, l'ancrage étant représenté par une force, qui est introduite dans les équations d'équilibre du système étudié.

I.12.1.2 renforcement par ancrage passif

Par un ancrage passif, dit aussi ancrage réparti, on entend toute armature scellée dans le massif sur toute sa longueur sans qu'elle soit mise en tension. Elle travaille en déformation et uniquement si elle est sollicitée par la déformation du massif. Le but de ce type d'ancrage est de renforcer la faible capacité mécanique des surfaces de ruptures. L'ancrage passif peut travailler en traction, en compression, en cisaillement, en flexion et en torsion, ce qui complique son étude et son dimensionnement.

La réalisation d'un ancrage passif se fait par le forage d'un trou d'une longueur qui dépasse la zone à renforcer, puis on fait glisser une armature dans le trou de forage et ensuite on fait couler du ciment ou de la résine pour sceller l'armature à la roche.

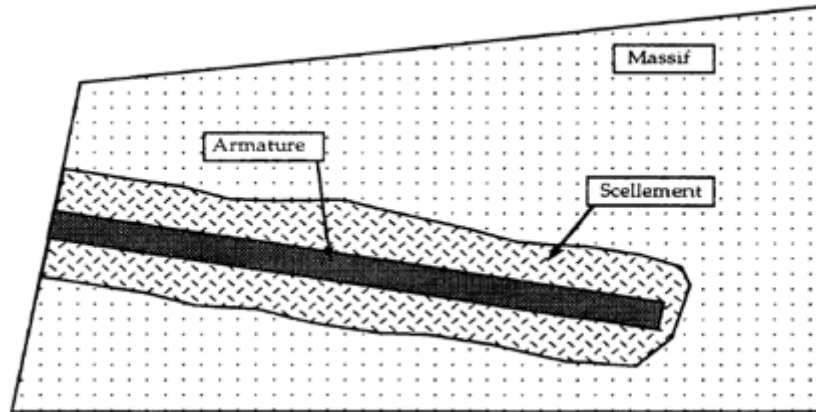


Figure I. 20. *Ancrage passif.*

I.12.1.3 description de la technique

En fonction de leur typologie et du travail qu'ils vont exercer, les ancrages se classifient en clous, boulons et tirants d'ancrage.

Les clous et les boulons sont des barres métalliques insérées dans des trous forés dans le rocher ou directement fichés dans le terrain. Ils sont sollicités lors des efforts de cisaillement. Les clous et les boulons sont fixés à la surface extérieure par une plaque de répartition et un dispositif de blocage (écrou) et scellés au terrain à l'aide d'une cimentation (mélanges de ciment divers ou résines), ou par l'intermédiaire de moyens mécaniques. Les clous ont un diamètre inférieur à 25 mm, et peuvent parfois être construits en plastique renforcé de fibres de verre. Ils sont scellés sur toute leur longueur au terrain. Les boulons ont un diamètre supérieur à 25 mm et des longueurs variables (maximum 12 m).

Les tirants d'ancrage sont sollicités lors des efforts de traction. Ils sont capables de transmettre les forces résistantes au massif rocheux ou au terrain dans lequel ils sont insérés. Un tirant d'ancrage est constitué par une tête équipée d'une plaque de répartition et d'un système de blocage. Ces éléments sont liés à une partie libre, qui comprend la portion qui peut être mise en tension, et la gaine de revêtement, et à une fondation armée. La tête du tirant est d'habitude cimentée à une structure de soutènement (mur, barrière ou poteau).

I.12.2 Technique de renforcement par béton projeté

Le béton projeté est un dispositif externe, de surface, souvent associée à des dispositifs internes (ancrages), qui ressortissent au domaine du génie civil.



Figure I. 21. *Massif rocheux renforcé par le béton projeté à Aokas.*

I.12.2.1 Définition

Il s'agit de la technique consistant à projeter de béton, selon trois procédés en général, a grande (donnant lieu à un compactage très important mais avec des faibles rendements : utilisation pour les mortiers surtout) ou faible vitesse sur la paroi : projection a vois sèche, par vois mouillée a flux dilué, par voie mouillée a flux dense.

Le béton projetés est très souvent en complément de soutènements métalliques, boulons d'ancrages ou en remplacement du blindage métallique.

Les durcissements progressifs du béton et son insertion dans des discontinuités en font un procédé souple et qui tend à améliorer la couche intrinsèque du matériau rocheux.

I.12.2.2 Mis en œuvre

I.12.2.2.1 procédé à voie sèche

- La vitesse de projection du mélange sur la surface est élevée : bonne adhérence du béton.
- seule la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment est ajoutée à la sortie de la buse : le rapport E/C reste faible, ce qui limite le retrait du béton.
- les rebondissements provoquent des pertes importantes (de 25 à 40% du mélange).
- il y a production de poussière lors de la projection : celle-ci peut être réduite si on utilise la voie sèche avec prémouillage.

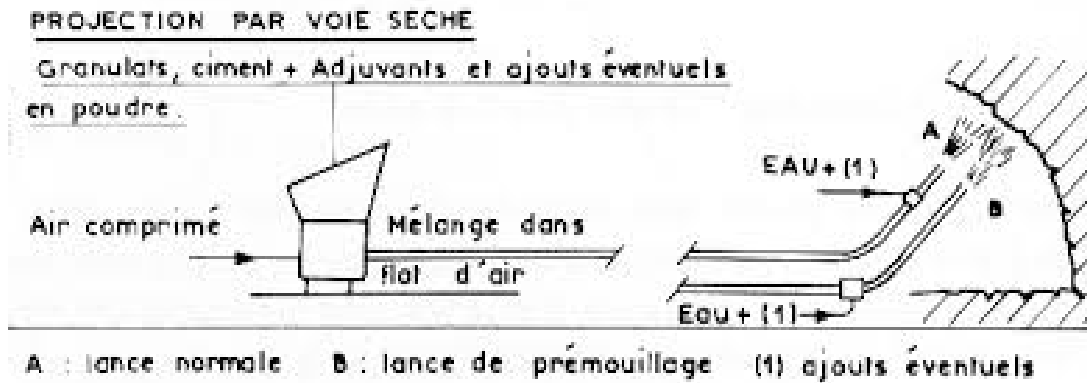


Figure I. 22. Procédé à voie sèche.

I.12.2.2.3 Procédé à voie mouillée

La propulsion du mélange mouillée est assurée soit par air comprimé (le flux est dilué), soit par action d'une pompe à béton (le flux est dense). La vitesse de projection relativement faible donne lieu à plusieurs avantages :

- faible pollution : peu de poussière.
- réduction des rebondissements : moins de perte.
- dosage en eau est plus précis : automatisation possible de la méthode.
- la compacité et l'adhérence du béton en place est moins satisfaisante qu'avec la voie sèche.

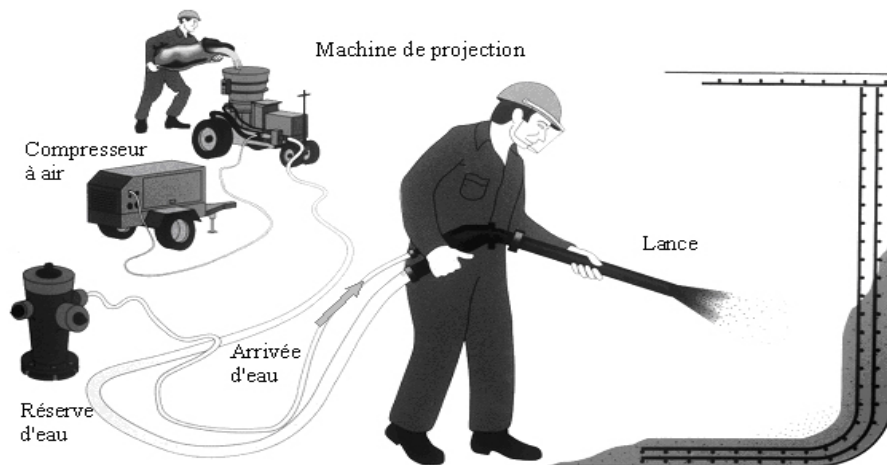


Figure I. 23. Procédé à voie mouillée.

I.12.3 Ecran a structure rigide

I.12.3.1 objectif

Est une structure rigide ou faiblement déformable, qui présente la capacité de s'adapter aux déformations et/ou aux affaissements des terrains ou des massifs rocheux, sans risques de ruptures ou de dégâts importants.

I.12.3.2 Principe

Il s'agit de mettre en place une barrière verticale de hauteur variable, en pied de versant ou au-dessus d'un mur de soutènement, destinée à stopper et à recueillir les blocs de taille différente.

I.12.3.3 Description technique

Il existe de nombreux types d'écrans à structure rigide, dont les plus courants sont:

Les écrans constitués par des traverses métalliques, ou plus rarement en bois, disposées horizontalement entre des profilés métalliques fixés sur des fondations en béton ou directement enfoncés dans le terrain.

Les écrans de gabions, qui sont des structures de soutènement modulaires constituées par des éléments parallélépipédiques en grillage à double torsion en acier, remplies de pierres. Le grillage est formé par des fils en acier à galvanisation variable (en Zn ou en alliage Al-Zn), parfois revêtus par une gaine en PVC pour augmenter la résistance à la corrosion. Le remplissage des gabions se fait à l'aide de matériaux (d'éboulis ou alluviaux) ayant une granulométrie et un poids spécifique leur permettant de remplir les exigences du projet et de garantir l'efficacité de l'ouvrage. Souvent, les matériaux utilisés sont trouvés sur place, ce qui permet de réduire les coûts. Les gabions doivent être remplis en utilisant des pierres ayant des diamètres variés, afin de minimiser la présence des vides. Les écrans de gabions sont des structures perméables, résistantes et flexibles en même temps, s'adaptant ainsi aux tassements et/ou aux affaissements du terrain suite à des phénomènes d'érosion ou d'éboulement.

- Dans certains cas, des plots de béton sont utilisés pour remplacer les gabions. Ils présentent l'avantage d'être faciles et rapides à mettre en place. Ils sont néanmoins souvent moins élastiques que des gabions.

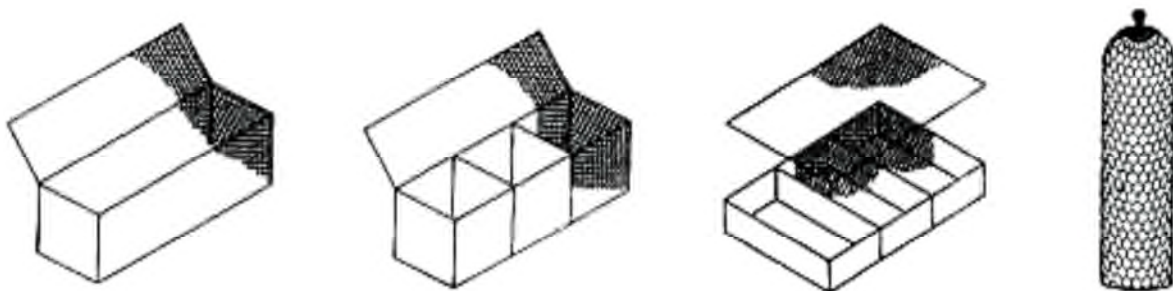


Figure I. 24. Types de gabions.

I.12.4 Filets et grillages plaqués

I.12.4.1 objectifs

Les treillis et filets plaqués – métalliques ou en PVC – constituent une parade active. Il s'agit d'une natte de filets ou de grillages plaqué contre la paroi, destinée à en assurer la stabilité superficielle ou locale. Les filets sont utilisés contre les chutes de blocs (volume

inférieur à 5 m³). Les grillages conviennent aux pierres dont le volume ne dépasse pas 1 m³. Le placage des nattes contre la paroi vise à enrayer rapidement tout mouvement consécutif à une rupture.

I.12.4.2 Principe

Le principe consiste à plaquer une natte de filets ou de grillages contre la paroi à l'aide de câbles et d'ancrages répartis sur le pourtour de la zone instable. Un placage efficace permet de retenir les blocs en place ou d'enrayer rapidement le mouvement suivant la rupture. Les efforts à reprendre sont ainsi moins importants: ils dépendent uniquement d'une partie du poids du bloc instable, alors que lorsque le bloc prend de la vitesse, les efforts dépendent de l'énergie cinétique du bloc, soit de son poids intégral.

I.12.4.3 Description technique

Les filets sont utilisés contre les chutes de blocs (volume < 5 m³). Ils sont plaqués contre la paroi au moyen d'ancrages, puis mis en tension. Des câbles et des ancres sont ensuite ajoutés au besoin pour améliorer le placage. La dimension standard d'une natte de filet est de 2 à 3 mètres de côté. Elle est entourée d'un câble de ceinture muni de boucles d'amarrage. Plusieurs nattes peuvent être ajoutées l'une à l'autre en ligaturant les câbles de ceinture. Les filets sont constitués par des câbles de différents diamètres (diamètre standard: 8 mm), en acier zingué ou recouvert d'un alliage Al-Zn. La maille (d'un diamètre standard de 20 x 20 ou 25 x 25 cm) peut être hexagonale, losangique ou circulaire.

Les grillages (double torsion) sont utilisés contre les chutes de pierres (volume < 1 m³). Les grillages à double torsion sont constitués de fils (en acier zingué ou revêtus d'un alliage Al-Zn) d'un diamètre de 2.7 à 3.0 mm à mailles hexagonales. Ils doivent être plaqués à la paroi. Néanmoins, le placage est plus souple que dans le cas des filets, car il n'y a pas de mise en tension. Les grillages à double torsion ont une structure à simple torsion à maille losangique 83 x 143 mm. Ils ont une résistance à traction de 150 kN/m dans le sens longitudinal et de 60 KN/m dans le sens transversal. Les plaques de répartition des efforts des ancres permettent de fixer le grillage très proche du terrain, en effectuant si possible une éventuelle présollicitation du grillage aux alentours du point d'ancrage.

Les câbles de ceinture permettent de stabiliser des blocs volumineux et massifs. Il s'agit d'un ou de plusieurs câbles ancrés et mis sous tension qui emmaillotent un bloc.

Quel que soit la variante retenue, l'important est de tirer profit du relief. Les ancres doivent évidemment être réalisés en terrain stable. Ils sont constitués de barres d'acier scellées au rocher, de boulons à expansion ou, en terrain meuble, de pieux explosés.



Figure I. 25. *Grillage plaqué métallique.*

I.12.5 Capacité de divers types d'ouvrages

La figure ci-dessous donne l'énergie absorbable pour divers types d'ouvrages par capacité croissante :

- Barrière rigide en piliers métalliques et traverses de bois (25 à 50 kJ).
- Grillages et filets en mailles diagonales sur câbles porteur (40 à 150 kJ avec mailles d'anneaux).
- filets diagonaux ou en mailles d'anneaux, avec câbles de retenue en amont (250 à 1500 kJ).
- filets types CAN en filet d'anneaux, avec système de béquilles et câbles de retenue en aval (1500 à 2350 kJ).
- galeries de protection recouvertes d'un assemblage d'un remblai en matériau meuble sur dalle (200 à 2500 kJ).
- Merlons ou digues en remblai (1000 à 5000 kJ).
- digues de protection renforcées par pneu-sol ou autres incluions (2500 à 30000 kJ).

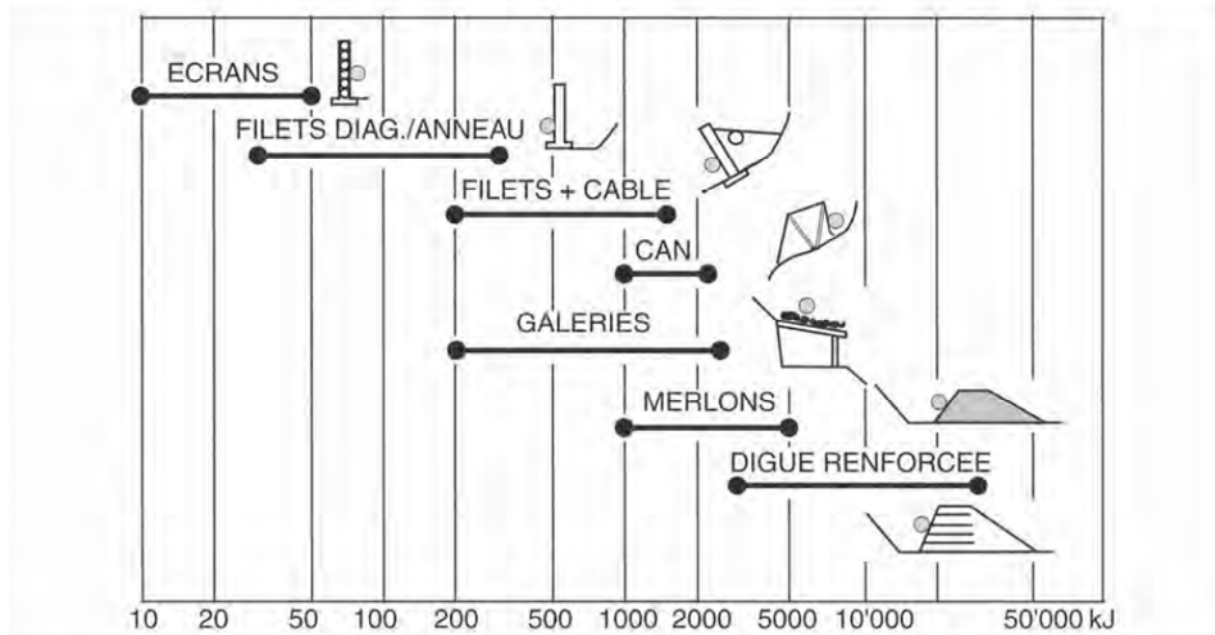


Figure I. 26. Capacité D'absorbtion d'énergie (kJ) pour différents types d'ouvrages de protection.

I.13 Conclusion

Concernant le comportement des massifs rocheux, l'intérêt de cette étude est de cerner l'état de l'art dans le domaine de la géotechnique lié à la stabilité du sujet en question.

En effet, l'étude de stabilité nécessite certain données sur le matériau lié à son état de fracturation, à savoir : les discontinuités, qui sont fondamentale pour l'étude de comportement d'un massif rocheux. Cependant, l'instabilité du massif rocheux est liée directement aux discontinuités de ce dernier, qui peut engendrer des pertes humaines et matérielles. Les praticiens disposent une panoplie de techniques de stabilisations de ces milieux, qui sont sous plusieurs formes simples telles que les tiges, les tirants d'ancrages, et complexes comme les tirants d'ancrages associés au béton projeté.

Cette recherche nous a permet d'élargir et d'approfondir nos connaissances dans le domaine de la géotechnique, plus particulièrement ce qui concerne la stabilité des massifs rocheux, les méthodes de calculs ainsi les techniques et les procédés de renforcement et de stabilisation.

CHAPITRE II Présentation du projet

II.1. Situation géographique

Un impressionnant éboulement rocheux s'est produit le 25 février 2015, à l'entrée ouest du tunnel, loin d'une centaine de mètres de la ville d'AOKAS, wilaya de Bejaia. De dizaines de mètres cubes de blocs rocheux ont été chuté d'une hauteur importantes, environ 150 m de hauteur, ces derniers envahi la route nationale RN9 au point kilométrique PK 26, rendant impossible toute circulation automobile. Le site d'éboulement est cerné par les coordonnées géographiques suivantes :

Latitude : 36° 37' 60" NORD

Longitude : 5° 15' EST



Figure II. 1. Localisation géographique d'AOKAS.



Figure II. 2. Vue depuis le sommet du site étudié

II.2 Climat de la région

Le climat d'Aokas est chaud, tempéré, les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été. La température moyenne annuelle est de 18.2 °C à Aokas. Chaque année, les précipitations sont en moyenne de 892 mm.

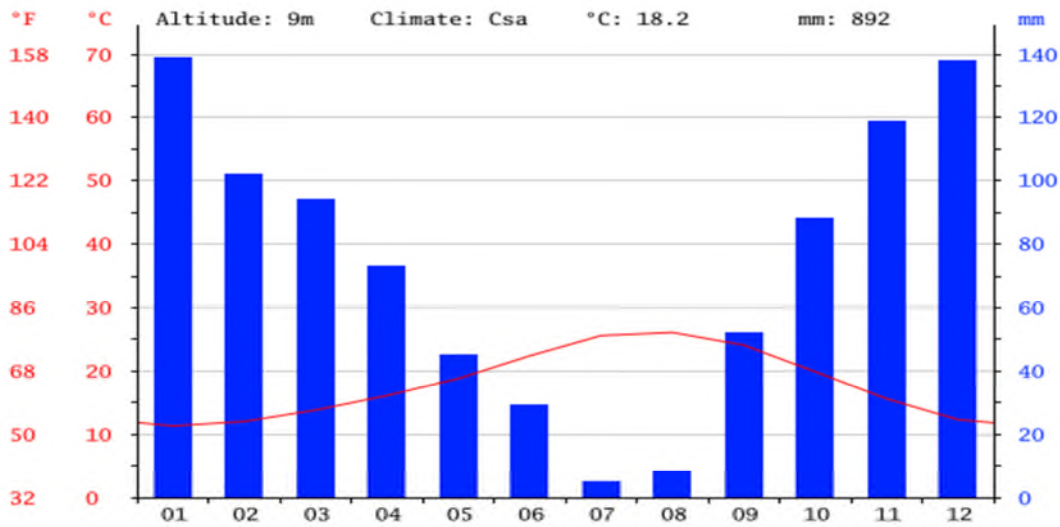


Figure II. 3. Diagramme climatique. (2012)

- **Commentaire** : Des précipitations moyennes de 5 mm font du mois de Juillet le mois le plus sec. Une moyenne de 139 mm fait du mois de Janvier le mois ayant le plus haut taux de précipitations, 26.1 °C font du mois d'Aout le plus chaud de l'année. 11.3 °C font du mois de Janvier le plus froid de l'année.

II.3 Géologie locale du Cap Aokas

Le massif du Cap Aokas est constitué par du calcaire d'âge jurassique inférieur (Leikine 1971). De couleur gris sombre, a patine brune. Sa stratification rarement visible, montre, à l'entrée Est du tunnel de la route actuelle, des directions respectives N50° et N60°E et des pendages de 70°NW et 90°. Il constitue l'ossature de la barrière montagneuse qui se prolonge vers le sud au-delà du Cap. Un facies calcarobréchique assez homogène et finement cimenté s'intercale dans les calcaires massifs gris sombres. Ces calcaires à grains fins, montrent des structures lamellaires, soulignées par des nuances de la couleur grise (Bougdal 2009). Ils correspondent probablement à une zone de faille très fracturée. Sur le talus amont du tracé ancien de la RN09, à environ 150 m au Sud du tunnel, les marno-calcaires pélitiques d'âge crétacé inférieur sont masqués en grande partie par une unité de calcaire jurassique chevauchante. Ils sont finement lités, se débitent en plaquettes d'épaisseur millimétrique et sont d'aspect satiné. Ce facies se rapproche des unités telliennes, allochtones, crétacées qui sont connues dans la chaîne des Babors. Les formations quaternaires apparaissent à partir de l'entrée du village Tala Khaled jusqu'à l'entrée Est de la ville d'Aokas. Elles offrent une bonne qualité d'affleurement et sont représentées par des colluvions grossières constituées d'éléments hétérométriques, anguleux et assez bien cimentés et des terrasses graveleuses marines, observées en plaquage le long de l'éperon rocheux qui domine la mer.



Figure II. 4. *Géologie du cap Aokas. (Légende technique, dressé et publié par le service géographique de l'armée).*

- **Commentaire:** d'après cette carte géologique du Cap Aokas, ce dernier est constitué du lias calcaires et dolomitique (1^{3-1}), et de hauterivien valanginien (C_{IV-1}).

II.4 Causes qui ont provoquées l'éboulement

- Taux de fracturation important suivi d'une altération.
- Deux types de fractures : diaclases et failles.

II.4.1 Chimiquement

Nous allons ici parler sur le cas d'Aokas, le processus chimique de la dissolution de la roche par l'eau.

Dans un premier temps, l'eau (de pluie) va se charger de dioxyde de carbone (CO_2), celui-ci provient en partie de l'atmosphère mais majoritairement du dioxyde de carbone contenu dans le sol et qui, lui, est origine biogénique (respiration des êtres vivants ou décomposition de la matière organique).

L'eau chargée de dioxyde de carbone (et donc caractère acide) va circuler dans les roches calcaires fracturées en empruntant les failles, diaclases et autres espaces présents dans la roche (La masse rocheuse va se détacher de l'autre, dans la présence des petites vibrations y'auras un éboulement rocheux !). Lorsque le massif calcaire a subi au cours de son histoire des mécanismes de surrection, plissements..., la présence de ces vides dans la roche est d'autant plus importante. C'est en circulant dans ces espaces que l'eau se charge d'ions calcium en dissolvant peu à peu la roche qu'elle traverse. Le résultat de

cette attaque chimique est l'élargissement progressif des failles et des espaces, pouvant à la longue l'apparition des cavernes souterraines, des galeries, de grottes...

II.5 Données géotechniques

II.5.1 Données topographiques

La couverture topographique au 1 /25 000 constitue le plus souvent la seule couverture disponible. Lorsque la zone étudiée présente une extension importante, en particulier une dénivelée importante, ou une topographie irrégulière, une couverture topographique à plus grande échelle (1/500 à 1 /2000) est indispensable pour permettre la localisation des différentes masses instables, l'étude des trajectoires et de l'implantation des ouvrages de protection. Toutefois l'exécution d'un plan régulier n'est généralement pas nécessaire, on se limite généralement, pour des raisons de coût, la restitution de la morphologie du terrain étant plus importante que la précision intrinsèque en planimétrie et nivellement.

- **Observations de terrain**

Conformément aux observations du terrain, le volume des blocs pris en compte varie : de 1 à 4 m³.

- **Matériel utilisé**

Le MNT (modèle numérique de terrain), est une représentation de la topographie en 3D (altimétrie ou bathymétrie) d'une zone terrestre sous une forme adaptée à son utilisation par un ordinateur numérique (ordinateur). Ce dernier créé à partir des données d'altitude du terrain, il ne prend pas en compte les objets présents à la surface du terrain tels que les plantes et les bâtiments...

Le MNT support de la trajectographie 3D est issu d'un relevé LIDAR (SCAN LASER 3D) terrestre effectuée. Le format utilisé est un nuage de points en coordonnées XYZ qui est traduit en MNT par le logiciel de trajectographie KAYASS. Ce relevé(2015) permet d'obtenir un modèle très précis (de l'ordre du cm), cependant, pour des raisons de fonctionnement du logiciel de trajectographie, la précision a été limitée à 50 cm en altitude et en planimétrie.

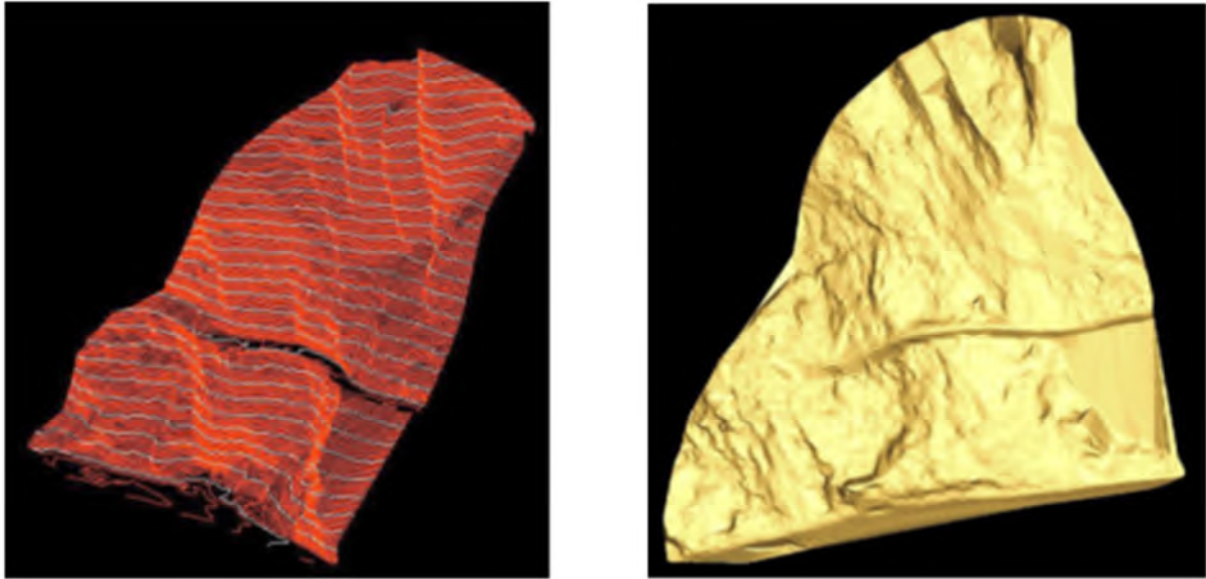


Figure II. 5. Courbe de niveau tous les 50 cm, modélisation de la falaise (MNT).



Figure II. 6. Scanner laser ultra rapide.

II.6 Points de départ des trajectoires

Le logiciel KAYASS 3D simuler des chutes de blocs en trois dimensions sur la base d'un modèle numérique de terrain, à partir d'un programme de fonctionnement par numérisation de cartes topographiques à résolution fine (échelle 1/500 e à 1/1000 e), ou utilisation d'un support type MNT réalisé par photogrammétrie ou lidar, le modèle obtenu est complété par des observations de terrain.

Ce logiciel (KAYASS 3D), est utilisé pour étudier le comportement des blocs dans un versant à géométrie complexe, il détermine la répartition spatiale d'une grande quantité de blocs dont les zones de départ peuvent être réparties ponctuellement ou sur l'ensemble d'une ligne de crête. Le calcul permet de positionner précisément tous les points d'arrêt des blocs sur un versant ou en pied de celui-ci ainsi que de quantifier leur répartition.

- **Fonctionnement**

- Le terrain est représenté par des facettes triangulaires jointives.
- Chaque facette est entièrement paramétrable ce qui concerne la nature du sol.
- Les blocs partent d'un point ou suivant une ligne de crête positionnée à l'écran.
- Les blocs sont des points affectés d'une masse.
- Comme pour le programme 2D, les facettes sont affectées d'un coefficient de restitution C , de deux paramètres de régularités de $\Delta\alpha$ et $\Delta\theta$, d'un paramètre de compacité ΔC , avec en plus des paramètres de variation de l'angle réfléchi (ΔV et ΔH).
- $\Delta\alpha$, ΔC , ΔV et ΔH varient aléatoirement dans des proportions obtenues à retrocalage
- Le calcul peut s'effectuer jusqu'à 1000000 de trajectoires.
- Le programme fournit la valeur de la hauteur de passage des blocs, des distances d'arrêt par rapport à la source et de l'énergie en tous points de versant.

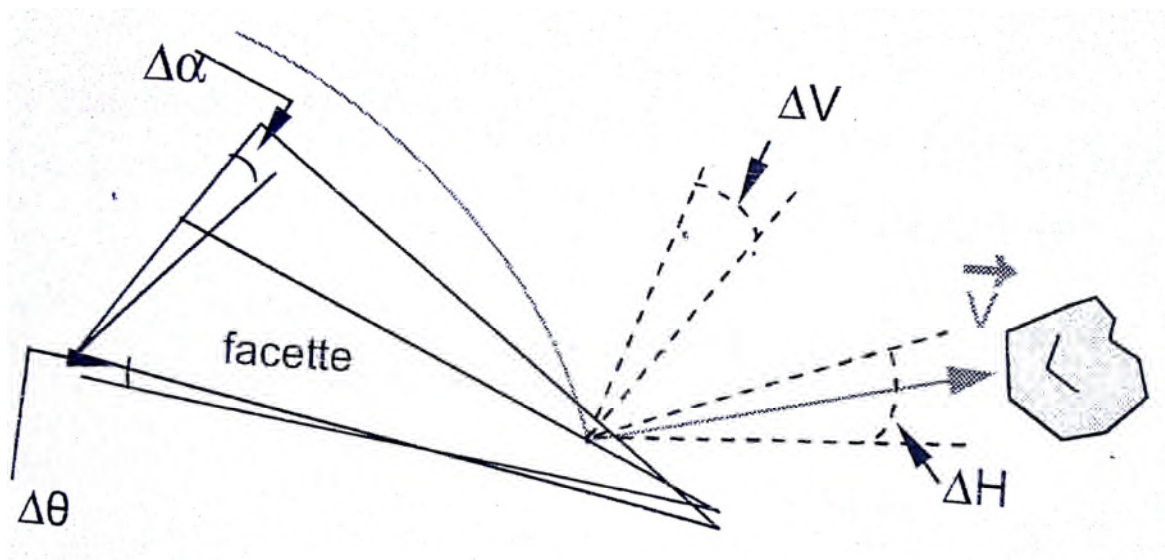


Figure II. 7. Représentation d'un passage de bloc pour une trajectoire.

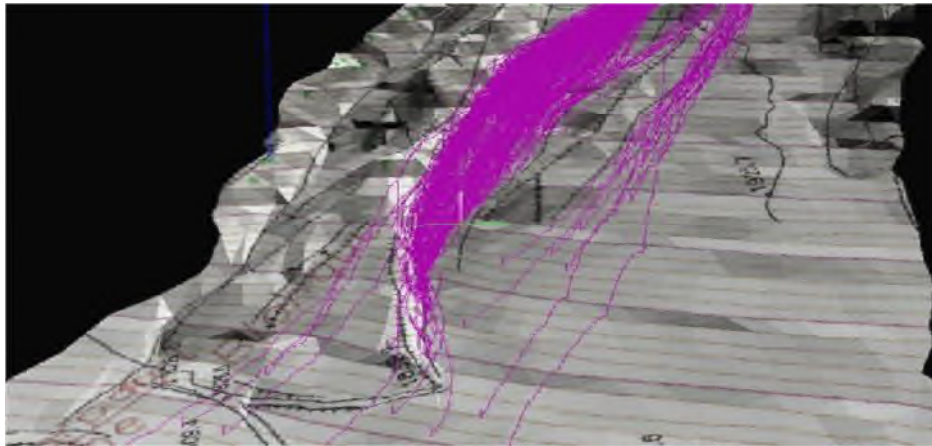


Figure II. 8. Répartition spatiale d'une quantité de blocs.

Il a été introduit une nouvelle zone de départ de trajectoires. La zone de départ notée "départ 1" correspond à l'éboulement de février 2015. En plus de cette dernière, la zone de départ notée "départ 2" correspond à des blocs instables repérés sur une arête lors des reconnaissances de terrain. Cette modélisation va faire un comptage des trajectoires (jusqu'à 1000000 trajectoires), avec un rapport entre le nombre de blocs au départ en sommet de versant et le nombre de trajectoires atteignant l'enjeu (RN9).

Après avoir les résultats (le nombre maximum de trajectoires qui peuvent se produire au future), on peut estimer des ouvrages de protections contre ces chutes de ces blocs, et de sécuriser les enjeux.

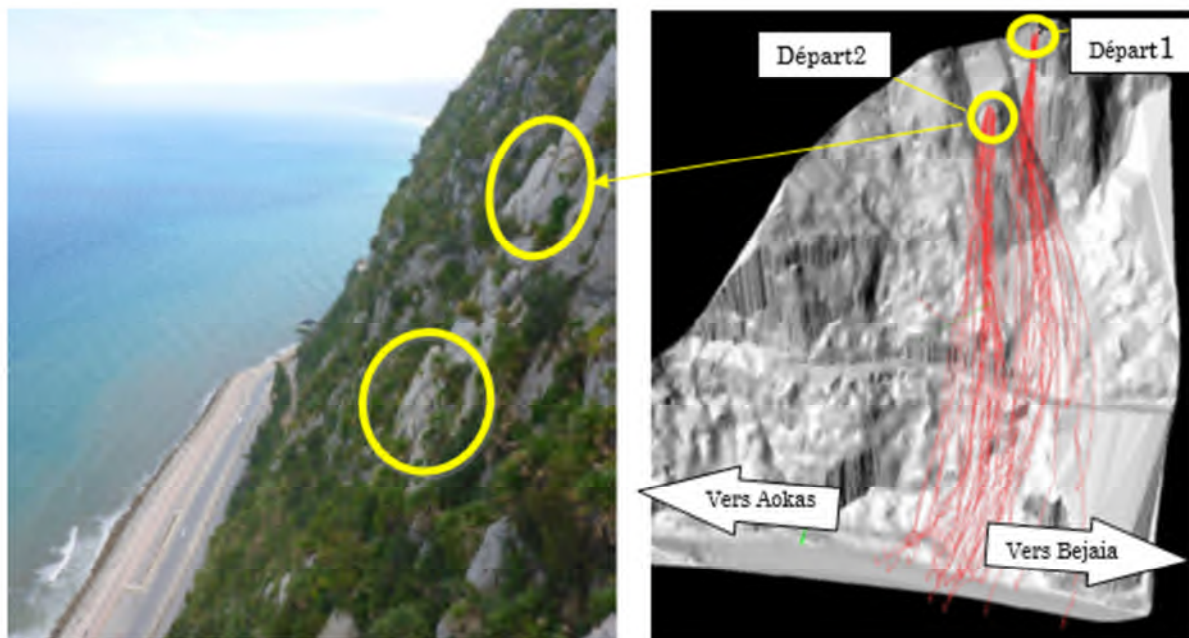


Figure II. 9. Points de départs des trajectoires, simulation avec KAYASS 3D.

II.7 Nature de la falaise d'AOKAS

Les caractéristiques géomécaniques sont représentés dans la figure suivante :

- Sol

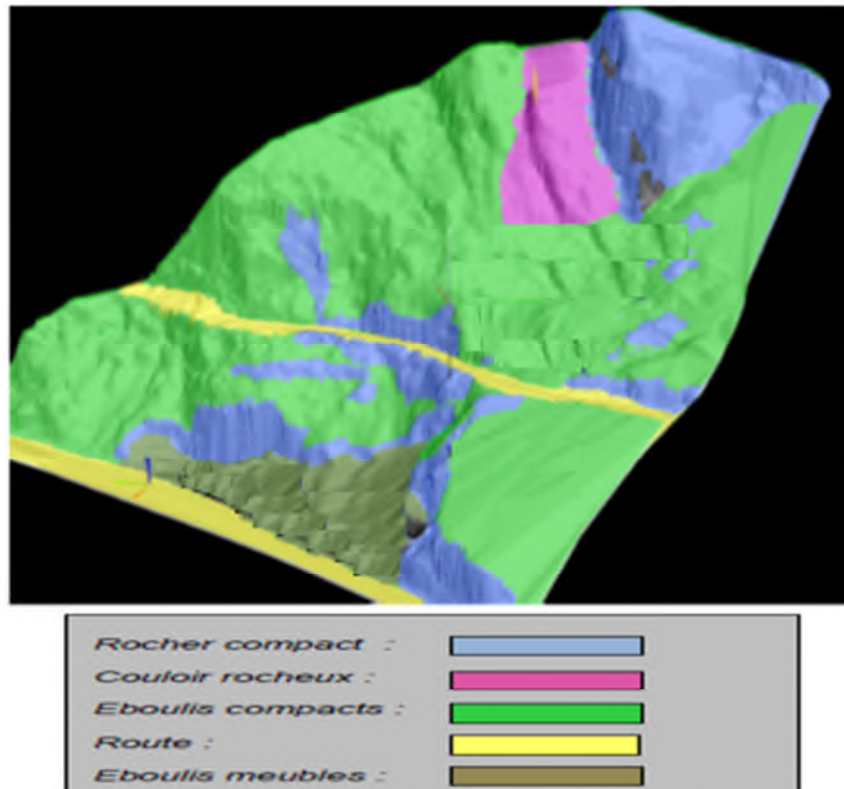


Figure II. 10. Natures des sols de la falaise d'Aokas.

Commentaire : d'après la figure ci-dessus, la falaise d'Aokas est une falaise rocheuse de différentes natures, dont représente 60% environ de l'éboulis compact. Ce dernier est caractérisée par :

- $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$
- $\varphi' = 35^\circ$
- $C' = 10 \text{ KPa}$

- Eau : Aucun niveau d'eau pérenne n'est à prendre en compte dans les calculs. Le ouvrages seront toutes fois équipés d'éléments drainantes (barbacanes $1\text{U}/4\text{m}^2$), permettant de considérer les sols comme drainés.

II.8 hypothèses générales

Les normes appliquées :

- la norme XP 94-444, est une norme française applicable aux essais sur les Roches, Essai statique d'arrachement, sous un effort axial de traction, d'un ancrage scellé dans un massif rocheux. Essai par paliers.
- La norme française EUROCODE 7 NF P 94-270, est une norme justificative des ouvrages géotechniques de soutènements. Cette norme nous définit la classification de l'ouvrage, le choix de la durée de vie de l'ouvrage...
- EUROCODE 8, norme pour le calcul sismique.

- EUROCODE 2, pour le calcul du béton armé.

A l'analyse de ces documents, on retiendra les points généraux suivants :

- La classe de conséquence est de classe moyenne (CC2), les conséquences en termes économiques ou d'environnements sont : modérés sur les personnes et importantes sur les ouvrages construits ou les constructions avoisinantes.
- La catégorie géotechnique est de catégorie N°2, a base des conditions du site et les reconnaissances géotechniques.
- Pour le choix de la durée de vie de l'ouvrage est de 75 ans.
- La situation sismique de la zone étudiée :
 - Classe de sol A → S = 1.
 - Zone 5 → $a_{gr} = 3 \text{ m/s}^2$.
 - La catégorie importante II → $\gamma_1 = 1$.
 - Coefficient topographique → $\tau = 1$.
 - $a_g = a_{gr} * \gamma_1 = 3 \text{ m/s}^2$.
 - $K_h = 1/2 * a_g / g.s.\tau = 0.153$.
 - $K_v = \pm k_h/2 = \pm 0.076$.

Chapitre III Choix de type de parades, calcul de stabilité et modélisation

III.1. Choix de type de parades

Le choix du type de parades tient compte d'un ensemble de paramètres :

- importance des masses instables : volume total, dimension probable des blocs, échéance probable de l'éboulement.
- nature des mécanismes de rupture et cinématique probable (glissement, basculement, rupture de surplomb, etc.) qui détermine le caractère brutal ou progressif du phénomène.
- données topographiques : hauteur de chute ou niveau de départ, pente motrice, distance horizontale, présence ou non d'obstacles naturels ou artificiels pouvant entraver la propagation.
- nature et situation des zones exposées, occupation à caractère continu (zones habitées, lieux de stationnement, etc.) ou discontinu (voies de communication routière, ferroviaire).

Dans le premier cas, la protection doit nécessairement avoir un caractère permanent alors que dans le second il peut être parfois possible d'assurer une sécurité suffisante par des mesures d'exploitation (signalisation, systèmes détecteurs, etc.). Tous ces éléments analysés au cours de l'étude, globalement au niveau du site et pour chaque compartiment rocheux présentant un risque d'instabilité, permettent de définir dans chaque cas les types de parades les mieux adaptés, sans oublier bien entendu les considérations de coût et la prise en compte des contraintes liées à l'exploitation des itinéraires à protéger, qui peuvent être déterminantes (interruption temporaire de circulation, mise en place de déviations temporaires, protection des chantiers, etc.).

Dans le cadre des travaux de protection de la RN 09 contre les éboulements rocheux, il est prévu la réalisation de quatre écrans métalliques dans le versant, d'une paroi clouée définitive, d'une fosse en amont d'un merlon en enrochements bétonnés le long des falaises de Cap Aokas.

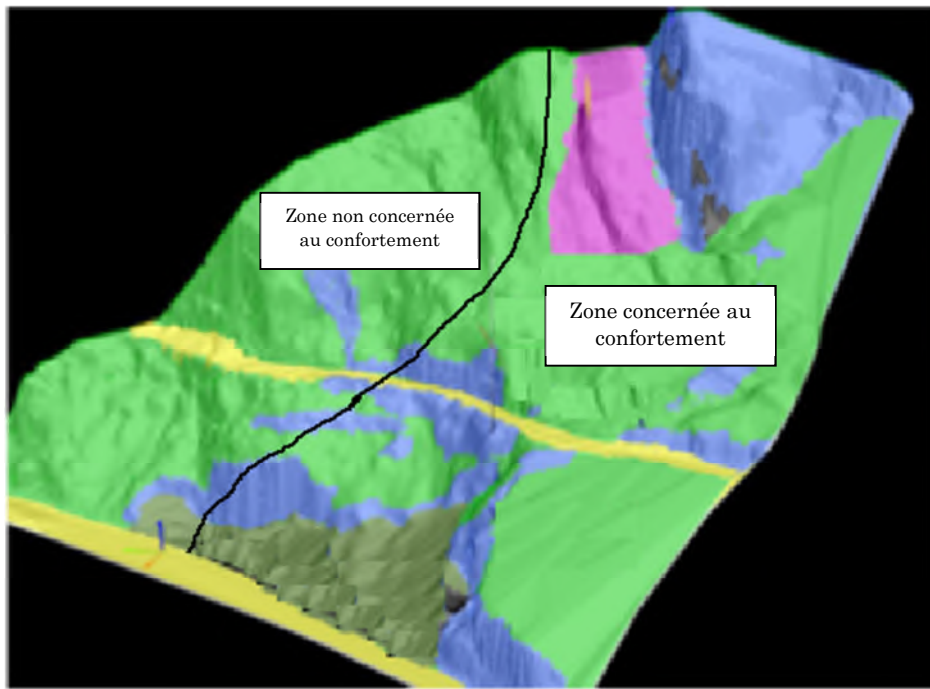


Figure III. 1. Zone de confortement

III.1.1 Les parades passives

Les ouvrages de nature passive ont une action sur le phénomène de propagation des blocs. L'objectif est d'agir sur la trajectoire du bloc en mouvement pour le dévier ou pour le stopper.

III.1.1.1 Ecran métallique pare-blocs

Les écrans de filets pare-blocs sont des structures complexes hétérogènes formées d'un filet métallique maintenu par des câbles, des poteaux et des haubans munis de dissipateurs d'énergie. Le filet intercepte la trajectoire du bloc rocheux et résiste à sa perforation en dissipant l'énergie cinétique de l'impact dans les différents éléments de la structure.

Leur principe de fonctionnement repose sur l'interception de la trajectoire du bloc rocheux par un filet dont la position est définie à partir d'études trajectographiques, des écrans répartis sur trois niveaux, de façon identique, l'écran le plus proche de la route encastré dans la falaise, de moyenne capacité de 3000 KJ, d'une hauteur de 6 m, et d'une largeur entre deux dispositifs de 10 m, positionnés en amont et en aval de l'ancienne route nationale.

Conformément à l'étude trajectographique, l'ouvrage de protection écran pare-blocs est destiné à intercepter des blocs de dimensions de 1 à 4 m³, impactant l'ouvrage avec une vitesse de 20 m/s. (hypothèses de simulation trajectographique).

III.1.1.2 Merlon en enrochement bétonné

Le dimensionnement de merlon pare-blocs est généralement basé uniquement sur la géométrie des trajectoires des blocs. Dans ces conditions, la stabilité de l'ouvrage sous sollicitations dynamiques dues à un impact pouvant être très énergétique n'est pas vérifiée, la masse de l'ouvrage étant considérée de manière empirique comme suffisante

pour l'arrêt des blocs. De plus, aucune méthode réglementaire ou normative de dimensionnement des ouvrages sous impact n'existe.

Le merlon est une parade passive, ayant pour but de stopper les blocs ou les masses de grande dimension se propageant le long d'un versant avec des énergies élevées.

Conformément à l'étude trajectographique, l'ouvrage de protection pare-blocs merlon, reprenant un profil pyramidal tronqué, sa hauteur a été optimisée en fonction des contraintes géotechniques de réalisation, surtout de côté de Bejaïa, où la fosse de l'ouvrage nécessitera un encastrement dans le talus, caractérisé par une capacité énergétique supérieur ou égale à 10000 KJ, d'une hauteur de 8,51 m, d'une longueur de 100 m, positionné au pied du versant, (rive de la route nationale actuelle), destiné à intercepter les blocs de dimension de 10 à 40 m³, d'une vitesse importante de 20 m/s.

III.2 Calcul de stabilité

III.2.1 Calcul et dimensionnement d'ancrages d'écran

III.2.1.1 Calcul dimensionnement de la 1^{ère} zone du confortement

III.2.1.1.1 Cas rocher

A/ Données sur les efforts à reprendre

F = effort à reprendre [KN], (données constructeur).

qs = coefficient de frottement [KPa], (à base d'essai d'arrachement).

Tableau III. 1. *Données sur les efforts à reprendre.*

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral (hauban)	Hauban amont	Pied poteau au rocher (C)
Type de sollicitation	traction	traction	Traction	cisaillement
F [KN]	290	150	300	190

B/ Essai de convenance 1 (conformément à la norme XP P 94-444)

Essai d'arrachement sous un effort axial de traction d'un ancrage scellé dans un massif. L'effort d'arrachement d'un ancrage reste délicat à calculer. Une évaluation est pourtant nécessaire pour effectuer un calcul de stabilité et un dimensionnement. C'est donc par la voie expérimentale que l'on estimera le frottement sol-ancrage en procédant à des essais d'arrachement représentant autant que possible les conditions de mise en œuvre et de chargement réel. Un tel essai consiste à installer des ancrages expérimentaux dans une partie du chantier réservée à cet effet puis à l'arracher (après la prise du scellement) en le soumettant, par l'intermédiaire d'un vérin creux, à une traction dans l'axe rocheux.

Afin d'être le plus représentatif possible, il faudrait que les essais d'arrachement reflètent les efforts réels. Or, le type de sollicitation auquel est soumis l'ancrage reste mal connu. Dans les essais d'arrachement, tel qu'ils sont réalisés en règle générale, (utilisation d'un vérin hydraulique) la vitesse de déplacement est contrôlée.

Les résultats concernent un point distinct : la courbe effort-déplacement de l'ancrage.

B/ 1 Matériels d'essai

- Une plaque métallique cales biaises plaque.
- Un système de mise en traction, on utilisant un vérin creux, d'une capacité de 576 KN, d'une section de poussée de 82,3 cm².
- dispositif de mesures : un manomètre (effort de traction), et un comparateur à aiguille (déplacement).

B/ 2 Caractéristiques d'ancrages d'essai

- Armature : $\varnothing = 32$ mm, feE500, S = 804 mm², Tp = 402 KN.
- Scellement : coulis, E/C = 2, V = 10 L, La = 1 m, Ls = 1m.
- Forage : D = 76 mm, H = 2 m, S_{frottement} = 238761 mm² = 0,23 m².

B/ 3 caractéristiques du terrain

- L'horizon rencontré lors du forage est : une couche de rocher sain calcaire, de 2 m d'épaisseur.

B/ 4 Traction Caractéristique

- $T_{\max} = \min (0,9 \cdot T_p, 0,9 \cdot \text{capacité du vérin})$
- $T_{\max} = \min (0,9 \cdot 402, 0,9 \cdot 576) \rightarrow T_{\max} = 361,8$ KN. Soit : $T_{\max} = 362$ KN.

Tp = limite élastique d'armature.

- $T_{\text{estimée}} = 1/2 (T_{\max}) \rightarrow T_{\text{estimée}} = 181$ KN.



Figure III. 2. Photo d'essai.

Tableau III. 1. Efforts/déplacements (résultats de l'essai).

Premier cycle du chargement													
N° Palier	Chargement									Déchargement			
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
T/Tle	0	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	0.6	0.2	0
P (bars)	0	44	66	88	110	132	154	176	198	220	132	44	0
T(KN)	0	36	54	72	90	109	127	145	163	181	109	36	0
déplacement à t = 1 min	0	0.62	0.93	1.11	1.39	1.73	1.98	2.3	2.51	2.85	2.44	2.44	2.04
déplacement à t = 2 min	0	0.62	0.93	1.11	1.4	1.73	1.98	2.3	2.51	2.85			
déplacement à t = 3 min	0	0.72	0.93	1.11	1.4	1.73	1.98	2.3	2.51	2.85			
déplacement à t = 4 min	0	0.72	0.93	1.11	1.4	1.73	1.98	2.3	2.51	2.85			
déplacement à t = 5 min	0	0.72	0.93	1.11	1.4	1.73	1.98	2.3	2.51	2.85			
Delta t5-t0	0	0.1	0	0	0.01	0	0	0	0	0			
Déplacement (mm)	0	0.68	0.93	1.11	1.4	1.73	1.98	2.3	2.51	2.85	2.44	2.44	2.04

Tableau III. 2. Efforts/déplacements (résultats de l'essai).

Deuxième cycle du chargement																					
N° Palier	Chargement															déchargement					
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
T/Tle	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2	1.6	1.2	0.8	0.4	0
P (bars)	0	44	88	132	176	220	242	264	286	308	330	352	374	396	418	440	352	264	176	88	0
T(KN)	0	36	72	109	145	181	199	217	235	253	271	289	308	326	344	362	289	217	145	72	0
déplacement t = 1 min	0	0.48	1.04	1.5	1.91	2.26	2.44	2.58	2.78	2.67	2.67	2.68	2.8	2.89	3.09	3.27	3.27	3.26	2.31	1.76	0
déplacement t = 2 min	0	0.48	1.04	1.5	1.91	2.26	2.44	2.58	2.78	2.67	2.67	2.68	2.8	2.89	3.09	3.27	3.27	3.06	2.31	1.76	0
déplacement t = 3 min	0	0.48	1.04	1.5	1.91	2.26	2.44	2.58	2.78	2.67	2.67	2.68	2.8	2.89	3.09	3.27					
déplacement t = 4 min	0	0.48	1.04	1.5	1.91	2.26	2.44	2.58	2.78	2.67	2.67	2.68	2.8	2.89	3.09	3.27					
déplacement t = 5 min	0	0.48	1.04	1.5	1.91	2.26	2.44	2.58	2.78	2.67	2.67	2.68	2.8	2.89	3.09	3.27					
Delta t5-t1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0					
Déplacement (mm)	0	0.48	1.04	1.5	1.91	2.26	2.44	2.58	2.78	2.67	2.76	2.68	2.8	2.89	3.09	3.27	3.27	3.26	2.31	1.76	0

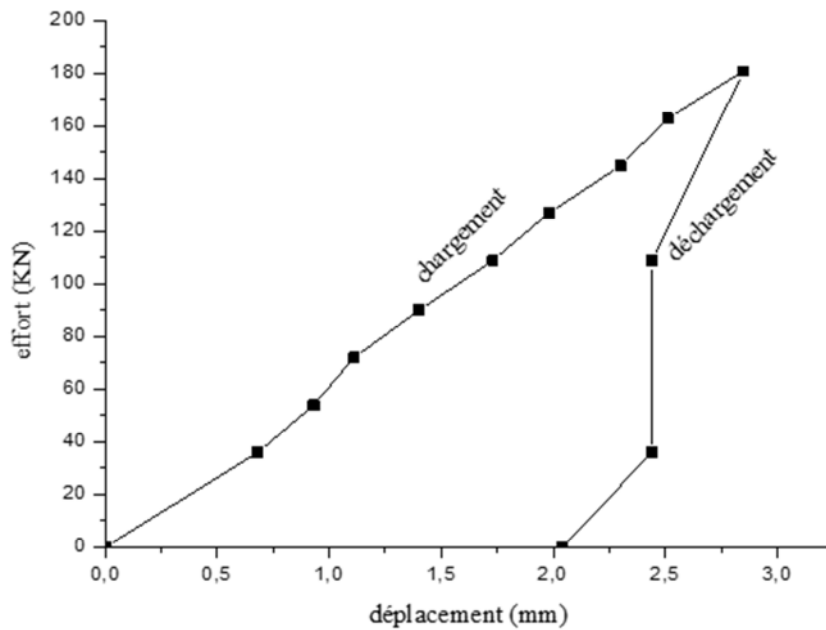


Figure III. 3. Courbe de traction-déplacement axial en tête d'ancrage pour le premier cycle.

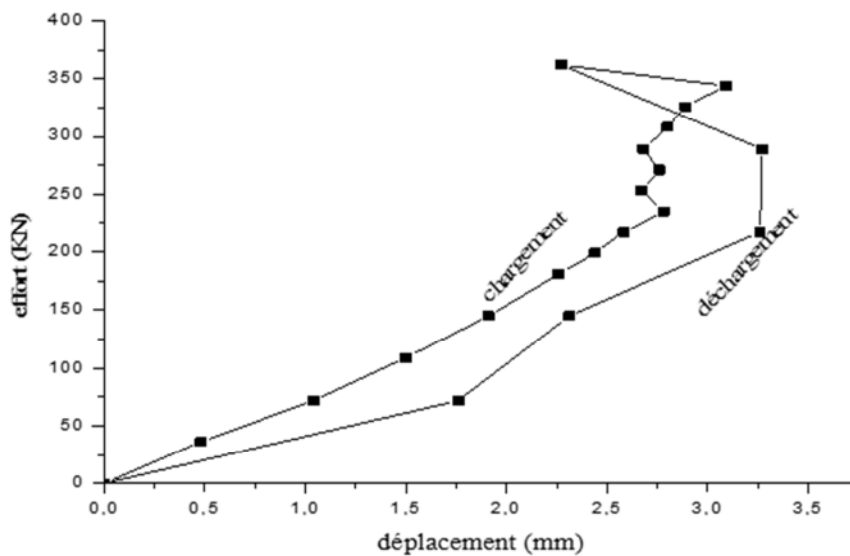


Figure III. 4. Courbe de traction-déplacement axial en tête d'ancrage pour le deuxième cycle.

- **Observation** : un déplacement axial maximal de 3.27 mm, d'une force de traction maximale atteinte de 362 KN.
- **Commentaire** : lors de la montée au palier n° 9, une rupture sur la partie EST du massif de réaction a entraîné un déplacement de la tête d'ancrage.
- **Coefficient de frottement** : le coefficient de frottement minimal est : $q_s = 1516$ KPa. (q_s est réduit à 1000 KPa).

C/ Caractéristiques d'armatures

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral Hauban	Hauban amont	Pied poteau au rocher (C)
\varnothing (mm)	40	32	40	32
D (mm)	0	90	90	90
Δ (mm)	4	4	4	4
Re (MPa)	500	500	500	500
i (°)	30	30	30	/
Sp (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
Travail d'ancrage	Traction-cisaillement	Traction-cisaillement	Traction-cisaillement	Traction-cisaillement

Avec :

- \varnothing : diamètre de la barre [mm]
- D : diamètre du forage [mm]
- Δ : perte de corrosion sur \varnothing [mm]
- Re : limite élastique de l'armature [MPa]
- i : inclinaison en degré [°]
- sp : sur profondeur [m]

D/ coefficient de sécurité

- cf = 1,30.
- ca = 1,15.
- cs = 1,4.
- ce = 1,15
- csm = 1,5

Avec :

- cf : coefficient de sécurité sur effort à reprendre.
- ca : coefficient de sécurité sur acier.
- cs : coefficient de sécurité sur coefficient de frottement, (essai de convenance).
- ce : coefficient de sécurité sur limite d'élasticité. (Pied poteau au rocher).
- csm : coefficient de non simultanéité, (force de cisaillement répartie sur les deux ancrages de pied).

E/ Calcul les efforts majeores

- T (effort majoré en traction ou en compression) = F.cf [KN].
- Tc (effort majoré en cisaillement) = (C.cf/Nb).csm [KN].

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral hauban	Hauban amont	Pied poteau au rocher (C)
T	377	195	390	/
Tc	/	/	/	185,25

F/ résistance de la barre

- F_g (limite élastique d'armature) [KN].
- F_{cg} (limite élastique armature corrodé) [KN]
- C_b (contribution armature) = F_{cg}/c_a [KN]
- T (contrainte maximale en cisaillement) = $0,7.R_c/c_e$ [MPa]
- R (effort de cisaillement admissible dans la barre corrodé) = $T.A_{corrodé}$ [KN]
- F_s (coefficient de sécurité) = C_b/T ou R/T_c .

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral hauban	Hauban amont	Pied poteau au rocher (C)
F_g	628	402	628	/
F_{cg}	509	308	509	/
C_b	443	268	443	/
T	/	/	/	304,35
R	/	/	/	187,40
F_s	1,17	1,37	1,13	1,01

- $F_s > 1 \rightarrow$ validation du confortement.

G/ longueur du scellement

- L_s (longueur minimale théorique des ancrages) = $T/(\pi.q_s.D/c_s)$ [m].
- SA : sur profondeur + arrondi supérieur [m].
- L_{st} : longueur du scellement minimale au rocher [m].

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral hauban	Hauban amont	Pied poteau au rocher (C)
L_s	1,87	0,97	1,93	crayon
SA	0,63	0,53	0,57	/
L_{st}	2,50	1,50	2,50	crayon

I/ caractéristique du confortement finale

- \emptyset : diamètre d'ancrage

- D : diamètre de forage.
- Ls : longueur minimale théorique des ancrages
- Lst : longueur minimale retenue au rocher.

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral hauban	Hauban amont	Pied poteau au rocher (C)
Ø(mm)	40	32	40	32
D (mm)	90	90	90	90
Ls (m)	1,87	0,97	1,93	Non dimensionnant
Lst (m)	2,50	2,50	2,50	2

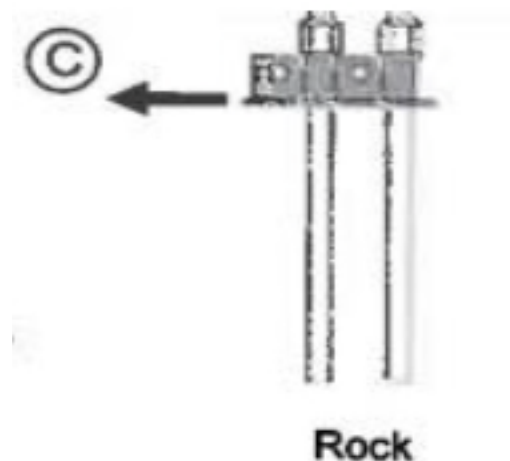


Figure III. 5. Disposition pied de poteau.

J/ Essai de contrôle

Conformément à la norme NF P 94-444, cet essai est entrepris pour contrôler statiquement la qualité d'exécution courante des scellements des tirants d'ancrages de service. Pour cette raison, on utilise les tractions d'épreuves auxquelles sont soumis les tirants choisis à des valeurs censées ne provoquer aucune amorce de rupture de scellement.

Les essais de contrôle sont obligatoires. Cette obligation se justifie par la nécessité de contrôler statiquement la qualité d'exécution courante des scellements des tirants d'ancrages de service. Elle se justifie en outre lorsque sont apparus. Lors de la mise en œuvre des certains tirants d'ancrages de l'ouvrage.

J/ 1 Matériel d'essai

- Une plaque métallique cales biaises plaque.
- Un système de mise en traction, on utilisant un vérin creux, d'une capacité de 326 KN, d'une section de poussée de 46,6 cm².
- dispositif de mesures : un manomètre (effort de traction), et un comparateur à aiguille (déplacement).

J/ 2 caractéristiques d'ancrages d'essai

- Armature : $\varnothing = 32$ mm, feE500, S = 804 mm², Tp = 402 KN.
- Scellement : coulis, E/C = 2,7.
- Forage : D = 90 mm. Machine de forage : T 10.

Tableau III. 3. Effort/déplacement (résultat de l'essai).

N° Palier	chargement						déchargement		
	0	1	2	3	4	5	6	7	8
T/Tle	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	0.6	0.2	0
P (bars)	0	26	52	77	103	129	77	26	0
T(KN)	0	12	24	36	48	60	36	12	0
déplacement à t = 1 min	0	0	0.25	0,57	0,85	1,01	0,81	0,36	0
déplacement à t = 2 min	0	0.09	0.26	0,57	0,86	1,02	0,81	0,36	0
déplacement à t = 3 min	0	0.09	0.26	0,57	0,86	1,02			
déplacement à t = 4 min	0	0.09	0.26	0,57	0,86	1,02			0
déplacement à t = 5 min	0	0.09	0.26	0,57	0,86	1,02			0
Delta t5-t0	0	0.09	0,01	0	0.01	0,01			0
Déplacement (mm)	0	0.09	0.26	0,57	0,86	1,02	0,81	0,36	0

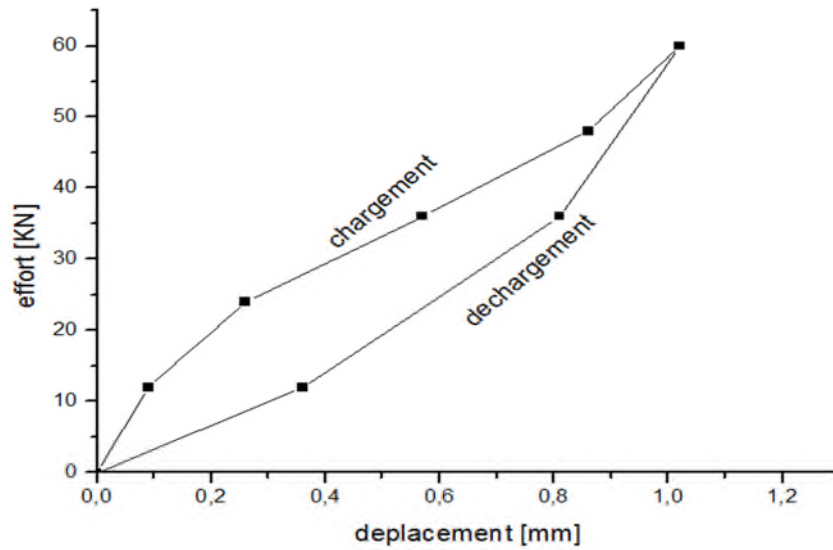


Figure III. 6. Courbe effort-déplacement axial en tête d'ancrage.

- **Commentaire** : un déplacement maximal de 1,02 mm, sous un effort de traction de 60 KN.

III.2.1.1.2 Cas meuble

A/ Caractéristique du confortement finale

- \emptyset : diamètre de la barre d'ancrage [mm]
- D : diamètre du forage [mm]
- Ls : longueur du scellement théorique [m]
- Lst : longueur minimale retenue au rocher [m]

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral hauban	hauban amont	Pied poteau superieur_sol meuble en tête (A)	Pied poteau superieur_sol meuble en tête (B)
\emptyset (mm)	40	32	40	32	32
D (mm)	90	90	90	90	90
Ls (m)	4,90	2,53	5,07	2,03	1,69
Lst (m)	5,50	3	5,50	2,50	2

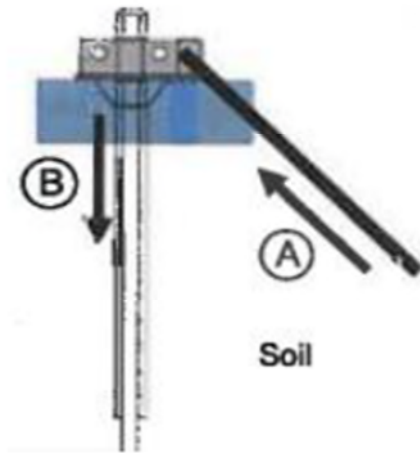


Figure III. 7. Disposition du pied de poteau.

III.2.1.2 Dimensionnement de la 2^{ème} zone du confortement

A/ cas de rocher : caractéristique du confortement finale

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral hauban	Hauban amont	Pied poteau au rocher (C)
Ø(mm)	40	32	40	32
D (mm)	90	90	90	90
Ls (m)	1,87	0,97	1,93	Non dimensionnant
Lst (m)	2,50	2,50	2,50	2

B/ cas meuble : caractéristique du confortement finale

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral hauban	Hauban amont	Pied poteau supérieur_sol meuble en tête (A)	Pied poteau supérieur_sol meuble en tête (B)
Ø(mm)	40	32	40	32	32
D (mm)	90	90	90	90	90
Ls (m)	4,90	2,53	5,07	2,03	1,69
Lst (m)	5	3	5,50	2,50	2,50

III.2.1.3 Dimensionnement de la 3^{ème} zone du confortement

A/ Cas du rocher : caractéristique du confortement finale

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral hauban	Hauban amont	Pied poteau au rocher (C)
Ø(mm)	40	32	40	32
D (mm)	90	90	90	90
Ls (m)	1,87	0,97	1,93	Non dimensionnement
Lst (m)	2,50	2,50	2,50	2

B/ cas du meuble : caractéristique du confortement finale

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral hauban	Hauban amont	Pied poteau superieur_sol meuble en tête (A)	Pied poteau superieur_sol meuble en tête(B)
Ø(mm)	40	32	40	32	32
D (mm)	90	90	90	90	90
Ls (m)	4,50	2,33	4,65	1,86	1,55
Lst (mm)	5	3	5	2,50	2,50

III.2.1.4 Dimensionnement de la 4^{ème} zone du confortement

A/ Cas du rocher : caractéristique du confortement finale

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral hauban	Hauban amont	Pied poteau superieur_sol meuble en tête (A)	Pied poteau superieur_sol meuble en tête (B)
Ø(mm)	40	32	40	32	32
D (mm)	90	90	90	90	90
Ls (m)	3,43	1,77	3,55	1,42	1,18
Lst (m)	3,50	2	4	2	2

III.2.2. Calcul et dimensionnement de la paroi clouée



Figure III. 8. La paroi à clouer.

III.2.2.1 Caractéristique de la masse à conforter

- $H = 4$ m.
- $L = 6$ m.
- Epaisseur = 2 m.
- Coefficient de forme = 2.
- ➔ Volume de la masse : $V = 48$ m³, (hypothèse) : soit : $V = 38$ m³.
- Poids volumique $\gamma_d = 27$ KN/m³.
- ➔ Le poids $G = V \cdot \gamma_d = 38 \cdot 27 = 1026$ KN.
- Inclinaison du plan de glissement : $\beta = 90^\circ$.
- Angle de frottement $\varphi = 0^\circ$.
- ➔ Calcul du coefficient de frottement q_s : à base d'essai d'arrachement

III.2.2.2 Matériel d'essai

- Une plaque métallique cales biaises plaque.
- Un système de mise en traction, en utilisant un vérin creux, d'une capacité de 576 KN, d'une section de poussée de 82,3 cm².
- dispositif de mesures : un manomètre (effort de traction), et un comparateur à aiguille (déplacement).

III.2.2.3 Caractéristique d'ancrage d'essai

- Armature : $\varnothing = 32$ mm, feE500, $S = 804$ mm², $T_p = 402$ KN.
- Scellement : coulis, E/C = 2, $V = 15$ L, $L_a = 1$ m, $L_s = 1$ m.
- Forage : $D = 76$ mm, $H = 2$ m, $S_{\text{frottement}} = 238761$ mm² = 0,23 m².

III.2.2.4 caractéristique du terrain

- L'horizon rencontré lors du forage est une couche de rocher altéré, d'une épaisseur de 2 m.

III.2.2.5 Traction caractéristique

- $T_{\max} = \min (0,9 \cdot T_p, 0,9 \cdot \text{capacité du vérin})$
→ $T_{\max} = \min (0,9 \cdot 402, 0,9 \cdot 576) \rightarrow T_{\max} = 361,8 \text{ KN}$. Soit : **$T_{\max} = 362 \text{ KN}$** .
 T_p = limite élastique d'armature
- $T_{\text{estimée}} = 1/2 (T_{\max}) \rightarrow T_{\text{estimée}} = 181 \text{ KN}$.



Figure III. 9. Photo d'essai.

Tableau III. 4. effort/déplacements (résultats d'essai).

Premier cycle du chargement													
N° palier	Chargement										déchargement		
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
T/Tle	0	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	0.6	0.2	0
P (bars)	0	44	66	88	110	132	154	176	198	220	132	44	0
T (KN)	0	36	54	72	90	109	127	145	163	181	109	36	0
Déplacement t = 1 min	0	0.48	0.48	0.48	0.56	0.68	1.7	2.97	8.28				
Déplacement t = 2 min	0	0.48	0.48	0.48	0.56	0.8	1.89	3.13	9.28				
Déplacement t = 3 min	0	0.48	0.48	0.48	0.56	0.8	2.15	3.13	10.81				
Déplacement t = 4 min	0	0.48	0.48	0.48	0.56	0.8	2.15	3.13	11.51				
Déplacement t = 5 min	0	0.48	0.48	0.48	0.56	0.8	2.15	3.13	12.15				
Delta t5-t0	0	0	0	0	0	0.14	0.56	0.16	3.87	0			
Déplacement (mm)	0	0.48	0.48	0.48	0.56	0.82	2.26	3.13	12.15	0	0	0	0

Tableau III. 5. effort/déplacements (résultats d'essai).

Deuxième cycle du chargement																					
N°PALIER	Chargement															déchargement					
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
T/Tle	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2	1.6	1.2	0.8	0.4	0
P (bars)	0	44	88	132	176	220	242	264	286	308	330	352	374	396	418	440	352	364	176	88	0
T (KN)	0	36	72	109	145	181	199	217	235	253	271	289	308	326	344	362	289	217	145	72	0
Déplacement t = 1 min	0	0.48																			
Déplacement t = 2 min																					
Déplacement t = 3 min																					
Déplacement t = 4 min																					
Déplacement t = 5 min																					
Delta t5-t0	0	-0.48	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0					
Déplacement (mm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

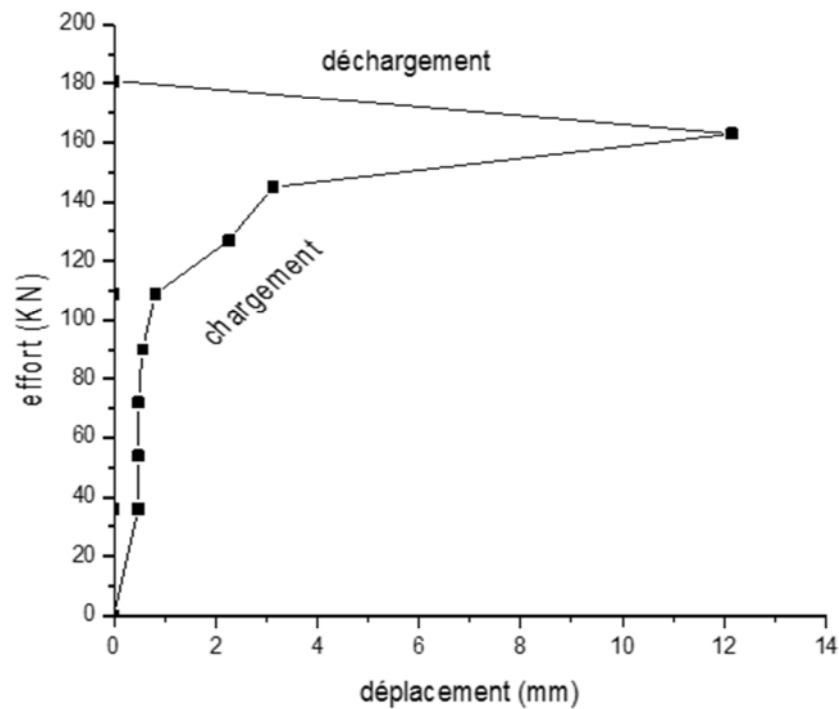


Figure III. 10. Courbe de traction-déplacement axial en tête d'ancrage pour le premier cycle.

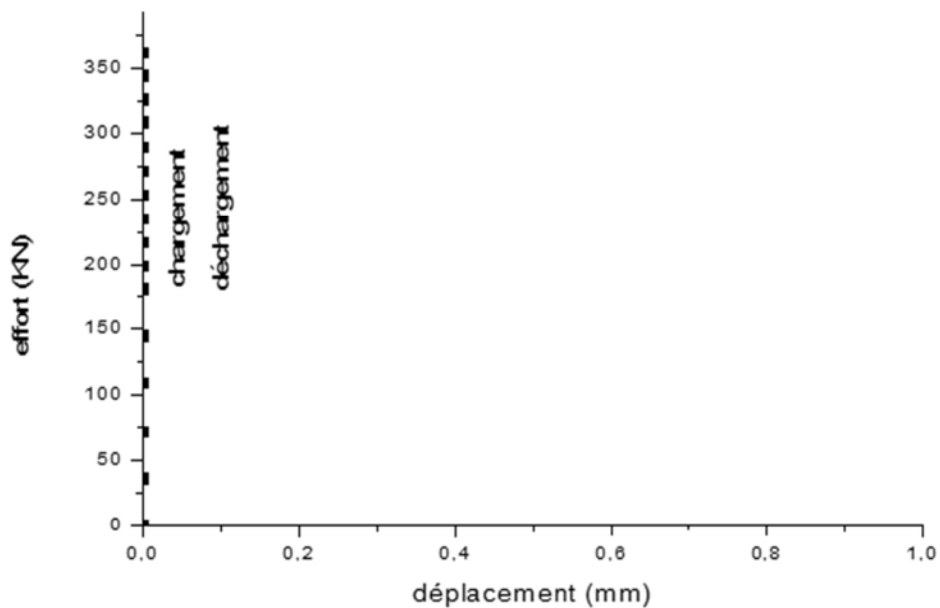


Figure III. 11. Courbe de traction-déplacement axial en tête d'ancrage pour le deuxième cycle.

- **Observation** : un déplacement maximal de 12,15 mm, d'une force de traction maximale de 163 KN.
- **commentaire**: avant d'atteindre les 220 bars, le vérin atteint sa limite (une rupture à 220 bars).
- **Coefficient de frottement** : $q_s = 683$ KPa.

III.2.2.6 caractéristique d'armature d'ancrage

- Diamètre de la barre : $\varnothing = 32$ mm.
- Diamètre du forage : $D = 76$ mm.
- Perte à la corrosion sur \varnothing : $\Delta = 4$ mm.
- Limite élastique de l'acier : Fe E 500.
- Nombre d'ancrage : $n = 8$ ancrages.
- Sur-longueur : $sl = 0,5$ m.
- Inclinaison de l'armature par rapport au plan de glissement : $i = 10^\circ$
- Travail de l'ancrage traction_cisaillement.
- Scellement : coulis.
- Coefficient appliqué au type du scellement : $c = 70$, (selon BAEL).

III.2.2.7 Coefficient de sécurité

- Coefficient de sécurité sur l'angle de frottement est : $c\varphi = 1,2$.
- Coefficient de sécurité sur le coefficient de frottement est : $cqs = 1,4$ (essai de convenance).
- Coefficient de frottement sur le poids volumique est : $c\gamma_d = 1,05$.
- Coefficient de sécurité sur le travail d'ancrage est : $cw = 1,5$.
- Coefficient de sécurité sur acier : $ca = 1,15$. (EUROCODE 2, armature passives en situation durable).
- Coefficient de sécurité sur la méthode : $cm = 1,2$.

III.2.2.8 Efforts moteurs

- Efforts moteurs F_m : $F_m = G.c\gamma_d.\sin\beta \rightarrow A.N : F_m = 1077,33$ KN.
- Efforts résistants F_r : $F_r = G.c\gamma_d.\cos\beta.\tan\varphi/c\varphi = F_r = 0$.
- Efforts à reprendre : $F = F_m - F_r = 1077,33$ KN.

III.2.2.9 Confortement

- Limite élastique d'armature : $FeA = 402$ KN.
- Limite élastiques d'armature corrodée : $FeC = 308$ KN.
- Résistance de l'armature : $rA = FeA/(cw.ca) \rightarrow A.N : rA = 233,04$ KN.
- Résistance totale des armatures : $rT = n.rA \rightarrow A.N : rT = 1864,32$ KN.
- Coefficient de sécurité brut : $F_s = 1,31$.
- Coefficient de sécurité : $F_s' = F_s/cm = 1,09 \rightarrow$ validation du confortement.

III.2.2.10 Longueur de scellement

- Selon BAEL : $L_s = k.\varnothing \rightarrow A.N : L_s = 2,24$ m.
- $L_s = FeA/(\pi.qs.D/cqs) \rightarrow A.N : L_s = 3,45$ m.
- Longueur retenue est : $L_s = 3,45$ m.
- Longueur des clous retenue est : 10 m.

III.2.2.11 caractéristique du confortement finale

- Nombre d'ancrages : $n = 8$.
- Diamètres des barres : $\varnothing = 32$ mm.
- Diamètre du forage : $D = 76$ mm.
- Longueur minimale des ancrages = 4,74 m.
- Longueur retenue = 5 m.

III.2.2.12 calcul parement BA

La définition du parement sera réalisée à l'ELU en situation fondamentale en considérant :

- Catégorie du béton : $f_{ck} = 30$ MPa.
- Enrobage minimum : $e = 3$ cm.
- Acier HA fe 500.

III.2.2.12.10 Profil de calcul BA

Les calculs défieront les sections d'acier nécessaires dans le parement conformément aux règles EUROCODE 2 en considérant horizontalement et verticalement une poutre continue sur appuis simples multiples.

Le dimensionnement abordera la vérification du parement à la flexion à l'ELU, en situation finale et au poinçonnement.

➤ Poinçonnement

$$\rightarrow T_{\max} < 0,045.f_{ck}.4.h.(a+h)/1,50 + (a+2.h)^2.pl^*/2$$

$$A.N : T_{\max} = 250/1,25 = 200 \text{ KN} < 229 \text{ KN}.$$

Avec :

- T_{\max} : tension maximale des barres.
- h : épaisseur de béton sous la plaque d'appui, $h = 14$ cm.
- a : côté de la plaque d'appui, $a = 20$ cm.
- pl^* : pression limite du sol support ≥ 500 KPa minimum. soit $pl^* = 500$ KPa

➤ Epaisseur de la plaque

$$\rightarrow e > \min (T_{\max}/(\pi.fe)).1/2.$$

$$A.N : e = 16,4 \text{ mm}, \text{ soit } : e = 20 \text{ mm}.$$

➤ Flexion

➔ Sens horizontal et vertical

$$M_{\max} (\text{appui}) = pl^2/12.$$

$$M_{\max} (\text{travée}) = pl^2/24.$$

Avec :

- L = longueur de travée $e_h = 1,6$ m, et $e_v = 1$ m
- P = contrainte de confinement du parement, $p = T_{max}/(e_v.e_h) = 125$ KPa.
- Considérant les moments, les sections d'aciers suivantes ont été calculé es avec le logiciel Robot Expert :

	M_{max} horizontalement		M_{max} verticalement	
	Appui (coté terre)	Travée (coté parement)	Appui (coté terre)	Appui (travée)
M_{max} [KN.M]	26,7	13,4	10,4	5,2
Section cm^2/ml	3,8	2,0	2,0	2,0

➔ Choix d'armature :

- Epaisseur parement = 20 cm.
- Treillis coté terre : TSHA ST 40C.
- Treillis coté parement : TSHA ST 25C.
- Enrobage = 3 cm.
- Plaque d'appui : 200*200*20 mm.

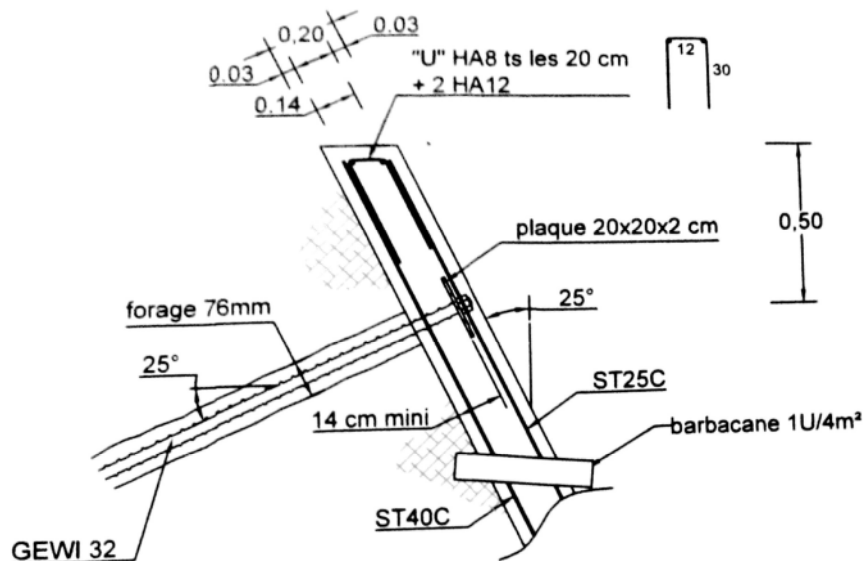


Figure III. 12. Coupe type de la paroi.

III.2.3 Hypothèse de dimensionnement du merlon

III.2.3.1 Hypothèse géométrique

Le dimensionnement du merlon présenté après l'étude concerne uniquement la stabilité interne de l'ouvrage sous sollicitations dynamiques (impacts).

Dans ce point de vue, aucun critère normatif ou réglementaire ne définit les conditions de services limites l'ouvrage. Il a par conséquent été nécessaire d'établir des critères permettant d'accepter ou non le dimensionnement proposé.

Une hiérarchisation des niveaux d'endommagement a été définie :

- Endommagement faible :
 - Capacité d'interception rémanente (après impact), faiblement dégradée par rapport à la capacité initiale (en termes d'énergie).
- Endommagement important mais acceptable :
 - capacité d'interception rémanente dégradée.
- Endommagement inacceptable :
 - capacité d'interception rémanente non acceptée par le maître d'ouvrage.
 - ou déformations ou contraintes de l'ouvrage au cours de l'impact susceptibles de mettre en danger les enjeux protégés, par l'instabilité intrinsèque de l'ouvrage.

Pour cette étude en particulier, il a de plus été arrêté que les impacts nominaux génèrent sur l'ouvrage un niveau d'endommagement important, sans capacité d'interception rémanente particulière demandée.

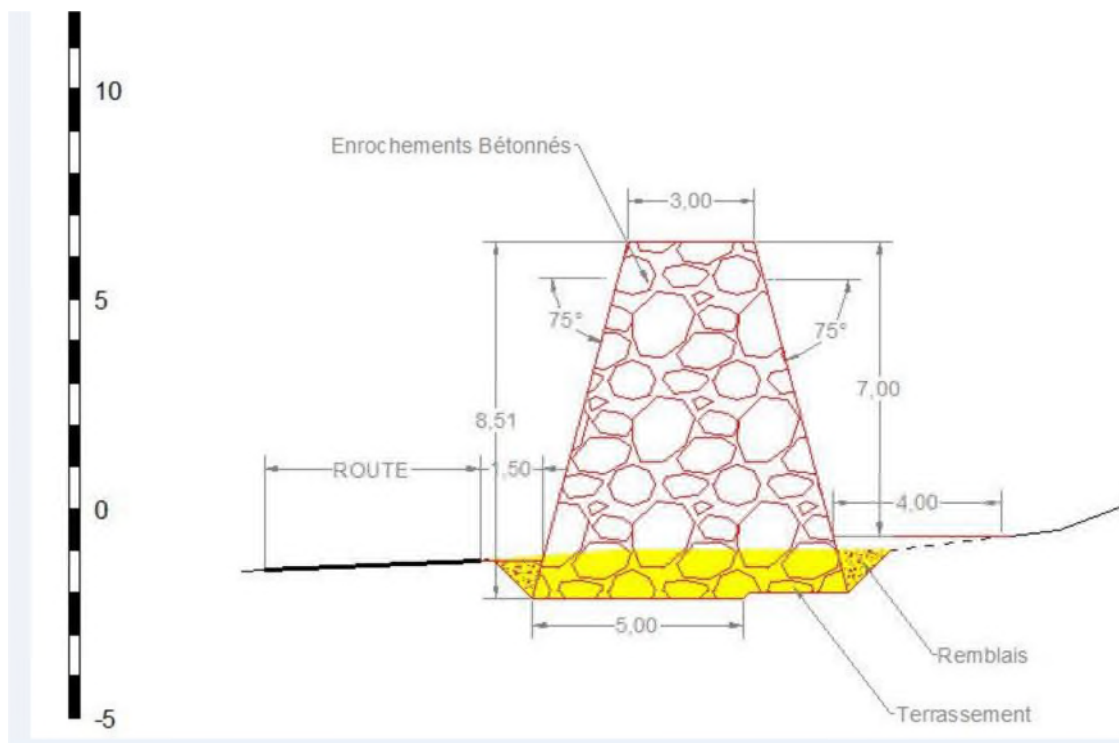


Figure III. 13. Géométrie du merlon.

III.2.3.1 Calculs et vérification de la stabilité du merlon

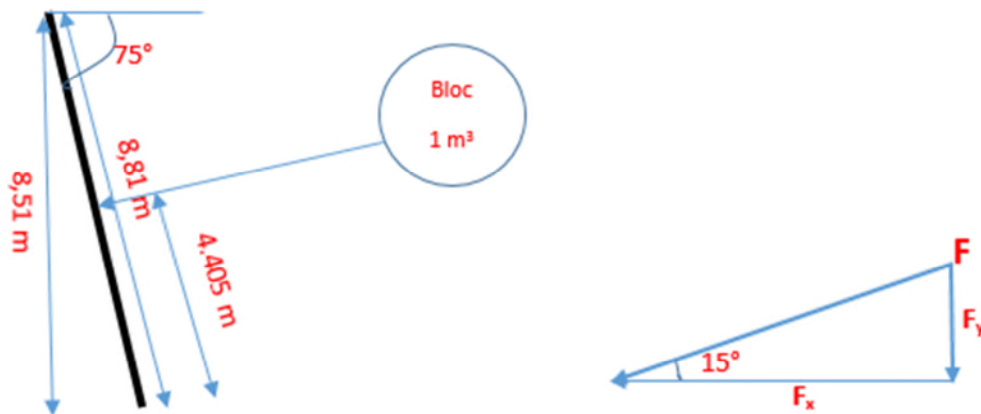


Figure III. 14. Force d'impact sur le merlon.

Vérification la stabilité vis-à-vis au renversement

$$\text{On a : } \frac{\sum \text{moments stabilisateurs}}{\sum \text{moments renversants}} > 1.5$$

Les forces stabilisatrices

W : poids du mur (merlon).

F_Y : force due à l'impact selon l'axe Y.

$$\rightarrow W = \gamma_r \cdot b \cdot h$$

$$\rightarrow F_Y = F \cdot \sin \alpha. \text{ Soit : } \alpha = 15^\circ.$$

Avec :

γ_r : poids volumique des roches, $\gamma_r = 26.5 \text{ kN/m}^3$.

b : la base du merlon, $b = 8 \text{ m}$.

h : la hauteur du merlon, $h = 8.51 \text{ m}$.

F : force d'impact.

Calcul le poids propre du merlon W et la force due à l'impact F_Y :

Le poids propre du merlon W

$$W = W_1 + W_2 + W_3.$$

$$W_1 = b_1 \cdot h_1 \cdot \gamma_r \rightarrow W_1 = 3 \cdot 8.51 \cdot 26.5 \rightarrow W_1 = 676,545 \text{ KN/m}.$$

$$W_2 = W_3 = (b_2 \cdot h/2) \cdot \gamma_r \rightarrow W_2 = W_3 = 281,89 \text{ KN}.$$

$$W = 1240,32 \text{ KN}.$$

La force due à l'impact F_Y Calcul de l'énergie cinétique E_c

On a $E = E_c + E_p$, avec ;

E_c = énergie cinétique, E_p = énergie potentielle.

$$E = \frac{1}{2} m \cdot v^2 + m \cdot g \cdot h,$$

Avec :

m : la masse de la roche chutée.

V : la vitesse.

$$G = 9.81 \text{ m/s}^2$$

h : la hauteur de chute.

Calcul la vitesse V :

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}, \text{ (l'énergie est conservée, } E = 0).$$

$H = 130 \text{ m}$ (hypothèse).

A.N : $V = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 130} \rightarrow V = 50,50 \text{ m/s}$, c'est la vitesse maximale atteinte par le bloc jusqu'au point d'arrivé.

On prend en compte l'influence des frottements et les rebondissements sur la trajectoire.
Soit : **$V = 20 \text{ m/s}$.**

$$m = \gamma_r \cdot v_r$$

v_r : le volume des blocs chutés, soit $v_r = 10 \text{ m}^3 \rightarrow m = 265 \text{ KN}$.

$$E_c = 0,5 \cdot 265 \cdot 20^2 \rightarrow E_c = 53000 \text{ KJ}.$$

On a $E_c = W$, avec ;

W (le travail), $W = F \cdot D$

$$F = E_c / D, \text{ A.N : } F = 53000 / 130 \rightarrow F = 407,69 \text{ KN}.$$

$$F_Y = F \cdot \sin 15^\circ \rightarrow F_Y = 105,51 \text{ KN}.$$

$$\Sigma \text{moments stabilisateurs} = M(W) + M(F_Y)$$

$$M(W) = M(W_1) + M(W_2) + M(W_3)$$

$$M(W_1) = W_1 \cdot d_1 \rightarrow M(W_1) = 4282,52 \text{ KN.m}, d_1 = 6,33 \text{ m}$$

$$M(W_2) = W_2 \cdot d_2 \rightarrow M(W_2) = 1127,56 \text{ KN.m}, d_2 = 4 \text{ m}$$

$$M(W_3) = W_3 \cdot d_3 \rightarrow M(W_3) = 467,93 \text{ KN.m}, d_3 = 1,66 \text{ m}$$

$$\rightarrow M(W) = 5878 \text{ KN.m}$$

$$M(F_Y) = F \cdot X \rightarrow M(F_Y) = 2723,36 \text{ KN.m}, X = 6,68 \text{ m}$$

I.1.3 Les forces renversantes

F_x : force due à l'impact selon l'axe x .

Calcul la force due à l'impact F_x

$$F_x = F \cdot \cos \alpha, \alpha = 15^\circ \rightarrow F_x = 391,38 \text{ KN.}$$

$$\Sigma \text{moments renversants} = M(F_x)$$

$$M(F_x) = F \cdot D = 407,69 \cdot 4,405 \rightarrow M(F_x) = 1795,69 \text{ KN.m}$$

$$\frac{\Sigma M(\text{stab})}{\Sigma M(\text{renv})} = \frac{8601,36}{1795,69} = 4,79 > 1,5 \rightarrow \text{C'est vérifié !}$$

Vérification la stabilité vis-à-vis au glissement

$$\tau \geq F_s(F_x), \text{ soit : } F_s = 1,5.$$

$$\text{On a : } \tau = c + \sigma \cdot \text{tg}(\emptyset)$$

τ : contrainte tangentielle

c : la cohésion du sol (éboulis surconsolidés), $c = 10 \text{ KPa}$

σ : contrainte du sol.

\emptyset : angle de frottement, $\emptyset = 35^\circ$

$$\text{A.N} \rightarrow \tau = 10 + 1240,33 \cdot \text{tg} 35^\circ \rightarrow \tau = 878,48 \text{ KPa.}$$

$$\rightarrow F_s(F_x) = 1,5 \cdot (391,38) = 587,07 \text{ KPa}$$

$$617,76 > 587,07 \rightarrow \text{c'est vérifié}$$

Vérification la stabilité au poinçonnement

$$W \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 1 / F_s (q_u - q_o) + q_o, q_o = 0 \text{ (pas de surcharge).}$$

F_s = coefficient de sécurité, soit $F_s = 1,5$

q_u = contrainte ultime, $q_u = 1/2 \gamma B \cdot N_Y \cdot S_Y + C \cdot N_c \cdot S_c + \sigma_{vo} \cdot N_q \cdot S_q$

Considérons le merlon comme semelle filante $\rightarrow S_Y = S_c = S_q = 1$

$$\sigma_{vo} = 0.$$

$$\emptyset = 35^\circ \rightarrow N_c = 46,1 \quad N_q = 33,3 \quad N_Y = 33,9$$

$$\text{A.N} : q_u = 0,5 \cdot 20 \cdot 8 \cdot 33,9 \cdot + 10 \cdot 46,1$$

$$\rightarrow q_u = 3173 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{q_u}{F_s} = \frac{3173}{1,5} = 2115,33 \text{ KPa}$$

$$W / S = 155,04 \text{ KPa} \leq \sigma_{\text{adm}} = 2115,33 \text{ KPa} \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

III.2.4 Dimensionnement des filets pare-blocs

Les filets pare-blocs sont des structures hétérogènes dont le dimensionnement doit prendre en compte plusieurs éléments et plusieurs comportements assemblés. Lors de l'impact, l'énergie cinétique du bloc se diffuse dans le filet qui présente de grandes

déformations et différents phénomènes de contacts et de glissement dans son comportement. Cette énergie est transmise jusqu'aux points de maintien et puis dans les haubans pour solliciter l'ensemble de la structure porteuse (poteaux et câbles de rives...). Ensuite, si l'effort est suffisamment grand, les dissipateurs d'énergie se déclenchent pour consommer le surplus d'énergie et protéger les ancrages qui constituent la fixation de la structure au sol.

L'analyse du comportement global de la structure est donc complexe parce que chaque élément a un comportement spécifique et complexe en lui-même et doit travailler en régime dynamique avec les autres éléments pour assurer le bon fonctionnement de la structure lors de l'impact, il faut étudier la succession des événements mécaniques qui se produisent lors de l'impact dans toute la structure pour déduire sa capacité.

Les premières approches de dimensionnement se basaient sur la relation fondamentale de la dynamique. L'impact du bloc est converti en un effort statique maximal résistant équivalent : $F = m \cdot a_{\max}$

Avec :

m : la masse du bloc.

a_{\max} : sa décélération maximale.

a_{\max} peut être écrite sous la forme : $a_{\max} = g \cdot b_m \cdot V_i / t_s$

Avec :

b_m : une constante positive.

V_i : vitesse du bloc au moment de l'impact.

t_s : le temps de freinage.

Il est difficile de déterminer cette décélération parce qu'elle dépend fortement du comportement de la structure. En plus, il n'y a pas vraiment de contexte réglementaire pour la structure en dehors des éléments linéiques pris séparément (les câbles et les poteaux se dimensionnent si on connaît les efforts qu'il y a dedans).

La classe d'énergie d'écran est déterminée en fonction de l'énergie produite lors de chute des blocs (énergie d'impact), ce dernier est égal à l'énergie cinétique E_c .

$E_{\text{impact}} = 1/2 M V^2$, avec :

M est la masse du bloc chuté.

V est sa vitesse.

La variation de la vitesse des blocs lors de chute dépend essentiellement de sa hauteur de départ, ce qui produit une énergie cinétique importante lors de l'impact.

On a : $E = E_c + E_p \rightarrow E = 1/2 M V^2 + M.g.H \rightarrow V = \sqrt{2.g.H}$

Si H est grande \rightarrow V sera grande \rightarrow ce qui va produire une énergie cinétique importante.

Si H est petite \rightarrow V sera petite \rightarrow ce qui va produire une énergie cinétique moins importante.

Les figures ci-dessous montre la repartions des efforts et les énergies sur toutes les éléments constituent le filet

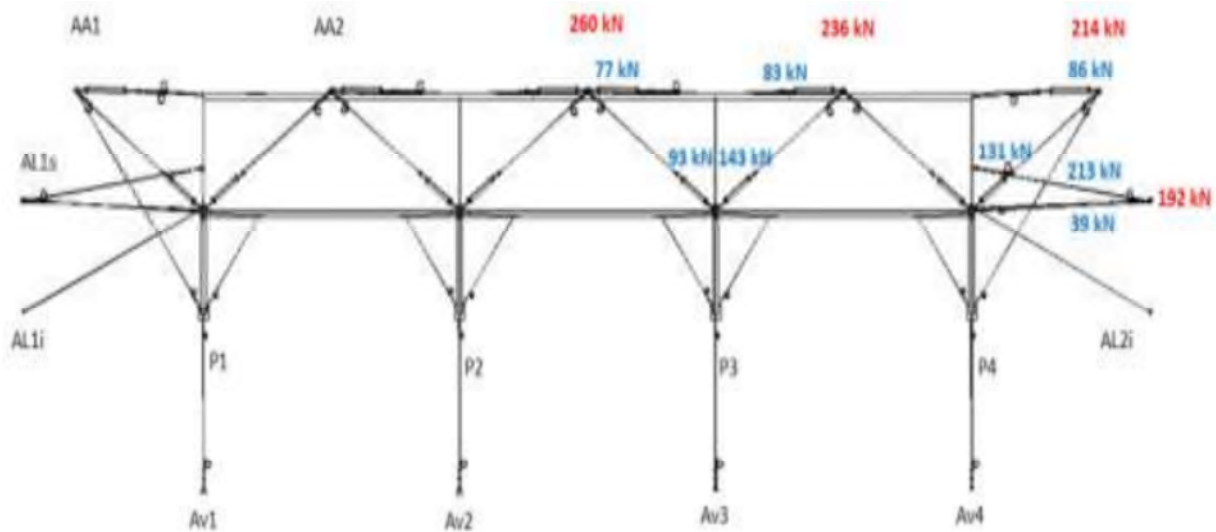


Figure III. 15. La distribution des efforts dans les éléments de la structure porteuse d'écran de 3000 KJ.

- D'après la figure : les éléments en amont supportent plus que ceux en aval.

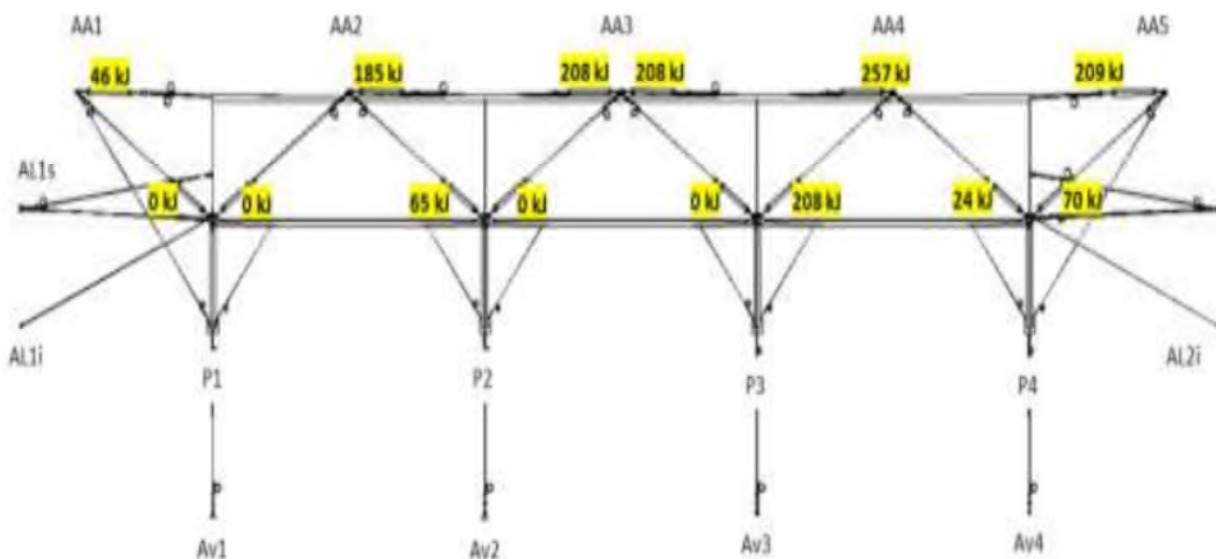


Figure III. 16. L'énergie absorbée par les dissipateurs d'énergie (écran de 3000 KJ).

- D'après la figure, une dissymétrie dans la distribution des énergies, c'est que la quantité d'énergie absorbée par les dissipateurs en amont est supérieure à celle absorbées par les dissipateurs avals. 30% de l'énergie est absorbée par les dissipateurs inférieurs et 10% par les dissipateurs amonts. Le reste de l'énergie est dissipée par la déformation du filet, la déformation des câbles porteurs, les frottements entre les câbles et les serres câbles, et entre les filets et le câble porteur.

III.3 autre proposition d'un dimensionnement d'un ouvrage merlon pare-blocs

Des modélisations géomécaniques en dynamiques et en trois dimensions et de l'impact de blocs rocheux sur des merlons pare-blocs ont été réalisés, on propose une démarche de dimensionnement identifie des paramètres clés conditionnant le comportement de l'ouvrage et montre l'intérêt d'un renforcement des ouvrages par dispositif de diffusion des contraintes. Cette modélisation géomécanique a été réalisée en trois dimensions avec le logiciel FLAC3D. Le logiciel de calcul FLAC3D est un logiciel tridimensionnel, basé sur la méthode des différences finies explicites. Les principaux avantages de ce logiciel pour la problématique étudiée étaient la possibilité d'un calcul dynamique, la modélisation idéale des grandes déformations et la possibilité de modélisation d'interfaces (interaction bloc / merlon).

III.3.1 Démarche de modélisation

La démarche de dimensionnement sous impact dynamique élaborée dans le cadre de cette étude est la suivante :

- modélisation du merlon (corps de l'ouvrage, renforcements).
- initialisation des contraintes (poids propre du merlon).
- modélisation de l'impact : position, masse.
- calcul de l'évolution des contraintes et des déformations au sein du merlon.

III.3.2 Hypothèse de dimensionnement

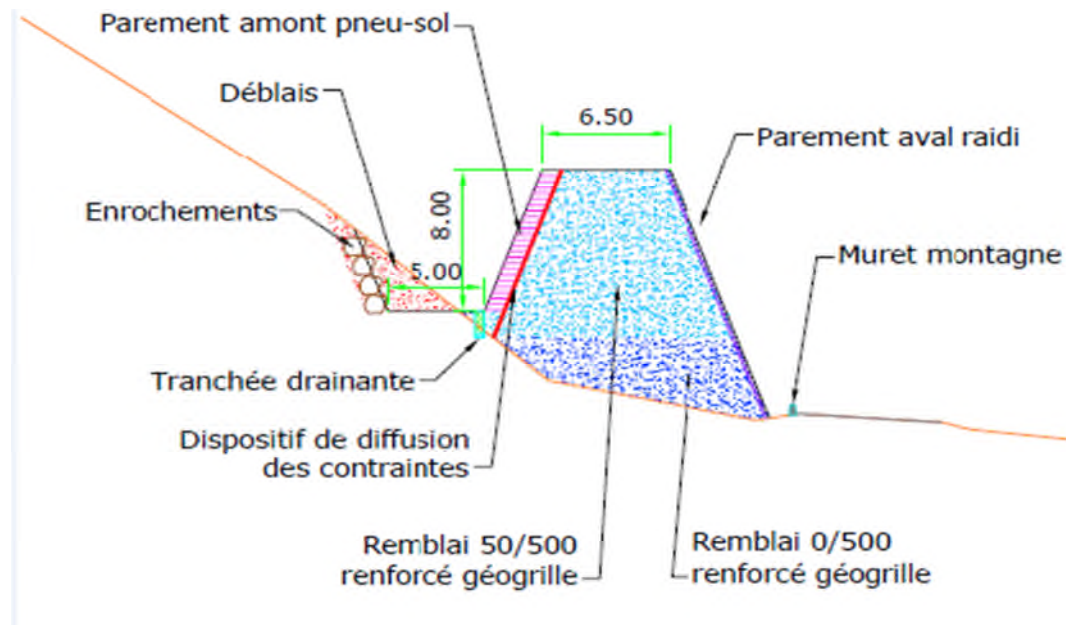


Figure III. 17. Coupe schématique de l'ouvrage.

L'ouvrage merlon modélisé est constitué de :

- d'une fosse d'interception de largeur 5 mètres, pour stockage des matériaux éboulés et servant d'accès amont de maintenance.
- d'un parement amont raidi à 70° , de hauteur 8 mètres, en pneusol.
- du corps du merlon en remblais criblés 50 / 500 (issus du site), compactés et renforcés par géogrilles permettant la continuité du frottement interne et de la dilatance des matériaux (maille 100 mm x 100 mm).
- du parement aval constitué d'un parement raidi à 70° (objectif de réduction de l'emprise au sol de l'ouvrage), réalisé par un procédé d'armatures fixées aux géogrilles internes, avec un aspect paysager minéral.
- La valeur de l'épaisseur en crête de l'ouvrage n'est pas précisée dans ce paragraphe d'hypothèses, car c'est un paramètre déterminé à l'issue des résultats de modélisations préalables.

III.3.3 Hypothèse géotechnique

Les matériaux de remblais peuvent être utilisés pour la constitution de l'ouvrage proviennent des déblais issus du site (éboulis), permettant ainsi une réduction de l'impact environnemental et du coût par optimisation des mouvements de terre. Le modèle géotechnique utilisé pour les matériaux constitutifs de l'ouvrage est le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb, pour lequel les paramètres définissant la loi de comportement sont les plus accessibles par le biais de reconnaissances géotechniques usuelles.

Une dilatance des matériaux de remblai de 30° a été prise en compte, pour représenter un matériau de remblai réalisé avec des matériaux issus de l'éboulis criblés (50-500), et donc présentant une granulométrie homogène et serrée et des éléments anguleux. Les

renforcements internes à la structure des merlons (géogrilles) n'ont pas été modélisés individuellement (difficulté de maillage), d'autant plus que leur résistance à la traction n'est que peu mobilisée en cas d'impact. Néanmoins, l'angle de frottement interne des remblais renforcés (45°) a été augmenté à 60° pour tenir compte de la répartition latérale des efforts due à l'interaction géogrille / sol.

Les caractéristiques mécaniques concernant le matériau pneusol sont : une résistance à la traction et une cohésion ont été considérées, sur la base de la résistance à la traction des pneus et de leur espacement vertical, les agrafes liaisonnant les pneus devant ainsi être au moins aussi résistantes que les pneus.

Tableau III. 6. *Caractéristique mécanique des matériaux.*

sol	γ (KN/m ³)	ϕ (°)	C' (KPa)	Traction (KPa)	E (MPa)	ν
Remblais renforcé	19	60	0	0	510	0,42
Pneu-sol renforcé	15	80	600	600	100	0,10
Parement raid aval	20	80	100	0	1000	0,45

III.3.4 Hypothèse d'impact

Les impacts étudiés sont basés sur les résultants des simulations trajectographiques précédentes.

Tableau III. 7. *Hypothèse d'impact.*

Volume de blocs (m ³)	Vitesse (m/s)	Energie cinétique (KJ)
10 à 40	20	>10000

III.3.5 Résultats de la modélisation et du dimensionnement de l'ouvrage

La géométrie de l'ouvrage obtenue est présentée dans la figure 55, L'ouvrage initialement envisagé de façon empirique présentait une épaisseur en crête de 5 m. La modélisation de cette géométrie a alors abouti à des déplacements dont la répartition géométrique et l'amplitude (métrique sur le parement aval de l'ouvrage) indiquaient une déstabilisation de la partie impactée du merlon, et donc un endommagement inacceptable : risque de glissement sur la RN9.

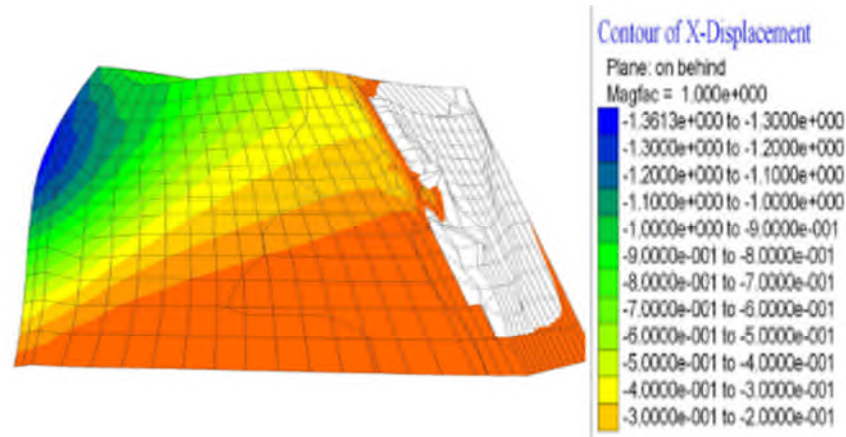


Figure III. 18. Déplacements horizontaux non stabilisés après l'impact (largeur de la crête 5m). instabilité de l'ouvrage.

Il a donc été proposé d'épaissir le merlon à 7 m en crête. La modélisation aboutit alors à des déplacements au sein de l'ouvrage importants mais en adéquation avec le fonctionnement défini auparavant (endommagement important, réparable sans interruption totale de la circulation), déplacements maximaux 28 cm sur le parement aval raidi (figure III.16), soit 3.5% de la hauteur, affectant une zone d'environ 3 m de largeur. Ces déplacements sont localisés mais progressifs, ce qui permet d'assurer la stabilité du parement jusqu'aux opérations de maintenance.

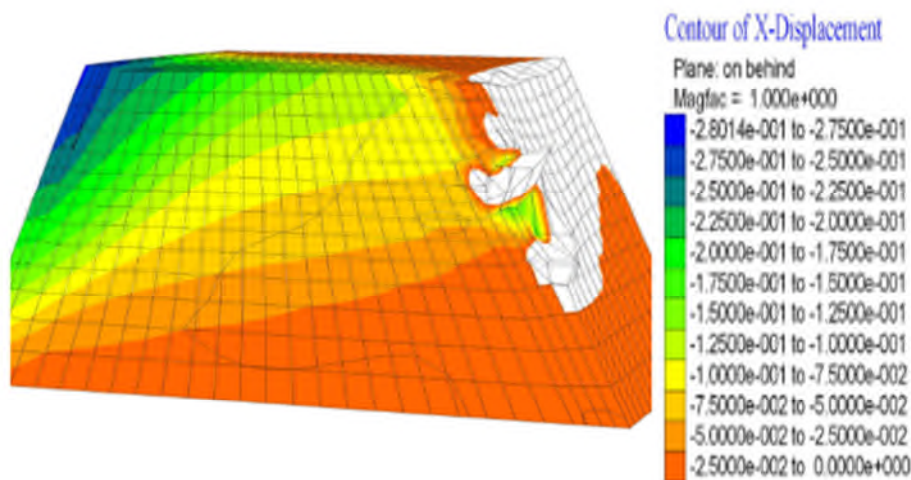


Figure III. 19. Déplacements horizontaux après l'impact (largeur 7m).

III.3.6. Intérêt d'un dispositif de diffusion des contraintes

Un dispositif de diffusion des contraintes disposé entre le parement amont pneus et le corps de remblais a été modélisé dans le but d'augmenter les capacités énergétiques de l'ouvrage. Pour être efficace, un tel dispositif doit présenter une rigidité et une résistance à la traction importante. Ce dispositif permet de réduire la largeur en crête de l'ouvrage à 6.5 m (soit -6 % par rapport à l'épaisseur de 7 m), avec des déplacements encore réduits par rapport au merlon d'épaisseur 7 m, déplacements maximaux 24 cm sur le parement aval raidi. (Figure III.19).

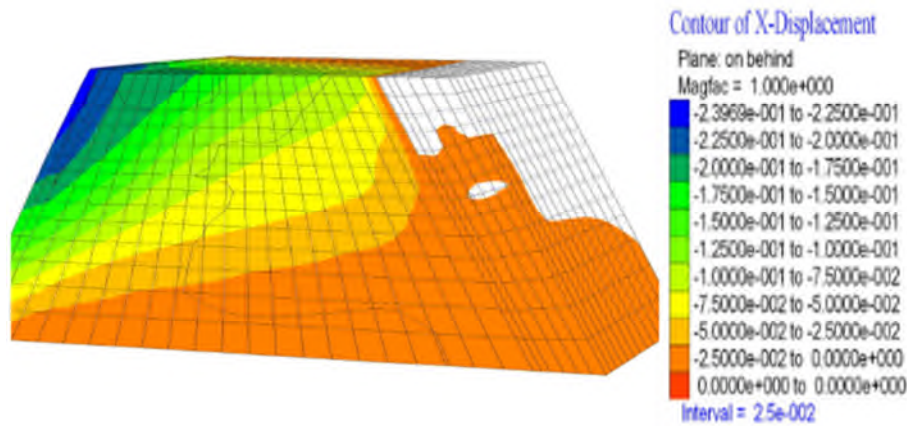


Figure III. 20. *Déplacements horizontaux stabilisés après l'impact (largeur en crête 6,5 m – dispositif de contraintes de diffusion).*

Le travail présenté ici a permis de proposer une méthode de dimensionnement des merlons pare-blocs sous impact dynamique.

III.4 Conclusion

La méthode de calcul proposée résulte essentiellement d'un ensemble de données fournies par de nombreux essais en vraie grandeur réalisés sur des tirants, dans le cadre de projets concrets. Elle concerne l'estimation de la capacité d'ancrage ou de la portance de ces types de fondations, lesquelles sont soumises à des sollicitations axiales du type statique. Calée du point de vue géotechnique sur les essais réalisés, elle tient compte, autant que faire se peut, des différentes techniques et particularités de mise en œuvre propres aux tirants et actuellement commercialisés sur le marché. Pratique et simple dans son utilisation, elle est destinée à répondre aux besoins des ingénieurs de bureaux d'études ou de contrôle des services privés ou publics.

Toutefois, en dépit du fait qu'elle est étalonnée sur des essais réels, la méthode ne suffit pas à garantir dans tous les cas des capacités d'ancrages ou des portances effectives conformes à celles estimées par le calcul, l'hétérogénéité des sols et les aléas de la mise en œuvre devront inciter à la prudence. On se gardera aussi d'être excessivement dirigiste au niveau du choix des paramètres d'exécution associés à la méthode de calcul. Enfin, on ne manquera pas de rappeler qu'un plot d'essais préalables reste encore le meilleur moyen de vérifier la validité des choix faits au niveau du projet. Et un pareil plot sera d'autant plus justifié qu'il sera associé à l'étude de projets importants.

On fera remarquer, pour conclure, que la présente méthode de calcul se rapporte aux techniques actuelles. Il n'est pas exclu que des recherches en cours ou de nouveaux développements technologiques, tant au niveau des armatures qu'au niveau des coulis ou modes de scellement, n'obligent à compléter ou revoir la méthode proposée.

Chapitre IV Aléa de propagation et méthodologie du système de protection écran pare-blocs

IV.1 Détermination de l'aléa de propagation

IV.1.1 L'aléa de propagation par trajectographie

L'aléa de propagation est basé sur un comptage de trajectoires avec un rapport entre le nombre de blocs au départ en sommet de versant et le nombre de trajectoires atteignant l'enjeu, ici l'enjeu désigne la route nationale N° 09.

Pour la qualification du risque une fois les ouvrages neufs envisagés réalisés, on parlera du risque résiduel sur les enjeux après travaux. L'aléa de propagation sera déterminé suivant la grille suivante, en considérant un calcul de 100000 trajectoires :

Aléa de propagation par trajectographie	
Très faible	Inferieur a 1 bloc sur 100000, soit inférieur à 0,001 %
Faible	De 1 bloc sur 10000 à 1 bloc sur 100000, soit de 0,01 % à 0,001 %
Moyen	De 1 bloc sur 100 à 1 bloc sur 10000, soit de 1 %
Elevé	De 1 bloc sur 100 à 8 blocs sur 10, soit de 1 % à 80 %
Très élevé	Soit supérieur à 80 %

L'aléa de propagation caractérise la probabilité d'atteinte de l'enjeu lors de la propagation des éléments rocheux. Il tient compte de la topographie du site et de la proximité de l'enjeu par rapport à la zone de départ de blocs.

La définition des zones d'alea par trajectographie est valable pour des trajectoires ponctuelles (blocs isolés dont la propagation est indépendante d'autres blocs, c'est-à-dire pas de contact ni d'interactions entre les blocs).

Cette définition de l'aléa de propagation ne prend pas usuellement en compte les phénomènes d'éboulements en masse qui modifient les conditions de propagation des blocs.

IV.1.2 Détermination de l'aléa de propagation après travaux (résiduelle)

La modélisation est reprise en implantant les dispositifs d'écrans prévus et le merlon. Les hauteurs nominales des écrans ont été choisies en fonction des hauteurs maximales existantes disponibles chez les différents fournisseurs.

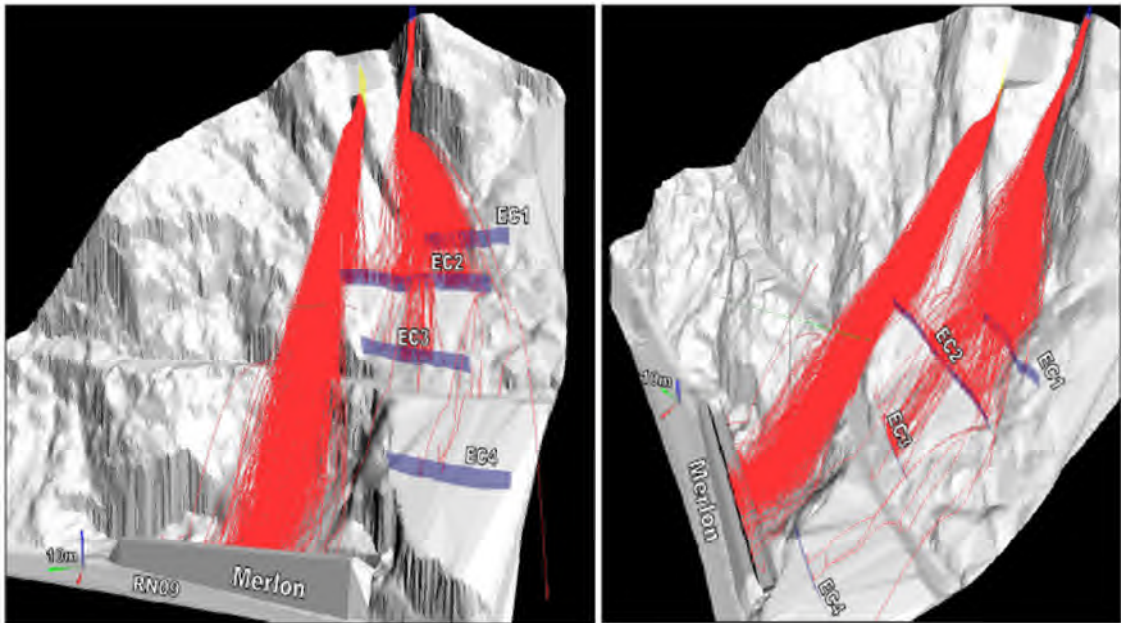


Figure IV. 1 Représentation d'une section de 100000 trajectoires avec le dispositif d'écran en place et le merlon.

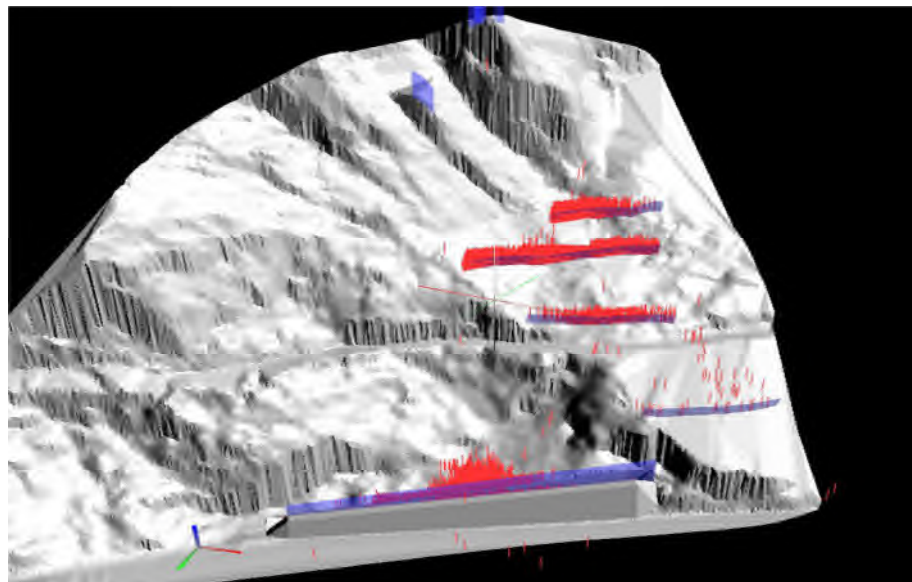


Figure IV. 2. Représentation des points d'arrêt des trajectoires pour 100000 trajectoires modélisées.

- **Remarque :** on remarque que le merlon est franchi par 8 trajectoires !

La figure ci-après (figure IV.3), montre un bloc passant en limite de EC4 et échappe à la fosse du merlon :

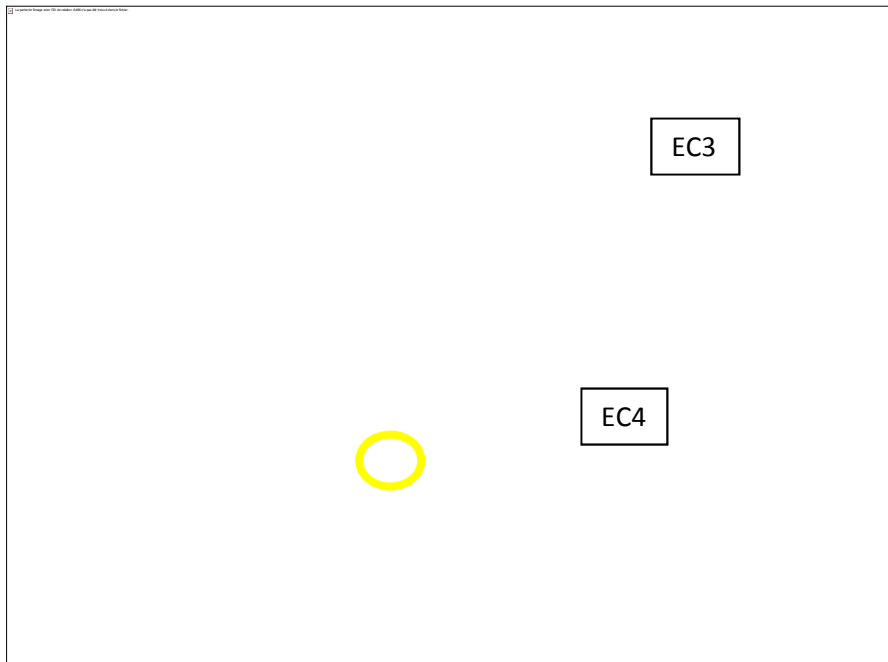


Figure IV. 3. Détail d'un cas de franchissement du merlon.

Les principaux résultats obtenus par comptage au niveau des différents écrans et du merlon sont présentés ci-après :

Ecran	Capacité (KJ)	Hauteur nominal	Nombre de blocs atteignant la protection /100000	Nombre de blocs >hauteur nominal	Nombre de blocs>3000 KJ
EC1	3000	6	36315	3212	3271
EC2	3000	6	35347	2801	1114
EC3	3000	6	4020	353	265
EC4	3000	6	184	0	0
Merlon	>10000	7	8683	8	0

Des ouvrages de protections passifs contre les chutes de blocs ont été réalisés, une étude trajectographique en 3D a été réalisée afin de prendre en compte la topographie réelle de l'ensemble du versant (la falaise). Des simulations ont été réalisées par le logiciel KAYASS 3D, en simulant 100000 trajectoires, le logiciel montre que toutes les trajectoires se dirigent vers l'enjeu !, les simulations montrent que les dispositifs mis en place sont franchi de 8 trajectoires (blocs), soit une proportion de 0,008%. Les dispositifs en place ne permettent donc pas d'arrêter l'ensemble des trajectoires provenant du sommet du versant.

Nous considérons qu'une proportion de 0,008% est acceptable du point de vue de la sécurité au regard du contexte naturel. L'aléa de propagation résiduel est qualifié faible (d'après la grille page 80), les dispositifs en place permet donc de garantir un niveau de protection suffisant du site.

Ce résultat est obtenu avec des blocs se propageant avec des volumes compris entre 1 et 4 m³. Il s'agit ici du cas courant et le plus envisageable, surtout en cas de chute de bloc isolé.

IV.1.2.1 Cas d'un bloc de 40 m³

La prise en compte des blocs de 40m³ par les ouvrages envisagés ici est désormais possible par la présence du merlon. En effet, seul un ouvrage de cette catégorie peut intercepter des blocs avoisinants les 40m³. Si ce volume peut être considéré comme exceptionnel sur le site d'Aokas, en cas de nouvel événement, il n'est pas à exclure que des volumes supérieurs à 4 m³ puissent mobiliser les ouvrages prévus.

Pour des blocs plus importants, compris dans la gamme 5 à 40 m³, les écrans seront probablement inopérants, surtout en cas de chutes simultanées de plusieurs blocs. Ce cas est à envisager si des trajectoires se dévient majoritairement vers la droite (en regardant le versant). Par contre, la quasi-totalité des trajectoires qui aboutira dans le merlon, quelque soit le volume, sera stoppée (hormis une faible proportion évaluée à moins de 0,01 %).

La modélisation reprise depuis la zone de départ n°2 montre que le merlon peut être atteint avec des vitesses à l'impact avoisinant les 20 m/s. L'énergie dégagée à l'impact pour des blocs de 5 à 40 m³ peut varier entre 10 000 kJ et 30 000 kJ, avec un pic de probabilité situé à 25 000 kJ (voir graphe ci-dessous). La vérification de la résistance à l'impact du merlon en enrochements fera l'objet d'une modélisation spécifique.

D'après le graphe ci-dessous, la ligne représentant la position du parement amont du merlon n'est pas sollicitée au-delà de 25000 KJ.

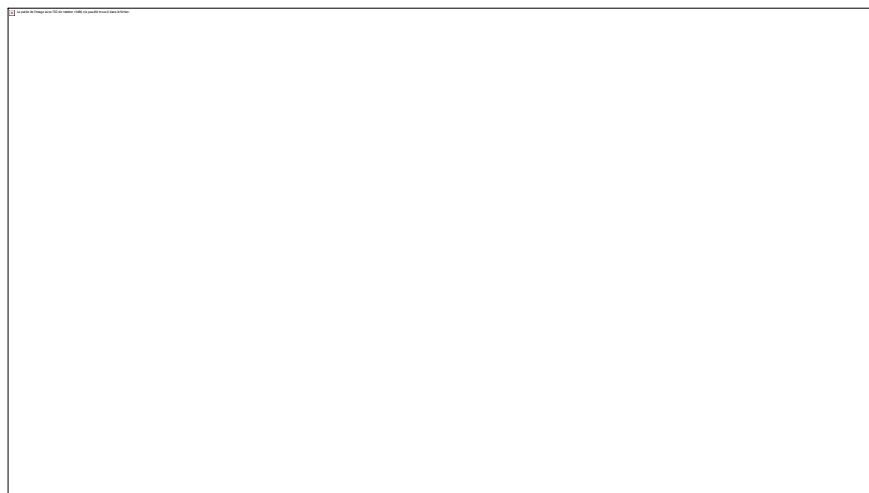


Figure IV. 4. Répartition cumulée des énergies maximales observées lors de la chute de 100000 blocs sur une vue en plan.

IV.2 Manuel du système écran pare-blocs

IV.2.1 Implantation : implantation des points d'ancrages

L'ouvrage doit être planifié de manière à être aussi rectiligne et horizontal que possible. Les grosses irrégularités du terrain seront contournées, voire égalisées (remblayage des dépressions, aplanissement des bosses ou implantation le long d'une courbe de niveau).

La ligne de base est jalonnée, puis subdivisée selon les espacements prévus (x) entre les supports, mesurés parallèlement aux courbes de niveau. L'emplacement des supports est ensuite marqué. Lorsque la ligne de base s'écarte de l'horizontale de plus de 3° , on utilise des filets spéciaux (B) au lieu de filets normaux (A).

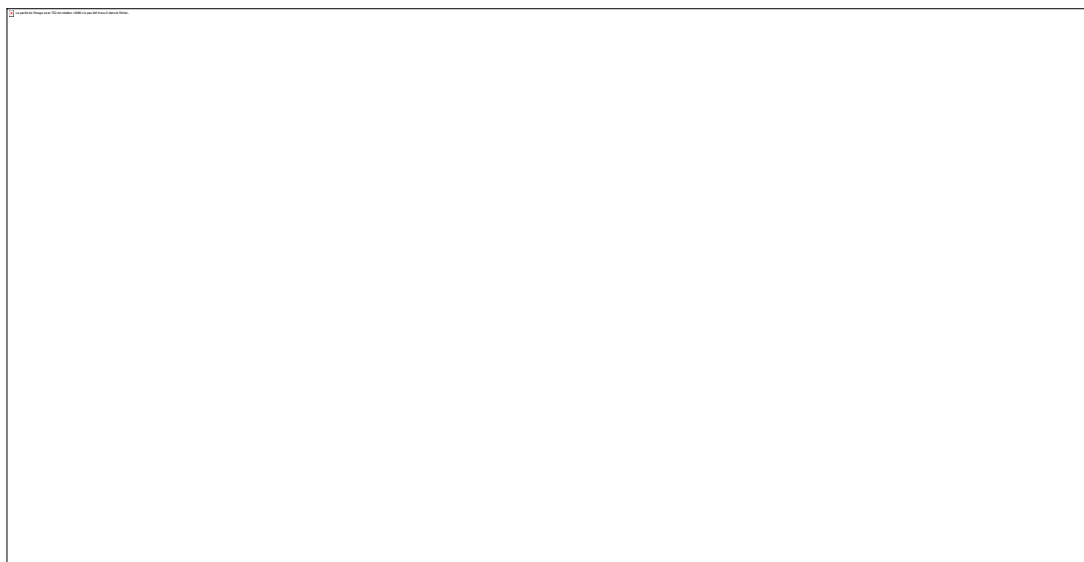


Figure IV. 5. Implantation des points d'ancrages.

IV.2.2 Ancrage des câbles de retenues, des câbles porteurs et des haubans latéraux

Câbles de retenue: Les ancrages des câbles sont installés derrière les supports, à égale distance entre eux (distance à la perpendiculaire à la ligne de base égale à $x/2$). La distance entre l'alignement des ancrages et la ligne de base du filet est égale à d en terrain régulier. Elle peut varier en terrain irrégulier.

En plan, la ligne des câbles de retenue peut diverger de $\pm 10^\circ$ au maximum par rapport à la direction prescrite. Lorsque l'ouvrage est dominé par une paroi rocheuse (distance trop faible entre la paroi et le filet), les câbles de retenue doivent être ancrés individuellement. Dans ce cas, on applique deux ancrages, et non seulement un, par section de filet.

Câbles porteurs et hauban latéral: L'ancrage des câbles porteurs supérieurs (T_o) et du hauban latéral (S) est éloigné de la dernière plaque de base d'une distance a , celui des câbles porteurs inférieurs (T_u) d'une distance a moins 1,5 m. L'ancrage des câbles porteurs se trouve dans la ligne de l'ouvrage, tandis que celui du hauban latéral est décalé vers l'aval d'une distance c . Il faut veiller à ce que les ancrages supérieurs se trouvent dans la ligne de l'ouvrage ou légèrement en aval, mais pas en amont, de la ligne de l'ouvrage.

Les trous des ancrages sont forés dans la direction de traction, selon un angle de 15° au minimum par rapport à l'horizontale.

02: Cet angle doit valoir entre 60° et 85° .

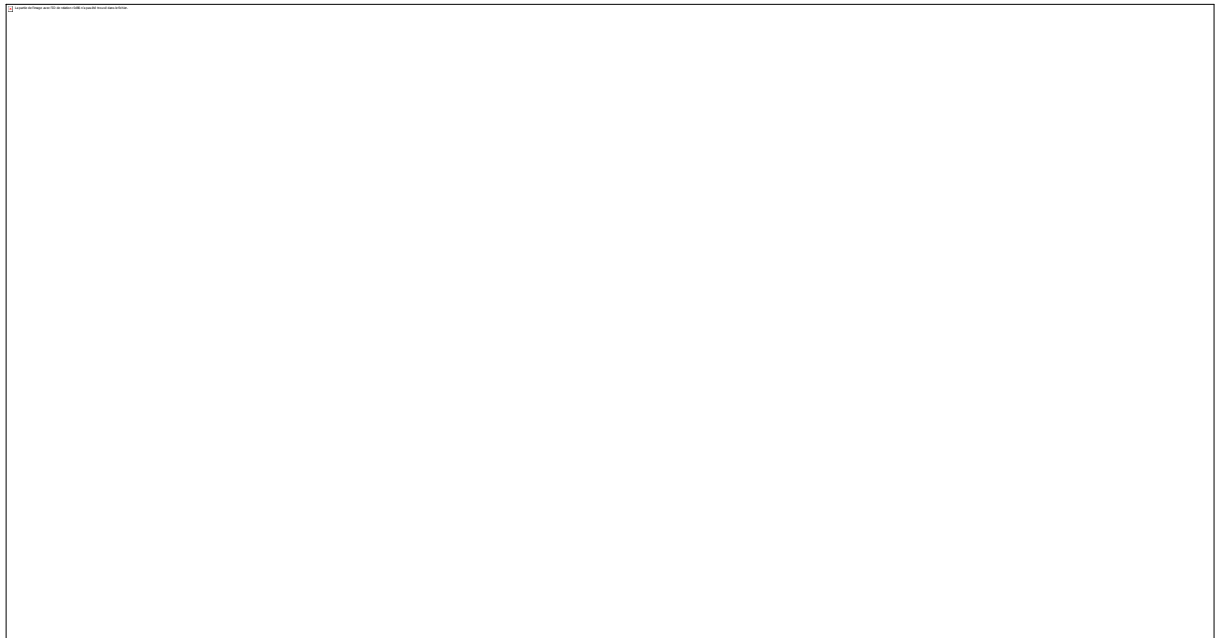


Figure IV. 6. *Ancrages de différents câbles.*

IV.2.3 Ancrages des haubans intermédiaires

Haubanage intermédiaire sans segmentation des câbles: On installe deux ancrages, tous deux éloignés d'une distance a et c du support haubané. Les haubans intermédiaires sont accrochés à ces câbles.

Haubanage intermédiaire avec segmentation des câbles: On installe quatre ancrages. Les deux ancrages des haubans intermédiaires sont éloignés d'une distance a et c de la plaque de base correspondante. Les deux ancrages des câbles porteurs inférieurs sont décalés de 1,5 m vers la plaque de base.

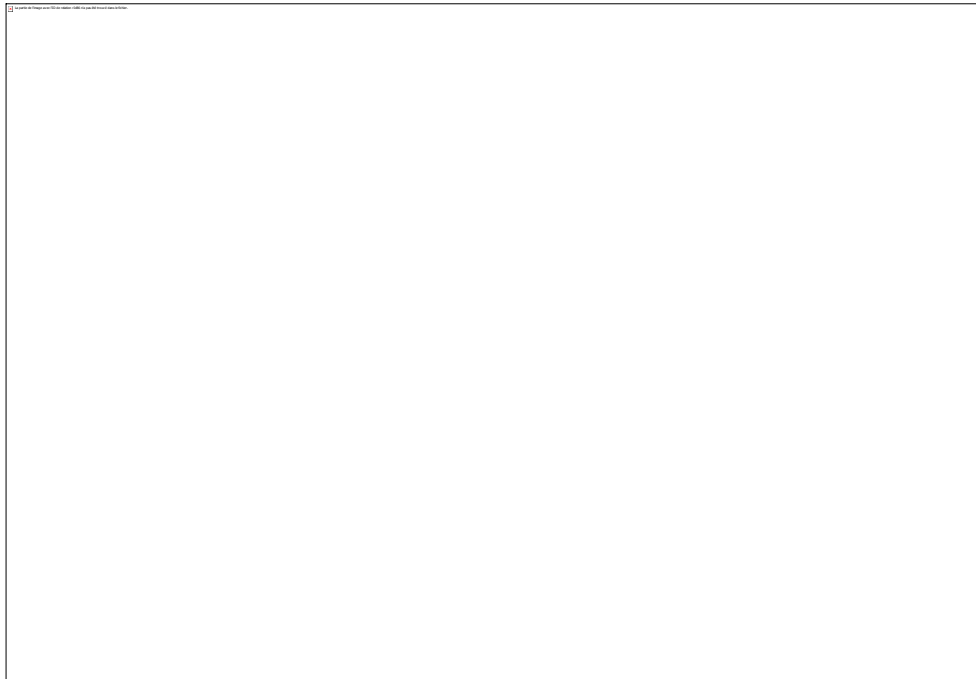


Figure IV. 7. *Ancrages des haubans intermédiaires.*

Lorsque l'ouvrage change de direction vers l'amont d'un angle de 5° à 15° , il faut ajouter un hauban aval (**T**). Son ancrage se trouve à une distance e à l'aval du support haubané.

Lorsque l'ouvrage fait un coude vers l'amont d'un angle supérieur à 15° , il faut installer un haubanage intermédiaire et le hauban aval est superflu.

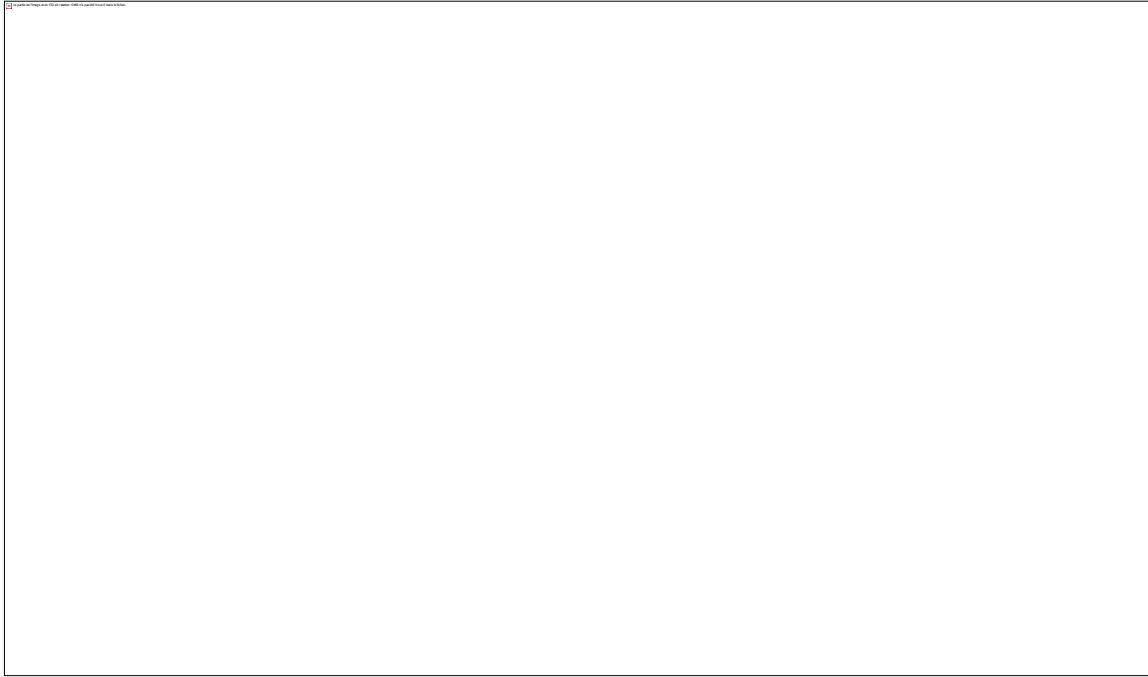


Figure IV. 8. *Coude vers l'amont.*

Lorsque l'ouvrage fait un coude vers l'aval d'un angle supérieur à 30° , le support situé au coude est équipé d'un câble de retenue supplémentaire **D** (trois câbles de retenue au lieu de deux). L'angle du coude ne doit pas dépasser 40° .

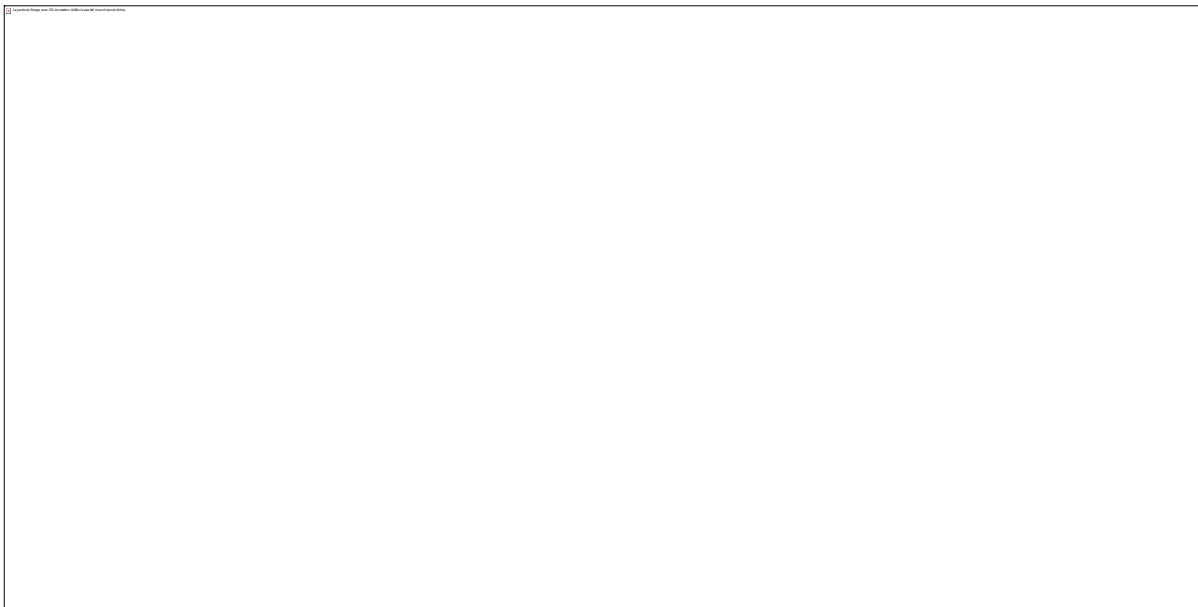


Figure IV. 9. *Coude vers l'aval.*

La même plaque de base peut être utilisée aussi bien sur des fondations en béton avec deux ancrages parallèles qu'avec des ancrages en traction inclinés à 45° .

Lorsque l'ouvrage fait un coude, la plaque de base correspondante doit être déplacée de manière à se trouver sur la bissectrice de l'angle formé par les deux sections de filet contiguës (θ , μ , π , Ω).



Figure IV. 10. *Ancrages des plaques de bases des supports.*

IV.3.4 Aménagements de l'ancrage des câbles

Les trous des ancrages sont forés dans la direction de traction (02), selon un angle de 15° au minimum par rapport à l'horizontale (04).

Lorsqu'ils sont enrobés de mortier, les ancrages sont introduits « à plat » dans les trous forés, jusqu'à la marque orange (10). (Figure IV.11).



Figure IV. 11. Aménagement d'ancrages des câbles.

IV.2.5 ancrages des plaques de base

Terrain meuble : (a)

- Plaque de base inclinée de 0-30° par rapport à l'horizontale.
- Forer le trou des deux ancrages.
- Placer le tube stabilisateur, l'ancrage en compression et le contre-écrou.
- Enrober l'ancrage en compression de mortier.
- Placer l'ancrage en traction et le contre-écrou.
- Enrober l'ancrage en traction de mortier.
- Facultatif : Fondation superficielle légèrement armée.

Béton (pour tous les types de sols) : (b)

- Creuser une fouille pour la fondation en béton.
- Facultatif: forer et installer l'ancrage de retenue.
- Préparer une fondation en béton appropriée (coffrage et armature).
- Placer les deux tiges d'ancrage.

- Remplir la fondation de béton.

Rocher : (c)

- Modeler le rocher à l'emplacement de la plaque de base pour lui conférer une déclivité de 0-30° par rapport au plan horizontal.
- Forer les deux trous des tiges d'ancrage perpendiculairement à la plaque de base.
- Enrober les tiges de mortier.
- Appliquer la plaque de base dans le lit de mortier.
- Serrer les écrous de fixation quand le mortier a complètement durci.

Serrer les écrous de manière à générer une force de précontrainte d'environ 30 kN.

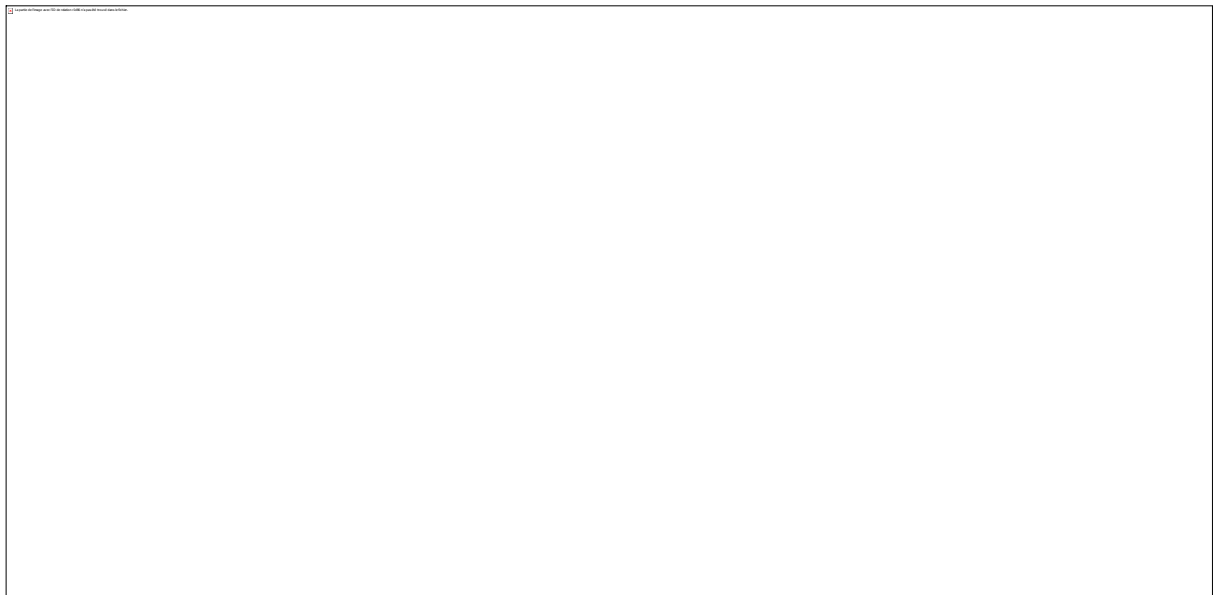


Figure IV. 12. *Ancrage des plaques de base.*

IV.2.6 Dispositif de protection pare-blocs

Ce dispositif est une composition d'un poteau en H et d'un rouleau de filet.

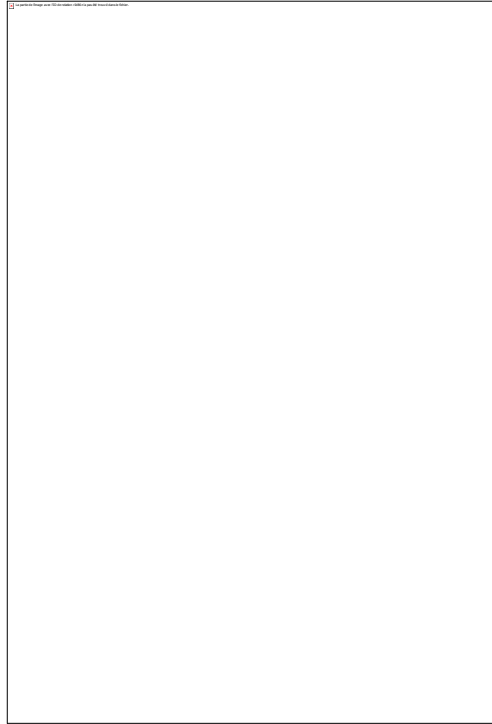


Figure IV. 13. *Dispositif pare-blocs.*

IV.2.7 Installation du support et le filet avec un hélicoptère

Cette opération c'est de faire déplacer les dispositifs on utilisant un hélicoptère, ces dispositifs pèsent 700 Kg. un déplacement de 180 m maximum pour la mise en place de ces dispositifs. (Figure IV.14).

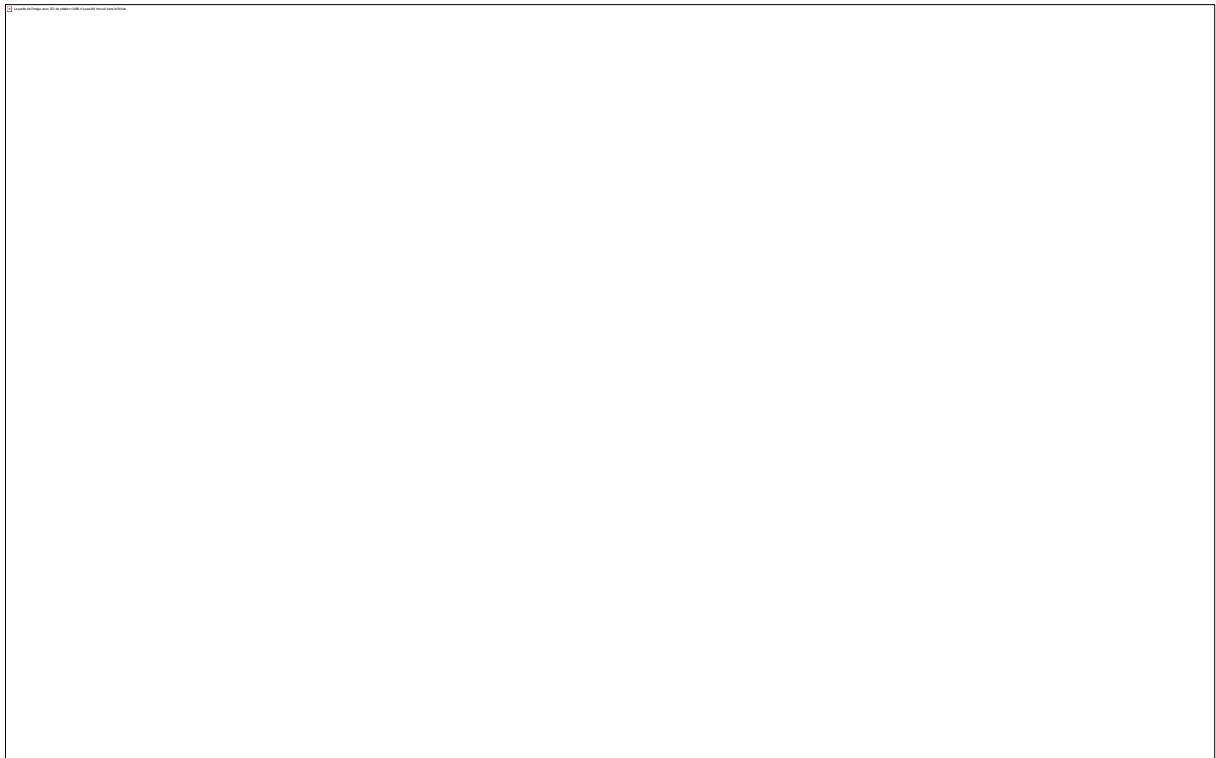


Figure IV. 14. *Opération de l'héliportage du support et du filet et sa mise en place.*

IV.2.8 Positionnement des supports

- Dresser le dispositif.
- Lorsque la pente a une déclivité jusqu'à 30° ($0^\circ < \beta < 30^\circ$), le support est incliné de 15° vers l'aval.
- En pente plus raide ($30^\circ < \beta < 45^\circ$), le support est installé selon un angle d'environ 75° avec la pente (mais de 30° au maximum avec la verticale).



Figure IV. 15. *Inclinaison du support.*

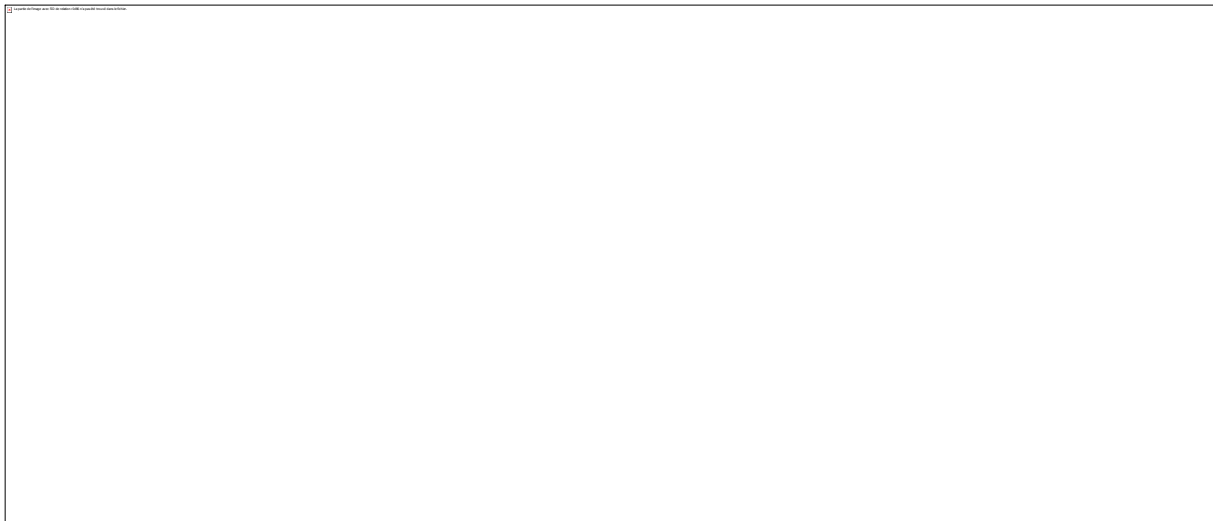


Figure IV. 16. *Position des supports.*

IV.2.9 Déploiement des sections des filets

- Déployer la section des filets suivant une direction, relier et attacher la section des filets l'une à l'autre.



Figure IV. 17. *Montages.*

- Accrocher les manilles au filet, ce dernier au câble porteur horizontal et vertical.
- L'espacement horizontal entre une manille et une autre est de 5 mailles.
- Chaque manille est accroché pour chaque maille verticalement.

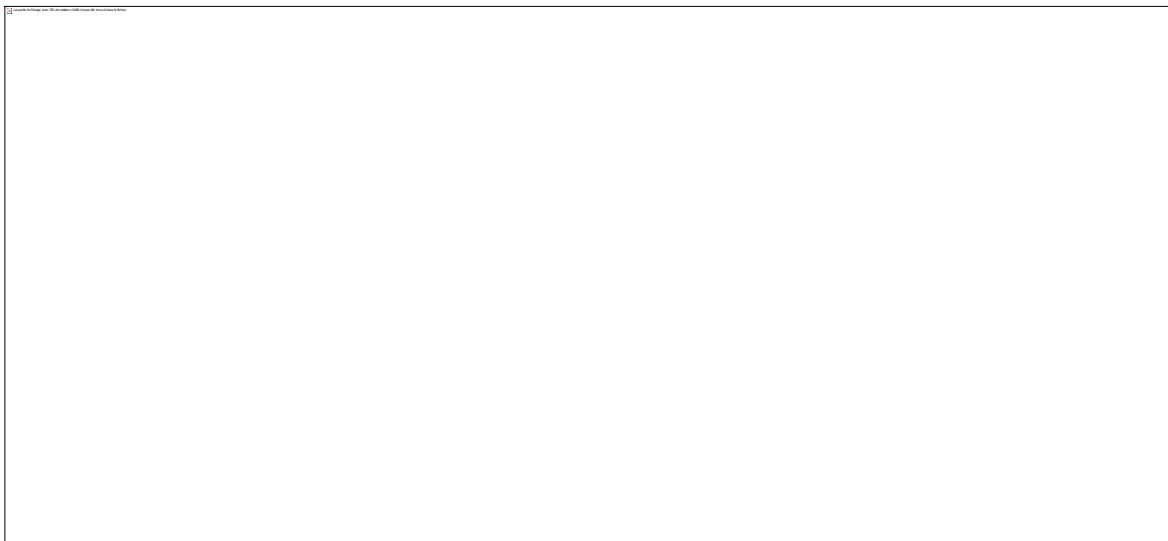


Figure IV. 18. *Déploiement des sections des filets.*

IV.2.10 Positionnement finale des écrans pare-blocs

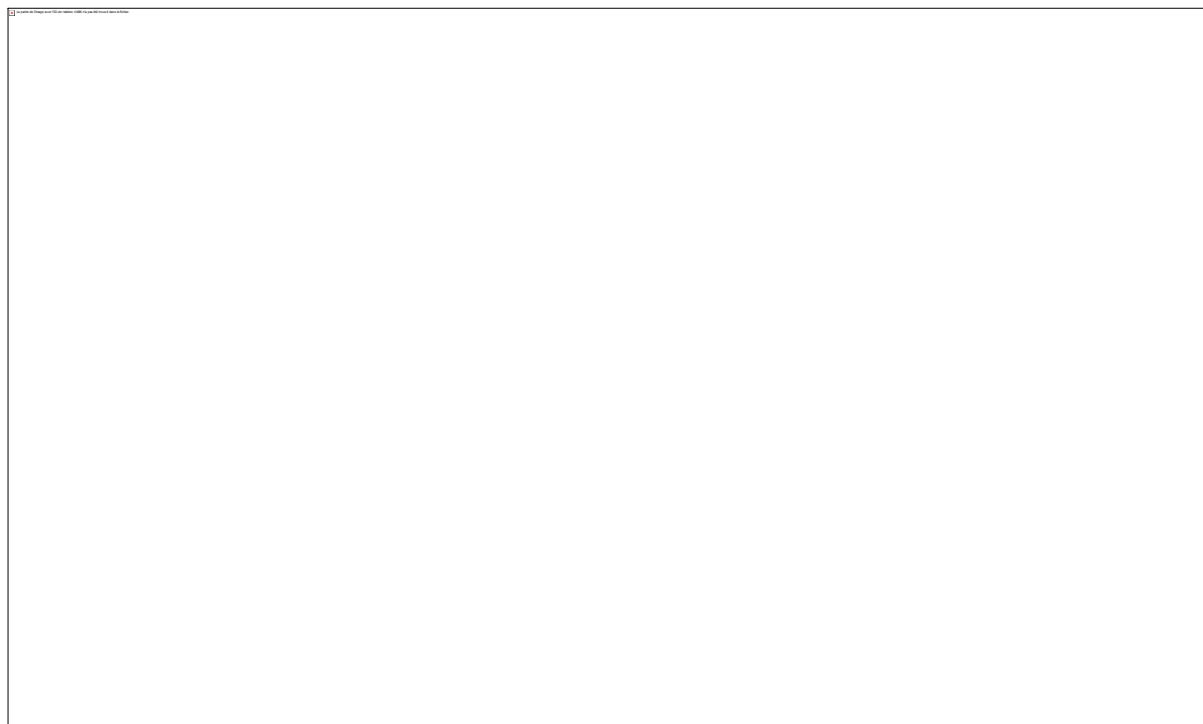


Figure IV. 19. *Positionnement finale d'écran pare-blocs.*

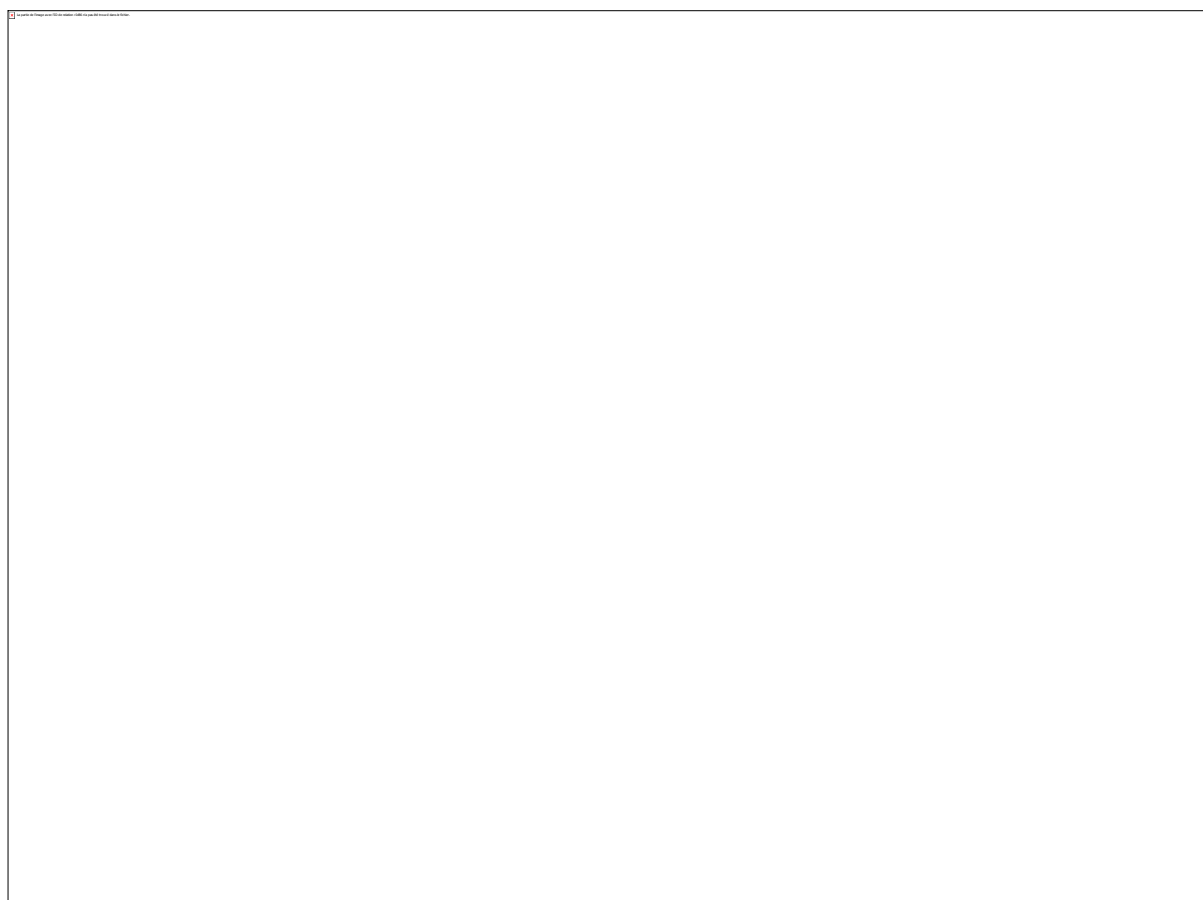


Figure IV. 20. *Positionnement des ouvrages de protections.*

Conclusion générale

L'analyse des différents risques d'instabilité de la falaise d'Aokas a permis de dégager les éléments nécessaires à les définitions des mesures de protections. Compte tenu de l'importance des masses instables et du risque élevé de propagation jusqu'à la base du versant de gros blocs de rocher survenant soit de différents niveaux de la falaise.

Les mesures de protection passives susceptibles d'être mises en œuvre pouvant prétendre assurer une protection totale de la zone. L'objectif des travaux de protections engagés est néanmoins important et vise à une réduction significative du niveau du risque dans cette zone particulièrement exposée.

Des ouvrages de protections passifs (merlon, écrans métalliques) contre les chutes de blocs ont été réalisés, une étude trajectographique en 3D a été réalisée afin de prendre en compte la topographie réelle de l'ensemble du versant (la falaise). Des simulations ont été réalisées par le logiciel KAYASS 3D, en simulant 100000 trajectoires, ces dernières ont montré que toutes les trajectoires se dirigent vers l'enjeu ! les dispositifs mis en place sont franchis pour 8 trajectoires (blocs), soit une proportion de 0,008%. Les dispositifs en place ne permettent donc pas d'arrêter l'ensemble des trajectoires provenant du sommet du versant. Nous considérons qu'une proportion de 0,008% est acceptable du point de vue de la sécurité au regard du contexte naturel. L'aléa de propagation résiduel est qualifié faible (d'après la grille page 80), les dispositifs en place permettent donc de garantir un niveau de protection suffisant du site. Ce résultat est obtenu avec des blocs se propageant avec des volumes compris entre 1 et 4 m³. Il s'agit ici du cas courant et le plus envisageable, surtout en cas de chute de bloc isolé.

Bibliographie

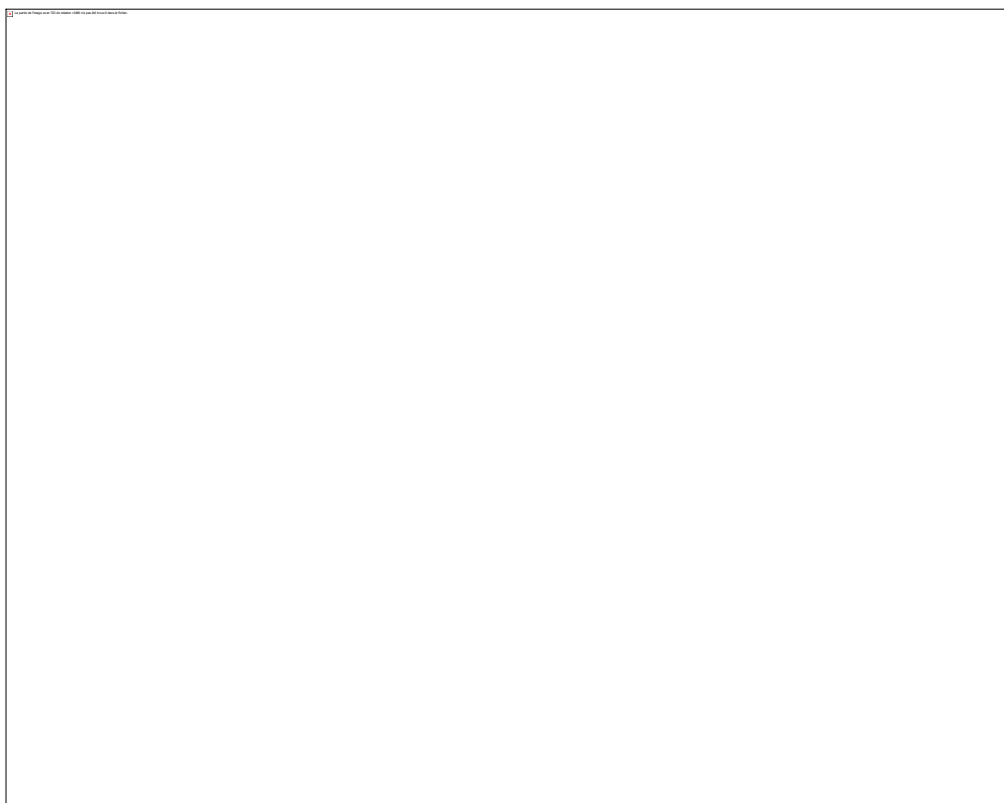
- [1]. Tahiri A. Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts. Thèse doctorat. Ecole nationale des ponts et chaussées. ENPC PARIS MARNE LA VALEE. (1992)
- [2]. Bo. NW. Fabius M. Fabius K. Impact of global warming on stability of natural slopes. Proceedings of the 4th Canadian Conference on Geohazards : From Causes to Management. Presse de l'Université Laval, Québec. (2008)
- [3]. Bougdal R. Doublement du tunnel de Cap Aokas, synthèse des données géologiques et géotechniques. Rapport géologique (Document interne)(2009)
- [4]. Barton N, Lien R, Lunde J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech 6(4): 189–239. (1974)
- [5]. Benali H. Les minéralisations associées aux roches magmatiques tertiaires du nord de l'Algérie. Thèse de doctorat. USTHB. Alger. (2007)
- [6]. Chalhoub M. Massifs rocheux, homogénéisation et classification numérique. Ecole des mines Paris, (2010).
- [7]. Comité français de la mécanique des sols et des travaux de fondations "Tirants d'ancrages" recommandations T.A 95.
- [8]. Hanz.D. Evaluation des risques d'éboulements rocheux (bilan et perspective), (laboratoire interdisciplinaire de recherche impliquant la géologie et la mécanique, (1998-2000).
- [9]. Direction territoriale méditerranée, centre d'étude et d'expertise sur les risques d'environnement, la mobilité sur le risque et l'aménagement : calcul des ancrages aux rochers.
- [10]. Déboulement du tunnel d'Aokas (Bejaïa) : géologie et caractérisation géotechnique du massifs traversé). Novembre 2013.
- [11]. Didier C. Gombert P. Al Heib M. Charmoille A.. 2010. Impact du changement climatique sur la stabilité des cavités souterraines. Rapport INERIS DRS-10-103862-00411A.
- [12]. Pellet. F. Résistance et déformabilité des massifs rocheux stratifiés renforcés par ancrages passifs. Thèse doctorat. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, (1993)
- [13]. Leikine M. Etude géologique des Babors occidentaux (Algérie). Thèse de doctorat. Université de Paris. (1971).
- [14]. Chalhoub. M. Apports des méthodes d'homogénéisation numérique à la classification des massifs rocheux fracturés. Thèse doctorat. (2006).
- [15]. Saad A. Influence du changement climatique et des conditions extrêmes sur les massifs fractures. Rôle des fluides dans leur processus d'altération. Thèse doctorat. l'IFFSTAR. (2012).

I.1 Résultats de l'essai d'arrachement

Tableau effort/déplacements (résultats de l'essai)

	Chargement																					
Déplacement	0	0.25	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2	2.25	2.5	2.75	3	3.25	3.5	3.75	4	4.25	4.5	4.75	5	
P (bars)	0	18	10	10	10	20	20	25	32	40	60	55	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
T (KN)	0	15	8	8	8	16	16	21	26	33	49	45	45	49	49	49	49	49	49	49	49	49
	Chargement																					
déplacement	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5	9	9.5	10	10.5	11	11.5	12	12.5	13	13.5	14	14.5	15	15.5	
P (bars)	60	70	72	75	78	78	80	80	85	97	90	95	90	90	90	90	100	110	110	100	100	
T (KN)	49	58	59	62	64	64	66	66	70	80	74	78	74	74	74	74	82	91	91	82	82	
	Chargement																					
déplacement	16	16.5	17	17.5	18	18.5	19	19.5	20	20.5	21	21.5	22	22.5	23	23.5	24	24.5	25	25.5	26	
P (bars)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	105	108	110	
T (KN)	82	82	82	82	82	82	82	82	82	82	82	82	82	82	82	82	82	82	86	89	91	

I.2 Courbe effort de traction/déplacement axial en tête d'ancrage



I.3 Les efforts à reprendre

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral Hb	Hb amont	Pied poteau superieur_sol meuble en tête (A)	Pied poteau inferieur_sol meuble en tête
Type de sollicitation	traction	traction	traction	Tract ion	compressi on
Effort à reprendre F (KN)	290	150	300	120	100
Coefficient de frottement Qs (Kpa)	381	381	381	381	381

I.4 Armature d'ancrages

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral Hb	Hb amont	Pied poteaux superieur_sol meuble en tête (A)	Pied poteau inferieur_sol meuble en tête (B)
\varnothing (mm)	40	32	40	32	32
D (mm)	90	90	90	90	90
Δ sur \varnothing (mm)	4	4	4	4	4
Re (MPa)	500	500	500	500	500
Sp (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I (°)	30	30	30	45	45
Travail d'ancrage	Traction- cisaillement	Traction- cisaillement	Traction- cisaillement	Traction- cisaillement	Traction- cisaillement
E (MPa)	/	/	/	/	21000 0
L (m)	/	/	/	/	1,5
Em (MPa)	/	/	/	/	0,7
Pl (MPa)	/	/	/	/	0,1
α	/	/	/	/	0,25

I.5 coefficient de sécurité

sur effort à rendre cf	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Sur acier ca	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
Sur coefficient de frottement cs	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4

I.6 effort majeure

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral Hb	Hb amont	Pied poteaux superieur_sol meuble en tête (A)	Pied poteau inferieur_sol meuble en tête (B)
T (KN)	377	195	390	156	130

I.7 résistance de la barre

Type d'ancrage	Latéral (rives)	Latéral Hb	Hb amont	Pied poteaux superieur_sol meuble en tête (A)	Pied poteau inferieur_sol meuble en tête (B)
Limite élastique Fg (KN)	628	402	628	402	402
Limite élastique armature corrodée Fcg (KN)	509	308	509	308	308
Contribution armature Cb (KN)	443	268	443	268	268
Fs	1,17 (validé)	1,37 (validé)	1,13 (validé)	1,72 (validé)	2,06 (validé)

