



Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département des Mines et géologie

Memoire de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Minier

Option : Exploitation des mines

Présenté par

- BAOUCHE Siham
- IKENE Tafath

Thème

***Etude de la stabilité des talus liés aux travaux
de creusement d'un tunnel à partir des
méthodes de l'équilibre limites
Cas de tunnel ferroviaire –Béjaia-***

Soutenu le 04 /10 /2021 devant le jury composé de :

Président :	Mr. SAADOUN Abderrazak	M.C.B	U.A.M.Bejaia
Promoteur :	Mr. BOUKARM Riadh	M.C.B	U.A.M.Bejaia
Examineur:	Mr. FREDJ Mohamed	M.C.A	U.A.M.Bejaia

Année Universitaire : 2020-2021

Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier le dieu de nous avoir donné le courage et la force pour faire ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés.

Merci à nos parents pour l'amour, aujourd'hui on regarde nos vies et on réalise qu'on a accompli de grandes choses grâce à vos prières et vos bons conseils.

On désire adresser, un merci tout particulier, à notre encadreur Mr. BOUKARM Riadh, pour ses pertinents et judicieux conseils tout au long de notre travail.

Nous voudrions exprimer toutes nos reconnaissances à Mr. SAADOUN Abderrazak, pour l'honneur qu'il nous fait en acceptant de présider le jury.

Nos remerciements vont également à Mr. FREDJ Mohamed, pour avoir accepté d'examiner ce travail et de faire partie des membres de jury.

Un grand merci pour le personnel technique de l'entreprise COSIDER Elkseur (projet M32), en particulier le directeur Mr ABES Nacer, Mr AGGOUN Toufik, et Mr KACEL Boussaad.

Nous remercions chaleureusement tous les enseignants du département des mines et géologie de l'université Abderrahmane Mira, Bejaia.

Enfin, nous présentons toute notre gratitude à tous ceux ou celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

A ceux et celles qui tiennent à nous

Liste des figures	I
Liste des tableaux	II
Introduction générale	1
Chapitre I : Instabilité des talus	
I.1 Introduction	2
I.2 Structure géométrique des massifs rocheux	2
I.3 Les différents cas d'instabilité	2
I.3.1 Les glissements	2
I.3.2 Les coulées	5
I.3.3 Les écroulements	5
I.3.4 Les fluages	6
I.4 Conclusion	6
Chapitre II : Méthodes d'analyses de l'instabilité	
II.1 Introduction	7
II.2 Les méthodes semi-empiriques	7
II.2.1 Geological Strength Index (GSI)	7
II.2.2 Slope Mass Rating (SMR)	9
II.3 La méthode de l'équilibre limite	12
II.3.1 Définition du facteur de sécurité F	12
II.3.2 Méthode de BISHOP simplifiée	13
II.3.3 Méthode JANBU simplifiée	14
II.3.4 Méthode de Morgenstern-Price	15
II.3.5 Méthode de Spencer	16
II.4 Les méthodes numériques	16
II.4.1 La méthode des éléments finis	16
II.5 La méthode de confortement	17
II.5.1 Le drainage	17
II.5.2 Modifications géométriques	18
II.5.3 Renforcement	18
II.6 Conclusion	21
Chapitre III : Présentation de site d'étude –tunnel Sidi Aich–	
III.1 Introduction	22
III.2 Situation géographique	22
III.3 Situation géologique	23
III.3.1 Lithostratigraphie	23
III.3.2 Géomorphologie	25
III.3.3 Hydrogéologie	25
III.4 Les données d'investigations	26
III.4.1 La coupe géologique	26
III.4.2 Les paramètres géotechniques	27
III.5 Conclusion	28
Chapitre IV: Etude de la stabilité des talus	
IV.1 Introduction	29
IV.2 Présentation de modèle géotechnique	29
IV.3 Modélisation de la stabilité par Slide 6.0	30
IV.4 Interprétation des résultats	30

IV.4.1 Cas du talus droit	31
IV.4.1.1 Cas de glissement circulaire	31
IV.4.1.2 Cas de glissement Non-Circulaire	32
IV.4.2 Cas du talus gauche	33
IV.4.2.1 Cas de glissement Circulaire	33
IV.4.2.2 Cas de glissement Non Circulaire	34
IV.5 La stabilisation	35
IV.6 Réinterprétation des calculs	35
IV.6.1 Cas du talus droit	36
IV.6.1.1 Cas de glissement Circulaire	36
IV.6.1.2 Cas de glissement Non-Circulaire	37
IV.6.2 Cas du talus gauche	38
IV.6.2.1 Cas de glissement circulaire	38
IV.6.2.2 Cas de glissement Non-Circulaire	39
IV.7 Conclusion	40
Conclusion générale	41
Références bibliographique	III
Résumé	
Abstract	
ملخص	

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Instabilité des talus	
Figure I.1 Schéma descriptif d'un glissement plan	3
Figure I.2 glissement circulaire	4
Figure I.3 glissement complexe (non circulaire)	4
Figure I.4 Le phénomène des coulées boueuses	5
Figure I.5 Le phénomène de l'écroulement	5
Figure I.6 Le phénomène de fluage	6
Chapitre II : Méthodes d'analyses de l'instabilité	
Figure II.1 Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse d'après Hoek et Brown (1995)	8
Figure II.2 Forces considérées en la méthode de Bishop Simplifié et Janbu Simplifié	13
Figure II.3 Forces considérées en la méthode de Morgenstern-Price	15
Figure II.4 Des micros pieux installés sur un talus instable	19
Figure II.5 Béton projeté renforcé par du treillis soudé	20
Figure II.6 Renforcement par tirant sur l'autoroute	20
Chapitre III : Présentation de site d'étude –tunnel Sidi Aich–	
Figure III.1 Position du tunnel Sidi Aich (cercle bleu) sur le tracé de la ligne ferroviaire entre Beni Mansour et Bejaia	22
Figure III.2 Affleurement de schistes phylladiques	23
Figure III.3 Sondage effectué, la roche est complètement décompactée et argilifère (gouge de faille)	24
Figure III.4 Dépôts colluviaux en correspondance	24
Figure III.5 Source observée en aval du portail EST	25
Figure III.6 Coupe géologique transversale du portail EST	26
Figure III.7 Coupe géologique transversale des talus droits et gauche	27
Chapitre IV: Etude de la stabilité des talus	
Figure IV.1 Le modèle géotechnique de l'étude	29
Figure IV.2 Résultats d'un glissement Circulaire du talus droit	31
Figure IV.3 Résultats d'un glissement Non-Circulaire du talus droits	32
Figure IV.4 Résultats d'un glissement Circulaire du talus gauche	33
Figure IV.5 Résultats d'un glissement Non-Circulaire du talus gauche	34
Figure IV.6 Le modèle géotechnique avec soutènement	35
Figure IV.7 Résultats après soutènement d'un glissement Circulaire du talus droit	36
Figure IV.8 Résultats après soutènement d'un glissement Non Circulaire du talus droit	37
Figure IV.9 Résultats après soutènement d'un glissement Circulaire du talus gauche	38
Figure IV.10 Résultats après soutènement d'un glissement Non-Circulaire du talus gauche	39

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Instabilité des talus	
Chapitre II : Méthodes d'analyses de l'instabilité	
Tableau II.1 Notes des paramètres du SMR	10
Tableau II.2 Description des classes SMR	11
Tableau II.3 Les suggestions de soutènement selon la classe du SMR	11
Tableau II.4 Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du F	19
Tableau II.5 Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité	20
Chapitre III : Présentation de site d'étude –tunnel Sidi Aich–	
Tableau III.1 Résumé des caractéristiques techniques du tracé du tunnel Sidi Aich	23
Tableau III.2 Mesures de la profondeur de l'eau à partir de cote du terrain	26
Tableau III.3 Récapitulatif des caractéristiques mécaniques de matériaux rencontrés dans le sondage B5bis	28
Chapitre IV: Etude de la stabilité des talus	
Tableau IV.1 Les paramètres de calcul	30
Tableau IV.2 Les résultats obtenus avec un modèle non soutenu de talus droit	33
Tableau IV.3 Les résultats obtenus avec un modèle non soutenu de talus gauche	34
Tableau IV.4 Les résultats obtenus avec un modèle soutenu de talus droit	37
Tableau IV.5 Les résultats obtenus avec un modèle soutenu de talus gauche	34

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

La stabilité des talus et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et même meurtriers.

Dans le domaine géotechnique, il existe plusieurs approches pour analyser les talus, parmi ces dernières on peut citer : les méthodes d'équilibre limite, les méthodes semi empiriques (Geological Strength Index ou GSI, Slope Mass Rating ou SMR) et, les méthodes par numériques : méthode des éléments finis, méthode des éléments frontières, Méthode des différences finies et celle des éléments discrets. La méthode la plus courante et la plus utilisée est sans doute celle de l'équilibre limite car elle se base sur des hypothèses simplificatrices et par conséquent les calculs sont plus rapides à exécuter sans pour autant réduire leurs fiabilité.

La présente étude a pour objectif l'étude de la stabilité des talus latéraux liés aux travaux de creusement de Tunnel de la route ferroviaire « Beni-Mansour – Bejaia » (Tunnel de Sidi Aich).

Le présent mémoire est divisé en quatre chapitres ;

- Le premier chapitre est une étude bibliographique qui présente les différents types d'instabilités des talus.
- Le deuxième chapitre intitulé méthodes d'analyse de la stabilité, détaille les méthodes de la stabilité des talus, et plus particulièrement les méthodes de calcul à l'équilibre limite.
- Le troisième chapitre « présentation de site d'étude–tunnel Sidi Aich– », est consacré à la présentation de projet, et les données d'investigations.
- Le quatrième chapitre intitulé étude de la stabilité des talus, qui est consacré à l'étude de la stabilité des talus, analyse et interprétation des résultats obtenus et stabilisation de l'ouvrage.

CHAPITRE I

INSTABILITÉ DES TALUS

CHAPITRE I : INSTABILITÉ DES TALUS

I.1 Introduction

Une bonne connaissance de comportement des roches est une condition préalable à tout projet travaillant dans un environnement rocheux. Dans leur construction et leur fonctionnement, les talus subissent des conditions de changement variées; dû aux mouvements des terrains. Ainsi, dans notre chapitre, nous abordons les différents cas de rupture.

I.2 Structure géométrique des massifs rocheux

Une roche a une structure discontinue. Elle peut être assimilée à un milieu constitué d'éléments continus plus ou moins homogènes, toute forme géométrique de matrice rocheuse, et de fines zones situées entre ces éléments continus, appelées discontinuités. En mécanique des roches, le terme discontinuité désigne toute rupture des propriétés mécaniques ou physiques de la matrice rocheuse. Il s'agit généralement d'une dégradation des propriétés mécaniques dans une région très mince. Par conséquent, l'étude des masses rocheuses fracturées nécessite une analyse de la matrice rocheuse ainsi que des caractéristiques de discontinuité.

I.3 Les différents cas d'instabilité

Un certain nombre de classifications ont été proposées pour tenir compte de la diversité des mouvements de la roche. Ces derniers sont les plus fréquents, et sont classés comme suit :

I.3.1 Les glissements

Le sol glisse sur une surface déprimée en forme de cuillère. En général, la surface de glissement plonge presque verticalement dans la niche du glissement de terrain.

Plusieurs facteurs contribuent à l'apparition des glissements de terrain, les plus importants étant :

- **La nature des terrains** : Les sols argileux sont sujets aux glissements de terrain ;
- **l'action de l'eau** : Dans la plupart des cas, il s'agit de la principale cause des mouvements de terrain ;
- **les causes mécaniques externes** : Parmi les causes mécaniques externes, on peut citer les travaux de terrassement en pied de pente, la coupe sur une pente stable,

toute surcharge naturelle ou artificielle sur la pente, les vibrations naturelles (tremblements de terre) ou artificielles (explosions, machines, etc.).

A. Les glissements plans

La ligne de fracture est généralement plate. Il est constitué d'une fine couche de propriétés indésirables appelée "couche de savon". Dans ce cas, le toboggan s'accélère sous l'action de l'eau.

Dans les glissements de terrain transitoires, des strates ou des ensembles de stratifications glissent sur des zones de faiblesse existantes (généralement des pendages stratigraphiques, des discontinuités stratigraphiques, des schistes, des fractures ou des surfaces de fracture). En plan, ces glissements de terrain sont de taille très variable et peuvent inclure des zones allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés. L'épaisseur de l'objet en mouvement atteint souvent plusieurs dizaines de mètres.

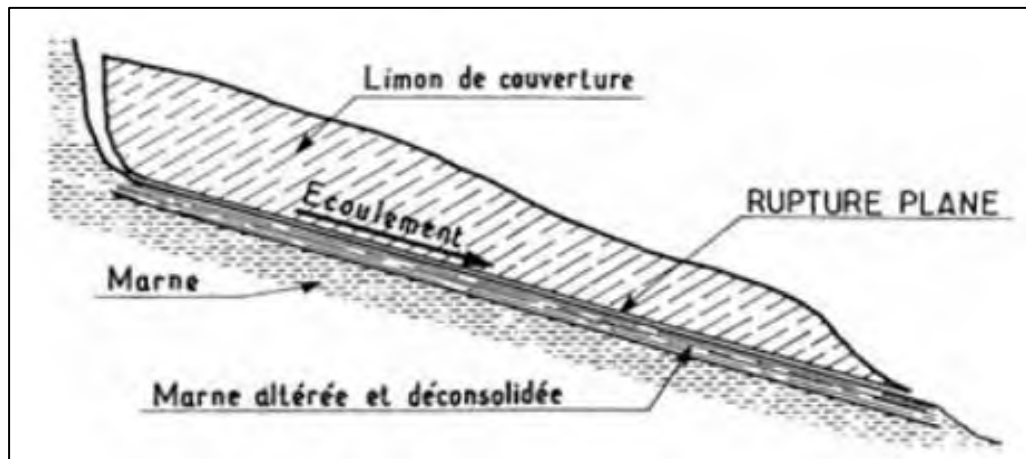


Figure I.1 Schéma descriptif d'un glissement plan. [2]

B. Les glissements circulaires

Ils sont généralement limités en nombre. Ils se rencontrent principalement dans les sols homogènes et meubles, notamment les sols argileux et limoneux. Dans la partie verticale, la surface de glissement est circulaire et s'enfonce presque verticalement dans la niche arrachée. En général, le mécanisme de glissement n'entraîne qu'un remaniement interne mineur du matériau de glissement. Des dépressions avec des joints ouverts et des fissures de traction sont souvent visibles dans la partie supérieure du glissement, tandis que le glissement a tendance à s'étendre et à se désintégrer à l'extrémité avant du glissement, formant des coulées de boue (coulées de terre) si le glissement est saturé d'eau.

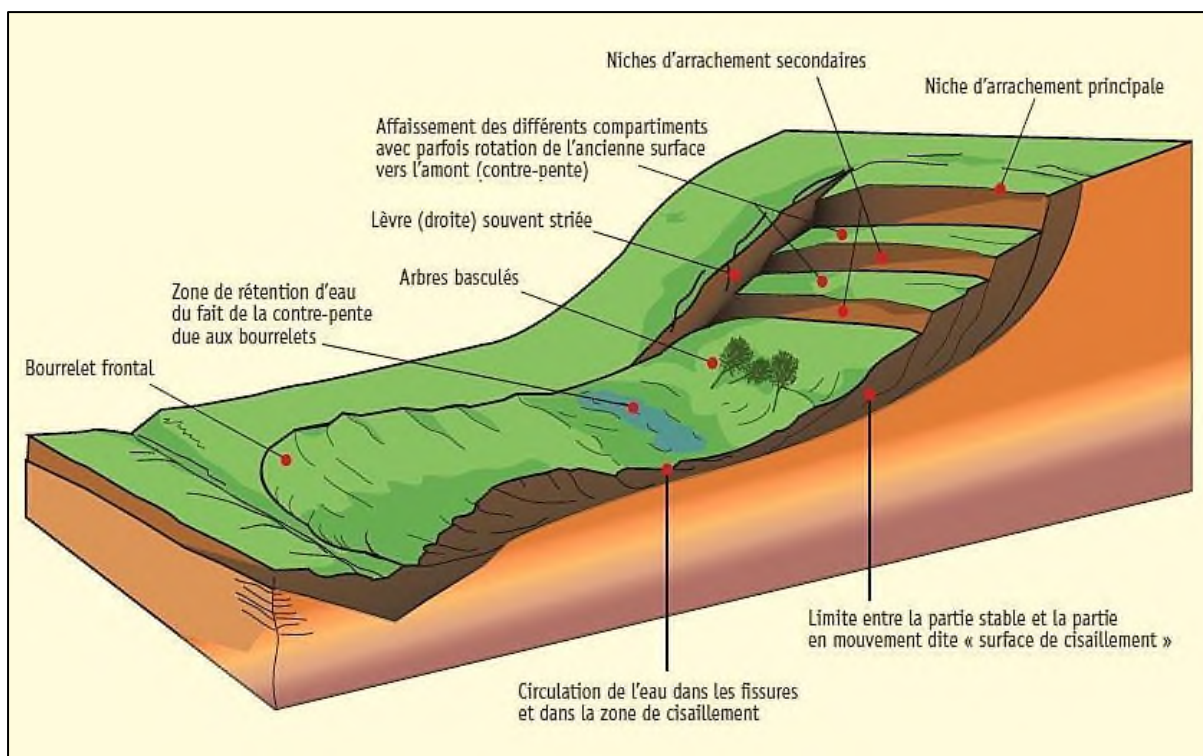


Figure I.2 glissement circulaire. [2]

C. Les glissements non-circulaires

Dans ce cas, le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance.

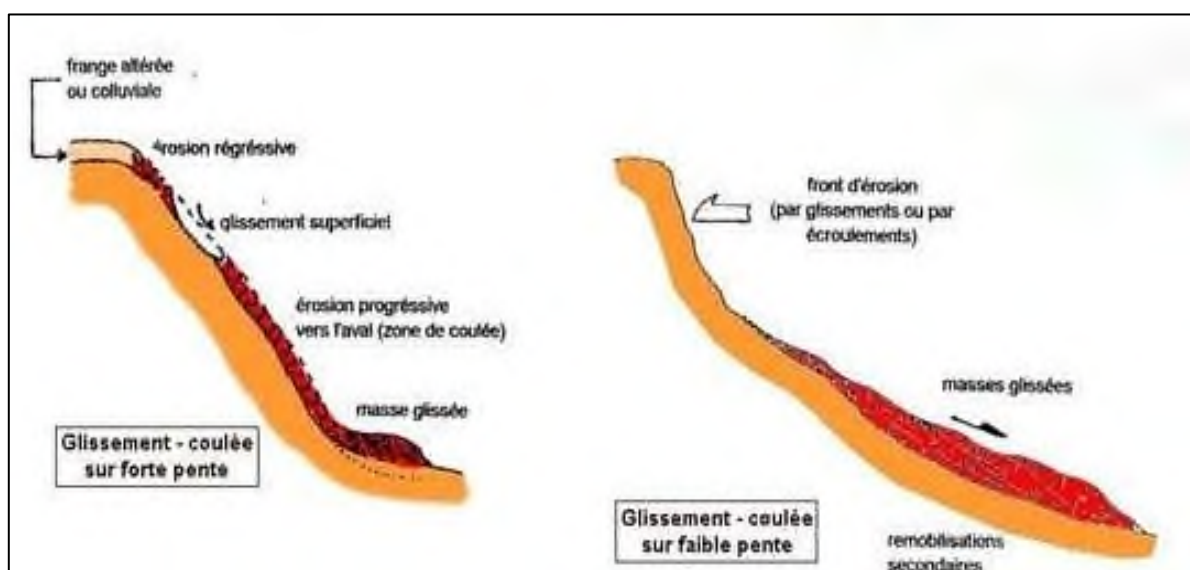


Figure I.3 glissement complexe (non circulaire). [2]

I.3.2 Les coulées

Se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide. Elles constituent le type de glissements le plus liquide. Dans les régions montagneuses, elles sont souvent provoquées par des pluies torrentielles. Elles peuvent atteindre une vitesse de 90km/h.

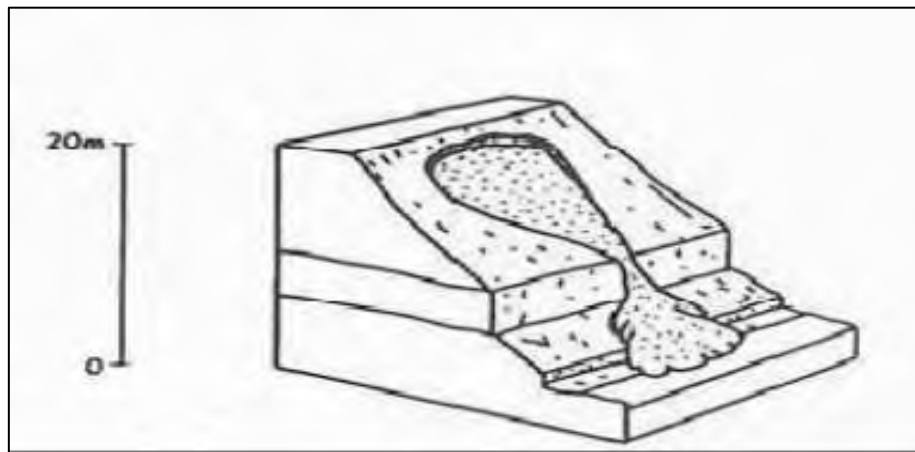


Figure I.4 Le phénomène des coulées boueuses. [2]

I.3.3 Les écroulements

Ce sont des glissements (chute) de masses rocheuses. Ce sont des phénomènes rapides et brutaux qui mobilisent des blocs de roches plus ou moins homogènes. Ces phénomènes affectent des roches rigides et fracturées telles que calcaire, grès, roches cristallines, etc.



Figure I.5 Le phénomène de l'écroulement. [2]

I.3.4 Les fluages

Le fluage est un mouvement lent et irrégulier sur les pentes faibles. Il affecte certaines roches et essentiellement les argiles et entraîne des tassements locaux.

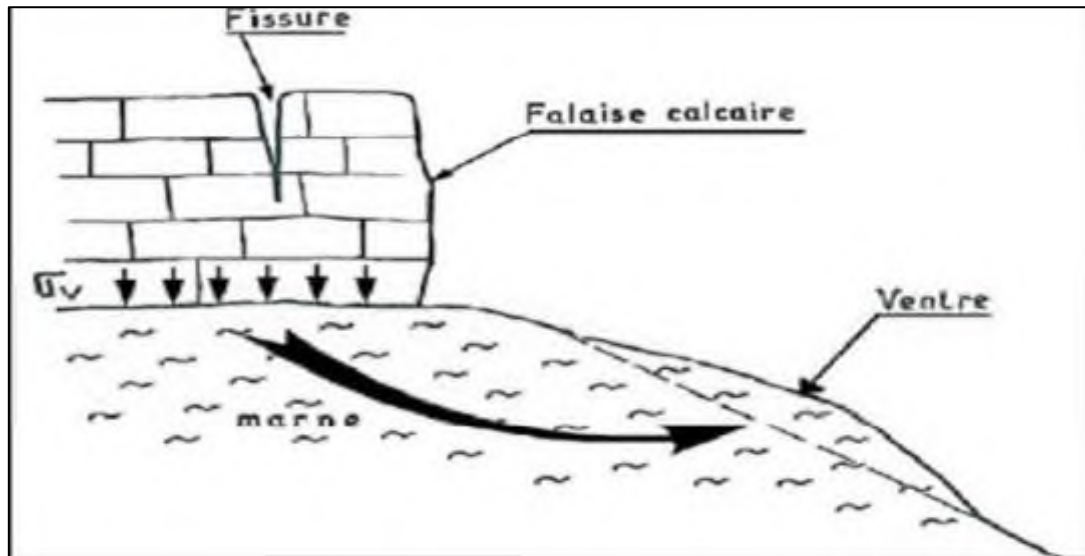


Figure I.6 Le phénomène de fluage. [2]

I.4 Conclusion

La détermination de la surface de glissement d'un talus (tranché, barrage, pente naturelle,...) est l'un des problèmes importants et complexes en géotechnique. La maîtrise des déformations liées aux mouvements des terrains est l'atteinte de la stabilité des talus, nécessite une détermination exacte de la nature de la rupture et le type de glissement.

CHAPITRE II

MÉTHODE D'ANALYSE DE L'INSTABILITÉ

CHAPITRE II : MÉTHODES D'ANALYSE DE L'INSTABILITÉ**II.1 Introduction**

Ce chapitre présente le concept général d'une analyse de la stabilité des pentes dans des travaux d'ouvrage, des mines à ciel ouvert, etc. En outre, différentes méthodes d'assistance aux analyses de stabilité sont présentées ; les méthodes semi-empiriques, les méthodes numériques, enrichissant sur la méthode de l'équilibre limite. Et au final, on présente les méthodes de renforcement.

II.2 Les méthodes semi-empiriques

On distingue plusieurs systèmes de classification des roches ont été développés pour être utilisés en génie civil et génie minier, principalement sur la base de la fissuration et du comportement mécanique de ces masses rocheuses. Ces systèmes sont largement utilisés en ingénierie, la méthode de classification à ciel ouvert qu'on va baser en ce passage est la suivante :

II.2.1 Geological Strength Index (GSI)

Le GSI (Hoek et Brown, 1995) est un nombre sans dimension déterminé empiriquement, compris entre 5 et 85, qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI est donc basée sur l'observation directe de la structure de la masse rocheuse.

La figure suivante présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masse rocheuse, et d'estimer la valeur du GSI à partir des états de surface des discontinuités et de leurs structures.

Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité (pour lesquels la résistance de la masse est égale à celle de la matrice rocheuse).

Cependant, en raison du manque de paramètres mesurables plus représentatifs, et de la largeur des intervalles permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités, seules des gammes de valeurs peuvent être estimées à partir de la classification GSI.

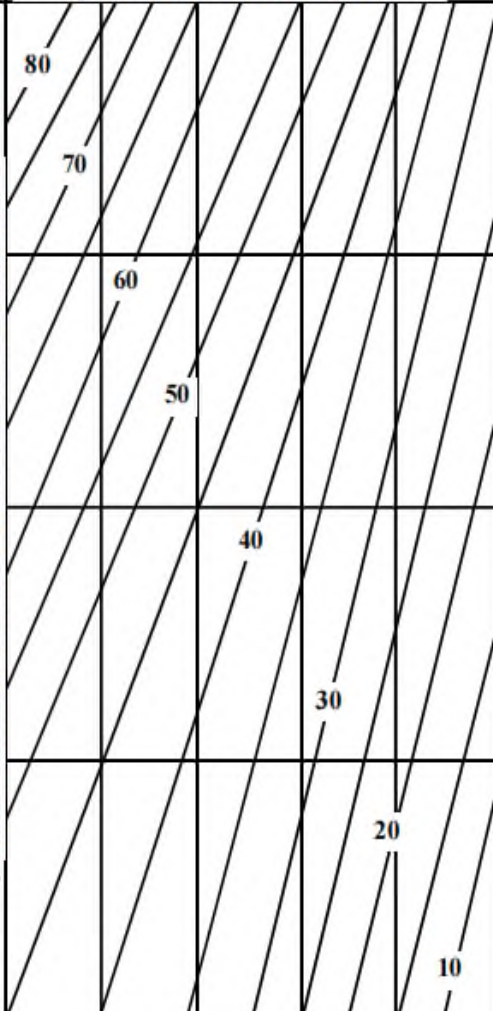
CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses 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 				
	FRACTURÉE – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales					
	TRÈS FRACTURÉE – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales					
	FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles					
	DÉSINTÉGRÉE – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis					
	AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DÉCROISSANT 					

Figure II.1 Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse d'après Hoek et Brown (1995). [12]

II.2.2 Slope Mass Rating (SMR)

Afin d'évaluer la stabilité des pentes rocheuses, Romana (1985) a proposé une classification systématique appelée le système "Slope Mass Rating" (SMR). Il est dérivé de BIENIAWSKI (RMR) en soustrayant un facteur d'ajustement de la relation joint-pente et en ajoutant un facteur basé sur la méthode d'excavation.

$$SMR = RMR_{base} + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad (1)$$

Où

F_1, F_2, F_3 sont des facteurs d'ajustement liés à l'orientation des joints par rapport à l'orientation des pentes, et F_4 est le facteur de correction.

➤ F_1 dépend de parallélisme entre les articulations et la face de la pente. Il va de 0,15 à 1,0. Il est de 0,15 lorsque l'angle entre le plan de joint critique et la face de la pente est supérieur à 30°, et la probabilité de défaillance est très faible ; il est de 1,0 lorsque les plans sont parallèles.

La valeur de F_1 d'abord a été établie empiriquement. Par la suite, il a été constaté qu'elle correspond approximativement à la relation suivante :

$$F_1 = (1 - \sin A)^2 \quad (2)$$

Où A Désigne l'angle entre les franges de la face de la pente (p) et celle des articulations (Aj), soit (comme α_j).

➤ F_2 se réfère à l'angle d'inclinaison commune (β_j) dans le mode de défaillance plane. Ses valeurs varient également de 0.15 à 1,0 pour des joints avec un creux supérieur à 45°. Pour le mode renversement de Défaillance, F_2 reste égale à 1.

$$F_2 = \tan^2 \beta_j \quad (3)$$

F_3 fait référence à la relation entre la pente et l'inclinaison du joint. En cas de planéité insuffisante, F_3 se réfère à la probabilité d'un joint dans la pente. Lorsque la pente et le joint sont parallèles, les conditions sont dites "passables" et si la pente de l'inclinaison est supérieure de 10° à celle du joint, les conditions sont dites "très défavorables". Pour les dommages par renversement, la condition défavorable dépend de la somme de l'inclinaison du joint et de la pente β_j .

Les valeurs des facteurs d'ajustement F_1, F_2 , et F_3 pour différentes orientations communes sont donnés dans le tableau II.1.

➤ F_4 s'agit de l'adaptabilité de la méthode d'excavation. Il s'agit de pentes naturelles, ou de pentes coupées par pré-fissuration, dynamitage lisse, dynamitage normal, mauvais dynamitage et excavation mécanique.

Tableau II.1 Notes des paramètres du SMR. [15]

$SMR = RMR_{base} + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$					
Facteurs d'ajustement liés aux joints (F_1, F_2, F_3)	α_j : Direction du pendage des joints ; β_j : Pendage du joint ; α_s : Direction du pendage du talus ; β_s : Pendage du talus.				
	Très favorable	Favorable	Moyen	défavorable	Très défavorable
$F_1 = (1 - \sin A)^2$					
Rupture plane $ \alpha_j - \alpha_s $					
Basculement $ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
Valeur de F_1	0,15	0,4	0,7	0,85	1
$F_2 = \tan^2 \beta_j$					
$ \beta_j $	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
Valeur de rupture plane	0,15	0,4	0,7	0,85	1
Basculement	1				
F_3 est l'ajustement de BIENIAWSKI pour l'orientation des joints					
Rupture plane $ \beta_j - \beta_s $	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0^\circ - (-10^\circ)$	$< (-10^\circ)$
Basculement $ \beta_j + \beta_s $	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	-	-
Valeur de F_3	0	-6	-25	-50	-60
F_4 est la valeur empirique de la méthode d'excavation					
méthode d'ajustement	Talus naturels	Pré- découpage	Sablage doux	Explosif ou mécanique	Grenailage défectueux
Valeur de F_4	15	10	8	0	-8

Une valeur de SMR est calculée pour chaque couche de discontinuités. Finalement la plus petite valeur est retenue pour quantifier la globalité du talus.

Tableau II.2 Description des classes SMR. [15]

Description des classes SMR										
classes	V _a	V _b	IV _a	IV _b	III _a	III _b	II _a	II _b	I _a	I _b
Description	Très mauvais		Mauvais		Moyen		Bien		Très bien	
Stabilité	Complètement instable		Instable		Partiellement stable		Stable		Complètement stable	
Rupture	Grand plan		Plan ou grand dièdre		Quelques joints ou beaucoup de dièdre		Quelques blocs		Aucune	
Support	ré excavation		Importante corrective		Systématique		Occasionnel		Aucun	

A partir du SMR, la stabilité de la pente peut alors être estimée et une méthode de renforcement (ancrages, boulons, béton projeté, etc.) peut être recommandée.

Tableau II.3 Les suggestions de soutènement selon la classe du SMR [15]

Classe de SMR	Valeur de SMR	Suggestion de soutènement
I_a	91-100	Aucun
I_b	81-90	Scaling
II_a	71-80	Boulonnage
II_b	61-70	Système de boulonnage
III_a	51-60	Boulonnage systématique, et béton projeté
III_b	41-50	Boulonnage systématique, ancrage, béton projeté, et mur de soutènement
IV_a	31-40	béton projeté renforcé, mur de soutènement, ou excavation et drainage
IV_b	21-30	béton projeté renforcé, mur de soutènement, ou excavation et drainage profond
V	11-20	Mur ancré, excavation

II.3 La méthode de l'équilibre limite

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le coefficient de sécurité associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- La surface critique ;
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface ;
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) à partir des équations d'équilibre.

II.3.1 Définition du facteur de sécurité F

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité F . 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.

$$F = \frac{\sum \text{moments des forces résistants du mouvement}}{\sum \text{moments des forces provoquant le mouvement}} \quad (4)$$

En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité on peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau ci-après :

Tableau II.4 Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du F . [5]

Facteur de sécurité F	Etat de l'ouvrage
$F < 1$	Danger
$F = 1$	Stabilité limite
$1 < F < 1,25$	Sécurité contestable
$1,25 < F < 1,4$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants mais c'est une sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert
$F > 1,4$	Sécurité satisfaisante

A l'issue des expériences une classification a été proposée par la société internationale de la mécanique des roches qui est la suivante : [15]

Tableau II.5 Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité.

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

Le coefficient F est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants:

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physicomécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

II.3.2 Méthode de BISHOP simplifiée

La méthode simplifiée de Bishop est très courante dans la pratique pour les surfaces de cisaillement circulaire. Cette méthode prend en compte les forces normales entre les tranches mais néglige les forces de cisaillement entre les tranches. Elle satisfait en outre à l'équilibre des forces verticales pour déterminer la force normale de base effective (N'), qui est donné par :

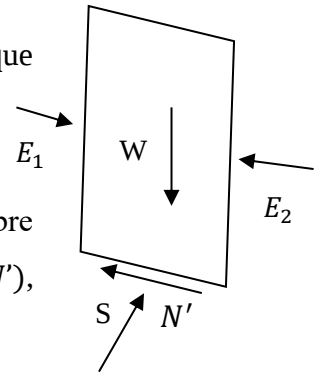


Figure II.2 Forces considérées en la méthode de Bishop Simplifié et Janbu Simplifié

$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \sum \left(W - \frac{c' \times l \times \sin \alpha}{F} - u \times l \times \cos \alpha \right) \quad (5)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \frac{\tan \varphi'}{F} \right) \quad (6)$$

Où :

W : poids de la masse glissante ;

u : pression interstitielle ;

l : longueur de base de tranche ;

α : angle d'inclinaison de la surface au milieu de la tranche ;

c' et φ' : cohésion et angle de frottement respectivement en termes de contrainte effective ;

F : facteur de sécurité.

Le facteur de sécurité est basé sur l'équilibre des moments et calculé par :

$$F_m = \frac{\Sigma(c' \times l + N' \tan \varphi')}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (7)$$

En résumé, la méthode de bishop simplifié :

- Satisfait l'équilibre des moments pour le facteur de sécurité ;
- Satisfait l'équilibre des forces verticales pour N ;
- Tient compte de la force normale entre les tranches ;
- Plus courant dans la pratique ;
- S'applique surtout aux surfaces de glissement circulaire.

II.3.3 Méthode JANBU simplifiée

La méthode simplifiée de Janbu est basée sur une surface de cisaillement composée (non circulaire). Et le facteur de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales, comme dans la méthode précédente la méthode prend en compte les forces normales (E) entre les tranches, mais néglige les forces de cisaillement (T).

La force normale de base (N) est déterminée de la même manière que dans la méthode de bishop simplifié, et le facteur de sécurité est calculé comme suite :

$$F_f = \frac{\Sigma(c' \times l + (N - u \times l) \tan \varphi') \sin \alpha}{\Sigma W \tan \alpha + \Sigma \Delta E} \quad (8)$$

Où :

$\Delta E = E_2 - E_1$: les forces normales nettes entre les tranches (zéro s'il n'y a pas de force horizontale).

En résumé :

- Satisfait l'équilibre de la force verticale pour N ;
- Tient compte de la force normale entre les tranches ;
- Plus courant dans la pratique ;
- S'applique surtout aux surfaces de glissement circulaire.

II.3.4 Méthode de Morgenstern-Price

Elle satisfait également aux équilibres de force et de moment et suppose la fonction de force interslice. Selon cette méthode, l'inclinaison de la force entre les tranches peut varier avec une fonction arbitraire ;

$$T = f(x)\lambda E \quad (9)$$

Où :

$f(x)$: fonction de force intercalaire qui varie continuellement le long de la surface de glissement ;

λ : facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode suggère de supposer n'importe quel type de fonction de force, par exemple demi-sinusoïdale, trapézoïdale ou défini par l'utilisateur. Les relations pour la force normale de base (N) et les forces intercalaires (E, T) sont les mêmes que celles données, les forces intercalaires sont calculées par une procédure d'itération jusqu'à ce que le F_f soit égale à F_m .

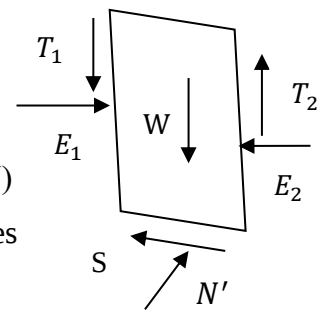


Figure II.3 Forces considérées en la méthode de Morgenstern-Price

$$F_f = \frac{\Sigma(c' \times l + (N - u \times l) \tan \phi') \sin \alpha}{\Sigma(W - (T_2 - T_1)) \tan \alpha + \Sigma \Delta E} \quad (10)$$

$$F_m = \frac{\Sigma(c' \times l + N' \tan \phi')}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (11)$$

En résumé, la méthode de Morgenstern-Price ;

- Prend en compte les deux forces intercalaires ;
- Suppose une fonction de force intercalaire ;
- Permet de sélectionner la fonction de force intercalaire ;
- Calcule le facteur de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments.

II.3.5 Méthode de Spencer

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante ($f(x)=1$), et que l'angle d'inclinaison (θ) est constant dans toutes les tranches. Spencer a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire, en 1973, on l'avait développé pour une surface non circulaire.

II.4 Les méthodes numériques

Les études de stabilité sont souvent réalisées pour des excavations de géométries complexes situées dans un massif possédant des caractéristiques complexes. Les méthodes conventionnelles, bien qu'adéquates pour certaines situations, impliquent souvent des simplifications importantes ne permettant pas de bien cerner les mécanismes clés. Les méthodes numériques par contre, permettent le transfert de notions géologiques et géométriques en plus de tenir compte de paramètres essentiels souvent ignorés lors des implifications. Ainsi, l'anisotropie du matériel, le comportement non linéaire, les familles de fractures, les contraintes in situ et la présence de paramètres tels que les vibrations, les séismes (analyse dynamique) et les écoulements d'eau souterraine peuvent être intégrés en vue de recréer les mécanismes d'instabilités. Ces méthodes permettent l'analyse en deux ou trois dimensions. Enfin, un des grands avantages de la modélisation numérique par rapport aux autres méthodes est qu'elle permet le calcul des déplacements et des déformations. Pour l'analyse des contraintes et des déformations autour d'une excavation.

II.4.1 La méthode des éléments finis

La méthode d'élément finis trouve son application principale dans les milieux continus. Elle a permis de résoudre et d'expliquer plusieurs problèmes relatifs de comportement des talus instables (notamment le phénomène de rupture progressive s'amorçant en pied de talus). La méthode des éléments finis permet de modéliser un système physique faisant intervenir plusieurs variables. Cette méthode peut étudier des milieux à

caractéristiques homogènes ou hétérogènes. Elle peut prendre en compte des comportements rhéologique variés : élasticité, plasticité, viscosité, etc.

Les principales utilisations de la méthode d'élément finis pour la conception sont comme suit :

- Les analyses par éléments finis peuvent fournir des évaluations des déplacements et des pressions d'eau interstitielle de construction .ou quand il y a de souci pour des dommages aux structures adjacents ;
- Les analyses par l'élément finis fournissent le modèle de déplacement qui peut montrer le potentiel probablement et les mécanismes d'échec complexes .la validité du facteur de sécurité obtenue à partir des analyses d'équilibre limite dépend de la localisation des surfaces de glissement potentielle les plus critiques. Une fois qu'un mécanisme d'échec potentiel se développant par ce mode peut être calculé suivant des procédures conventionnelles d'équilibre limite.
- La méthode d'élément finis peut être particulièrement utile quand les matériaux ont des propriétés différentes.

Afin que la stabilité de la pente est estimée, alors une méthode de confortement est exigé ;

II.5 La méthode de confortement

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique.

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en trois groupes:

II.5.1 Le drainage

L'eau est à l'origine de la majorité des glissements de terrain. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité. En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. En conséquence, le

drainage est souvent une méthode, qui est soit utilisée seule ou conjointement avec d'autres méthodes. Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons:

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain ;
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

II.5.2 Modifications géométriques

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain. Pour cela, la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème; (Déchargement, Reprofilage et Substitution).

II.5.3 Renforcement

On peut distinguer plusieurs types de renforcement, parmi lesquels on procède aux techniques par inclusions.

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- Les clous et micro pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement ;
- Les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

A. Clous et micro pieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs roche/clou.

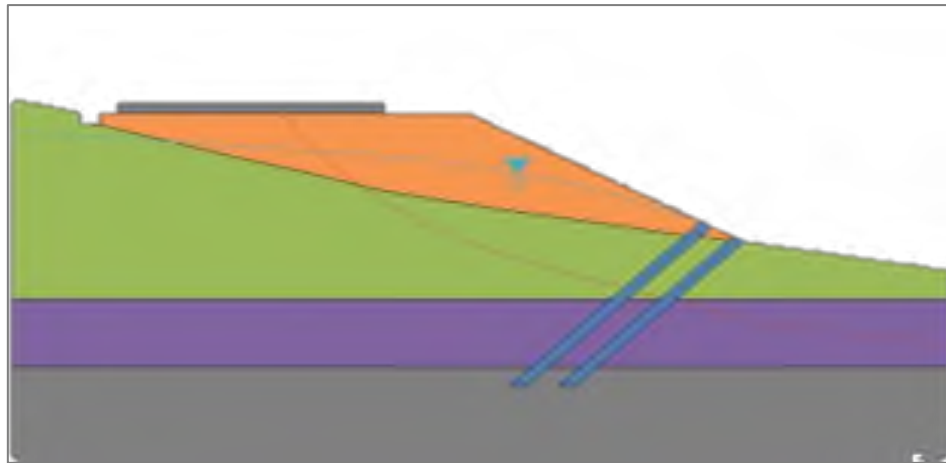


Figure II.4 Des micro-pieux installés sur un talus instable. [18]

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables. Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- Dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement ;
- Au contact roche/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- Dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous;
- Et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

B. Béton projeté

C'est une solution incontournable pour le confortement des terrains, lors de la réalisation de tunnels notamment, grâce à la possibilité de bétonner en s'affranchissant des opérations de coffrage. Le béton projeté est également une solution idéale pour la réparation ou le renforcement d'ouvrages compte tenu de son adhérence au support. Il ne se limite pas à ces deux utilisations.



Figure II.5 Béton projeté renforcé par du treillis soudé. [18]

C. Tirants d'ancrages

Le principe est d'augmenter la contrainte normale effective sur la surface de rupture. Pour ce faire, il faut ancrer les attaches à une surface de sol stable au-delà de la surface de rupture et appliquer les attaches au sommet. Cette force peut être répartie sur la surface au moyen de plaques ou de petits blocs de béton armé. Dans la plupart des cas, cette technique est utilisée pour des applications de stabilisation ou de prévention des talus rocheux, mais il est préférable d'utiliser des structures d'ancrage pour améliorer la stabilité des talus qui sont à la limite de la stabilité ou pour compenser les décharges dues à l'excavation en pied de talus. Cependant, cette technique est moins souvent utilisée pour stabiliser les glissements de terrain car, comme pour les murs de soutènement, les forces générées par le mouvement sont très élevées et difficiles à évaluer. En pratique, cette technique sera donc limitée aux petits glissements de terrain.

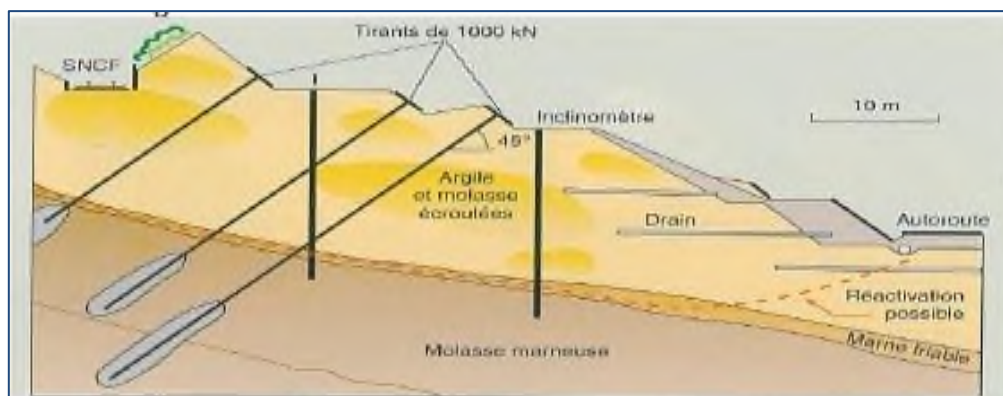


Figure II.6 Renforcement par tirant sur l'autoroute. [18]

II.6 Conclusion

Dans cette partie nous avons présenté les différentes méthodes d'analyse de la stabilité, en se basant sur la méthode d'équilibre limite (Bishop Simplifiée, Janbu Simplifié, Morgenstern-Price, et Spencer) qui est fait essentiellement sur la détermination et le calcul de coefficient de sécurité F pour faire ressortir la solution adoptée pour conforter le glissement.

CHAPITRE III
PRÉSENTATION DE SITE D'ETUDE
-TUNNEL SIDI AICH-

CHAPITRE III : PRÉSENTATION DE SITE D'ÉTUDE

–TUNNEL SIDI AICH–

III.1 Introduction

A titre de la réalisation des travaux de dédoublement de la voie ferroviaire et la rectification de tracé pour l'augmentation de la vitesse à 160 km/h de la ligne Beni Mansour-Bejaïa. Le projet nommé M32 encadré par l'entreprise algérienne COSIDER est basé sur la construction de trois tunnels, dont, le tunnel de Takriezt, le tunnel de Sidi Aich, et le tunnel d'El Maten.

Dans notre travail, l'étude de tunnel concerné est celui de Sidi Aich côté Est (sortie). Est suit par une présentation de la situation géographique et géologique, ainsi que les investigations retenues durant les travaux de recherche.

III.2 Situation géographique

Le projet pour la rénovation de la ligne ferroviaire entre Beni Mansour et Bejaïa se colloque dans un couloir de direction approximative Sud-Ouest / Nord-Est, avec une longueur de près de 90 kilomètres, entre les villes de Beni Mansour (au SO) et de Bejaïa (au NE), situées dans la région centre-orientale du Nord de l'Algérie.

Dans le cadre des travaux pour la construction de la ligne ferroviaire est prévue la réalisation du tunnel naturel Sidi Aich, compris entre les pk 44+646,77 et 45+553,84, pour une longueur de 907,07 m. La section d'excavation est polycentrique, avec un radius maximum de 6,18 m².



Figure III.1 Position du tunnel Sidi Aich (cercle bleu) sur le tracé de la ligne ferroviaire entre Beni Mansour et Bejaïa. [31]

Les caractéristiques du tracé au niveau du tunnel sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.1 Résumé des caractéristiques techniques du tracé du tunnel Sidi Aich. [31]

Pk. Début	Pk. Fin	Longueur [m]	Pente [%]	Couverture Maximale sur Clé de Voute [m]	Diamètre d'excavation [m]
44+646,77	45+553,84	907,07	1,5	67	≈ 13

III.3 Situation géologique

Dans ce passage, elles seront décrites toutes les données acquises pendant la visite de terrain, pour ce qui concerne la lithostratigraphie, la géomorphologie et l'hydrogéologie.

III.3.1 Lithostratigraphie

Dans cette section seront décrites les unités affleurantes dans le secteur du tunnel Sidi Aich définies pendant la levée de terrain et avec l'aide des sondages.

➤ Schistes philladiques (Crétacée inférieure) : Il s'agit de diverses alternances de méta – arénites et méta – siltites de couleur gris caractérisées généralement d'une schistosité plutôt pénétrative ; en général, vu la superposition de plusieurs phases tectoniques, n'est pas facile à reconnaître la direction de la stratification primaire, que souvent est effacée ou cachée.



Figure III.2 Affleurement de schistes philladiques. [31]

Les sondages et les observations de surface mettent en évidence qu'en présence de dérangements tectoniques, la formation perd sa cohérence, jusqu'à se réduire à une gouge de faille.



Figure III.3 Sondage effectué, la roche est complètement décompactée et argilifère (gouge de faille). [31]

Les affleurements ne sont pas très continus et se trouvent notamment en correspondance des excavations d'origine anthropique. Les observations de la levée de surface et les sondages conduits n'ont jamais atteint la limite inférieure de la formation, pourtant on peut supposer une épaisseur non inférieure à 85 m.

➤ Quaternaire (Colluvion) : Il est constitué par des limons de couleur rougeâtre – brun, avec des cailloux de mm à dm et parfois avec des racines. Long l'axe du projet les dépôts colluviaux reposent directement sur les schistes phylladiques ; les épaisseurs observés sont généralement faibles, et les majeurs, compris entre 1 et 3 m, ont été observés en correspondance de la tranchée du portail Est.



Figure III.4 Dépôts colluviaux. [31]

III.3.2 Géomorphologie

Le tunnel en projet est situé en correspondance d'un secteur principalement collinaire, avec des pentes pas très inclinées et dans lesquels il n'y a pas des évidences claires des phénomènes de mouvements de terrain actifs.

Les observations de surface n'ont pas mis en évidence la présence de clairs indicateurs des mouvements de terrains profonds dans l'aire d'étude. Toutefois on souligne que le secteur est caractérisé par une anthropisation très diffusée qui pourrait cacher l'éventuelle présence de mouvement, surtout superficiels.

III.3.3 Hydrogéologie

Pendant la levée de terrain a été rencontrée une source avec un débit estimé de 0.3-0,5 l/s.



Figure III.5 Source observée en aval du portail Est. [31]

Cette source est pérenne, déjà captée pendant la colonisation française.

Les sondages réalisés en 2016 ; qui sont de 5 sondages, pour cette phase de projet ont été tous équipés avec piézomètres ouverts ; les lectures exécutées, rapportées dans le tableau suivant, ont permis de reconstruire le cours de la surface de la nappe. A la date de l'émission du document, les lectures effectuées dans les piézomètres donnent les mesures suivantes :

**Tableau III.2** Mesures de la profondeur de l'eau à partir de cote du terrain. [31]

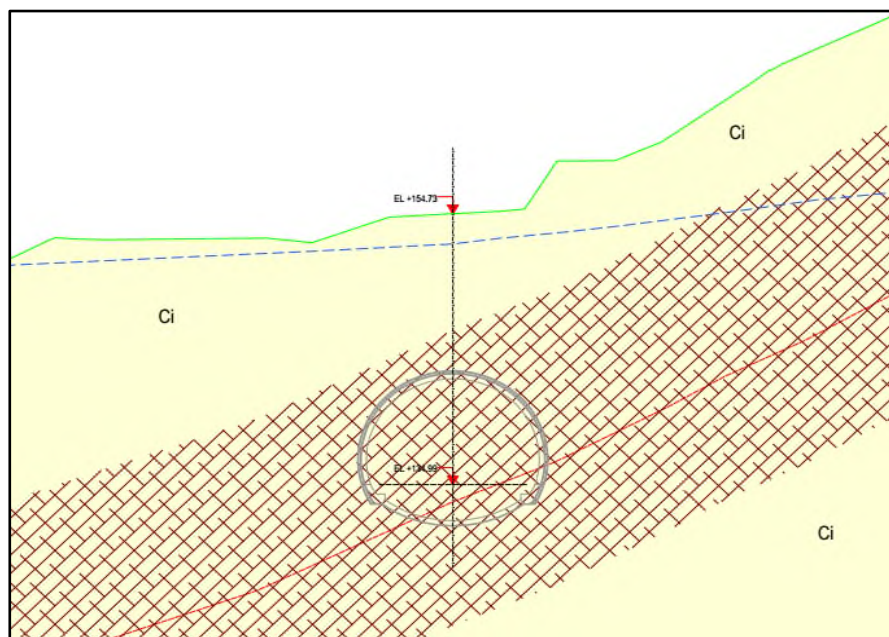
Sondage	Profondeur eau de la cote du terrain (m)
B4-bis	14.4
B4	23.32 ; 24.93 ; 24.90
B5	17.47 ; 16.6
B5-bis	4.17 ; 4.45 ; 4.5 ; 4.4
B5-ter	33.85 ; 33.7 ; 33.7 ; 33.3

Le sondage B5-bis est effectué, dans la zone où nous allons faire l'étude.

Les mesures du niveau piézométrique disponibles (sondage B5 bis) mettent en évidence la présence d'une nappe, pourtant est attendue un creusement en nappe avec manifestation hydriques majeurs pendant l'avancement, liées soit à l'augmentation du degré de fracturation, soit à la diminution de la couverture.

III.4 Les données d'investigations

III.4.1 La coupe géologique

**Figure III.6** Coupe géologique transversale du portail EST. [31]

Zone intensément fracturée

Ci Calcshistes philladiques : schistes et phyllades de couleur de gris à gris foncé En affleurement, ont une schistosité très évidente et pénétrative. En présence de dérangements tectoniques perdent la claire schistosité et deviennent argileuse.

----- Faille

----- Niveau piézométrique

Le creusement du tunnel intéressera seulement la formation des calcschistes philladiques et, seulement dans la zone du portail, petites couches de couverture.

Le profil sur les côtés, est prévu la construction des talus latéraux d'une hauteur totale supérieure à 50m sur la droite de tunnel, et 14m sur la gauche, comme le montre la figure suivante :

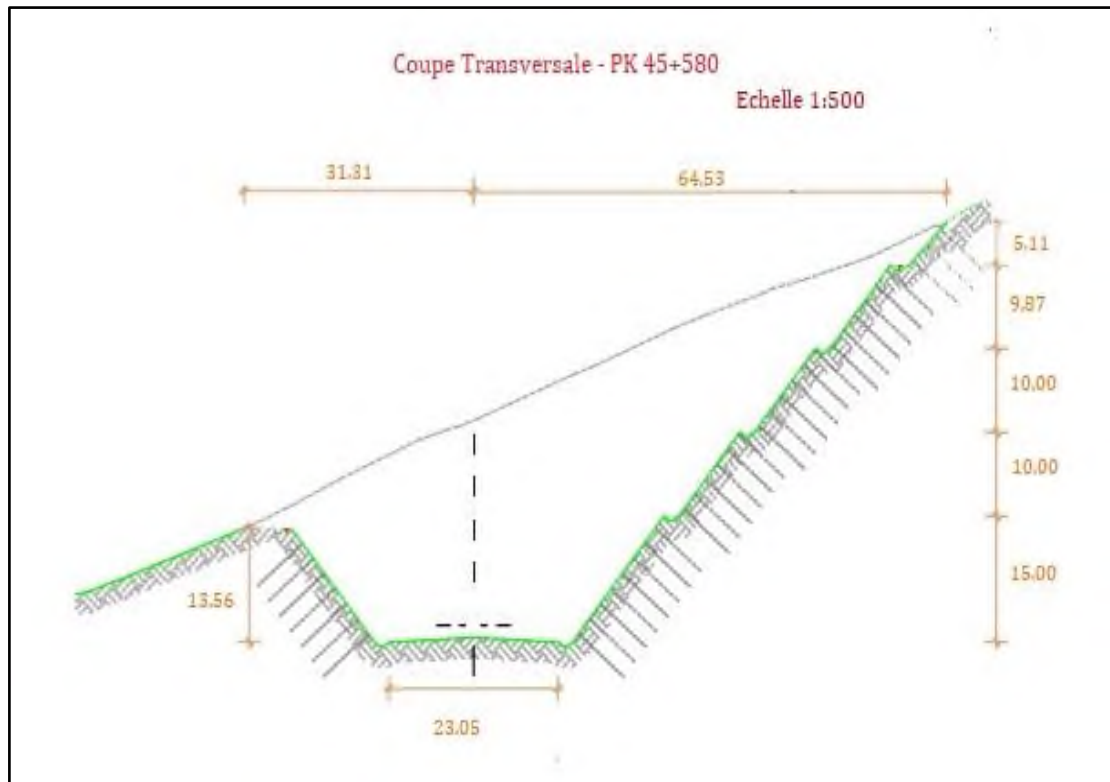


Figure III.7 Coupe géologique transversale des talus droits et gauche. [31]

III.4.2 Les paramètres géotechniques

Les essais in situ et en laboratoire ont permis de mieux caractérisé le massif présente à l'entrée du tunnel. La synthèse des caractéristiques mécaniques de la stratigraphie en examen est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.3 Récapitulatif des caractéristiques mécaniques de matériaux rencontrés dans le sondage B5bis [31]

Z (m)	Unité géotechnique	GSI	γ [kNm ³]	σ_{com} [MPa]
0-27	Marno-Calcaire Fragmentées	15	25	30
27-30	Argile marneuse (AGM)	15	26	30

III.5 Conclusion

En ce chapitre, nous avons présenté le site qui est le tunnel de Sidi Aich coté Est (sortie). On a décrit les situations géographique et géologique, on a exposé les données d'investigations. Dans le cadre du projet d'exécution du tunnel « Sidi Aich », le portail du tunnel a réalisé est composé de talus frontaux et latéraux. Selon l'état de la roche, les talus créés peuvent être instables et qu'il lui faut une étude précise pour le soutènement, afin d'assurer une bonne stabilité.

CHAPITRE IV

ÉTUDE DE LA STABILITÉ DES TALUS

CHAPITRE IV: ÉTUDE DE LA STABILITÉ DES TALUS

IV.1 Introduction

En ce chapitre, nous allons faire une étude de stabilité des talus latéraux du portail Est côté de Béjaïa. Avec la méthode des équilibres limites, par le logiciel Slide6.0, On calculera le facteur de sécurité avec les paramètres indiqués dans le chapitre précédent, pour les deux cas de glissements ; soit un glissement circulaire ou un glissement non circulaire si ce n'est pas satisfaisant, on passera au confortement pour améliorer le facteur de sécurité, et assurer une bonne stabilité.

IV.2 Présentation de modèle géotechnique

Le domaine étudié s'étend sur une largeur d'environ 100 m, de hauteur de 50 m. Il est constitué d'un ensemble de talus dont la largeur de la plateforme de travail dans la figure ci-dessous :

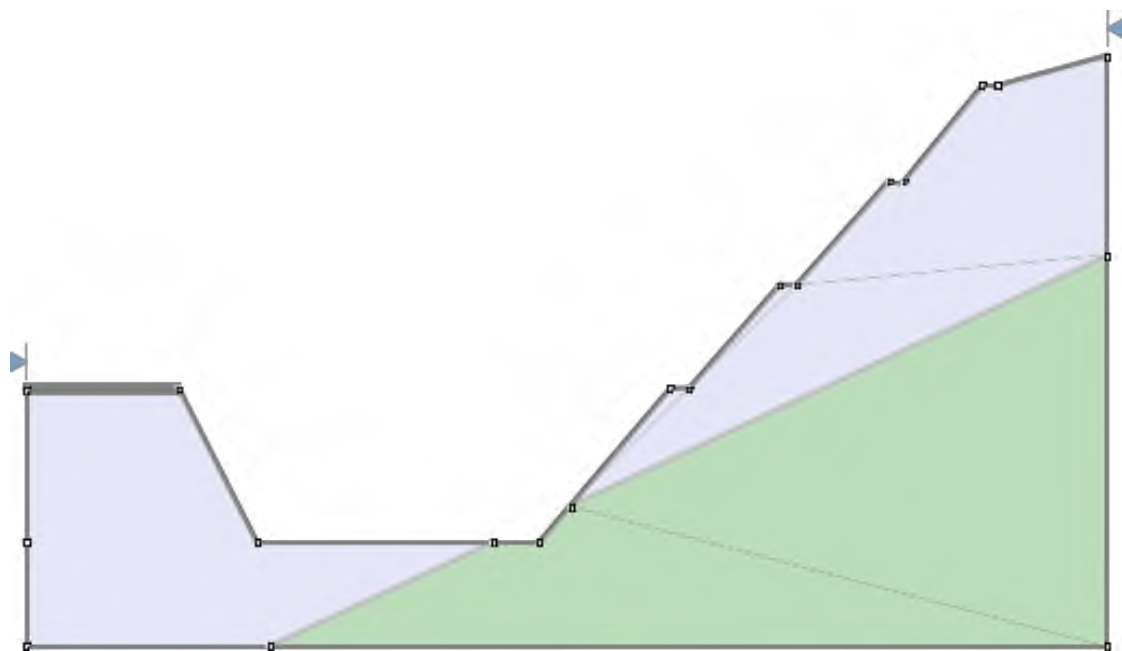
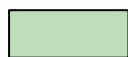


Figure IV.1 le modèle géotechnique de l'étude

Dont ;

-  marno-calcaire
-  argile marneuse

IV.3 Modélisation de la stabilité par Slide 6.0

En proximité de la tête d'entrée du tunnel de nombreuses analyses ont été effectuées afin de vérifier la stabilité des talus latéraux comme ceux de en frontal et les effets induits par les déplacements du sol sur la structure du portail.

De ce fait, un type d'analyse a été développés pour l'étude de la structure du portail ;

➤ Analyses numériques à l'équilibre limite : des nombreuses analyses ont été développées à l'aide du logiciel de calcul « Slide 6.0 » (produit par Rocscience Inc., 2011) lequel permet de vérifier la stabilité globale d'une section indéfinie par les méthodes de l'équilibre limite. Il permet donc d'effectuer des analyses de stabilité en cherchant les potentielles surfaces de glissement qui se pourraient développer à l'intérieur ou en-dessous de la fondation de l'ouvrage.

IV.4 Interprétation des résultats

La méthode utilisée est basé sur une loi constitutive raide-plastique selon le critère de rupture de Hoek and Brown Généralisé, prenant les valeurs de tableau III.3, et en considération des paramètres mentionnés sur la figure IV.2 ci-dessous. Les méthodes de calcul sont : Bishop Simplifié, Janbu Simplifié, Morgenstern-Price, et Spencer. On a choisi deux types de glissements : glissement circulaire et glissement non-circulaire, avec une méthode de recherche d'Auto Refine Search. On a subdivisé le travail en quatre parties ; pour le talus droit, on effectue les deux types de glissements, et pareil pour le talus gauche.

Tableau IV.1 les paramètres de calcul

Unité géotechnique	Couleur	σ_{com} [KPa]	GSI	Constante de la résistance de la roche [mi]	Facteur de distribution
Marno-calcaire		30000	15	10	0.7
argile marneuse		30000	15	10	0.7

En travaillant sur le logiciel, on a trouvé les résultats suivant ;

IV.4.1 Cas du talus droit

IV.4.1.1 Cas de glissement circulaire

Dans le cas d'un glissement circulaire, les résultats montrent que le facteur de sécurité F varie entre $[0,9 \text{ à } 1]$, ce qui explique que la stabilité n'est pas assez satisfaisante.

Comme le montre la figure IV.2 ;

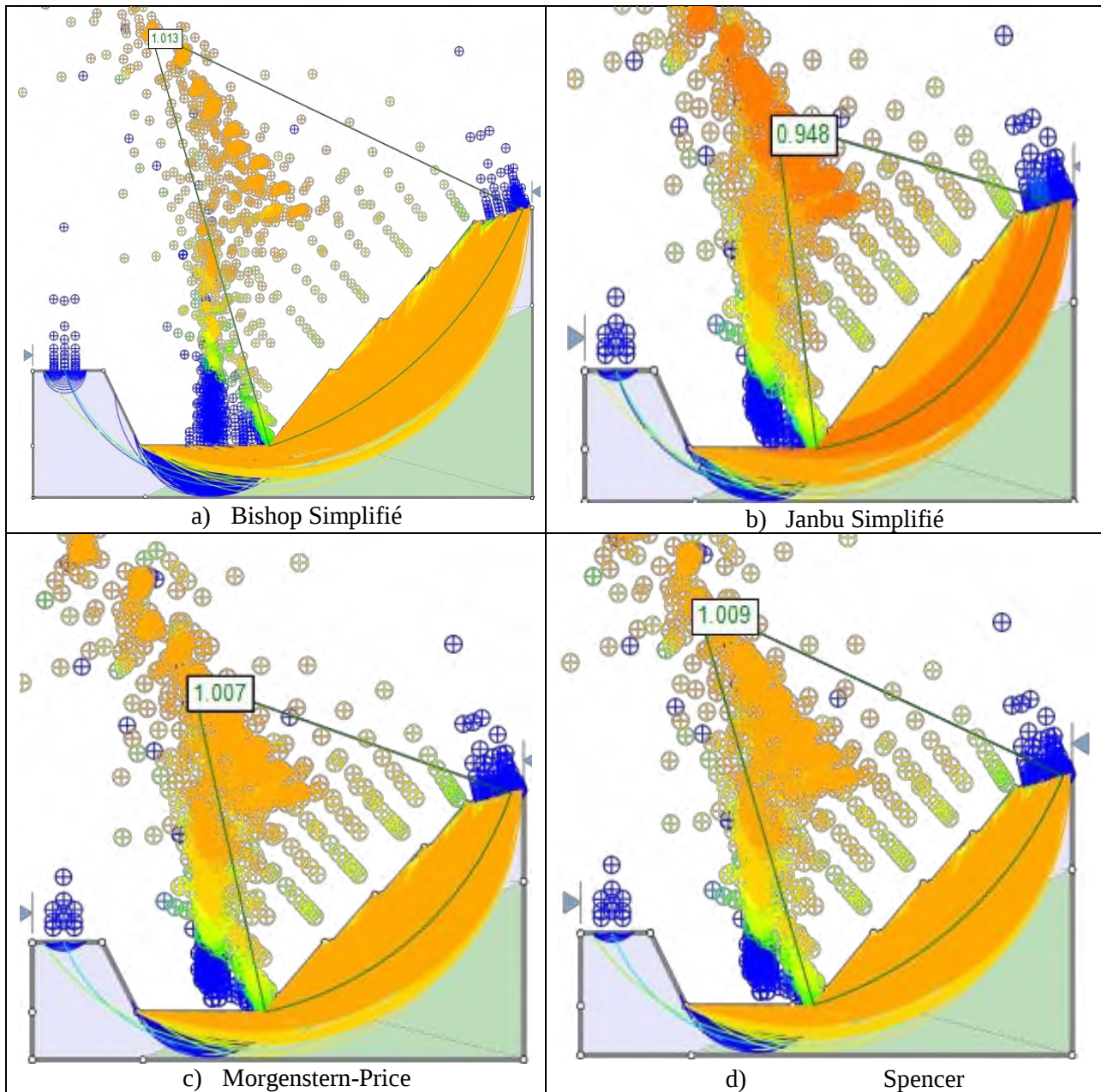


Figure IV.2 Résultats d'un glissement Circulaire du talus droit

IV.4.1.2 Cas de glissement Non-Circulaire

Identique aux résultats précédents, les valeurs sont entre 1, facteur de sécurité n'est pas assez satisfaisant.

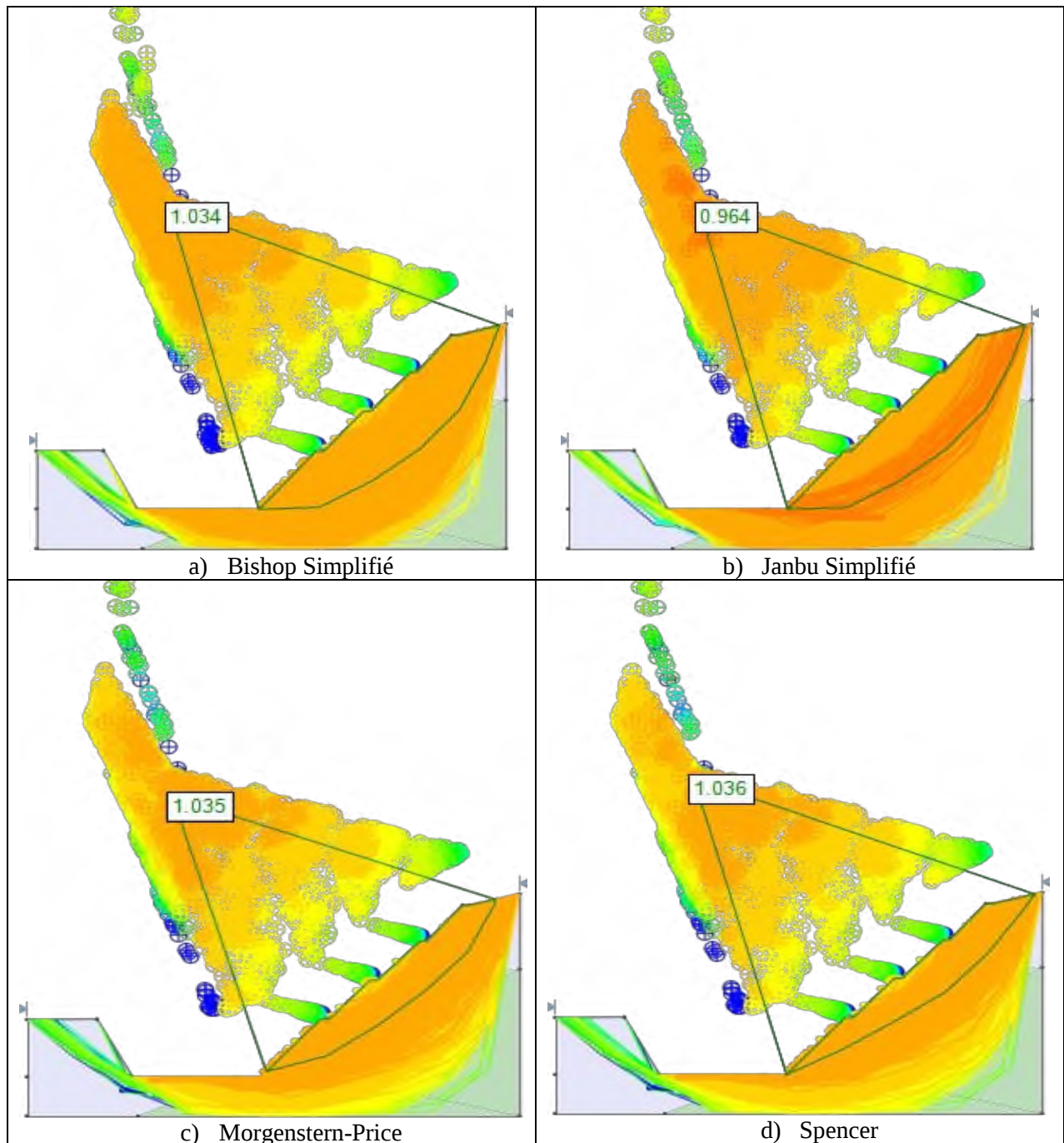


Figure IV.3 Résultats d'un glissement Non-Circulaire du talus droits

Les résultats ont montré que dans tous les cas soit en glissement circulaire ou non circulaire, le facteur de sécurité n'est pas satisfaisant, ce qui explique que le talus est instable. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant ;

Tableau IV.2 Les résultats obtenus avec un modèle non soutenu de talus droit

Talus droit				
Méthode utilisée	Bishop Simplifié	Janbu Simplifié	Morgenstern-Price	Spencer
Glissement circulaire	1.013	0.948	1.007	1.009
Glissement non circulaire	1.034	0.964	1.035	1.036

IV.4.2 Cas du talus gauche

IV.4.2.1 Cas de glissement Circulaire

Dans le cas d'un glissement circulaire, les résultats montrent que le facteur de sécurité F varie entre $[0,8 \text{ à } 0,95]$, ce qui explique que la stabilité n'est pas assez satisfaisante.

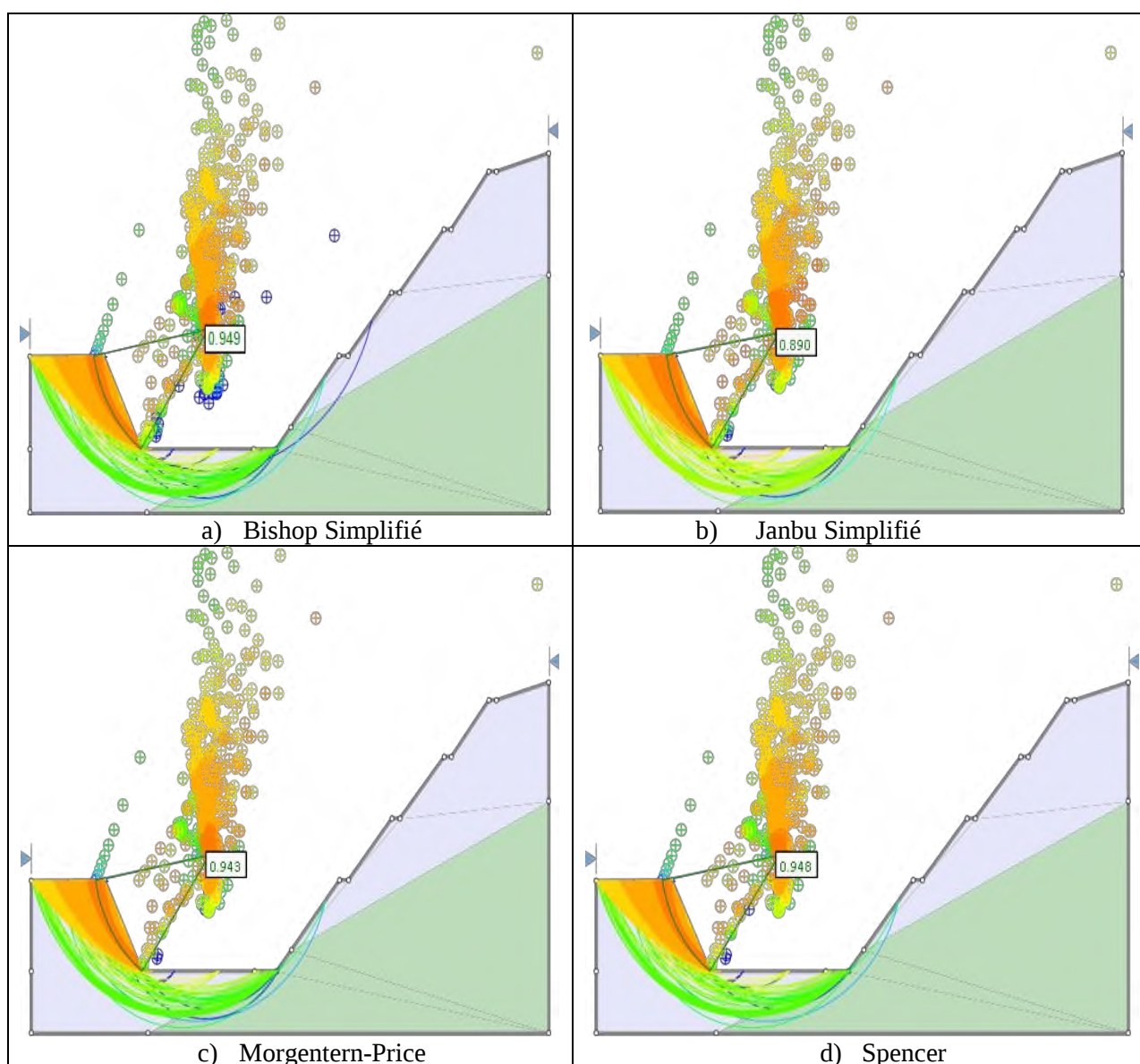


Figure IV.4 Résultats d'un glissement Circulaire du talus gauche

IV.4.2.2 Cas de glissement Non Circulaire

Dans le cas d'un glissement circulaire, les résultats montrent que le facteur de sécurité F varie entre $[0,8 \text{ à } 1]$, ce qui explique que la stabilité n'est pas assez satisfaisante.

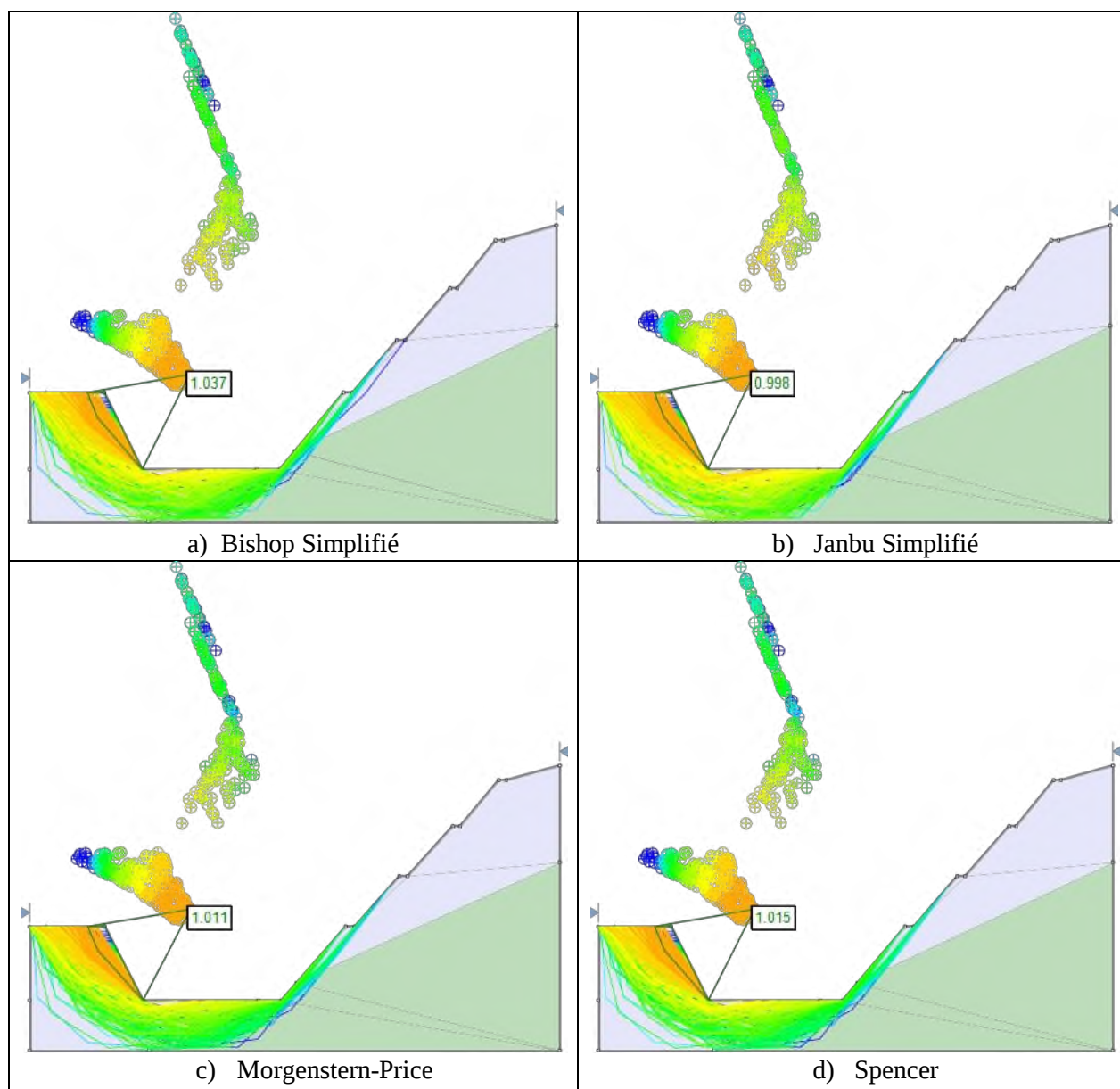


Figure IV.5 Résultats d'un glissement Non-Circulaire du talus gauche

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant ;

Tableau IV.3 Les résultats obtenus avec un modèle non soutenu de talus gauche

Talus gauche				
Méthode utilisée	Bishop Simplifié	Janbu Simplifié	Morgenstern-Price	Spencer
Glissement circulaire	0.949	0.890	0.943	0.948
Glissement non circulaire	1.037	0.998	1.011	1.015

Comme montrant dans les quatre dernières figures, nous remarquons que les résultats sont entre 1, comme mentionné dans le tableau II.4 ; que l'état de notre ouvrage est en stabilité limitée, et peut représenter un danger pour la sécurité.

IV.5 La stabilisation

Dans les analyses du portail du tunnel Sidi Aich, le confortement des talus à l'aide des boulons en acier a été modélisé à travers les éléments monodimensionnels passifs de type « Soil Nail ».

➤ Boulonnage à l'aide des barres d'acier HA25 ayant un maillage en quinconce 3,0 m x 1,8 m (H x V). Les boulons ont une longueur de 8 m. Les boulons sont logés dans les forages de Ø76 mm et sont entièrement scellés.

➤ Mise en place de béton projeté de 5+5cm d'épaisseur renforcé par une nappe de treillis soudé Ø6 maillé 150 mm x 150 mm.

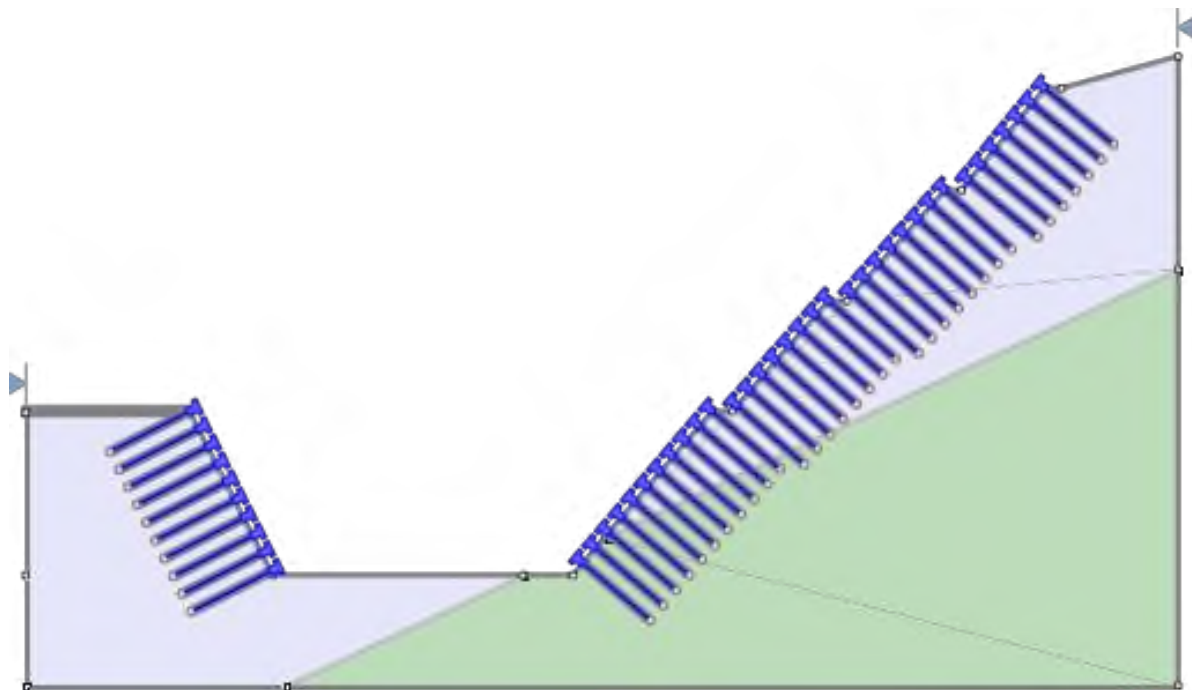
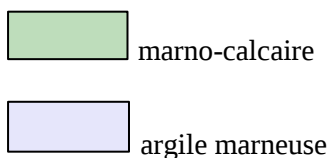


Figure IV.6 le modèle géotechnique avec soutènement



IV.6 Réinterprétation des calculs

Après la mise en disposition de nouveaux paramètres de soutènement avec Slide6.0, en gardant les mêmes paramètres géotechniques du massif rocheux (Tableau III.3) et les

memes paramètres de calcul (Tableau IV.1) ; on a pu améliorer le facteur de sécurité une à valeur moyenne de 1,5 ; ce qui explique que les talus seront stables.

IV.6.1 Cas du talus droit

IV.6.1.1 Cas de glissement Circulaire

Alors, le facteur de sécurité varie entre [2,3 à 2,4] pour les méthodes sauf celle de Janbu Simplifié car elle est appliquée généralement sur les surfaces non circulaires. Mais sinon, le facteur de sécurité est satisfaisant.

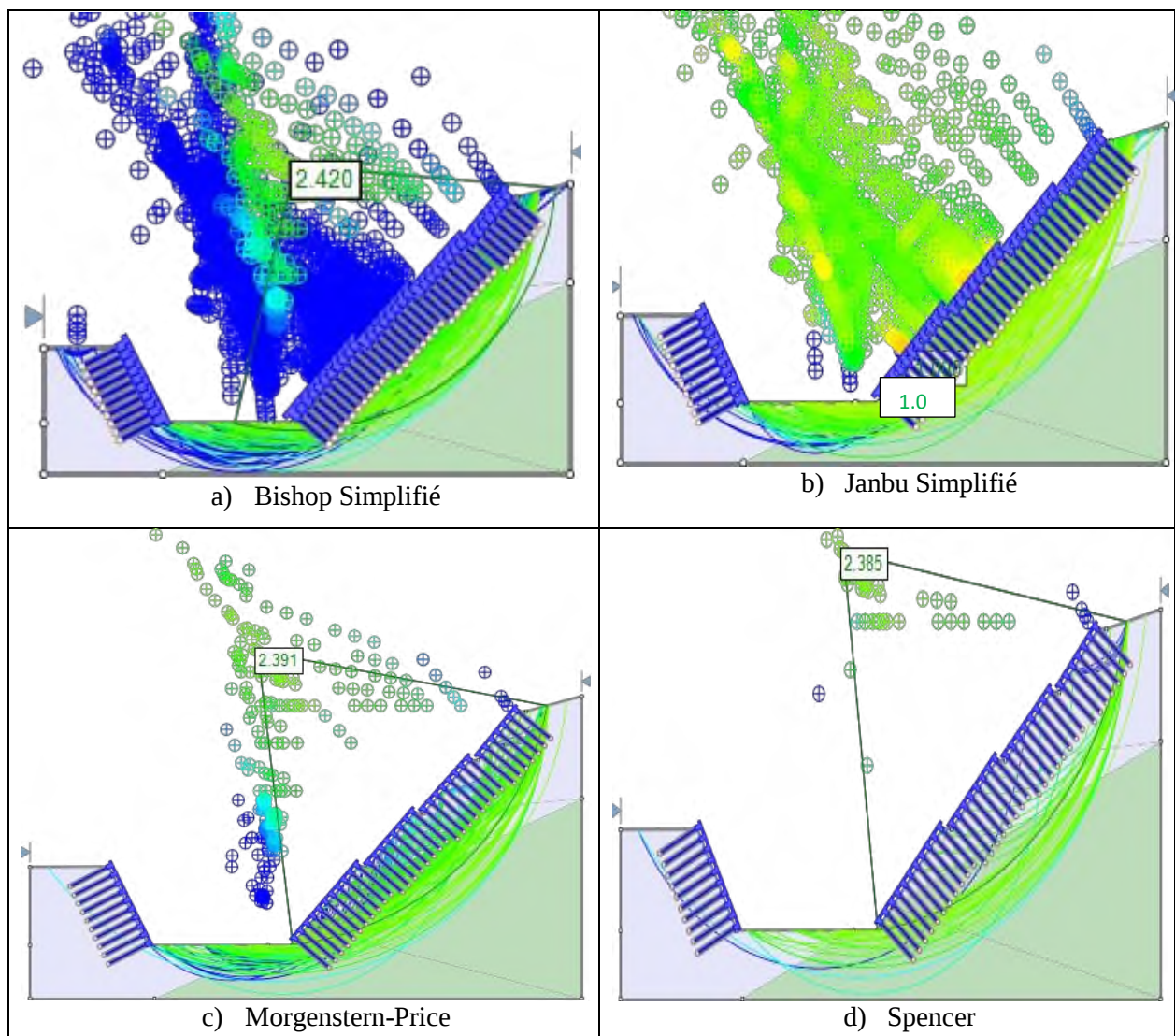


Figure IV.6 Résultats après soutènement d'un glissement Circulaire du talus droit

IV.6.1.2 Cas de glissement Non-Circulaire

Un facteur de sécurité assez satisfaisant, avec des résultats qui varient entre [2 à 2,4].

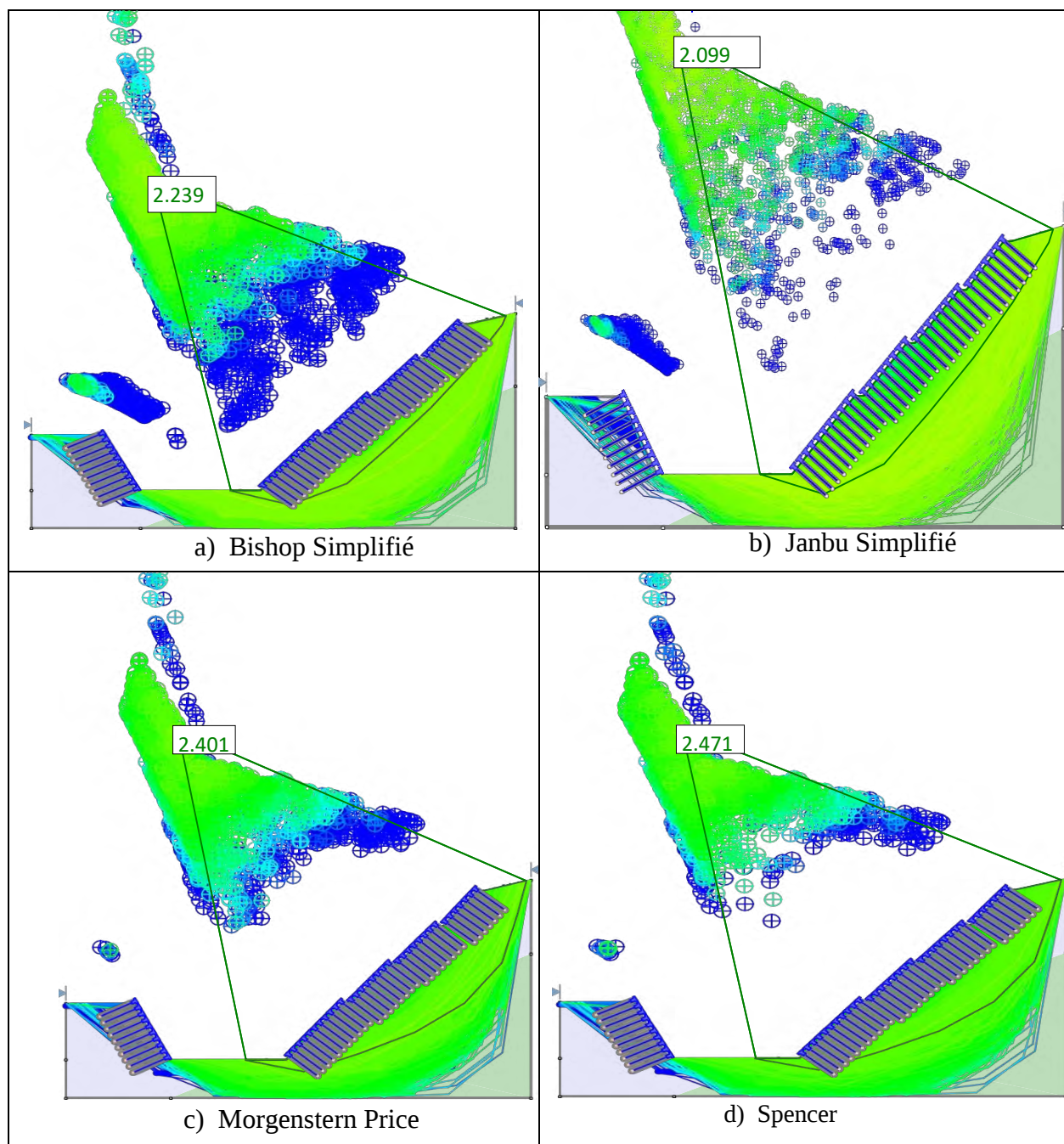


Figure IV.8 Résultats après soutènement d'un glissement Non Circulaire du talus droit

Tableau IV.4 Les résultats obtenus avec un modèle soutenu de talus droit

Talus droit				
Méthode utilisée	Bishop Simplifié	Janbu Simplifié	Morgenstern-Price	Spencer
Glissement circulaire	2.420	1.0	2.391	2.385
Glissement non circulaire	2.239	2.099	2.401	2.471

IV.6.2 Cas du talus gauche

IV.6.2.1 Cas de glissement circulaire

On a conclu un facteur de sécurité assez satisfaisant qui varie entre [0.9 à 1,8].

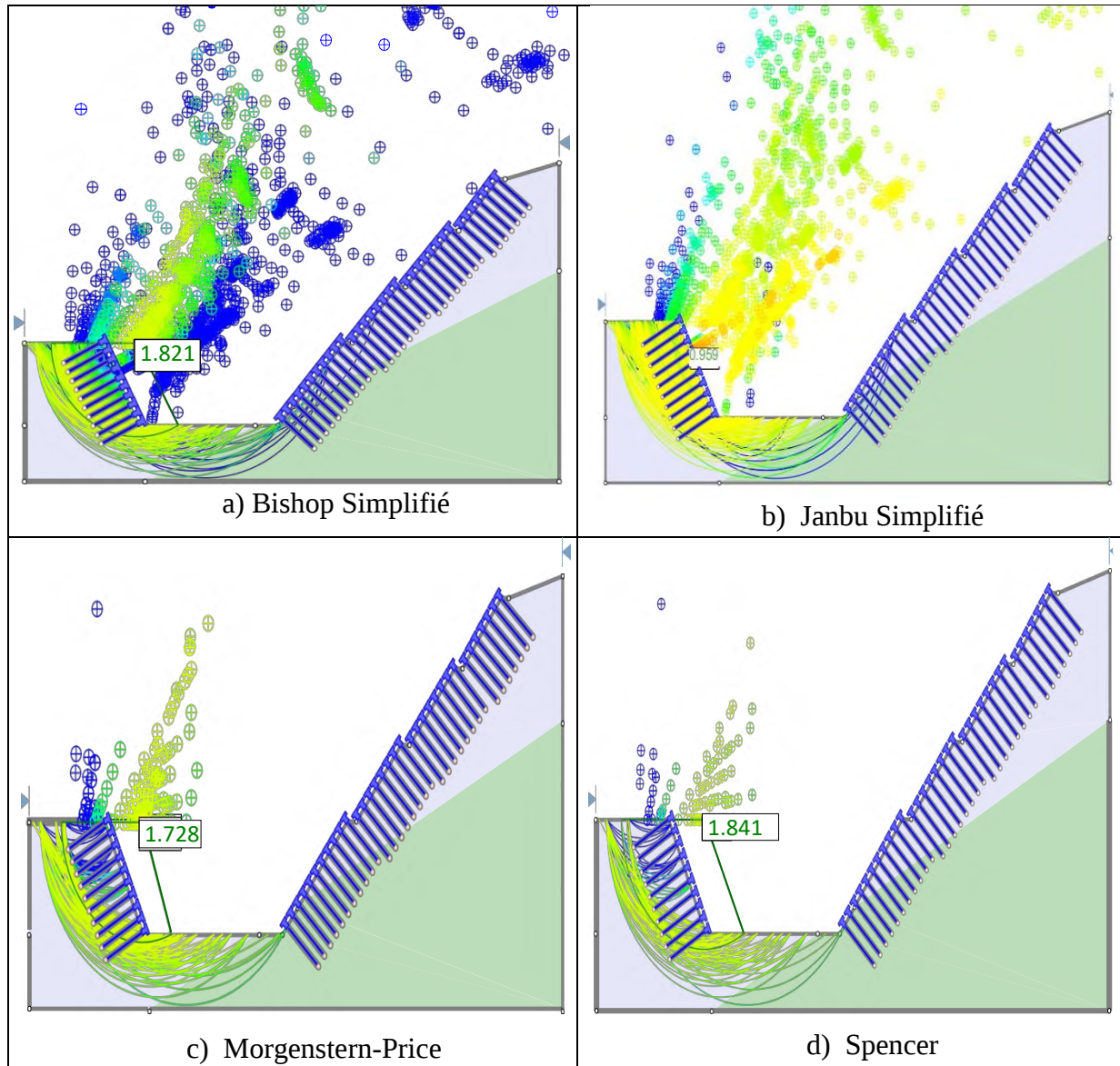


Figure IV.9 Résultats après soutènement d'un glissement Circulaire du talus gauche

IV.6.2.2 Cas de glissement Non-Circulaire

Dans ce cas, on constate que le facteur de sécurité est très élevé par des valeurs de [2 à 4,14].

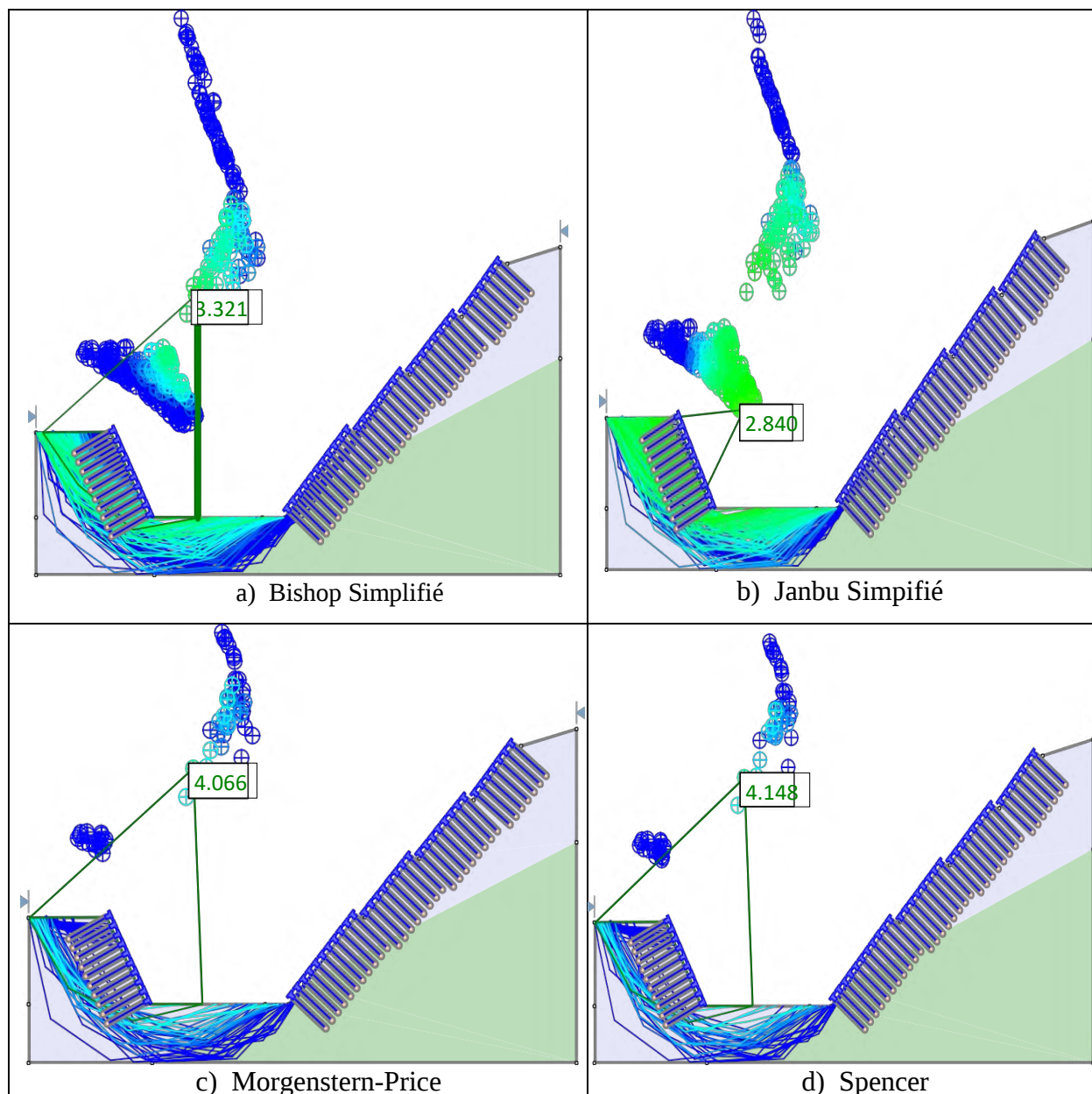


Figure IV.10 Résultats après soutènement d'un glissement Non-Circulaire du talus gauche

Tableau IV.5 Les résultats obtenus avec un modèle soutenu de talus gauche

Talus gauche				
Méthode utilisée	Bishop Simplifié	Janbu Simplifié	Morgenstern-Price	Spencer
Glissement circulaire	1.821	0.959	1.728	1.841
Glissement non circulaire	3.321	2.840	4.066	4.148

Résultats satisfaisants, avec des valeurs très élevées, ce qui prouve que le soutènement est réussi, le talus sera en sécurité satisfaisante.

IV.7 Conclusion

Dans ce chapitre, Nous avons étudié la stabilité des deux talus transversale de côté Est (sortie) à partir de la méthode de l'équilibre limite, en utilisant le logiciel Slide 6.0. on a pris en considération les deux surfaces de glissement (glissement circulaire et glissement non circulaire). On a interprété les résultats ; On avait trouvé des facteurs de sécurité insatisfaisants, puis on avait accédé au paramètre de soutènement (Béton projeté, Boulons à ancrage) on a pu augmenter le facteur sécurité à une moyenne satisfaisante. Ce qui vérifie les résultats obtenus suit à l'application des méthodes de la classification semi-empirique (le GSI) concernant la situation du massif.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Le logiciel de calcul de la stabilité utilisé a permis de faire un calcul bidimensionnel du facteur de sécurité, en utilisant les quatre méthodes d'équilibre limite (Bishop Simplifiée, Janbu Simplifiée, Morgenstern-Price, ainsi que spencer) et en considérant que la rupture en deux cas circulaire et non circulaire.

Au final, les facteurs de sécurité étaient très satisfaisants ; ça rassure une bonne stabilité des talus. On a fait une comparaison avec les résultats retenus de la part de nos camarades de leur travail intitulé « étude de la stabilité des talus liés aux travaux de creusement d'un tunnel à partir de la méthode des éléments finis. Cas de tunnel ferroviaire Sidi Aich » par le logiciel phase2 pour la vérification, qui est résumé dans le tableau :

Tableau résultats obtenus par le logiciel Phase2

	Sans soutènement	Avec soutènement
Talus droit	0.46	1.7
Talus gauche	1.14	1.78

Les résultats sont satisfaisants, parce qu'ils sont supérieurs à 1,5.

Pour conclure, on retient que la méthode des équilibres limites est une méthode fiable, on peut l'utiliser pour les calculs de facteur de sécurité.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **CHALHOUB M. (2006).** Apport des méthodes d'homogénéisation numérique à la classification des massifs rocheux. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des mines de paris, spécialité géologique de l'ingénieur.
- [2] **HAOUES N., LOUCIF S. (2017).** Etude de stabilité d'un talus, cas réel : cité CILOC – constantine. Université Larbi Ben M'hidi Oum El Bouaghi.
- [3] **MELBOUCI B. (2009).** Méthode de calcul de la stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement. Edition Elamel.
- [4] **SCHROEDER Ch. (2010).** Etude de stabilité des parois rocheuses, Revue de société Belge de géologie de l'ingénieur et de mécanique des roches (SBGIMR).
- [5] **KOURDEY A., AL HEIB M. (2006).** Stabilité des ouvrages en terre, développement d'une méthode mixte (numérique et équilibre limite). Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur, France.
- [6] **KOURDEY A. (2002).** Une approche mixte (numérique/équilibre limite) pour le calcul de stabilité des ouvrages en terre « Développement et application aux talus et barrages », Mémoire de thèse au LAEGO à l'école des mines de Nancy. France.
- [7] **FLAGEOLET J.C. (1989).** Les mouvements de terrain et leurs préventions. France.
- [8] **CHERCHALI (1993).** Calcul des tunnels à ciel ouvert. Tome 4 (O.P.U). France.
- [9] **Centre d'études des tunnels (Juillet 1998).** Dossier pilote des tunnels génie civil. France.
- [10] **POROKHOVOÏ E. (1995).** Stabilité à long terme des talus de mines à ciel ouvert dans les massifs de roches basiques et ultrabasiques. Thèse doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, France.
- [11] **SOUKATCHOFF V.M (2007).** Cours de géotechnique. Ecole nationale supérieure des mines de Nancy, France.
- [12] **HOEK E., BROWN E.T. (1995).** Practical estimates of rock mass strength. Int Rock Mech Min Sci.
- [13] **BENYOUNES K. (1991).** Etude géotechnique et analyse de la stabilité des talus dans la carrière de calcaire de Meftah ». Mémoires de Magistère. ENP, Alger.
- [14] **BOUDALAL O. (2013).** Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. Thèse Doctorat. Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou.
- [15] **ROMANA M. (1985).** Geomechanical Classification for Slopes: Slope Mass Rating“. In Comprehensive Rock Engineering, edition Oxford, Pergamon Press.
- [16] **DEVOS M. (2011).** La stabilité des talus. FABI, Cycle Eurocode.
- [17] **Contribution des LPC au colloque de Nantes et au Congrès de Stuttgart. (1986).** Méthodes numériques en géomécanique. Ecole nationale des ponts et chaussées, France.
- [18] **Fond Calédonien de l'Habitat (2016).** Confortement Talus PRIMEVERT. Cahier des Clauses Techniques Particulières, C.C.T.P. VRD, LOT 02 (Pièce n°3).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [19] **CHAKAR A. (1989).** Influence des paramètres naturels et technologiques sur la stabilité des talus. Mémoire de PFE. ENP. Alger.
- [20] **DURVILLE J.L. (2016).** Note sur les calculs de stabilité des talus avec surface de rupture polygonale. Rev. Fr. Geotech. © CFMS-CFGI-CFMR-CFG, Published by EDP Sciences 2016 DOI: 10.1051/geotech/2016011
- [21] **KOURKOULIS R. (2010).** Slope Stabilizing Piles and Pile-Groups: Parametric Study and Design Insights. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering © asce / july 2011.
- [22] **GUERFI H.** Stabilisation des talus renforcés par pieux. Mémoire de magistère, Université de Batna.
- [23] **HALIMI A. (2015).** Analyse numérique de simulation d'un glissement de terrain avec FLAC 3D. Université de Constantine.
- [24] **BENYOUNES K. (1989).** Contribution à l'étude des glissements dans le terrain tendre – mine de fer – Ouenza. Mémoire de PFE. ENP. Alger.
- [25] **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.
- [26] **PHILIPPONAT G. (1979).** Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles. Paris.
- [27] **CHAKAR A. (1989).** Influence des paramètres naturels et technologiques sur la stabilité des talus. Mémoire de PFE. ENP. Alger.
- [28] **SAMBA S. (1991).** Etude de la stabilité des talus de la carrière de Bouzareah. Mémoire de PFE. ENP. Alger.
- [29] **M'ZOUGHEM K., CHENAF A. W. (2006).** Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière d'Ain El Kebira (Sétif). Université Ferhat ABBAS.
- [30] **LE BISSONNAIS H., et al. (2018).** Mécanique des roches appliqué aux ouvrages souterrains : Méthode de classification des terrains et utilisation dans la conception des projets. ENPC – COTUN.
- [31] **Cosider, Direction des travaux ouvrages spéciaux, (projet M32). (2020).** Etude et réalisation de trois tunnels de la ligne ferroviaire Beni Mansour- Béjaia, tunnel Takrietz-tunnel sidi Aich ; et tunnel El Maten (1^{ère} et 2^{ème} partie)
- [32] **AFTES, (2003).** Caractérisation des massifs rocheux à l'étude et la réalisation / Classification géo mécanique.
- [33] **Z .T. BIENIAWSKI (1984)** Rock Mechanics design in mining and tunneling, Director Mining and Mineral resources research, Institute the penny Iwania state university.
- [34] **BOUKARM R. (2019).** Cours géotechnique. Université de Béjaia.
- [35] **Bishop A. W. (1955).** The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes. Géotechnique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [36] **Morgenstern N. R., and Price, V. E. (1965).** The analysis of the stability of general slide surfaces. Geotechnique.
- [37] **Spencer E. (1967).** Method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interstice forces. Géotechnique.

Résumé

En Algérie du Nord, les mouvements de terrain jouent un rôle prépondérant dans l'évolution des versants. Les études géologiques et géotechniques du terrain sont le plus souvent motivées par la recherche de solutions à apporter à un mouvement déclaré. Ainsi l'objectif de ce manuscrit est d'étudier la stabilité des talus de tunnel Sidi-Aich cote Est (sortie), effectué lors de creusement de la route ferroviaire (Beni-Mansour à Béjaia). Pour l'étude, il a été utilisé un logiciel de calcul de stabilité bien adapté aux problèmes des deux cas de glissement (circulaire et non-circulaire), une série de calculs de facteurs de sécurité avec différentes méthodes (Bishop Simplifié, Janbu Simplifié, Morgenstern-Price, et Spencer).

Mots-clés : Tunnel, Sidi-Aich, Route ferroviaire, talus, stabilité, tunnel, slide 6.0, équilibre limite.

Abstract

In Northern Algeria, ground movements play a major role in the evolution of slopes. Geological and geotechnical studies of the terrain are most often motivated by the search for solutions to a declared movement. Thus, the objective of this manuscript is to study the stability of the slopes of the Sidi-Aich tunnel on the eastern side (exit), carried out during the digging of the railway road (Beni-Mansour to Béjaia). For the study, it was used a software of stability calculation well adapted to the problems of the two cases of slip (circular and non-circular), a series of calculations of safety factors with different methods (Bishop Simplified, Janbu Simplified, Morgenstern-Price, and Spencer).

Keywords: Sidi-Aich tunnel, railway road, slope, stability, tunnel, slide 6.0, limit equilibrium.

ملخص

في شمال الجزائر ، تلعب الحركات الأرضية دورًا رئيسيًا في تطور المنحدرات. غالبًا ما تكون الدراسات الجيولوجية والجيوتقنية للتضاريس مدفوعة بالبحث عن حلول لحركة معلنة. وهكذا فإن الهدف من هذه المخطوطة هو دراسة ثبات منحدرات نفق سيدي عايش على الجانب الشرقي (المخرج) أثناء حفر طريق السكة الحديدية (بني منصور إلى بجاية). بالنسبة للدراسة ، تم استخدام برنامج لحساب الثبات يتكيف جيدًا مع مشاكل حالتي الانزلاق (الدائري وغير الدائري) ، وسلسلة من حسابات عوامل الأمان بطرق مختلفة (Bishop Simplified ، Janbu Simplified ، Morgenstern-Price و Spencer).

الكلمات المفتاحية: نفق سيدي عيش ، طريق سكة حديدية ، جسر ، ثبات ، نفق ، شريحة 6.0 ، توازن محدود.