REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : géotechnique

Traitement et étude de stabilité d'un éboulement rocheux d'un talus sur le chemin de Wilaya de medea (cw 62) / PK20-PK21

Présenté par

-Touati med oussama

-Amrane abd krim aymen

-Guelmaoui lotfi

Encadré et Dirigé par

Dr. MENAA Lazazi

Promotion Juin 2020

REMERCIEMENTS :

Au terme de notre travail nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à dieu qui nous a donné la force, la volonté et le courage pour accomplir ce modeste travail.

On tient tout d'abord à exprimer toute notre gratitude et tout le respect à notre promoteur Monsieur MENAA LAZAZI pour sa bienveillance, son soutien et ses encouragements, sans lui, ce travail n'aurait pu être accompli.

Nous remercions également les employés du laboratoire LNHC hammadi pour l'aide qui nous ont donnés durant notre période de stage.

Nos remerciements sont adressés aux enseignants du département de Génie Civil qui ont contribués à notre formation.

Nous remercions les membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner et de critiquer ce modeste travail.

Nos remerciements vont aussi à toute personne ayant participé de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.

DEDICACES :

Dédicaces

Au nom du dieu le clément le miséricordieux Je dédie ce modeste travail :

A Ma chère mère Hinda celle qui m'a donnée la vie et que ma vie n'est rien sans elle, et à mon cher père Ahmed.

A Ma chère sœur : chirine.

Aux Familles : choukri, ben amrane,guelmaoui.

A Mes chers(e) amis(e) en particulier : ayoub,salim,hakim,walid.

A mon Trinôme.

A Tous ceux qui de loin ou de près n'ont cessé de m'apporter leur soutien pendant mes années d'études

A Tous les étudiants(e) en master 2 Géotechnique.

OUSSAMA

Dédicaces

Au nom du dieu le clément le miséricordieux Je dédie ce modeste travail :

A Ma chère mère Fatiha et à mon cher père Abd Alah, qui ont tout sacrifié pour mon bien et qui ont éclairé ma route par leur compréhension, leur soutien.

A Mes chers frères :Abd el majid,Nassim,Mohamed.

Aux Familles : touati,guelmaoui.

A mon chère grand père Abd Alah Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A Mes chers(e) amis(e) en particulier :Abd el haq mohamed,ayoub,salim,mostapha

A toute ma Famille.

AYMANE

Dédicaces

Au nom du dieu le clément le miséricordieux Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère mère Zahra que je ne remercierais jamais assez pour les sacrifices et encouragements qu'elle a consentis pour moi.

A mon cher père Mohamed pour son soutien infini.

A mes très cher frère : Mohamed,Remdhan,Abd el aziz.

A Toute ma famille.

A mon trinôme ainsi qu'à toute sa famille.

A tous mes amis (es)

A toute la promotion Géotechnique 2019 et 2020

LOTFI

Sommaire

Liste d'Abréviations

Liste de figures

Liste de tableaux

Liste de photo

Introduction générale **1**

Chapitre I : aperçu sur les éboulement rocheux 3

I .1. Introduction 4

I.2. Définition de l'éboulement rocheux 4

I.3. Les mouvement gravitaire des masse rocheux 5

I.3.1. DEFINITION ET CLASSIFICATION 5

I.4. DEMARCHE D'ANALYSE DE RISQUES GRAVITAIRES ROCHEUX 10

I.4.1. Compréhension du phénomène physique de propagation 10

I.5 Propriété des roches d'un versant instable 13

I.5.1. Propriétés physiques 13

I.5.2 Propriétés chimiques 15

I.6. FACTEURS D'INSTABILITE 16

I.6.1. Facteurs permanents ou très lentement variables (de prédisposition) 16

I.6.2 Facteurs variables dans le temps (de déclenchement) 17

II Chapitre 2 19

II.1 Introduction 20

II.2. les approches 21

II.2.1 Approche géologique 21

II.2.1.1 Définition 21

II.2.1.2 Objectifs 22

II.2.1.3 Méthode.....22

II.2.2 Approche structurale.....22

II.2.2.1 Définition.....22

II.2.2.2 Objectifs 23

II.2.2.3 Méthode.....23

II.2.3 Approche hydrogéologique, hydrologique et climatique.....23

II.2.3.1 Définition.....23

II.2.3.2 Objectifs 23

II.2.3.3 Méthode.....24

II.2.4 Données relatives au couvert végétal 24

II.2.4.1 Définition.....24

II.2.4.2 Objectifs 25

II.2.4.3 Méthode.....25

II.2.5 Mécanismes d'évolution des versants rocheux 25

II.2.5.1 Définition.....25

II.2.4.2 Objectif.....26

II.2.5.3 Méthode.....26

II.3. Etude géotechnique.....26

II.4. Les reconnaissances.....27

II.5 Conclusion 29

chapitre 3 30

III.1 introduction.....31

III.2. Choix de type de parades.....31

III.3 type de parade 31

III.3.1 Parade passive 31
III.3.2 Parade active 31
III.3.3 Parade passive/active 32
III.4 Merlons et digues 32
III.4.1 DESCRIPTION 32
III.4.2 Objectif Merlon 33
III.4.3 Principe Merlon 33
III.5 Déviateur 33
III.6 Ecran à structure rigide 34
III.6.1 DESCRIPTION 34
III.6.1.1 Objectif 34
III.6.1.2 Principe 34
III.6.1.3 Description technique 34
III.7 Barrière fixe de grillage ou de filet 36
III.7.1 DESCRIPTION 36
III.7.1.1. Objectif 36
III.7.1.2. Principe 36
III.7.1.3 Description technique 36
III.7.1.4 Exemple 37
III. 8Ecrans de filets pare-blocs déformables 38
III.8.1 DESCRIPTION 38
III.8.1.1 Objectif 38
III.8.1.2 Principe 38
III.8.1.3 Description technique 39
III.8.1.4 Exemple 39

III.9 Grillages ou filets pendus 40

III.9.1 DESCRIPTION 40

III.9.1.1 Objectif 40

III.9.1.2. Principe 40

III.9.1.3. Description technique 41

III.9.1.4 Exemple 41

III.10 GALERIE DE PROTECTION 41

III.10.1 Description 41

III.10.1.1 Objectif 42

III.10.1.2 Principe 42

III.10.1.4 Exemples 42

III.11 Boisement de protection 42

III.11.1 DESCRIPTION 42

III.11.1.1 Objectif 43

III.11.1.2 Principe 43

III.11.1.3 Exemple 43

III.12 Suppression de l'aléa 44

III.12.1-DESCRIPTION 44

III.12.1.1 Objectif 44

III.13 Soutènement 45

III.13.1 DESCRIPTION 45

III.13.1.1 Objectif 45

III.13.1.2 Principe 45

III.13.1.3. Description technique 45

III.14 Ancrages 46

III.14.1 DESCRIPTION 46

III.14.1.1 Objectif 46

III.14.1.2 Principe 46

III.15 types de soutenement 46

III.15.1 Ancrages 46

III.15.1.1 DESCRIPTION 46

III.15.1.1.1 Objectif 46

III.15.1.1.2 Principe 47

III.16 Béton projeté 48

III.16.1 Objectif 48

III.16.2 Principe 48

III.16.3 Description technique 48

III.17 Filets et grillages plaqués 49

III.17.1 DESCRIPTION 49

III.17.1.1 Objectif 49

III.17.1.3 Description technique 50

CHAPITRE IV : ETUDE DE CAS 51

IV.1 Introduction 52

IV. 2 Présentation du projet 52

IV.2.1 OBJET DE L'ETUDE 52

IV.3 Situation du site 52

IV.3.1 geographie 52

IV.3.2 Climatique 53

IV.3.3 morphologie 55

IV.3.4 Géologie 56

IV.3.4.1 Caractérisation et classification du massif du talus 56

IV.3.4.1.1 Introduction 56

IV.3.4.1.2 Etude des discontinuités 57

IV.3.4.1.3 caractéristiques rocheuse 57

IV.3.4.1.4 Mesure de l'orientation des discontinuités 59

IV.3.4.1.5 Mesure de l'espacement 60

IV.3.4.2 Résultat 60

IV.3.5 Géotechnique 61

IV.3.5.1 Essais de convenance 61

IV.3.5.1.1 Principe d'un essai d'arrachement au rocher 61

IV.3.5.1.2 Paramètres étudiés 63

IV.3.5.1.3 Instrumentation 64

IV.3.5.1.4 Résultats 64

IV.3.5.1.5 Conclusions 65

IV.4 TYPE DE SECURISATION 65

IV.5 Paramètre influe l'aléa 66

IV.6 NATURE DE CONFORTEMENT RETENU 68

IV.6.1 Définition des mesures de protection 68

IV.6.2 Description du confortement par filet et ancrage 69

IV.6.3 Hypothèses de calculs 70

IV.6.1.1 Géotechnique 70

IV.6.1.2 Coefficients partiels 70

IV.7-NOTE DE CALCUL 70

IV.7.1 DIMENSIONNEMENT DES ANCRAGES PASSIFS 70

IV.7.1.1 méthode LCPC 70
IV.7.2 Essais de convenance 74
IV.7.2.1 Résultats 74
IV.8 Dimensionnement des ancrages passifs sous l'effet du séisme 75
IV.9 Dimensionnement des filets 77
IV.10 Dimensionnement de la paroi clouée 77
IV.10.1 Caractéristiques des matériaux 78
IV.10.1.1 Béton 78
IV.10.1.2 Aciers 78
IV.10.2 Caractéristique des sols 78
IV.10.2.1 TALUS 78
IV.10.2.2 Caractéristiques Tirant d'ancrage 79
IV.11 Ferraillage du rideau 80
IV.12 Conclusion 81
CONCLUSION GENERALE 82

Liste d'Abréviations

C : cohésion selon le plan de glissement AD

lAD : longueur du plan de glissement

G : poids du bloc instable évalué en fonction de ses caractéristiques géométriques et lithologiques

βs :pente du plan de glissement AD.

U : pression d'eau sur le parement inférieur du bloc.

V : pression d'eau sur le parement arrière du bloc.

βc : pente du plan de glissement CD

ϕa : angle de frottement apparent sur le plan AD.

W : représente le poids du bloc

£ : représente la discontinuité (glissement plan)

FS : représente un coefficient de sécurité sur le mécanisme de glissement

A : le coefficient d'accélération

WP : poids des instabilités rocheuses

FT : la force de traction maximale que peut supporter le tirant

CS : coefficient de sécurité

Ls : longueur sellée du tirant

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction

δbc : Contrainte limite de service de compression

f_{bu} : Contrainte limite ultime de compression

Eij : charges instantanées

Evj : charges de longue durée

f_e : Limite d'élasticité

Es : Module d'élasticité longitudinale

γ: Poids spécifique du sol

ϕ : Angle de frottement interne

Ø : diamètre du tirant

f : force d'adhérence tirant –sol falaise

CP :facteur de force

eh : espacement horizontal des tirants

FS : coefficient de sécurité

LCPC : laboratoire central des ponts et des chaussé

IGN : institut national de l'information géographique et forestière

Liste de figures

Chapitre I

Figure I.1.1. Classification des mouvements gravitaires rocheux proposée par

(Varnes,1978).....6

Figure I. 1.2 Mécanismes de rupture et mouvements associés. Adaptation du modèle présenté par (Corominas and García Yagüe,1997) 7

Figure I.1.3. Classification des mouvements gravitaires proposée par (Hungr et al.2013)… 8

Figure I.1.4. Phénomènes naturels et artificiels qui donnent lieu à des risques gravitairesrocheux (Volkwein et al., 2011…..... 9

Figure I.1.5 :Les phase principale de l'éboulement rocheux… 12

Chapitre II

Figure II.1 : diagramme présentant les principaux élément d'une étude de risque rocheux….....21

Figure II. 2 :éboulement rocheux a partir d'une falaise de roche sédimentaire.....26

Figure II. 3 : type de mouvement de ponte 27

Chapitre III

Figure III.b a .1.1 : parade contre les instabilité rocheuse 32

Figure* III. *2- Types de gabions.....35

Figure III.EC ..1 .1 : écran statique de filet 36

Figure III.EC.2 : insertion paysagère d'écran pare-blocs… 39

Figure III.6 : Talus végétalisé et protégé par un grillage 44

Figure III. 7 :contrefort en maçonnerie 46

Figure III.8*:* *Clou d'ancrageAICAP, 1993).* *47*

Figure III.9*:* *Boulon d'ancrage: ancrage par expansion mécanique (AICAP, 1993)…* *47*

Figure III.10*: Boulon d'ancrage: ancrage par cimentation (AICAP, 1993)* *47*

***Figure* III. *11*:** Tirant d'ancrage (AICAP, 1993).....47

Figure III.12 : Projection par voie sèche 48

Chapitr IV

Figure IV.1: diagramme ombrothermique tamesguida.....53

Figure IV.2: courbe de température tamesguida.....54

Figure IV. 3: coupe morphologique de la zone d'étude 55

Figure IV.4 : plans d'un affluement avec de ensemble de discontinuité 60

Figure IV. 5 : Les différents modes de rupture d'un ancrage passif scellé au rocher par un coulis 62

Figure IV. 6 : Correction de la courbe effort-déplacement mesurée 65

Figure IV.7 : barre passive scellèe 73

Figure IV.8 : cart de zonage 75

Figure IV. 9 : stabilisation du talus 79

LISTE DES TABLEUX

Tableau IV.1: climatique tamesguida 54

Tableau IV.2: critére d'estimation de la résistance de la roche 58

Tableau IV.3: degrés d'altération de la roche 59

Tableau IV.4 : programme expérimentale 64

Tableau IV.5 : classification du volume 66

Tableau IV.6 : résultat géotechnique 70

Tableau IV.7: coefficients artials 70

Tableau IV.8 : coefficient d'accélération (A) 77

Tableau IV.9 : variation des longueur Ls selon poids du bloc 97

Tableau IV.10 : géométrie des ancrage et des parement 80

Liste de photo

Photo* III. *2 – Ecran rigide en traverses métalliques. A noter l'écran déformable de filets à anneaux ROCCO® situé à l'arrière 35

Photo III. 3. Theilly, commune de Lillianes, vallée d'Aoste 36

***Photo* III. *4*:** Vue d'ensemble du mur de soutènement et de la barrière fixe de grillage… 38

Photo* III.*5: Filets pare-pierres à haute énergie (1500 kJ) au dessus de l'Abbaye de Saint Maurice. Les tubes sur câble de haubanage servent de frein 40

Photo* III. *6: Treillis métalliques suspendus placés sur la niche d'arrachement 41

***Photo* III.*7* :** Galerie Gondo (Zusammenschluss) – Route nationale A9 – Simplon, VS, CH ……42

Photo III. 8 : foret de protection…..... 44

Photo III. 9: béton projeté 50

Photo VI.1: situation géographique du tamazguida 53

Photo IV. 2 cas d'un éboulement 56

Photo IV. 3 : roche fracturée 58

Photo IV. 4 : Mise en place d'un essai d'arrachement avec le bâti d'appuis et le châssis de positionnement des capteurs de déplacement 62

Photo IV. 5 : Bouchon de polyuréthane positionné sur la barre d'acier en tête de scellement 63

Introduction générale

Introduction générale :

Les risques naturels représentent, de nos jours, question centrale dans l'aménagement des territoires. Le constant évolution démographique des villes favorise la concentration de plus en plus importante des personnes dans les régions montagneuses. Cela signifie que les populations doivent vivre avec les risques existants sur ces régions mais aussi avec les risques que l'activité humaine déclenche elle-même. Le développement des zones peuplées en montagne signifie également la construction de nouvelles voies d'accès (autoroutes, voies ferrées, etc.) et un développement des systèmes d'agriculture qui modifient l'état naturel de l'environnement montagneux. Lorsque ces ouvrages, ou bien une population se voient menacés, un risque est identifié. Parmi les risques naturels les plus importants (chutes de blocs, glissements de terrains, avalanches, laves torrentielles...) les risques gravitaires à caractère rocheux restent les plus imprévisibles et les plus fréquents au nivaux de la Série d'Atlas . A l'heure actuelle leur fréquence est amplifiée par des phénomènes climatologiques comme la pluviosité, les événements de type orageux, le réchauffement en altitude et l'alternance rapide de cycles gel/dégel qui peuvent déstructurer et déstabiliser les massifs rocheux en montagne. Face aux menaces que représentent ces risques, les communautés locales sont amenées à engager des fonds importants pour les minimiser, et sécuriser, quand cela est possible, les régions concernées. Des centaines de millions de dinars sont dépensés chaque année en Algérie pour construire ou requalifier des infrastructures de protection dans les zones à risques.

l'algerie est sérieusement exposée aux catastrophes naturelles liées aux glissements de terrains et aux éboulements rocheux, le pays a été toucher par des cas sinistres relatifs a ces phénomènes ayant eu un impact important sur le réseau national autoroutier ,routier et ferroviaire .

parmi ceux-là ,citons tous les glissements spectaculaires survenus lors de la réalisation de l'autoroute est-ouest (section bouira ,tlemcen, boumerdes...) et ses pénétrantes (tizi-ouzou-bouira,chiffa-berouaghia,…) et les éboulements rocheux dramatiques apparus sur la RN09 reliant bejaia a sétif ,au niveau d'aokas et sur la ligne ferroviaire relizane-tiaret.

les bilans malheureux de ces catastrophes sont la, pour démontrer ,si besoin est, la grande vulnérabilité de nos infrastructures de base aux aléas naturels et nous rappeler la nécessité de travailler a la gérer et a la réduire.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'étudier les éboulements rocheux au niveau du tronçon routier CW62 (PK20-21) dans la wilaya de médéa (tamezguida).

De ce fait notre travail se divise en 02 parties, qui sont les suivantes :

-la première partie est réservée a une étude bibliographique, qui a comme but une étude théorique, sur les mouvements de terrain exactement sur les éboulements (leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes) ainsi que les différentes méthodes d'analyse, et enfin les différents systèmes de confortements.

-La deuxième partie est réservée a une étude analytique de la stabilité des versants rocheux et le choix de la technique de confortement.

-Notre travail se termine par une conclusion générale reprenant l'essentiel de ce qu'on a appris et recensé comme méthodes d'étude et de confortement des éboulements rocheux.[5]

Chapitre I

I.1. Introduction :

A cause de leur fréquence et de leurs volumes parfois très importants dans les chaines de montagne jeunes (Himalaya, Andes, Alpes…), les éboulements rocheux, comme les glissements de terrain, font partie des risques naturels majeurs. La rupture du terrain qu'ils supposent a lieu selon des surfaces de faiblesse mécanique qui sont présentes dans presque tous les massifs rocheux. Celles-ci résultent soit de la genèse de la masse rocheuse (plans de stratification des roches sédimentaires, fentes de retrait thermique des roches magmatiques…), soit de l'histoire tectonique des massifs rocheux (fractures et failles de toutes tailles, liées aux mouvements des plaques tectoniques). L'instabilité des masses rocheuses peut rester superficielle et concerner des volumes limités : chutes de pierres et de blocs très fréquentes dans toutes les zones de relief. Mais, selon l'orientation des discontinuités principales par rapport à la pente, des glissements ou basculements de panneaux rocheux plus importants sont aussi observés. Enfin, les grands éboulements peuvent atteindre des volumes de plusieurs dizaines de millions de m^3.

La rupture de telles masses suite à un séisme a été malheureusement plusieurs fois observée (Huascaran 1970, Népal 2014). Des parades aux éboulements rocheux, telles que soutènements, ancrages, filets divers… sont possibles. Mais, il reste économiquement difficile d'équiper tous les sites reconnus à risque, comme les falaises proches des villes, des villages et routes de montagne ou du littoral rocheux.

I.2. Définition de l'éboulement 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. Il en résulte que les vitesses atteintes sont trop rapides pour permettre une évacuation de la population menacée (quelques mètres à quelques dizaines de mètres par seconde). Les éboulements se produisent généralement dans des falaises ou des versants très raides. Ils font souvent suite à un mouvement plus lent, dont ils constituent le dernier stade d'évolution (glissement lent d'une masse rocheuse ou basculement progressif d'un pan de falaise, par exemple).

Le terme d'éboulement, au sens large, couvre un large éventail de phénomènes, depuis les chutes de pierres, très fréquentes sur certaines routes, jusqu'aux écroulements catastrophiques pouvant détruire un grand nombre d'habitations. , Les éléments en mouvement sont appelés

pierres, lorsque leur volume est inférieur à quel que dm^3, ou blocs pour les volumes plus importants (qui peuvent dépasser la centaine de m^3)

La masse rocheuse totale en mouvement est appelée :

- chute de pierres ou de blocs isolés, lorsque les éléments sont dispersés :
- éboulement en masse pour des masses fragmentées en éboulis, dont le volume peut aller de quelques dizaines de m^3 à plusieurs centaines de milliers de m^3.
- éboulement en grande masse pour des volumes plus importants, pour lesquels les distances de propagation peuvent être considérables (le terme d'écroulement est parfois utilisé). Les études nécessaires dans le cas, où de tels événements exceptionnels sont suspectés, sortent du cadre de ce projet. [1]

I.3. Les mouvement gravitaire des masses rocheuses :

I.3.1. DEFINITION ET CLASSIFICATION :

On nomme risque gravitaire rocheux, un phénomène naturel qui implique un matériau de type roche (défini selon la classification des normes européennes (Schuppener and Scarpelli, 2006)[2], et qui peut représenter un danger selon la définition discutée au paragraphe « Aléa, danger ou risque naturel ? ». D'une façon concrète, on s'intéresse aux évènements rocheux qui ont un impact sur les populations et les infrastructures. Ces mouvements gravitaires, qui vont de la simple chute de blocs à l'avalanche rocheuse de plusieurs millions de mètres cubes, restent parmi les événements naturels les plus imprévisibles et les plus fréquents en zones montagneuses.

Actuellement, une définition couramment acceptée définit un mouvement gravitaire rocheux comme le détachement instantané et rapide d'une masse rocheuse ayant un volume supérieur à un mètre cube (Bourrier, 2008). Diverses classifications et définitions de ces événements ont été proposées. Certaines prennent en considération le mode de rupture, d'autres le volume de masse rocheuse impliquée. Quoi qu'il en soit, les travaux de la littérature montrent qu'il existe une corrélation entre le type de mécanisme de rupture, le volume, le nombre et la vitesse des blocs rocheux (Hungr and Evans, 2001;Banton, 2009a; Pirulli, 2005; Varnes, 1978; Sharpe, 1938; Nemcok et al., 1972; Hutchinson, 1988; Sassa, 1989; Cruden and Varnes, 1996).

Les risques gravitaires rocheux, peuvent être classifiés suivant leur volume en trois catégories : la chute de blocs, l'éboulement rocheux et les avalanches rocheuses (Keaton, 2012)[2].

La chute de blocs que l'on appelle dans le milieu anglophone « Fragmental rockfalls » (Evans and Hungr, 1993)[2], se caractérise par le détachement d'une masse rocheuse dont les éléments, en nombre limité, interagissent lors de la phase de propagation principalement avec le relief (pas d'interaction entre blocs).

Les éboulements rocheux sont présentés comme des mouvements gravitaires de taille intermédiaire (< 10 000 m3) mais extrêmement rapides (vitesses > 5 m/s) où un comportement en masse – inter granulaire – est clairement identifié (Bourrier, 2008)[2], et dont l'origine et le mouvement résultent de surfaces de discontinuité facilement identifiables. En général, ces phénomènes sont peu étudiés dans la littérature comparativement à ceux de type « Fragmental rockfalls ».

Enfin, les avalanches rocheuses consistent en des mouvements gravitaires de très gros volumes (>10 000 m3) dont le comportement peut être assimilé à celui d'un fluide, de la même manière que les avalanches de sol ou de neige. Pour ces phénomènes, de nombreux modèles d'analyse ont été proposés ces dernières années et appliqués à des cas réels (Scavia et al., 2010; Pirulli, 2005; Mckinnon et al., 2008)[2]. On y reviendra plus en détail dans la session « modèles numériques continus ».

Certaines classifications comme celle proposée par (Varnes, 1978)[2] prennent en considération le mode de rupture (*Figure 1.1*). On distingue ainsi (*Figure 1,2*) des mécanismes aussi 20 variés que l'effondrement, le basculement ou la propagation en masse ou en blocs isolés. Bien souvent, ces phénomènes peuvent être couplés les uns aux autres, ce qui les rend encore plus difficiles à appréhender (IGME, 1997)[2].

Movement type	Rock	
Fall	1. Rock fall	
Topple	4. Rock topple	Rockslide
Rotational sliding	7. Rock slump	
Translational sliding	10. Block slide	
Lateral spreading	13. Rock spread	
Flow	15. Rock creep	Rock avalanche
Complex	27. Rock slide-debris avalanche	

Tableau I .1.1 : Classification des mouvements gravitaires rocheux proposée par (Varnes, 1978) [2]

La classification proposée par (Hungr et al., 2013)[2], est dérivée de la classification proposée par (Varnes, 1978)[2]. Elle regroupe tous les mouvements gravitaires, y compris ceux concernant les sols, en fonction du mode d'instabilité à l'origine de l'événement et en fonction de la nature du risque que ces événements peuvent représenter pour les populations. Cette classification, plus complète que celle proposée par (Varnes, 1978)[2], fait suite aux derniers développements technologiques et informatiques (par exemple la photogrammétrie, les analyses sismiques, les simulations numériques, etc.) qui ont permis une meilleure analyse et détection des sources d'instabilité ainsi que leur suivi dans le temps, ce qui était très difficile il y a encore quelques années. Les mouvements gravitaires peuvent alors être identifiés selon différents mécanismes de rupture, dont certains très complexes. On cite à titre d'exemple : le basculement, le glissement sur dièdre, le flambage, et bien d'autres



Figure I. 1.2 : Mécanismes de rupture et mouvements associés. Adaptation du modèle présenté par (Corominas and García Yagüe, 1997) [3]

Par ailleurs, (Hungr et al., 2013)[3], associe le terme « chute de blocs » (Rockfall) [3], au phénomène qui décrit un mouvement de masse rocheuse dont le comportement résulte de la propagation de blocs rocheux isolés, même pour des événements pour lesquels un mouvement en masse a pu être identifié au début du phénomène. Ce choix est justifié par le fait qu'il existe des mouvements de masses rocheuses où un comportement inter granulaire est présent au début

du phénomène, mais dont le risque majeur est lié aux particules rocheuses isolées, et non à la masse rocheuse principale. Dans cette situation, le risque étant fonction des blocs isolés et non de la masse rocheuse dans son ensemble, le phénomène sera appelé « rockfall » ou « chute de blocs » en français, au lieu de « rockslide » ou « éboulement rocheux » en français (Hungr et al., 2013)[3]. De ce fait, d'après la nouvelle classification proposée, la frontière entre chute de blocs et éboulement rocheux de volume intermédiaire est très mince et porte principalement sur le type d'interaction prédominant (bloc/sol ou bloc/bloc). Cette nouvelle nomenclature ne fait pas actuellement l'unanimité et suscite de nombreuses discussions dans la communauté scientifique.

Type of movement	Rock
Fall	1. *Rock/ice* fall[a]
Topple	3. Rock block topple[a]
	4. Rock flexural topple
Slide	6. Rock rotational slide
	7. Rock planar slide[a]
	8. Rock wedge slide[a]
	9. Rock compound slide
	10. Rock irregular slide[a]
Spread	15. Rock slope spread
Flow	18. *Rock/ice* avalanche[a]
Slope deformation	28. Mountain slope deformation
	29. Rock slope deformation

Tableau I.1.3. : Classification des mouvements gravitaires proposée par (Hungr et al., 2013)

[3] Dans le cadre de ce travail de thèse, et par analogie avec les développements numériques récents, le terme « chute de blocs » fera référence aux mouvements rocheux qui englobent des mouvements de blocs isolés, alors que le terme « éboulements rocheux » sera utilisé dès lors qu'il existera une interaction inter granulaire ayant une influence sur le mécanisme de propagation de l'ensemble.

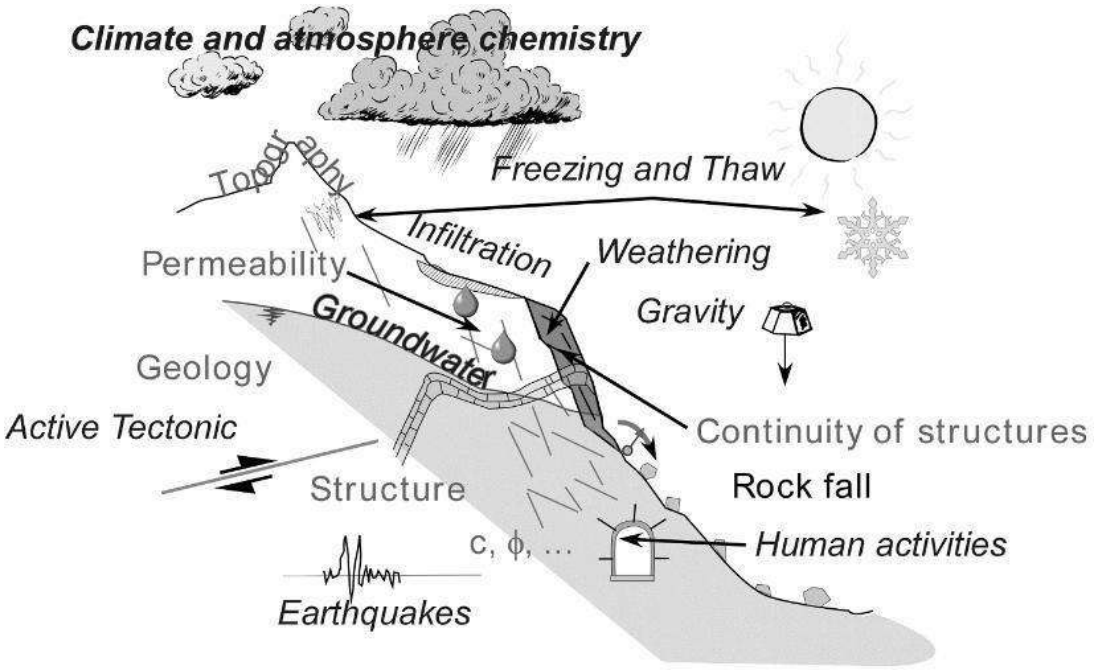


Figure I.1.4 : Phénomènes naturels et artificiels qui donnent lieu à des risques gravitaires rocheux (Volkwein et al., 2011) [3]

Dans la littérature, il existe une certaine complexité dans la compréhension du mot « cause » lorsque l'on veut parler de risques gravitaires rocheux. En effet, celui-ci peut être associé aux phénomènes externes qui ont favorisés l'apparition ou le développement d'un risque comme un séisme ou le vent, mais aussi lié à des phénomènes internes, propres à la mécanique du matériau concerné. En présence d'un éboulIment rocheux on peut dire, par exemple, qu'il s'est produit à cause d'une pluie très forte mais aussi à cause du basculement d'un pan de falaise rocheuse. A ce niveau, il existe donc plusieurs causes qui impliquent la mécanique à la rupture des roches et des discontinuités.

En termes de propagation et de dynamique, ces mécanismes de rupture, dont les principaux ont été présentés sur la *Figure 1.2* [3], sont particulièrement importants car ils permettent de définir les volumes, la forme et la taille des blocs impliqués dans le phénomène de propagation. Ces grandeurs ayant un rôle important sur les mécanismes de propagation (Cuervo et al, 2014)[3], on reviendra sur ces caractéristiques dans la session « compréhension du phénomène physique de propagation » pour analyser plus en détail l'importance des mécanismes de la rupture dans la propagation des masses rocheuses.

La dangerosité de ces phénomènes est liée au volume très important de roche impliqué, notamment lorsque la zone de rupture est très étendue. A titre d'exemple, un éboulement unique

peut comprendre un volume compris entre 100 à 100 000 m3, ce qui à l'échelle humaine, peut être comparé à une avalanche de blocs atteignant la taille d'un éléphant adulte.

L'évolution du phénomène va dépendre de phénomènes géologiques mais aussi géométriques. Par exemple, en fonction de la déclivité du terrain et de la rugosité de surface, la masse rocheuse peut être animée par des mouvements de translation, des tressautements, des roulements ou des glissements. En général, les blocs rocheux de grande taille ont une force destructrice énorme sur leurs tracés de chute et de propagation. Néanmoins, par rapport aux conséquences et au regard des vitesses élevées constatées, une chute de blocs de petite taille peut déjà être mortelle.

Lors d'un éboulement, les zones impactées peuvent être vastes et les répercussions importantes, que ce soit sur le site lui-même, les infrastructures ou les populations (amas de remblais importants, détériorations et modifications du terrain). Ils ont aussi des conséquences économiques importantes : fermetures de voies routières ou ferrés dans des sites touristiques ou industriels. La multiplicité des causes et le nombre insuffisant de sites analysés montre toute la complexité liée à la prévention de ces risques.[3]

I.4. DEMARCHE D'ANALYSE DE RISQUES GRAVITAIRES ROCHEUX :

I.4.1. Compréhension du phénomène physique de propagation :

Avant d'aborder les différentes méthodes qui ont été proposées pour analyser la dynamique des masses rocheuses en mouvement, il est très important de comprendre d'abord ce qui se passe quand un tel phénomène a lieu et ce que l'on cherche à simuler. On remarquera que les modèles existants, de même que celui qui est proposé dans le cadre de cette thèse, utilisent un certain 28 nombre d'hypothèses qui cherchent à simplifier le problème en fonction des besoins (en restant le plus réaliste possible) ou à faire face aux limites et contraintes (numériques ou naturelles) qui peuvent subsister.[4]

On peut décomposer le phénomène d'éboulement rocheux en trois phases principales (*Figure 1.5* [4]) :

- *Phase 1 : déclanchement*. D'un point de vue physique, un éboulement rocheux a lieu principalement lorsqu'une masse rocheuse se désolidarise d'un pan de falaise. Ce détachement résulte de mécanismes complexes liés à la mécanique des matériaux mais surtout à la mécanique de la rupture des discontinuités qui définiront la forme, la taille et le volume des blocs impliqués dans le phénomène de propagation. Certains événements, comme celui du mont Néron à Grenoble (Bottelin et al 2014 [4]) sont évolutifs, c'est-à-dire qu'après un premier événement, il subsiste des zones instables qui représentent encore un risque potentiel d'effondrement. Le

suivi de ces massifs et de leur état de fracturation avant et après chaque évènement est très important dans la prévention et la compréhension des éboulements rocheux [4]

- *Phase 2 : propagation*. Cette phase correspond au comportement dynamique des blocs rocheux entre la phase de décrochement et jusqu'à ce que la masse ou les blocs rocheux s'arrêtent définitivement. Divers modes d'interactions surviennent pendant la phase de mouvement :

-Des interactions entre la masse rocheuse et le substratum que l'on appelle couramment dans la littérature interaction bloc-sol (Nicot and Lambert, 2011[4]),

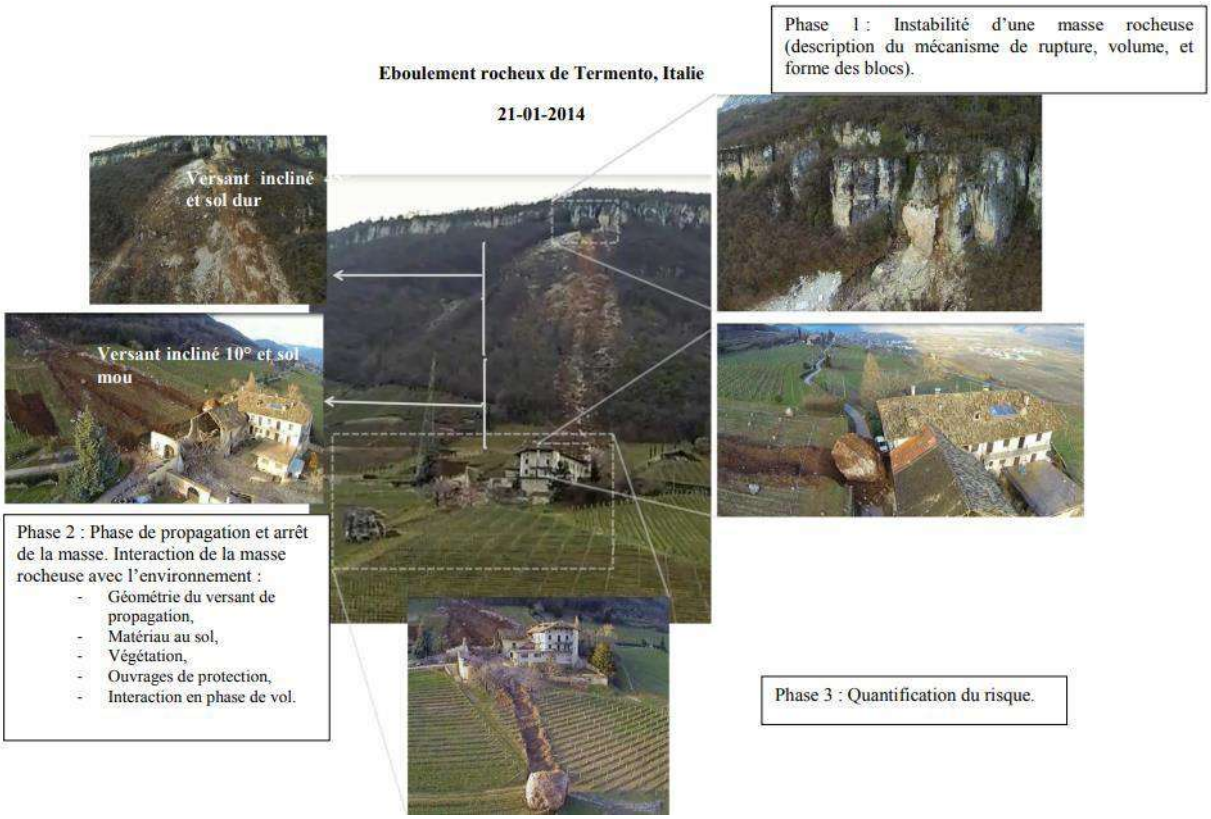
-Des interactions inter-granulaires au sein de la masse rocheuse,

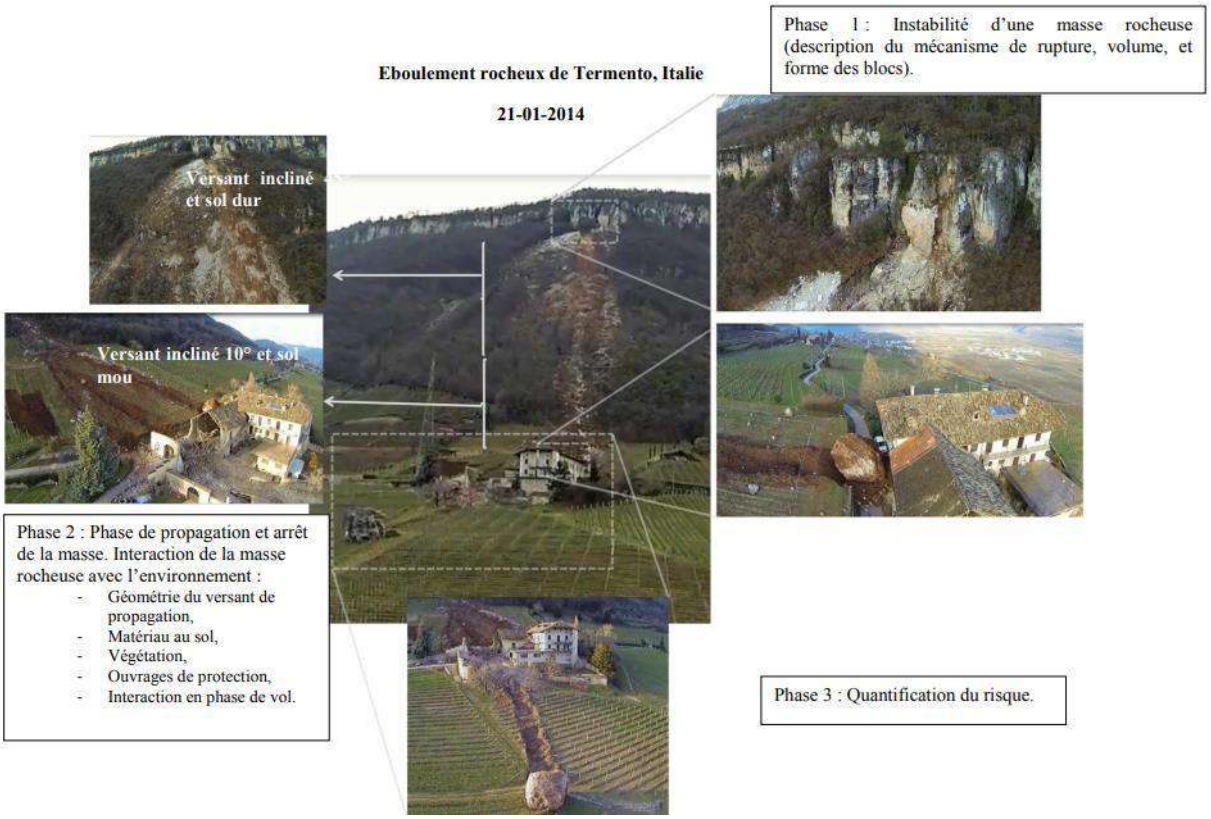
-Des interactions entre la masse rocheuse et la végétation en place,

-Des interactions entre la masse rocheuse et les ouvrages de protection ou les infrastructures,

-Des interactions en phase de vol avec le vent ou la pluie

Ces interactions se font par une combinaison de phénomènes divers que l'on peut résumer principalement en impact, frottement et roulement . Vu la nature très complexe de ces interactions, des phénomènes tels que la fracturation des blocs rocheux en phase de propagation, des interpénétrations dans le sol avec plastification du matériau ou de la dissipation d'énergie lors des chocs peuvent avoir lieu. Tous ces phénomènes sont fortement influencés par la géométrie du versant rocheux ou la présence des discontinuité.[4]





- Figure I.1.5 :Les phase principale de l'éboulement rocheux .[4]

I.5. Propriété des roches d'un versant instable :

Classification des roches : intérêt théorique

Propriétés : action sur

- transformation de la surface de la Terre (érosion, altération)
- formation du sol
-nature de la végétation
- nature et stabilité des reliefs, des pentes, résistance aux efforts mécaniques
- stockage et circulation de l'eau

I.5.1. Propriétés physiques :

Elles dépendent de l'organisation interne (texture, structure) et de la composition minéralogique.

Les notions de structure et de texture dépendent de l'échelle d'observation et du type de roche

- r. sédimentaires: texture = arrangement des grainsstructure: disposition en grand (lit, corps sédimentaires)
- r. magmatiques: texture confondue avec structure= disposition des minéraux

La disposition des éléments peut produire des surfaces de discontinuité et des espaces vides (pores).

* Roches plutoniques

(exemple:granite)

entièrement cristallisées, cristaux jointifs sans espaces vides, compactes et rigides, pas de porosité en petit (échelle du grain); en grand des fractures (diaclases) dues aux variations de température superficielle (dilatation différentielle) et aux efforts mécaniques (tectonique) qui facilitent la circulation de l'eau et l'altération. Conséquences : roches rigides mais cassantes aux efforts mécaniques bons matériaux de remblai (gravillons) et pierres de construction roches poreuses en grand (porosité de fracture) et perméables si les fractures sont concourantes (recherche de l'eau en pays granitique).

* Roches volcaniques

-coulées de laves (exemple: basalte)roche cristallisée, en petits cristaux (microlithes), avec des fentes de retrait (refroidissement rapide) et des vacuoles .Coulées successives stratifiées (surfaces de discontinuité)comportement mécanique voisin des r. magmatiques (rigide) porosité et perméabilité de fracture en plus des joints de stratification .matériaux de construction (ballast)

- projections (ex.: tufs volcaniques) roches meubles ou consolidées, souvent mal cristallisées (refroidissement très rapide, parties amorphes), stratifiées .Propriétés des roches sédimentaires: grande porosité et perméabilité.

-R. meubles en accumulation instable facilement érodables (cendres volcaniques).

- R. consolidées plus rigides (ex.: ignimbrites) pouvant servir de pierres de construction (Andes).

* Roches sédimentaires

- Roches meubles (exemple: alluvions, éboulis) grains indépendants, donc grande érodabilité, instabilité sur les pentes. grande porosité (pores entre les grains) mais perméabilité variable: argiles imperméables .rocheà grains fins gorgée d'eau forme un fluide visqueux qui peut s'écouler. Dans certains cas, la viscosité peut diminuer à la suite d'une vibration (séisme, marche d'un animal ou d'un homme): c'est le phénomène de thyxiotropie observé dans les vases et sables fins ("sables mouvants"). déformation souple, pas de fracture possible. Déformation sous l'effet de la pesanteur, sur une pente (glissement de terrain), sous l'effet de la surcharge des sédiments sus-jacents (diapirisme, volcans de boue)circulation des fluides chargés de matière en solution peut provoquer la consolidation de ces sédiments meubles qui changent de propriétés (en particulier deviennent plus stables).

Généralement bons aquifères (sauf pour les argiles qui constituent les horizons imperméables) mauvaise stabilité mécanique.

*Roches consolidées (exemple grès, calcaire massif)

Les grains soudés entre eux par un ciment donnent un ensemble compacte et rigide (comme une roche plutonique) mais toujours une porosité par les espaces inter-granulaires et les surfaces

de stratification comportement mécanique rigide, fractures, plan de stratification aide au débitage pour la taille, peut favoriser le glissement sur les pentes, l'érosion surtout si couches superposées de lithologie différente (calcaire sur argile). porosité primaire: espace inter granulaire au dépôt du sédiment respecté par la cimentation porosité secondaire par dissolution en surface (altération) ou en profondeur (diagénèse) porosité localement nulle si la cimentation est totale (exemple quartzites) cas des calcaires dissous localement par les eaux d'infiltration qui établissent un réseau karstique et des poches de dissolution où s'accumulent les argiles primitivement dispersées dans le calcaire. cas de la craie en Picardie: porosité inter granulaire et porosité de fracture donnant une perméabilité (nappe de la craie); rôle des niveaux argileux imperméables intercalés.cas particulier des roches solubles (gypse, sel).

* Roches métamorphiques

selon le degré de métamorphisme (température et pression):

- roches sédimentaires peu transformées; nouvelles cristallisations diminuent la porosité; réorientation des minéraux poduisant des plans de schistosité qui modifient le comportement mécanique (plus grande fragilité si lits micacés) ex.: les schistes (ardoises)
- roches sédimentaires tés métamorphisées et roches magmatiques: faciès gneiss proche des granites. comportement rigide, porosité de fracture.[6]

I.5.2 Propriétés chimiques :

Influencent la destruction de la roche et la formation de nouveaux minéraux au cours de l'altération superficielle, donc la composition du sol et le type de végétation.

2 grands groupes de roches du point de vue chimique:

Les roches siliceuses et silico-alumineuses, les roches carbonatées.

* roches siliceuses et silico-alumineuses

- Roches siliceuses (quartzeuses) contiennent peu d'éléments en plus de la silice; donnent des sols pauvres.

- roches silico-alumineuses contiennent de nombreux minéraux secondaires libérant des éléments qui peuvent se retrouver dans le sol. Le type de sol dépend en dernier ressort du climat.

Dans certains cas, la concentration de certains éléments-traces dans le sol favorisent le développement de plantes caractéristiques qui servent alors de guide de prospection. Les roches magmatiques basiques sont plus riches en éléments variés. Les roches volcaniques, généralement très altérables, donnent des sols fertiles.[6]

* roches calcaires

La liste des éléments chimiques contenus est bien différente (Ca++, Sr++, Mg++...) Altération: dissolution des carbonates par les eaux acides (pluie avec CO2). Les minéraux non carbonatés, surtout les argiles, les amas siliceux, s'accumulent (argile à silex pour la craie) et donnent des sols argileux. Les calcaires pures ne laissent peu d'éléments chimiques sur place à l'altération: les sols caractéristiques sont des rendzines contenant beaucoup de matière organique (ex.: sol des montagnes calcaires). Sur calcaires, végétation calcicole caractéristique. [6]

* roches salines

Sols et végétation particulière [6]

I.6. FACTEURS D'INSTABILITE :

L'analyse détaillée des mouvements de terrain permet de mettre en évidence certaines conditions de site favorables à l'apparition de tel ou tel phénomène d'instabilité. On peut classer ces facteurs d'instabilités en deux catégories :

- les facteurs permanents : ou très lentement variables, caractérisant la prédisposition d'un site aux instabilités (relief, nature géologique ...) .
- les facteurs variables dans le temps (précipitations, séismes par exemple), pouvant jouer le rôle de déclencheur des mouvements.

II est à noter que seuls les facteurs permanents sont pris en compte dans la cartographie d'aléa.

I.6.1. Facteurs permanents ou très lentement variables (de prédisposition) :

Les principaux facteurs permanents (inhérents au milieu) sont :

- la pesanteur qui constitue le moteur essentiel des chutes de blocs .
- la lithologie et l'agencement des matériaux au sein des formations. Les lithologies des terrains régissent assez directement leur susceptibilité vis-à-vis des chutes de blocs II faut également considérer des formations non principalement rocheuses mais pouvant comporter un terme

rocheux qui peut occasionner des mouvements. C'est en particulier le cas des formations tertiaires constituées d'alternances argileuses ou marneuses et de conglomérats, grès ou calcaires notamment [7].

- la structure des terrains : que ce soit à l'échelle de l'empilement des formations géologiques (contact entre les marnes du Trias et les dolomies liasiques) ou à l'échelle de l'affleurement de talus routier (alternance de bancs de calcaires décimétriques et joints argileux centimétriques), la structure des terrains joue un rôle essentiel dans la prédisposition à tel ou tel type de mouvement de terrain. Au-delà de ces séquences stratigraphiques (dépôts successifs des couches géologiques), les discontinuités d'origine tectonique (failles, fractures, fissures) affectent l'ensemble des formations et conditionnent également leur prédisposition à l'apparition de mouvements de terrain. La densité de fracturation, l'orientation et le pendage des couches conditionnent le type de mouvement et les volumes susceptibles de s'ébouler par exemple [7] :

- la morphologie des terrains puisque la gravité est le moteur principal : la morphologie conditionne en grande partie l'apparition des chutes de blocs. Plus que la pente, ce sont les zones de fort gradient de pente qui sont les véritables indicateurs de zones de rupture potentielle puisqu'elles traduisent assez bien les ressauts de la topographie (falaises, escarpements) .

- le couvert végétal : la présence de couverture végétale peut assurer un rôle bénéfique, sans le surestimer, dans la limitation de la propagation des éléments rocheux - de petite taille - en versant (cas des zones boisées). A l'inverse, par action mécanique, les racines profondes peuvent s'insinuer au sein des fractures rocheuses d'un versant et contribuer à sa déstabilisation.[7]

I.6.2Facteurs variables dans le temps (de déclenchement) :

Ces principaux facteurs variables dans le temps déclenchent l'instabilité ou provoquent une accélération marquée des mouvements conduisant à la rupture. On distingue [7] :

- l'eau, dont les variations dans le sol (infiltration) et en surface (ruissellement) résultent des précipitations. On peut noter que les précipitations (pluie, neige) ne sont pas directement responsables des mouvements qu'elle déclenchent maigrissent sur les variations d'eau s'infiltrent ou ruisselant.

L'eau joue plusieurs rôles et son action affecte de manière différente le comportement des terrains concernés :

-action mécanique : par ruissellement entraînant les particules de sols (ravinement, érosion entraînant le déchaussement de blocs en versant), par création de pressions interstitielles au sein des massifs fracturés modifiant l'équilibre mécanique des pentes ou par affaiblissement répété des massifs rocheux sous l'effet des cycles gel-dégel.

-action chimique et physico-chimique : par altération des roches (hydraulique se conduisant à la formation d'argiles au sein des zones de fractures) et modification du comportement mécanique des dièdres rocheux par exemple ou par dissolution des roches gypsifères ou carbonatées[7] .

Ces processus sont lents (quelques dizaines d'années pour le gypse à plusieurs milliers d'années pour l'altération ou la karstification) et pourraient également être assimilés à une action qualifiée de permanence

-la température : et surtout ses variations. II est admis que les contrastes de température accentuent le déclenchement de chutes de pierres et de blocs par les dilatations différentielles qu'ils provoquent. Mais ce sont surtout les périodes de gel-dégel qui contribuent à l'apparition de phénomènes par augmentation des contraintes mécaniques des zones gélives [7].

En relation avec ces points, on peut noter dans certaines zones, une différence des fréquences de mouvements selon l'orientation des versants, les versants orientés vers le sud subissant des contrastes journaliers élevés et des événements en général plus fréquents que ceux exposés vers le nord,

-les séismes : les vibrations provoquées par les séismes peuvent être responsables du déclenchement d'éboulements, soit par action directe (accélération de sol affectant le sol et modifiant l'équilibre statique des pentes), soit par action indirecte en modifiant les écoulements souterrains et les pressions interstitielles par exemple(tarissement / apparition de source).[7]

-l'action humaine : peut être considérée comme un des facteurs principaux de déclenchement des phénomènes d'instabilités quels qu'ils soient.

On peut notamment signaler :

Les modifications de la morphologie des versants naturels par les travaux de terrassement (création et reprofilage de talus routier,

-ébranlements provoqués par les tirs de mines provoquant des chutes de pierres et de blocs .

-d'autres facteurs, peuvent favoriser plus indirectement les chutes de blocs et en particulier les incendies qui modifient le couvert végétal et accentuent le risque d'érosion lors de précipitations futures ou qui peuvent conduire à l'éclatement d'éléments rocheux, le déboisement qui modifie également la capacité de rétention des sols, le vent qui engendre, en surface, le long de racines s'immisçant dans les fractures, des vibrations du massif rocheux au voisinage d'arbres implantés en tête de falaise par exemple, et plus marginalement le fouissement d'animaux participant à l'érosion des sols et la remobilisation de blocs en versant [7]

Chapitre II

II.1 Introduction :

Pour garder une vue d'ensemble sur la finalité de la démarche, les différentes étapes du processus sont énoncées brièvement ci-après, le détail étant accessible dans les chapitres concernés.

La méthodologie de l'étude spécifique proprement dite procède d'une approche par couches successives d'informations, démarche permettant de bien identifier les étapes du travail et d'éviter de recommencer les mêmes choses, notamment dans le cas, très courant, d'interventions successives sur un même site.

On distingue chronologiquement la couche sources et la couche évaluation qui font appel toutes les deux à des investigations sur le terrain et à des collectes de documents[8]

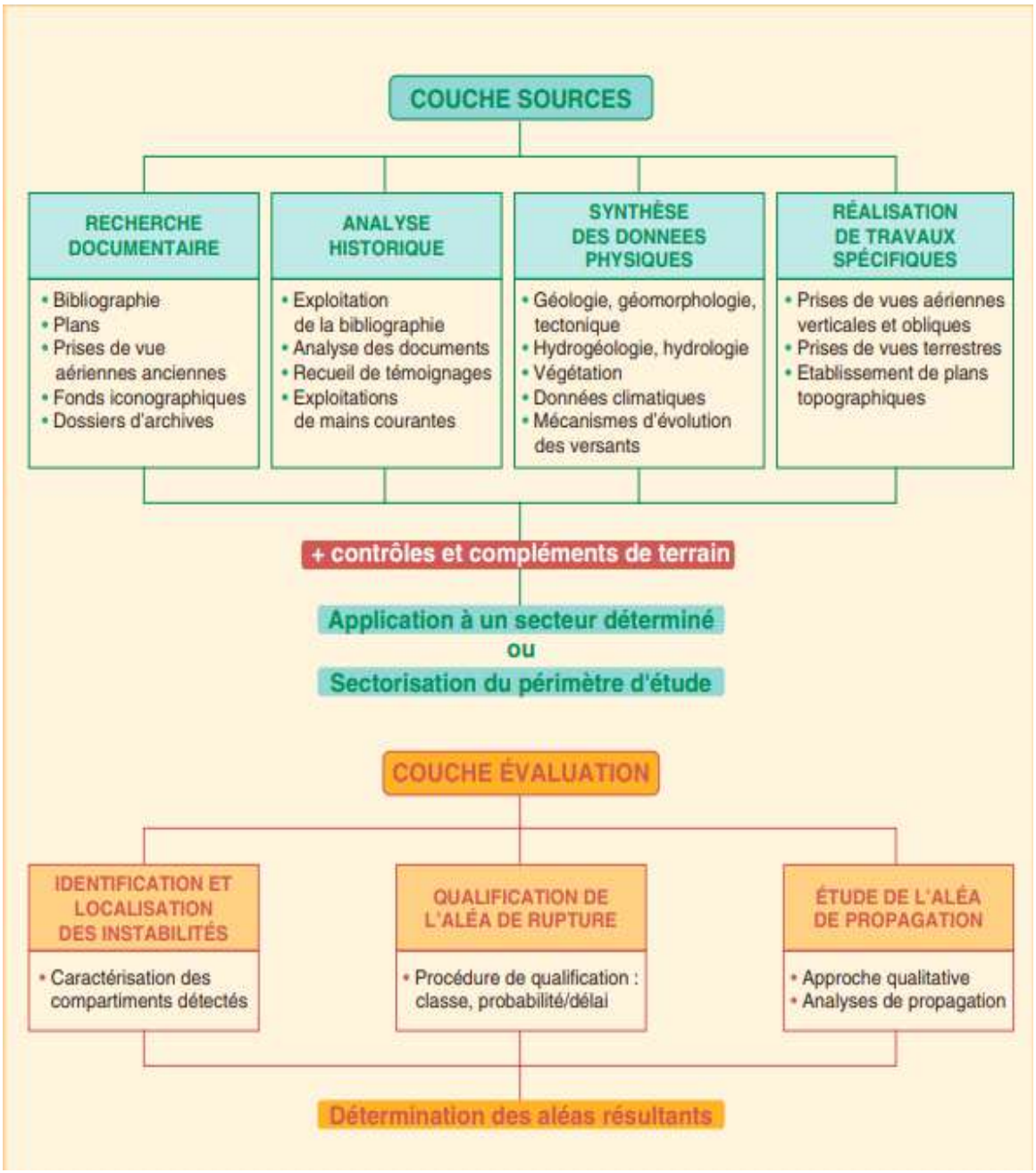


Figure II.1 : diagramme présentant les principaux éléments d'une étude de risque rocheux[8]

II.2. les approches :

II.2.1 Approche géologique :

II.2.1.1 Définition :

L'approche géologique consiste à analyser des données lithologiques, stratigraphiques et de l'histoire géologique régionale en vue d'établir le contexte géologique d'un site. Cette approche ne peut se concevoir sans compléments sur le terrain.[3]

II.2.1.2 Objectifs :

- Établir un modèle géologique d'ensemble et des modèles locaux représentatifs des différents secteurs ou sous-ensembles identifiés sur le site d'étude,

- déterminer les éléments dominants de l'histoire géologique du site (histoire tectonique, phases glaciaires),

- caractériser les éléments représentatifs du style tectonique à l'échelle régionale.[3]

II.2.1.3 Méthode :

- Analyse des cartes géologiques (1/50 000, 1/80 000) et consultation des guides géologiques régionaux (éditions Masson, Dunod, etc.),

- recherche des travaux d'études faits sur un secteur (projets routiers, recherche appliquée, diplôme universitaire, etc.),

- analyse bibliographique (manuels, publications, thèses, monographies, autres études ou campagnes de reconnaissances antérieures),

- un levé géologique du site peut s'avérer nécessaire, en particulier lorsque les données existantes sont soit insuffisantes, soit insuffisamment différenciées, soit erronées. De toutes façons, il convient de contrôler la carte géologique officielle qui peut être imprécise, voire obsolète dans certains cas,

- l'exploitation des observations géologiques d'ensemble sur les sites environnants peut être précieuse,

- dans les cas où la géologie est complexe, il est souhaitable de solliciter le concours d'un géologue universitaire ayant une forte expérience régionale.[3]

II.2.2 Approche structurale :

II.2.2.1 Définition :

Bien qu'elle soit une partie de l'approche géologique, l'approche structurale a été volontairement séparée de la précédente, compte tenu de son importance. Elle consiste à identifier les traits caractéristiques de la structure (accidents géologiques, glissements, chevauchements, directions de fracturation) à différentes échelles (du local au régional) et à déterminer leurs relations avec les traits morphologiques observés. La pratique a montré qu'une étude structurale était difficilement concevable sans l'apport de la photo-interprétation. Les

photographies aériennes verticales sont disponibles auprès de l'IGN (échelles courantes du 1/20 000 à 1/30 000, et localement missions particulières du 1/4 000 au 1/15 000). Le recours à l'utilisation des images satellitaires est plus occasionnel compte tenu du caractère souvent réduit des secteurs d'étude et du prix de ces images. À une échelle plus locale, il est possible d'utiliser des photographies prises du sol ou par survol en hélicoptère avec un axe horizontal ou oblique[3] .

II.2.2.2 Objectifs :

- Établir un modèle structural d'ensemble et des modèles locaux représentatifs des différents secteurs ou sous-ensembles,

- identifier les différents systèmes de discontinuités, leur hiérarchie, leur organisation et leur signification sur le plan tectonique (caractérisation du ou des styles de discontinuités).[3]

II.2.2.3 Méthode :

- Photo-interprétation (établissement d'esquisses structurales synthétiques),

- analyse des données morphologiques (plans, modèles de terrain),

- levers particuliers effectués lors des reconnaissances détaillées sur le site (cohérence d'ensemble des données structurales),

- prises de vues des éléments représentatifs,

- application des outils de la géologie structurale (mesures systématiques à la boussole et au clinomètre, stéréogrammes) .et de la microtectonique (stries, linéaments, etc.),

- utilisation d'outils de représentation spatiale et statistique.[3]

II.2.3 Approche hydrogéologique, hydrologique et climatique :

II.2.3.1 Définition :

Étude des apports hydriques et des écoulements hydrauliques dans les massifs et sur les versants. Étude des régimes karstiques dans les massifs calcaires. Le cas échéant, étude hydro-dynamique en contexte de frange littorale (marnage, courants, choc des vagues, etc.).[3]

II.2.3.2 Objectifs :

- Caractériser les apports hydriques, leur nature, régime et importance, les conditions d'infiltration de l'eau, etc.,

- déterminer les écoulements à l'intérieur du massif à partir des écoulements et des manifestations hydrologiques superficielles : exutoires, alimentation, etc.,

- définir les configurations climatiques agressives (gel, dégel, contrastes thermiques, etc.),[3]

- identifier, le cas échéant, les sources des données hydro-météorologiques (AlgérieMétéo, sociétés de spéléologie, EDF, etc.).[3]

II.2.3.3 Méthode :

- Caractérisation hydro-météorologique :

- nécessaire lorsque l'influence d'une commande hydraulique apparaît probable,
- recueil des données auprès des services de la météorologie et des organismes compétents (EDF, stations de sports d'hiver, CEMAGREF, etc.),
- analyse des données par décades et caractérisations des événements,
- la prise en compte des données climatiques historiques peut permettre de caler un modèle ou un événement particuliers.

- Caractérisation hydrogéologique du site (étude spécifique si commande hydraulique envisagée) :

- bassin versant hydrogéologique : croisement des données topographiques, géologiques et structurales (+ éventuellement sondages, reconnaissances géophysiques),
- réseaux d'écoulement : géométrie en liaison avec les données structurales, régime (identifier si de type karstique ou non),
- réservoir : évaluer le volume de stockage en relation avec les données géostructurales,
- exutoires : recensement et localisation, observations à différentes saisons (étiage, alimentation, colmatage par le gel, etc.),
- données climatiques (plus particulièrement température). Lorsque les phénomènes cycliques de gel-dégel apparaissent critiques, une analyse particulière des données climatiques représentatives du site sera nécessaire. Recueil auprès des stations météo et interprétation des données en tenant compte des conditions locales du site et des données climatiques des années précédentes.[3]

II.2.4 Données relatives au couvert végétal :

II.2.4.1 Définition :

Identification et caractérisation du couvert végétal des versants : espèces, types d'associations, densité, évolution prévisible ou possible (incendies, exploitation forestière, etc.).[3]

II.2.4.2 Objectifs :

- Préciser à partir de l'analyse du couvert végétal et en complément de l'approche morphologique, certains éléments (contacts géologiques, niveaux aquifères soulignés, etc.) relatifs à la géologie et l'hydrogéologie. Ces critères sont à interpréter avec prudence (attention aux artéfacts).

, - aider à l'identification des zones instables (zones en mouvement, zones non colonisées liées à des éboulements actifs),

- identifier les zones dans lesquelles les racines des végétaux jouent un rôle dans la dislocation du massif,

- évaluer la contribution éventuelle de la végétation à la protection du versant (nature, taille, densité des peuplements).[3]

II.2.4.3 Méthode :

- Exploitation des photos aériennes et des plans,

- observations au sol,[3]

II.2.5 Mécanismes d'évolution des versants rocheux

II.2.5.1 Définition :

Identification des principaux phénomènes actifs (Fig. 2) et des processus d'évolution qui les régissent à l'échelle du site.

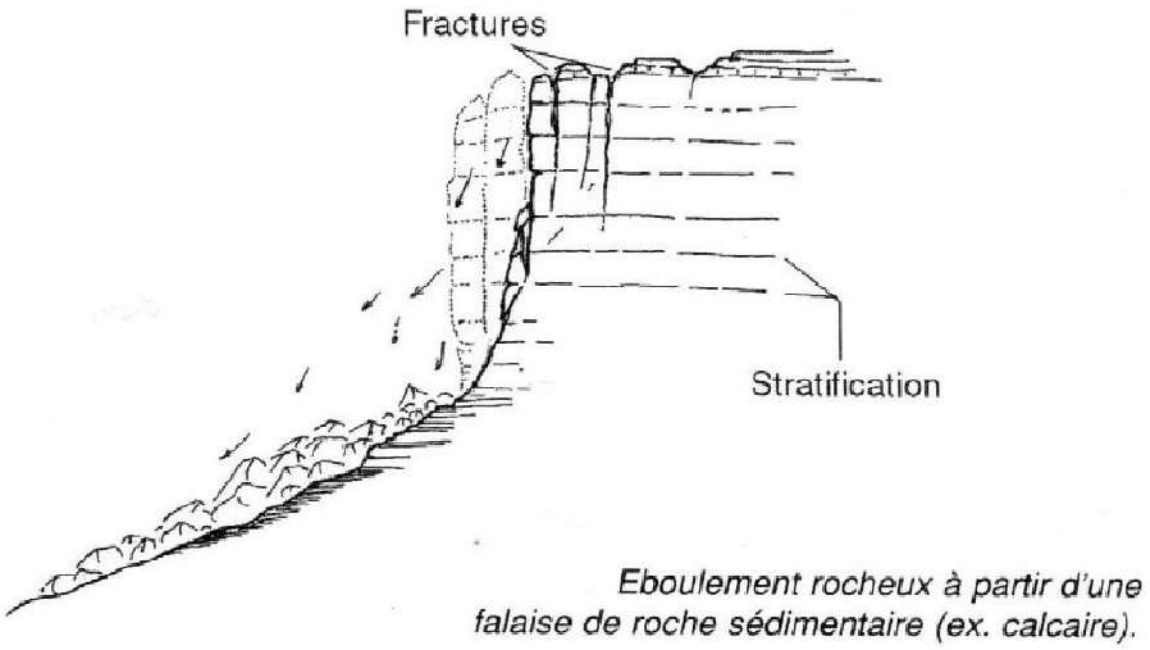


Figure II. 2 :éboulement rocheux a partir d'une falaise de roche sédimentaire [9]

II.2.5.2Objectif :

- Mise en évidence des mécanismes dominants sur le site (exemple : éboulements régressifs, grands écroulements, altération superficielle, érosion, chutes de blocs isolés, effet déstabilisateur de la végétation, etc.) par le relevé et l'observation des indices d'évolution

- croisement des mécanismes d'évolution avec les autres informations de la couche sources.[3]

II.2.5.3Méthode :

- Synthèse des éléments provenant des approches morphologique, géologique, structurale, historique,

- observations de terrain (lors de la reconnaissance générale),

- identification, typologie des mécanismes actifs .[3]

II.3. Etude géotechnique :

Une étude géotechnique consiste à définir toutes les caractéristiques mécanique d`un sol a partir d'un sol a partir d'essai in-situ et au laboratoire. Cette étude a pour but de :

¬ Définir avec précision la géologie du site étudié .

¬ Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leurs pendages.

¬ Définir la forme générale de la masse en mouvement et donc la position de la surface de glissement. (fig 3)

¬ Mesure les caractéristiques mécaniques des couches de sol rencontrées.

¬ Repérer le niveau piézométrique des formations aquifères.[9] [10]

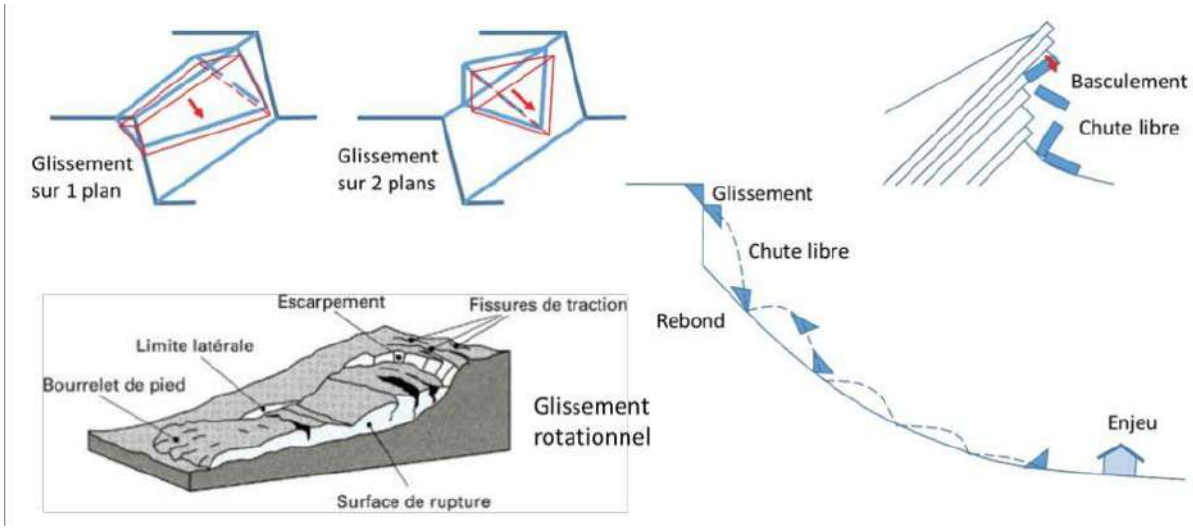


Figure II. 3 : type de mouvement de ponte. [9,10]

II.4. Les reconnaissances :

Les reconnaissances ont pour objectif d'évaluer les paramètres caractérisant le massif rocheux.

Elles sont de plusieurs natures :[3]

- reconnaissances géomorphologique (pentes, géométrie, hauteur de versant, présence de cavités en paroi) :
  -levés topographiques .
  -photogramétrie.
- levés structuraux (paramètres de discontinuités) :
  -relevés de discontinuités (nature, orientation, persistance, densités, géométrie, remplissage, ouverture) étude de photos aériennes .
  -études de discontinuités en sondage (étude de carottes, vidéo en sondages, RQD) .
  -étude de la position et de la géométrie de discontinuités par moyens géophysiques .
- reconnaissances géologiques (lithologie, stratigraphie) :
  -levés de terrain .

-carottages .

-sondages destructifs avec analyse des cuttings et enregistrement des paramètres de foration.

-Etude bilbligraphique de la typologie des éboulements rocheux et des modes de mptiure associés Applications aux remparts de l'île de La Réunion géophysique (électrique, sismique) .

-analyse minéralogique.

On notera que pour de nombreux auteurs, les paramètres géologiques jouent un rôle essentiel dans les instabilités .[3]

- recherches de cavités :

  -sondages .

  -géophysique (microgravimétrie, méthodes électriques, méthodes sismiques) .

  -reconnaissances hydrogéologiques (présence d'eau, teneur en eau, position de la nappe, vitesses de transit, perméabilité, chimie de l'eau, géométrie des écoulements) :

  -piézomètres .

  -humitube.

  -mesure de teneur en eau en laboratoire .

  -essais de perméabilité in situ (essai Lugeon, essai de pompage) ou en laboratoire .

  -micromoulinet -> mesure de débit; utilisation de traceurs .

  -analyses chimique sur prélèvements d'eau .

  -levés de résurgences en parois .
- conditions climatiques (précipitations, hygrométrie, température, vent) :

  -station météo (pluviomètre, hygromètre, thermomètre, anémomètre) .
- reconnaissances géomécaniques :
- à petite échelle :

  -essais de résistance à la compression simple avec mesure de module élastique .

  -. essais de résistance à la traction sur la matrice ou sur les discontinuités .

  -essais de fendage .

  -essais de cisaillement sur les discontinuités .

  -essais de gélivité .

  -identification et essais de cisaillement sur les matériaux meubles de remplissage .
- à grande échelle :

  -essais dilatométrique {-> module de déformation et coefficient des terres au repos) .

-mesure de contrainte au vérin plat {-> état de contrainte dans le massif) .

-essai pressiométrique simple (-> module de déformation en chargement) .

-essai pressiométrique cyclique (-> module de déformation en chargement et déchargement) .

-reconnaissances sismiques études de sismicité régionale à partir de donnée historiques ou instrumentales d'archives, ou d'approches probabilistes .

-acquisition sismique instrumentale sur le site d'étude .

En conséquence, la bonne compréhension des instabilités passe fondamentalement par une étude conjointe entre différents spécialistes : géologues, géomorphologues, géotechniciens, sismologues, hydrogéologues et hydrologues .

Enfin, il convient de souligner qu'une étude d'archives est essentielle avant d'engager des reconnaissances spécifiques. Cela permet de rassembler les données existantes générales ou particulières sur un site (par exemple, une connaissance pointue de la géologie offre une bonne approche pour l'évaluation de l'état de contrainte dans le massif - élément essentiel de l'étude), et ainsi de focaliser les reconnaissances sur les aspects manquants de l'étude.[3]

II.5 Conclusion :

D'après notre synthèse bibliographique nous pouvons déduire que pour chaque étude d'un versant naturelle il faut suivre plusieurs étapes qui nous permet de mieux comprendre le phénomène pour proposer ensuite la solution de confortement la plus favorable .parmi ces étapes on peut citer les suivantes :

¬ Etude géologique et géomorphologique.

¬Etude hydrologique et hydrogéologique.

¬ Etude géotechnique.

. ¬ Etude de stabilité.

La dernière étape est celle qui permet de proposer la solution la plus favorable pour le confortement du versant.[3]

chapitre III

III. 1introduction :

Ce chapitre présente les parades utilisées contre les mouvements de terrain, essentiellement les instabilités rocheuses.[11]

III.2. 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).[11]

III.3. type de parade :

III.3.1. Parade passive :[12]

Barrages

BA1 - Merlon

BA2 - Boite rigide de cailloux (Gabions)

Écrans

EC1 - Barrière fixe de grillage ou de filet

EC2 - Ecran pare-blocs

Fosses de réception

FR1 - Piège à cailloux

Déviateurs

DE1 - Grillage et filet pendus

DE2 - Grillage et filet déflecteurs (avec avaloir)

DE3 - Casquette ou galerie pare-blocs

III.3.2. Parade active :[12]

Suppression de la masse

SM1 - Purge

SM2 - Reprofilage et abattage

Stabilisation / Confortement

SC1 - Soutènement

SC2 - Ancrage

SC3 - Béton projetéSC4

Grillage et filet plaques

III.3.3. Parade passive/active :[12]

Dissipateurs

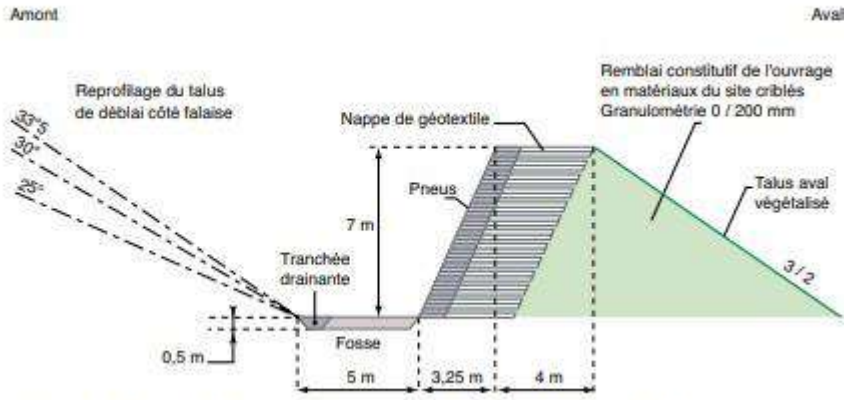
DI1 - Végétalisation – Boisement

III.4.Merlons et digues :

. III-4-1 DESCRIPTION :

Le terme "merlons" désigne en Francais les ouvrages massifs en surélévation, situé à l'amont de la structure à protéger et ceci quelle que soit l'importance de l'ouvrage. En Suisse, le terme merlon désigne les petits ouvrages en remblai ; les ouvrages plus importants, le plus souvent renforcés, sont appelés "digues" (positive). Les ouvrages en déblais, appelés en France fosse de réception, sont considérés en Valais et Vallée d'Aoste comme des digues négatives. Le déviateur latéral est un obstacle biais destiné à infléchir la trajectoire en plan d'un éboulement. Il s'agit souvent d'une levée de terre, donc une digue positive au sens valaisan et valdotain.[13]

Figure BA1.1
Merlon



Source : extrait du guide technique – Parades contre les instabilités rocheuses

[14] [13]

III.4.2Objectif Merlon :

C’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, voire très élevées (couramment 30000 kJ jusqu'à environ 150000kJ). Fosse : cette parade passive a pour objectif de capter et de stocker des pierres, des blocs isolés ou des éboulements importants. Il s'agit d'une excavation qui est réalisée immédiatement à l’amont de l’enjeu à protéger (très souvent associée aux digues positives). Déviateur : Parade passive ayant pour but de dévier latéralement, vers une zone à moindre risque ou vers des ouvrages de réception, la trajectoire de blocs ou masse rocheuses dévalant une pente ; le but n’est donc pas de stopper les blocs, mais de modifier leur trajectoire (le déviateur peut aussi avoir une action de freinage). Un déviateur latéral est utilisé pour :

- dévier en direction des zones où il n’y a pas de risques ;

- dévier quand il existe une lacune entre deux ouvrages de protection ne pouvant pas être traitée par un écran classique ;

- modifier les trajectoires dans les zones où les ouvrages de protection n’ont pas toute leur efficacité.[13]

III.4.3.Principe Merlon :

Elever dans le versant ou en pied de versant un obstacle massif, mais suffisamment déformable pour absorber l’énergie des masses en mouvement, et donc les arrêter. On entend par obstacle une levée ayant un parement amont à forte pente, pour éviter que les masses rocheuses ne remontent le talus en rotation, et possédant une masse propre suffisante pour résister aux impacts. Fosse : Aménagement par terrassement d’un volume de réception. La géométrie de la fosse doit être telle que les masses éboulées y soient piégées et stockées. Les caractéristiques géométriques et fonctionnelles peuvent varier dans un large domaine, en fonction de l’importance des éboulements .[13] [14]

III.5.Déviateur :

Il s’agit de placer en amont de la zone à protéger, une structure généralement en remblai, dont le parement amont est oblique par rapport à la trajectoire incidente. La direction du déviateur réoriente la trajectoire des masses interceptées dans une direction plus favorable. [13]

III.6.Ecran à structure rigide :

III.6.1. DESCRIPTION :

III.6.1.1. Objectif :

Cette parade consiste en 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.[13]

III.6.1.2. 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.[13]

III.6.1.3Description 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 (Figure 2), 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.[13] [14]

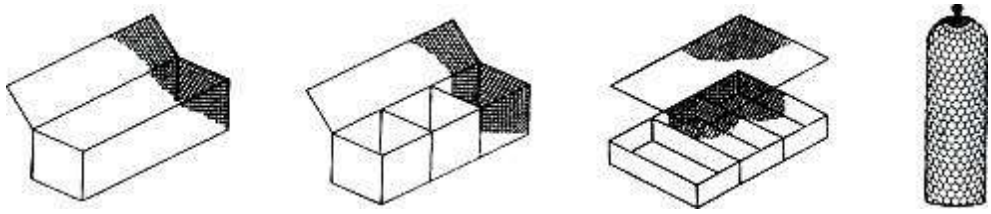


Figure **III.** *2*- Types de gabions [13] [14]



Photo III. *2 – Ecran rigide en traverses métalliques. A noter l'écran déformable de filets à anneaux ROCCO® situé à l'arrière.*[13] [14]

III.6.1.4. Theilly, commune de Lillianes, vallée d'Aoste. En 1961, un glissement de terrain a affecté le versant droit de la vallée du torrent Lys, à proximité du lieu-dit Theilly, dans la commune de Lillianes. L'aménagement et le confortement du versant ont été réalisés à l'aide de terrasses formées avec des écrans de gabions (Photo 3) et de drainages, eux-mêmes faits à l'aide de gabions.[13] [15]



Photo III. 3. Theilly, commune de Lillianes, vallée d'Aoste.[13] [15]

III.7.Barrière fixe de grillage ou de filet :

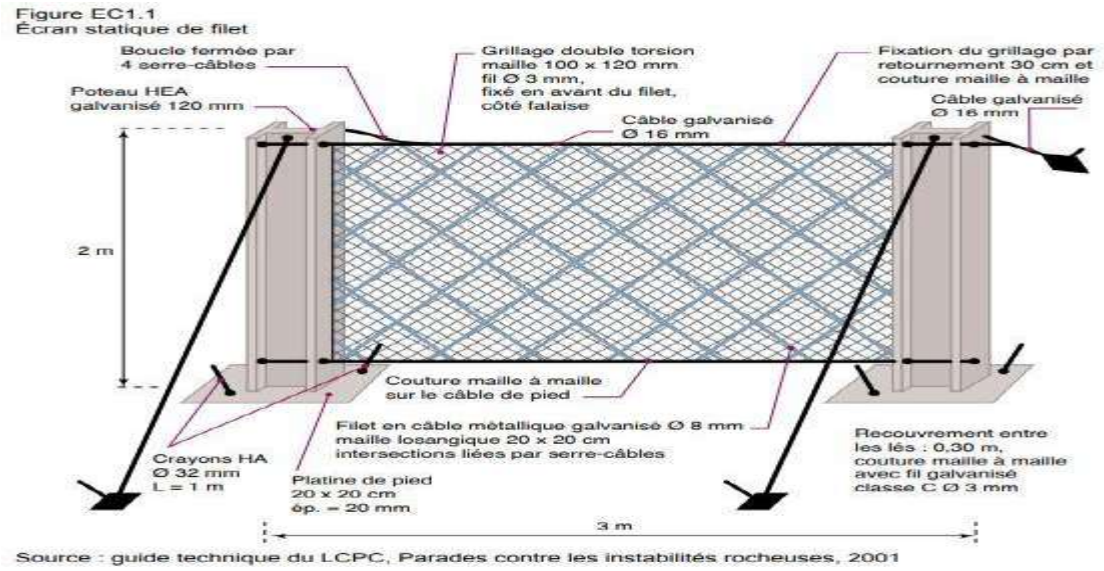
III.7.1. DESCRIPTION :

III.7.1.1. Objectif :

Parade passive, généralement implantée en pied de versant ou en crête de talus, dimensionnée et positionnée de manière à arrêter des chutes de blocs depuis une falaise ou depuis un éboulis.[13]

III.7.1.2. Principe :

L'ouvrage de protection est destiné à arrêter ou à ralentir les blocs en mouvement le long du versant. L'arrêt des blocs implique que la barrière puisse se déformer sans être endommagée, en assurant la dissipation de l'énergie d'impact. [13]



[13] [14]

III.7.1.3. Description technique :

Une barrière fixe de grillage ou filet est constituée par:

-Une structure d'interception, formée par un grillage simple ou double torsion à maille hexagonale, ou un filet métallique de 6 à 18 mm de diamètre, à maille carrée, losangique ou circulaire, ayant la fonction d'absorber directement l'impact du bloc et de se déformer en transmettant les sollicitations aux structures de liaison, de support et de fondation.

-Une structure de support, constituée par des poteaux en acier tubulaires ou avec des profils ouverts ou fermés. Les poteaux ont une hauteur hors terrain de 2 à 4 m et une distance variable (entre 3 et 10 m). Selon la typologie du sol de fondation (terrain ou rocher), les poteaux peuvent être fichés directement dans le sol ou ancrés dans un massif de béton.

-Une structure de liaison, constituée par des câbles en acier de 18 à 20 mm de diamètre avec une distance de 20 à 25 cm, disposés à l'arrière de la structure d'interception (coté falaise). Les câbles ont comme fonction de transmettre les sollicitations à la structure de fondation. Pour augmenter la déformabilité de la structure de liaison (et par conséquent réduire les forces agissantes), des dissipateurs d'énergie sont généralement disposés entre les câbles et la structure de fondation.

-Une structure de fondation, constituées par des tirants d'ancrage ou des plinthes en béton, servant à transmettre au terrain les forces dérivants de l'impact des blocs.[14] [13]

III.7.1.4 .Exemple :

. RN 26 (Km. 92+000), commune de Nus, vallée d'Aoste. Pour éviter les dégâts dus aux chutes de blocs depuis le massif rocheux très fracturé surplombant la route, l'ANAS a réalisé un mur de soutènement de 5.5 m de hauteur, surmonté par une barrière fixe de 100 m de longueur constituée par un grillage à double torsion à maille hexagonale (60 x 80 mm), renforcée chaque 30 cm par des câbles horizontaux en acier (d'un diamètre de 12 mm). Les poteaux ont une hauteur d'environ 2 m et sont distants de 4 m. Une fosse de réception a été mise en place à l'arrière du mur.[13] [15]



Photo III. 4: Vue d'ensemble du mur de soutènement et de la barrière fixe de grillage.[13] [15]

III.8.Ecrans de filets pare-blocs déformables :

III.8.1. DESCRIPTION :

Les écrans de filets déformables sont des ouvrages pare-blocs qui rentrent dans la catégorie des parades passives.[13]

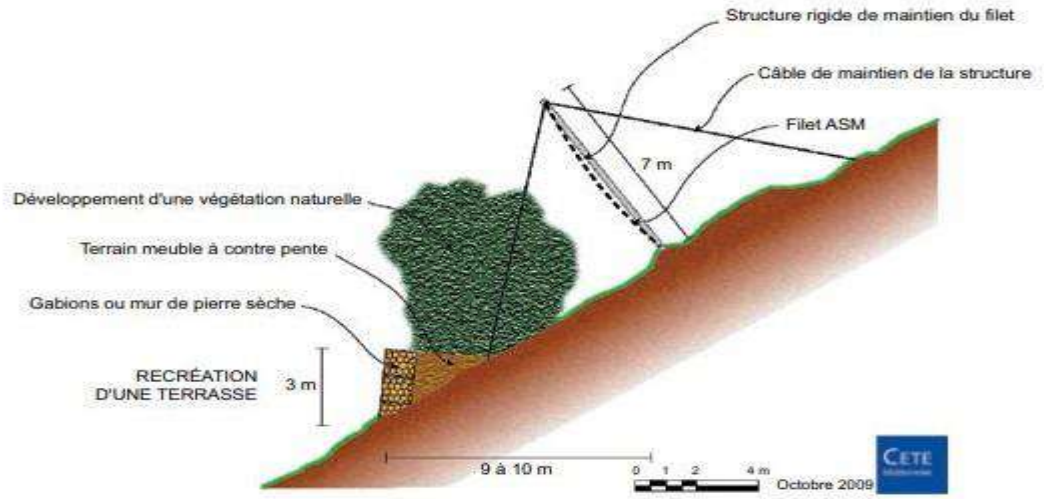
III.8.1.1. Objectif :

L'objectif de la parade est d'intercepter les blocs en dissipant leur énergie cinétique par différents procédés de déformation et de freinage.[13]

III.8.1.2. Principe :

Les écrans de filets déformables sont des structures souples, constituées de un ou plusieurs modules de filets généralement métalliques, maintenus en position par des supports de type poteaux. Ils sont disposés dans la pente dans une position ± perpendiculaire à l'axe moyen des trajectoires de blocs pour obtenir la surface d'interception maximale. Les blocs sont ainsi progressivement freinés puis arrêtés grâce à la déformation progressive de l'ouvrage.[13]

Figure EC2
Insertion paysagère d'un écran pare-blocs par création d'une plate-forme végétalisée à l'aval



Source : Cete Méditerranée

[13]

[14]

III.8.1.3. Description technique :

L'écran pare-blocs est constitué par un assemblage de plusieurs modules de filets dont la nature et les dimensions sont fonction de critères tels que la capacité d'arrêt de l'ouvrage (capacité géométrique ou capacité énergétique) ou les spécificités de conception industrielle. L'écran est maintenu en position « ouverte » par des supports de type poteaux et par un système de haubanage qui assurent le maintien de l'ouvrage. Le haubanage de maintien, ou plus généralement un dispositif analogue indépendant, assure la transmission des efforts au sol qui est un support réputé stable.

La dissipation d'énergie est assurée par des dispositifs de freinage ou de déformation très variables qui dépendent de critères énergétiques et technologiques. Ces freins sont disposés entre le filet qui assure l'interception des blocs en mouvement et les ancrages au sol qui permettent une réaction, donc généralement sur le dispositif de haubanage.

La fixation au sol est assurée par des ancrages dont les caractéristiques sont fonction à la fois de la nature du terrain et de l'intensité des efforts qui doivent être transmis au sol.[13] [15]

III.8.1.4. Exemple :

. Sortie nord de la ville de Saint Maurice, commune de Saint Maurice, Valais.

Pour protéger la zone à bâtir de la ville de Saint Maurice et la route cantonale, un écran de filets déformable de haute énergie a été érigé en 2004 sur une vire surplombant la sortie nord de la localité. Cet ouvrage de 4 m de haut se répartit sur trois rangées pour une longueur totale de

250 m. L'énergie d'absorption est de 1500 kJ. Il a été complété par un second de 120 m de long et de 2m de haut, placé au-dessous dans la paroi rocheuse. La capacité d'absorption de ce deuxième écran est de 150 Kj.[13] [15]



Photo **III.**5: Filets pare-pierres à haute énergie (1500 kJ) au dessus de l'Abbaye de Saint Maurice. Les tubes sur câble de haubanage servent de frein.[13] [15]

III.9.Grillages ou filets pendus :

III.9.1. DESCRIPTION :

III.9.1.1. Objectif :

Les grillages ou filets pendus sont des écrans passifs. Ils sont constitués par une natte amarrée en tête de falaise ou quelques mètres en retrait de celle-ci et suspendue contre la paroi. Son rôle est de dévier les blocs se détachant directement de la paroi ou en amont de celle-ci et de les guider le long de la falaise. Les blocs, qui ne peuvent ni prendre de la vitesse ni rebondir, sont collectés au bas de la paroi. Le type de natte (grillage ou filet) est choisi en fonction de la taille des blocs: les grillages permettent de guider des pierres (jusqu'à 1 m^3), alors que les filets sont utilisés pour des blocs de volume plus important (jusqu'à 5 m^3). Ces types de protection peuvent également être utilisés provisoirement lors de minage pour recouvrir les blocs et éviter les projections.[13]

III.9.1.2. Principe :

La natte est suspendue directement sur la paroi ou au moyen d'une structure porteuse. Elle joue le rôle de déflecteur: le frottement des blocs contre elle contribue à dissiper leur énergie cinétique. Ils sont ainsi stoppés le long de la paroi, ou collectés au bas de celle-ci.[13]

III.9.1.3. Description technique :

Deux variantes sont possibles, en fonction de la source des blocs:

-Le grillage ou filet pendu simple est amarré en tête de paroi et pendu le long de celle-ci. Il sert à dévier les blocs qui se détachent de la paroi elle-même.

-Dans le cas du grillage ou du filet pendu sur poteau, la nappe est éloignée de la tête de la paroi grâce à des poteaux. Les blocs se détachant à l'amont de la falaise équipée sont ainsi également déviés. Les poteaux peuvent avoir une hauteur variable et être haubanés ou non. Ils sont reliés par un câble sur lequel est fixé la nappe.[13] [14]

III.9.1.4. Exemple :

Route Martigny-Grand Saint Bernard, commune de Sembrancher, Valais:

Après l'écrasement de la galerie des Trappistes par 600 m3 de roche, en novembre 2001 sur la route Martigny - Grand Saint Bernard, des travaux d'urgence ont été entrepris pour rétablir la circulation et sécuriser la rénovation de l'ouvrage. Parmi ceux- ci, la pose de 600 m^2 de treillis double torsion suspendus sur la niche d'arrachement, a permis de canaliser la chute des blocs à l'amont d'un écran de filets pare-pierres de moyenne énergie (photo 6).[13] [15]



Photo III. 6: Treillis métalliques suspendus placés sur la niche d'arrachement de l'éboulement de novembre 2001 sur la galerie des Trappistes (Route Martigny-Grand Saint Bernard) pour canaliser les blocs à l'amont d'un filets pare-pierres.[13] [15]

III.10. GALERIE DE PROTECTION :

III.10.1. Description :

Les galeries de protection sont une parade qui intervient principalement sur les axes de circulation routiers ou ferroviaires. Ce sont des constructions linaires, de largeurs modérées (6

à 12 ou 15 m) et d'assez grandes longueurs (50, 100, 500 m), constituant en soi une toiture sur les objets à protéger.[13]

III.10.1.1. Objectif :

La galerie est une protection passive destinée soit à absorber des impacts, soit à dévier par rebond les trajectoires de pierres ou de blocs[13]

III.10.1.2. Principe :

Physiquement, les galeries de protection contre les chutes de pierres doivent reprendre les efforts d'impulsion induits par les impacts de différentes masses à différentes vitesses. Le fonctionnement mécanique est basé sur deux principes distincts :

-tout d'abord provoquer un amortissement direct avec une dissipation d'énergie par une couche de protection supérieure compressible et/ou plastifiable pour augmenter les durées et réduire les forces d'impact (choc mou)

-obtenir ensuite un pseudo-amortissement dynamique par une structure élasto-plastique rigide mais ductile ayant une période propre beaucoup plus élevée que la durée d'impact.

Avec ces deux mécanismes, on vise à amortir au mieux l'effet d'impact pour minimiser les efforts internes induits dans la structure, donc ses dimensions, donc ses coûts.[13]

III.10.1.4 .Exemples :

Galerie Gondo (Zusammenschluss) – Route nationale A9 – Simplon, VS, CH

Galerie de 98 m de longueur, construite en 2001-2002 entre deux galeries de protection avalanches déjà existantes.[13] [15]



Photo III.7 : Galerie Gondo (Zusammenschluss) – Route nationale A9 – Simplon, VS, CH[13] [15]

III.11. Boisement de protection :

III.11.1. DESCRIPTION :

Maintien ou renforcement de la protection naturelle des versants par la gestion durable du couvert végétal, principalement constitué par des arbres, ou éventuellement sa création.[13]

III.11.1.1. Objectif :

Protection passive ayant pour but :
- de réduire la hauteur de passage, d'augmenter le nombre d'impacts au
sol et de réduire l'énergie cinétique des blocs au cours de leur trajectoire,
si possible jusqu'à l'arrêt ;
- de retenir les blocs situés dans le versant.[13]

III.11.1.2. Principe :

Obtenir, dans la zone de propagation des blocs, un grand nombre d'arbres avec des dimensions suffisantes. Les blocs au cours de leur chute rencontrent des arbres ; lors de ces chocs, une partie de l'énergie est dissipée lors de la rupture des fibres au niveau du tronc, lors du cisaillement des racines et lors de l'oscillation de l'arbre (photo 8).[13]

III.11.1.3. Exemple :

Saint-Martin-le-Vinoux (Isère, France) : canton forestier de la Saucisse :
Le boisement préexistant sur le versant (taillis de chênes et parquet de pins noirs adultes proche d'un état critique en terme de stabilité) a été conforté il y a une dizaine d'années pour arrêter les petites pierres et blocs, dans l'espoir que les filets installés alors à l'aval soient moins sollicités : 2500 pins noirs, 1660 robiniers et autres feuillus ont été plantés en bandes (avec un effort d'intégration paysagère) ; malgré les regarnis effectués, les plantations ont beaucoup souffert du fait du gibier, de la sécheresse et de la concurrence de la ronce ... et le résultat escompté est loin d'être atteint. Aujourd'hui, il est envisagé , outre le besoin de comprendre pourquoi la plantation initiale qui a donné le parquet de pins adultes a si bien réussi, de travailler au profit des plants qui ont survécu ainsi qu'à la régénération (par damiers) du taillis de chênes et à sa densification. A terme, la protection par filets devra être maintenue, voire renforcée, compte tenu des enjeux et de l'évolution jurisprudentielle en matière de sécurité vis à vis des lieux habités.[13] [15]



III. Photo 8 : Forêt de protection[13] [15]

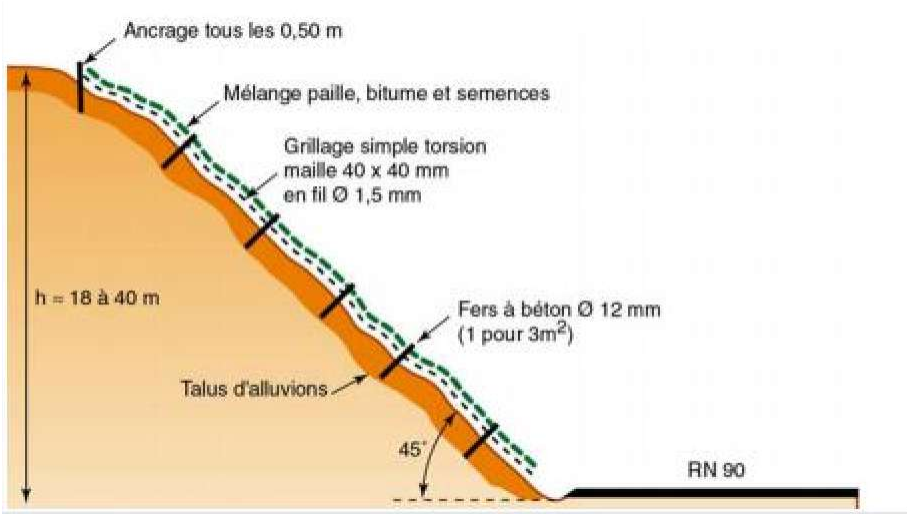


Figure III.6 : Talus végétalisé et protégé par un grillage[13] [15]

III.12. Suppression de l'aléa :

III.12.1. DESCRIPTION :

III.12.1.1 Objectif :

Cette parade vise à supprimer les compartiments rocheux ou les blocs arrêtés dans une pente. Ce type d'intervention active consiste en deux opérations bien distinctes:

-La première, légère, vise à supprimer les petites écailles ou compartiments instables ($\leq 5\ m^3$) identifiés comme générateurs potentiels de chute de pierres. On mène aussi ce type d'opération dans les pierriers instables ou dans les secteurs fortement affectés par le fauchage.

-La seconde, plus lourde, vise à supprimer de gros compartiments rocheux allant de quelques dizaines à quelques centaines de m^3, plus rarement supérieurs au millier de m^3. Dans ce cas, il

s'agit presque toujours de supprimer ou de réduire l'aléa d'éboulement, plus rare mais plus destructeur que la chute de pierres.[13]

III.12.1.2. Principe :

La purge consiste à détacher les éléments instables à l'aide d'une barre à mine ou de petites charges d'explosif. Il s'agit soit de charges appliquées, soit de charges forées (les trous, de faible diamètre, sont en général réalisés au perforateur à air comprimé).
Le minage des gros compartiments rocheux nécessite la perforation de la roche au marteau-fond-trou pour y déposer l'explosif, afin de fragmenter au maximum la roche. La fragmentation sert autant à limiter les dégâts à l'aval qu'à faciliter l'évacuation des débris de roche.[13]

III.13. Soutènement :

III.13.1. DESCRIPTION :

III.13.1.1. Objectif :

Parade active ayant pour objectif le confortement de volumes rocheux potentiellement instables, surplombants ou sous-cavés par l'altération.[13]

III.13.1.2 Principe :

Mise en place d'une structure en maçonnerie ou en béton, armé ou non, afin de reprendre les efforts de compression qui agissent sur une masse instable surplombante ou sous-cavée par l'altération due aux agents atmosphériques (*splash-erosion*).[13]

III.13.1.3. Description technique :

Il existe nombreuses variations de réalisation (figure 1). Les plus courantes sont:
-Les butons en béton, généralement non ferraillé, appliqués sous les surplombs de faible hauteur.
-Les piliers en béton ou en maçonnerie de forme parallélépipédique ou circulaire, adossés ou non au massif, utilisés pour le soutènement des blocs instables.
-Les contreforts réalisés quand la hauteur de l'ouvrage dépasse 10 m.
Afin de garantir la stabilité de l'ouvrage, il est nécessaire de réaliser un système de drainage à l'arrière (barbacanes, colonnes de géotextile, etc.) afin de limiter ou d'empêcher l'augmentation des pressions hydrauliques et des poussées du massif. Ces systèmes de drainage doivent être entretenus (curages réguliers).[13] [14]

Figure **III.** 7 :contrefort en maçonnerie [15] [13]

III-14Ancrages :

III.14.1. DESCRIPTION :

III.14.1.1. Objectif :

Parade active visant à la stabilisation de pentes en terrain meuble, de talus rocheux ou des parois d'une fouille.[13]

III.14.1.2 .Principe :

Les ancrages agissent à la surface du massif rocheux. Une fois installés, ils contribuent à améliorer les caractéristiques géotechniques globales du versant. Ils transmettent les efforts auxquels ils sont soumis au terrain qui, pour sa part, fournit la résistance nécessaire pour la réaction à l'équilibre. Selon la typologie de l'ancrage (ponctuel ou réparti), la transmission des efforts de l'ancrage au terrain s'effectue à travers:

-Un système mécanique, réalisé avec des dispositifs d'expansion qui agissent lors du vissage de l'écrou. On parle alors d'ancrages ponctuels.

-Le scellement de l'espace situé entre le trou du forage et la barre d'ancrage. Le scellement de la barre peut être effectué soit seulement au fond du trou de forage, soit sur toute la longueur de la barre. On parle alors d'ancrages répartis.[13]

III.15. types de soutenement :

III.15.1. Ancrages :

III.15.1.1. DESCRIPTION :

III.15.1.1.1. Objectif :

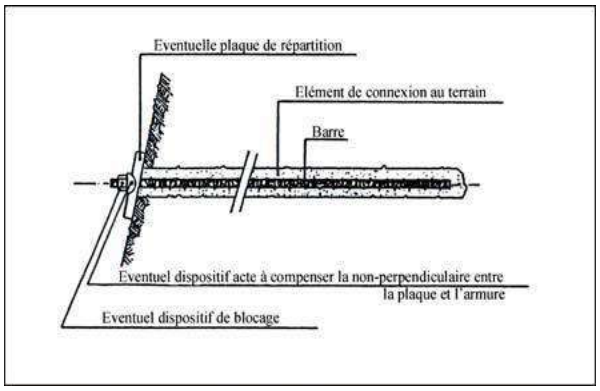
Parade active visant à la stabilisation de pentes en terrain meuble, de talus rocheux ou des parois d'une fouille.[13]

III.15.1.1.2. Principe :

Les ancrages agissent à la surface du massif rocheux. Une fois installés, ils contribuent à améliorer les caractéristiques géotechniques globales du versant. Ils transmettent les efforts auxquels ils sont soumis au terrain qui, pour sa part, fournit la résistance nécessaire pour la réaction à l'équilibre. Selon la typologie de l'ancrage (ponctuel ou réparti), la transmission des efforts de l'ancrage au terrain s'effectue à travers:

-Un système mécanique, réalisé avec des dispositifs d'expansion qui agissent lors du vissage de l'écrou. On parle alors d'ancrages ponctuels.

-Le scellement de l'espace situé entre le trou du forage et la barre d'ancrage. Le scellement de la barre peut être effectué soit seulement au fond du trou de forage, soit sur toute la longueur de la barre. On parle alors d'ancrages répartis .[13]



. Figure III.8*:* Clou d'ancrage (AICAP, 1993). [15] [13]

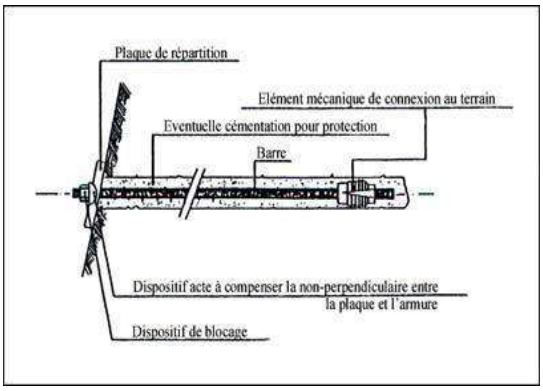
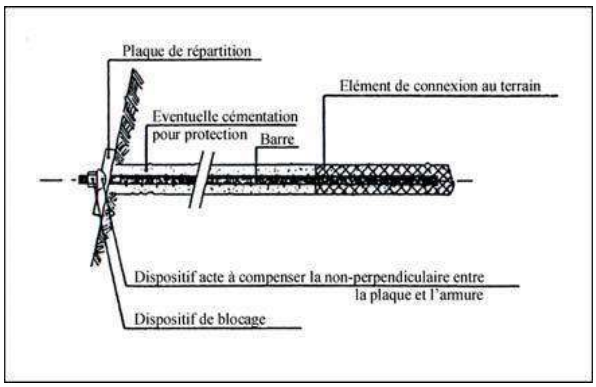


Figure III.9*:* Boulon d'ancrage: ancrage par expansion mécanique (AICAP, 1993) .[15] [13]



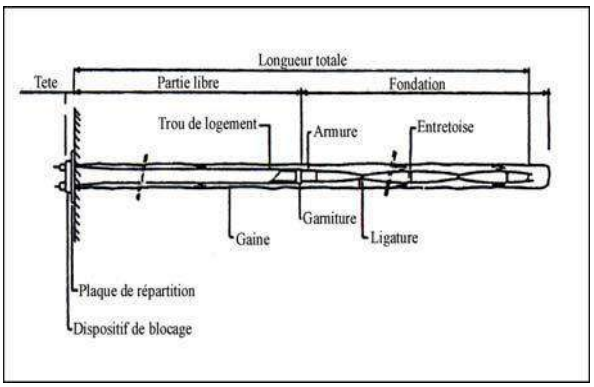


Figure III.10: Boulon d'ancrage: ancrage par cimentation (AICAP, 1993).[15] [13]

Figure III. 11: Tirant d'ancrage (AICAP, 1993) .[15] [13]

III.16. Béton projeté :

III.16.1. Objectif :

Parade active utilisée en association avec d'autres mesures de confortement (tirants, boulons et clous) dans les interventions de stabilisation et de soutènement de parois rocheuses instables ou en terrains meubles liés à la construction d'ouvrages de génie civil (routes, galeries, chemins de fer, fouilles pour bâtiments, etc.).[13]

III.16.2. Principe :

Empêcher (ou limiter) l'altération due à l'action des agents atmosphériques (*splash-erosion*) ou les chutes de blocs superficielles dans un massif rocheux tendre ou fracturé, en projetant sur la paroi une couche de béton d'épaisseur variable (normalement 60-150 mm, mais pouvant atteindre jusque à 200 mm).[13]

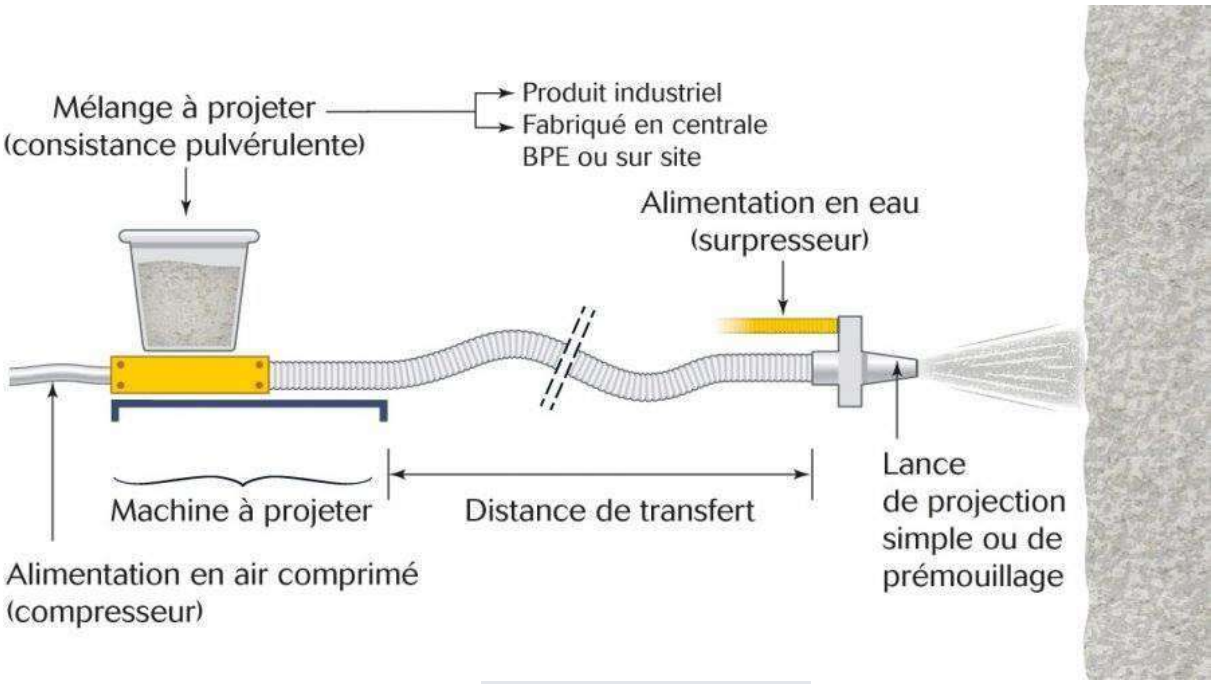


Figure III.12 : Projection par voie sèche [15] [13]

III.16.3. Description technique :

Le béton projeté est constitué par une mélange de ciment, d'eau et de granulats (diamètre maximum 25 mm). Un additif accélérateur de prise (environ 5%) peut être ajouté lorsqu'une résistance élevée initiale pour la prise est requise. La gunite présente la même composition que le béton projeté, mais le diamètre maximal des agrégats est de 5 m.

Composition	Kg/m³	%
Ciment	420	18.6
Micro-silice	42	1.9
Mélange d'agrégats	1.735	76.9
Fibres	59	2.6

Le béton est projeté sur une nappe de treillis soudés ancrée à la paroi. Il présente une flexibilité qui lui permet de s'adapter aux déformations du massif rocheux sans se fracturer. Actuellement, les nouvelles technologies ont permis d'utiliser un système de revêtement et de soutènement plus résistant et plus flexible. L'adjonction de micro-silice et de fibres en acier (longueur moyenne 20 à 38 mm, diamètre 0.5 mm) au mélange de ciment et de granulats, présente plusieurs avantages:

-La réduction du rebond du matériel projeté permet d'obtenir une meilleure qualité du revêtement à cause d'un meilleur remplissage et scellement des vides.

-L'augmentation des épaisseurs de la couche de béton (jusque à 200 mm).

-Une meilleure protection contre l'altération.

-L'augmentation de la résistance et des caractéristiques de déformabilité du revêtement, l'utilisation de la nappe de treillis soudés n'étant, dans certains cas, plus nécessaire.[14] [13]

III.17.Filets et grillages plaqués :

III.17.1. DESCRIPTION :

III.17.1.1. Objectif :

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 m^3). Les grillages conviennent aux pierres dont le volume ne dépasse pas 1 m^3. Le placage des nattes contre la paroi vise à enrayer rapidement tout mouvement consécutif à une rupture.[13]

III.17.1.2. 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.[13]

III.17.1.3. Description technique :

Trois variantes sont possibles :

-Les filets sont utilisés contre les chutes de blocs (volume < 5 m^3). Ils sont plaqués contre la paroi au moyen d'ancrages, puis mis en tension. Des câbles et des ancrages 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 ou TECCO®) sont utilisés contre les chutes de pierres (volume < 1 m^3). 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 TECCO® 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 ancrages 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 ancrages doivent évidement 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.[14] [13]



Photo III. 9: béton projeté [15] [13]

CHAPITRE IV

IV.1 Introduction :

Le tronçon de la route W62 situé entre la commune de Tamezguida wilaya de Médéa et celle de Blida traverse un paysage montagneux formé de roches sédimentaires altérée/dégradées, désagrégées par les eaux ce qui indique le manque de cohésion et sujettes à des éboulements.

La configuration topographique du terrain de cette région a fait que la route soit conçue aux pieds des falaises suivant des pentes de talus très fortes qui se développent sur plusieurs dizaines de mètres de hauteur et est exposée aux différentes chutes de pierres et souvent des glissements de terrain qui entravent la circulation et menacent même la sécurité des usagers.

En 21-2-2018 ,un écroulement spectaculaire d'une falaise rocheuse s'est produit sur la route W62 au PK30 à l'entrée de DAYA .La surface dégagée par l'écroulement corresponde à un plan de fracture d'inclinaison supérieure à 50° dans le sens du talus d'instabilité. Cet écroulement a mobilisé quelques 20 à 30000 m³ de matériaux rocheux dont les blocs écroulés sont de différentes tailles et les plus gros dépassent 200m³ et ont causé la fermeture de la route.

IV. 2 Présentation du projet :

IV.2.1 OBJET DE L'ETUDE :

Le but du présent mémoire technique est de présenter les parades retenues concernant les travaux de protection contre les éboulements rocheux à mettre en œuvre sur les talus du CW 62.

Une reconnaissance des lieux a eu lieu en présence du Maitre de l'ouvrage des falaises le 18/8/2018.

L'ensemble des travaux de confortement 1 ier tronçon est situé entre les profils P6 et P30, soit sur 2370 ml.

L'aire d'étude est géographiquement limitée du PK6 au PK30 .Le deuxième tronçon entre pk20 ET21 pk sera remis ultérieurement, après déblaiement des remblais sur route et talus. Le projet a pour but principal la sécurisation de la route vis-àvis des éboulements et des chutes de pierres provenant de la falaise surmontant la route.

IV.3 Situation du site :

IV.3.1 geographie :

Tamesguida est située au pied du djebel Mouzaïa (1 604 m d'altitude) à 15 km au sud-ouest de Mouzaïa. La commune est située dans le tell central algérien dans l'Atlas tellien dans le nord-ouest de l'Atlas blidéen à environ 60 km au sud-ouest d'Alger et à 10 km au nord-ouest de Médéa et à environ 20 km au sud-ouest de Blida et à 31 km au nord-ouest Berrouaghia et à 90 km au nord-est d'Aïn Defla et à 45 km au sud-est de Tipaza.[16]



Photo IV 1: situation geographique du tamazguida [16]

IV.3.2 Climatique : Le climat de Tamesguida est dit tempéré chaud. A Tamesguida, les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été. Selon la classification de Köppen-Geiger, le climat est de type Csa. La température moyenne annuelle à Tamesguida est de 16.6 °C. Chaque année, les précipitations sont en moyenne de 721 mm [17]

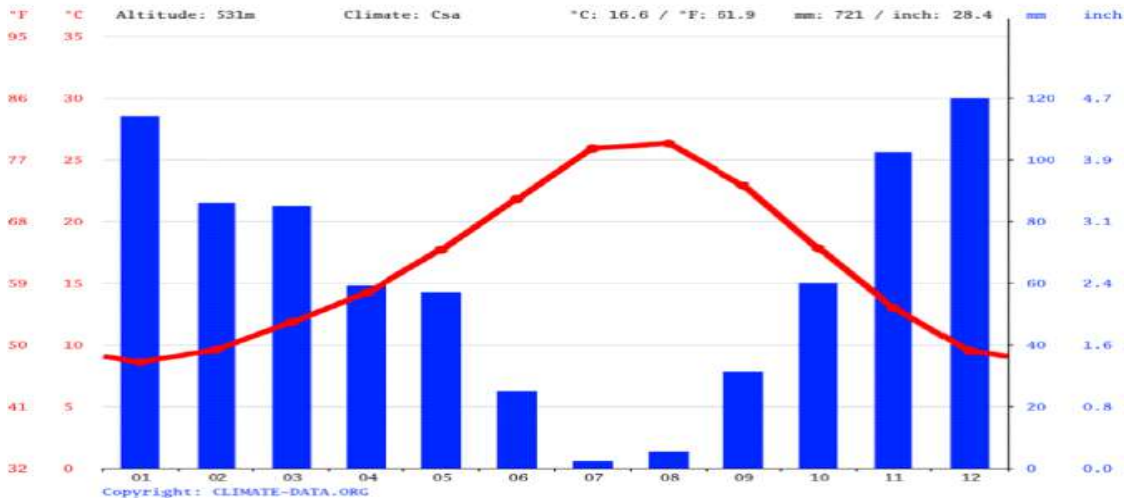


Figure IV 1: diagramme ombrothermique tamesguida [17]

2 mm font du mois de Juillet le plus sec de l'année. Avec une moyenne de 116 mm, c'est le mois de Decembre qui enregistre le plus haut taux de précipitations[17]

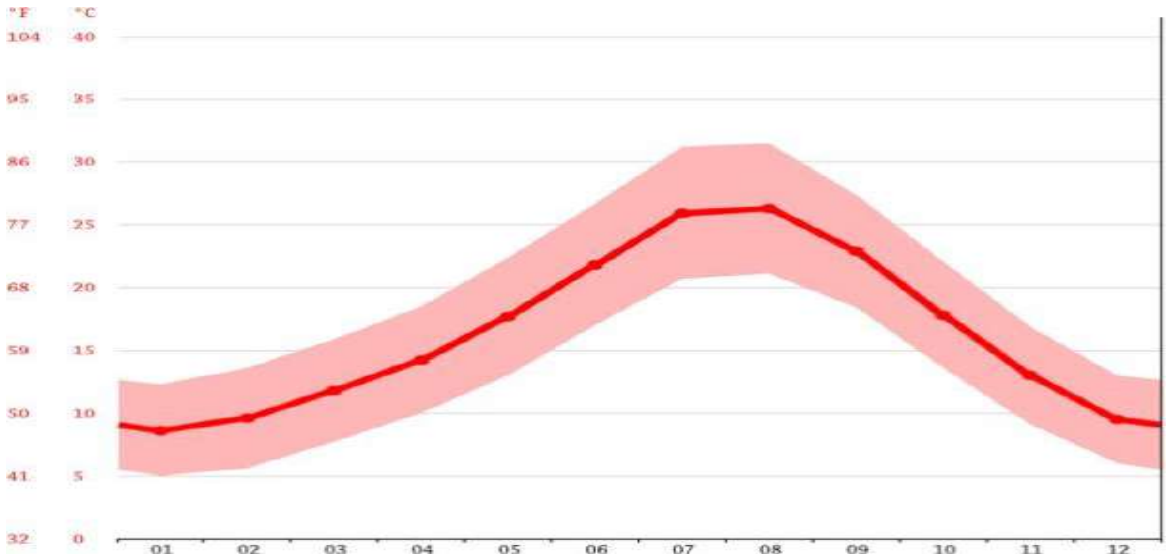


Figure IV 2: courbe de temperature tamesguida [17]

Aout est le mois le plus chaud de l'année. La température moyenne est de 26.3 °C à cette période. Avec une température moyenne de 8.6 °C, le mois de Janvier est le plus froid de l'année [17]

Tableau IV 1: climatique tamesguida[17]

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Température moyenne (°C)	8.6	9.6	11.8	14.2	17.7	21.8	25.9	26.3	22.9	17.8	13	9.5
Température minimale moyenne (°C)	5	5.6	7.7	10	13	17	20.7	21.1	18.4	13.6	9.1	6
Température maximale (°C)	12.3	13.6	15.9	18.5	22.4	26.7	31.2	31.5	27.4	22.1	16.9	13
Précipitations (mm)	110	83	82	57	55	24	2	5	30	58	99	116

Une différence de 114 mm est enregistrée entre le mois le plus sec et le mois le plus humide. Entre la

température la plus basse et la plus élevée de l'année, la différence est de 17.7 °C.[17]

IV.3.3 morphologie :

La coupe ci-joint présente sommairement la morphologie des terrains de cette zone d'étude. La morphologie réelle est présentée dans l'étude

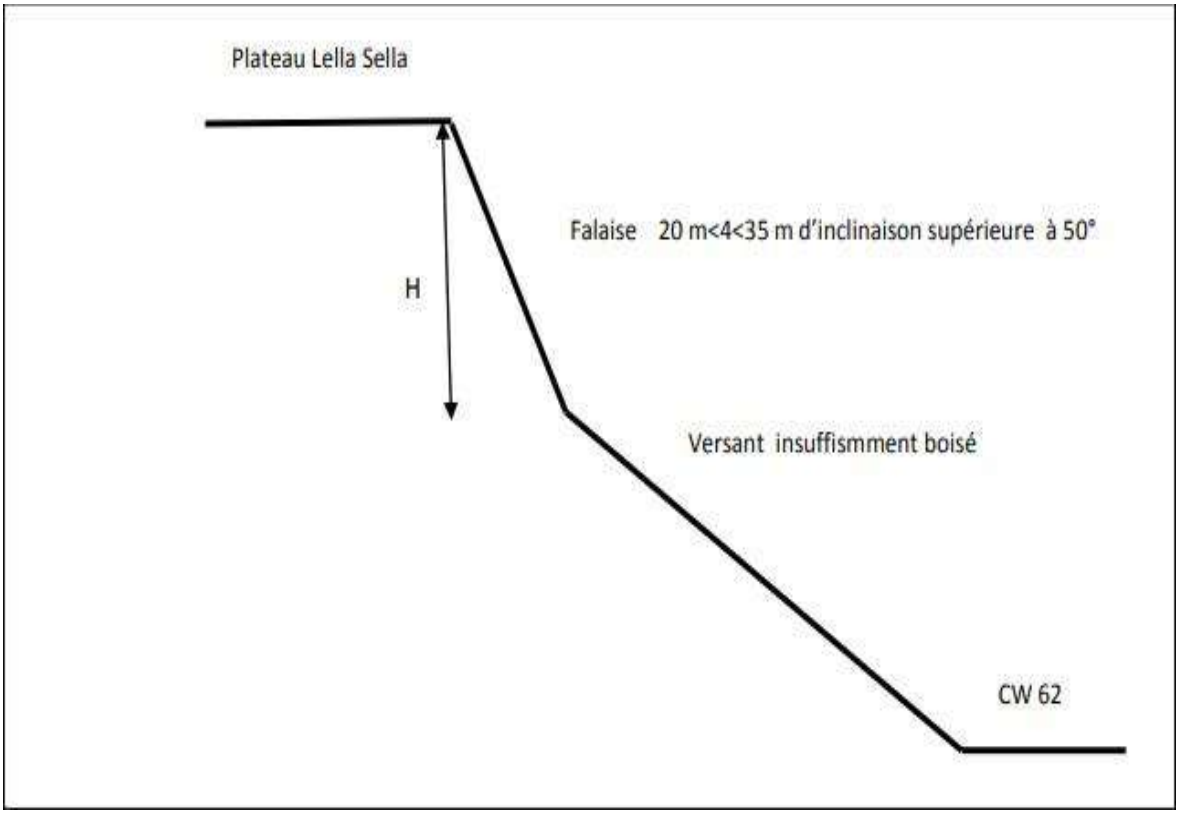


Figure IV 3: coupe morphologique de la zone d'étude [18]

Bien que formant la terminaison d'une entité morphologique particulière (sommet plus ou moins plat et pentes de 50°, la falaise d'une hauteur moyenne de 50 m est constituée de plusieurs unités géologiques ,Il existe un contraste lithologique important entre la formation principale très argilisée : marne surconsolidée à la base, des roches fortement altérés et un conglomérat fortement perméable en sa partie supérieure. L'érosion des flancs a, par la suite, donné sa physionomie actuelle à cet assemblage complexe. [18]



PhotoIV 2 cas d'un éboulement

IV.3.4 Géologie :

IV.3.4.1 Caractérisation et classification du massif du talus :

IV.3.4.1.1 Introduction :

Le principal objectif de l'étude des discontinuités, notamment des diaclases et des plans de stratification, ainsi que leurs caractéristiques est de définir les paramètres nécessaires à une évaluation de la stabilité des talus. Ils est nécessaire pour caractériser et classifier le massif rocheux basé sur l'étude primaire qui est l'étude des discontinuités. Les données récoltées au niveau des affleurements rocheux permettent de répondre aux questions suivantes :

Quelle est la compétence et la massivité de la masse rocheuse ?

Observer des ensembles de discontinuités majeurs et comment affecteront-ils la stabilité des talus ? La densité de la fracture est-elle homogène ou observer des zones de fissure plus discrètes ?

Sur la base des données de structure orientée et des propriétés de la masse rocheuse, quelles orientations d'exploitation sont susceptibles d'être stable ou, l'inverse, instables.[19] [20]

IV.3.4.1.2 Etude des discontinuités :

L'acquisition de données liées aux discontinuités améliorera l'interprétation et la compréhension de la structure et des conditions géotechniques de la masse rocheuse ; cette activité est donc fondamentale à la planification des travaux d'excavation. Pour obtenir les données qu'on va les voir après on a utilisé :[19] [20]

Deux boussoles géologiques.

GPS et autres appareils de mesure/localisation.

-Une règle pliante.

-Un appareil photo.

-Un marteau.

-Un cordeau.

-Des sacs à échantillons.

IV.3.4.1.3 caractéristiques rocheuse :

Les caractéristiques de la masse rocheuse de l'affleurement. Décrive le principal type de roche, le degré d'altération, les caractéristiques de la stratification et estimez la résistance de la roche. Le rapport doit reprendre le/les :[20]

Type de roche – on note les principaux types de roches observées dans l'affleurement. en Utilisant les options données.

Caractéristiques de la stratification rocheuse – on fait la distinction entre :

Massivité (pas de stratification), stratification **irrégulière**, stratification **régulière** et **ondulation.**

On estime la résistance de la roche conformément au tableau VII.1[20]

Degré d'altération de la roche suivant la classification du tableau VII.2[20]

Tableau : Critère d'estimation de la résistance de la roche

Degré	Terme	Critère d'évaluation	Exemples
R6	Extrêmement Résistante	Le marteau de géologue ne fait qu'ébrécher l'échantillon	Basalte, diabase, gneiss, granite, quartzite frais
R5	Très résistante	L'échantillon doit recevoir de nombreux coups de marteau de géologue avant de se fracturer	Amphibolite, grès, basalte, gabbro, gneiss, granodiorite, calcaire, marbre, rhyolite, tuf
R4	Résistante	L'échantillon doit recevoir plus d'un coup de marteau de géologue avant de se fracturer	Calcaire, marbre, phyllite, grès, schiste métamorphique, schiste sédimentaire, grès fin
R3	Moyennement Résistante	L'échantillon ne peut être éraflé ou pelé avec un canif, mais peut être fracturé d'un seul coup de marteau de géologue	Argilite, charbon, béton, schiste métamorphique, schiste sédimentaire, grès fin
R2	Friable	L'échantillon ne peut être que difficilement écaillé avec un canif ; réalisation d'une marque superficielle en le frappant d'un coup sec avec la pointe d'un marteau de géologue	Craie, halite, potasse
R1	Très friable	L'échantillon s'effrite s'il est frappé d'un coup sec avec la pointe d'un marteau de géologue ; il peut être écaillé à l'aide d'un canif	Roche extrêmement altérée/ dégradée
R0	Extrêmement Friable	L'échantillon se marque sous la pression de l'ongle	Salbande rigide

Tableau IV 2 : critére d'estimation de la résistance de la roche[20]

Tableau : degrés d'altération de la roche

Degré	Terme	Description
I	Fraiche	Aucun signe d'altération du matériau rocheux. Légère décoloration au niveau des principales surfaces de discontinuité.
II	Légèrement altérée	La décoloration indique une altération du matériau rocheux et une discontinuité de sa surface. L'ensemble du matériau rocheux peut être décoloré par l'altération et donc être un peu plus fragile que la normale.
III	Modérément altérée	Moins de la moitié du matériau rocheux s'est décomposé et/ou désagrégé en sol résiduel. Présence de roche fraiche ou décolorée en continu ou en boules.
IV	Très altérée	Plus de la moitie du matériau rocheux s'est décomposé et/ou désagrégé en sol résiduel. Présence de roche fraiche ou décolorée de façon discontinue ou en boules
V	Complètement altérée	L'ensemble du matériau rocheux s'est décomposé et/ou désagrégé en sol résiduel. La structure initiale de la masse demeure en grande partie intacte.
VI	Sol résiduel	L'ensemble du matériau rocheux s'est transformé en sol résiduel. La structure de la masse est détruite. On observe un important changement de volume, mais le sol n'est pas essentiellement formé sur des matériaux transportés.

Tableau IV 3 : degrés d'altération de la roche[20]



Photo IV 3 : roche fracturée

IV.3.4.1.4 Mesure de l'orientation des discontinuités :

L'orientation d'une discontinuité est définie par sa direction de pendage (azimut) et son angle de pendage. L'azimut et le pendage sont mesurés à l'aide d'une boussole géologique. La

direction de pendage ou l'azimut est la direction de la ligne d'inclinaison maximale. Sa trace horizontale est mesurée. La direction de pendage est toujours perpendiculaire à la direction d'un plan. Le pendage est l'angle maximal d'un plan par rapport à l'horizontale. Le pendage et la direction de pendage sont mesurés en degrés (°).

On mesure l'orientation des éléments structurels autant que possible. Comme leurs caractéristiques sont contenues dans l'affleurement solide plutôt dans la roche allochtone ou flottante, il est important de déterminer l'orientation des discontinuités (foliation, diaclases, failles et structures) aussi souvent que possible. Pour chaque élément. On note toujours :

Le type : d = diaclase, s = plan de stratification, f = plan de faille ;

Le pendage et direction de pendage – au moins 7 mesures par ensemble On note ces données sous la forme suivante : "direction de pendage/pendage" (105/10) [20]

IV.3.4.1.5 Mesure de l'espacement :

On mesure l'espacement moyen des discontinuités pour chaque ensemble séparément. L'ensemble est toujours déterminé perpendiculairement aux surfaces de telle façon à obtenir le véritable écart entre les plans et non l'écart présumé (Figure 4). On note l'espacement moyen en mètre pour chaque ensemble de discontinuités.

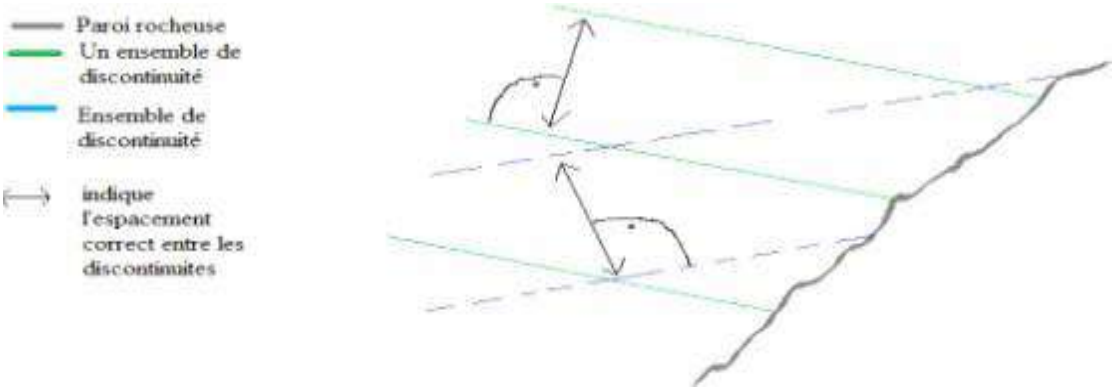


Figure IV.4 : plan d'un affleurements avec deux ensembles de discontinuités [20]

IV.3.4.2 Résultat :

l'etude de discontinuité nous a permis d'estimer la résistance et le degrés d'altération de la roche, les résultats nous montre que la zone de notre étude est constituée de roches friable légèrement altéré avec un pendage sensiblement vertical. L'essai de convenance réalisé confirme la nature rocheuse du site ,donc :[18]

-Grès quartzeux à ciment argilo-carbonaté

- Âge géologique : Miocène

-Pétrographie :2,53

-Densité Porosité (%) : 4,5

-Dureté :4300

-Résistance à la compression : 44-48 [18]

IV.3.5 Géotechnique :

IV.3.5.1 Essais de convenance :

IV.3.5.1.1 Principe d'un essai d'arrachement au rocher :

Afin d'étudier le comportement sous sollicitation axiale d'un ancrage passif scellé au rocher, une campagne d'essais d'arrachement a été réalisée au sein d'un massif résistant et peu fracturém,sultats met en évidence l'importance des diamètres (barre, forage) sur le comportement de l'ancrage.

Le principe de réalisation d'un ancrage passif scellé au rocher est de forer un trou dans le rocher, puis de sceller dans ce forage au rocher, une barre d'acier par un matériau de scellement

L'objectif de ce travail est de mieux comprendre la mobilisation des mécanismes de rupture, et en particulier le rôle de différents paramètres dans le comportement de l'ouvrage (diamètre de forage, type de barre, longueur de scellement, résistance du matériau de scellement). Nous nous sommes limités pour cette étude à investiguer le comportement en traction en profondeur.

la norme d'essai utilisée pour caractériser la résistance d'un ancrage passif scellé au rocher, est la norme XP P 94-444 (2002). Cette norme permet d'évaluer la résistance à l'arrachement de l'ancrage. Le principe des essais est d'appliquer une force de traction en tête de la barre d'ancrage par paliers maintenus constants selon un programme prédéfini et de mesurer les déplacements en fonction de la force appliquée.[21]

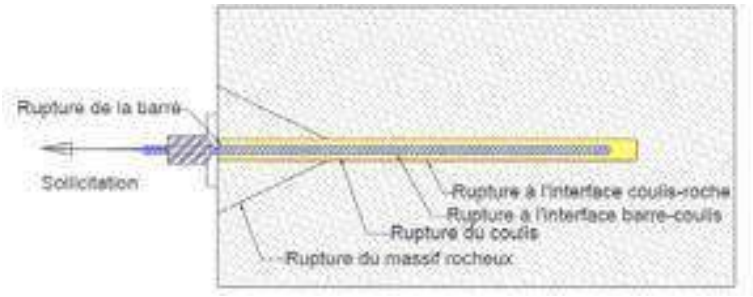


Figure IV 5 : Les différents modes de rupture d'un ancrage passif scellé au rocher par un coulis[21]

Un bâti a été conçu pour pouvoir réaliser les essais d'arrachement (Figure 3) en répondant aux deux exigences suivantes : éviter le biais induit par le confinement du massif rocheux en tête par les appuis du dispositif d'arrachement, et positionner le vérin dans l'axe de l'ancrage. En parallèle, un châssis a été développé pour positionner les capteurs de déplacement (Figure 3)[21]



Photo IV 4 : Mise en place d'un essai d'arrachement avec le bâti d'appuis et le châssis de positionnement des capteurs de déplacement.[21]

IV.3.5.1.2 Paramètres étudiés :

Il a été choisi d'étudier indépendamment l'influence de cinq paramètres sur la résistance à l'arrachement :

-le type de barres qui se différencient par leur diamètre et la géométrie de leurs verrous,

-la longueur de barre scellée,

-le diamètre de forage qui fait varier l'épaisseur de scellement autour de la barre d'acier,

-la résistance du coulis de ciment utilisé comme matériau de scellement,

-les accessoires de mise en œuvre, canule d'injection et chaussette géotextile. Les différents essais et leurs objectifs sont résumés dans le Tableau 1.[21]



Photo IV 5 : Bouchon de polyuréthane positionné sur la barre d'acier en tête de scellement.[21]

Pour chaque objectif d'essai, trois ancrages ont été testés. Les ancrages ont été réalisés au pied d'une falaise de calcaire massif (module d'Young : 60.5GPa, résistance en compression : 103.4MPa) peu fracturé. Afin de limiter les effets de bord du fait de la décompression des versants en surface, les barres d'acier ont été scellées en fond du forage. Pour cela, des bouchons en mousse de polyuréthane ont été fixés sur les barres en tête du scellement (photo 4)[21]

Tableau IV .4 :programme expérimental[21]

Référence du type d'essai	Nombre d'essais	Diamètre de la barre (mm)	Longueur scellée (m)	Diamètre du forage (mm)	Classe de résistance du ciment (MPa)	Remarques
Essai de référence						
3	3	25	0.75	64	52.5	
Influence du diamètre de forage						
6	3	25	0.75	76	52.5	fibre optique pour 1 essai/3
7	3	25	0.75	90	52.5	F.O.(1/3)
Influence de la longueur de scellement						
10	3	25	0.50	64	52.5	F.O.(1/3)
11	3	25	1.00	64	52.5	F.O.(1/3)
Influence de diamètre différente						
12	3	28	0.75	76	52.5	F.O.(1/3)
13	3	32	0.75	76	52.5	F.O.(1/3)
14	3	32	0.75	90	52.5	F.O.(1/3)
Influence du coulis de ciment						
17	3	25	0.75	64	32.5	F.O.(1/3)
Accessoires de mise en œuvre						
18	3	25	0.75	64	52.5	+ canule d'injection
19	3	25	0.75	64	52.5	+ chaussette géotextile
Essais préliminaires pour déterminer la longueur de scellement						
20	3	25	0.50; 1.0 et 1.5	64	52.5	

IV.3.5.1.3 Instrumentation :

Un capteur de force de capacité 450kN a été fixé sur la barre d'ancrage en amont du vérin pour mesurer la force appliquée en tête de l'ancrage. Trois capteurs LDT ont été fixés entre le châssis de mesure et une plaque en tête de vérin de manière à tenir compte d'une éventuelle dérive latérale lors des essais. Enfin, afin de pouvoir évaluer au cours de l'essai, la valeur de la contrainte tangentielle le long de la barre d'acier, pour chaque objectif d'essais, une barre d'ancrage a été équipée sur sa longueur scellée d'une fibre optique.[21]

IV.3.5.1.4 Résultats :

Courbe de force - déplacement en tête de l'ancrage

Les mesures de force et déplacement ayant été synchronisées, les résultats peuvent être présentés et comparés par la courbe de la force de traction en fonction du déplacement en tête du vérin. Pour cela, il a été soustrait au déplacement mesuré en tête du vérin, l'allongement élastique de la barre d'acier dans la partie libre de l'ancrage en supposant un comportement axial élastique de celle-ci (Figure 5). A l'exception des ancrages équipés de chaussette géotextiles, aucun essai n'a conduit à l'arrachement de la barre. Pour chacun des objectifs étudiés, la résistance à l'arrachement de l'ancrage est limitée par la résistance en traction de la barre d'acier.[21] [22]

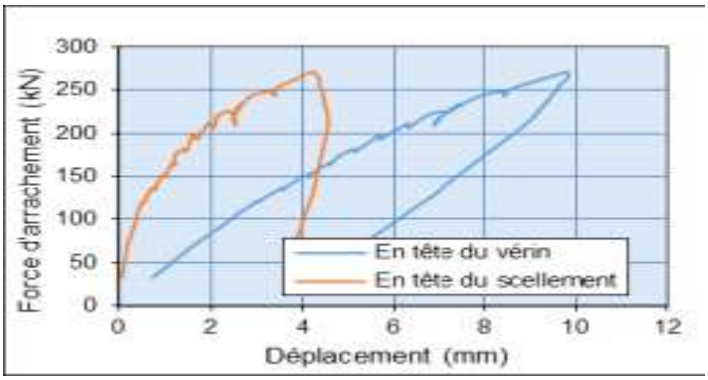


Figure IV 6 : Correction de la courbe effort-déplacement mesurée[21]

IV.3.5.1.5 Conclusions :

Afin de comprendre le comportement d'un ancrage passif scellé au rocher, sollicité axialement, une étude paramétrique par essais d'arrachement a été réalisée. Dans le cadre du massif rocheux de l'étude (calcaire résistant peu fracturé), la résistance en traction de la barre d'acier est le mécanisme de rupture dimensionnant de la résistance de l'ancrage sollicité axialement. On note également que la rigidité de l'ancrage augmente avec le diamètre de la barre d'acier et diminue avec le diamètre de forage. Nous avons pu estimer que, dans ces conditions, la longueur de scellement efficace est de 65cm. Enfin, le fait de laisser la canule après injection ne semble pas modifier le comportement de l'ancrage. Par contre, la mise en place d'une chaussette géotextile nécessite une grande attention sur les conditions de mise en œuvre. Pour pouvoir généraliser ces résultats, il serait intéressant de pouvoir mener une campagne d'essais similaires dans d'autres types de massifs rocheux.[21]

IV.4 TYPE DE SECURISATION :

Cette étude se limite à la sécurisation de zones contre les éboulements rocheux classe d'urgence :[18]

-**Urgence 1** : zone à traiter à court terme en raison d'un niveau d'exposition fort et très fort.

-**Urgence 2** : Travaux à réaliser à court terme en raison d'un niveau d'exposition modéré à fort.

Des volumes de départ ont été mesurés et parfois estimés sur site.

Nous rappelons que les volumes sont répartis en plusieurs classes :[18]

Tableau IV 5 : classification du volume [18]

Classe	Volume
Pierres	Inférieur à quelques dm3
Blocs	De quelques dm3 à quelques m3
Masse	De quelques m3 à quelques dizaines de m3
Grande masse	De quelques dizaines de m3 à la centaine de m3
Très grande masse	Supérieur à la centaine de m3

IV.5 Paramètre influe l'aléa :

Le long du tronçon routier cité ci-dessus, de hautes falaises instables représentent une menace constante pour la RN01 qui risque à tout moment d'être coupée, privant ainsi les usagers de leur voie de communication d'importance moyen entre Médéa et Blida. Le déclenchement du mécanisme d'instabilité, provoquant des éboulements et des chutes de pierres, est difficilement maîtrisable. Il est à noter que des mouvements de terrain, d'importance variée, se produisent souvent dans cette région durant ou juste après la saison des pluies (octobre à février)

L'éboulement qui s'est produit a complètement recouvert la route de très faible trafic mais n'a provoqué, heureusement, aucune victime. Par contre, les travaux de dégagement des terres et la sécurisation de ce tronçon routier pour sa remise en service ont bloqué la circulation durant plusieurs jours sur cet axe routier qui n'est économiquement pas vital pour la région.

Etant donné la structure géologique complexe de la falaise (formations hétérogènes, variations latérales et verticales de la lithologie) combiné au phénomène d'érosion du flanc, la falaise reste menaçante à l'état actuel quant à un phénomène d'instabilité qui peut se traduire par des éboulements rocheux.[22]

Après examen de la falaise il apparaît que l'éboulement résulte de la combinaison de 4 facteurs d'instabilité existant dans cette zone ; il n'a cependant pas été possible sans investigations approfondies (études géologique et géotechniques) de déterminer lequel de ces facteurs a été le plus déterminant dans le déclenchement du phénomène. Ces facteurs sont:

1-Hauteur et escarpement : au niveau de cette zone, la falaise atteint sa hauteur maximale (environ 100 m), et sa pente est subverticale avec, localement, des surplombs.

2-Lithologie : formation géologique complexe.

3-Eau : plusieurs types de circulation d'eau affectent les formations de la falaise :

a-infiltration verticale des eaux de pluie à travers les formations supérieures qui présentent une perméabilité à la fois matricielle et de fracture,

b- infiltration horizontale des eaux souterraines à travers les conglomérats et les parties fracturées des roches reposant sur la formation argilisée,

c- érosion par les eaux de ruissellement du talus argileux de la base de la falaise,conduisant localement à des sous-cavages.

4- Structure : trois points résultant de ces observations ont permis d'associer la surface de rupture à une discontinuité structurale :

a-des indices d'instabilité (fractures ouvertes, blocs ou masses rocheuses déchaussés, surplombs, ...) sont visibles aux différents endroits de la falaise.

b- la cicatrice de l'éboulement correspond à une surface de rupture pratiquement plane.

c- une corniche surplombant la cicatrice de l'éboulement rocheux est toujours présente en haut de la falaise.

Il est important de noter que l'éboulement en masse ne résulte pas d'un simple effet gravitaire, mais d'un mouvement le long d'une discontinuité structurale, provoqué par un glissement de pied sur la formation angélisée.[22]

Rappelons ici ce que sont les facteurs d'instabilité identifiés :

1 - déchaussements de blocs : Les blocs présents dans la matrice peuvent se trouver progressivement déchaussés sous l'effet du ravinement causé par les eaux de ruissellement, et finir par tomber de la falaise. De tels blocs sont extrêmement nombreux dans la falaise, et leur volume est de l'ordre de 0,1 à quelques m3.[22]

2 - desquamation :

La plupart des terrains constituant la falaise présentent une certaine cohésion de cimentation et d'imbrication, qui permet d'assurer leur stabilité en talus verticaux sur une certaine hauteur. Lorsque cette cohésion diminue, sous l'effet d'une altération physicochimique par exemple , notamment le long de plans de fractures, la stabilité n'est plus assurée, des écailles se détachent progressivement de la falaise, et finissent par s'écrouler.[22]

3 - Glissement en masse :

Lorsqu'une masse présentant une cohésion fragile et reposant sur un substratum de faibles caractéristiques géotechniques, sa stabilité est assurée lorsque la cohésion de la tranche supérieure est intacte. Par contre, si cette cohésion disparaît (par dessiccation, fissures, altération), ou si un élément moteur (écoulement sur le substratum, poussée hydrostatique dans des fissures, séisme) vient s'ajouter à l'équilibre des efforts, une colonne de volume pouvant être important vient surcharger le substratum, conduisant à une rupture en masse, qui entraîne la colonne et une masse plus ou moins importante du substratum. Une telle rupture peut être limitée à quelques mètres cube (certains sont visibles en pied de la falaise), mais peut atteindre des volumes beaucoup plus importants, jusqu'à quelques centaines de milliers de m3. L'accès à l'amont de la falaise a permis les constatations suivantes :

-Présence d'une source d'eau, préalablement remblayée, située à environ 300 m à l'amont du talus.[22]

-Présence de deux grands talwegs de part et d'autre de la zone déstabilisée.[22]

-La nature du sol de la falaise qui est constitué d'un matériau très perméable composé de schistes très altérés et d'un conglomérat très hétérogène.

Ces trois paramètres qui sont, la nature du sol, la source d'eau et la présence des talwegs sont pour l'entreprise les principales causes du déclenchement des éboulements.[22]

IV.6 NATURE DE CONFORTEMENT RETENU :

IV.6.1 Définition des mesures de protection :

Le choix de principes de protection se fait généralement en fonction de trois critères principaux :

-La typologie des aléas, volumes en jeu, fréquence et intensité des aléas, mécanismes de rupture, vitesse de régression du massif, multiplicité des compartiments instables, ces facteurs étant partiellement liés aux caractéristiques pétrographiques et tectoniques de la roche. Cette phase repose sur les travaux de reconnaissance détaillée du site.

-La morphologie du versant qui conditionne directement la propagation des éboulements et la faisabilité des ouvrages (difficultés d'accès, position relative de la structure à protéger, possibilité d'implanter des protections linéaires en pied...).

-La vulnérabilité de la zone exposée ou de l'enjeu. L'analyse varie selon que l'on doit protéger une zone urbanisée, une route à faible ou fort trafic, un ouvrage ou un terrain agricole. Les dégâts et conséquences potentiels d'un éboulement peuvent y être très différents.[18]

Selon les cas, l'analyse pourra conduire à la définition :

--De protections actives dont le but est la conservation dans l'état des parois par le confortement des instabilités (ancrages passifs, grillage plaqué ancré, filet métallique plaqué ancré, béton projeté...). Ces mesures traitent les problèmes à leur source, elles permettent ainsi de ralentir, voire stopper le processus de régression à l'origine des instabilités potentielles.[18]

--De protections passives dont le but est le contrôle et l'arrêt de la chute des éléments (protections linéaires, grillage pendu...). Contrairement aux protections actives, elles n'agissent donc pas directement sur la cause des instabilités, mais n'en traitent que les effets. Quand le nombre et/ou la répartition des compartiments instables rendent leur traitement ponctuel irréaliste, ce type de parade, s'il peut être mis en oeuvre, a une efficacité générale plus grande ; il sera alors prioritairement préconisé.

Ces protections étant mises en œuvre, les compartiments sous-jacents ou dépassant leurs capacités font, dans la mesure du possible, l'objet d'un traitement spécifique.[18]

Les confortements les plus appropriés que nous avons retenus sont :

1- le confortement par filets et ancrages : pour les masses de pierres de situation instables non susceptibles d'être purgées.[18]

2-Le confortement par boulons d'ancrage

Cette technique consiste à reporter le poids des éléments instable vers le massif rocheux stable aux moyens d'armatures (clous) scellés, empêchant ainsi son éboulement.[18]

3-Paroi clouée en béton projeté pour les talus terrassés.[18]

IV.6.2 Description du confortement par filet et ancrage :

Les filets sont utilisés contre les chutes de blocs (faible volume < 5 m3). Ils sont plaqués contre la paroi au moyen d'ancrages, puis mis en tension. Des câbles et des ancrages 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. La maille peut être hexagonale, losangique ou circulaire.[18]

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.

Les ancrages doivent être réalisés en terrain stable. Ils sont constitués de barres d'acier scellées au rocher.

Ainsi suivant l'importance des volumes à stabiliser, nous avons opté pour les trois solutions suivantes :

Confortement par filets, câbles et ancrages.

Confortement par filets et ancrage.

Nous présentons dans ce qui suit les méthodes de dimensionnement de ce type d'ouvrages de confortement :[18]

IV.6.3 Hypothèses de calculs :

Les hypothèses de calcul principales sont les suivantes[18]

IV.6.1.1 Géotechnique :

(a partire de l'essais de convenance) [23]

Tableau IV 6 : résultat géotechnique[18] [23]

Poids volumique	γ	kN/m3	26
Angle de frottement apparent	φ	°	35
Cohésion	/	kPa	0
Pression hydrostatique	/		0
Coefficient de frottement	qs	kPa	800
Force corrosive du sol	/	/	Moyenne

IV.6.1.2 Coefficients partiels :

Calculs aux ELU situation fondamentale suivant la norme NF P 94 270

A partir de eurocode 3[23] [24]

Sur angle de frottement	γ_φ	1,25
Sur poids volumique	γ_γ	1,00
Sur limite d'élasticité fy	γ_{M0}	1,00
Sur limite à la rupture en traction - barre acier	γ_{M2}	1,25
Sur câbles acier	γ_{ca}	1,50
Sur filet acier	γ_{fa}	1,25
Sur méthode	γ_m	1,10
Facteur de Von Mises (calcul au cisaillement des ancrages)	γ_{cis}	0,58
Sur frottement *	$\gamma_{M;f}$	1,80

Tableau IV 7 : coefficients partials [23] [24]

IV.7-NOTE DE CALCUL :

IV.7.1 DIMENSIONNEMENT DES ANCRAGES PASSIFS :

IV.7.1.1 Méthode LCPC[27]

Le dimensionnement des ancrages passifs direct est basé sur une analyse en terme de sécurité vis à vis de la rupture et sur la modélisation du massif rocheux à partir de ses caractéristiques géométriques, géologiques, structurales (études des discontinuités qui l'affectent et se combinent pour générer des mécanismes), hydraulique, etc.

Cette analyse est faite en comparant les efforts résistants s'exerçant sur les plans de rupture aux efforts moteurs agissant sur ces plans, en utilisant un coefficient de sécurité Cs tel que :[18] [27]

$$C_s = \frac{Efforts\ résistants}{Efforts\ moteurs} \dots \dots (1)$$

Une barre d'ancrage scellée de part et d'autre d'un plan de rupture augmente le long de ce dernier la résistance au cisaillement, d'une valeur qui dépend de différents paramètres propres à la barre, au produit de scellement et à la roche, et qui est appelée contribution de la barre Cb.

Ainsi, pour un talus renforcé, le coefficient de sécurité est donné par l'expression :

$$F \quad = \frac{\text{Efforts résistants} + \text{n xCb}}{Efforts\ moteurs} \dots . . (2)$$

Pour un glissement plan, à l'état naturel, l'expression du coefficient de sécurité est la suivante :

$$F_s = \frac{\text{C} \times lAD + [G \times \cos \beta s - \text{U} - \text{V} \times \cos(\beta\text{c} - \beta\text{s})] \times \tan \phi a}{G \times sin\beta s + V \times \sin(\beta c - \beta s)} \dots . . (3)$$

Avec :[18] [27]

C : cohésion selon le plan de glissement AD. Ce paramètre lié à la présence de matière sur le plan de glissement (remplissage, épontes, ponts rocheux) ne peut pas être mesuré voire même évalué par un observateur qui n'a qu'une vision très partielle de la surface du plan de glissement, limitée à son intersection avec les surfaces d'affleurement qu'il recoupe.

lAD : longueur du plan de glissement, paramètre parfois difficile à mesurer mais qui peut être correctement évalué par une observation de l'affleurement (détermination de l'extension, de l'espacement et de la continuité des discontinuités).

G : poids du bloc instable évalué en fonction de ses caractéristiques géométriques et lithologiques.

βs :pentedu plan de glissement AD.

U : pression d'eau sur le parement inférieur du bloc.

V : pression d'eau sur le parement arrière du bloc.

Si le massif est correctement drainé, U et V sont négligeables.

βc : pente du plan de glissement CD

ϕa : angle de frottement apparent sur le plan AD.

ϕa est égal à la somme de l'angle de frottement résiduel propre à la roche et de l'angle de dilatance propre à l'irrégularité de la surface de glissement.

-La méthode utilisée pour le calcul du confortement des instabilités est celle des Laboratoires des Ponts et Chaussées (LPC).

-Cette dernière considère que la réaction des ancrages passifs est prise en compte sous la forme d'une réaction Ra parallèle à la direction de glissement et de sens opposé au glissement.

-Elle prend également comme hypothèses une absence de cohésion et de pressions interstitielles, soit C=0, U=0 et V=0.

Dans ce cas, l'expression (3) du coefficient de sécurité à l'état naturel devient :[18] [27]

$$F = \frac{G \times \cos \beta s \times \tan \phi a}{G \times SIN\beta S} \dots \dots (4)$$

et celui pour un talus renforcé (2) :

$$F = \frac{G \times \cos \beta s \times \tan \phi a + \mathrm{Ra}}{G \times SIN\beta S} \dots \dots . (5)$$

$$Ra = \frac{\mathrm{G}\ (\mathrm{FS} - 1)\ \sin\beta s + (\sin(\beta s - \phi \mathrm{a}\ )\ )}{\cos \phi a} \dots \dots . (6)$$

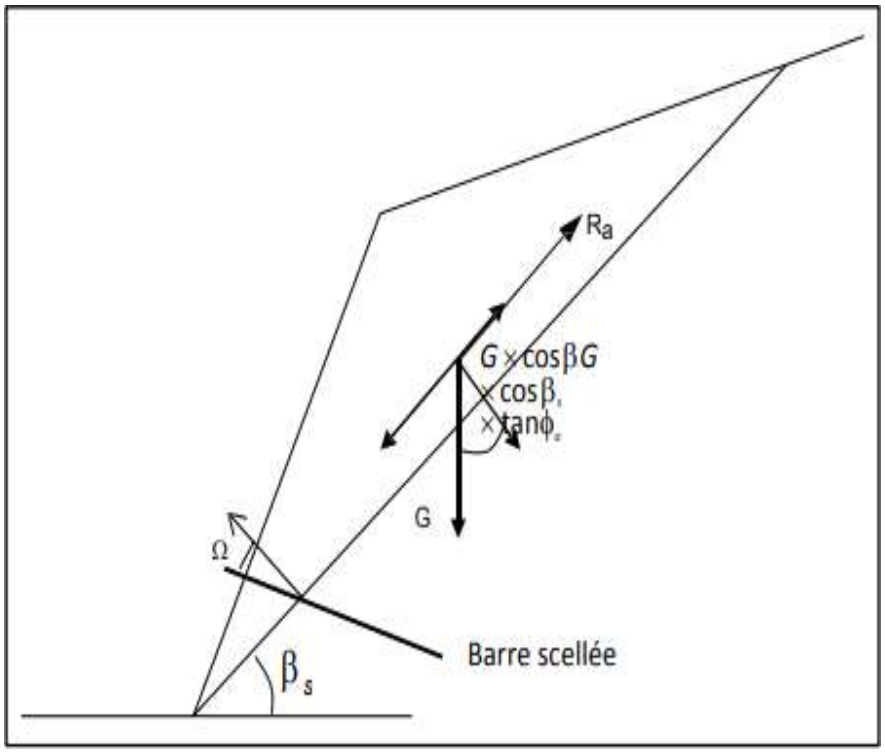


Figure IV 7 :barre passive scellèe [18]

Ra = n x Cb avec Cb, contribution d'une barre passive scellée, toutes actions confondues (traction, cisaillement, majoration de la composante de frottement) prise à 2/3 de la limite élastique de la barre, ce qui revient à prendre en compte un coefficient de sécurité sur l'acier à condition que l'inclinaison W des ancrages par rapport à la normale au plan de glissement soit ³ 10°.

Dans le cas contraire, on considère que la part du cisaillement est prépondérante et la contribution d'une barre passive scellée Cb sera prise à 0,5 fois la limite élastique de la barre. Dans des milieux corrosifs, la prise en compte de la corrosion introduit un surdimensionnement du diamètre de la barre ou du nombre d'ancrages.

La détermination de la profondeur de scellement au-delà de la surface de rupture s'effectue : Généralement en considérant la règle de dimensionnement suivante (dans l'esprit du béton armé aux états limites, afin de mobiliser la capacité maximale de l'acier en traction) : LD = k x ø où ø est le diamètre de la barre et k un coefficient qui dépend du produit de scellement (généralement k=70).

A partir d'essais de traction préalables, qui conduisent à la mesure du frottement latéral ancrage/rocher qs et à partir du calcul de la traction limite TL(kN) = qs(kPa) x π x D(m) x Ls(m) , où D est le diamètre de foration et Ls la longueur de scellement, en appliquant des coefficients de sécurité variant selon le mode de travail de la barre, 2 en traction pure et jusqu'à 4 en cisaillement pur.

Dans la pratique, la mise en oeuvre de tels essais est lourde et le frottement latéral du rocher est très souvent élevé, des valeurs de 1000 à 1500 kPa étant rencontrées.

Cette méthode sera d'avantage justifiée dans le cas d'une roche peu endurée par nature ou du fait de sa fragmentation ou de son altération.

Dans les cas qui nous concernent, les blocs constituent une masse instable frottant sur une discontinuité ou un ensemble de discontinuités.

La 1iere étape est de déterminer l'effort F (point d'application, intensité direction) transmise par ma masse rocheuse au filet.

Cet effort F est ensuite transmis aux câbles quand ils existent puis aux tirants. En l'absence de câbles, cet effort est directement transmis aux tirants.

Dans les cas qui nous concernent, il s'agit d'un simple glissement, la force Ra appliquée au filet correspond à la force motrice, moins la force résistante ; elle a la direction du plan de glissement.

Si :

-W représente le poids du bloc

-£ représente la discontinuité (glissement plan)

-FS représente un coefficient de sécurité sur le mécanisme de glissement.[18] [27]

IV.7.2 Essais de convenance :

IV.7.2.1 Résultats :

Un essai de convenance sur ancrage ont été réalisés par CAN ALGERIE selon la norme XP 94-444 sur le site DU CW 62 en date du 29/12/2019

Caractéristiques des tirants d'ancrage d'essai

Longueur libre des ancrages : 2 m.

Longueur scellée : 1 m.

Diamètre du forage : 45 mm.

Diamètre barre d ancrage : 32 mm

Résultat obtenu :

Tmax=293 kn

Surface de frottement =141372 mm2

La valeur caractéristique moyenne pour les 03 essais est donc de :

qs =293/0.141372=2065,47 Kpa

Cependant, compte tenu que seuls trois essai ont été réalise, nous appliquerons un coefficient réducteur f

de 30 %, et ce, par mesure de sécurité, soit une valeur caracterisque de :

2065,47 x 0.7=1445,83 Kpa.

Nous retiendrons donc une valeur de qs= 1400 Kpa.

Cette valeur sera appliquée aux sites de confortement en béton projeté et aux sites de conforment par filets ancrés. [18]

IV.8 Dimensionnement des ancrages passifs sous l'effet du séisme :

Au repos les talus actuels terrassés sont considères comme stables et n'exercent pas de poussée sur la masse rocheuse à conforter.

Lors d'une secousse sismique la force horizontale provoquée par la masse rocheuse sur le tirant est de:[26]

$F\gamma = 4.A.\ CP.\ WP$

Le projet étant situé à Tamezguida, nous avons donc :

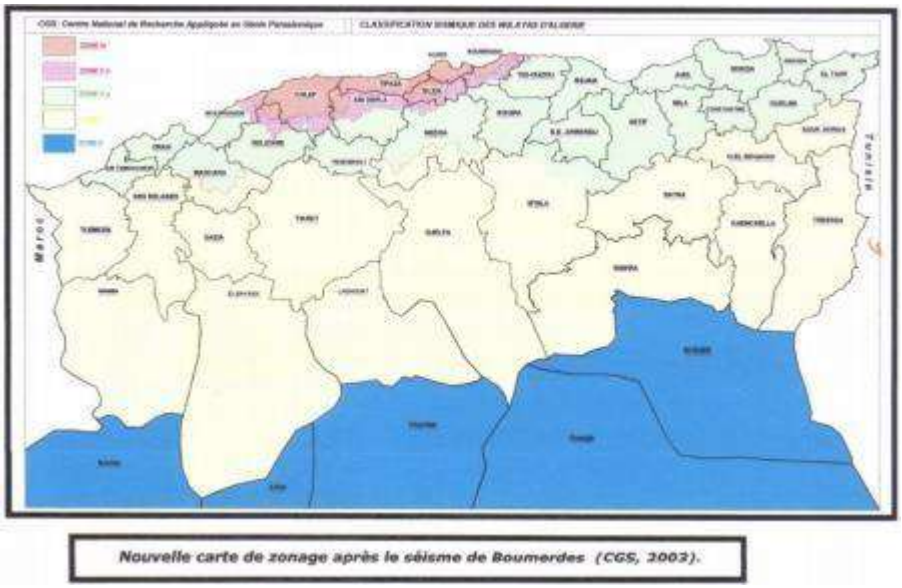


figure IV. 8 :carte de zonage[26]

le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité.

tous ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPA 99 doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après:

GROUPE 1A: ouvrages d'importance vitale.

GROUPE1B: ouvrages de grande importance.

GROUPE2:ouvrages courants ou d'importance moyenne.

GROUPE3:ouvrage de faible importance.

le coefficient d'accélération (A) est donné ci-après :

	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV.8 :coefficient d'accélération(A) [26]

sur la base de ce qui précède, le site étudié étant situé a la **ZONE III**, qui correspond à une zone de sismicité élevé, le projet sus cité est considéré comme un ouvrage courant ou de moyenne importance (2) [26]

A partir de ces données, le coefficient d'accélération à prendre en considération est **: A=0.2**[26]

CP =facteur de force = 0.3.

D'où : Fγ = Fγ = 4.A. CP. WP [18] [28]

Fγ= **4 x 0.981 x 0.2 x** WP **=** FT = π.Ø.τ.L.cos£ (£ étant l'angle de l'inclinaison du forage) [18] [28]

Nous prendrons £=15°

Les longueurs des barres scellées sont données ci-dessous, en fonction du poids des instabilités rocheuses WP à conforter.

Fγ= 4 x 0.981 x 0.2 x WP = 0,78 Wp en T [18] [28]

Nous nous situons dans le cas le plus défavorable où la masse rocheuse est reprise par un seul tirant.

Frottement développé par ce tirant :

Soit LS la longueur du tirant scellé à déterminer et FT la force de traction maximale que peut supporter le tirant :

FT = π.Ø.τ.LS.cos 15°= 3.14 x 4,5 x 100 x LS x 1.40 x10-2 = 20.62LS (LS en m et FT en T) [18] [28]

En prenant un coefficient de sécurité de CS =2

La force de frottement résistante serait de : (20.62 LS)/2= 10.31 LS

Equilibre : FT = Fγ

Soit 10.31 x LS= Wp, d'où LS = (Wp/10.31) m.[18] [28]

Selon le volume des blocs nous obtiendrons les longueurs LS suivantes :

Tableau IV .9 : variation des longueur Ls selon poids du bloc[18]

Volume bloc	Pois volumique	Poids du bloc	LONGUEUR L_S
2	2.60t /m3	5.20 T	0.50 m
4	2.60t /m3	10.40 T	1.00 m
6	2.60t /m3	15.60 T	1.51 m
8	2.60t /m3	20.80 T	2.01 m
10	2.60t /m3	26.00 T	2.51m
12	2.60t /m3	31.12 T	3.02 m
14	2.60t /m3	36.40 T	4.06 m

Cette longueur Ls sera divisée par le nombre d'ancrages utilisés.

Compte tenu de la corrosion, qui peut se développer dans le temps, il faut envisager une diminution future de la section de la barre de 10 %.

L'application de la formule du chapitre 7.1 donne :

Pour les tirants Ø 25 mm

LS =70x25=1.75 m

Suite à la non uniformité géotechnique des talus, on opte pour une longueur sellée de 03 m pour l'ensemble des tirants avec des tirants Ø 25 mm. Cependant des adaptations peuvent être apportées, en fonction des difficultés de terrain rencontrées.

IV.9 Dimensionnement des filets :

Le dimensionnement d'ouvrages tels que les grillages se font de manière empirique. Les paramètres à prendre en compte pour définir l'ouvrage sont principalement : la nature de la roche, la densité de fracturation, l'état d'altération, la géométrie de l'instabilité. Cela permet ensuite de définir l'emprise et le maillage du grillage et des ancrages à mettre en place. [18]

IV.10 Dimensionnement de la paroi clouée :

Nous observerons que les talus terrassés actuels sur lesquels est basée notre étude sont à l'état final et qu'il n'est pas envisagé de terrassements supplémentaires.

Le rôle de la paroi clouée sera, outre un renforcement de la stabilité de ces talus, de sécuriser ces derniers contre les évolutions régressives, en participer suite aux infiltrations d'eau.

IV.10.1 Caractéristiques des matériaux :

IV.10.1.1 Béton :[25]

Dosage du béton : 350 kg / m3 de ciment CPA 325.

Masse volumique du béton : 2500 kg / m3 .

Résistance caractéristique à la compression : ƒc28 = 25 MPA.

Résistance caractéristique à la traction : ƒt28 = 2,1 MPA.

Contrainte limite de service de compression : δbc = 15 MPA.

Contrainte limite ultime de compression : ƒbu = 0,85 ¦c28 / gb

Situation normale : γb = 1,5 ƒbu = 14,17 MPA.

Situation accidentelle : γb = 1,15 ƒbu = 18,48 MPA .

Module de déformation longitudinale :

Pour les charges instantanées : Eij = 11000 ¦cj.

Pour les charges de longue durée : Evj = Eij / 3.

IV.10.1.2 Aciers :[25]

Les armatures utilisées sont des aciers naturels Fe E40 ayant les propriétés suivantes :

Limite d'élasticité : ƒe = 400 MPA.

Module d'élasticité longitudinale : Es = 2.105

Contraintes limites ultimes de l'acier : ss = ¦e / gs

Cas normal: γs = 1, 15 δs = 348 MPA .

Cas accidentel: γs = 1, 00 γs = 400 MPA.

Contrainte limite de service de l'acier (fissuration préjudiciable) :

$$\delta = Min\ \frac{2}{3}fe = 400\ MPA\ ;\ \eta = 1{,}6\ (\text{aciers H. A})\ 150\eta$$

D'où : δs = 240 MPA

IV.10.2 Caractéristique des sols:

IV.10.2.1 TALUS :[18]

Les caractéristiques suivantes donnée par le Laboratoire :

Poids spécifique du sol (gneiss) : γ = 1.90 t/m3

Cohésion estimée : C = 0.15 bars

Angle de frottement interne : ϕ = 18,5 °

Les Valeurs de C et de ϕ ne seront pas utilisés, nous nous baserons sur le résultat de l'essai d'arrachement sur ancrage.

IV.10.2.2 Caractéristiques Tirant d'ancrage :

Les tirants adoptés ont les caractéristiques suivantes (voir essai de convenance) :[27]

Ø : diamètre du tirant =0.025 m,

f : force d'adhérence tirant –sol falaise = 1400 kpa (Selon l'essai d'arrachement)

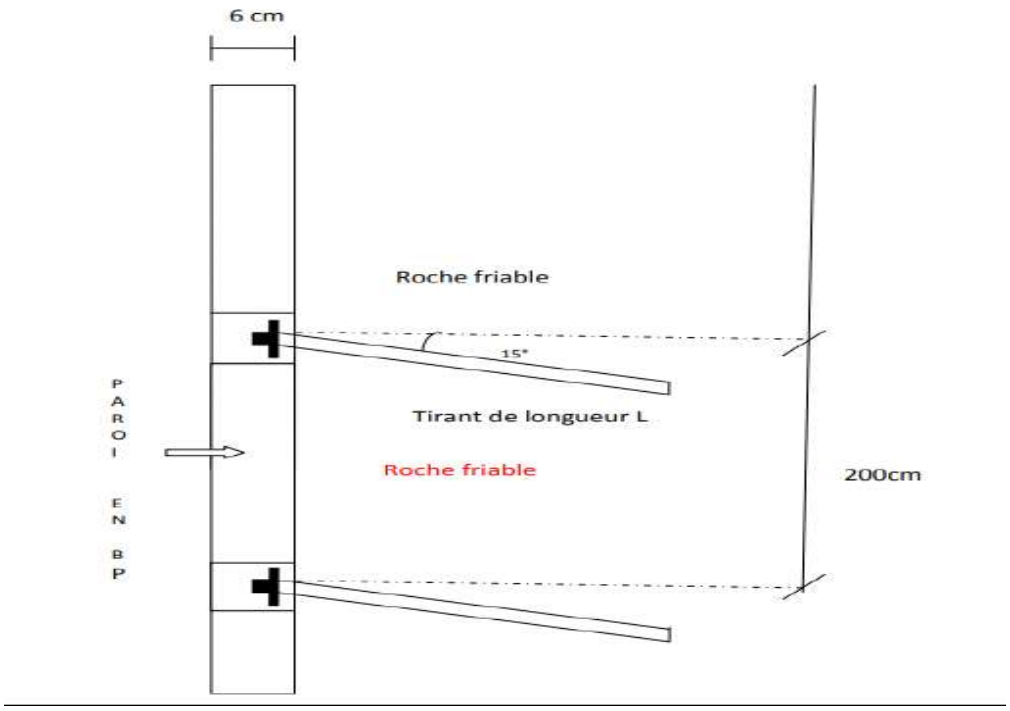


Figure IV.9 : stabilisation du talus[18]

Au repos le talus rocheux est stable et n'exerce pas de poussée sur le rideau.

Lors d'une secousse sismique la force horizontale provoquée par le rideau sur le tirant est de:

Fγ = 4.A. CP. WP[27]

Avec : A= accélération de zone=20 % g=1.96m/s2[26]

CP =facteur de force = 0.3[27]

En optant pour un une paroi de béton projeté de 6 cm d'épaisseur et un espacement horizontal des tirants eh =2.00 m et un espacement vertical de eh =2.00, nous obtenons :

WP = 0.06 x 2.000 2 x 2.500 = 0.6 T

Fγ = 4 x 1.96 x 0.3 x 0.6 = 1.41 T

Frottement développé par 1 tirant :

Soit L la longueur du tirant scellé à déterminer et FT la force de traction maximale que peut supporter le tirant :

FT = π.Ø.τ.L.cos 15°= 3.14 x 7,6 x 92,5 x L x cos15°x10-2 = 21.19 L (L en m et FT en T)

En prenant un coefficient de sécurité de **CS =3**

la force de frottement résistante serait de : 21.9XL/3= 7.3 L

Equilibre : FT = Fγ

Soit 21.3 x L= 1.41, d'où L = 0.66 m.

Compte tenu de l'état de la roche constituée de roches friables dans laquelle seront scellés les tirants on prendra : **L= 3.0 m**

Nous obtenons donc un coefficient de sécurité de

FS =3.00/0.75 =4, qui compense donc largement le fait qu'un seul essai de convenance sur ancrage soient réalisé.

IV.11 Ferraillage du rideau :

IL s'agit d'un parement en BA, donc les calculs définiront les sections d'acier nécessaires dans le parement conformément aux régies BAEL91 révision 1999 en considérant la paroi comme une poutre continue sur appuis simples multiples dans le sens vertical et dans le sens horizontal. Le dimensionnement abordera la vérification du parement à la flexion à l'ELU sous la charge suivante :[25] [26]

$$Mser = \frac{pl^2}{12} = \frac{(1.9\ \text{X}\ 0.2)\ \text{x}\ 22}{12} = 0.126\ \frac{\text{tm}}{\text{bande}}\ \text{de1m} = 0.\ \text{OO126 MN.\ m}$$

Tous calcul faits, on trouve que c'est la section minimale RPA qui est prépondérante, soit :

MIN RPA = 0.1 % (6x100) =0.6 cm²/ml

On prendra 1 nappe de TS d 5 mm maille 15x15 mm.

On retiendra donc la géométrie suivante :

ANCRAGES	
Type d'ancrage	D25 mm
Cotes des ancrages (m)	Variable
Espacement horizontal	2,00 m
Espacement vertical	2,00 m
Hauteur de talus	4 à 20 m
Inclinaison (par rapport à l'horizontale)	15° à 20°
Diamètre du forage	45 mm
Dispositions des ancrages	En quinquence
PAREMENT	
Type	Béton projeté
Epaisseur	6 cm
Epaisseur sous plaque	12 cm
Nombre de nappes de treillis	01nappe Ø= 5mm maille15 *15 cm
Enrobage	2.5 cm

Tableau IV. 10 : géométrie des ancrage et des parement

IV.12 Conclusion :

Au vu de l'étude faite, on peut conclure que la technique de stabilité de la falaise du cw62 résoudre d'une façon permanente le problème des instabilités rocheuses.

A partir de l‟étude analytique réalisée, on a pu aboutir aux résultats suivantes :

La formation d‟une fracture de traction contribue également à la diminution des coefficients de sécurité pour la rupture plane.

érosion par les eaux de ruissellement du talus argileux de la base de la falaise,conduisant localement à dees sous-cavages.

-La plupart des terrains constituant la falaise présentent une certaine cohésion, qui permet d'assurer leur stabilité en talus verticaux sur une certaine hauteur. Lorsque cette cohésion diminue, sous l'effet d'une altération physicochimique par exemple , notamment le long de plans de fractures, la stabilité n'est plus assurée .

-La variation du pendage a permet de montrer qu‟un massif rocheux perd sa stabilité lorsqu‟il existe un pendage bien spécifique par rapport au paramètre de résistance « l‟angle de frottement et la cohésion ».

La variation du pendage a permet de montrer qu‟un massif rocheux perd sa stabilité lorsqu‟il existe un pendage bien spécifique par rapport au paramètre de résistance « l‟angle de frottement et la cohésion » .

-L'objectif principal de ce travail est de caractériser et classifier le massif rocheux de la falaise ainsi que l'étude de stabilité de la pente, ce massif représente des problèmes et des dangers qui menacent la route w62.

-Le comportement mécanique des massifs rocheux dépond de la structure géométrique des discontinuités ainsi que de leurs propriétés mécaniques et de celles de la matrice rocheuse.Ces derniers sont utilisés pour la classification du massif.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle est divisé en deux parties, la première est une synthèse bibliographique et la deuxième est une application à l'éboulement rocheux de la falaise du Cw62 (Medea).

ces éboulement présentent une grande importance pratique à cause :

-des risques qu'ils font encourir aux humains et aux matériels.

-la difficultés techniques d'y porter remèdes.

-des grands couts économiques.

L'étude des éboulement rocheux fait appel à un calcul de stabilité qui peut être effectué sur un versant dans deux circonstance bien distinctes : avant ou après le déclenchement du phénomène du versant.

Sur un versant apparemment stable : l'objectif est :

- d'apprécier la marge de sécurité dont dispose le versant.

- de définir la zone la plus menacée du site et la géométrie d'une rupture éventuelle.

- d'examiner le risque associé à la réalisation sur ce site de certains travaux (terrassement, construction,…etc.)

Sur un versant ou un glissement est apparu : l'étude permet :

- d'analyser le mécanisme de la rupture en comparant l'importance relatives des forces en présence et donc parmi plusieurs causes possibles, de repérer celles

qui jouent un rôle décisif dans l'apparition de la rupture.

- de définir les dispositifs confortatifs.

L'étude des Instabilités rocheuses commence toujours par une étude géotechnique, comme tout autre projet, Elle apporte une aide capitale et indispensable dans la reconnaissance des paramètres physiques et mécaniques du site, au moyen des essais au laboratoire ou in situ .et donc de remédier à ce dernier par confortement adéquat pour stabiliser le versant.

En conclusion, la démarche d'élaboration d'un dispositif de confortement de la falaise rocheuse procède des éléments suivants :

-Identification des paramètres d'instabilité.

- Etude de stabilité par différentes méthodes.

- Choix de solution en tenant compte des contraintes de site, économiques, de délai, etc.

- Dimensionnement du projet de solution.

Références Bibliographique

Référence bibliographique :

[1] : ORRM, observatoire régionale des risques majeurs

[2] : Schuppener and Scarpelli, 2006,Modélisation des éboulements rocheux par la méthode des éléments discrets : application aux évènements réels,Thèse de doctorat.

[3] : Yeison Cuervo, [2003] -etude bibliographique de la typologie des éboulements rocheux et des modes de ruptures associés -application au contexte de L'Île de la réunion,BRGM RP-52909-FR

[4] LIRIGM (Laboratoire Interdisciplinaire de Recherches Impliquant la Géologie et la Mécanique): C. Dussauge, A. Giraud, P. Desvarreux, J-M. Vengeon CETE Lyon 1LCPC (Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement de Lyon, associé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) : L. Effandiantz, L. Rochet ADRGT (Association pour le Développement de la Recherche sur les Glissements de Terrain): P.

[5] Rapport CETTE de lyon,Atlas départemental des secteurs À risque de mouvement de terrains de doubs,service SPRS/UPRNT.

[6] Yeison Cuervo. Modélisation des éboulements rocheux par la méthode des éléments discrets : application aux évènements réels. Génie mécanique [physics.class-ph]. Université Grenoble Alpes, 2015. Français. ffNNT : 2015GREAI066ff. fftel-01256375f

[7] Colas b Bailet L(2009) -) Hiérarchisation du risque de chute de bloc sur le réseau routier département de de l'aude.rapport BRGM /RP-57528-FR 110p.99 ill-2 carte hors texte CD-rom

[8] GuideTechnique-LCPC-ALEABOU ISSN1151-1516, Les études spécifiques d'aléa lient à l'éboulement

[9] FABRE Denis, HANTZ Didier (2020), Glissements et éboulements rocheux, une fatalité ?, Encyclopédie de l'Environnement,

[10] Damien Bachmann. Modélisation physique tridimensionnelle des mouvements gravitaires de grande ampleur en milieu rocheux.. Sciences de la Terre. Université Nice Sophia Antipolis, 2006. Français,Thèse de doctorat.

[11] IFSTTAR, instittut Français des sciences et techniques des Réseaux, laboratoire centrale des ponts et des chaussées.

[12] Collectif LCPC (2001) Parades contre les Instabilités rocheuses. Guide méthodologique,Collection Environnement Les risques naturels. LCPC n°59023103, pp 144.

[13] Ifsttar et Cerema, Prise en compte du paysage dans les protections

[14] Collectif Interreg IIIA (2006) RocksliDetect : Développement d'outils méthodologiques pour la détection et l'étude de la propagation des éboulements de masse. Interreg IIIA-Alcotra

projet n 023.

[15] CARTANNAZ C., ACTIS S., MORIN J. (2012) Etude de l'aléa chutes de blocs. Proposition de parades, commune de Bouillonville (Meurthe-et-Moselle) Rapport BRGM/RP-60164-FR, 170 p., 11 ill., 3 ann., 2 cartes hors-text.

[16] tamesguida wikepedia encyclopedia

[17] Climate-Data.org / AM OP / OpenStreetMap,classification selon Köppen-Geiger.

[18] etude de confortement du CW62-tamsguida- DTP de medea

[19] Les mouvements de terrain Monique Fort, François Bétard, Gilles Arnaud-Fassetta Dans Géomorphologie dynamique et environnement (2015), pages 133 à 180, cycle géomorphologique : la mobilisation des éléments détritiques

[20] Caractérisation et classification géomécanique du massif rocheux d'Aokas Bejaia,Université Abderrahmane Mira de Bejaia,thése de master

[21] Aghiad KHADOUR,Marion BOST,Étude paramétrique de la résistance à l'arrachement d'un ancrage passif sceller au rocher.

[22] XP P 94-444 (2002). Roches - Essai statique d'arrachement, sous un effort axial de traction, d'un ancrage scellé dans un massif rocheux - Essai par paliers, AFNOR, 12 pages.

[22] Rapport technique S.A.R.L ECERO ,bensalma entreprise de construction de réhabilitation D'ouvrage d'art.

[23] Résultats de l'essai de convenance sur tirant selon norme XP 94-444 réalisé parCAN ALGERIE en date du 15/8/2017.

[24] EuroCode 7 NF P 94-270 - Ouvrages de Soutènement 07/2009.

[25] BAEL 1991 additif 1999 et EuroCode 2, calcul béton armé.

[26] Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Arts, RPOA 2008.

[27] Guide technique LCPC.1998

[28] Recomendationde A.F.T.E.S technologie du boulonage GT6R4F1

Site internet :

[28] :https://www.cfmr-roches.org/sites/default/files/jngg/JNGG%202006%20s3%20pp%20217-225%20Ruegger.pdf

[29] :https://wwwBrochure-FR-Protection contre chutes de blocs-2017.pdf

[30] :http://www.risknat.org/projets/riskydrogeo/docs/guide_pratique/Activite5_Parades/A5-0-Parades_complet.pdf

[31] :http://www.meurthe-et-moselle.gouv.fr/content/download/9513/58567/file/RP-60164-FR_CdB_Bouillonvile_final.pdf?fbclid=IwAR2Fi6SPOrPbk6IKvVcnGajdf49-iz-3AFddZAWyLuzh1Uqtx0UocqnxFNk

[32] :https://www.ifsttar.fr/collections/ActesInteractifs/AII3/pdfs/169743.pdf

Annexe

ESTIMATION VOLUME PURGE -DEROCTAGE-CW62-MEDEA

N° masse	Dimensions équivalentes			Volume en m3
	H	L	L	
1	1,00	2,00	2,50	5,00
2	2,00	1,00	1,70	3,40
3	1,40		2,50	0,00
4	1,30	1,00	7,00	9,10
5	3,50	3,80	3,50	46,55
6	4,00	2,00	1,60	12,80
7	1,60	7,00	1,80	20,16
8	1,80	10,00	2,00	36,00
9	1,10	1,80	2,10	4,16
10	1,80	10,00	1,80	32,40
11	1,70	1,70	1,20	3,47
12	1,20	8,00	1,40	13,44
13	2,80	1,60	1,40	6,27
14	2,50	1,50	1,10	4,13
15	1,90	3,50	1,80	11,97
16	12,00	2,50	1,50	45,00
17	0,80	1,50	0,60	0,72
18	0,80	3,20	1,50	3,84
19	0,80	1,50	0,60	0,72
20	1,80	2,00	8,80	31,68
23 à25				200,00
			Total blocs	490,80
			pierres et terres s à purger entre P6 et P30	100,00
			Total purge et déroctage entre P6 et P30	**590,80**
			pierres et terres à purger entre P6 et fin projet	1600,00
			Total volume purge de la totalité du projet	**2190,80**

DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF TRAVAUX ENTRE PROFILS P6 ET P30

Désignation	U	Q	Observations
Boulons de+placage Ø32 mm	U	819	
Tirants Ø25 mm	ml	2457	
Filet métallique SPIDER	M2	282	
Filet métallique TECCO	U	219	
Purge et déroctage de masse	M3	600	2200 M3 pour la totalité du projet
Béton projeté	M2	3416	



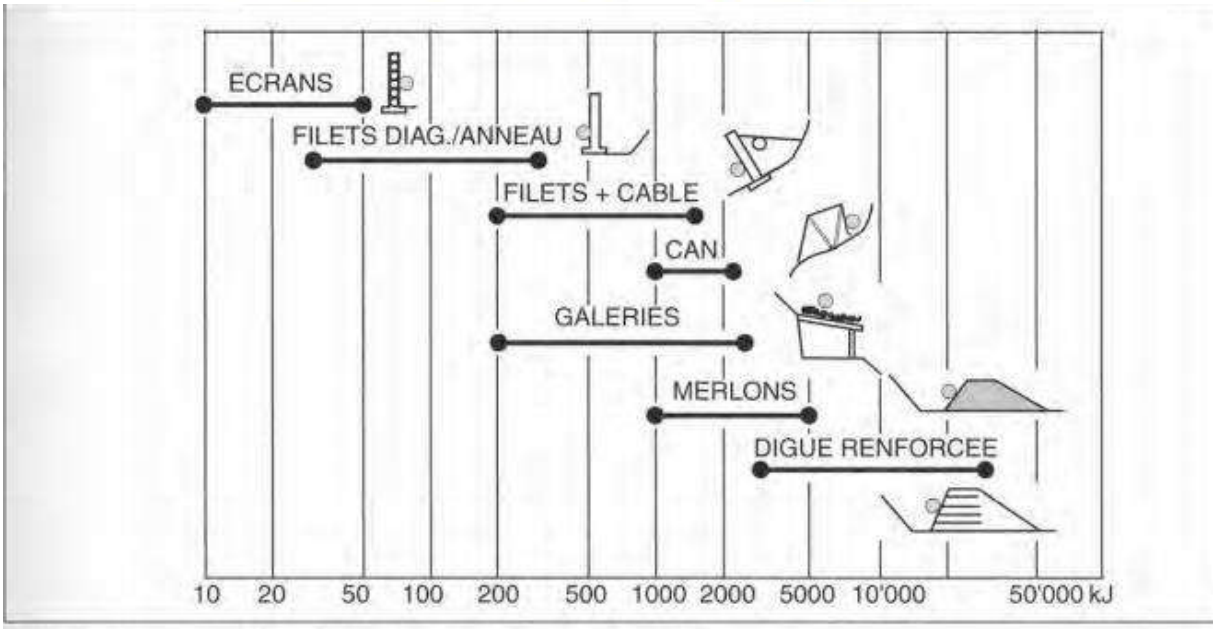
L’aire de l’étude

Parades actives (s'oppose à la manifestation du phénomène)		Capacité
Purge	purges douces (manuelles)	Purges d'éléments du dm³ à qqs m³
	purges à l'explosif (exceptionnelle)	
Reprofilage et abattage		Variable, en fonction du volume rocheux instable à abattre
soutènement	contrefort	Dépend du volume rocheux instable
	buton en béton	
	buton métallique	
	pilier	
Ancrage	passif (barre scellée sur toute la longueur dans le trou de forage, plaque d'appui et écrou de serrage à l'extrémité libre), exemple : cloutage	Type d'ancrage (actif ou passif) déterminé par les essais de convenance. Masse de blocs retenus en fonction de la profondeur et du type d'ancrage
	actif (barres ou câbles scellés en fond de trou, mise en tension, réglage de la surface d'appui), exemple : tirant	
Béton projeté		technique de protection et non de soutien
Filets et grillages plaqués		Aucune capacité à supporter les éboulements de masse
végétalisation	Peut dans certain cas destabiliser la zone de départ et provoquer le phénomène	
Drainage	de surface ou profond	

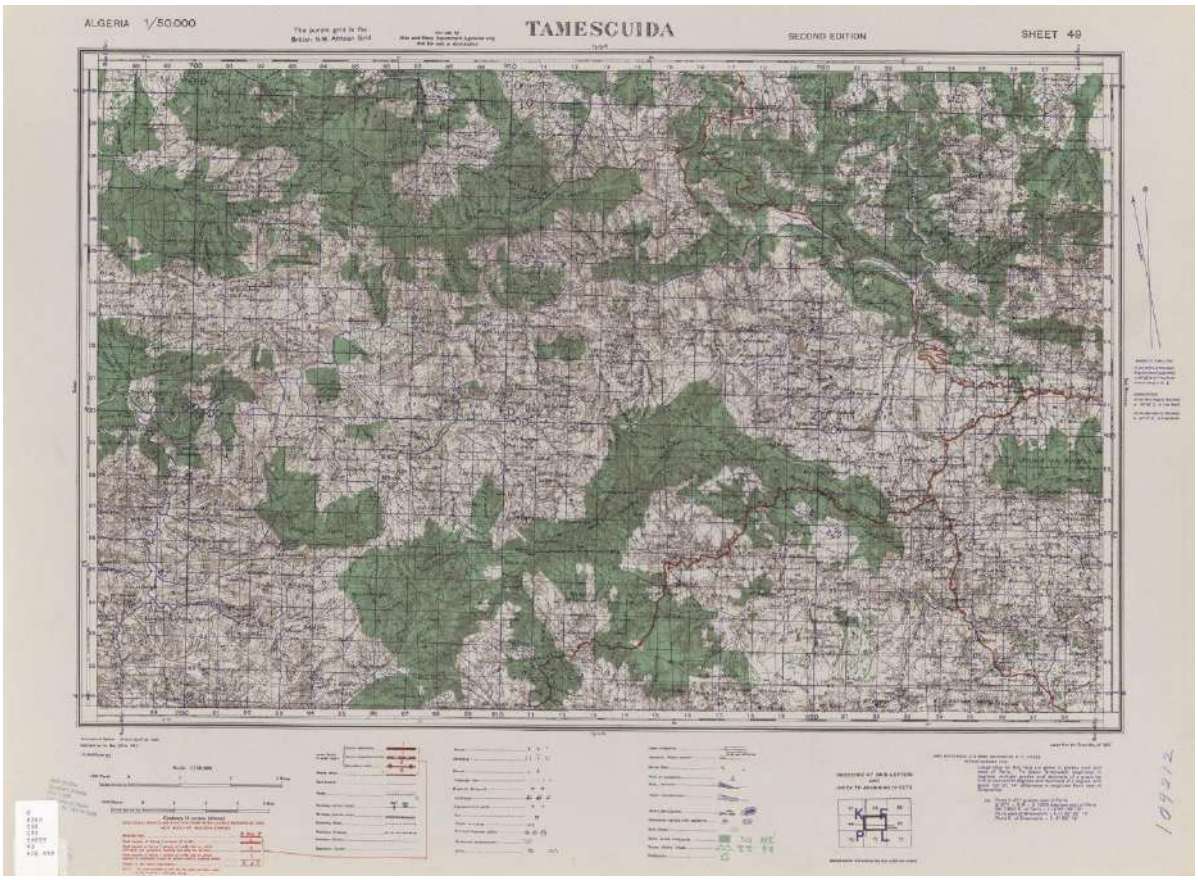
Illustration - Tableau synthétique de parades actives

Parades passives (une fois le phénomène déclenché)				Capacité
Merlon				jusqu'à 100 000 kJ
BARRIERE = ECRAN	FIXE / STATIQUE	écran à structure rigide	echelle de perroquet	100 kJ pour les structures légères, jusqu'à 100 000kJ pour les écrans très massifs
			blocs bétons liaisonnés empilés	
			gabions	
			palplanches	
		barrière fixe (ou écran statique) de grillage ou de filet	grillage double nappe, double torsion	10 kJ
			grillage simple nappe, double torsion	
			filets en cable metallique	qqs 100 kJ (classe 1 à 3 : norme NF P 95-308)
			filets métalliques type ASM	qqs 1000 kJ
	dyna	écran déformable (dynamique) de filet	filets en cable métallique	qqs 1000 kJ
			filets métalliques type ASM	
grillage ou filet pendu			grillage simple simple ou double torsion	Chute fréquente d'éléments < à quelque 100 dm³. Peut être associé avec un filet.
			filets métalliques type ASM	Pour des blocs entre quelque 0,1 et 1 m3
Fosse de réception			Variable selon les dimensions de l'ouvrage, elles mêmes dépendantes de la configuration topographique du site d'implantation (pente, hauteur du talus)	
Déviateur latéral			N'arrête pas les blocs mais les détourne des enjeux à protéger	

Illustration - Tableau synthétique de parades passives



: Capacité d'absorbtion d'energie [kJ] pour différents types d'ouvrages de protection


ALGERIA 1/50,000
TAMESCUIDA
SECOND EDITION
SHEET 49