

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : GEOTECHNIQUE

Présenté par : BENMARCE Abdelhakim

Thème: Stabilité des massifs rocheux

Sous la direction de : BENAMARA .F

Juillet 2019

Remerciement

Avant d'entamer l'étude que j'ai entreprise, je tiens à exprimer à tous ceux qui m'ont permis de mener à bien ce travail, toute ma gratitude et reconnaissance.

*Mes remerciements vont en premier lieu au bon **Dieu**, tout puissant. Je voudrais tout d'abord adresser toute ma gratitude à la directrice de ce mémoire, **M^{me} BENAMARA FATIMA**, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.*

*Mes vifs remerciements au **Membres de jury** pour avoir accepté d'examiner ce modeste travail malgré les nombreuses tâches qui leur incombent.*

J'adresse mes vifs remerciements également à l'ensemble du staff d'enseignants du Département de Génie Civil et Hydraulique, qui a contribué à ma formation durant mon cursus d'étude universitaire.

Enfin, toute ma reconnaissance envers ma famille surtout mes très chers parent, mes amis et mes collègues d'étude qui m'ont apporté leur soutien tout au long de ma démarche.

Liste des Figures

Chapitre I : Caractérisation et classification des massifs rocheux

Fig. I.1	Roches plutoniques a) Granite b) Gabbro	3
Fig. I.2	Roches volcaniques a) rhyolite b) Basalte	3
Fig. I.3	Les principales phases de formation des roches sédimentaires	4
Fig. I.4	Roches détritiques a) Argile b) Grès	4
Fig. I.5	Roches chimiques et biochimiques a) charbon b) calcaire	5
Fig. I.6	Métamorphisme de contact	6
Fig. I.7	Métamorphisme régional	6
Fig. I.8	discontinuité type diaclase	7
Fig. I.9	discontinuité type faille	7
Fig. I.10	les joins sédimentaire	8
Fig. I.11	la schistosité dans la roche métamorphique	8
Fig. I.12	Illustration de pendage et de l'azimut d'une discontinuité.	9
Fig. I.13	Espacement, ouverture et remplissage des joints	10
Fig. I.14	Définition de la rugosité à différentes échelles.	10
Fig. I.15	Estimation de la valeur RQD	11
Fig. I.16	Abaque déterminent le GSI	18
Fig. I.17	Déférents critères de classification selon AFTES	20

Chapitre II : Rupture des massifs rocheux fissurés

Fig. II.1	Comportement dit « fragile » et comportement « ductile ».	22
Fig. II.2	L'effet de la pression	22
Fig. II.3	L'effet de la température	23
Fig. II.4	L'effet de la vitesse	24
Fig. II.5	Les différentes phases de fissuration et rupture d'une éprouvette en compression, ou la rupture présente une seule fissure	24
Fig. II.6	Les trois modes de propagation d'une fissure.	25
Fig. II.7	Cisaillement d'une discontinuité lisse sous contrainte normale constante	26
Fig. II.8	Discontinuité naturelle	27
Fig. II.9	Etat de surface d'une discontinuité naturelle	27
Fig. II.10	Cisaillement des aspérités	28
Fig. II.11	Cisaillement de deux blocs rocheux	28

Fig. II.12	Essai de cisaillement d'une discontinuité naturelle distante	28
Fig. II.13	Représentation de la dilatance dans le plan de Mohr	29
Fig. II.14	Critère de rupture de Mohr-Coulomb représenté dans le plan (τ ; σ)	30
Fig. II.15	Critère de rupture de Mohr-Coulomb représenté dans le plan des contraintes principales (σ_1 ; σ_3)	31
Fig. II.16	Modèle de rupture de Griffith	32
Fig. II.17	Critère de rupture de Griffith	33
Fig. II.18	critère de Hoek et Brown	33
Fig. II.19	Modèle de comportement élastoplastique parfait et avec radoucissement	36
Chapitre III: Instabilité des massifs rocheux et méthode d'analyse		
Fig. III.1	influence du pendage sur le glissement	38
Fig. III.2	Chute de blocs depuis le versant Est du massif de la chartreuse	39
Fig. III.3	Glissement des massifs rocheux de grands volumes «La Clapière en 1986 »	40
Fig. III.4	Grands écroulements du Mont-Granier	40
Fig. III.5	coulée de boue sur l'île de Tahaa en avril 1998 [PPR Polynésie, 2010]	41
Fig. III.6	Dégradations superficielles	41
Fig. III.7	Glissement plan	42
Fig. III.8	Rupture en dièdre ou en coin	42
Fig. III.9	Décompression du massif et basculement	43
Fig. III.10	Rupture de pied de colonne	43
Fig. III.11	Rupture de surplomb	43
Fig. III.12	Basculement par défaut d'assise	44
Fig. III.13	Basculement par flexion	44
Fig. III.14	Basculement secondaire par le pied	44
Fig. III.15	Basculement de blocs	45
Fig. III.16	Fauchage	45
Fig. III.17	Flambement	46
Fig. III.18	Glissement pseudo-circulaire	46
Fig. III.19	Modes de rupture de base : a) planaire; b) dièdre; c) basculement; d) circulaire, modifiée de Hudson et Harrison, 1997	48
Fig. III.20	Glissement plans	49
Fig. III.21	Géométrie d'une pente en rupture plane	50

Fig. III.22	Géométrie d'une pente en rupture plane saturée d'eau	51
Fig. III.23	Fracture de traction interceptant le sommet du versant et la face de la pente	52
Fig. III.24	Rupture plan avec fracture de traction	53
Fig. III.25	Rupture plan avec fracture de traction interceptant la face de la pente	54
Fig. III.26	Géométrie de la pente avec fracture de traction interceptant le sommet de la pente	54
Fig. III.27	Glissement en dièdre le long de l'intersection de deux discontinuités	55
Fig. III.28	vue en perspective d'une rupture en coin	56
Fig. III.29	Résolution des efforts pour le calcul du facteur de sécurité du Dièdre: (a) vue du coin présentant l'orientation des angles β et ξ , et les réactions RA et RB sur le plan de glissement, (b) Coupe transversale du dièdre présentant la résolution du poids de dièdre W.	56
Fig. III.30	Abaque donnant le facteur K	57
Fig. III.31	Abaques donnant les facteurs A et B pour une différence de pendage de 10°	58
Fig. III.32	vue en perspective de dièdre présentant la numérotation des lignes d'intersection et des plans	59
Fig. III.33	Basculement de roche dure avec des discontinuités de très fort pendage (Schroeder).	60
Fig. III.34	Les conditions de glissement et du renversement d'un bloc sur un plan incliné	60
Fig. III.35	Exemple d'implantation d'un merlon dans une pente avec reprofilage du versant amont	62
Fig. III.36	Fosse de réception aménagée en pied de falaise	63
Fig. III.37	Ecran à structure rigide en gabions	63
Fig. III.38	Grillage comme barrière fixe	64
Fig. III.39	purge d'un éboulement sur voie de circulation [Génois, CETE]	64
Fig. III.40	Reprofilage de la pente naturelle d'un massif instable [Granier, 2010]	65
Fig. III.41	Mécanisme de protection d'une galerie	65
Fig. III.42	Exemples de soutènements actifs	66
Fig. III.43	Types d'interventions de confortement	66
Fig. III.44	Stabilisation de paroi par plaquage de filets de grillage [Granier, 2010]	67
Fig. III.45	Modes de dissipation de l'énergie d'un bloc par un arbre	67
Chapitre IV: Etude de la stabilité des versants rocheux		
Fig. IV.1	Rupture plan sans fracture en absence d'eau	69

Fig. IV.2	Rupture plan sans fracture en présence d'eau	71
Fig. IV.3	Rupture plan avec fracture en présence d'eau	72
Fig. IV.4	Le poids W_r du bloc en rupture plan	73
Fig. IV.5	Comparaison des F_S en fonction des angles de rupture pour le cas : rupture plan (sans fracture en absence et en présence d'eau)	75
Fig. IV.6	Comparaison des F_S en fonction des angles de rupture pour le cas : rupture plan (avec fracture en absence et en présence d'eau ($Z_w = Z$))	75
Fig. IV.7	Géométrie du coin utilisé pour l'analyse de la stabilité, y compris l'influence du frottement, la cohésion et la pression de l'eau sur les plans du glissement:	
	a) vue en plan du coin présentant la numérotation des lignes et des plans d'intersection;	78
	(b) vue normale à la ligne d'intersection (5) indiquant la hauteur du coin et la distribution de la pression d'eau.	
Fig. IV.8	Carte stéréographique des données nécessaires à l'analyse de la stabilité du coin.	79
Fig. IV.9	Glissement d'un Bloc rocheux sur plan incliné	81
Fig. IV.10	9 La boîte de dialogue définition du projet « projet »	83
Fig. IV.11	La boîte de dialogue Settings	84
Fig. IV.12	La boîte de dialogue terrain	84
Fig. IV.13	La boîte de dialogue Rock	85
Fig. IV.14	La boîte de dialogue Slip Surface	85
Fig. IV.15	La boîte de dialogue Water	86
Fig. IV.16	La boîte de dialogue Analysis	86
Fig. IV.17	La boîte de dialogue slip surface pour le cas coin en rupture	87
Fig. IV.18	La boîte de dialogue paramètre	87
Fig. IV.19	Analyse de la stabilité du versant rocheux en rupture plane	
	a) Rupture sans fracture en absence d'eau b) Rupture avec fracture en présence d'eau c) Rupture sans fracture en présence d'eau	88
Fig. IV.20	Comparaison des F_S « Rock Stability » en fonction des angles de rupture pour le cas : rupture plane (avec fracture en absence et en présence d'eau ($Z_w = Z$))	90
Fig. IV.21	Critère de Hoek Brown représentant a) Les contraintes principales majeure et mineure b) La contrainte normale en fonction de la contrainte tangentielle donné par Rocklab	91

Fig. IV.22	Carte stéréographique obtenu d'après le logiciel Rock Stability	93
Fig. IV.23	Rupture dièdre sans fracture obtenue d'après logiciel Rock Stability a) en absence d'eau b) en présence d'eau	94
Fig. IV.24	Rupture dièdre avec fracture obtenue d'après logiciel Rock Stability a) en absence d'eau b) en présence d'eau	96

Liste des Tableaux

Chapitre I : Caractérisation et classification des massifs rocheux

Tableau I.1	Classification de la roche en fonction du RQD	12
Tableau I.2	Paramètres de la classification du système Q	13
Tableau I.3	Valeur de Q et qualité du massif rocheux selon Barton et al.	15
Tableau I.4	Paramètres de classification des roches et notes de pondération	16
Tableau I.5	Note d'ajustement pour l'orientation des joints	16
Tableau I.6	La classe et la qualité du massif selon RMR	17
Tableau I.7	La qualité du massif selon la valeur du GSI	17

Chapitre III: Instabilité des massifs rocheux et méthode d'analyse

Tableau III.1	Classement des éboulements en fonction de leur volume	37
Tableau III.2	Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité.	47

Chapitre IV: Etude de la stabilité des versants rocheux

Tableau IV.1	Bilan des coefficients de sécurités en fonction de l'angle de rupture pour rupture plan (absence d'eau sans fracture)	70
Tableau IV.2	Bilan des coefficients de sécurités en fonction de l'angle de rupture pour le cas : rupture plan (présence d'eau sans fracture)	71
Tableau IV.3	Bilan des coefficients de sécurités en fonction de l'angle de rupture pour rupture plan (présence d'eau avec fracture)	74
Tableau IV.4	Les caractéristiques géométriques et géotechniques du dièdre en rupture 1 ^{er} cas	76
Tableau IV.5	Les caractéristiques géométriques et géotechniques du dièdre en rupture 2 ^{ème} cas	77
Tableau IV.6	Les paramètres définissant les propriétés du coin	79
Tableau IV.7	Coefficients de sécurité pour différents valeurs de cohésion des plans de rupture	80
Tableau IV.8	Coefficients de sécurités en fonction de l'angle de θ pour le cas : rupture plan sur plan incliné (absence d'eau)	81
Tableau IV.9	Coefficients de sécurités en fonction de l'angle de rupture θ pour le cas : rupture plan sur plan incliné (présence d'eau)	82

Tableau IV.10	Bilan des coefficients de sécurités pour rupture plane ($\theta = 35^\circ$) Critère M-C (en absence et présence d'eau)	88
Tableau IV.11	Bilan des coefficients de sécurités pour rupture plane $\theta = 40^\circ$ Critère M-C (en absence et présence d'eau avec fracture)	89
Tableau IV.12	Bilan des coefficients de sécurités pour rupture plane avec $\theta = 45^\circ$ Critère M-C (en absence et en présence d'eau avec fracture)	90
Tableau IV.13	Bilan des coefficients de sécurités pour rupture plane $\theta = 35^\circ$ Critère H.B (en absence et présence d'eau avec fracture)	91
Tableau IV.14	Bilan des coefficients de sécurités pour rupture plane $\theta = 40^\circ$ Critère H-B (en absence et présence d'eau avec fracture)	92
Tableau IV.15	Bilan des coefficients de sécurités pour rupture plane $\theta = 45^\circ$ Critère H-B (en absence et présence d'eau avec fracture)	93
Tableau IV.16	Bilan des coefficients de sécurités pour rupture dièdre sans fracture (en absence et présence d'eau)	94
Tableau IV.17	Bilan des coefficients de sécurités pour rupture dièdre avec fracture (en absence d'eau)	95
Tableau IV.18	Bilan des coefficients de sécurités pour rupture dièdre avec fracture (en présence d'eau)	95

Notations

C : La cohésion du sol / roche [KN/m^2].

τ : Contrainte de cisaillement.

σ_n : Contrainte normale.

m : Constante de matériau non linéaire en fonction de la qualité de la roche.

a : Coefficient en fonction de la rupture de la roche.

m_i : Constante de résistance constante de la roche intacte pour les conditions de pointe.

D : Coefficient de dommage de la masse rocheuse.

N : Force normale agissant sur la surface de glissement.

R_c : La résistance à la compression [Kgf/cm^2].

R_t : La résistance à la traction [Kgf/cm^2].

Φ : Angle de frottement interne.

J_v : La densité volumique des joints.

J_n : Nombre de famille de discontinuités.

J_r : Paramètre de rugosité des joints.

J_a : Paramètre d'altération des joints.

J_w : Paramètre hydraulique.

a : Azimut d'une discontinuité.

β : Pendage d'une discontinuité.

ρ : La masse volumique du matériau.

L_r : Longueur de rupture .

L_p : Longueur de la pente.

F_s : Facteur de sécurité.

W : Le poids du bloc.

Liste des abréviations

AFTES : Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain.

JRC: Joint Roughness Coefficient.

RQD: Rock Quality Designation.

RMR: Rock Mass Rating.

GSI: Geological Strength Index.

SMR: Slope Mass Rating.

NGI: Norwegian Geotechnical Institute.

SRF: Stress Reduction Factor.

Q: Rock Tunneling Quality In

Sommaire

	Page
Remerciements	i
Liste des figures	ii
Liste des tableaux	vi
Notations	viii
Liste des abréviations	ix
Sommaire	x
Résumé	xiii
Abstract	xiv
ملخص	xv
Introduction générale	1
Chapitre I : Caractérisation et classification des massifs rocheux	
I.1 Introduction	2
I.2 Caractérisation du massif rocheux	2
I.2.1 La roche	2
I.2.2 Classification des roches	2
I.2.2.1 Roches Magmatiques (roches ignées)	2
I.2.2.1.1 Roches intrusives ou plutoniques	2
I.2.2.1.2 Roches extrusives ou volcaniques	3
I.2.2.2 Roches Sédimentaires	3
I.2.2.2.1 Les roches sédimentaires détritiques	4
I.2.2.2.2 Les roches sédimentaires chimiques et biochimiques	5
I.2.2.3 Roches Métamorphiques	5
I.2.2.3.1 Le métamorphisme de contact	5
I.2.2.3.2 Le métamorphisme régional	6
I.3 Les massifs rocheux	6
I.3.1 Discontinuités de massif rocheux	7
I.3.2 Caractéristiques géométriques des discontinuités	8
I.4 Classifications du massif rocheux	11
I.4.1 RQD (Rock Quality Designation)	11
I.4.2 Système du NGI (Rock Mass Quality)	12
I.4.3 La classification de Bieniawski RMR (Rock Mass Rating)	15
I.4.4 Système du GSI (Geological Strength Index)	17

I.4.5 Classifications de l'AFTES (1993)	18
I.4.5.1. Recommandation de L'AFTES	19
I.5. Conclusion	20
Chapitre II : Rupture des massifs rocheux fissurés	
II.1 Introduction	21
II.2 Notion de rupture, de fragilité et ductile	21
II.2.1 Définition de la rupture	21
II.2.2 Comportements mécanique des roches	21
II.2.2.1 Les roches ductiles	21
II.2.2.2 Les roches cassantes ou compétentes	21
II.2.2.3 Les paramètre de modification du comportement	28
II.2.2.3.1 Pression	22
II.2.2.3.2 Température	23
II.2.2.3.3 La vitesse de déformation	23
II.2.3 Classification des ruptures	24
II.3 Les types de fractures "fragiles"	24
II.4 Comportement mécanique des discontinuités rocheuses	24
II.5 La résistance des massifs rocheux fissurés	24
II.5.1 La résistance d'un massif rocheux légèrement fissuré	26
II.5.1.1 Résistance au cisaillement d'une discontinuité parfaitement lisse	26
II.5.1.2 Résistance au cisaillement d'une discontinuité naturelle	27
II.5.2 Comportements au cisaillement d'une discontinuité (Approche semi-empirique)	29
II.6 Critères de rupture de la roche	30
II.6.1 Critère de Mohr-Coulomb	30
II.6.2 Critère de Griffith	32
II.6.3 Le Critère de Hoek et Brown	33
II.6.3.1 Estimation de la "qualité" du massif rocheux	35
II.7 Modèle élastoplastique parfait	35
II.8 Conclusion	36
Chapitre III: Instabilité des massifs rocheux et méthode d'analyse	
III.1 Introduction	37
III.2 Mécanismes d'instabilités	37
III.2.1 Phénomène d'instabilité des massifs rocheux	37
III.3 Mécanismes de fragilisation des matériaux en place	38

III.4 Classification des instabilités	39
III.5 Mécanismes de rupture	41
III.5.1 Dégradations superficielles	41
III.5.2 Glissement plan	42
III.5.3 Glissement dièdre ou en coin	42
III.5.4 Décompression du massif et basculement de bloc	42
III.5.5 Rupture de pied de colonne	43
III.5.6 Rupture de surplomb	43
III.5.7 Rupture par basculement	44
III.5.8 Fauchage	45
III.5.9 Flambement	45
III.5.10 Glissement pseudo-circulaire	46
III.6 Les paramètres d'instabilités	46
III.7 Les méthodes d'analyse de la stabilité des massifs rocheux	47
III.7.1 Définition du facteur de sécurité F_s	47
III.7.2 Méthodes d'analyse de la stabilité	48
III.7.2.1 Méthodes d'équilibre limite	49
III.7.3 Analyse de la stabilité d'un glissement plan	50
III.7.4 Glissement en coin (dièdre)	55
III.7.4.1 Analyse de la rupture en tenant compte uniquement la résistance due au frottement (méthode des abaques)	56
III.7.4.2 Analyse de la rupture du coin en tenant compte la cohésion et l'angle de frottement	59
III.7.5 Rupture Toppling	60
III.7.5.1 Analyse au renversement (Toppling)	60
III.7.6 Méthodes numériques	61
III.8 Méthode de confortement des massifs rocheux instables	62
III.8.1 Merlons et digues	62
III.8.2 Les fosses de réception	62
III.8.3 Les écrans rigides	63
III.8.4 Les barrières fixes	63
III.8.5 Purge et Reprofilage	64
III.8.5.1 La purge	64
III.8.5.2 Le reprofilage	64
III.8.6. Les galeries de protection	65

III.8.7 Les Structures en béton	65
8 III.8.8 Systèmes de confortement complémentaire	66
III.8.9 Les grillages et filets plaqués	66
III.8.10 Le boisement de protection	67
III.9 Conclusion	68
Chapitre IV: Etude de la stabilité des versants rocheux	
IV.1 Estimation des Facteurs de sécurité FS analytiquement pour différents mécanismes de rupture	69
IV.1.1 Glissement plan	69
IV.1.2 Glissement en coin (dièdre)	76
IV.1.2.1 Méthode des abaques	76
IV.1.2.2 Méthode analytique (prise en considération de la cohésion et de l'angle de l'angle de glissement)	77
IV.1.3 Glissement d'un Bloc rocheux sur un plan incliné « Rupture Toppling »	81
IV. 2 Etude de la stabilité d'un versant rocheux par Logiciel GéosStructural «Rock Stability »	83
IV. 2.1 Les phases d'analyse de la stabilité du versant rocheux avec Rock Stability	83
IV. 2.2 L'analyse de la stabilité du versant en rupture plane avec le critère de Mohr-Coulomb	88
IV. 2.3 L'analyse de la stabilité du versant en rupture plane avec le critère de Hoek-Brown	91
IV. 2.4 L'analyse de la stabilité du versant en rupture dièdre	93
IV. 3 Conclusion	96
Conclusion générale	98
Références	
Annexes	

Résumé

Contrairement aux mouvements de terrains meubles, les instabilités rocheuses se révèlent être très variées du fait de la large gamme des rigidités des matériaux rocheux et la variété des pentes affectant les massifs. Dans les massifs rocheux, les discontinuités constituent les zones de faiblesse du massif, ce sont elles qui déterminent essentiellement le comportement du massif rocheux. Leur rupture se produit presque toujours suivant une discontinuité préexistante. Le travail présenté dans ce mémoire se rapporte à l'étude de la stabilité des massifs rocheux selon des mécanismes de rupture bien spécifiques. En plus, des discontinuités qui favorisent la rupture des massifs rocheux s'ajoutent un facteur potentiel à savoir l'infiltration d'eau.

Une étude analytique de la stabilité des massifs rocheux est réalisée en utilisant les mécanismes de rupture structurels « plan, dièdre et toppling) en faisant varier le pendage en absence et en présence d'eau. Le logiciel Rock stability - Geostructural Analysis a été utilisé afin d'analyser le profil type du versant rocheux étudié analytiquement. A la fin, une interprétation des résultats obtenus est présentée pour mieux cibler les paramètres majeurs responsables de l'instabilité des massifs rocheux.

Mots clés : Massifs rocheux, pendage, instabilité, rupture plan, facteur de sécurité, rupture dièdre.

Abstract

In contrast to soft land movements, rock instabilities appear to be very diverse due to the wide range of rigidities of rock materials and the variety of slopes affecting the massifs. In the rock massifs, the discontinuities constitute the weak zones of the massif, they are the ones which essentially determine the behavior of the rock mass, their rupture occurs almost always following a pre-existing discontinuity. The work presented in this thesis relates to the study of the stability of rock masses according to very specific failure mechanisms. In addition, discontinuities that favor the failure of the rock mass are added a potential factor which is the infiltration of water.

An analytical study of the stability of the rock mass is carried out using the mechanisms of structural failure "plane, wedge and toppling". The Rock stability - Geostructural Analysis software was used to analyze the standard rock slope studied analytically. At the end, an interpretation of the results obtained is completed to better target the major parameters responsible for the instability of the rock masses.

Key words: Rock mass, dip, instability, plane failure, safety factor, wedge failure

المخلص

على عكس حركات الأراضي الترابية ، يبدو أن عدم استقرار الصخور متنوع للغاية بسبب تنوع صلابة المواد الصخرية و المنحدرات التي تؤثر على الكتلة الصخرية. في الكتل الصخرية، تشكل الفواصل أو الشقوق المناطق الضعيفة من الصخر، حيث إنهم يحددون أساسا سلوك الكتل الصخرية. يحدث التكسر دائمًا تقريبًا للتواجد المسبق للفواصل و الشقوق. يتعلق العمل المقدم في هذه الرسالة بدراسة استقرار الكتل الصخرية وفقًا لآليات انكسار محددة . بالإضافة إلى الشقوق التي تؤدي إلى تكسر الكتلة الصخرية يتدخل عامل مهم ألا وهو تسلل الماء.

و لقد تم إجراء دراسة تحليلية لاستقرار الكتلة الصخرية باستخدام آليات الكسر الهيكلي «مستوي، ثنائي السطح والإسقاط من خلال تغيير زاوية الانقطاع في غياب و وجود المياه. تم استخدام برنامج الاستقرار الصخري - التحليل الجيولوجي لتحليل المنحدر الصخري الذي تمت دراسته تحليليًا. في النهاية ، يتم تنفيذ تفسير للنتائج التي تم الحصول عليها لتحسين استهداف المعايير الرئيسية المسؤولة عن عدم استقرار الكتل الصخرية.

Introduction générale

Le massif rocheux affecté d'un réseau plus ou moins dense de fractures est composé de blocs formant un édifice généralement stable dans les conditions naturelles, mais dont l'équilibre peut être rompu, instantanément ou à terme, par les travaux d'exploitation du site.

Les discontinuités sont un des éléments géométriques majeurs de la caractérisation des massifs rocheux fracturés et la stabilité du massif dépend de leur position, leur extension, leur terminaison et leur orientation. Le massif rocheux présente des surfaces de discontinuités découpant la masse rocheuse en une série de blocs plus ou moins imbriqués et reliés entre eux par la cohésion de leurs discontinuités.

L'analyse des conditions de stabilité commence par une description et une représentation des surfaces de discontinuités. Les ruptures se développent surtout au niveau des discontinuités, qui présentent des caractéristiques mécaniques plus faibles que celles de la matrice rocheuse

Ce mémoire est divisé en quatre chapitres principaux, les trois premiers étant à caractère bibliographique indispensable pour l'analyse de la stabilité du massif rocheux.

Le premier chapitre s'articule sur une étude bibliographique concernant la structure géométrique des discontinuités et leur comportement mécanique, ainsi que les différents systèmes de classification des massifs rocheux.

Le deuxième chapitre est en rapport avec le comportement mécanique des massifs rocheux avec une présentation des principaux critères de rupture utilisés dans l'évaluation de la stabilité des massifs rocheux

Le troisième chapitre est consacré à la présentation des différents mécanismes de rupture et les paramètres d'instabilités. On a présenté également les méthodes d'analyse de la stabilité des massifs rocheux et leurs méthodes de confortement.

Le quatrième chapitre est consacré au calcul analytique pour l'analyse de la stabilité d'un versant rocheux typique en utilisant différents mécanismes de rupture. On a réalisé également une analyse avec le logiciel Rock Stability GeoStructural Analysis, pour en terminer avec une conclusion générale.

Chapitre I

Caractérisation et classification des massifs rocheux

I.1 Introduction

Les roches et des massifs sont constitués de matériaux considérés comme éléments de base qui peuvent être affectés de discontinuités ou non. La présence des discontinuités peut avoir une grande influence sur le comportement mécanique, hydraulique et sur la stabilité du massif. L'étude des massifs rocheux s'appuie donc non seulement sur la caractérisation de la roche saine, mais également la caractérisation des discontinuités. La classification des massifs rocheux est utilisée pour la conception et la construction des ouvrages réalisés dans les massifs rocheux. Elle est basée sur la connaissance des paramètres décrivant la qualité du massif rocheux.

I.2 Caractérisation du massif rocheux

I.2.1 La roche

En géotechnique, une roche est un agrégat naturel massif de matière minérale. Les roches sont des matériaux naturels généralement solides et formés, essentiellement ou en totalité, par un assemblage de minéraux, comportant parfois des fossiles (notamment dans les roches sédimentaires), En géologie, on appelle roche tout élément constitutif de l'écorce terrestre, cela recouvre donc les roches au sens géotechnique, mais aussi le sol, le pétrole, l'eau des nappes, etc. [32]

I.2.2 Classification des roches

Les roches sont classées selon leur composition, leur origine ou la modalité de leur formation ; d'abord en trois grandes catégories :

- Roches Magmatiques (roches ignées)
- Roches Sédimentaires
- Roches Métamorphiques [24]

I.2.2.1 Roches Magmatiques (roches ignées)

Les roches Magmatiques (ou roches ignées) comprennent les roches intrusives et les roches extrusives.

I.2.2.1.1 Roches intrusives ou plutoniques

Les roches intrusives ou roches plutoniques se forment à partir d'un magma qui refroidit lentement à de grandes profondeurs sous la croûte terrestre. En conséquence, les cristaux ont

le temps de bien se former et la roche présente une texture grenue. (Ex : granite, gabbro).(Fig. I.1)



a)

a) Granite



b)

b) Gabbro

Fig. I.1 Roches plutoniques [32].

I.2.2.1.2 Roches extrusives ou volcaniques

Les roches extrusives ou roches volcaniques sont issues d'un magma qui refroidit rapidement à la surface de la croûte terrestre. En conséquence, les cristaux n'ont pas le temps de bien se former et la roche est à grain très fin (Ex : basalte, rhyolite, andésite).(Fig.I.2) [24]



a)

a) rhyolite



b)

b) Basalte

Fig. I.2 Roches volcaniques [32].

I.2.2.2 Roches Sédimentaires

Les roches sédimentaires sont des roches qui se forment à la surface de la croûte terrestre. Ce sont des roches qui résultent de la compaction et de la cimentation de boues, de sables, de graviers ou de fossiles.

Dans le détail, ce processus complexe est composé de quatre phases principales (Fig. I.3)

a. production de particules : par érosion et altération superficielle des roches de la croûte ;

b. transport de ces particules : principalement par l'eau, le vent ou la glace ;

c. **sédimentation et dépôt** : dans un milieu favorable pour former un sédiment ;

d. **diagenèse** : processus physico chimique (compactage, cimentation chimique, biochimique...) qui transforme les sédiments pulvérulents en roche sédimentaire.

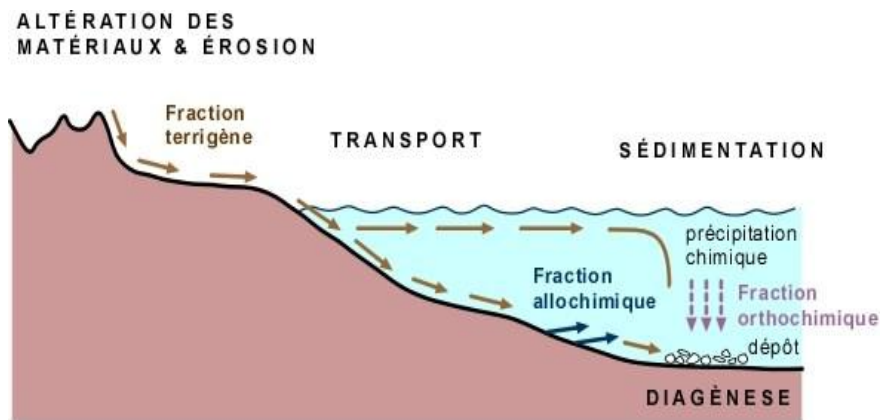


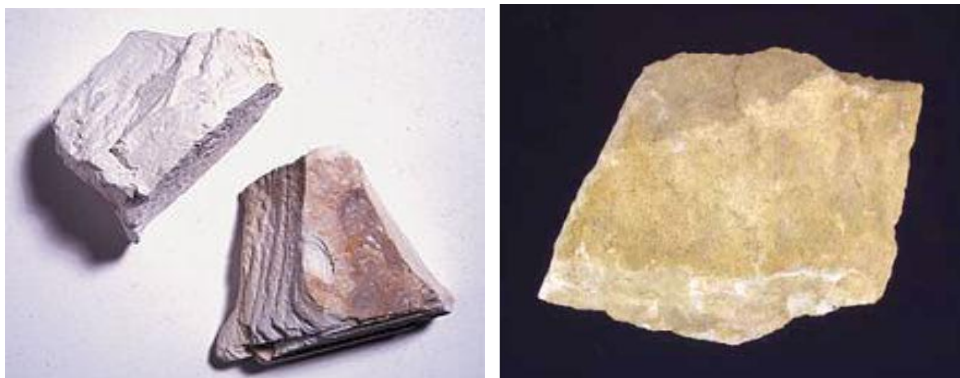
Fig.I.3 Les principales phases de formation des roches sédimentaires [32].

Selon le mode de formation des roches sédimentaires on distingue :

- Roches sédimentaires détritiques
- Roches sédimentaires chimiques et biochimiques [22]

II.2.2.2.1 Les roches sédimentaires détritiques

Roches qui proviennent de l'érosion de roches préexistantes continentales (roches plutoniques, roches volcaniques, roches métamorphiques) qualifiées de roches détritiques terrigènes. (Ex: argile, grès, conglomérat). (Fig. I.4)



a)
a) Argile

b)
b) Grès

Fig. I.4 Roches détritiques [32].

I.2.2.2.2 Les roches sédimentaires chimiques et biochimiques

Elles comprennent les roches organogènes ou biogènes : elles sont liées à l'activité des organismes vivants et proviennent de l'accumulation et de la transformation de matière organique. (Ex : le charbon, le pétrole). Mais aussi les roches biochimiques : elles sont aussi liées à l'activité des organismes vivants mais proviennent de l'accumulation de certains des éléments minéraux qu'ils synthétisent (coquilles, tests, os). (Ex: le calcaire, la craie) (Fig.I.5). [24]



a)

a) charbon



b)

b) calcaire

Fig.I.5 : Roches chimiques et biochimiques.

I.2.2.3 Roches Métamorphiques

Les roches métamorphiques sont issues de la transformation de roches ignées ou sédimentaires sous l'effet de température et/ou de pressions élevées.

Deux grands types de métamorphisme produisent la majorité des roches métamorphiques : le métamorphisme de contact et le métamorphisme régional. Un troisième type est plus restreint le métamorphisme de choc. [25]

II.2.2.3.1 Le métamorphisme de contact

Le métamorphisme de contact est celui qui se produit, lorsque le magma encore très chaud est introduit dans une séquence de roches froides, il y a alors transfert de chaleur et cuisson de la roche encaissante aux bordures (Fig. I.6).[25]

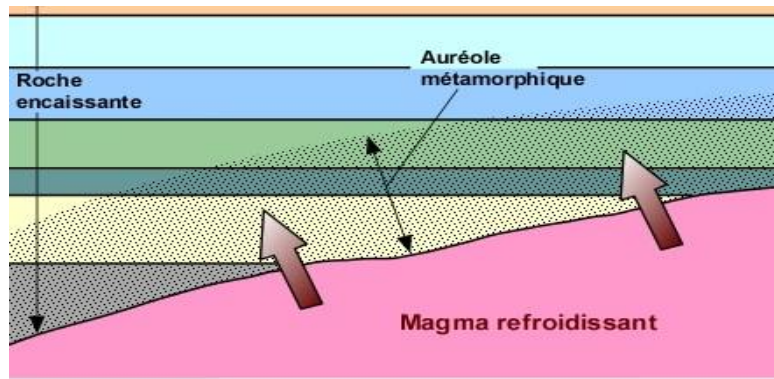


Fig.I.6 Métamorphisme de contact.

I.2.2.3.2 Le métamorphisme régional

Le métamorphisme régional est celui qui affecte de grandes régions. Il est à la fois contrôlé par des augmentations importantes de pression et de température. C'est le métamorphisme des racines de chaînes de montagnes. Le métamorphisme régional produit trois grandes transformations: une déformation souvent très poussée de la roche, le développement de minéraux dits métamorphiques et le développement de la foliation métamorphique (Fig. I.7). [25]

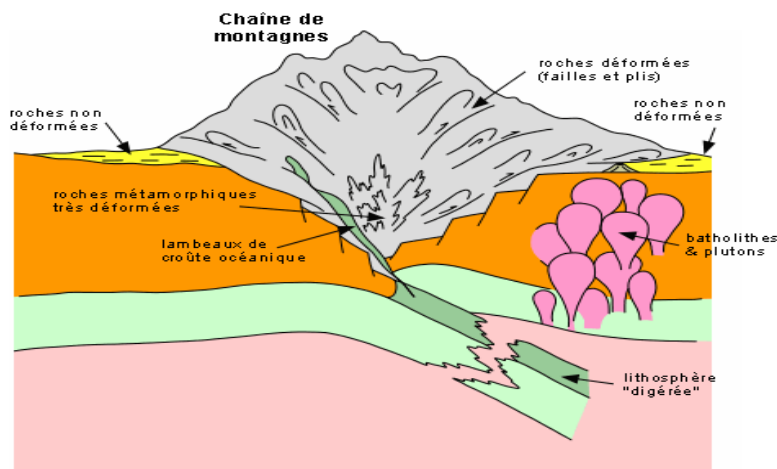


Fig. I.7 Métamorphisme régional [25].

I.3 Les massifs rocheux

Les massifs rocheux sont des structures très complexes. Ils sont assimilés à un assemblage de blocs appelés matrice rocheuse lesquels sont délimités par des discontinuités constituées de fissures, de fractures ou de failles ou encore de limites stratigraphiques.

Pour un ensemble de massifs rocheux, les discontinuités constituent une superposition de différentes familles de fractures[10].

I.3.1 Discontinuités de massif rocheux

Les discontinuités sont généralement des lieux de grande déformabilité, où la rupture est plus facile et où l'eau circule plus facilement. Elles transforment l'état de contrainte du massif à leur proximité. On peut trouver différentes discontinuités les que :

- **Les diaclases:** Ce sont des fractures de la roche, issues d'une rupture par compression, traction ou cisaillement liées aux mouvements tectoniques. Les deux parties de la roche qui se sont constituées n'ont cependant pas bougé. (Fig. I.8). [11]



Fig. I.8 Discontinuité type diaclase.

- **Les failles :** Ce sont des fractures identiques aux diaclases mais qui ont entraîné un mouvement relatif des deux parties de la roche encaissante. Un glissement a donc eu lieu le long de cette faille. Leur longueur varie d'une dizaine de centimètres à plusieurs centaines de kilomètres. (Fig. I.9) [11]

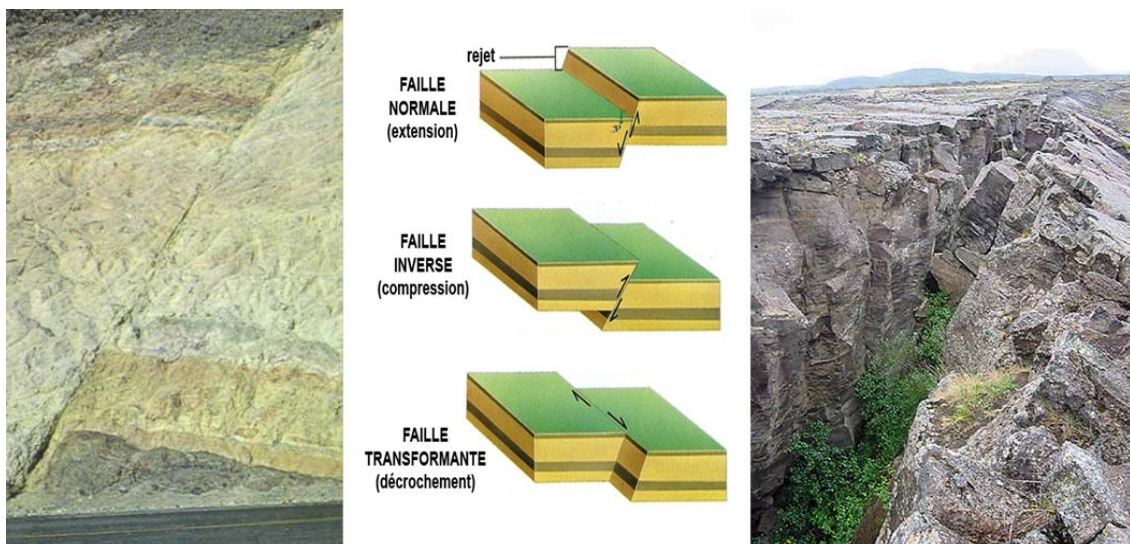


Fig. I.9 Discontinuité type faille.

- **Les joints sédimentaires :** Dans les roches sédimentaires, ce sont les joints séparant deux couches d'époques et de conditions de dépôt différentes. Chaque couche (ou strate) constitue une "dalle" susceptible de se séparer de ses voisines.(Fig. I.10) [17]



Fig. I.10 Les joints sédimentaire.

- **La schistosité :** Dans les roches métamorphiques, la forte compression a perturbée et transformé l'organisation des minéraux internes. Ceux-ci se sont alignés selon une direction orthogonale à la compression et ont entraîné la formation de plans de rupture préférentiels.(Fig. I.11) [17]



Fig. I.11 La schistosité dans le roches métamorphique.

I.3.2 Caractéristiques géométriques des discontinuités

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

A - L'orientation (azimut) :

Est définie par la direction d'une horizontale du plan mesuré de 0 à 180° par rapport au nord, angle de la projection horizontale du vecteur (p) avec le Nord en tournant vers l'Est. Il vaut ($\alpha + 90$), (Fig. I.12).[15]

B- Le pendage :

C'est l'inclinaison du plan par rapport à la verticale, mesurée de 0 à 90°, il est caractérisé aussi par un sens de plongement, c'est l'angle que fait le vecteur (p) avec le plan horizontal (β), (Fig.I.12). [15]

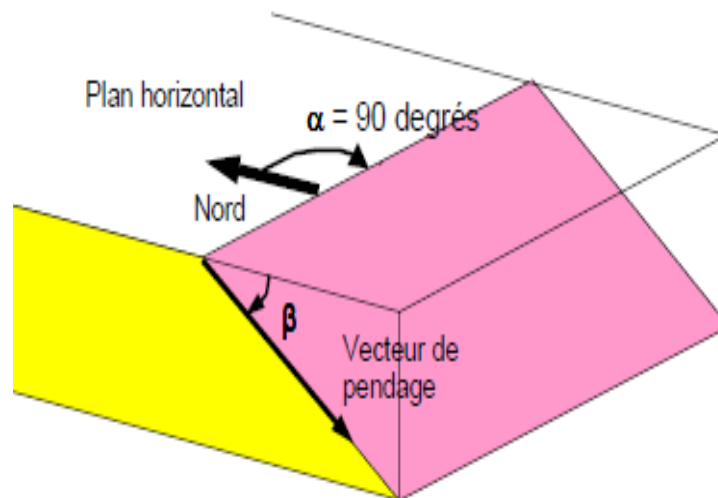


Fig. I.12 Illustration de pendage et de l'azimut d'une discontinuité. [15]

C- L'espacement :

C'est la distance mesurée perpendiculairement entre deux plans appartenant à une même famille de discontinuités. L'espacement moyen nous renseigne sur le débitage en blocs et sur la déformabilité et la perméabilité du massif.(Fig. I.13) [17]

D- L'ouverture et remplissage :

C'est la distance entre les deux lèvres de la discontinuité. L'ouverture du joint est soit remplie d'air et d'eau (joint ouvert), soit avec des matériaux de remplissage (joint rempli). Les joints ouverts ou remplis avec de grandes ouvertures montrent une faible résistance au cisaillement. L'ouverture est aussi associée à l'écoulement et à la perméabilité.(Fig. I.13) [17]



Fig. I.13 Espacement, ouverture et remplissage des joints. [17]

E - La persistance :

C'est la longueur de la trace de l'intersection d'une discontinuité sur la surface topographique (appelée également continuité ou extension).

F- L'ondulation et la rugosité:

Qui influe sur la résistance au cisaillement de la discontinuité à travers l'existence ou non d'ondulation à grande échelle et la présence ou non d'aspérités à petite échelle.(Fig. I.14)

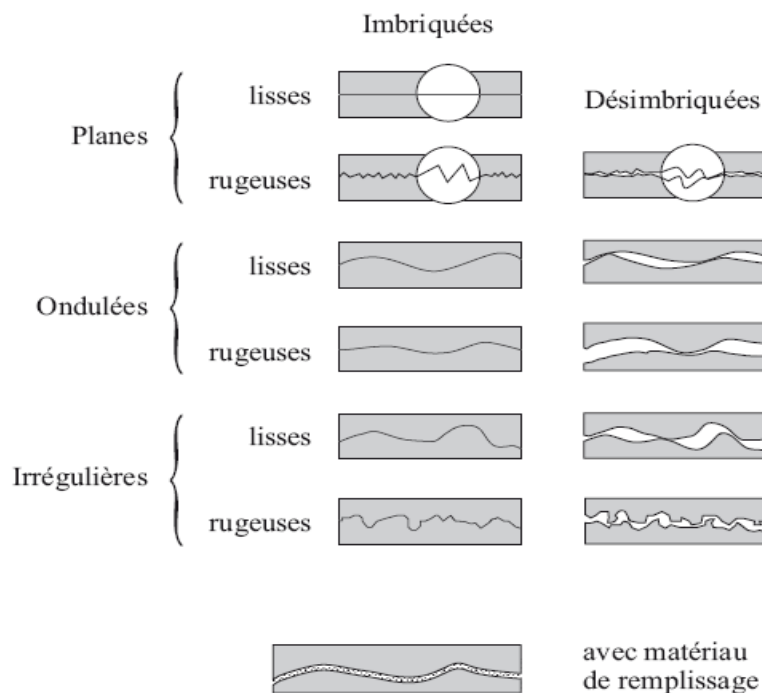


Fig. I.14 Définition de la rugosité à différentes échelles.

I.4 Classifications du massif rocheux

Il existe 16 systèmes de classification des massifs rocheux qui ont été développés pour leur utilisation en génie civil et minier, et ce, en se basant, en grande partie, sur la fissuration et le comportement mécanique de ces massifs. Malgré que ces systèmes soient largement utilisés en ingénierie, leur habilité à considérer la résistance anisotropie et l'effet d'échelle demeure limitée, les méthodes ou les systèmes de classifications les plus utilisés sont :

- RQD (Rock Quality Designation) d'après Deere (1968).
- RMR (Rock Mass Rating) d'après Bieniawski (1989).
- Système du NGI ou Q système (Rock Massif Quality) Barton (1974).
- Recommandation AFTES.
- Système du GSI (Geological Strength Index)

I.4.1 RQD (Rock Quality Designation)

Deere (1964) propose un paramètre évaluant la qualité de la masse rocheuse selon un index intitulé RQD (Rock Quality Designation). Obtenu à partir de carotte de forage, cet indice (RQD) est défini comme le pourcentage des carottes de roches qui ont une longueur égale ou supérieure à 10 cm sur la longueur totale du forage.

$$RQD(\%) = \frac{\sum \text{longueurs des pièces} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur totale de la course}} \times 100 \quad (\text{I.1})$$

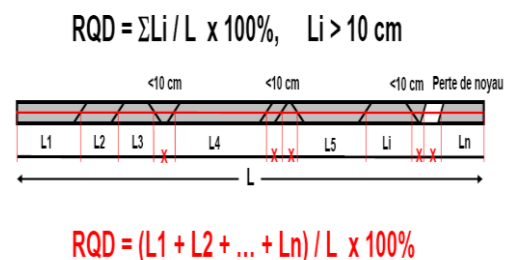


Fig. I.15 Estimation de la valeur RQD.

Pour la classification des roches suivant sa qualité on utilise la valeur de RQD. Comme le montre le tableau I.1:

Tableau I.1 classification du roche en fonction du RQD [10]

RQD (%)	Qualité du massif rocheux
<25	Très pauvre
25 – 50	Pauvre
50 – 75	Moyenne
75 – 90	Bonne
90 – 100	Excellente

I.4.2 Système du NGI (Rock Mass Quality)

Barton et al. (1974) introduit le système Q, un indice permettant de décrire la qualité de la masse rocheuse pour l'excavation de tunnels. Le système de classification se nomme Rock Mass Quality ou Tunnelling Quality Index ou système Q ou tout simplement système du NGI en hommage de l'Institution Géotechnique Norvégienne. [3]

L'indice Q est calculé à partir de six paramètres géotechniques d'après la formule suivante :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (I.2)$$

Où :

- RQD = le Rock Quality Designation,
- J_n = un nombre caractérisant l'ensemble formé par les familles de joints,
- J_r = caractérise la rugosité des joints,
- J_a = caractérise l'altération des joints,
- J_w = le facteur de réduction hydraulique des joints,
- SRF = le facteur de réduction des contraintes (Stress Reduction Factor).

Le Tunnelling Quality Index Q peut alors être considéré comme une fonction de seulement trois paramètres, qui sont une mesure directe :

1. (RQD/J_n) = la taille des blocs,
2. (J_r/J_a) = la résistance au cisaillement inter-blocs,
3. (J_w/SRF) = des contraintes actives globales et hydrauliques.

Les tableaux suivants montrent les valeurs des paramètres de classification :

Tableau I.2 Paramètres de la classification du système Q [3]

Nombre de famille de diaclases		J_n			
Massif, peu ou pas de diaclases		0,5-1			
Une famille de diaclases		2			
Une famille et diaclases aléatoires		3			
Deux familles de diaclases		4			
Deux familles et diaclases aléatoires		6			
Trois familles de diaclases		9			
		1. Pour une intersection, utilisez 3 x J _n			
Trois familles et diaclases aléatoires		12			
Quatre familles et plus, diaclases aléatoires très nombreuses		15			
		2. Pour un portail, utilisez 2 x J _n			
Roche concassée, semblable à un sol		20			
Rugosité des diaclases					
<i>parois en contact</i>	J_r				
Diaclases discontinues	4				
Rugueuses, irrégulières, ondulées	3				
Lisses, ondulées	2				
Très lisses, ondulées	1,5	1. Ajoutez 1,0 si l'espacement moyen de la famille dominante > 3m			
Rugueuses ou irrégulières, planaires	1,5				
Lisses, planaires	1				
Très lisses, planaires	0,5				
<i>parois séparées lorsque cisailé</i>		J_r			
Zones avec remplissage de minéraux argileux assez épais pour empêcher le contact des parois		1			
Zones sableuses, de gravier ou concassée assez épaisse pour empêcher le contact des parois		1			
Altération des diaclases					
<i>parois en contact</i>	Ja	<i>parois en contact lorsque cisailées</i>			
		Ja			
<i>parois séparées lorsque cisailées</i>		Ja			
Dure, élastique, remplissage imperméable	0,75	Particules sableuses, sans argile	4	Zones de roche concassée	6
Non altérées, salissage de surface seulement	1	Minéraux argileux, sur-consolidés, épaisseur < 5 mm	6	Roche et argile	8-12
Légèrement altérées, minéraux non déformables, particules sableuses etc.	2	Minéraux argileux, moyennement sur-consolidés, épaisseur < 5 mm	8	Zones silteuses, sableuses, avec une faible fraction d'argile	5
Remplissage silteux, sableux, avec une faible fraction d'argile	3	Remplissage argileux gonflant, épaisseur < 5 mm	8-12	Zones ou bandes épaisses d'argile	10-13
Matériaux déformables, i.e kaolinite, mica etc. épaisseur < 1-2 mm	4				

Infiltration d'eau	Jw	Pression d'eau (kgf/cm²)			
Sec ou infiltration mineure < 5 l/m	1	< 1,0			
Infiltration moyenne, lessivage occasionnel	0,66	1,0-2,5			
Infiltration importante, roc compétant sans remplissage	0,5	2,5-10			
Infiltration importante	0,33	2,5-10			
Infiltration exceptionnellement importante après sautage, réduction dans le temps	0,2-0,1	> 10			
Infiltration exceptionnellement importante	0,1-0,05	> 10			
Facteur de réduction de contrainte					
Zone de faiblesse interceptant l'excavation	SRF	Roc compétant, problèmes de contraintes élevées	α/σ	σ/σ	SRF
Occurrences multiples de la zone, remplissage argileux, massif désenchevêtré	10	Faibles contraintes, près de la surface	> 200	> 13	2.5
Zone unique, profondeur de l'exc. < 50 m	5	Contraintes moyennes	10-200	0,66-13	1
Zone unique, profondeur de l'exc. > 50 m	2,5	Contraintes élevées	5-10	0,33-0,66	0.5-2
Zones multiples dans du roc compétant, sans argile	7,5	Coups de terrain faibles	< 2,5	< 0,16	10-20
Zone unique dans du roc compétant, sans argile, profondeur < 50 m	5				
Zone unique dans du roc compétant, sans argile, profondeur > 50 m	2,5				
Diaclases ouvertes, massif très fracturé	5				
Roc comprimé, déformations plastiques, contraintes élevées		Roche gonflante			
Pression de compression relativement faible	5-10	Pression de gonflement faible			5-10
Pression de compression élevée	10-20	Pression de gonflement élevée			10-15

La cote Q permet d'évaluer qualitativement la masse rocheuse selon neuf catégories de qualité pour la construction de tunnels. Le Tableau I.3 présente cette qualification

Tableau I.3 Valeur de Q et qualité du massif rocheux [4]

Indice Q	Qualité de la masse rocheuse
0,001 - 0,01	Exceptionnellement pauvre
0,01 - 0,1	Extrêmement pauvre
0,1 - 1	Très pauvre
1 - 4	Pauvre
4 - 10	Moyenne
10 - 40	Bonne
40 - 100	Très bonne
100 - 400	Extrêmement bonne
400 - 1000	Exceptionnellement bonne

I.4.3 La classification de Bieniawski RMR (Rock Mass Rating)

Bieniawski entre 1972 et 1973. Il combine les paramètres d'influence géologiques les plus significatifs et les représente avec un seul indice global complet de la masse rocheuse. qualité, qui est utilisé pour la conception et la construction de fouilles dans la roche, telles que tunnels, mines, pentes et fondations. [6]

Cette méthode est basée sur cinq critères principaux :

- Résistance de la roche,
- Fracturation : RQD,
- Espacement des joints (tous types de discontinuités : diaclases, fractures, schistosité, stratification),
- Nature des joints,
- Venues d'eau,
- Ajustement pour tenir compte de l'orientation de la fracturation,
- Chaque critère reçoit une note,
- La somme de ces notes est la valeur de RMR.

Tableau I.4 Paramètres de classification des roches et notes de pondération [4]

PARAMETRES			COEFFICIENTS						
1	Résistance de la roche	Indice Franklin	> 8 MPa	4 - 8 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	> 200MPa	100-200MPa	50-100MPa	25-50MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D.		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		> 3 m	1 - 3 m	0,3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 m		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continues Epontes en contact Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes altérées	Surfaces lustrées ou remplissage < 5 mm ou Joint ouvert 1 à 5 mm Joints continus	Remplissage mou > 5 mm ou Joints ouverts > 5 mm Joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau		< 25 l/min	25-125 l/min	> 25 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0,0 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Hydrogéologie	Complètement sec		suintements (eau interstitielle)	pression d'eau modérée	problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note		10		7	4	0		

Tableau I.5 Note d'ajustement pour l'orientation des joints [5]

Direction perpendiculaire à l'axe d'un tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Pendage
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage	Pendage	
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	45 – 90°	20 – 45°	0 – 20°
Très favorable	Favorable	Moyen	défavorable	Très défavorable	Moyen	défavorable

Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	défavorable	Très défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Le tableau suivant montre les classes et la qualité du massif selon les notes de RMR :

Tableau I.6 La classe et la qualité du massif selon RMR [7]

RMR	Classe du massif	Qualité de la masse rocheuse
< 20	A	Très pauvre (très médiocre)
21 – 40	B	Pauvre (Mauvaise)
41 – 60	C	Moyenne
61 – 80	D	Bonne
81 – 100	E	Très bonne

I.4.4 Système du GSI (Geological Strength Index)

Introduit par Hoek - Brown en 1995, le GSI est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, il varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux. [15]

Ayant calculé le RMR de base et Q' le GSI peut être déterminé par les corrélations suivantes :

$$\text{GSI} = \text{RMR de base} - 5 \quad \text{si} \quad \text{RMR de base} > 23 \quad (\text{I.3})$$

$$\text{GSI} = 9 (\text{Log } Q' + 44) \quad \text{si} \quad \text{RMR de base} < 23 \quad (\text{I.4})$$

Tableau I.7 La qualité du massif selon la valeur du GSI [14]

Valeur du GSI	Qualité du massif
< 20	Très Mauvaise
21 – 40	Mauvaise
41 – 55	Moyenne
56 – 75	Bonne
76 – 95	Très bonne


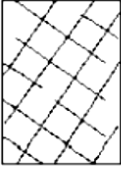




CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation.		CONDITIONS DE SURFACE TRES BONNES Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses BONNES Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées MOYENNES Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux TRES PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique				
STRUCTURE		QUALITÉ DÉCROISSANTE 				
 <p>FRACTURÉE – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p>	AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DÉCROISSANT 	80				
 <p>TRÈS FRACTURÉE – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p>		70	60			
 <p>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles</p>		50	40			
 <p>DÉSINTEGRÉE – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>		30	20			
						10

Fig. I.16 Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse[19]

I.4.5 Classifications de l'AFTES

L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) a été créée en janvier 1972 pour répondre aux recommandations de la Conférence Internationale sur les travaux souterrains tenue à Washington en 1970 qui préconisaient la mise en place dans chaque pays d'un

organisme regroupant les différents acteurs intervenant, à des titres divers, dans les travaux souterrains.

La principale activité de l'AFTES consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de Groupes de Travail qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES. Les paramètres à la description du massif :

- 1) Les conditions géologiques générales.
- 2) Les conditions hydrogéologiques.
- 3) Les discontinuités du massif rocheux.
- 4) Les caractéristiques mécaniques du terrain.
- 5) Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage.
- 6) La déformabilité du massif.

En plus de ces critères relatifs au massif rocheux, l'AFTES prend en considération.

➤ **Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution**

Les dimensions et la forme de la cavité.

Le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique du prédécoupage, soit purement mécanique.

➤ **Des critères relatifs à l'environnement**

La sensibilité de l'environnement aux tassements.

Les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

I.4.5.1 Recommandation de L'AFTES

Les groupe de travail n° 1 de l'AFTES (géologie-géotechnique) a établi en 1987 un texte pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènement un tableau indique en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, mal adapté ou en principe impossible.

Utilisation de la classification AFTES pour le choix d'un soutènement Différents tableaux correspondants aux différents critères importants, et précisant si tel type de soutènement est plus ou moins bien adapté vis-à-vis de ce critère. [28]

- Soit particulièrement recommandé (nettement favorable)
- Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable)
- Soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable)
- Soit en principe impossible (nettement défavorable).

Exemple n° 1 Tunnel ø 12 m dans les schistes fracturés sous forte ouverture ($\sigma_c/\sigma_0 < 2$) hors d'eau		Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
					à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres forcées	lourds	légers coulisants	plaques métal assemblées	béton			injection	air comprimé	congélation
Critères	Classes															
1 Comportement mécanique	R3a		•	•	•	✗		•	✗	✗	✗	✗		✗		
2 Discontinuités	N3 S4	✗	•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	✗	Bl ou Bp	Bl ou Bp				✗		✗	✗	✗
3 Altérabilité	Délitage	✗	•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp		•	•					
4 Hydrologie	Hors d'eau															
5 Couverture	CN3	✗	✗	•	•	✗	✗					✗				
6 Dimensions	D > 10		•	•	•		✗	Bo ou Rev				✗				
Synthèse		✗	✗	•	•	✗	✗	Bo ou Bp ou Rev	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗

Fig. I.17 Différents critères de classification selon AFTES [28]

I.5 Conclusion

Les massifs rocheux sont présentés comme un milieu discontinu, composé de discontinuités et de la matrice rocheuse. L'analyse des conditions de stabilité commence par une description et une représentation des surfaces de discontinuités. La présence des discontinuités peut avoir une grande influence sur le comportement et la structure du massif. L'étude des massifs rocheux ne sont donc pas seulement basée sur la caractérisation de la roche saine, mais on doit se basé sur la caractérisation géométrique des discontinuités. Les systèmes de classifications des massifs rocheux sont des méthodes empiriques qui déterminent les propriétés du massif en fonction de plusieurs facteurs affectent sa stabilité.

Chapitre II
Rupture des massifs rocheux fissurés

II.1 Introduction

Le terme de rupture est employé dans des contextes très différents et pour des échelles très variées. A l'échelle des grains constituant une roche il s'agit de micro rupture ou de microfissuration. A l'échelle de l'échantillon de laboratoire, le terme de rupture concerne la formation d'une discontinuité macroscopique appelée macro rupture.

II.2 Notion de rupture, de fragilité et ductile

II.2.1 Définition de la rupture

La rupture peut être définie comme la perte de résistance de l'échantillon qui accompagne la macro rupture. Le terme de rupture concerne l'apparition d'une discontinuité matérielle. On parle également de rupture pour désigner le mouvement de cisaillement le long d'un joint rocheux ou d'une faille. Le terme de rupture concerne alors une discontinuité de déplacement.

II.2.2 Comportements mécanique des roches

II.2.2.1 Les roches ductiles

La ductilité désigne la capacité d'un [matériau](#) à se [déformer plastiquement](#) sans se rompre. La [rupture](#) se fait lorsqu'un défaut (fissure ou cavité) devient critique et se propage. La ductilité est donc l'aptitude d'un matériau à résister à cette propagation. S'il y résiste bien, il est dit [ductile](#), sinon il est dit [fragile](#). On parle de [roche](#) ductile lorsque cette dernière peut être déformée sans « cassure ». Par exemple, les roches à l'origine des [plis](#) sont ductiles (Fig. II.1b). [24]

II.2.2.2 Les roches cassantes ou compétentes

Une rupture est dite fragile ou cassante si elle survient sans déformation plastique, c'est à dire permanente ou inélastique. L'adjectif compétent s'applique aux roches et aux couches les moins déformables, s'applique aux roches et aux couches qui, dans des conditions données, sont plus aptes à se rompre qu'à se déformer. Ce sont des roches cassantes, qui peuvent se déformer faiblement de façon élastique voire même plastique avant la rupture. Leur déformation est discontinue et aboutit à une faille (Fig. II.1a). [1]

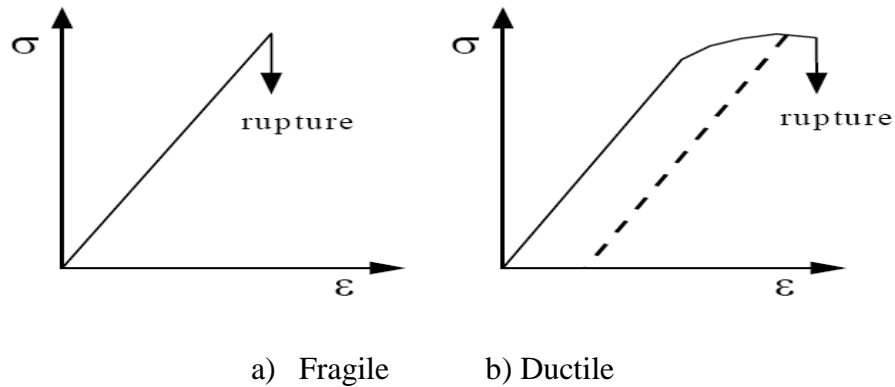


Fig. II.1 Comportement dit « fragile » et comportement « ductile » [1]

II.2.2.3 Les paramètres de modification du comportement

Le comportement d'une roche dépend de plusieurs paramètres

- La nature minéralogique de la roche (fixée)
- La température
- La pression de confinement
- La vitesse de déformation

II.2.2.3.1 Pression

D'après les études expérimentales (graphe), plus la contrainte principale mineure σ_3 est forte, plus le seuil de rupture est atteint tardivement ou même disparaît [14]: (Fig. II.2)

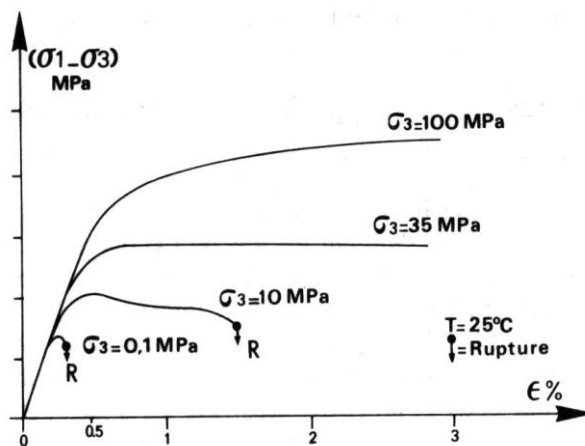


Fig. II.2 L'effet de la pression.

σ_3 est responsable d'une pression de confinement qui stabilise la cohésion des atomes constituant les édifices cristallins. Ainsi, il est nécessaire d'augmenter la contrainte principale majeure afin de créer une fracture.

II.2.2.3.2 Température

Pour des contraintes compatibles à l'apparition d'une rupture ($\sigma_3 < 30\text{MPa}$ en laboratoire), une augmentation de température permet [14]: (Fig. II.3)

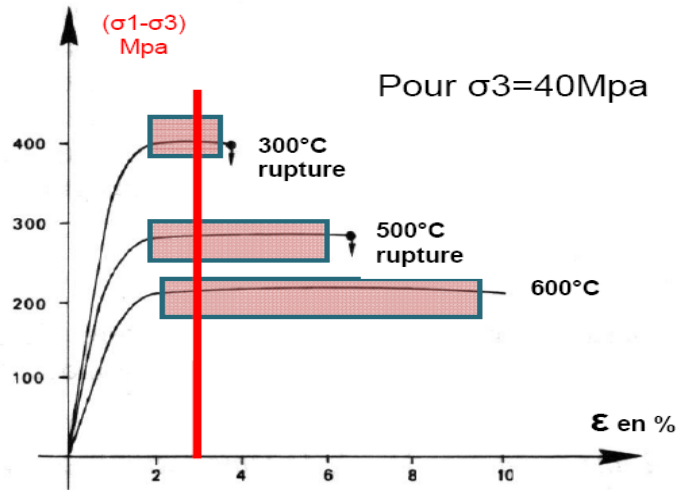


Fig. II.3 L'effet de la température [14].

- D'accroître le domaine de déformation plastique qui précède la rupture
- D'obtenir une même déformation pour une différence de contraintes (appelée contrainte différentielle) plus faible.
- De baisser le seuil de plasticité en amollissant le matériel.

L'effet conjugué de la pression et de la température étend le domaine ductile de la roche.

II.2.2.3.3 La vitesse de déformation

D'après cette étude, plus la vitesse de déformation est importante (augmentation de la vitesse de charges), plus la déformation plastique diminue, la déformation élastique augmente, le seuil de rupture est atteint pour de faibles déformations et la roche devient cassante [14]. (Fig.II.4)

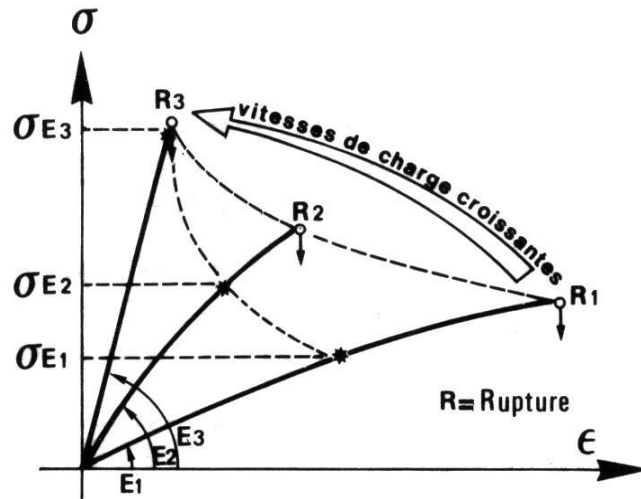


Fig. II.4 L'effet de la vitesse [14].

II.2.3 Classification des ruptures

Une classification, communément acceptée pour la rupture macroscopique des roches par rapport à la compression de confinement. Selon cette classification on a (Fig. II.5) [1]:

1. Rupture par fissuration axiale avec pression de confinement très faible;
2. Rupture par cisaillement le long d'un plan unique à pression de confinement intermédiaire;
3. Rupture le long de plusieurs plans de cisaillement à pression de confinement forte (comportement ductile).

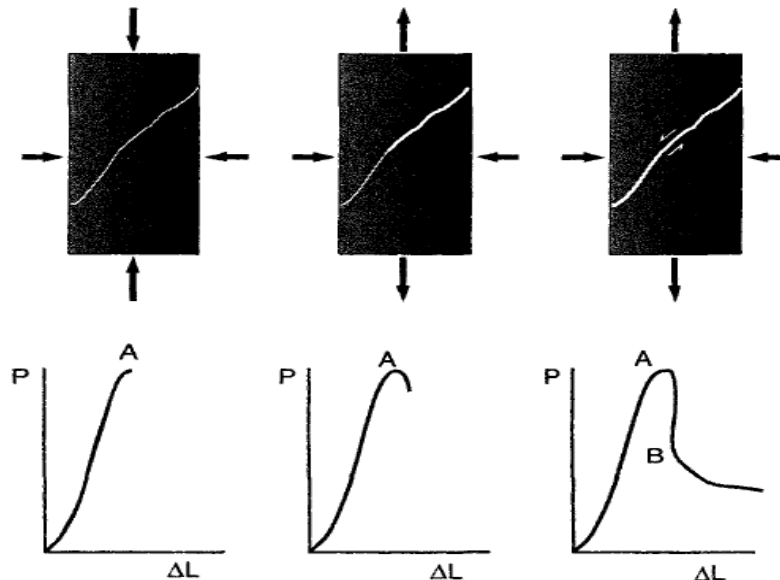


Fig. II.5 Les différentes phases de fissuration et rupture d'une éprouvette en compression, ou la rupture présente une seule fissure [1].

II.3 Les types de fractures “fragiles”

On distingue 3 types de fractures en fonction du déplacement relatif de leurs lèvres pendant la propagation de la rupture : les fractures en Mode I, II et III [1] (Fig.II.6).

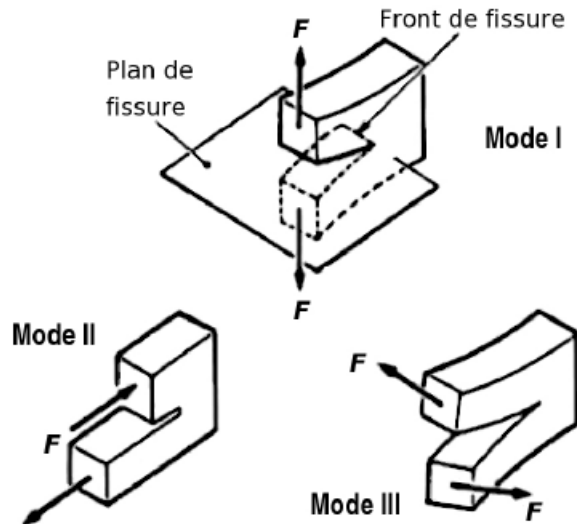


Fig. II.6 Les trois modes de propagation d’une fissure [1].

Le mode I (mode dit “en ouverture”) : les surfaces de la fissure se déplacent dans des directions opposées et perpendiculairement au plan de fissure ;

Le mode II (glissement de translation) : les surfaces de la fissure se déplacent dans le même plan et dans une direction perpendiculaire au front de la fissure;

Le mode III (glissement de rotation ou anti plan): les surfaces de la fissure se déplacent dans le même plan et dans une direction parallèle au front de la fissure.

II.4 Comportement mécanique des discontinuités rocheuses

Les discontinuités rocheuses présentent des états de surface variables suivant l’origine des mécanismes qui les ont produites. Ainsi, les surfaces des épontes présentent des irrégularités différentes suivant qu’elles sont créées en extension, en compression ou en cisaillement.

Du fait de l’irrégularité de leurs surfaces, les joints rocheux transmettent les efforts de compression et de cisaillement et sont susceptibles de se déformer sous l’action de contraintes s’exerçant sur les épontes. [23]

II.5 La résistance des massifs rocheux fissurés

La résistance du massif rocheux est gouvernée par la résistance de la roche intacte est la résistance des discontinuités qu’elle contient ; d’où on distingue les cas suivants :

- Le cas où l'on veut déterminer la résistance de la rocheuse intacte (ce cas n'est pas représentatif d'un massif rocheux),
- Le cas où la roche laisse apparaître une ou deux familles de discontinuités,
- Le cas où la roche est moyennement, voire fortement fissuré, là où aucune famille de discontinuités ne présente une orientation remarquable.

Nous allons décrire ces deux derniers cas avec plus de détail. [16]

II.5.1 La résistance d'un massif rocheux légèrement fissuré

La résistance d'un massif rocheux fracturé est déterminée par celle de ses zones de faiblesse, donc par celle des discontinuités, qui se rompent par cisaillement des aspérités en contact. [2]

II.5.1.1 Résistance au cisaillement d'une discontinuité parfaitement lisse

La théorie de Coulomb stipule que la résistance au cisaillement d'une surface plane est proportionnelle à la contrainte normale appliquée à cette surface.

Ainsi, lors d'un essai de cisaillement d'une discontinuité lisse et sans remplissage sous contrainte normale σ_n constante, on observe une montée constante (de pente K_s , appelée aussi raideur tangentielle) de l'effort de cisaillement tant que la résultante des contraintes appliquées (τ , σ_n) reste à l'intérieur du cône de frottement [16].

Au-delà, la rupture intervient et le cisaillement se produit sans perte de résistance (Fig. II.7). [2]

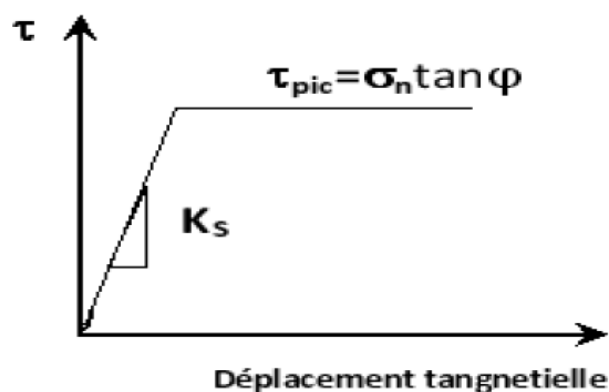


Fig. II.7 Cisaillement d'une discontinuité lisse sous contrainte normale constante [16].

L'enveloppe de rupture d'une discontinuité lisse de frottement dans le plan de Mohr est une droite rectiligne de pente $\tan(\varphi)$.

II.5.1.2 Résistance au cisaillement d'une discontinuité naturelle

Une discontinuité naturelle n'est pas parfaitement lisse. Elle présente des ondulations (échelle centimétrique à décimétrique ou plus) et une rugosité (échelle millimétrique à centimétrique ou plus) irrégulières. Ce sont les aspérités de surface qui déterminent le comportement en cisaillement de la discontinuité [17].

La déformation des joints rocheux dépend de la géométrie des surfaces en présence. La rugosité est un facteur primordial qui peut être représenté schématiquement par sa longueur d'onde. Une discontinuité naturelle peut avoir plusieurs longueurs d'ondes susceptibles d'introduire un effet d'échelle. Lorsque l'on étudie le comportement d'une discontinuité naturelle, on distingue généralement la composante normale (traction-compression), σ_n , et la composante tangentielle τ , du vecteur contrainte s'appliquant sur les épontes [17]. La déformation de la fracture est représentée par l'ouverture de la fracture, v , et le déplacement relatif tangentiel des deux épontes : u (Fig.II.8).

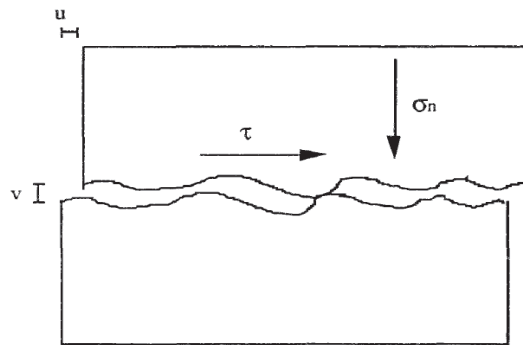


Fig. II.8 Discontinuité naturelle.



Fig. II.9 Etat de surface d'une discontinuité naturelle.

Pour une faible contrainte normale, le cisaillement d'une discontinuité naturelle suit l'inclinaison (i) des aspérités et s'accompagne d'un déplacement normal, appelé dilatance.(Fig. II.9)

Pour une contrainte normale élevée, le mouvement relatif des surfaces broie immédiatement les aspérités en contact. Il y a peu de dilatance [19].

Pour une contrainte normale intermédiaire, le mouvement des épontes s'effectue selon un angle (d), inférieur aux inclinaisons maximales des aspérités, et qui évolue avec le déplacement tangentiel. Les aspérités les plus redressées sont en partie cisailées, et seules les aspérités à base large déterminent l'inclinaison du mouvement. (Fig.II.10)

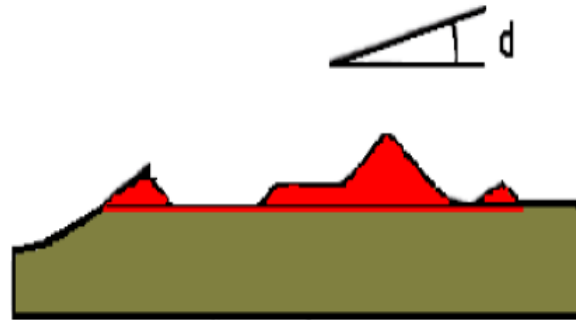


Fig. II.10 Cisaillement des aspérités.

La figure II.11 représente l'allure de la résistance tangentielle et le déplacement normal (V) en fonction du déplacement tangentiel (U) d'une discontinuité rocheuse dilatante soumise à un essai de cisaillement sous contrainte normale constante [19].

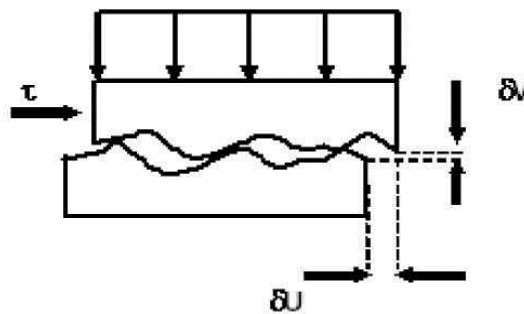


Fig. II.11 Cisaillement de deux blocs rocheux.

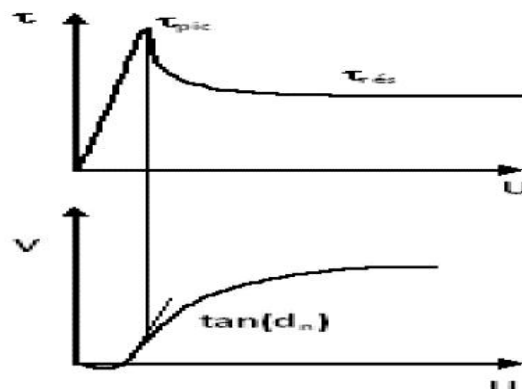


Fig. II.12 Essai de cisaillement d'une discontinuité naturelle distante.

Pour une valeur donnée de la contrainte normale, deux valeurs particulières de la résistance tangentielle sont définies :

- La résistance de pic τ_{pic} qui est la valeur maximale atteinte lors de la rupture des aspérités,
- La résistance résiduelle $\tau_{rés}$ qui est atteinte lorsque toutes les aspérités sont broyées, $\tau_{rés}$ est caractérisée par le frottement résiduel φ_r des surfaces en contact.

La valeur de l'angle de dilatance d_n au pic de résistance τ_{pic} est généralement retenue.

L'enveloppe de rupture d'une discontinuité rocheuse dans le plan de Mohr (τ , σ_n) n'est plus une droite rectiligne de pente $\tan(\varphi)$. Le frottement τ_{pic} est décomposé en la somme du frottement résiduel φ_r et de l'angle de dilatance (d_n).

Dans le domaine de contrainte où la dilatance existe, le critère de rupture d'une discontinuité naturelle se traduit par la relation :

$$\tau = \sigma_n + \tan(\varphi + d_n) \quad (\text{II.1})$$

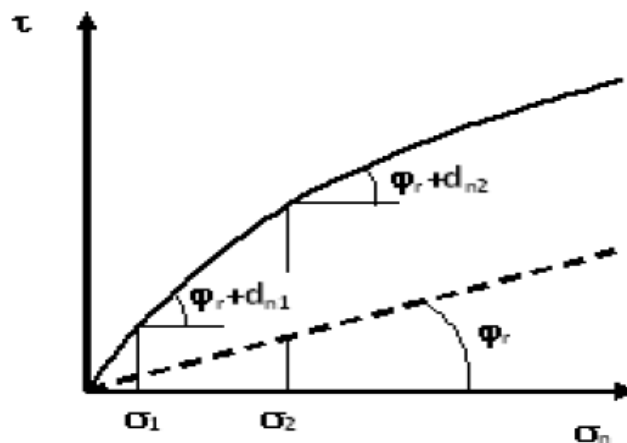


Fig. II.13 Représentation de la dilatance dans le plan de Mohr [24].

II.5.2 Comportements au cisaillement d'une discontinuité (Approche semi-empirique)

Barton (1973) propose de déterminer le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse à l'aide de la relation suivante :

$$\tau = \sigma_n \tan\left(\varphi_r + JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n}\right) \quad (\text{II.2})$$

Où :

- σ_n est la contrainte normale appliquée à la discontinuité,
- JRC est le Joint Roughness Coefficient,
- JRC exprime la rugosité des contacts, il est déterminé à partir d'un relevé de profil de la

- discontinuité.
- JCS est le Joint Wall Compressive Strength.
- JCS tient compte de l'altération des épontes en contact en estimant leur résistance à la
- compression simple.

La méthodologie de Barton est plutôt appliquée dans le domaine des mines. En effet, il est plus facile d'obtenir le JCS et le JRC d'une grande discontinuité accessible que d'obtenir ceux-ci sur un échantillon de petite taille détruit partiellement par son prélèvement.

II.6 Critères de rupture de la roche

II.6.1 Critère de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb est la combinaison de deux approches : relation linéaire entre les contraintes normale et tangentielle de Coulomb et expression du critère comme enveloppe des cercles de Mohr [24]. Ce critère peut être écrit sous une forme linéaire des contraintes [23].:

$$\tau \leq \tau_{max} = C + \sigma_n \tan \phi \quad (\text{II.3})$$

Avec τ la contrainte tangentielle et σ_n la contrainte normale au plan de rupture ; C la cohésion sur une unité de surface ; ϕ l'angle de frottement interne.

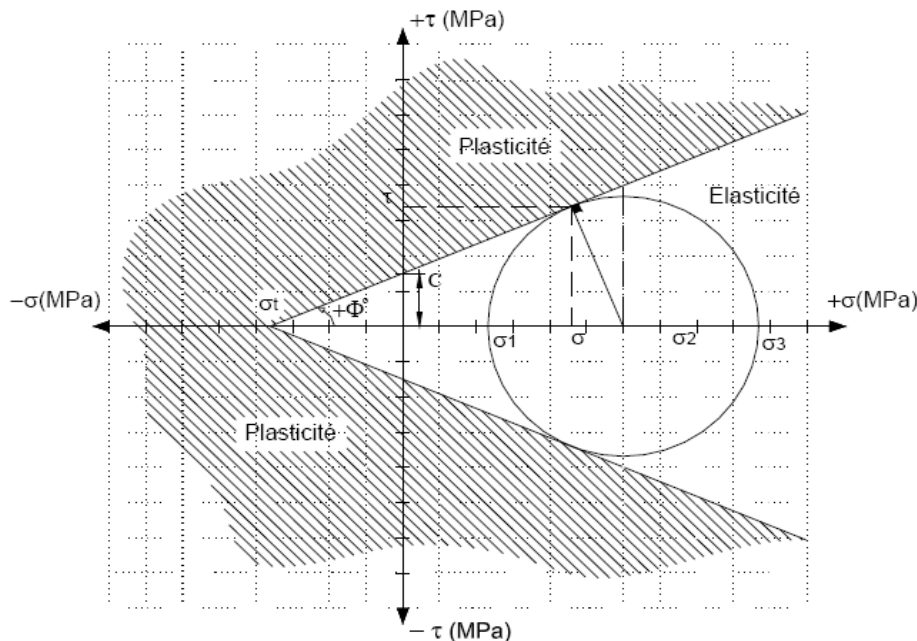


Fig. II.14 Critère de rupture de Mohr-Coulomb représenté dans le plan (τ ; σ) [23].

Le critère de Mohr-Coulomb permet de calculer d'autres paramètres mécaniques employés fréquemment par les concepteurs des ouvrages dans les massifs rocheux tels que la résistance

à la compression simple et à la traction. En effet, du fait que $\sigma_3 < \sigma_2 < \sigma_1$ alors la résistance à la compression simple de la roche σ_c résulte d'une contrainte σ_3 nulle d'où :

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (\text{II.4})$$

De même, pour une contrainte σ_1 nulle, l'expression de la résistance à la traction s'écrit :

$$\sigma_t = \sigma_3 = -\frac{2C \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (\text{II.5})$$

D'où

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_t} = -\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (\text{II.6})$$

La formulation mathématique du critère de Mohr-Coulomb peut être écrite dans le plan des contraintes principales sous la forme :

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_3 + 2C \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (\text{II.7})$$

Le critère de Mohr-Coulomb peut aussi être représenté dans un graphique $\sigma_1 - \sigma_3$.

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 \tan \psi \quad (\text{II.8})$$

$$\tan \psi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (\text{II.9})$$

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (\text{II.10})$$

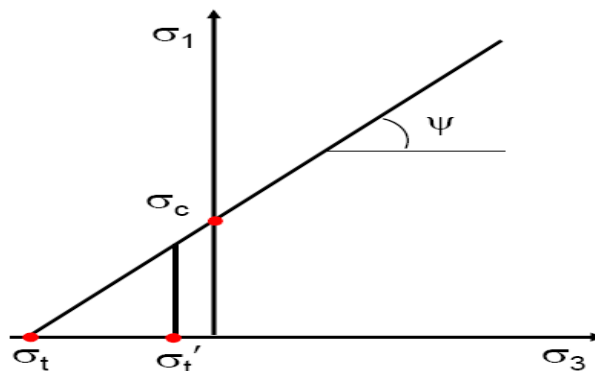


Fig. II.15 Critère de rupture de Mohr-Coulomb représenté dans le plan des contraintes principales $(\sigma_1; \sigma_3)$ [23].

II.6.2 Critère de Griffith

Le critère de Griffith se base sur la mécanique des ruptures fragiles, utilisant les concepts d'énergie de déformations élastiques. Ce critère décrit le comportement de la propagation de fissures de forme elliptique en considérant l'énergie mise en jeu [11].

En compression, une fissure elliptique se propagera à partir des points de concentration de la contrainte de traction maximale. Cela donne le critère suivant pour la propagation de la fracture:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - 8 \sigma_t(\sigma_1 + \sigma_3) = 0 \quad (\text{II.11})$$

Si $\sigma_1 + 3 \sigma_3 > 0$

$$\sigma_1 + \sigma_t = 0 \quad (\text{II.12})$$

Si $\sigma_1 + 3 \sigma_3 < 0$

Lorsque

$$\sigma_3 = 0, \quad \sigma_1 - 8 \sigma_t = 0 \quad \text{ou} \quad \sigma_1 = 8 \sigma_t$$

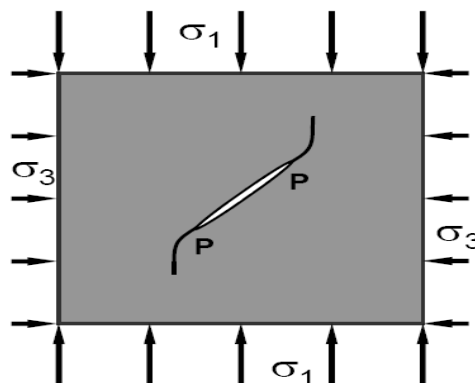


Fig. II.16 Modèle de rupture de Griffith.

La contrainte de compression uniaxiale pour la propagation de la fissure vaut 8 fois la résistance uniaxiale à la traction. Cela peut aussi être exprimé en termes de contrainte de cisaillement (τ) et de contrainte normale (σ_n) agissant sur le plan contenant l'axe principal de la fissure.

$$\tau^2 = 4 \sigma_t(\sigma_n + \sigma_t) \quad (\text{II.13})$$

Quand $\sigma_n = 0$, $\tau = 2 \sigma_t$, cela représente la cohésion.

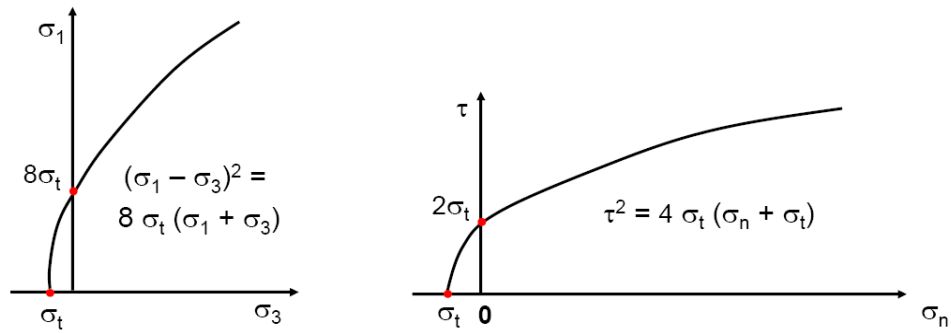


Fig. II.17 Critère de rupture de Griffith [23].

La théorie de compression plane de Griffith ne donne pas un très bon modèle pour la résistance maximale de la roche sous une compression multiaxiale. Cela donne seulement une bonne estimation de la résistance à la traction, et sous-estime la résistance à la compression, Particulièrement sous de grandes contraintes latérales.

II.6.3 Le Critère de Hoek et Brown

Hoek et Brown ont proposé un critère de rupture empirique pour les massifs rocheux fracturés. L'enveloppe de résistance de Hoek-Brown n'est pas une ligne droite. C'est une courbe. A haut niveau de contrainte, l'enveloppe s'incurve vers le bas, et donne ainsi une évaluation de résistance inférieure à celle de l'enveloppe de Mohr-Coulomb [17].

C'est un critère empirique basé sur des résultats réels d'essais obtenus sur diverses roches. L'emploi et le choix des paramètres est très facile. Il peut être étendu aux massifs rocheux. Il est employé couramment en mécanique des roches et dans le dimensionnement des ouvrages. L'expression de ce critère généralisé est la suivante : [23]

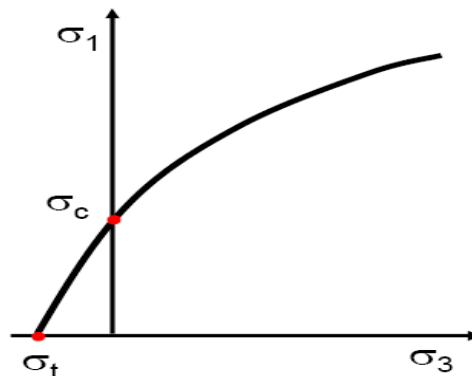


Fig. II.18 Critère de Hoek et Brown [23].

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} \right) + s \right)^a$$

(II.14)

Ou :

- σ'_1 est la contrainte effective maximum à la rupture ;
- σ'_3 est la contrainte effective minimum à la rupture ;
- σ_{ci} est la résistance à la compression de la matrice rocheuse intacte ;
- m_b est la valeur de la constante m de Hoek et Brown pour le massif rocheux ;
- s et a sont des constantes adimensionnelles qui dépendent de l'état et du degré de fracturation du massif rocheux (pour la roche intacte $s = 1$)

Ce critère peut également s'écrire sous la forme :

$$\tau = A \times \sigma_{ci} \left(\frac{\sigma'_n - \sigma'_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B$$

(II.15)

Ou :

- τ est la contrainte de cisaillement sur le plan de rupture ;
- σ'_n est la contrainte normale effective sur le plan de rupture ;
- σ'_{tm} est la résistance à la traction de la matrice rocheuse intacte ;
- A et B sont des constantes dépendant du matériau.

La résistance à la traction s'écrit sous la forme :

$$\sigma'_{tm} = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left(m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s} \right)$$

(II.16)

L'utilisation du critère de Hoek et Brown pour estimer la résistance et la déformabilité d'un massif fracturé, nécessite donc d'estimer trois propriétés du massif rocheux [17] :

- La résistance à la compression de la roche intacte σ_{ci} ;
- La valeur de la constante m de Hoek et Brown pour la roche intacte m_i ;
- La qualité du massif rocheux, déduite soit des tableaux établis par Hoek et Brown avant 1995, soit de la valeur du Geological Strength Index GSI pour le massif rocheux.

Pour la matrice rocheuse intacte l'équation (II.14) devient :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5}$$

(II.17)

- m_i est la valeur de la constante m de Hoek et Brown pour la matrice rocheuse.

II.6.3.1 Estimation de la "qualité" du massif rocheux

Pour utiliser le critère de Hoek et Brown, il est nécessaire d'évaluer la qualité du massif rocheux. Jusqu'en 1995 des tableaux proposaient directement des valeurs du paramètre s , m , A et B en fonction de la nature pétrographique de la roche et de son degré de fracturation. Ces valeurs permettaient d'estimer le cisaillement à la rupture par la relation (II.15) [28].

En 1995, Hoek et al. ont introduit le Geological Strength Index (GSI) dont la valeur est également appréciée en fonction de la nature pétrographique de la roche et de son degré de fracturation. Les paramètres m_b et s peuvent alors être calculés à partir du GSI par les relations :

$$m_b = m_i \times \exp\left(\frac{GSI-100}{28}\right) \quad (II.18)$$

Pour $GSI > 25$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right) \quad (II.19)$$

$$\text{Et } a = 0.5 \quad (II.20)$$

Pour $GSI < 25$

$$s = 0 \quad (II.21)$$

$$\text{Et } a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \quad (II.22)$$

II.7 Modèle élastoplastique parfait

La traduction du comportement des roches sous une forme analytique est nécessaire pour pouvoir dimensionner les ouvrages exécutés dans les massifs rocheux. Une loi représentant le comportement fragile à la compression d'une très grande majorité de roches est la loi élastoplastique avec radoucissement (appelée également écrouissage négatif). Elle est régie par le critère de Mohr-Coulomb. Cette loi est définie par trois phases (Fig.II.19) : 1- phase élastique, 2- phase de post-rupture, 3- phase résiduelle. Pour des raisons de difficultés liées à la modélisation numérique, il est plus aisé d'utiliser le formalisme élastoplastique parfait qui a été initialement développé pour décrire le comportement des métaux. Son emploi est fréquent dans les modèles numériques grâce à sa simplicité et la facilité d'intégration dans les codes de calcul numériques [28].

La phase élastique est caractérisée par un module d'Young E et un coefficient de Poisson ν . Dans la phase plastique, nous notons la présence d'une contrainte σ_p marquant la plasticité de la roche et qui varie en fonction de la contrainte de confinement. Cette phase est caractérisée par une cohésion C et un angle de frottement interne φ [28].

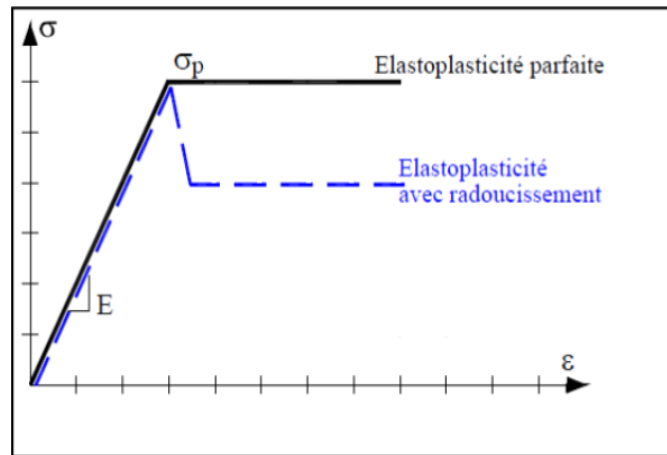


Fig. II.19 Modèle de comportement élastoplastique parfait et avec radoucissement [28].

III.8 Conclusion

La rupture des massif rocheux se produit me long des discontinuités matérielles. La résistance du massif rocheux est gouvernée par la résistance de la roche intacte et la résistance des discontinuités qu'elles contiennent. Une discontinuité présente des rugosités irrégulières, nommés aussi aspérités de surface qui déterminent le comportement en cisaillement de la discontinuité. La résistance d'un massif rocheux est déterminée par celle des discontinuités, qui se rompent par cisaillement des aspérités en contact. Par conséquent, l'analyse du comportement au cisaillement d'une discontinuité montre que la résistance au cisaillement maximale (résistance de pic) est régie par la résistance des aspérités en contact lorsque ces derniers sont soumis à des efforts de compression et de cisaillement. L'analyse de la stabilité des massifs rocheux nécessite l'utilisation de plusieurs critères de rupture à savoir le critère de Mohr Coulomb, Griffith et Hoek- Brown.

Chapitre III

Instabilité des massifs rocheux et méthode d'analyse

III.1 Introduction

L'équilibre mécanique des masses de terrain en place peut être rompu par divers phénomènes naturels comme l'érosion, les tremblements de terre, ou les travaux (terrassements, remblais, constructions). Dans les roches massives comme les granites, la masse est prédécoupée par un réseau de fractures qui sont les seules discontinuités. Dans les roches sédimentaires, la stratification constitue une autre famille de discontinuité qui vient s'ajouter à celles provoquées par le découpage de la masse rocheuse sous l'effet des efforts tectoniques. Ces familles de discontinuités constituent les points faibles des massifs rocheux et fragilisent de ce fait le massif.

III.2 Mécanismes d'instabilités

L'équilibre d'un des massifs rocheux en pente, qu'il soit naturel ou anthropique, dépend des caractéristiques de frottement des joints de rupture les plus sollicités, en l'absence d'eau. Quant à la cohésion, elle ne peut pas être durable, car elle est menacée par l'altération et la fatigue (action de la pesanteur, sismicité locale, alternance des efforts hydrauliques et thermiques, etc.). A partir de là, l'altération et la dégradation du massif conduisent à une plus grande ouverture de certaines fractures, Les blocs rocheux se détachent et chutent dès que l'équilibre entre les forces de contact et la gravité n'est plus assuré. [12]

III.2.1 Phénomène d'instabilité des massifs rocheux

Il existe différents types de mouvements rocheux. Ils sont généralement classés en fonction des volumes en jeu au cours de leur propagation. Ainsi, un bloc rocheux correspond à un volume variant entre le décimètre cube et la centaine de mètre cube. Une classification des glissements de terrains rocheux est donnée dans le Tableau III.1.

Tableau III.1 Classement des éboulements en fonction de leur volume [12].

Phénomène d'instabilité	Volume en m ³
Chute de pierres	$\leq 10^{-3}$
Chute de blocs rocheux	$10^{-3} - 10^2$
Eboulements	$10^2 - 10^5$
Eboulements majeurs	$10^5 - 10^7$
Eboulements catastrophiques	$\geq 10^7$

III.3 Mécanismes de fragilisation des matériaux en place

Les instabilités sont dues à une fragilisation d'ensemble avant mobilisation. La phase de mobilisation se caractérise par la constitution d'un gisement de matériaux soumis à la dégradation sur place des roches. Elle commence par leur désagrégation (processus mécaniques) et/ou leur altération (processus chimiques).

La désagrégation provient de l'augmentation et de la multiplication des fissures existant dans la roche initiale (diaclyse). Toutes les masses rocheuses sont en effet prédécoupées par des systèmes de discontinuités, qui résultent de leur genèse, des phases tectoniques ultérieures.

Selon les versants, le façonnement du relief conduit à une décompression (par appel au vide) de ces masses rocheuses et à l'ouverture de leurs discontinuités. L'inclinaison des couches (le pendage) influence alors sur le détachement des blocs.

La désagrégation va favoriser l'altération par l'augmentation de la surface de contact entre la roche et les agents d'altération (surtout l'eau). Cette altération est en fait la solubilisation de certains sels et l'effondrement des structures cristallines.

Ces déséquilibres vont donc favoriser l'écartement des diaclases et la création d'un nouveau réseau de fissuration (néo diaclases) indépendant du réseau initial et parallèle au versant. [13]

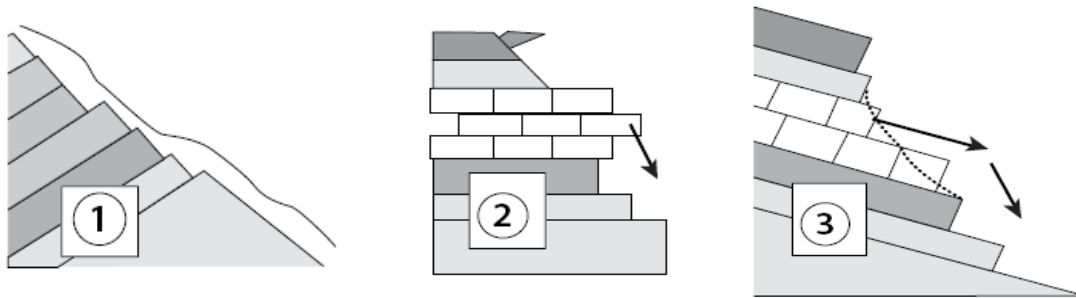


Fig. III.1 influence du pendage sur le glissement. [13]

L'importance de ces phénomènes est donc liée :

- Aux contraintes initiales (nature et intensité) donc au contexte lithologique
- à la disposition structurale initiale : le degré de fracturation, l'inclinaison des pendages, etc.
- à la nature de la roche
- au dénivelé du versant

III.4 Classification des instabilités

On observe diverses formes d'instabilités dans les pentes des massifs rocheux. Un glissement de terrain, est la conséquence d'un versant instable de montagne ou de colline qui se détache et glisse dans le sens de la pente. Le volume du glissement dépend de la surface et de la profondeur de la rupture. De la chute de blocs isolés aux grands mouvements de plusieurs millions de mètre cube, ces instabilités peuvent modifier de façon très importante le relief d'un site ou d'une région. On distingue :

a. Les chutes de blocs qui proviennent de la dégradation d'une falaise ou d'un versant rocheux. Selon le volume qui se détache, on leur donne un nom différent :(Fig. III.2)

- Chutes de pierres
- Chutes de blocs
- Écroulements

- Écroulements majeurs
- Écroulements catastrophiques

Tous les mouvements de ce type (jusqu'à quelques milliers de mètre cube) ont en commun leur soudaineté et leur rapidité. Leurs trajectoires associent rebondissements, roulements, et glissement. [13]



Fig. III.2 Chute de blocs depuis le versant Est du massif de la chartreuse.

b. Les ruptures des massifs rocheux de grands volumes (plus d'un million de m³) qui sont plus complexes et qui peuvent se produire sur des décennies après l'apparition de crevasses profondes. (Fig. III.3)[13]



Fig. III.3
des massifs
grands

Glissement
rocheux de
volumes.

c. Les très grands écroulements sont des instabilités majeures qui ont des comportements encore mal connus : Ainsi, en 1248, plus de 500 millions de m³ de rochers se sont écroulés du Mont Granier (en Savoie, France) et ont roulé sur plus de 3 km dans la plaine parsemée de nombreux villages d'agriculteurs. Aujourd'hui, on admet la disparition d'un millier de personnes et de cinq paroisses. L'écroulement, visible sur sa face nord, a fortement marqué le paysage. (Fig. III.4)



Fig. III.4 Grands écroulements du Mont-Granier.

d. Les coulées boueuses ou «glissements de terrains liquides» qui ont très souvent comme conséquence la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de fortes précipitations, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente. (Fig. III.5)



Fig.

III.5

Coulée de boue sur l'île de Tahaa en avril 1998.

Tous les mouvements de ce type (jusqu'à quelques milliers de mètre cube) ont en commun leur soudaineté et leur rapidité. Leurs trajectoires associent rebondissements, roulements, et glissement.

III.5 Mécanismes de rupture

L'origine d'une chute de blocs ou d'un éboulement peut être variée. Des plans de discontinuités délimitent des compartiments pouvant évoluer vers la rupture en fonction de facteurs déclenchant externes ou internes, d'origine naturelle ou anthropique, ainsi que des forces motrices et résistantes mises en jeu.[18]

III.5.1 Dégradations superficielles

Il s'agit de décollements superficiels de petits fragments de roche, se traduisant généralement par des chutes de pierres. Ce délitage est essentiellement lié à l'altération du rocher par la pluie, le gel ou les venues d'eau. (Fig. III.6) [18]

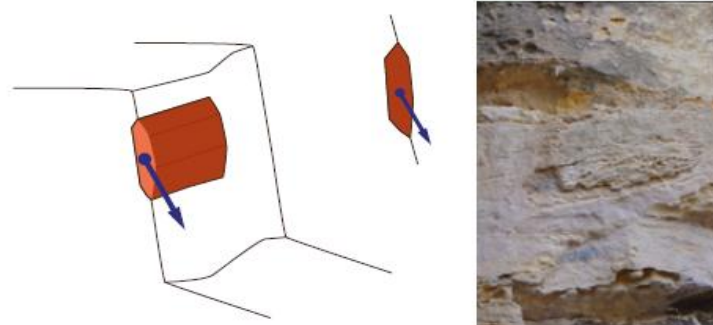


Fig. III.6 Dégradations superficielles. [18]

III.5.2 Glissement plan

C'est un glissement caractérisé par un mouvement de translation sur une discontinuité plane avec rupture lorsque les forces motrices dépassent la résistance au cisaillement des discontinuités. Les indices et les signes de son évolution sont les ouvertures de fissures en arrières. (Fig. III.7) [18]

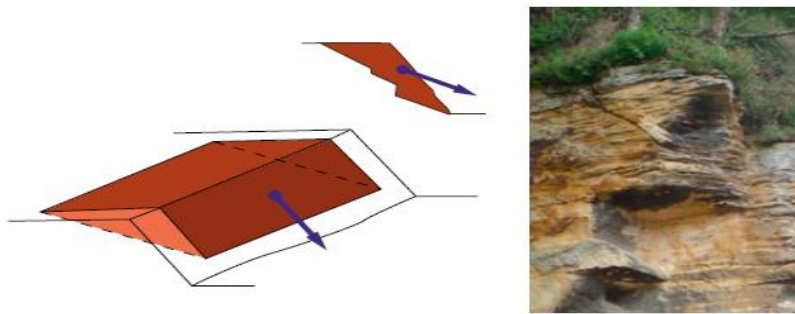


Fig. III.7 Glissement plan. [18]

III.5.3 Glissement dièdre ou en coin

Mouvement de translation combinée sur deux discontinuités formant un dièdre, avec rupture lorsque les forces motrices dépassent la résistance au cisaillement des discontinuités. Comme pour le glissement plan, le dièdre doit recouper le versant avec un plongement aval suffisant. (Fig. III.8) [18]

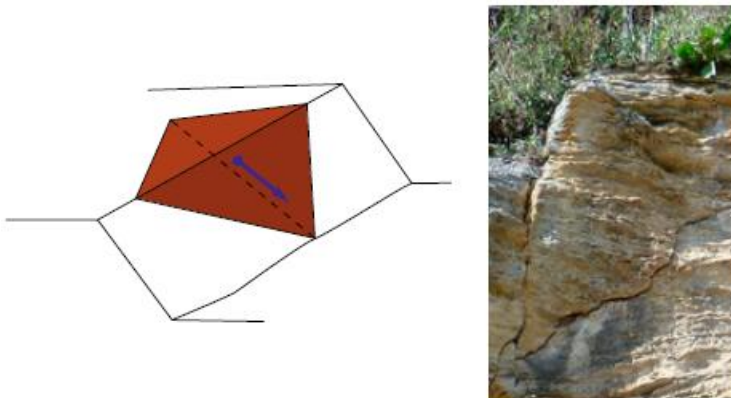


Fig. III.8 Rupture en dièdre ou en coin. [18]

III.5.4 Décompression du massif et basculement de bloc

Processus progressif de déplacement d'une colonne, sous l'effet de la gravité et d'une chute de résistance du pied. Caractérisé par l'ouverture de fissures arrière et latérales avec la fissuration de la base, écaillage coté vide. (Fig. III.9)

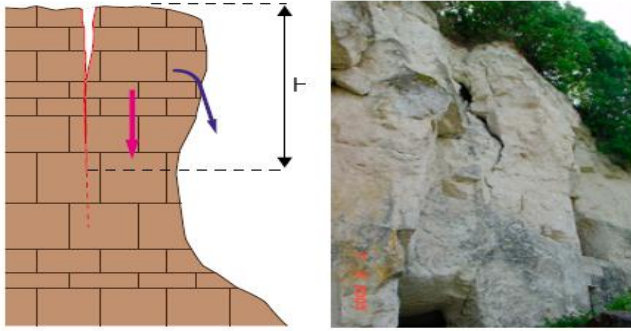


Fig. III.9 Décompression du massif et basculement.

III.5.5 Rupture de pied de colonne

Ce type de rupture, généralement assimilée au glissement plan par de nombreux auteurs, II s'agit d'une rupture avec glissement vers l'extérieur de la base d'une colonne. (Fig. III.10)

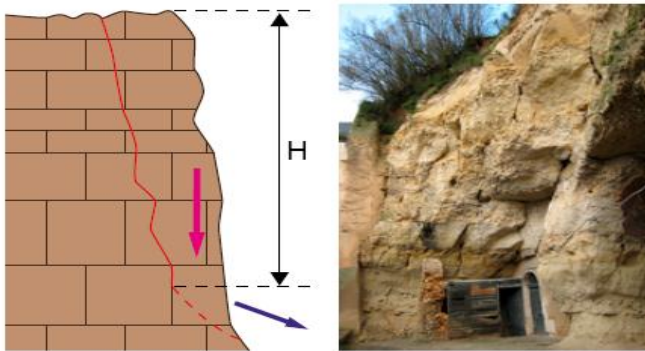


Fig. III.10 Rupture de pied de colonne.

III.5.6 Rupture de surplomb

Le massif rocheux devient instable lorsque les efforts de traction, de flexion et de cisaillement ne peuvent plus être compensés par la résistance du matériau. Une approche purement analytique peut être adoptée pour analyser les mécanismes de rupture. Rupture par traction et cisaillement d'une masse rocheuse en surplomb. (Fig. III.11)

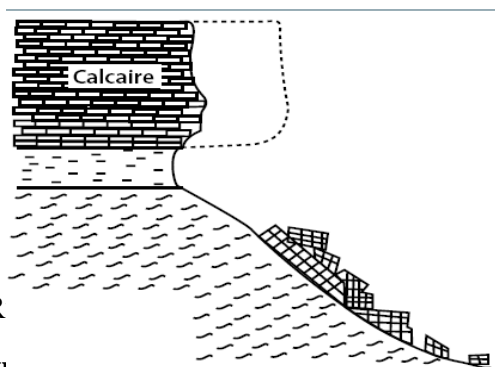


Fig. III.11 R

III.5.7 Rupture par basculement



Ce type de phénomène se produit lorsque le massif rocheux est découpé par des discontinuités très redressées et profondes, le structurant en grandes écailles ou colonnes. Ces colonnes présentent donc une géométrie très favorable au basculement. Quatre types de configuration sont généralement à l'origine de ce phénomène :

- **Chute de résistance du pied** (par présence d'un terrain moins compétent sous le massif rocheux, par fatigue, par fluage, par érosion), ou défaut d'assise. (Fig. III.12) [21]

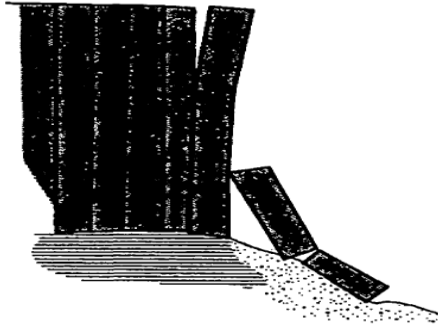


Fig. III.12 Basculement par défaut d'assise. [21]

- **Rupture par flexion** d'écaillés découpées par des discontinuités très redressées entrant dans le massif (très fort pendage vers l'amont). (Fig. III.13) [21]

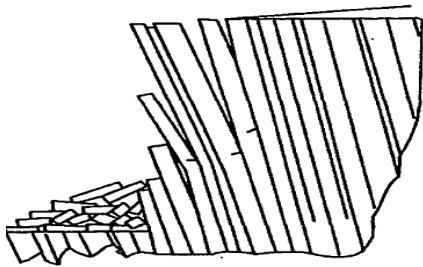


Fig. III.13 Basculement par flexion

- **Basculement secondaire** par le pied de paroi lorsque le massif rocheux est chargé latéralement par une instabilité plus en amont. (Fig. III.14) [21]

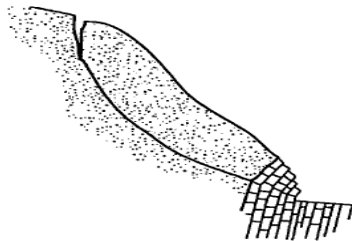


Fig. III.14 Basculement secor

- **Basculement de bloc** : Des compartiments rocheux moins élancés peuvent également subir un basculement par un déchaussement aval de ces blocs. (Fig. III.15) [21]

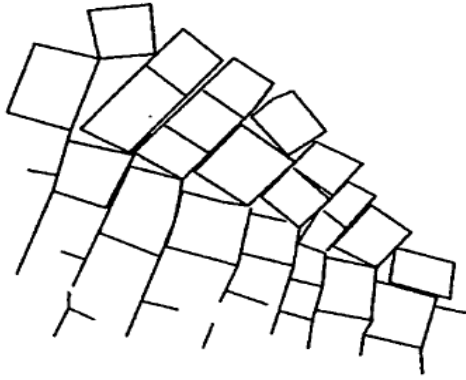


Fig. III.15 Basculement de blocs. [21]

III.5.8 Fauchage

La plupart des auteurs assimilent le fauchage au basculement, mais, il se différencie par le basculement, en direction de la vallée, d'un ensemble d'écaillés séparées par des discontinuités à fort pendage, s'amortissent avec la profondeur. (Fig. III.16) [21]

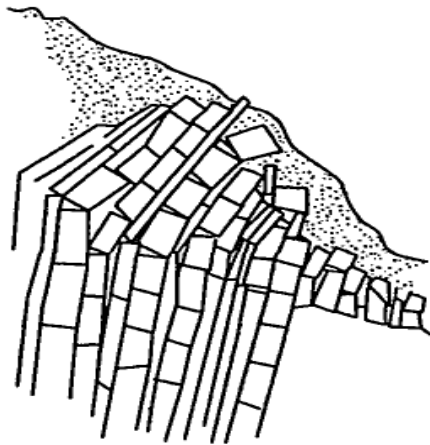


Fig. III.16 Fauchage. [21]

III.5.9 Flambement

Ce phénomène est trop souvent confondu avec le basculement. Le flambement est un phénomène purement gravitaire, la rupture étant provoquée généralement en pied de colonne par le seul effet du poids de l'écaillé rocheuse. (Fig. III.17) [21]

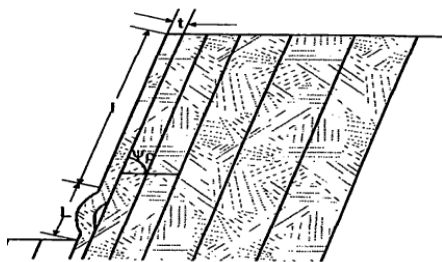


Fig. III.17 Flambement. [21]

III.5.10 Glissement pseudo-circulaire

Ce type de rupture affecte généralement les roches tendres ou très altérées se rapprochant du comportement des terrains meubles. (Fig. III.18)

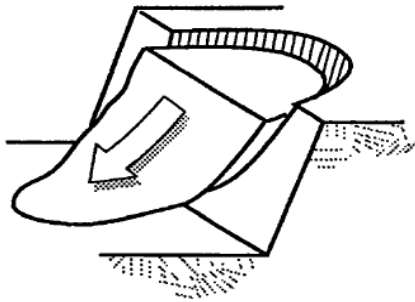


Fig. III.18 Glissement pseudo-circulaire.

III.6 Les paramètres d'instabilités

Les paramètres essentiels de déclenchement sont les suivants:

- Infiltration ou résurgences d'eau par la mise en pression d'eau dans les discontinuités en arrière des compartiments potentiellement instables. Ce facteur est essentiel dans l'apparition de grandes instabilités dans les versants rocheux de grande hauteur.
- Mouvements dans les terrains meubles sous la paroi rocheuse (fluage, glissement) entraînant un basculement par défaut d'assise.
- Glissements dans des terrains meubles au-dessus ou en arrière de la paroi pouvant déstabiliser le massif rocheux (basculement en tête ou en pied);
- purge naturelle ou artificielle de blocs assurant initialement la stabilité de compartiments rocheux plus en amont. ce phénomène qui est trop largement sous-estimé, à savoir la déstabilisation de «petits» blocs pouvant provoquer l'effondrement de grands compartiments rocheux;
- le vent : lorsque des arbres sont enracinés en paroi, des vents violents peuvent provoquer des chutes de blocs, les racines écartant les compartiments rocheux;
- ravinement par ruissellement: lorsque des passées meubles sont présentes, le ruissellement en paroi peut rapidement éroder la matrice fine et provoquer un déchaussement de blocs.
- Suffusion par venue d'eau dans le massif: les fractions fines des remplissages de fissures ou les remplissages karstiques peuvent être entraînés par des venues d'eau dans le massif. Dans ce cas, des vides plus ou moins importants, peuvent se développer dans le rocher provoquant une déstabilisation de la paroi;
- vibrations: des séismes ou des vibrations liées à des travaux peuvent parfois suffire à provoquer des instabilités dans le massif;

- gel-dégel (dans les zones de haute altitude ou en climat froid) : les coins de glace peuvent repousser les compartiments rocheux, et lors du dégel les vides laissés après la fonte des coins de glace provoquent une déstructuration du massif neutralisant en grande partie la résistance au cisaillement des discontinuités. Par ailleurs, les remplissages argileux dans les fissures perdent toute cohésion lors du dégel de l'eau interstitielle [21].

III.7 Les méthodes d'analyse de la stabilité des massifs rocheux

III.7.1 Définition du facteur de sécurité F_S

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité F_S . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$F_S = \frac{\Sigma \text{Moment des forces résistant du mouvement}}{\Sigma \text{Moments des forces provoquant le mouvement}} \quad (\text{III.1})$$

En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité on peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau III.2

Tableau III.2 Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité.

$F_S < 1$	talus instable.
$1 < F_S < 1,5$	Glissement possible.
$F_S > 1,5$	Généralement stable.

III.7.2 Méthodes d'analyse de la stabilité

Dans les massifs rocheux, une rupture structurale survient sur une ou des surfaces de rupture définies par les discontinuités préexistantes dans le massif rocheux. Habituellement, trois modes de rupture structurale sont considérés dans l'analyse de stabilité des pentes : le mode de rupture planaire (Fig. III.19a), le mode de rupture de dièdre (Fig. III.19b) et le mode de rupture par basculement (Fig. III.19c). Au niveau de la pente globale, la surface de rupture peut se développer dans le massif rocheux, selon une structure géologique majeure ou selon une combinaison des deux. La surface de rupture tend à être curvilinéaire et le mode de rupture peut se simplifier à la rupture circulaire (Fig. III.19d). [31]

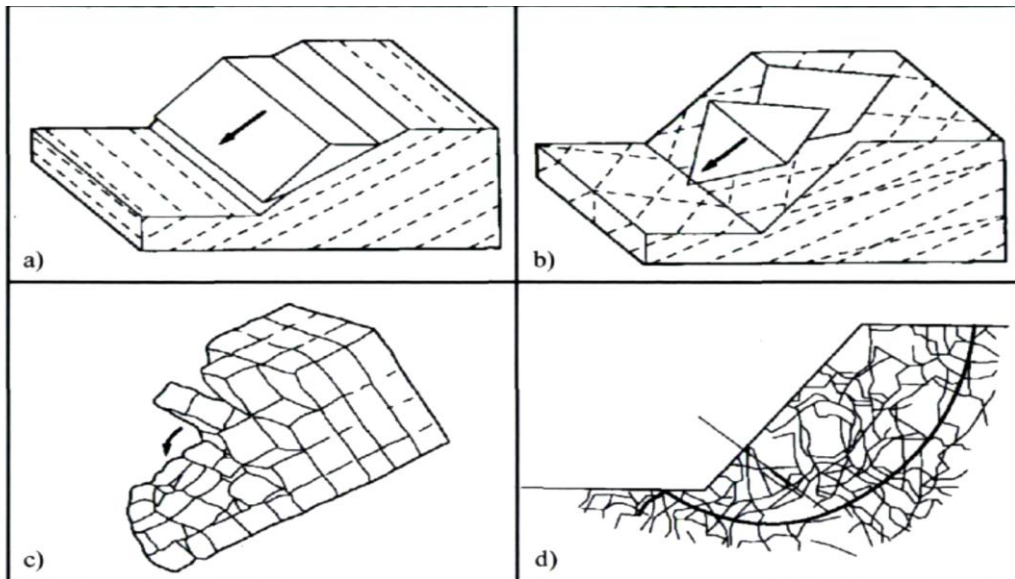


Fig. III.19 Modes de rupture de base : a) planaire; b) dièdre; c) basculement; d) circulaire,

Dans le cadre de ce mémoire, seules les ruptures structurales seront considérées dans l'analyse de stabilité des massifs (Fig. III.19 a et b).

Dans la littérature scientifique, il existe de nombreuses méthodes de calcul de la stabilité des pentes, méthodes d'équilibre limite (supposant que la résistance au cisaillement le long de la surface est gouvernée par la relation de Mohr-Colomb, méthode des différences finis et méthodes des éléments finis (permettant de calculer les contraintes et déformations).

Toutes ces méthodes ont des avantages et inconvénients, et reposent sur un certain nombre d'hypothèses et d'approximations. L'utilisation de l'une ou l'autre méthode dépend des moyens disponibles pour déterminer les paramètres de calcul correspondant à la méthode choisie.

III.7.2.1 Méthodes d'équilibre limite

Les hypothèses des méthodes d'équilibres limite portent sur les lois qui régissent le comportement des sols et sur les conditions aux limites. Le calcul du facteur de sécurité définira une surface de rupture critique amenant l'instabilité. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est trouvée à la fois :

- La surface critique,
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface,
- Le facteur de sécurité en partant des équations d'équilibre.

Les méthodes d'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans lesquelles le massif est décomposé en tranches, surtout utilisée pour les sols hétérogènes (ex : BISCHOP, MORGENSTERN-PRICE ...) et les méthodes de stabilité globale dans lesquelles on considère de façon globale les équations d'équilibre au lieu de les

vérifier au niveau de chaque tranche, surtout utilisées pour les sols homogènes (méthodes des perturbations ...).

- A. Méthode des tranches ;
- B. Méthode de FELLENIUS (1936) ;
- C. Méthode de BISHOP simplifiée (1954) ;
- D. Méthode de Janbu (1956).

III.7.3 Analyse de la stabilité d'un glissement plan

Il se produit dans les roches contenant des discontinuités planes, tels que les plans de stratifications suivant un plan au niveau d'une surface de discontinuité géologique (zone entre deux matériaux de nature différente, failles, joints de stratification,...etc.). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques mécaniques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ». [31]

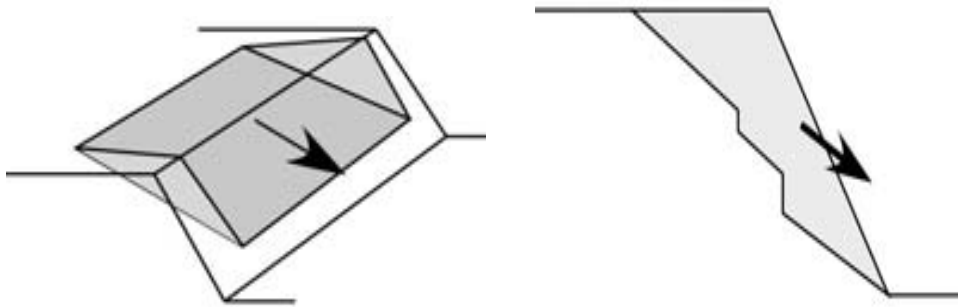


Fig. III.20 Glissement plans.

Ce type de défaillance peut se produire si une seule discontinuité est présente ou si une série de discontinuités forme un seul plan pour initier une défaillance dans une pente (Fig. III.21). Cette défaillance peut être considérée comme un bloc de poids instable (W) inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale. La hauteur de la pente est H et l'angle de la pente est α . Le bloc glisse le long du plan de joint AC en raison de la gravité. Le facteur de sécurité (F_S) est défini dans la méthode d'équilibre limite comme étant le rapport entre la résistance au cisaillement et la contrainte de cisaillement. [31]

Cas absence d'eau dans la discontinuité

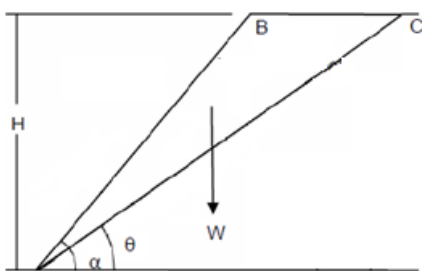


Fig. III.21 Géométrie d'une pente en rupture plane.

Ainsi :

Le facteur de Sécurité:

$$F_s = \frac{\text{contrainte de cisaillement mobilisée}}{\text{contrainte de cisaillement nécessaire}} = \frac{\tau_{\text{mob}}}{\tau_{\text{néce}}} \quad (\text{III.2})$$

$$F_s = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{\tau_{\text{néce}}} \quad (\text{III.3})$$

$$\text{Longueur des discontinuités : } AC = \frac{H}{\sin \theta} \quad (\text{III.4})$$

Surface de rupture : $AC \times 1\text{m}^2$ (l'épaisseur de la pente est égale à l'unité)

$$\text{Poids du bloc instable : } W = \frac{\gamma H^2}{2} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (\text{III.5})$$

$$\text{La contrainte normale : } \sigma = \frac{W \cos \theta}{A} \quad (\text{III.6})$$

$$\text{Contrainte de cisaillement : } \tau = \frac{W \sin \theta}{A} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- τ : contrainte de cisaillement ;
- c : Force de cohésion de la surface de rupture ;
- φ : Angle de frottement de la surface de rupture ;
- γ : le poids volumique de la roche ;
- γ_w : le poids volumique de l'eau.

$$\text{Donc : } F_s = \frac{C + \frac{W \cos \theta}{A} \tan \varphi}{\frac{W \sin \theta}{A}} = \frac{CA + W \cos \theta \tan \varphi}{W \sin \theta} \quad (\text{III.8})$$

➤ Cas présence d'eau dans la discontinuité

Lorsque l'eau remplit la discontinuité, elle exerce une pression qui réduit la contrainte normale sur la discontinuité. De ce fait, la résistance au cisaillement du joint diminue, ce qui augmente le risque de rupture de la pente. L'effet de la pression d'eau peut être estimé en déterminant la contrainte normale effective. La contrainte normale effective due à la présence d'eau dans le joint, est donnée en tant que :

- μ : pression de l'eau ;
- σ' : contrainte normale effective ;
- σ : contrainte normale ;
- ρ : poids volumique de l'eau ;
- H : hauteur de la colonne d'eau.

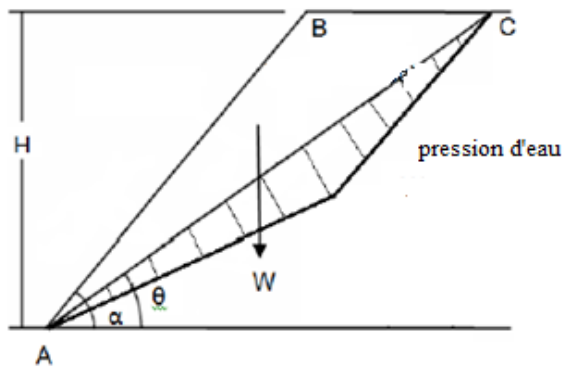


Fig. III.22 Géométrie d'une pente en rupture plane saturée d'eau.

➤ **Fracture de traction interceptant le sommet du versant**

Une fracture de traction est un vide parallèle à la pente (Fig. III.23). Son effet sur la stabilité de la pente est considéré en fonction de son emplacement et sa profondeur. Des méthodes analytiques sont disponibles pour localiser les fissures de traction le long des surfaces de glissement supposées. Si la position de la fracture de traction est connue sur la surface supérieure du versant, son analyse de stabilité devrait être basée sur ces informations existantes. Cependant, lorsque la position de la fracture de traction est inconnue, il devient nécessaire de recourir à une approche d'optimisation pour localiser la position et la profondeur de la fracture de traction.

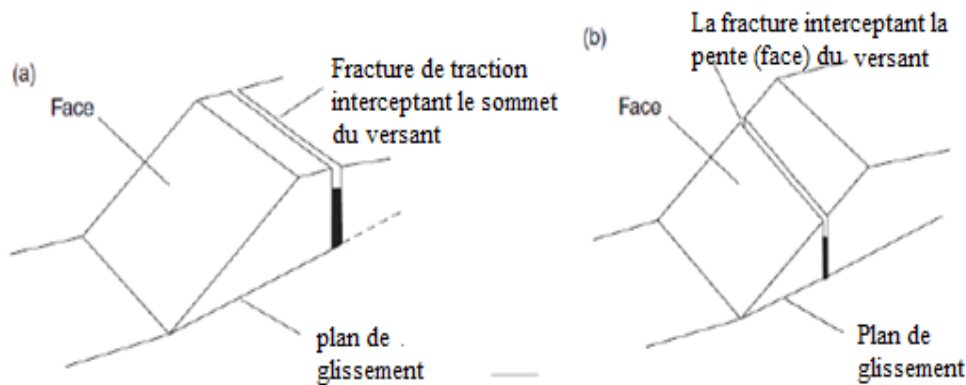


Fig. III.23 Fracture de traction interceptant le sommet du versant et la face de la pente.

L'emplacement de la fracture de traction (figure III.23) est exprimé par la dimension b (Hoek et Bray, 1981). Lorsque la surface supérieure est horizontale. La profondeur de la fracture de traction critique, Z_c et son emplacement, b_c derrière la crête, peuvent être calculés à l'aide des équations suivantes:

$$\frac{Z_c}{H} = (1 - \cot \alpha \tan \theta) \quad \text{(III.9)}$$

$$\frac{b_c}{H} = \sqrt{(\cot \alpha \cot \theta) - \cot \alpha} \quad \text{(III.10)}$$

Si l'emplacement de la fracture de traction est connu, la profondeur de la fissure de tension

peut être déterminée par l'équation suivante :

$$Z = H - (b + H \cot \alpha) \tan \theta \quad (\text{III.11})$$

Où, H est la hauteur de la pente, α l'inclinaison de la pente et θ le pendage du plan de glissement. Le facteur de sécurité est calculé comme suit:

Longueur des discontinuités $AD = \frac{H-CD}{\sin \theta}$ (III.12)

Le poids du bloc $W = \frac{\gamma_r H^2}{2} \left(\left(1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right) \cot \theta - \cot \alpha \right)$ (III.13)

Facteur de sécurité: $F_s = \frac{CA+W \cos \theta \tan \varphi}{W \sin \theta}$ (III.14)

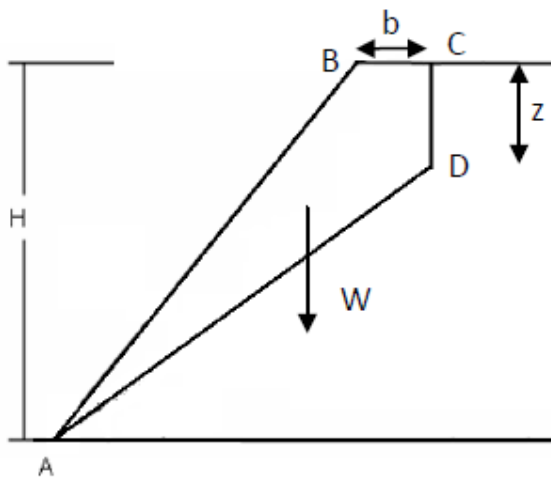


Fig. III.24 Rupture plan avec fracture de traction.

Dans ce cas, la profondeur de la fracture de traction peut être déterminée par l'équation suivante:

$$z = (H \cot \alpha - b)(\tan \alpha - \tan \theta) \quad (\text{III.15})$$

$$z = H - (H \cot \alpha - b) \tan \theta - b \tan \alpha \quad (\text{III.16})$$

Longueur des discontinuités : $AD = \frac{H-CD}{\sin \theta}$ (III.17)

Le poids du bloc : $W = \frac{\gamma_r H^2}{2} \left(\left(1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right) \cot \theta (\cot \theta \tan \alpha - 1) \right)$ (III.18)

Facteur de sécurité : $F_s = \frac{CA+W \cos \theta \tan \varphi}{W \sin \theta}$ (III.19)

- **La fracture de traction remplie d'eau avec inclinaison de la surface libre supérieure**

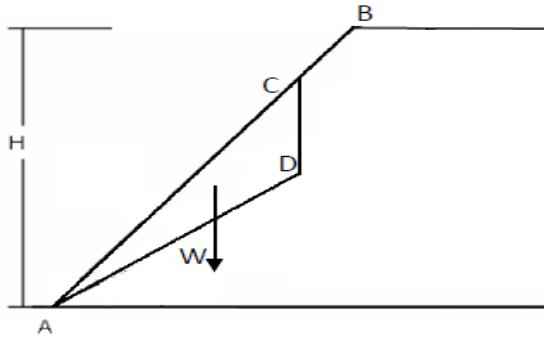


Fig. III.25 Rupture plan avec fracture de traction interceptant la face de la pente.

Un modèle simplifié présenté sur la figure III.26 considère que la fracture de traction est verticale et remplie d'eau jusqu'à une profondeur Z_w .

Dans ces conditions, la pression de l'eau diminue linéairement et s'évacue à travers le pied de la pente. Cette répartition de la pression entraîne une force V due au remplissage de l'eau dans la discontinuité subverticale et une force de soulèvement U due à la circulation d'eau à la limite de la surface entre le bloc et sa base.

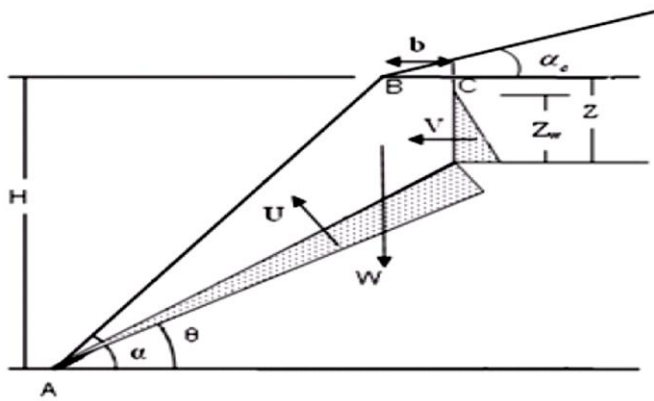


Fig. III.26 Géométrie de la pente avec fracture de traction interceptant le sommet de la pente

$$\text{Profondeur de la fissure de tension } Z = H + b \tan \alpha_c - (b + H \cot \alpha) \tan \theta \quad (\text{III.20})$$

$$\text{Poids du bloc instable } W = \frac{1}{2}(H^2 \cot \alpha X + bHX + bZ) \quad (\text{III.21})$$

$$X = (1 - \tan \theta \cot \alpha) \quad (\text{III.22})$$

$$\text{Ou } W = \frac{\gamma_r H^2}{2} \left(\left(1 - \left(\frac{Z}{H} \right)^2 \right) \cot \theta - \cot \alpha \right) + \frac{\gamma_r}{2} (b \times b \tan \alpha_c) \quad (\text{III.23})$$

$$\text{La surface de rupture : } A = (H \cot \alpha + b) \sec \theta \quad (\text{III.24})$$

$$\text{La force motrice de l'eau : } V = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w^2 \quad (\text{III.25})$$

$$\text{La force Soulèvement de l'eau : } U = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w A \quad (\text{III.26})$$

$$\text{Facteur de sécurité : } F_S = \frac{cA + (W \cos \theta - U - V \sin \theta) \tan \varphi}{W \sin \theta + V \cos \theta} \quad (\text{III.27})$$

III.7.4 Glissement en coin (dièdre)

Le glissement dièdre se produit dans des pentes convexes coupées seulement par deux surfaces de discontinuité non-parallèles. Dans ce cas, des blocs de glissement formés par quatre cotés sont découpés par deux plans de discontinuités rocheuses et deux plans tangents à la surface du terrain naturel. Ainsi, aucune surface de dégagement supplémentaire n'est nécessaire pour isoler le bloc et le mettre en condition de glissement. En conséquence, de très grandes masses glissantes peuvent se libérer par l'intersection d'une zone de cisaillement ou d'une faille importante, avec une zone de contact entre deux formations, ou avec tout autre plan de stratification bien développée. Ce type d'instabilité peut se produire par exemple dans les roches sédimentaires fissurées en croisement, les roches régulièrement faillées, les granites fissurés en blocs et plus spécialement les roches métamorphiques fissurées ou feuilletées.

Etant formé par deux plans de discontinuités dont l'orientation permet le glissement du bloc vers la surface libre (Fig. III.27) [13]

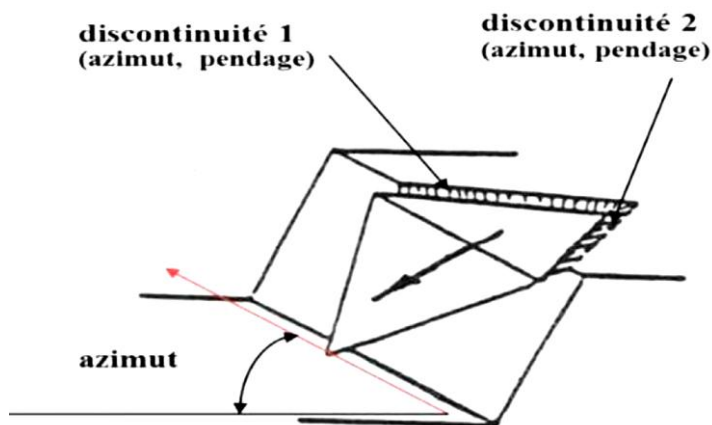


Fig. III.27 Glissement en dièdre le long de l'intersection de deux discontinuités.

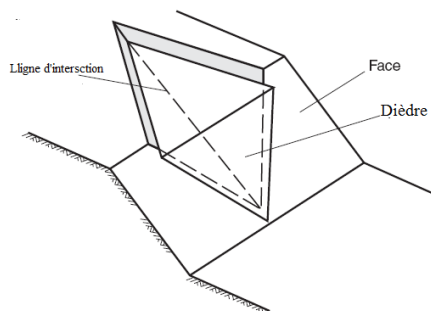


Fig. III.28 vue en perspective d'une rupture en coin.

III.7.4.1 Analyse de la rupture en tenant compte uniquement la résistance due au frottement (méthode des abaques)

Le facteur de sécurité du coin défini à la figure. III.29 est analysé en supposant que le glissement ne résiste qu'au frottement. L'angle de frottement pour les deux plans de glissement est φ . Dans cette condition, le facteur de sécurité est donné par :

$$F_S = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{W \sin \theta} \quad (\text{III.28})$$

Où : R_A et R_B sont les réactions normales appliquées par les plans A et B, comme illustré à la figure III.29, et la composante du poids agissant sur la ligne d'intersection est $W \sin \theta$.

Afin de remplir les conditions d'équilibre, les composants normaux des réactions doivent être égaux. Par conséquent, la somme des composantes parallèles doit être égale à la composante du poids agissant le long de la ligne d'intersection.

$$R_A \sin \left(\beta - \frac{1}{2} \xi \right) = R_B \sin \left(\beta + \frac{1}{2} \xi \right) \quad (\text{III.29})$$

$$R_A \cos \left(\beta - \frac{1}{2} \xi \right) + R_B \cos \left(\beta + \frac{1}{2} \xi \right) = W \cos \theta \quad (\text{III.30})$$

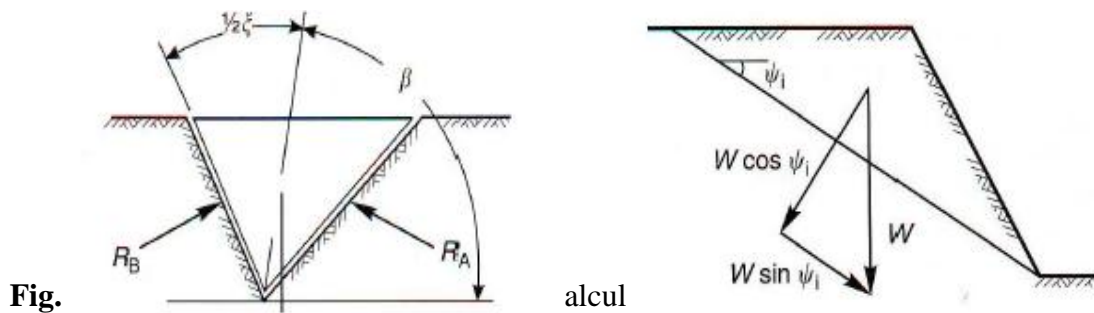


Fig. (a) Vue du coin présentant l'orientation des angles β et ξ , et les réactions R_A et R_B sur le plan de glissement, (b) Coupe transversale du dièdre présentant la résolution du poids de dièdre W .

$$(R_A + R_B) = \frac{W \cos \theta \sin \beta}{\sin \left(\frac{\xi}{2} \right)} \quad (\text{III.31})$$

$$F_S = \frac{\cos \theta \sin \beta}{\sin \left(\frac{\xi}{2} \right)} \times \frac{\tan \phi}{\sin \theta} \quad (\text{III.32})$$

$$F_S = \frac{\sin \beta}{\sin \left(\frac{\xi}{2} \right)} \times \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (\text{III.33})$$

$$F_{S_w} = K F_{S_p} \quad (\text{III.34})$$

Où F_{S_w} est le facteur de sécurité de dièdre pris en compte uniquement par frottement, et F_{S_p} est le facteur de sécurité du plan de rupture. Le facteur de dièdre (K) dépend de β et ξ .

Le facteur de coin K peut être estimé à l'aide d'abaques (Fig. III.30)

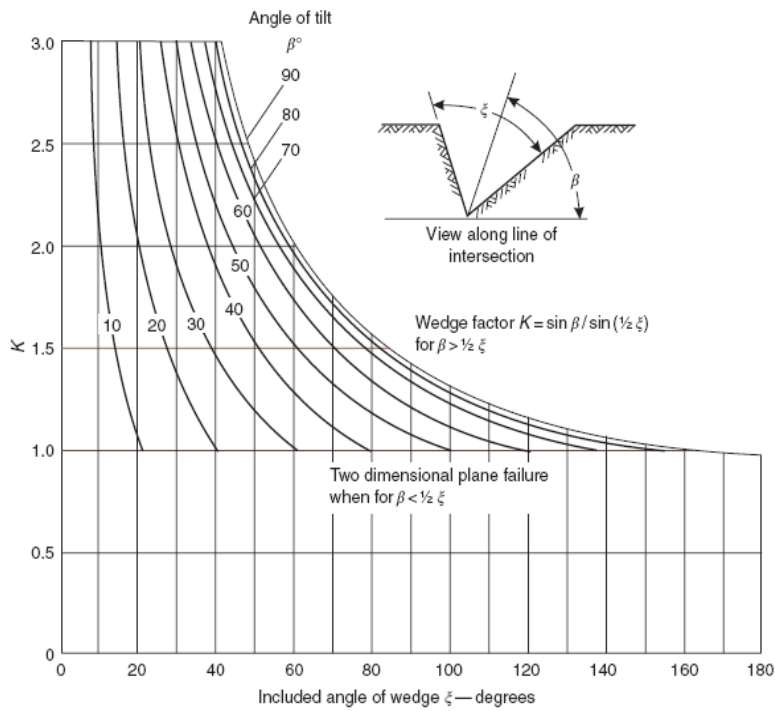


Fig. III.30 Abaque donnant le facteur K.

Pour deux plans avec des angles de frottement différents.

$$Fs = A \tan \varphi_A + B \tan \varphi_B \quad (III.35)$$

A et B sont des facteurs adimensionnels qui sont fonction du pendage et de la direction. Ces deux facteurs sont tabulés. (Fig. III.31)

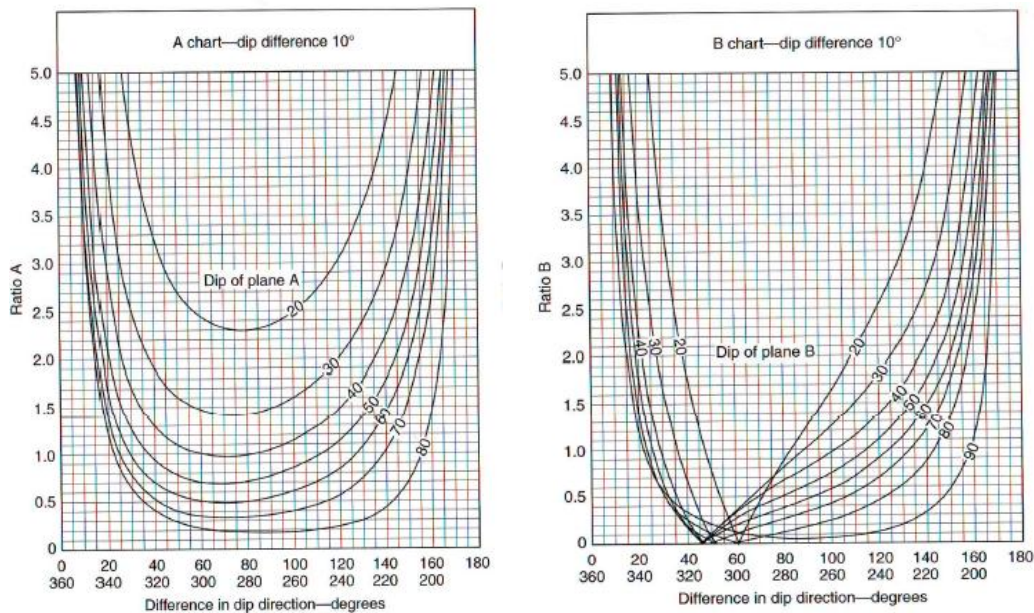


Fig. III.31 Abaques donnant les facteurs A et B pour une différence de pendage de 10°. [13]

III.7.4.2 Analyse de la rupture du coin en en tenant compte la cohésion et l'angle de frottement

Cette analyse prend en compte les dimensions et la forme de dièdre, les différents angles de cohésion et de frottement sur chaque plan de glissement, la pression d'eau et un certain nombre de forces externes. La stabilité du coin peut être évaluée en résolvant les forces agissant le long de la normale aux discontinuités et dans la direction parallèle à la ligne d'intersection.

La figure III.32 définit le calcul de la stabilité du coin sous diverses hypothèses. Les formules contiennent des facteurs sans dimension (X, Y, A et B), qui dépendent de la géométrie du coin. Le calcul de ces facteurs nécessite une numérotation correcte des intersections des plans (Hoek et Bray, 1981) comme indiqué ci-dessous: [13] :

- 1 - Intersection du plan A avec la face de la pente ;
- 2 - Intersection du plan B avec la face de la pente ;
- 3 - Intersection du plan A avec la surface supérieure de la pente ;
- 4 - Intersection du plan B avec la surface supérieure de la pente ;
- 5 - Intersection des plans A et B.

On suppose que le glissement de dièdre a toujours lieu le long de la ligne d'intersection numérotée 5.

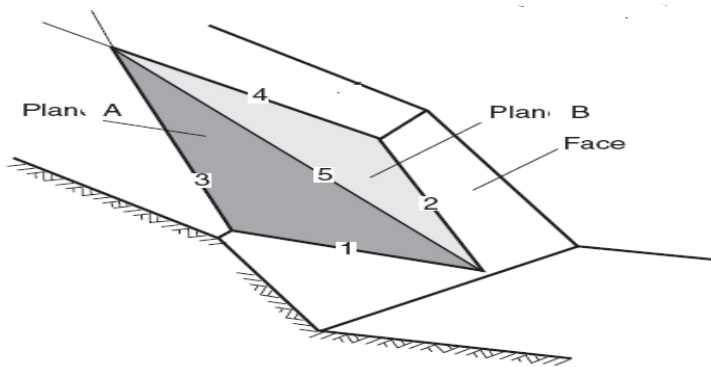


Fig. III.32 vue en perspective de dièdre présentant la numérotation des lignes d'intersection et des plans. [13]

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (C_A X + C_B Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} X \right) \tan \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y \right) \tan \phi_B \quad (\text{III.36})$$

Les valeurs des paramètres X, Y, A et B sont données par les équations suivantes :

$$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cos \theta_{na.2}} \quad (\text{III.37})$$

$$A = \frac{\cos \psi_a \cos \psi_b \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_i \sin^2 \theta_{na.nb}} \quad (\text{III.38})$$

$$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cos \theta_{na.1}} \quad (\text{III.39})$$

$$B = \frac{\cos \psi_b \cos \psi_a \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_i \sin^2 \theta_{na.nb}} \quad (\text{III.40})$$

Où, C_A et C_B sont la force de cohésion du plan a et b, φ_a et φ_b sont l'angle de frottement le long des plans a et b, γ_r est le poids unitaire de la roche et H est la hauteur totale du coin. X, Y, A et B sont des facteurs sans dimension, qui dépendent de la géométrie du coin, ψ_a et ψ_b sont les l'inclinaison des plans a et b, alors que ψ_i est le l'inclinaison de leurs ligne de intersection.

En condition complètement drainée, la pression d'eau est nulle. Par conséquent, le facteur de sécurité du dièdre est donné par:

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (C_A X + C_B Y) + A \tan \varphi_A + B \tan \varphi_B \quad (\text{III.41})$$

III.7.5 Rupture Toppling

C'est un glissement bien marqué des bancs rocheux provoquant une sorte de fauchage de tête de bancs. Il ne se produit que dans des conditions spécifiques de pendage des bancs (ils doivent être assez redressés), de pente du talus rocheux (assez raide) et d'orientation relative (la stratification et le talus doivent avoir des directions voisines). Il se produit par décollement des plaques et leur basculement (Fig. III.33) [31]

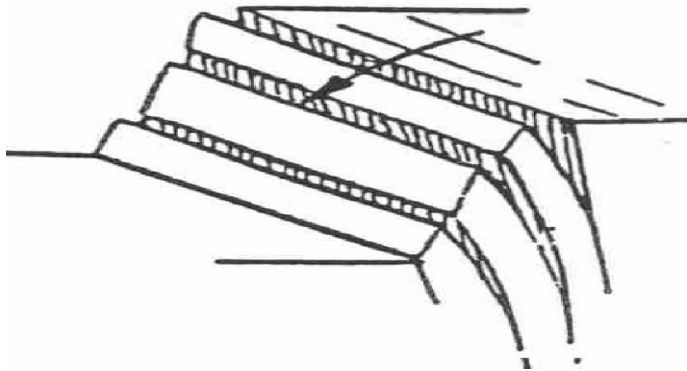


Fig. III.33 Basculement de roche dure avec des discontinuités de très fort pendage.

III.7.5.1 Analyse au renversement (Toppling):

Le rocher possède des discontinuités fortement inclinées. Le rapport largeur/épaisseur d'un bloc < pente du plan de renversement. Si le pendage de la pente de renversement < l'angle de frottement, seul du renversement se produit. Si le pendage de la pente de renversement > la pente du plan de renversement, il y a glissement et renversement des blocs. (Fig. III.34)

- **Détermination l'angle de pente critique.**

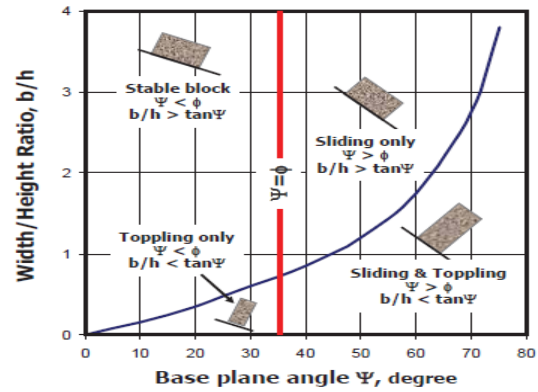
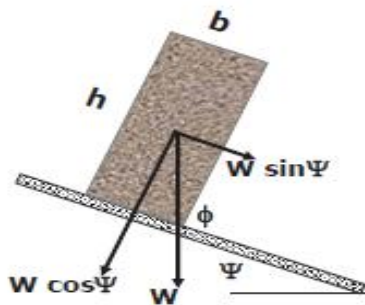


Fig.III.34 Les conditions de glissement et du renversement d'un bloc sur un plan incliné.

- Si $\Psi < \phi$, angle du plan de glissement $<$ l'angle de frottement (pas de glissement)
 $b/h > \tan\Psi$, la résultante du poids est à l'intérieur du bloc (pas de renversement)
 stable
- Si $\Psi > \phi$, angle du plan de glissement $>$ l'angle de frottement (glissement)
 $b/h > \tan\Psi$, la résultante du poids est à l'intérieur du bloc (pas de renversement)
 Glissement uniquement
- Si $\Psi < \phi$, angle du plan de glissement $<$ l'angle de frottement (pas de glissement)
 $b/h < \tan\Psi$, la résultante du poids est à l'extérieur du bloc (renversement)
 Renversement uniquement.
- Si $\Psi > \phi$, angle du plan de glissement $>$ l'angle de frottement (glissement)
 $b/h < \tan\Psi$, la résultante du poids est à l'extérieur du bloc (renversement)
 Renversement et glissement.

Conditions pour le renversement

- (a) Rocher fracturé
- (b) Une famille de discontinuité avec un fort pendage pour créer des colonnes dans le rocher
- (c) Une deuxième famille de discontinuité perpendiculaire à la première.
- (d) Le renversement peut se produire soit par déséquilibre d'un bloc soit par rupture flexionnelle d'une colonne.

III.7.6 Méthodes numériques

Lorsque le comportement du sol est modélisé de façon non linéaire et irréversible, les méthodes de résolution numérique les plus fréquemment utilisées dans la pratique sont : la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis.

La méthode des différences finies consiste à partir d'un milieu continu, à écrire les équations qui régissent ces milieux en imposant les lois de conservation et de comportement, puis à

discrétiser les équations obtenues en transformant un système d'équations différentielles en équations algébriques.

La méthode des éléments finis discrétise le milieu continu, en lui attribuant un nombre fini de degré de liberté et c'est seulement dans un second temps qu'elle impose, en moyenne, les lois de conservation et de comportement. Les équations algébriques qui régissent le problème émergent ainsi suite à la discrétisation initiale.

Les méthodes de calcul par éléments finis visent à donner une solution numérique approchée à un problème spécifique au moyen d'un modèle mathématique représentatif d'une réalité physique.

III.8 Méthode de confortement des massifs rocheux instables

Ce sont des ouvrages de protection construits ou creusés qui s'opposent à la propagation des éboulis. Parfois, ces ouvrages sont combinés ensemble pour une plus grande efficacité. [12]

III.8.1 Merlons et digues

Ce sont des ouvrages massifs en remblais surélevés, situés entre la pente instable et la zone à protéger. L'implantation d'une digue au sens large suppose que l'on dispose physiquement d'une emprise suffisante entre l'objet à protéger et le pied du versant.

Les merlons sont érigés lorsque l'on souhaite protéger un secteur menacé par des instabilités présentant des volumes élevés. Ce sont des protections collectives, qui peuvent également être mises en œuvre contre les avalanches de neige. (Figure.III.35) [12]

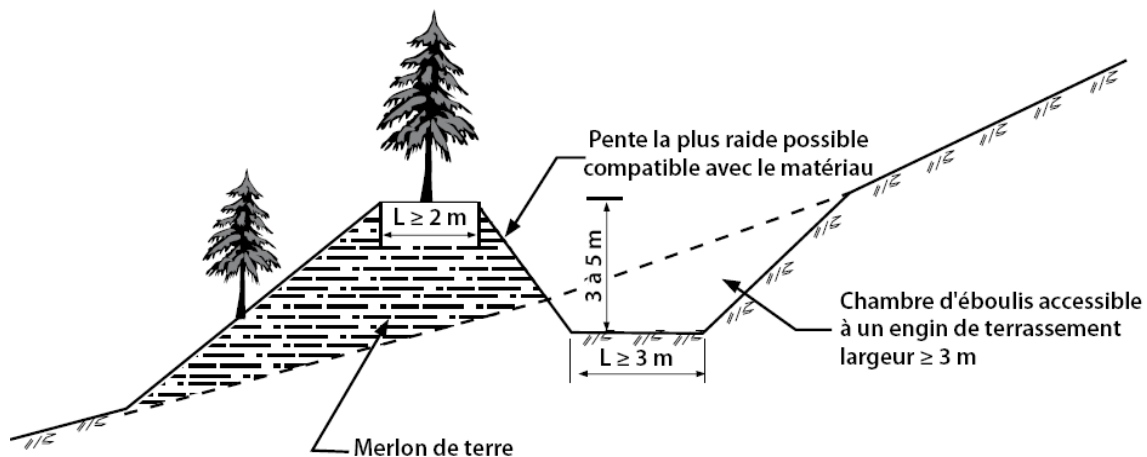


Fig. III.35 Exemple d'implantation d'un merlon dans une pente avec reprofilage du versant amont. [12]

III.8.2 Les fosses de réception

Il s'agit d'ouvrages obtenus par déblais sur la trajectoire des éboulis en amont de l'objectif à protéger. Plusieurs conceptions peuvent être imaginées, allant d'une configuration d'une fosse élargie, destinée à piéger les blocs se détachant des petits talus situés en bordure de route, à un ouvrage large et profond, creusé dans le terrain pour contenir de plus gros blocs et des volumes plus importants d'éboulis. (Figure.III.36) [12]



Fig. III.36
réception
de falaise.

Fosse de
aménagée en pied
[12]

III.8.3 Les écrans rigides

Les écrans à structure légère ont une capacité inférieure à 100 kJ, alors que ceux en gabions ont une capacité de l'ordre du MJ. (Fig. III.37) [12]



Fig. III.37 Ecran à s

III.8.4 Les barrière

L'objectif des barrières fixes est de guider les instabilités en mouvement et de dissiper de l'énergie par frottement. Ce type de grillage passif a une capacité de rétention de quelques dizaines de kJ. Les filets atteignent quelques centaines de kJ. (Fig. III.38) [12]



Fig. III.38 Grillage comme barrière fixe. [12]

III.8.5 Purge et Reprofilage

III.8.5.1 La purge

Cette opération consiste à détacher les éléments instables à l'aide d'une barre à mine ou de petites charges d'explosifs. Il s'agit soit de charges appliquées, soit de charges forées. (Fig. III.39) [12]



Fig. III.39 Purge d'un éboulement sur voie de circulation. [12]

III.8.5.2 Le reprofilage

Il s'agit de l'adoucissement de la pente du talus, par purge, décapage ou dérochage, dans le but de prévenir la chute de blocs instables. La pente artificielle devrait donc être inférieure au pendage aval naturel du massif rocheux. (Fig. III.40) [12]

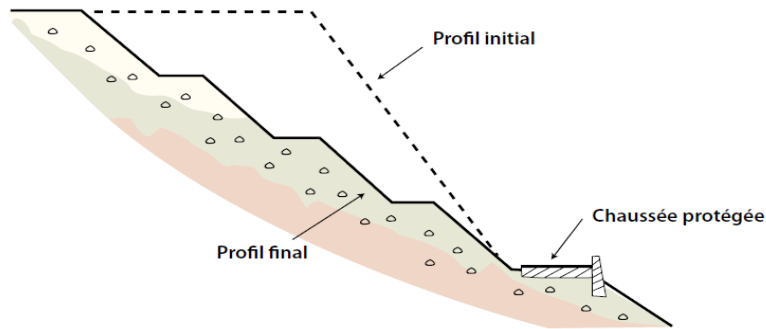


Fig. III.40 Reprofilage de la pente naturelle d'un massif instable. [12]

III.8.6 Les galeries de protection

Ce sont des ouvrages de type déviateur en casquette ou de galerie pare-blocs par exemple, qui sont des parades contre les instabilités rocheuses comme entre autres les chutes de blocs. (Fig. III.41) [12]

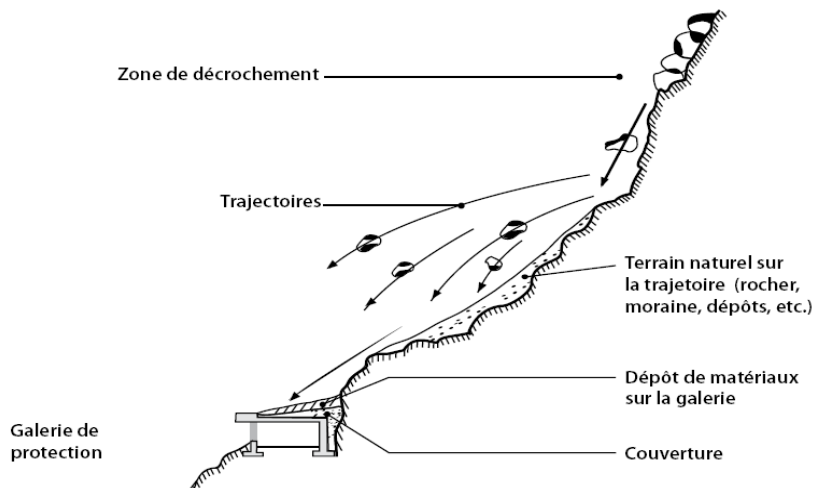


Fig. III.41 Mécanisme de protection d'une galerie. [12]

III.8.7 Les Structures en béton

Ces moyens de confortement peuvent être une ou différentes structure(s) en maçonnerie ou en béton, armé ou non, dans le but de lutter contre les efforts de compression qui agissent sur la masse instable. Ils peuvent être Des butons en béton, généralement non ferrailés, appliqués sous les surplombs de faible hauteur. (Fig. III.42) [12]

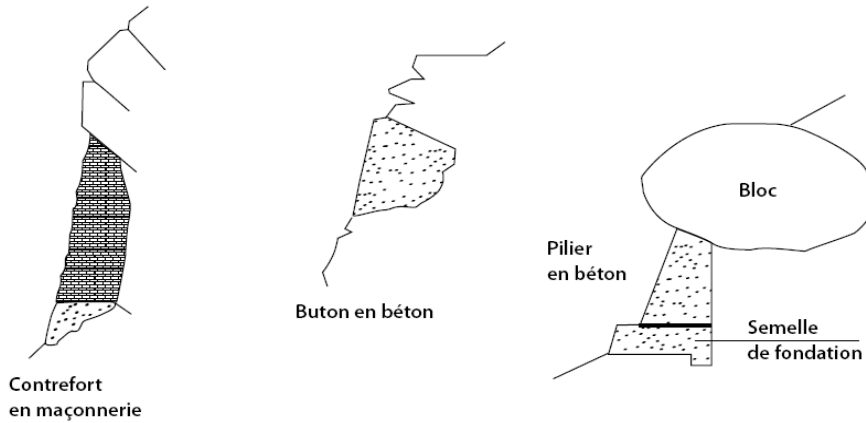


Fig. III.42 Exemples de soutènements actifs. [12]

III.8.8 Systèmes de confortement complémentaires

D'autres techniques de soutènements peuvent être associées aux solutions de traitement global classique, comme la pose de filets ou grillages actifs, le béton projeté, le boulonnage, les ancrages, etc. (Fig. III.43) [12]

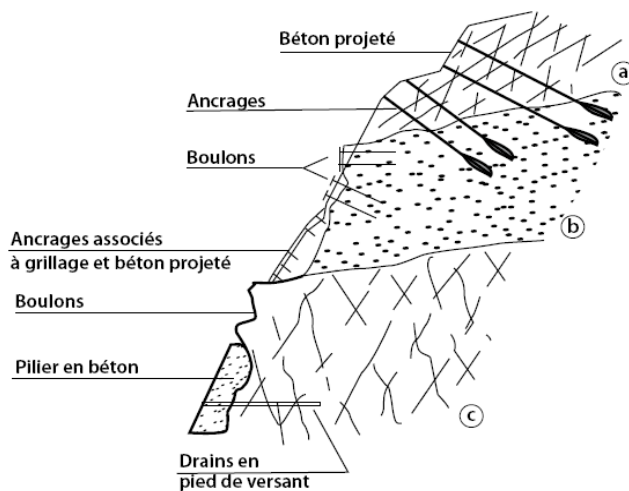


Fig. III.43 Types d'interventions de confortement. [12]

III.8.9 Les grillages et filets plaqués

Les treillis et filets plaqués, utilisés en parades actives peuvent être métalliques ou en PVC. Ce sont des nattes de filets ou de grillages fixées contre la paroi, permettant la stabilité superficielle ou locale du massif. Le placage des nattes de grillages ou de filets contre la paroi vise à prévenir et enrayer rapidement tout mouvement consécutif à une rupture. Il est effectué à l'aide de câbles et d'ancrages répartis sur le pourtour de la zone instable. (Fig. III.44) [12]

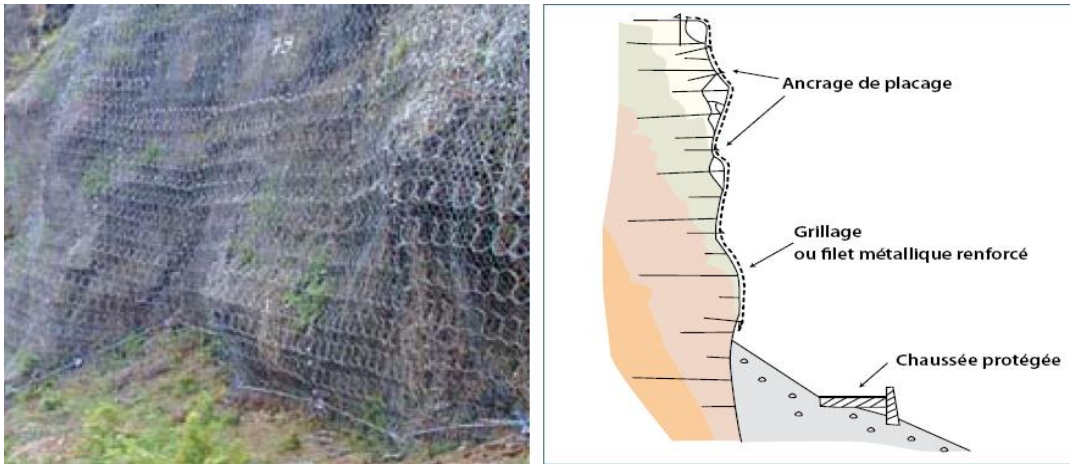


Fig. III.44 Stabilisation de paroi par plaquage de filets de grillage. [12]

III.8.10 Le boisement de protection

Le boisement peut être un moyen de protection contre les éboulements de pentes. La forêt peut en effet maîtriser partiellement ou totalement les conséquences des divers aléas en retenant des blocs en mouvement, en luttant contre l'érosion et les glissements superficiels. (Fig. III.45)[12]

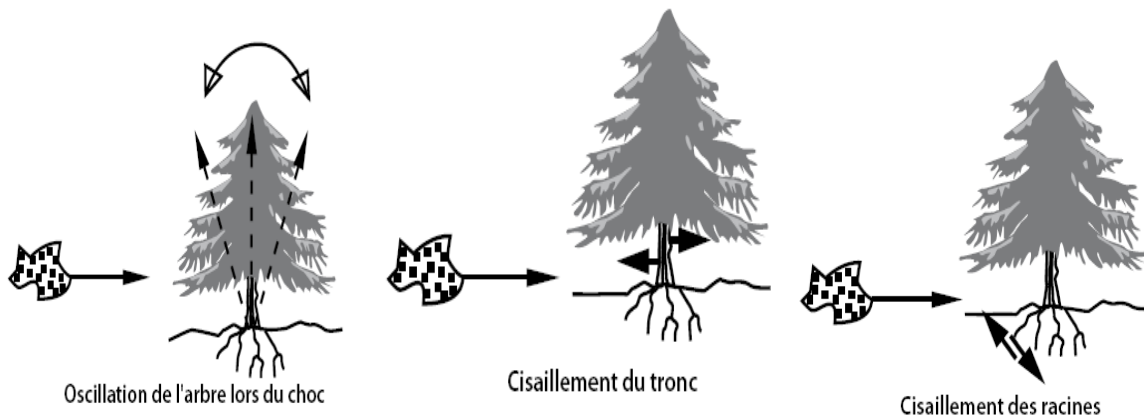


Fig. III.45 Modes de dissipation de l'énergie d'un bloc par un arbre. [12]

III.9 Conclusion

L'instabilité des versants rocheux sont influencés par de nombreux facteurs tels que la structure géologique du massif (lithologie, failles et fractures), l'évolution du chargement mécaniques imposé au versant et les paramètres climatiques (précipitations).

Les ruptures se développent surtout au niveau des discontinuités, qui présentent des caractéristiques mécaniques plus faibles que celles de la matrice rocheuse, provoquant ainsi des glissements suivant un ou plusieurs plans de fracture (plan, dièdre, toppling et circulaire).

L'évaluation de la stabilité d'un versant peut se faire par diverses méthodes afin de définir un facteur de sécurité pour apprécier la marge de sécurité du versant vis-à-vis de la rupture et d'identifier la zone instable. De plus des techniques de confortements des glissements sont très nombreuses, elles doivent être adaptées aux conditions du site.

Chapitre IV

Etude de la stabilité des versants rocheux

IV.1 Estimation des Facteurs de sécurité F_s analytiquement pour différents mécanismes de rupture

IV.1.1 Glissement plan

Les données :

- $\gamma = 26 \text{ KN/m}^3$
- $\varphi = 20^\circ$
- $\alpha = 60^\circ$
- $\theta = 35^\circ/40^\circ/45^\circ$.
- $C = 50/75/100 \text{ (KN/m}^2\text{)}$
- $H=20\text{m}$
- **Absence d'eau (Sans fracture) :**

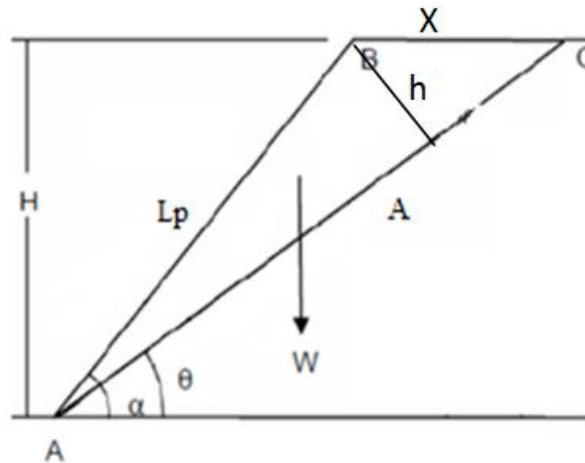


Fig. IV.1 Rupture plan sans fracture en absence d'eau

L'étude d'équilibre du bloc en rupture est déterminée au chapitre III afin de calculer le coefficient de sécurité du versant

$$F_s = \frac{CA + (w \cos \theta - U - V \sin \theta) \tan \varphi}{w \sin \theta + V \cos \theta}$$

Calcul de la surface de rupture A

On commence par le calcul de la longueur de la pente L_p

$$L_p = AB = \frac{H}{\cos(90 - \alpha)} = \frac{20}{\cos(90 - 60)} = 23,09 \text{ m}$$

$$A = L_r = AC = \frac{L_p}{\sin \theta} \sin(\pi - \alpha) = \frac{23,09}{\sin 35} \times \sin 35 = 34,86 \text{ m}$$

Calcul du poids du bloc ABC W

$$w = \gamma \times \frac{h}{2} \times A$$

$$X = BC = \frac{L_p}{\sin \theta} \sin(\alpha - \theta) = \frac{23,09}{\sin 35} \times \sin 25 = 17 \text{ m}$$

$$h = \frac{L_p}{\sin 90} \sin(\alpha - \theta) = \frac{23,09}{\sin 90} \times \sin 25 = 9,76 \text{ m}$$

$$w = \gamma \times \frac{h}{2} \times L_r = 26 \times \frac{9,76}{2} \times 34,86 = 4423 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{W \cos \theta \tan \varphi + CL_r}{W \sin \theta}$$

$$= \frac{4423 \times \cos 35 \times \tan 20 + 100 \times 34,86}{4423 \times \sin 35} = \frac{4804,70}{2537} = 1,89$$

Tableau IV. 1 Bilan des coefficients de sécurités en fonction de l'angle de rupture pour rupture plan (absence d'eau sans fracture)

	$\theta [^\circ]$	C [KN/m ²]	F_s
Absence d'eau	35	50	1,21
		75	1,55
		100	1,89
	40	50	1,19
		75	1,57
		100	1,95
	45	50	1,27
		75	1,73
		100	2,18

➤ **Présence d'eau (Sans fracture)**

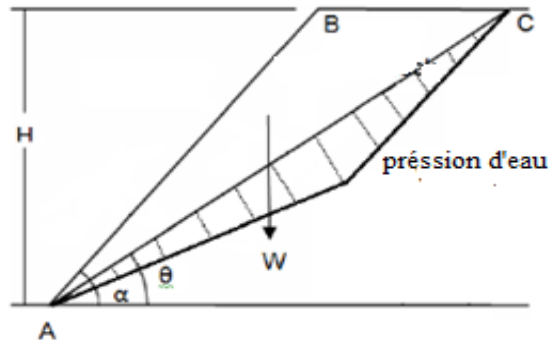


Fig. IV.2 Rupture plan sans fracture en présence d'eau

Le Cas : $Z_w = \frac{1}{2}H = \frac{1}{2} \times 20 = 10m$

$U = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times Z_w \times L_r = \frac{1}{2} \times 10 \times 10 \times 34,86 = 1743 \text{ kN/m}$

$$F_s = \frac{CA + (W \cos \theta - U - V \sin \theta) \tan \varphi}{W \sin \theta + V \cos \theta}$$

$$= \frac{(100 \times 34,86) + (4423 \cos 35 - 1743 - 0 \sin 35) \tan 20}{4423 \sin 35 + 0 \cos 35}$$

$$= \frac{4170,30}{2536,93} = 1,64$$

Le tableau suivant présente les résultats pour différents variation de θ et C

Tableau IV.2 Bilan des coefficients de sécurités en fonction de l'angle de rupture pour le cas : rupture plan (présence d'eau sans fracture)

θ [°]	Z_w [m]	U [KN/m]	C [KN/m ²]	F_s
35	0	0	50	1,21
			75	1,55
			100	1,89
	1/2 H	1743	50	0,96
			75	1,30
			100	1,64
	2/3 H	2323,42	50	0,87
			75	1,22
			100	1,56

	H	3486	50	0,71
			75	1,05
			100	1,39
40	0	0	50	1,19
			75	1,57
			100	1,95
	1/2 H	1555,5	50	0,92
			75	1,29
			100	1,67
	2/3 H	2073,48	50	0,82
			75	1,20
			100	1,58
	H	3111	50	0,64
			75	1,02
			100	1,40
45	0	0	50	1,27
			75	1,72
			100	2,18
	1/2 H	1414	50	0,94
			75	1,40
			100	1,85
	2/3 H	1884,86	50	0,83
			75	1,29
			100	1,74
	H	2828	50	0,61
			75	1,01
			100	1,52

➤ **Présence d'eau (Avec fracture)**

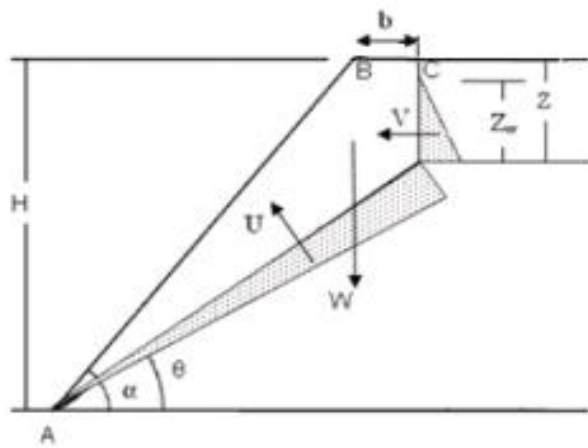


Fig. IV.3 Rupture plan avec fracture en présence d'eau

Calcul du poids du bloc en rupture W_r

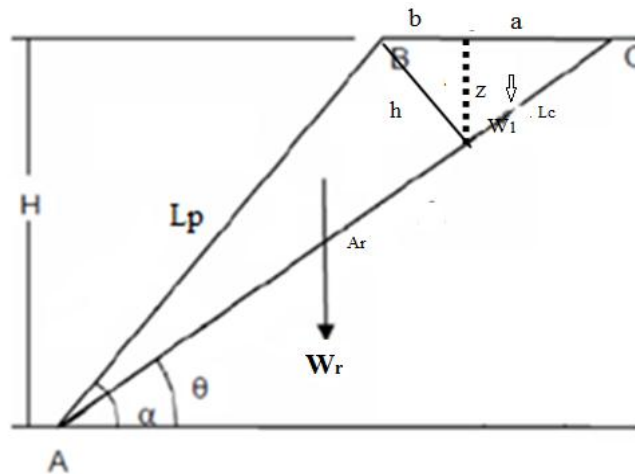


Fig. IV.4 Le poids W_r du bloc en rupture plan

$$b = (\sqrt{\cot \alpha \cot \theta} - \cot \alpha) \times H = (\sqrt{0,577 \times 1,428} - 0,577) \times 20 = 6,61 \text{ m}$$

$$Z = H - (b + H \cot \alpha) = 20 - (6,614 + 20 \times 0,577) = 1,84 \text{ m}$$

$$a = X - b = 17 - 6,61 = 10,39 \text{ m}$$

$$L_c = \sqrt{a^2 + Z^2} = \sqrt{10,39^2 + 1,84^2} = 10,55 \text{ m}$$

$$W_1 = \gamma \times \frac{Z}{2} \times a = 26 \times \frac{1,84}{2} \times 10,39 = 248,53 \text{ kN}$$

$$W_r = W - W_1 = 4423 - 248,53 = 4174,47 \text{ kN}$$

$$A_r = L_r - L_c = 34,86 - 10,55 = 24,31 \text{ m}$$

Le cas ; $Z_w = 0 \rightarrow V = 0$ et $U = 0$

$$F_s = \frac{CA_r + (w_r \cos \theta - U - V \sin \theta) \tan \varphi}{w_r \sin \theta + V \cos \theta}$$

$$= \frac{100 \times 24,31 + (4174,47 \cos 35 - 0 - 0) \tan 20}{4174,47 \sin 35 + 0 \cos 35}$$

$$F_s = \frac{3675,61}{2394,38} = 1,54$$

Le cas : $Z_w = \frac{1}{2}Z = \frac{1}{2} \times 1,84 = 0,92$

$$V = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times Z_w^2 = \frac{1}{2} \times 10 \times 0,92^2 = 4,23 \text{ kN/m}$$

$$U = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times Z_w \times 0 = \frac{1}{2} \times 10 \times 0 \times 24,31 = 111,83 \text{ KN/m}$$

$$F_s = \frac{100 \times 24,31 + (4174,47 \cos 35 - 111,83 - 4,23 \sin 35) \tan 20}{4174,47 \sin 35 + 4,23 \cos 35}$$

$$F_s = \frac{3634,02}{2394,38} = 1,52$$

Tableau IV. 3 Bilan des coefficients de sécurités en fonction de l'angle de rupture pour rupture plan (présence d'eau avec fracture)

θ [°]	Z_w [m]	V [KN/m]	U [KN/m]	C [KN/m ²]	F_s
35	0	0	0	50	1,03
				75	1,28
				100	1,54
	1/2 Z = 0,92	4,23	111,83	50	1,01
				75	1,26
				100	1,52
	2/3 Z = 1,23	7,56	149,51	50	1,00
				75	1,25
				100	1,51
	Z	16,93	223,65	50	0,98

	=			75	1,24
	1,84			100	1,49
40	0	0	0	50	1,06
				75	1,37
				100	1,69
	1/2 Z			50	1,01
	=	14,62	197,59	75	1,32
	1,71			100	1,63
	2/3 Z			50	0,99
	=	26	263,45	75	1,3
	2,28			100	1,61
	Z			50	0,95
	=	58,48	395,18	75	1,26
	3,42			100	1,56
45	0	0	0	50	1,16
				75	1,56
				100	1,96
	1/2 Z			50	1,07
	=	29,04	258,83	75	1,47
	2,41			100	1,86
	2/3 Z			50	1,03
	=	51,52	344,75	75	1,42
	3,21			100	1,81
	Z			50	0,94
	=	115,68	516,59	75	1,32
	4,81			100	1,7

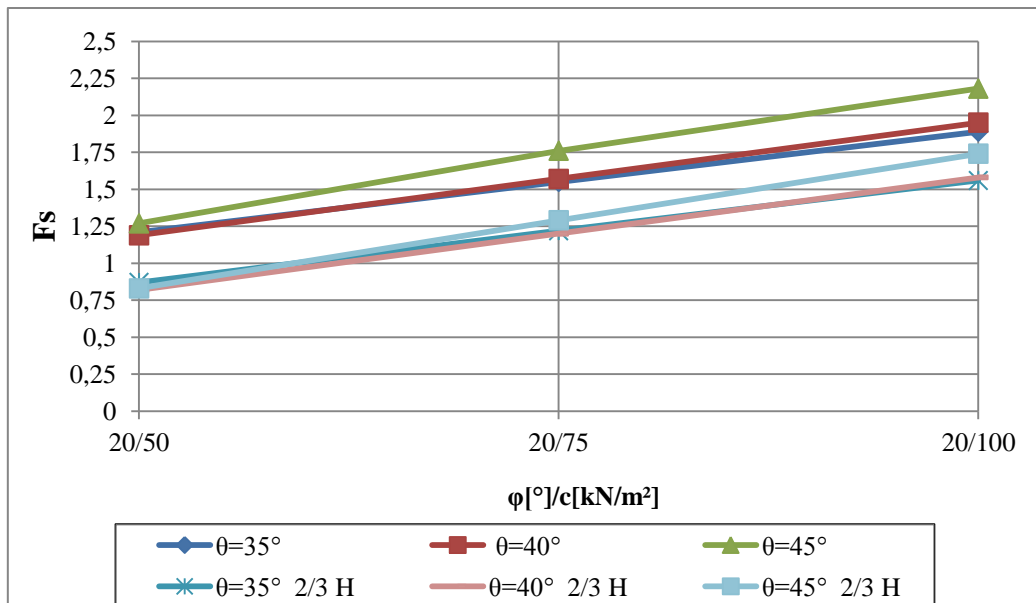


Fig. IV.5 Comparaison des F_s en fonction des angles de rupture pour le cas : rupture plan (sans fracture en absence et en présence d'eau)

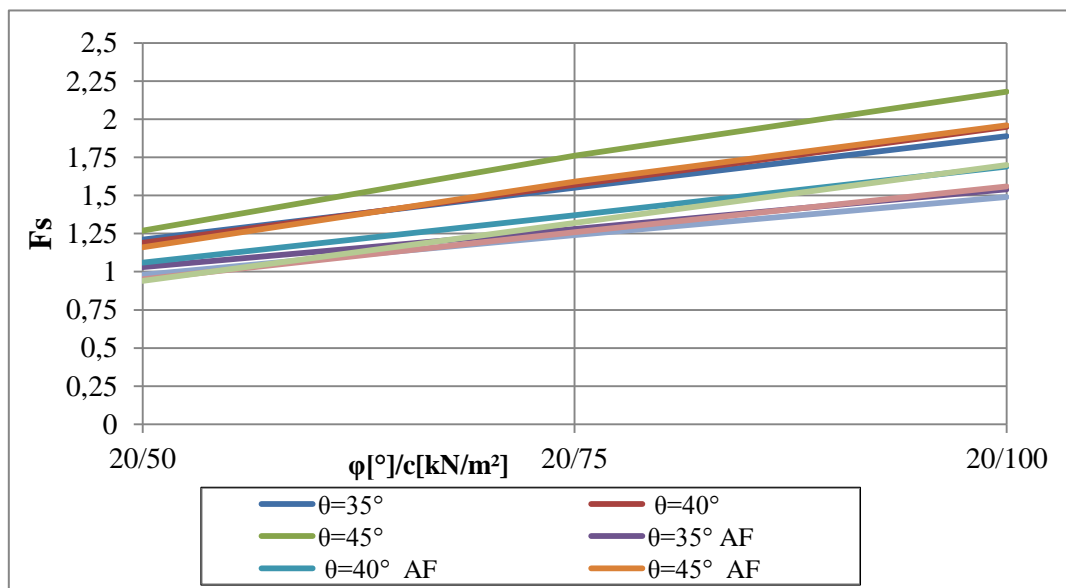


Fig. IV.6 Comparaison des F_s en fonction des angles de rupture pour le cas : rupture plan (avec fracture en absence et en présence d'eau ($Z_w = Z$))

❖ **Interprétation des résultats pour le glissement plan**

D'après l'étude paramétrique réalisée, on déduit pour le cas glissement plan les résultats suivants:

- Les coefficients de sécurités sont minimales lorsque le pendage $\theta = 35^\circ$ dans les trois cas analysés à savoir rupture plane sans fracture, avec fracture en absence d'eau et en présence d'eau.
- Les coefficients de sécurités sont minimales pour lorsque la fracture de traction est remplie d'eau ($Z_w=Z$)
- On peut remarquer également d'après les figures IV.4 et 5 que les coefficients de sécurité diminuent avec la diminution de la cohésion existante entre les discontinuités.

IV.1.2 Glissement en coin (dièdre)

IV.1.2.1 Méthode des abaques

La méthode des abaques est applicable pour les sols frottant (voir chapitre III)

Nous avons calculé le coin en rupture dont les caractéristiques géométriques sont présentées sur le Tableau IV.4

Tableau IV.4 Les caractéristiques géométriques et géotechniques du dièdre en rupture

1^{er} cas

	Pendage [°]	Direction [°]	Angle de frottement [°]
Plan A	40	165	35
Plan B	70	285	20
Différence	30	120	

La première étape de l'analyse consiste à calculer les valeurs absolues de la différence de pendage et la différence dans la direction de l'azimut.

Pour une différence de 30° , les valeurs des coefficients A et B et déterminé à partir des deux abaques de l'annexe A.

Pour une différence de direction de 120° , les valeurs de A et B sont respectivement 1,5 et 0,7, $A = 1,5$ et $B = 0,7$.

Les valeurs de A et B donnent une indication directe de la contribution de chacun d'eux à l'estimation du facteur de sécurité total.

$$\begin{aligned}
 F_s &= A \tan \phi_A + B \tan \phi_B \\
 &= 1,5 \times \tan 35 + 0,7 \tan 20
 \end{aligned}$$

$$F_s = 1,30$$

Nous avons calculé également le coefficient de sécurité du dièdre en rupture pour d'autre plan de rupture A et B le dont les caractéristiques géométriques et géotechniques sont présentées sur le Tableau VI.5

Tableau IV. 5 Les caractéristiques géométriques et géotechniques du dièdre en rupture
2^{ème} cas

	Pendage [°]	Direction [°]	Angle de frottement [°]
Plan A	30	165	35
Plan B	80	285	20
Différence	50	120	

Pour la différence du pendage égale à 50° et une différence de direction de 120°, on a utilisé les deux abaques de la différence 50 annexe A.

Les valeurs des coefficients A et B d'après ces deux abaques sont respectivement 2,1 et 0,6
A = 2,1 et B = 0,6.

$$F_s = A \tan \phi_A + B \tan \phi_B$$

$$= 2,1 \times \tan 35 + 0,6 \tan 20$$

$$F_s = 1,69$$

IV.1.2.1 Méthode analytique (prise en considération de la cohésion et de l'angle de l'angle de glissement)

Cette méthode est applicable pour calculer le facteur de sécurité d'un coin qui intègre la géométrie de la pente, différentes résistances au cisaillement des deux plans de glissement et les eaux souterraines. Cependant, cette analyse ne tient pas en considération les fractures de traction et les forces externes telles que le boulonnage. (Figure IV. 7)

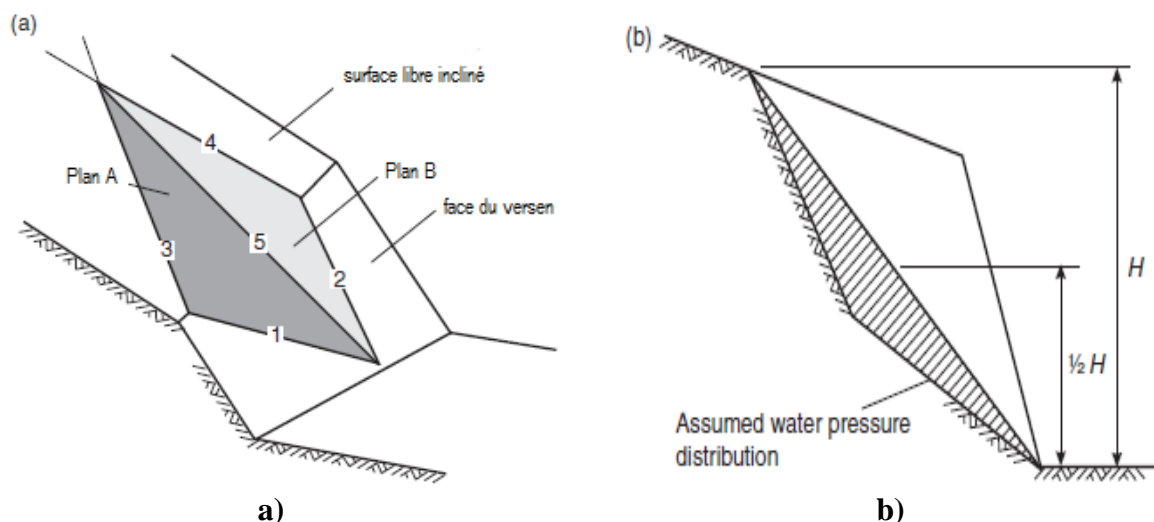


Fig. IV.7 Géométrie du coin utilisé pour l'analyse de la stabilité, y compris l'influence du frottement, la cohésion et la pression de l'eau sur les plans du glissement:
 a) vue en plan du coin présentant la numérotation des lignes et des plans d'intersection;
 (b) vue normale à la ligne d'intersection (5) indiquant la hauteur du coin et la distribution de la pression d'eau.

La figure IV.7 (a) montre la géométrie et les dimensions du coin qui sera considéré dans l'analyse suivante.

Le coin est supposé imperméable et que l'eau pénètre en haut de coin le long des lignes d'intersection 3 et 4 et sort le long des de la pente des lignes d'intersection 1 et 2.

Les deux plans sur lesquels se produit le glissement sont désignés par A et B, le plan A ayant le pendage le moins profond. La numérotation des cinq lignes d'intersection des quatre plans définissant le coin est comme suit:

- Line 1:** Intersection du plan A avec la face de la pente.
- Line 2:** Intersection du plan B avec la face de la pente.
- Line 3:** Intersection du plan A avec la pente supérieure
- Line 4:** Intersection du plan B avec la pente supérieure.
- Line 5 :** Intersection des plans A et B.

Les caractéristiques géométriques et géotechniques sont regroupées dans le Tableau IV.7

Tableau IV. 6 Les paramètres définissant les propriétés du coin

Plan	Pendage [°]	Direction du pendage [°]	Propriétés
A	40	105	$\varphi_A = 20^\circ, c_A = 50 \text{ kPa}$
B	70	235	$\varphi_B = 20^\circ, c_B = 50 \text{ kPa}$
L'inclinaison de la pente	65	185	
L'inclinaison de la surface libre	12	195	

Le facteur de sécurité est donné par l'équation suivante :

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (C_A X + C_B Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} X \right) \tan \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y \right) \tan \phi_B$$

Les différents angles d'intersection des plans de rupture sont déterminés à partir de la projection stéréographique du dièdre (Figure IV. 8)

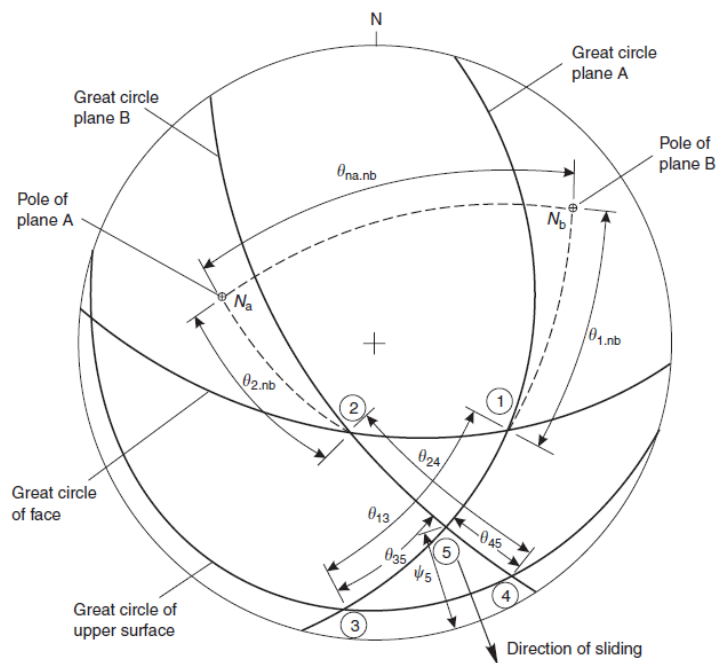


Fig. IV.8 Carte stéréographique des données nécessaires à l'analyse de la stabilité du coin.

✓ **Les données des calculs :**

$$\begin{aligned}
\psi_A &= 45^\circ & \theta_{24} &= 65^\circ & \gamma_r &= 25 \text{ KN/m}^3 \\
\psi_B &= 70^\circ & \theta_{45} &= 25^\circ & \gamma_w &= 9,81 \text{ KN/m}^3 \\
\psi_5 &= 31,2^\circ & \theta_{2.na} &= 50^\circ & H &= 40 \text{ m} \\
\psi_{na.nb} &= 101^\circ & \theta_{13} &= 62^\circ & & \\
& & \theta_{35} &= 31^\circ & & \\
& & \theta_{1.nb} &= 60^\circ & &
\end{aligned}$$

Les valeurs des paramètres X, Y, A et B sont données par les équations suivantes :

$$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_5 \sin^2 \theta_{na.nb}} = \frac{0,707 + 0,342 \times 0,191}{0,518 \times 0,964} = 1,548$$

$$B = \frac{\cos \psi_b \cos \psi_a \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_i \sin^2 \theta_{na.nb}} = \frac{0,342 + 0,707 \times 0,191}{0,518 \times 0,964} = 0,956$$

$$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cos \theta_{na.2}} = \frac{0,906}{0,423 \times 0,643} = 3,336$$

$$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cos \theta_{na.1}} = \frac{0,883}{0,515 \times 0,5} = 3,429$$

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (C_A X + C_B Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} X \right) \tan \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y \right) \tan \phi_B$$

Le cas : $\phi_A = \phi_B = 20^\circ$ et $C_A = C_B = 50 \text{ KPa}$

$$\begin{aligned}
FS &= \frac{3}{\gamma_r H} (C_A X + C_B Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} X \right) \tan \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y \right) \tan \phi_B \\
&= \frac{3}{25 \times 40} (50 \times 3,336 + 50 \times 3,429) \\
&\quad + \left(1,548 - \frac{9,81}{2 \times 25} \times 3,336 \right) \tan 20 + \left(0,956 - \frac{9,81}{2 \times 25} \times 3,429 \right) \tan 20 \\
FS &= 1,443
\end{aligned}$$

Tableau IV. 7 Coefficients de sécurité pour différents valeurs de cohésion des plans de rupture

$\varphi_A [^\circ]$	$\varphi_B [^\circ]$	$C_A [KPa]$	$C_B [KPa]$	F_s
20	20	50	50	1.44
20	20	75	75	1.95
20	20	100	100	2.45

IV.1.3 Glissement d'un Bloc rocheux sur un plan incliné « Rupture Toppling »

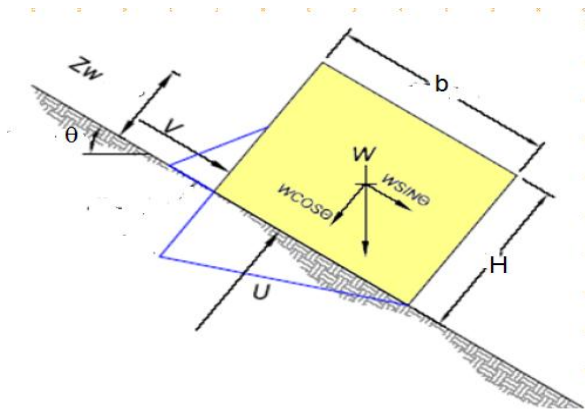


Fig. IV.9 Glissement d'un Bloc rocheux sur plan incliné

L'étude d'équilibre des forces agissantes sur le bloc rocheux a permis de déterminer le coefficient de sécurité

$$F_s = \frac{\text{Forces résistantes}}{\text{Forces motrices}} = \frac{CL + (W \cos \theta - U) \tan \varphi}{W \sin \theta + V}$$

$$F_s = \frac{CL + (\gamma HL \cos \theta - U) \tan \varphi}{\gamma HL \sin \theta + V}$$

➤ Absence d'eau ($Z_w = 0$): $U = 0, V = 0$

Les caractéristique du bloc : $\gamma = 28.8 \text{ KN/m}^3$, $b = L = 18.6 \text{ m}$, $H = 13.2 \text{ m}$

Pour $\theta = 25^\circ$; $\varphi = 20$ et $C = 100 \text{ KN/m}^2$

$$F_s = \frac{(100 \times 18,6) + (28,8 \times 13,2 \times 18,6 \times \cos 25) \times \tan 21,3}{28,8 \times 13,2 \times 18,6 \times \sin 25}$$

$$= \frac{4358,56}{2988,32} = 1,46$$

Variation de la pente et de la cohésion C

Tableau IV.8 Coefficients de sécurités en fonction de l'angle de θ pour le cas : rupture plan sur plan incliné (absence d'eau)

θ [°]	C [KN/m ²]	F _s
25	50	1,15
	75	1,30
	100	1,45
27	50	1,05
	75	1,20
	100	1,34

➤ **Présence d'eau**

Pour : $Z_w = \frac{1}{2}H = 6,6 \text{ m}$

$$W = \gamma \times H \times b = 28,8 \times 13,2 \times 18,6 = 7070,98 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times Z_w^2 = \frac{1}{2} \times 10 \times 6,6^2 = 217,8 \text{ KN}$$

$$U = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times Z_w \times b = \frac{1}{2} \times 10 \times 6,6 \times 18,6 = 613,8 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{CL + (\gamma HL \cos \theta - U) \tan \varphi}{\gamma HL \sin \theta + V}$$

$$F_s = \frac{(100 \times 18,6) + (7070,98 \times \cos 25 - 613,8) \times \tan 21,3}{7070,98 \times \sin 25 + 217,8} = \frac{4119,25}{3206,13} = 1,28$$

Tableau IV.9 Coefficients de sécurités en fonction de l'angle de rupture θ pour le cas : rupture plan sur plan incliné (présence d'eau)

θ [°]	Z _w [m]	V [KN/m]	U [KN/m]	C [KN/m ²]	F _s
25	1/2 H	217,8	613,8	50	0,99
				75	1,14
				100	1,28
	2/3 H	387,2	818,4	50	0,92
				75	1,06
				100	1,20
				50	0,76

	H	871,2	1227,6	75	0,88
				100	1,01
27	1/2 H	217,8	613,8	50	0,92
				75	1,05
				100	1,19
	2/3 H	387,2	818,4	50	0,85
				75	0,98
				100	1,11
	H	871,2	1227,6	50	0,71
				75	0,83
				100	0,94

D'après la Figure III.34 présentant les conditions de glissement et du renversement d'un bloc sur un plan incliné, on peut déduire les résultats suivants :

- On a pour $\theta = 25$ ou 27 donc $\theta > \varphi$, angle du plan de glissement $>$ l'angle de frottement (glissement)

$b/h = 18.6 / 13.2 = 1.4 > \tan \theta = 0.46$, la résultante du poids est à l'intérieur du bloc donc (pas un renversement) il se produit uniquement un Glissement

IV. 2 Etude de la stabilité d'un versant rocheux par Logiciel GéoStructural «Rock Stability»

IV. 2.1 Les phases d'analyse de la stabilité du versant rocheux avec Rock Stability

On a analysé le profil type du versant rocheux étudié analytiquement par le programme destiné à l'analyse de la stabilité des massifs rocheux « Rock Stability » intégré dans le logiciel « GeoStructuel Analysis » suivant les étapes suivantes :

➤ Définition du projet

La boîte de dialogue 'projet' permet d'introduire le nom de projet et le système d'unité

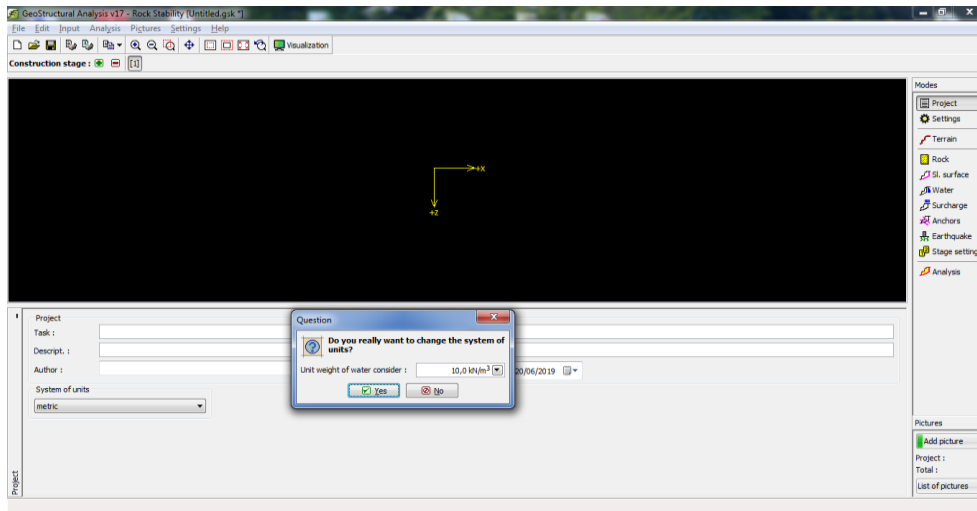


Fig. IV.10 La boite de dialogue définition du projet « projet »

➤ **Choix de la méthode d'analyse**

La boite de dialogue « setting » sert à définir le type de rupture et les méthodes utilisées pour effectuer l'analyse (rupture plane, dièdre). Elle sert également à sélectionner le type d'analyse « Coulomb » pour le calcul des pressions des terres et le séisme.

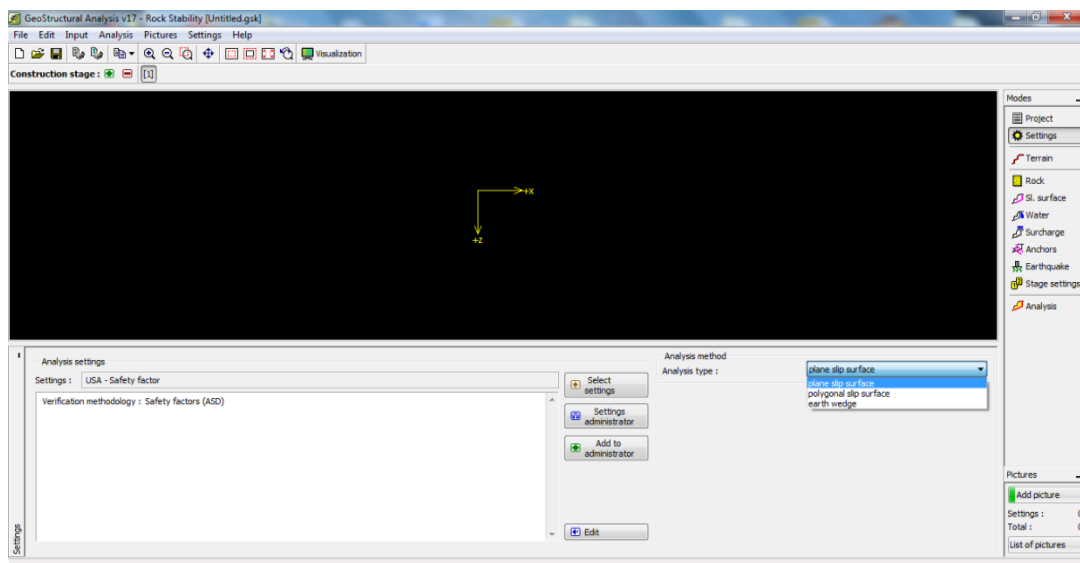


Fig. IV.11 La boite de dialogue Settings

➤ **Définition du terrain :**

La boite de dialogue « Terrain » permet d'introduire la géométrie du profil

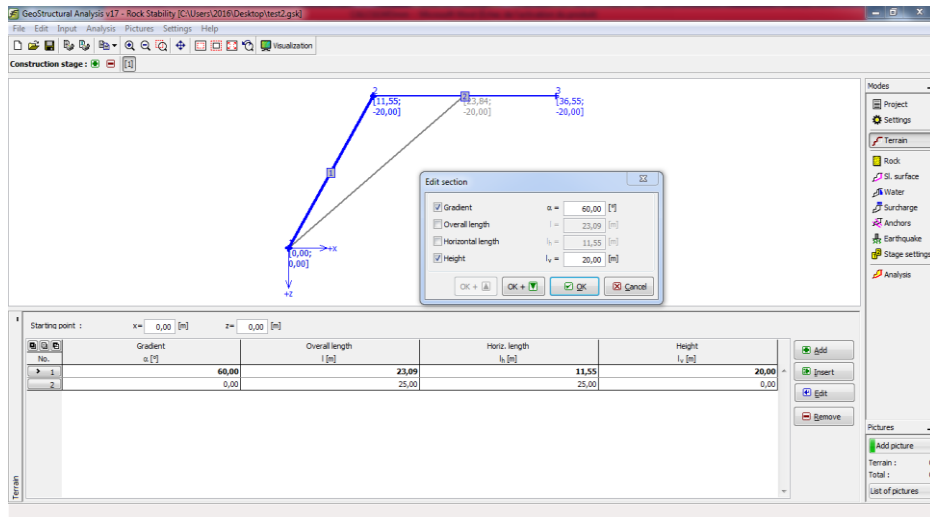


Fig. IV.12 La boite de dialogue terrain

➤ **Définition du Rock:**

La boite de dialogue « Rock » permet de choisir les critères de rupture (Mohr-Coulomb ; Hoek-Brown ; Barton-Bandis) ainsi que les caractéristiques de la roche.

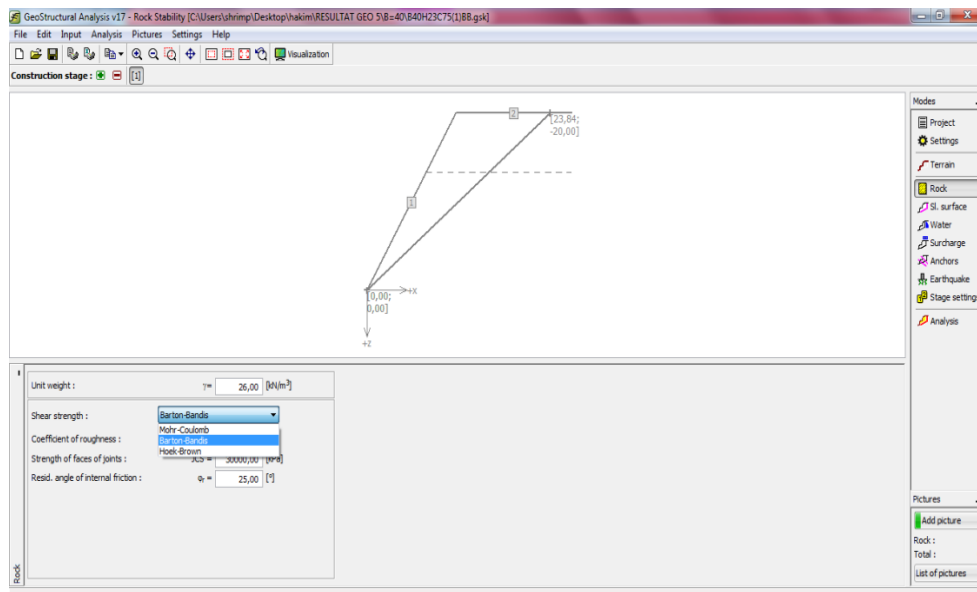


Fig. IV.13 La boite de dialogue Rock

➤ **Définition du slip surface :**

La boite de dialogue slip surface permet d'introduire le type de la surface de glissement (lisse, rugueuse ou ondulée).

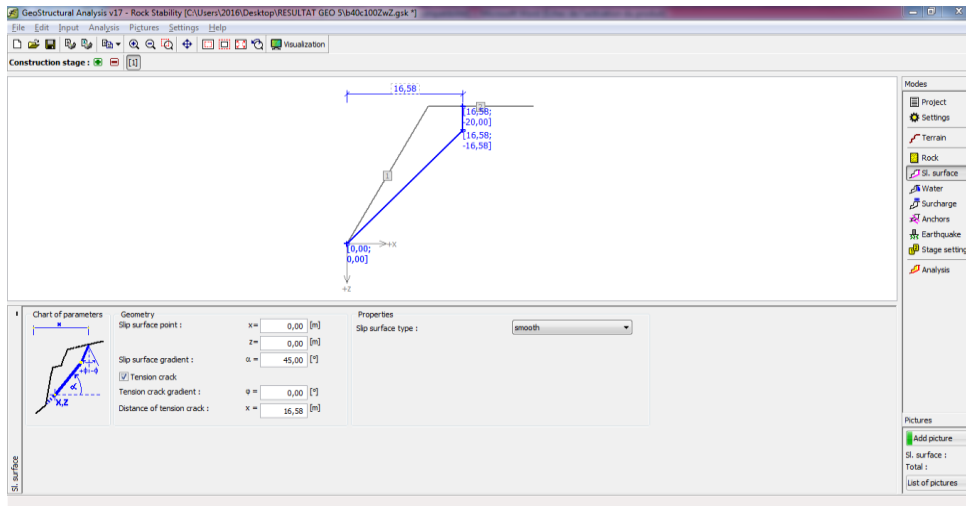


Fig. IV.14 La boîte de dialogue Slip Surface

➤ **Water :**

La boîte de dialogue « Water » permet de déterminer la position de la pression d'eau.

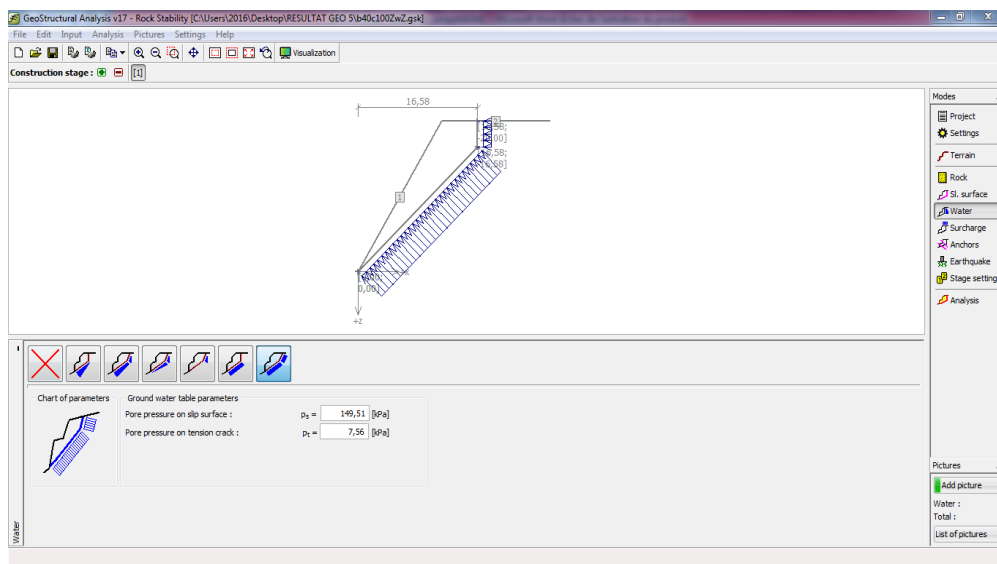


Fig. IV.15 La boîte de dialogue Water

➤ **Analyse du profilé**

La boîte de dialogue Analysis permet d'effectuer l'analyse pour afficher les résultats.

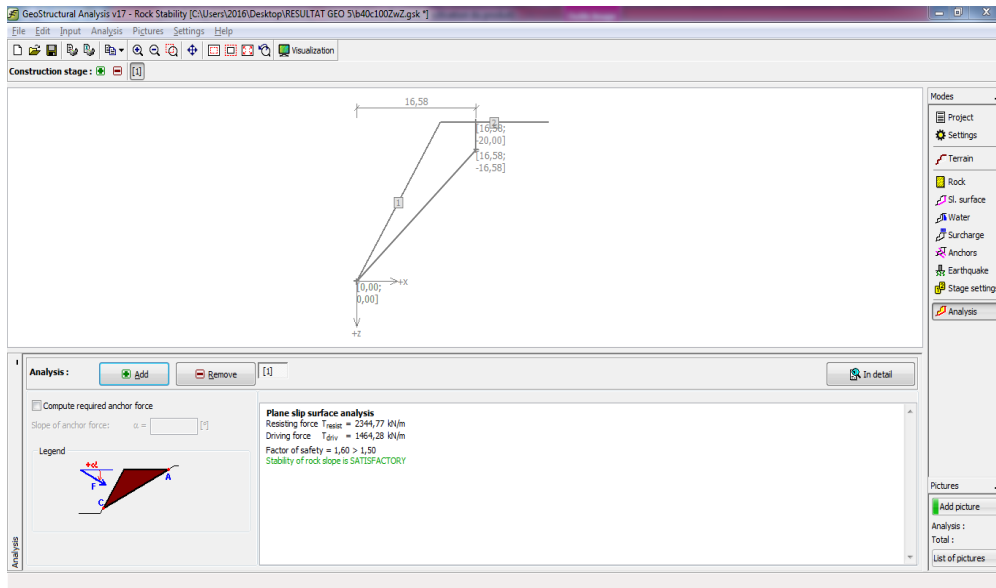


Fig. IV. 16 La boîte de dialogue Analysis

➤ **Slip surface :**

La boîte de dialogue slip surface permet d'introduire les caractéristiques géométriques des surfaces de glissement.

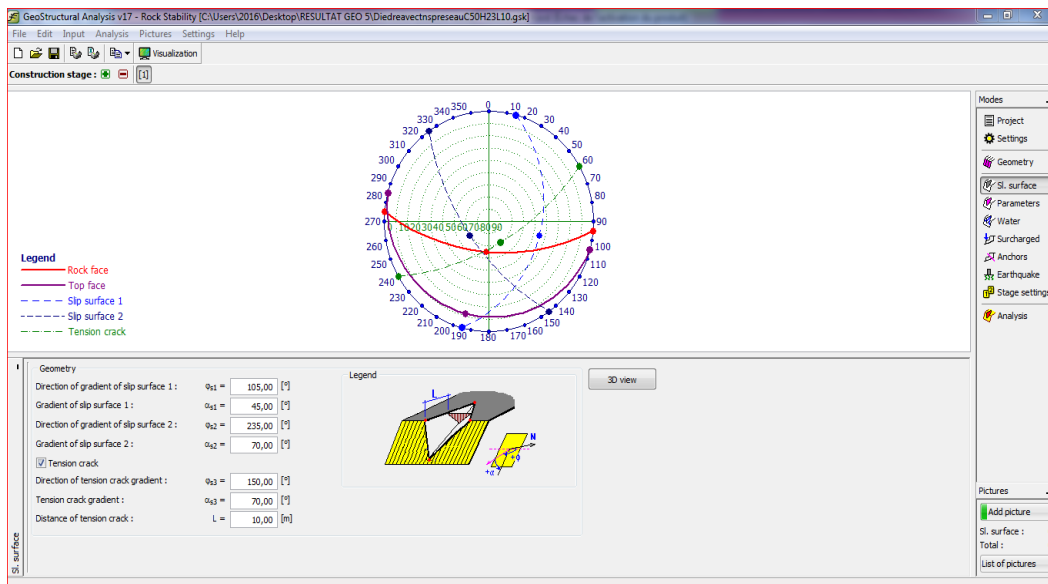


Fig. IV.17 La boîte de dialogue slip surface pour le cas coin en rupture

➤ **Paramètre :**

La boîte de dialogue « paramètre » permet d'introduire les géotechniques « C et φ » pour la face du versant et les différents plans de rupture.

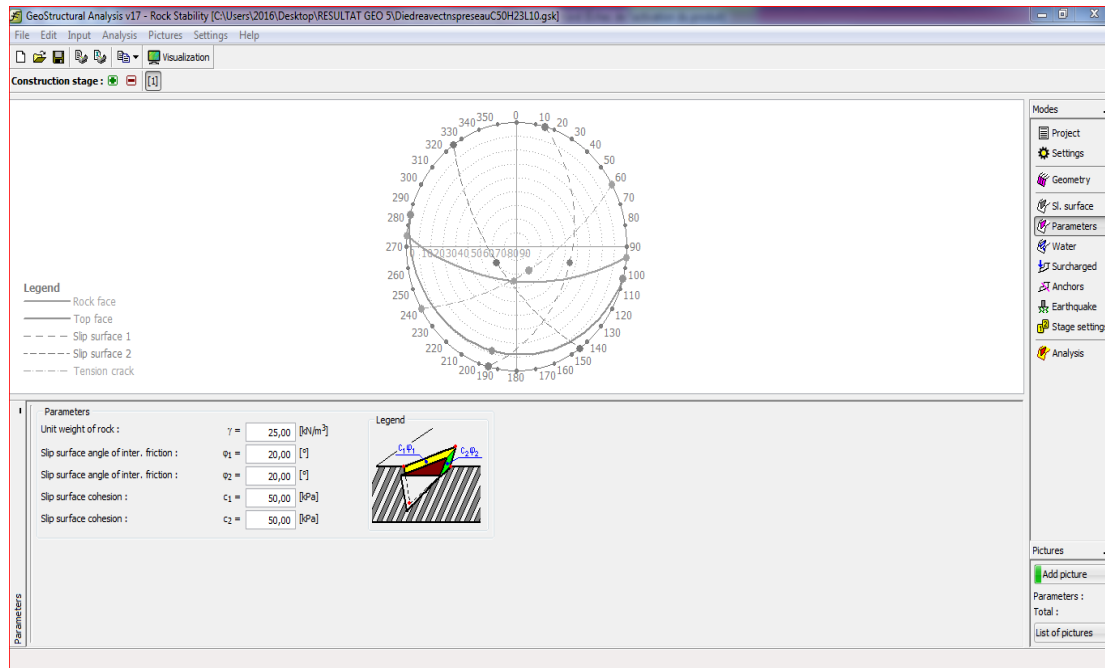


Fig. IV.18 La boîte de dialogue paramètre

IV. 2.2 L'analyse de la stabilité du versant en rupture plane avec le critère de Mohr–Coulomb

On a introduit les valeurs des pressions d'eau U, V calculé analytiquement pour l'analyse de la stabilité.

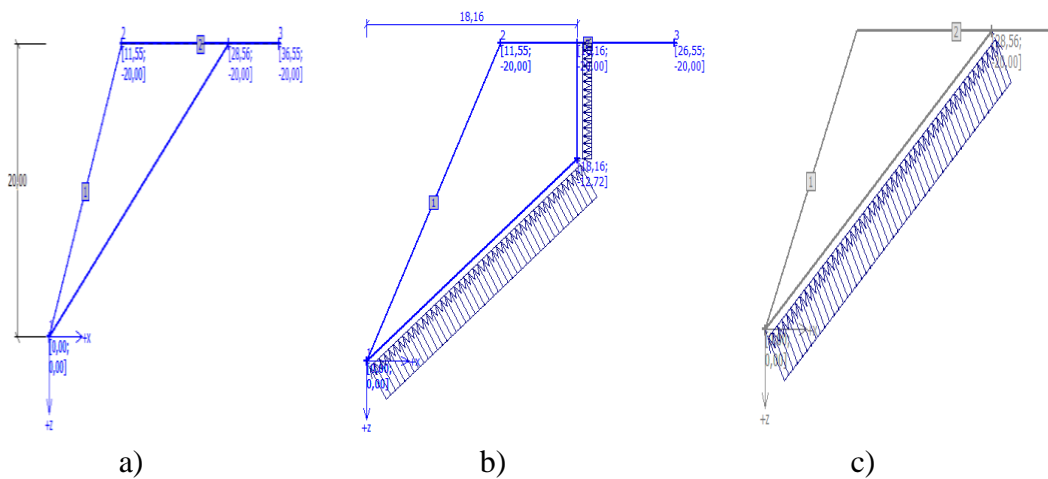


Fig. IV.19 Analyse de la stabilité du versant rocheux en rupture plane

- a) Rupture sans fracture en absence d'eau b) Rupture avec fracture en présence d'eau
c) Rupture sans fracture en présence d'eau

➤ **Le cas du pendage $\theta = 35^\circ$**

Tableau IV. 10 Bilan des coefficients de sécurités pour rupture plane ($\theta = 35^\circ$) Critère M-C
(en absence et présence d'eau)

	Zw [m]	V [KN/m]	U [KN/m]	C [KN/m ²]	$\tau_{\text{résistant}}$ [KN/m]	τ_{moteur} [KN/m]	Fs
Absence d'eau	0	0	0	50	3062,26	2537,14	1,21
				75	3933,98	2537,14	1,55
				100	4805,71	2537,14	1,89
Présence D'eau (avec Fracture)	1/2 Z = 0,92	4,23	111,83	50	1224,79	1997,35	0,61
				75	1779,02	1997,35	0,89
				100	2333,25	1997,35	1,17
	2/3 Z = 1,23	7,56	149,51	50	1108,46	2017,22	0,55
				75	1662,69	2017,22	0,82
				100	2216,93	2017,22	1,10
	Z = 1,84	16,93	223,65	50	1108,46	2073,13	0,53
				75	1662,69	2073,13	0,80
				100	2216,93	2073,13	1,07
Présence D'eau (Sans Fracture)	1/2 H = 10	0	1437	50	2744,98	2537,14	1,08
				75	3616,70	2537,14	1,43
				100	4488,43	2537,14	1,77
	2/3 H = 13,33	0	2323,42	50	2498,49	2537,14	0,98
				75	3370,21	2537,14	1,33
				100	4241,93	2537,14	1,67
	H = 20	0	3486	50	1793,14	2537,14	0,71
				75	2664,86	2537,14	1,05
				100	3536,58	2537,14	1,39

➤ **Le cas du pendage $\theta = 40^\circ$**

Tableau IV. 11 Bilan des coefficients de sécurités pour rupture plane $\theta = 40^\circ$ Critère M-C
(en absence et présence d'eau avec fracture)

	Zw [m]	V [KN]	U [KN]	C [KN/m ²]	$\tau_{\text{résistant}}$ [KN/m]	τ_{moteur} [KN/m]	Fs
Absence d'eau	0	0	0	50	2446,30	2053,14	1,19
				75	3224,16	2053,14	1,57

				100	4002,02	2053,14	1,95
Présence D'eau (avec Fracture)	1/2 Z	14,62	197,59	50	1082,18	1752,25	0,62
	=			75	1623,27	1752,25	0,93
	1,71			100	2164,37	1752,25	1,24
	2/3 Z	26	263,45	50	1082,18	1805,32	0,60
	=			75	1623,27	1805,32	0,90
	2,28			100	2164,37	1805,32	1,20
	Z	58,48	395,18	50	1082,18	1956,79	0,55
	=			75	1623,27	1956,79	0,83
	3,42			100	2164,37	1956,79	1,11
Présence D'eau (Sans Fracture)	1/2 H	0	1555,5	50	2163,18	2053,14	1,05
	=			75	2941,04	2053,14	1,43
	10			100	3718,90	2053,14	1,81
	2/3 H	0	2073,48	50	1943,23	2053,14	0,95
	=			75	2721,09	2053,14	1,33
	13,33			100	3498,95	2053,14	1,70
	H	0	3111	50	1555,72	2053,14	0,76
	=			75	2333,59	2053,14	1,14
	20			100	3111,45	2053,14	1,52

➤ **Le cas du pendage $\theta = 45$**

Tableau IV. 12 Bilan des coefficients de sécurités pour rupture plane avec $\theta = 45^\circ$

Critère M-C (en absence et en présence d'eau avec fracture)

	Zw [m]	V [KN]	U [KN]	C [KN]	$\tau_{\text{résistant}}$ [KN/m]	τ_{moteur} [KN/m]	Fs
Absence d'eau	0	0	0	50	1979,65	1553,51	1,27
				75	2686,75	1553,51	1,73
				100	3393,86	1553,51	2,18

Présence d'eau (Avec Fracture)	1/2 Z	29,04	258,83	50	1074,80	1440,29	0,75
	=			75	1612,20	1440,29	1,12
	2,41			100	2149,60	1440,29	1,49
	2/3 Z	51,52	344,75	50	1074,80	1516,59	0,71
	=			75	1612,20	1516,59	1,06
	3,21			100	2149,60	1516,59	1,42
	Z	115,68	516,59	50	1074,80	1734,35	0,62
	=			75	1612,20	1734,35	0,93
	4,82			100	2149,60	1734,35	1,24
Présence D'eau (Sans Fracture)	1/2 H	0	1414	50	1722,28	1553,51	1,11
	=			75	2429,39	1553,51	1,56
	10			100	3136,49	1553,51	2,02
	2/3 H	0	1884,86	50	1522,34	1553,51	0,98
	=			75	2229,44	1553,51	1,44
	13,33			100	2936,55	1553,51	1,89
	H	0	2828	50	1414,21	1553,51	0,91
	=			75	2121,32	1553,51	1,37
	20			100	2828,43	1553,51	1,82

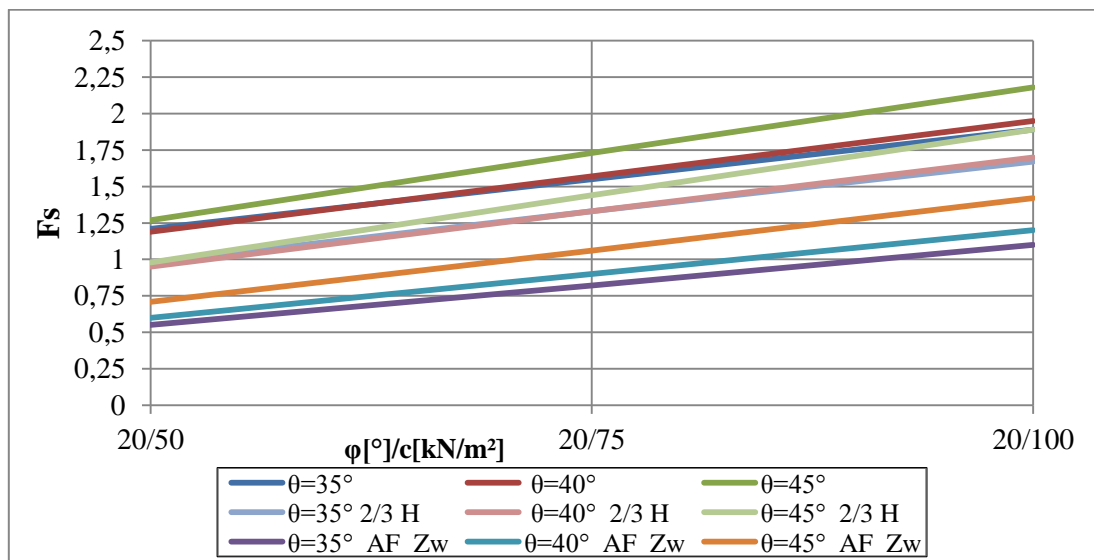


Fig. IV.20 Comparaison des F_s « Rock Stability » en fonction des angles de rupture pour le cas : rupture plane (avec fracture en absence et en présence d'eau ($Z_w = Z$))

IV. 2.2 L'analyse de la stabilité du versant en rupture plane avec le critère de Hoek-Brown

On a utilisé le logiciel Rocklab pour déterminer les paramètres nécessaire pour cette analyse présentés ci-après :

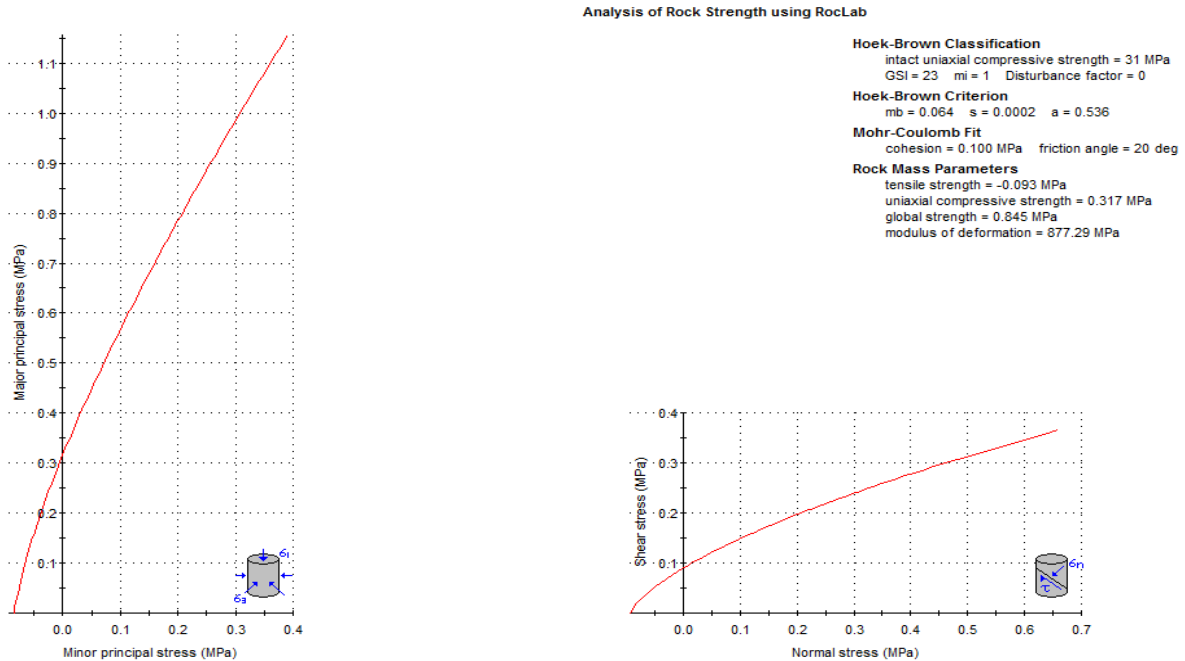


Fig. IV.21 Critère de Hoek Brown représentant a) Les contraintes principales majeure et mineure b) La contrainte normale en fonction de la contrainte tangentielle donné par Rocklab

Les paramètres obtenus par Rocklab sont :

$$\begin{aligned}
 \text{GSI} &= 23 & s &= 0,0002 \\
 \sigma_c &= 31 \text{ MPa} & a &= 0,536 \\
 m_i &= 1 & \gamma &= 26 \text{ KN/m}^3 \\
 D &= 0 & m_b &= 0,064
 \end{aligned}$$

➤ **Analyse de la stabilité pour le cas de pendage $\theta = 35^\circ$**

Tableau IV. 13 Bilan des coefficients de sécurités pour rupture plane $\theta = 35^\circ$ Critère H.B (en absence et présence d'eau avec fracture)

	Z_w [m]	V [KN/m]	U [KN/m]	$\tau_{resistant}$ [KN/m]	τ_{moteur} [KN/m]	F_S
Absence d'eau	0	0	0	576,50	2537,14	0,23
	1/2 Z =	4,23	111,83	366,53	1997,35	0,18

Présence D'eau (avec Fracture)	0,92					
	2/3 Z = 1,23	7,56	149,51	366,53	2017,22	0,18
	Z = 1,84	16,93	223,65	366,53	2073,13	0,18
Présence D'eau (Sans Fracture)	1/2 H = 10	0	1437	576,50	2537,14	0,23
	2/3 H = 13,33	0	2323,42	576,50	2537,14	0,23
	H = 20	0	3486	576,50	2537,14	0,23

➤ **Analyse de la stabilité pour le cas de pendage $\theta = 40^\circ$**

Tableau IV. 14 Bilan des coefficients de sécurités pour rupture plane $\theta = 40^\circ$ Critère H-B
(en absence et présence d'eau avec fracture)

	Z_w [m]	V [KN/m]	U [KN/m]	$\tau_{resistant}$ [KN/m]	τ_{moteur} [KN/m]	F_S
Absence d'eau	0	0	0	514,43	2053,14	0,25
Présence D'eau (avec Fracture)	1/2 Z = 1,71	14,62	197,59	357,84	1752,25	0,20
	2/3 Z = 2,28	26	263,45	357,84	1805,32	0,20
	Z = 3,42	58,48	395,18	357,84	1956,79	0,18

Présence D'eau (Sans Fracture)	1/2 H = 10	0	1555,5	514,43	2053,14	0,25
	2/3 H = 13,33	0	2073,48	514,43	2053,14	0,25
	H = 20	0	3111	514,43	2053,14	0,25

➤ **Analyse de la stabilité pour le cas de pendage $\theta = 45^\circ$**

Tableau IV. 15 Bilan des coefficients de sécurités pour rupture plane $\theta = 45^\circ$ Critère H-B (en absence et présence d'eau avec fracture)

	Z_W [m]	V [KN/m]	U [KN/m]	$\tau_{resistant}$ [KN/m]	τ_{moteur} [KN/m]	F_S
Absence d'eau	0	0	0	467,63	1553,51	0,30
Présence d'eau (Avec Fracture)	1/2 Z = 2,41	29,04	258,83	355,40	1440,29	0,25
	2/3 Z = 3,21	51,52	344,75	355,40	1516,59	0,23
	Z = 4,82	115,68	516,59	355,40	1734,35	0,20
Présence D'eau (Sans	1/2 H = 10	0	1414	467,63	1553,51	0,30
	2/3 H = 13,33	0	1884,86	467,63	1553,51	0,30

Fracture)	13,33					
	H = 20	0	2828	467,63	1553,51	0,30

IV. 2.3 L'analyse de la stabilité du versant en rupture dièdre

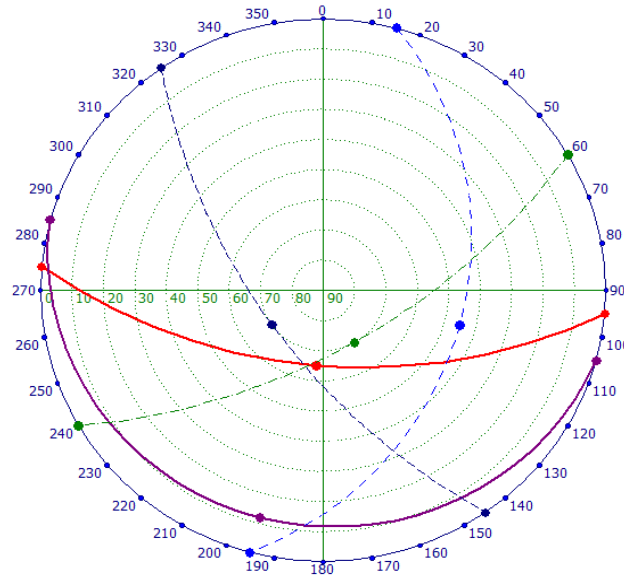


Fig. IV.22 Carte stéréographique obtenu d'après le logiciel Rock Stability

Dans cette analyse, on a utilisé les mêmes caractéristiques géométriques et géotechniques utilisées dans l'étude analytique de la rupture dièdre.

➤ **Analyse Sans fracture :**

Tableau IV. 16 Bilan des coefficients de sécurités pour rupture dièdre sans fracture (en absence et présence d'eau)

	Z_w [m]	$C_A = C_B$ [KN/m ²]	τ_{resist} [KN/m]	τ_{moteur} [KN/m]	F_S
Absence d'eau	0	50	322583,15	190552,79	1,69
		75	397665,56	190552,79	2,09
Présence d'eau	1/2 H = 20	50	308850,57	190552,79	1,62
		75	383932,98	190552,79	2,01
	2/3H = 26.67	50	290019,65	190552,79	1,52
		75	365102,06	190552,79	1,92

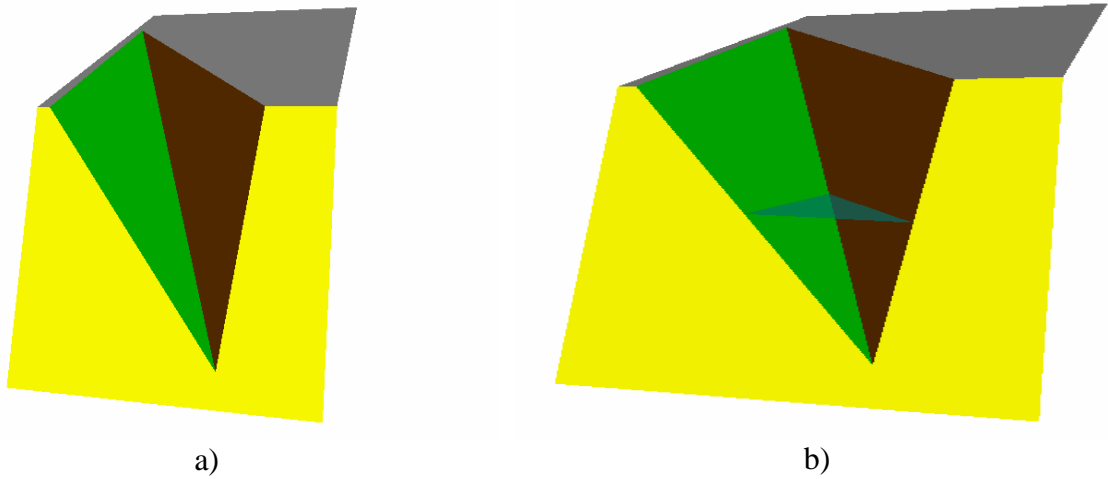


Fig. IV. 23 Rupture dièdre sans fracture obtenue d'après logiciel Rock Stability

a) En absence d'eau b) en présence d'eau

➤ **Analyse avec fracture :**

Nous avons une variation de la position de la fracture pour $L=5$ et 10 m

- **Le cas absence d'eau :**

Tableau IV. 17 Bilan des coefficients de sécurités pour rupture dièdre avec fracture (en absence d'eau)

L [m]	Z_w [m]	$C_A = C_B$ [KN/m ²]	τ_{resist} [KN/m]	τ_{moteur} [KN/m]	F_S
5	0	50	196003,89	127062,35	1,54
		75	236520,77	127062,35	1,86
10	0	50	222763,30	143130,19	1,56
		75	269390,54	143130,19	1,88

- Les cas présence d'eau :

Tableau IV. 18 Bilan des coefficients de sécurités pour rupture dièdre avec fracture (en présence d'eau)

$L = [m]$	$Z_w [m]$	$C_A = C_B$ [KN/m ²]	τ_{resist} [KN/m]	τ_{moteur} [KN/m]	F_S
5	1/2 H	50	138080,40	127062,35	1,09
		75	178597,28	127062,35	1,41
	2/3 H	50	133171,91	127450,11	1,04
		75	173688,79	127450,11	1,36
10	1/2 H	50	209030,73	143130,19	1,46
		75	255657,96	143130,19	1,79
	2/3 H	50	93254,47	143190,29	0,65
		75	139881,71	143190,29	0,98

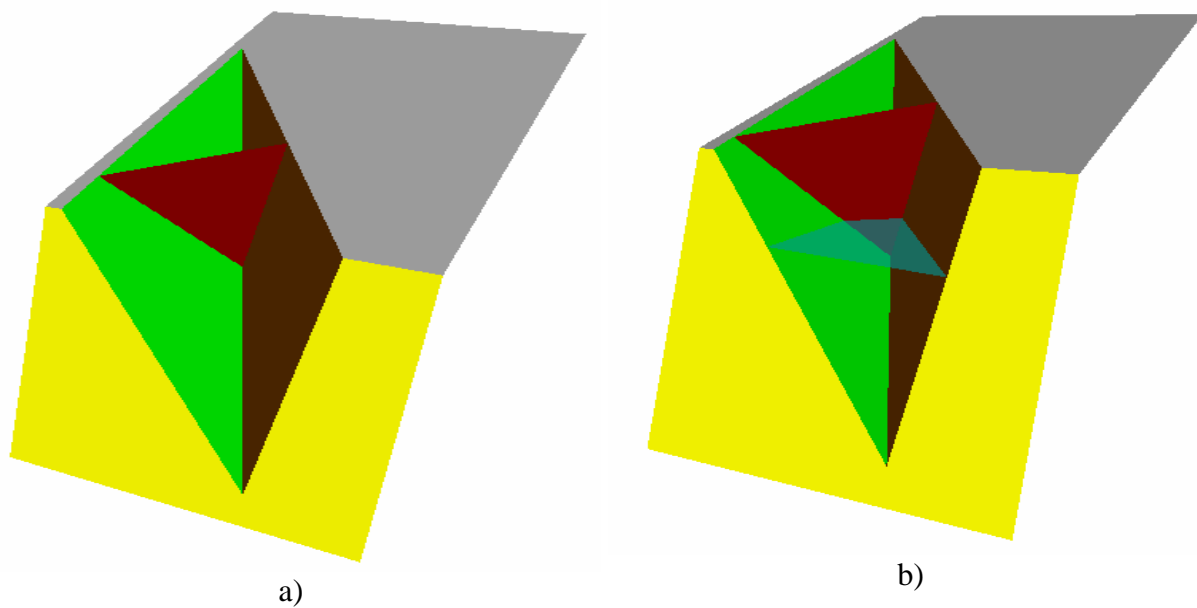


Fig. IV. 24 Rupture dièdre avec fracture obtenue d'après logiciel Rock Stability

a) En absence d'eau b) en présence d'eau

IV. 3 Conclusion

A partir de l'étude analytique réalisée en utilisant les trois modèle de rupture à savoir ; rupture plane, dièdre et Toppling, on a pu aboutir aux résultats suivantes :

- Les coefficients de sécurités diminuent considérablement avec l'augmentation du niveau d'eau dans la fracture de traction.
- La formation d'une fracture de traction contribue également à la diminution des coefficients de sécurité pour la rupture plane.
- La position de la fracture de traction sur le modèle de rupture dièdre contribue favorablement à la stabilité du versant lorsque celle-ci intercepte la face supérieure du versant et se localise lointe du sommet du versant.
- On a pu déterminer le coefficient de sécurité du dièdre par une méthode utilisant les abaques, qui ne prend pas en considération la cohésion entre les discontinuités et la méthode analytique qui a donné des coefficients de sécurité assez proche à ceux calculé au moyen du logiciel Rock Stability.
- 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 »
- On a remarqué que le critère de Hoek-Brown donne des coefficients de sécurité insignifiants spécialement en présence d'eau par rapport au critère de Mohr coulomb.
- La diminution de la cohésion entre les joints du massif rocheux a un effet défavorable sur la stabilité des massifs rocheux, il faut noter que cette cohésion est due à la présence des matériaux de remplissage entre les joints.

Conclusion générale

Les massifs rocheux sont un ensemble de matériaux hétérogènes, formés de deux phases que sont la roche intacte et les fractures ou les discontinuités. En réalité, toute paroi rocheuse finit tôt ou tard par s'ébouler, d'une manière imperceptible à l'échelle humaine ou d'une manière spectaculaire, éventuellement catastrophique.

La stabilité des talus ou des versants localisés dans des massifs rocheux dépend de leur géométrie, des caractéristiques géométriques du massif (orientation et espacement des fractures) et des caractéristiques mécaniques du massif et des discontinuités.

Dans ce travail on a défini différents types des mécanismes de rupture affectant les massifs rocheux, ainsi que les différentes méthodes de confortement appropriés pour chaque cas.

L'évaluation de l'instabilité des massifs rocheux dépend des méthodes d'analyses mise en œuvre pour évaluer le comportement mécanique de l'assemblage de blocs rocheux. Dans ce but, plusieurs méthodes d'analyse de stabilité ont été identifiées. Nous avons choisi d'utilisé la méthode d'équilibre limite en exploitant les critères de rupture des massifs rocheux les plus utilisés par les chercheurs tels que, le critère de Mohr Coulomb et le critère de Hoek Brown.

Dans ce travail nous avons effectué une étude analytique sur un profil type du versant rocheux, en utilisant trois mécanismes de rupture à savoir rupture : plan, dièdre et Toppling.

Pour le glissement ou rupture plan, nous avons fait varier le pendage, la cohésion et la position du niveau d'eau dans le versant afin de discerner les paramètres majeurs affectant la stabilité du versant rocheux.

Nous avons également effectué une analyse au moyen du logiciel Rock Stability-GeoStructural Analysis Bentley avec le même profil du versant rocheux étudié analytiquement.

A partir des résultats de l'étude analytique faite et les résultats obtenus de l'analyse de la stabilité du versant rocheux, on peut tirer les résultats suivants :

- Les coefficients de sécurité diminuent considérablement avec l'augmentation du niveau d'eau dans la fracture de traction.
- La formation d'une fracture de traction contribue également à la diminution des coefficients de sécurité pour le cas de rupture plan.

- La position de la fracture de traction sur le modèle de rupture dièdre contribue favorablement à la stabilité du versant lorsque celle-ci intercepte la face supérieure du versant et se localise lointaine du sommet du versant.
 - On a pu déterminer le coefficient de sécurité du dièdre par une méthode utilisant les abaques, qui ne prend pas en considération la cohésion entre les discontinuités et la méthode analytique qui a donné des coefficients de sécurité assez proche à ceux calculé au moyen du logiciel Rock Stability.
 - La variation du pendage a permis 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 »
- On a remarqué que le critère de Hoek-Brown donne des coefficients de sécurité insignifiants en présence d'eau par rapport au critère de Mohr coulomb

Bibliographiques

1. Amitrano D., (1999), «Emission Acoustique Des Roches et Endommagement, Approches expérimentale et numérique Application à la sismicité minière ». Thèse de doctorat , Université Joseph Fourier, Grenoble, France. 238 p.
2. Antonio P., (1995), «Comportement fragile des roches : dégradation des propriétés élastiques et anisotropie induite par les contraintes». Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France. 214.p
3. Barton N et al., (1974), « Engineering classification of Rock Masses for the Design, support ». Rock Mechanics ,Vol 6, p.189-206.
4. Baton N. R.et Choubey V., (1977), « The shear strength of rock joints in theory and practice », edition Rock Mech, pp. 50-54.
5. Barton, N., R. Lien, et al., (1974), « Engineering classification of rock masses for the design of rock support ». Rock Mechanics 6, p.189-236.
6. Bieniawski, ZT., (1989), « Classifications des masses de roches techniques », manuel complet à l'intention des ingénieurs et des géologues en génie minier, civil et pétrolier. Wiley-Interscience. pp. 40–47.
7. Bieniawski, Z. T., (1973), «Engineering classification of jointed rock masses », Trans. S. Afr. Instn. Civil Engrs. 15(12): 335-344.
8. Bérest, P. et al., (2002) , Manuel de mécanique des roches, Presses de l'École des Mines, Paris. 88 p.
9. Calembert L et al., (1978), «Géologie de l'Ingénieur et Mécanique des Roches », Annales des Travaux Publics de Belgique. 28 p.
10. Deere, D. U., (1988), «The Rock Quality Designation (RQD) index in practice », In Rock classification systems for engineering purposes, edition Kirkaldie L., Philadelphia pp 91-101.
11. Deere, D. U., (1968), « Geological considerations. Rock Mechanics in Engineering Practice »,R. G. Stagg and D. C. Zienkiewicz. Wiley, New York: pp.1-20. .
12. Derradji A et Sahli M., (2012), «Elément de stabilité des pentes au rocher », Ecole Hassania des travaux publics, Maroc. 162p.
13. Duncan C.W, Christopher W. Mah., (2004), « Rock Slope Engineering ». Taylor & Francis, canada. 431 p.
14. Françoise H et Pierre D., (2000), «Manuel de mécanique des roches. Tome 1», Les presses de l'école des Mines, Paris. 88 p
15. Hamidi M., (1994), « Etude géotechnique de la stabilité des talus dans le quartier de Zerga de la mine d'Ouenza », Mémoires de Magistère. ENP. Alger. 162 p.
16. Hantz. D. , (2012), « Description du massif rocheux et du matériaux rocheux», Polytech. Grenoble, France. 35 p.
17. Hoek E et Bray J.W., (1981) , « Rock Slope Engineering », Revised 3rd Edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp.341-351.

18. LCPC, (2004), Les études spécifiques d'aléa lié aux éboulements rocheux – Guide technique, Coll Environnement-Les risques naturels, Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris
19. Maciej A., (2012), « Modification des classifications géomécaniques pour les massifs rocheux schisteux », Mémoire de maîtrise des sciences appliquées. Université de Montréal. 198 p.
20. Masekanya J.P., (2008), « Stabilité des pentes et saturation partielle, étude expérimentale et modélisation numérique », Thèse doctorat, Université de Liège. 310p.
21. Nedellec J L., et Cruchet M., (2003), « Typologie des éboulements rocheux et des modes de rupture associés », Projet de recherche BRGM RP 52909-FR. 44p.
22. Véronique M.S et Yann G., (2002), « Utilisation des classifications de massifs rocheux pour l'analyse du comportement de pentes ; Présentation de deux cas d'application ». Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG 2002), Nancy, France.
23. ZAHO.J. (2008), « Roches et massifs rocheux, Mécanique des roches 1^{er} partie » EPF . France. 65 p.

Netographiques

24. [\(11.06.2019\)](http://www2.ggl.ulaval.ca/personnel/bourque/s2/r.metam.html)
25. https://pastel.archives-ouvertes.fr/file/index/docid/46627/filename/AnnexeD-_de_.pdf (13.06.2019)
26. <https://mern.gouv.qc.ca/wp-content/uploads/mineraux-roches-ngolo-togola.pdf> . (18.06.2019)
27. http://www.aftes.asso.fr/publications_revues-tunnels.html
28. https://educnet.enpc.fr/pluginfile.php/9404/mod_resource/content/2/ENPC_COTUN_M_ca_roche_partie1_4_2017_10_19.pdf
29. [C:\Users\2014\Desktop\Nouveau dossier \(2\)\phy du sol\These-Kimour-Mohamed.pdf](C:\Users\2014\Desktop\Nouveau dossier (2)\phy du sol\These-Kimour-Mohamed.pdf)
30. https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=2ahUKEwjbns63rZfjAhVmA2MBHc06C8oQFjAAegQIARAC&url=https%3A%2F%2Fwww.ppur.org%2Fsupplement%2Fshow%2F568&usg=AOvVaw2cHOxFXjTaoEQICZp_xVis
31. http://content.inflibnet.ac.in/data-server/eacharya-documents/53e0c6cbe413016f234436e8_INFIEP_3/4/ET/3-4-ET-V1-S1_04_rock_slope_failure.pdf Methode de syabilité