وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR ANNABA UNIVERSITY UNIVERSITE BADJI MOKHTAR ANNABA



جامعة باجي مختار عنابة

Faculté des Sciences de la Terre Département des Mines

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat en mines

Option: Conception des ouvrages souterrains - Construction des mines

Diagnostic de la stabilité d'anciennes exploitations souterraines et utilisation du remblayage comme un support des terrains adjacents.

(Cas de la mine de fer de Boukhadra)

	Par		
	Nour Rahouadja	a KERI	BATI
Devant le jury co	omposé de		
Président :	Mohamed BOUNOUALA	Pr	Université Badji Mokhtar – Annaba
Rapporteur :	Larbi GADRI	Pr	Université Larbi Tbessi –Tébessa
	Mohamed.Laid BOUKELLOUL	Pr	Université Badji Mokhtar – Annaba
Examinateurs			
	Abdellah HAFSAOUI	Pr	Université Badji Mokhtar – Annaba
	Sami YAHYAOUI	M. C A	ENP – Alger
	Abdelaziz BOUTRID	M. C A	Université Abbas Leghrour-khenchela
Membre invité			
	Korichi TALHI	Pr	Université Badji Mokhtar – Annaba

Soutenue le 14-01-2021

Remerciements

Ce travail de thèse de doctorat en Mines de quatre années n'aurait pu être mené à bien avec toute la collaboration scientifique et technique de mon Directeur de thèse professeur **GADRI LARBI** du laboratoire de Mines de l'Université Larbi Thessi de Tebessa.

Mes vifs remerciements au professeur **BOUKELLOUL Mohamed Laid**, codirecteur de thèse du laboratoire de Valorisation de ressources minières de l'Université de Annaba de m'avoir donné des conseils fructueux concernant ma thèse.

Je voudrais remercier les membres de jury, Professeur **Mohamed BOUNOUALA de l'Université d'Annaba** pour le grand honneur qu'il m'a fait en présidant le jury de soutenance.

Un grand merci aux examinateurs professeur Abdellah HAFSAOUI, Docteur Sami YAHYAOUI, Docteur Abdelaziz BOUTRID et Professeur Korichi TALHI pour l'honneur qu'ils m'ont fait d'avoir acceptés l'examen de ce travail de recherche.

Mes remerciements sincères et toute ma reconnaissance à tous les enseignants du département des mines de l'université d'Annaba et l'université de Tebessa d'avoir contribué à ma formation universitaire de master et de doctorat.

J'adresse mes remerciements au professeur Tikou Belem d'avoir supervisé mon stage au Canada.

MERCI

Dédicace

À mon soleil qui ne se couche jamais, Ce travail est le résultat de l'esprit de sacrifice dont vous avez fait preuve, de l'encouragement et le soutien que vous ne cessez de manifester, j'espère que vous y trouverez les fruits de votre semence et le témoignage de ma grande fierté de vous avoir comme père. J'implore Dieu, tout puissant, de vous accorder une bonne santé, une longue vie et beaucoup de bonheur.

Je tiens vivement à remercier mes frères, mes sœurs, mes amis et mes collègues pour leurs soutiens moraux qu'ils n'ont cessé de m'apporter durant la réalisation de ce présent travail.

TABLE DES MATIERES

Table des matières

Remerciement	Ι
Dédicace	II
Sommaire	
Liste des figures	VIII
Liste des tableaux	XI

Introduction générale	

Sommaire

Chapitre I : Etude géologique détaillée sur la région d'étude 1 2 2.1 3 3.1 3.2 4 4.1 4.1.1 412 4.1.3 Description succincte de la structure du massif de Boukhadra.....14 4.2 4.2.1 4.2.2 423 4.3 4.3.1 4.4 5 6

Chapitre II : L'état actuel de la mine de Boukhadra

Introduction	
1. L'historique de la mine de Boukhadra	
2. Mode d'ouverture du gisement :	
3. Définitions	
3.1. Excavation horizontaux	
3.2. Excavations inclinées	
3.3. Excavation verticaux	
4. Etat actuel des ouvrages de la 4ème phase	
5. Détermination des dimensions des ouvrages s	outerrains26
5.1. Le creusement des galeries	
5.2. Les travaux de dépilage	
5.2.1. Plan de tir	
5.2.2. Trous de bouchon en éventail	
5.2.3. Trous de bouchon en coin et pyramidaux	
5.2.4. Trous d'abattage	
5.2.5. Trous de contour	
5.3. Les travaux d'abattage	
5.4. Le creusement des recoupes	
5.5. Les paramètres des trous de mine sont	
5.6. L'abattage des trous de mine	
5.7. L'amorçage	
6. Travaux de Chargement et de transport	
7. Ventilation :	
7.1. Le processus de traitement	
7.2. Le principe d'un concasseur giratoire	
8. L'expédition	
Synthèe	

Chapitre III : Estimation des vides

Introduction	
1 Caractéristiques de l'exploitation	
1.1 Localisation et description des corps minéralisés	
1.2 Les travaux de prospection du gisement:	
2. L'arpentage des excavations souterrain	40
2.1 Descriptions des plans d'exploitation des niveaux de la mine Souterrain	e41

	i.	La première phase	41
	ii.	La deuxième phase	43
	iii.	La troisième phase	45
3. Estimation de la géométrie du filon et de couverture (localisation des vides)		ation de la géométrie du filon et de couverture (localisation des vides)	48
3.	1.	Les coupes verticales	49
4.		Estimation du volume des vides miniers résiduels	50
Syn	thèse	9	53

Chapitre IV : Diagnostique de stabilité - Approche analytique-

Introduc	ction	54
1.	Méthode graphique de stabilité des vides souterrains	
2.	Détermination des paramètres de la méthode graphique de stabilité	56
1.1	Facteur A	57
1.2.	Facteur B	59
1.3.	Facteur C	61
1.4.	Rayon hydraulique	61
3.	Prédiction de la stabilité du chantier	64
4.	Utilisation du graphique de stabilité dans le cas de la mine souterraine de	
BOUKI	IADRA	65
a.	Nombre de stabilité	66
i.	Facteur A	66
ii.	Facteur B	67
iii.	Facteur C	69
iv.	Q' System	70
C.	Rayon Hydraulique	71
5.	Prédiction de la stabilité du chantier	72
Synthès	e	74

Chapitre V : Diagnostique de stabilité -Approche numérique-

Introdu	uction	l	75
1	Ch	oix d'un logiciel	76
2	Pré	esentation du logiciel PLAXIS	76
2.1	Int	erface d'utilisation de plaxis	77
2.2	Mo	odèles de comportement utilisé dans PLAXIS	77
2.2	2.1	Comportement élastoplastique	77
2.2	2.2	Modèle élastique linéaire	
2.2	2.3	Modèle de Mohr-Coulomb	79
3	Va	lidation du Code Plaxis 2D 2014	81

3.1	Modèle linéaire élastique	81
3.2	Modèle élasto-plastique	84
4 4.1	Définition du modèle sur le logiciel PLAXIS 2D Partie I : Input	87 87
4.2	Partie II : Calcul	89
4.3	Parti III : Output	90
4.4	Parti IV : Curves	91
5	Comparaison entre les résultats de la méthode graphique et de la méthode	numérique 91
5.1	Interprétation des résultats	94
Synthès	se	95

Chapitre VI : Traitement des vides souterrain par remblayage

Introduction	96
1. Techniques de traitement des vides	97
1.1.Les techniques de consolidation des cavités	97
1.2.Les techniques de comblement des vides	98
2. Les différentes méthodes de comblement des vides	98
2.1 Le remblaiement partiel	98
2.2. Le remblaiement direct à partir du fond par engins mécanisés	99
2.3. Le remblaiement gravitaire par simple déversement depuis la surface	99
2.4. Le remblaiement par voie pneumatique	100
2.5 Remplissage par mousses thermodurcissables	101
2.6 Méthodes particulaires de suppression des vides	101
2.6.1 La méthode de comblement-terrassement	101
2.6.2. Les méthodes par foudroyage	103
2.6.3. La méthode de foudroyage post-exploitation	104
2.6.4. Les méthodes par pilonnage intensif	104
3. Les différents types de remblais miniers	105
3.1. Le remblai hydraulique	106
3.2. Le remblai rocheux	107
3.2.1. Classification des remblais rocheux	107
3.3. Le remblai en pâte	108
4. Les Propriétés des différents types de remblais miniers	108
4.1. Propriétés du remblai hydraulique	108
4.2. Propriétés des roches stériles et du remblai rocheux	110

4.3.	Prop	priétés du remblai en pâte cimenté	112
4.3.	1.	Propriétés physiques des remblais en pâte	112
4.3.	.2.	Propriétés mécaniques du remblai en pâte cimenté	114
5. 5.1.	App Cou	lication du remblai en exploitation souterraine pe et remblai	116 116
5.1.	1.	Méthode coupe et remblai ascendant	117
5.1.	.2.	Méthode coupe et remblai descendant	118
5.1.	.3.	Méthode Avoca	119
5.2.	Rem	ıblai retardé	120
6. 6.1.	Trav Ren	vaux de remblais de la mine de Boukhadra dements des chargeuses de transport par cycle	121 121
6.2.	Ren	dements des camions de transport par cycle	122
6.3.	Le t	emps des travaux de remblayage	122
7. 7.1.	Sim Étap	ulation numérique pes de modélisation	124 124
7.2.	Résu	ultats numériques et analyses	126
Synthèse	e et R	Recommandation	127
Conclus	ion g	énérale	128
Référance	ce		i
Annexe	Annexe Avii		
Annexe	Annexe Bviii		
Annexe	C		XV

LISTE DES FIGURES

Liste de Figure

Figure I.1 Situation géographique de la mine de Boukhadra.	4
Figure I.2 Localisation géographique 3D de la mine de Boukhadra.	5
Figure I.3 : Carte géologique régionale.	6
Figure I.4 : Carte géologique du Djebel Boukhadra ses envions.	11
Figure I.5 Log stratigraphique du Djebel Boukhadra	13
Figure I.6 : Coupe transversale dans l'anticlinal du Boukhadra.	15
Figure I. 7 : Calcaire Albo-Aptiens de la branche NE SW de la limite de bordière	16
Figure I.6 : Carte géologique de massif de Boukhadra et localisation des limites	16
bordière de la zone effondrée	
Figure I.8 : Calcaire Albo-Aptiens de la branche NE SW de la limite de bordière	16
	10
Figure II.1: Coupe schématique du mode d'ouverture en souterrain.	22
Figure II.2 Descenderie qui relie les niveaux 1105 et 1045.	24
Figure II.3 Un montage.	24
Figure II.4 Cheminée de soutirage.	25
Figure II.5 Les travaux préparatoires au niveau de la 4ème phase	26
Figure II.6 Schéma descriptif de la distribution des trous	31
Figure II.7 : Chargeuse transporteuse	32
Figure II.8 · Camion navette	32
Figure II.9 : Culbutage par couloire a chute	33
Figure II.10: concasseur giratoire	34
	51
Figure III.1: Plan montre les corps minéralisés principaux de la mine de	37
Boukhadra.	
Figure III.2 : Plan général - Mine Boukhadra.	37
Figure III.3 présentations de trois axes.	38
Figure III.4 : Organigramme représentatif des phases d'exploitation souterraine.	39
Figure III.5 : Plan d'exploitation (1983).	40
Figure III.6 : Coupes horizontal niveau 1255(m).	41
Figure III.7 · Coupes horizontal niveau 1225(m)	42
Figure III.8 · Coupes horizontal niveau 1210(m).	42
Figure III.9 · Coupes horizontal niveau 1210(in).	42
Figure III 10 : Coupes horizontal niveau 119911).	43
Figure III 11 : Coupes horizontal niveau 1165(m)	45 44
Figure III 12 : Coupes horizontal niveau 1105(m).	 11
Figure III.12 : Coupes horizontal niveau 1145(m).	
Figure III.15 : Coupes horizontal niveau 1125(m).	4J 46
Figure III.14 : Coupes horizontal niveau 1105(m) aveNord	40
Figure III.15 : Coupes horizontal niveau 1105(m) axervoid.	40
Figure III.10. Coupes nonzontal invedu 1105(iii) axe Sud-Est et axe i interpai.	4/
Figure III.17 Topographie 3D feconstruite à partir d'infages saterne, boukhadra.	40
Figure III 10 · Modèle géométrique du profile de la course 200	40 70
Figure III.17. Modele geometrique du prome de la coupe 298	49 50
rapport aux quantités des pertes	50
rappor aux quantites des perces. Figure IV 1: Organigramme illustra, la méthode graphique de stabilité des vides.	52
souterrains	55
Sourchains. Figure IV 2 : Eacteur de réduction de contrainte	56
	50

Figure IV.3 Comparaison des SRF à partir d'un certain nombre de sources.	57					
Figure IV.4 Facteur de contrainte A et régions de contraintes considérées.						
Figure IV.5 Influence de facteur B d'orientation des discontinuités.	58					
Figure IV.6 Coordonnées polaires définir l'orientation d'une unité normale à une	59					
plane discontinuité.						
Figure IV.7 Détermination de l'effet de gravité facteur C.	59					
Figure IV.8 : Détermination de l'effet coulissante sur les discontinuités	61					
critique facteur C	01					
Figure IV.9 : Vue 3D d'un bloc	61					
Figure IV.10: Dimensions Fixes et légitimes des chambres	62					
Figure IV 11: Initiale graphique stabilité calculé à partir 175 cas historient de non	63					
soutenus	05					
Figure IV 12 La stabilité graphique pour des chambres vides de la mine de	64					
Cannington non soutenus et complètement stable	04					
Figure IV 13 · L a variation de facteur A par chambre du niveau	66					
La Figure IV 14 : Projection stáráographique de différentes familles de	67					
discontinuité	07					
Eigune IV 15 Dendege du gigement dens deux endreite différent	60					
Figure IV.15 Pendage du gisement dans deux endroits differant.	08					
Figure IV.10: Variation de lacteur C dans plusieurs blocs par niveau.	08					
Figure IV.17 : La variation de Osystem par chamore du miveau.	70					
Figure IV.18 : L'état de Stabilité de la mine souterraine de Bouknadra cas I.	72					
Figure IV.19 : L'état de Stabilité de la mine souterraine de Boukhadra cas II.	12					
Figure V.1 : Organigramme illustre la méthode numérique	74					
Figure V.2 · Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique	76					
Figure V.3 · Représentation du comportement élastique parfaitement plastique	77					
Figure V 4 : Représentation du comportement élastonlastique avec écrouissage						
Figure V.5 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire						
Figure V.6 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire	78					
Figure V.7 · Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coumoub	79					
Figure V 8 · Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour C=0	79					
Figure V 9 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	79					
Figure V 10 · Modèle réalisé dans Playis Innut	80					
Figure V 11 : Maillage utilisé pour la modélisation du problème	81					
Figure V 17 : Les étanes de la modélisation - phase initiale- activation des	81					
chargements- excavation du tunnel	01					
Figure V.13: Profil sélectionné pour comparer les résultats	82					
Figure V.14 . Comparaison entre la variation de la contrainte horizontale obtenue	82					
analytiquement et numériquement nour un profil horizontal	02					
Figure V 15 . Comparaison entre la variation de la contrainte verticale obtenue	82					
analytiquement et numériquement nour un profil horizontal	02					
Figure V 16: Comparaison entre la variation du déplacement horizontal obtenu	83					
analytiquement et numériquement nour un profil horizontal	05					
Figure V 17: Comparaison entre la variation de la contrainte horizontale obtenue	81					
analytiquement et numériquement avec une loi non associée	04					
Figure V 10: Comparaison entre la variation du déplacement horizontal abtenu						
analytiquement et numériquement avec une lei non essectión	01					
Figure V 18: Comparaison entre la variation de la contrainte vartice la abtenue	04 01					
rigure v.10. Comparaison enue la variation de la contrainte verticale obtenue	04					
Eiguna V 20: Comparaison entre la variation de la contrainte harimentale alterna	05					
rigure v.20. Comparaison entre la variation de la contrainte norizontale obtenue	83					

analytiquement et numériquement avec une loi associée					
Figure V.21: Comparaison entre la variation de la contrainte verticale obtenue	85				
analytiquement et numériquement avec une loi associée					
Figure V.22: Comparaison entre la variation du déplacement horizontal obtenu					
analytiquement et numériquement avec une loi associée.					
Figure V.23 : Modèle numérique de la mine de Boukhadra coupe 298 réalisé avec	87				
Plaxis.					
Figure VI.24 : Étapes de modélisation d'un chantier minier	89				
Figure V-25 : Exemple déplacements totaux de la structure (coupe 302).	90				
Figure V-26 : Exemple déplacements totaux de la structure (coupe297).	90				
Figure VI.1: Mise en sécurité des anciennes exploitations souterraines.	95				
Figure VI.2 remblayage partiel.	97				
Figure VI.3 : Remblaiement gravitaire par simple déversement depuis la surface.	98				
Figure VI.4: Principe d'une mise en place de remblais par voie pneumatique.	99				
Figure VI.5 : Méthode de comblement-terrassement.	102				
Figure VI.6: Schéma récapitulatif des techniques de traitement des vides.	104				
La figure VI.7 : Evolution du type de remblayage au Canada.	105				
Figure VI.8 : Évolution d'UCS d'un remblai hydraulique cimenté en fonction du	108				
temps de malaxage pour différents temps de cure.					
Figure VI.9: Courbes granulométriques typiques de résidus miniers en provenance	112				
de diverses mines canadiennes.					
Figure VI.10: Méthode coupe et remblai ascendant avec abattage au toit.	119				
Figure VI.11: Méthode coupe et remblai descendant.	120				
Figure VI.12: Schéma illustrant un chantier excavé sous un pilier-dalle supportant	121				
un chantier remblayé.					
Figure VI.13: Méthode avoca: 1. Sautage d'une tranche verticale 2. Déblaiement	122				
du minerai 3. Remblayage.					
Figure VI.14 : capture d'écran prise dans le logiciel RocLab.	128				
Figure VI.15: Modélisation numérique des étapes de remblayage d'un chantier	128				
minier.					
Figure VI.16: Déplacements totaux.	129				

LISTE DES TABLEAUX

Liste des Tableaux

Tableau I.1 Quantification des failles.	17				
 Tableau II.1 : Caractéristiques de la galerie de la mine de Boukhadra. Tableau II.2 Les paramètres du plan de foration Boukhadra Tableau II.3 Les paramètres des trous et des charges dans un front Boukhadra. Tableau II.4 Les caractéristiques techniques du marteau perforateur. Tableau II.5 Les paramètres des trous Tableau II.6 Les caractéristiques d'explosif (Timex). Tableau II.7 Les caractéristiques du concasseur giratoire (à conne) 	22 28 28 29 29 30 34				
Tableau III.1: Tableau récapitulatif du différent niveau pour détermination desvolumes des vides et volumes des pertes.	52				
Tableau IV.1 Tableau récapitulatif des différents niveaux	66				
pour la détermination du Valeur de contrainte maximal σ_{Max} . Tableau IV.2 Tableau récapitulatif des différents niveaux pour la détermination du facteur A	67				
Tableau IV.3 : familles des discontinuités	67				
Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des différents niveaux pour la détermination du	68				
facteur B. Tableau IV.5 Tableau récapitulatif des différents niveaux	70				
pour la détermination du facteur C.	70				
Tableau IV.6 Lableau recapitulatif des differents niveaux nour la détermination du Osystem	70				
Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif des différents niveaux pour la détermination du nombre de stabilité N'.	71				
Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif des différents niveaux	72				
pour la détermination du Rayon Hydraulique de toit.					
Tableau IV.9 : Tableau récapitulatif des différents niveaux	72				
pour la détermination du Rayon Hydraulique des parois.	00				
Tableau V.I : Caracteristique geotechniques du massive	89				
Tableau V-2 : Tableau recapitulaatif comparatif entre methode numerique et	92				
Tableau V-3 : Tableau récapitulaatif comparatif entre méthode numérique et graphique.	93				
Tableau VI.1 : Propriétés du remblai hydraulique.	110				
Tableau VI.2 : Propriétés des roches stériles et du remblai rocheux	111				
Tableau VI.3 : Propriétés des roches stériles et du remblai rocheux.					
Tableau VI.4 Avantages et des inconvénients des différents	116				
types de remblais miniers.					
Tableau VI.5 Travaux de transport d'un remblai pour les différents niveaux	126				



منخصص

إنّ الضغوطات الأرضية الناتجة عن الاستغلال هي من بين أكبر الانشغالات و الاهتمامات الرئيسية لمهندسي المناجم. حيث نجد أنّه كلما كان المنجم أعمق كانت ظروف العمل أكثر صعوبة و من أجل تحسين الإنتاجية التي تفرضها القيود الاقتصادية ، و نظر الأبعاد الغرف المنجمية والأعمدة الكبير للغاية داخل المنجم. و لنكون قادرين على التصرف والتنبؤ بسلوك الصخور المحيطة بالمنشاة المنجمية في ظل هذه الظروف ، تمّ تناول الجوانب العملية والمنهجية للمسألة في هذه الأطروحة. حيث سنعتمد على منهجين يتعاملان مع مشكلة استقرار المناجم التحت أرضية ،حيث الأول حول جيوميكانيك المنجم والثاني التحقق من صحة النتائج .

اجمالا، 53 % من غرف منجم بوخضرة الجوفية تحتوي على مشاكل عدم الاستقرار .

إن حالة الاستقرار الحرجة في منجم بوخضرة الجوفي تحتاج المعالجة، للقيام بردم الفراغات، تطبيق الردم المتأخر هو الحل الوحيد المحتمل لحل مشكلة عدم الاستقرار في ظروف منجم بوخضرة الجوفي ، يجب أن يتم الردم في مراحل تصاعدية متتالية ، لتجنب فائض الضغط الزائدة على مواقع المصب.

تقدم مواد الردم المتوفر ميزة ثلاثية لمنجم بوخضرة ، من ناحية ضمان سلامة العاملين في المناجم تحت الأرض ، ومن ناحية أخرى ميزة تخدم البيئية و مزايا اقتصادية.

الكلمات المفتاحية : جيوميكانيك ، الاستقرار ، المنجم الأرضي ، الإجهاد العمودي ، الردم.



Résumé :

Les pressions de terrains présentent la terminologie qui regroupe les principaux soucis des exploitants dans les mines souterraines. Ces exploitations sont de plus en plus profondes et les conditions d'exploitation de plus en plus difficiles. De plus, afin d'améliorer la productivité imposée par les contraintes économiques, les dimensions des chambres et piliers sont de taille assez grande. Pour pouvoir agir et prévoir le comportement des terrains dans de telles conditions, les aspects pratique et méthodologique de la question sont abordés dans cette thèse. Nous allons adopter deux approches qui traitent le problème de stabilité des mines souterraines, la première géomécanique et la seconde sera une validation numérique des résultats.

Globalement 53% des chambres de la mine souterraine de Boukhadra contiennent des problèmes d'instabilité.

L'état de stabilité critique que présente la mine souterraine de Boukhadra mérite d'être pris en charge, pour l'exécution d'un remblayage des vides, l'application d'un remblayage retarder est la seul solution probables pour résoudre le problème d'instabilité dans les conditions de la mine souterraine de Boukhadra, le remblayage doit se faire par tranche successives ascendantes, pour éviter l'excès de contraintes de compressions sur les chantiers avale.

La disponibilité du matériau de remblayage présente un triple avantage pour cette mine, d'une part assuré la sécurité du personnel de la mine souterraine, et d'autre part aux niveaux environnementale et économique.

Mots clés : géomécanique, stabilité, mine souterraine, contraintes verticales, remblayage.



Abstract:

The land pressures present the terminology that brings together the main concerns of operators in underground mines. These farms are becoming deeper and the operating conditions are more and more difficult. In addition, in order to improve productivity imposed by economic constraints, the dimensions of the rooms and pillars are large enough. To be able to act and predict the behaviour of the grounds under such conditions, the practical and methodological aspects of the issue are discussed in this article. We will adopt two approaches that deal with the problem of underground mine stability, the first is geomechanical and the second will be a numerical validation of the results.

Overall 53% of the chambres of Boukhadra underground mine contain instability problems The critical state of stability of the Boukhadra underground mine deserves to be addressed, for carrying out backfilling of voids, the application of a delayed backfill is the only probable solution to solve the problem of instability in the conditions of the underground mine of Boukhadra, backfilling must be done in successive ascending stages, to avoid excessive compression stresses on downstream sites.

T he availability of backfill material has a triple benefit for this mine, firstly ensuring the safety of underground mine personnel, and others share environmental and economic benefits.

Key words: geo-mechanics, stability, underground mine, vertical stresses, and backfilling.

Introduction générale

Introduction générale

Toutes les mines exploitées par les techniques souterraines génèrent des vides souterrains résiduels importants au sein du massif rocheux. La position de ces vides est fonction du schéma d'exploitation, de la profondeur des travaux, de la géologie des massifs, des états de contrainte locaux, et d'autres facteurs susceptibles d'engendrés des instabilités suite aux modifications de l'état du milieu environnant et certaines instabilités importantes du terrain situées à l'aplomb en surface [27]. Des exemples pertinent montrent l'ampleur de ces désordres ; Comme le risque de ruine des piliers et intercalaires et d'autre part, l'éboulement au carrefour de galeries pouvant se développer en entonnoir de fontis dans les zones de faible recouvrement tel le cas de la carrière de Gypse de Grozon (Jura) en Farce [9]. En octobre 1996 dans la ville d'Auboué est survenu un affaissement minier suite au foudroyage des piliers abandonnés [7]. D'autres communes comme Moutiers en 1997 et Roncourt en 1999 [8] ont connu des désordres semblables. Ce type de mouvements de cavités est classé comme un risque majeur [16], et d'après l'échelle conventionnelle d'intensité [15] Ces risques miniers sont parmi les forts niveaux d'intensité.

L'existence des vides souterrains nous incite à comprendre le comportement à long terme des sites concernés de point de vue sécurité des personnes et des biens ainsi que la protection de l'environnement [17]. Pour vérifier l'évolution à long terme des vides souterrains issus de l'exploitation des mines, les facteurs essentiels d'études s'articulent sur les contextes géologiques et hydrogéologiques du gisement, les caractéristiques de l'exploitation (méthode, géométries et dimensions) et les propriétés physico-mécaniques des formations rocheuses [12].

De nombreux travaux ont été consacrés à l'étude de la résistance des piliers des chambres vides après exploitation, ces piliers sont le plus souvent verticaux. La comparaison de la contrainte verticale moyenne qu'ils subissent à leur capacité portante, estimées à partir d'équations empiriques, permet d'évaluer leur état de stabilité à partir du Facteur de Sécurité (FS) En théorie, une valeur de FS > 1 doit garantir la stabilité des piliers. Cependant, il existe en pratique des piliers auxquels une valeur élevée du facteur de sécurité est attribuée et qui s'effondrent tout de même. Il est donc plus pertinent d'évaluer la stabilité des piliers selon une approche basée sur le risque [28].

Introduction générale

Les méthodes classiques de prévision de la stabilité au sens géotechnique des ouvrages miniers sont, pour la plupart, conçues pour le dimensionnement d'ouvrages et non pas à l'étude de stabilité à long terme des ouvrages abandonnés [12]. D'autres méthodes ont été proposées à partir d'une approche fondée sur la modélisation numérique, confrontée au retour d'expérience. Ces méthodes tiennent compte des contraintes horizontales développées au cœur des piliers. Ce facteur est d'autant plus important que l'élancement du pilier est faible. Les résultats ont permis de proposer des abaques susceptibles d'être employés, désormais sans faire recours aux calculs numériques [17].De nombreuse étude ont été réalisées sur le remblayage des mines souterraines; qui porte sur : les propriétés mécaniques du remblai [18]; de transport; de mise en place ; sur le comportement et ses interactions avec le chantier ouvert [19] [20] et un travail sur la méthode d'analyse de la stabilité des chantiers miniers remblayés [21] et des raréfié mines prenant comme cas études la mine Casa Berardi Canada [22]; la carrière souterraine de Livry-Gargan au France [10] ; et la mine Garpenberg la Chine [23]. Le remblai en pâte cimenté (RPC) est le plus utilisé au Canada pour remplir les vides souterrains quand il s'agit de rejets de concentrateurs (Landriault et Tenbergen, 1995 ; Landriault et al. 1997; Naylor et al., 1997; Nantel, 1998; Hassani et Archibald, 1998)[22].

La conception du remblai et le choix de types doit tenir compte de la géologie et des propriétés mécaniques du massif rocheux, de la technique d'exploitation et de la disponibilité des matériaux (les rejets stériles). Ensuite le choix de méthode de remblayage et la mise en place peut se faire après localisation les vides souterrains accessibles et les non-accessibles. Dans le cadre de cette recherche on présentera ces facteurs.

Ce mémoire est composé de six chapitres qui traitent le problème de stabilité des mines souterraines.

Le premier chapitre est consacré à l'étude géologique détaillée sur la région et le site d'étude, le second chapitre traite l'état actuel de la mine souterraine de Boukhadra Tébessa Algérie. Le troisième chapitre fera l'objet d'estimation des vides souterrains de la mine souterraine de Boukhadra, le quatrième chapitre est consacré à l'étude de stabilité de la mine souterraine par approche analytique qui sera suivi par une approche numérique dans le cinquième chapitre. Le dernier chapitre fera l'objet de remblayage des vides souterrains pour assurer la stabilité à long terme de la mine.

Page 2

CHAPITRE I

Etude géologique détaillée sur la région d'étude

Ir	ntroduc	tion.		3	
1		Situation géographique			
2		Ape	erçu géologique du gisement de Boukhadra	5	
	2.1	Géc	ologie régionale	5	
3		Les	Monts du Mellègue et leur cadre structural :	6	
	3.1	Lith	no-stratigraphie des Monts du Mellégue :	6	
	3.2	Tec	tonique régionale des Monts du Mellégue :	9	
4		Géc	ologie du site	11	
	4.1	Stra	tigraphie et lithologie du secteur	11	
	4.1.	1	Le Trias :	12	
4.1.		2	L'Aptien :	12	
	4.1.	3	Albien :	12	
	4.2	Des	cription succincte de la structure du massif de Boukhadra	14	
4.2. 4.2. 4.2. 4.3		1	La partie NE : l'anticlinal de Boukhadra :	14	
		2	La partie SW : la zone effondrée de Bled Dhissa :	14	
		3	Les limites bordières :	14	
		Tec	tonique	15	
	4.3.	1	Les principaux accidents tectoniques :	16	
	4.4 Géo		omorphologie	17	
5	5 Hydrogéologie et Hydrologie		lrogéologie et Hydrologie	18	
6 Climatologie			18		
S	ynthèse	ə		19	

Introduction

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain et elles ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation et de soutènement. L'étude de ces conditions nous informe des problèmes potentiels, ce qui nous aidera à proposer des solutions qui permettront d'adapter ou pas le soutènement, le drainage et/ou les traitements spéciaux aux conditions rencontrées. Ces conditions géologiques et hydrogéologiques sont donc des outils très importants pour le géotechnicien pour qu'il obtienne une image aussi complète que possible des caractéristiques du massif rocheux traversé.

La region de Tebessa fait partie de la structure autochtone Nord-auresienne (Aures Nememcha) de l'atlas saharien [84] [92] Elle est constituee essentiellement des formations suivantes:

- Une formation triasique diapirique disloquant des formations subjacentes.

- Des formations carbonatées représentées par d'importantes couches calcaire-marneuses et de marnes d'âge Crétacé a Tertiaire. Certaines de ces formations sont observables au niveau des bordures de la plaine de Tébessa

- Un important dépôt alluvionnaire Mio-Plio-quaternaire qui repose en discordance avec les formations précédentes et forme ainsi le remplissage de la dépression, actuellement la plaine..

Les contextes géologique et hydrogéologique sont importants, en particulier pour toute analyse postérieure de la stabilité des terrains de surface au-dessus des exploitations minières. Pour les gisements d'origine sédimentaire, la nature du toit et du mur est précisée lorsqu'elle est connue. Lorsqu'ils étaient disponibles, la base de données recense les indices géologiques (affleurements, failles, nature des terrains, profondeur) ou hydrogéologiques (sources, aquifères, couches imperméables...).

1 Situation géographique



Figure I.1 Situation géographique de la mine de Boukhadra.

Le djebel de Boukhadra est situé à l'Est de l'Algérie à 45Km au Nord du chef-lieu de la willaya de Tébessa, à 47Km de la mine de l'Ouenza, à 13Km des frontières Algéro-Tunisiennes et à 190Km au sud du complexe sidérurgique d'El hadjar (willaya d.Annaba).Le djebel de Boukhadra constitue un massif isolé qui s'élève au-dessus de la vallée de Morsott de 700 à 800m d'altitude. Avec un point culminant de 1463m. Le gisement est entre les méridiens 8°01'et 8°04'Est et les parallèles 35°40' et 35° 50' Nord (fig : I.2).

Tébessa, ville frontalière avec la Tunisie, est située à l'extrême Nord-Est algérien (fig : I.1), aux portes du désert, a environ 230 km au Sud de Annaba sur la côte méditerranéenne. La région est limitée au Sud par le secteur de Biskra, à l'Ouest par celui de Constantine et à l'Est par la frontière Algéro-Tunisienne.



Figure I.2 Localisation géographique 3D de la mine de Boukhadra.

2 Aperçu géologique du gisement de Boukhadra

2.1 Géologie régionale

Les Monts de Mellègue font partie intégrante de l'Atlas saharien, qui se poursuit en Tunisie par l'Atlas tunisien. Il est composé de trois faisceaux de plis organisés en échelons et formant du Sud-Ouest vers le Nord-Est ; Monts des Ksours, Djebel Amour, Monts de Ouled Nail, les Aurès et les Monts de Mellègue (figure I.3)

Plusieurs études ont été réalisées dans la région des confins Algéro-tunisiens, considèrent les formations triasiques comme des diapirs polyphasés liés aux phases compressives depuis l'Aptien jusqu'au Quaternaire [61] [66] [93] Certains auteurs rattachent une relation entre la mise en place des diapirs à des phases tectoniques distensives permettant la mise en place des formations triasiques en surface par une éventuelle halocinèse à caractère diapirique classique [76]. Quant à [45] [64] [67] Vila (1994, 1995, 1996, 2001 ; Vila et Charrière, 1993 ; Vila et al, 1994 ; Vila et al, 1996), ils considèrent les formations triasiques comme d'importantes lentilles empruntées des fractures ouvertes qui vont être resédimentées et inter stratifiées au sein des séries crétacées, à la manière de « glaciers de sel » sous-marins.



Figure I.3 : Carte géologique régionale.

3 Les Monts du Mellègue et leur cadre structural :

Cette région est caractérisée par trois principaux traits structuraux, à savoir :

- Des plissements importants ont affecté les assises Crétacés donnant une suite d'anticlinaux et synclinaux dont les axes sont orientés NE-SW.

- Des fossés d'effondrement orientés NW-SE.

- De nombreux pointements de masses d'évaporites triasiques affleurant sur une bonde de 80Km et ayant une direction NE-SW.

3.1 Litho-stratigraphie des Monts du Mellégue :

Les structures complexes des anticlinaux de la région Ouenza-Boukhad++ra sont formés de dépôts du Mésozoïque, du tertiaire et du quaternaire qui sont représentés par des faciès épicontinentaux et continentaux, ces dépôts montrent la chronologie suivante :

A. Le Trias :

Dans le profil lithologique, les formations les plus anciennes rencontrées dans la région appartiennent au Trias, il s'agit essentiellement de marnes bariolés a gypse et de roches variés qui les accompagnent (Evaporites, dolomie, cargneules, débris de calcaires et grés).

Le Trias des Monts de Mellégue se rapporte uniquement a des diapirs qui n'ont pas partout atteint la surface, la puissance de la série marno-gyposifére triasique n'est pas définie, elle dépasse probablement 700m.

Les études récentes sur les diapirs soulignent les analogies qui existent entre les appareils diapiriques de « Golf-Coast » aux USA et ceux de sel surmonté par un « Cap-Rock » .Ce dernier recèle parfois des concentrations minérales [66].

• Les Cap-Rock :

En Golf-Coast, les dômes de sel sont presque toujours surmontés par une formation cortic le appelé communément « Cap-Rock ». Elle se distingue du corps salifère par sa nature minéralogique et ses propriétés physiques, ce corps résulte de la dissolution du « Piston saliéfer » lors de la migration vers les zones superficielles, ces dissolutions induisent généralement des zonations minéralogiques verticales : les zones les plus profondes sont les plus anciennes.

Le modèle de a mise en place de ces différentes zones a été largement illustrée en Golf-Coast. (A.Bouznoune). Ce modèle met en jeu trois zones :

-Une zone essentiellement a anhydrite.

-Une zone a gypse.

-Une zone a calcite.

A l'Ouenza, une puissante série halitique a été recoupée par sondage, il s'agit du sondage d'Oued El Mellégue d'une profondeur de 332 m.

- Jurassique :

Le Jurassique est absent à l'affleurement, G. Dubourdieu [93] a signalé la présence du Jurassique sous forme de brèche gypsifére sédimentaire contenant des éboulis de galets arrondis et des débris de calcaires dolomitiques.

- Crétacé :

L'ensemble du dépôt Crétacé est constitué d'une série carbono-marno-gresseuse d'une puissance importante et dont la succession stratigraphique est continue.

- Le Tertiaire :

- L'Eocène : Il n'est pas représenté dans la région de l'Ouenza mais il est constitué de calcaires à Silex et de calcaires à nummulites au niveau de la table de Jugurtha dans le territoire Tunisien.

- L'Oligocène : Deux complexes marins apparaissent en Berbérie oriental [92]. Le premier, localisé au NE de la Tunisie, possède dans l'ensemble un faciès littoral essentiellement formé de marnes et grés. Cet Oligocène supporte des formations continentales qui se rapportent peut être à la fin du nummulitique [93].

Le second est représenté par des dépôts « Numidiens » strictement cantonnés dans le nord du Maghreb. Très puissants en général et débutant quelques fois par des poudingues et des conglomérats, ils comportent surtout des argiles et des grés. Ils sont transgressifs et discordants sur toutes les formations antérieures.

 Miocène : Il affleure à plusieurs endroits (Au NW du Djebel Ouenza, extrémité Ouest de Koudiet El Hamra, au voisinage du Djebel Boukhadra et Oued Oulidja au Nord de l'Ouenza).

Il est constitué de conglomérats aux éléments variés avec un ciment carbonaté dont les éléments grossiers sont des galets et des débris de calcaires. La partie supérieur et constituée de grés calcaireux. La puissance de cet étage varie de 10 à 20m. Dans la région de l'Ouenza, des éléments du trias sont remaniés à la base du Miocéne, témoignant d'une activité diairique [66].

B. Le Quaternaire :

Il est constitué surtout des dépôts diluviens et alluvionnaires formés actuellement. Du point de vue lithologique, on a des marnes avec les débris et les blocs de calcaires et grés, et par endroits de minerai à l'hématite. L'ensemble est cimenté essentiellement par du matériel carbonaté.

3.2 Tectonique régionale des Monts du Mellégue :

La région d'étude se caractérise par l'existence d'un système de plis atlasique de direction SSW-NNE. Il s'agit là de formes anticlinales souvent soulevées en horts, parfois à section asymétriques séparés par de larges synclinaux plans, résultant d'une longue histoire paléogéographique, à travers laquelle divers processus tectoniques ont laissé leurs empreintes dans la série sédimentaire.

Le régime distensif général dans tous les bassins Crétacés de la chaine des Maghrébides, lié à l'ouverture de l'Atlantique Nord, est à l'origine de la « Subsidence » de ces bassins sédimentaires, où s'accumulent de puissantes séries sédimentaires.

La phase compressive Eocène est bien marquée par les grands plissements à axes NE-SW (Direction atlasique).

L'Atlas Saharien oriental est marqué par les grands bassins d'effondrement Miocéne de direction NW-SE et E-W.

G. Dubourdieu, [93] a étudié la structure de cette région et a classée toutes les manifestations tectoniques en quatre étapes :

a. 1ére Etape : Subsidence :

Au Crétacé, le phénomène dominant est une subsidence rapide et continue entrainant une poussées horizontales de directions NE-SE. Elle se traduit par une individualisation du sillon Tunisien ainsi que par le bombement sous-marin formant les hauts fonds de directions NE-SW. Ces derniers ont permis l'édification des amas récifaux qui ont connu des déformations ultérieurs.

b. 2éme Etape : Les plissements :

Durant l'Eocène apparait un système de plus de direction SW-NE généralement d'allure simple. Les plus importants sont :

Ouenza, Boukhadra, Def, Boudjaber... qui forment une succession d'anticlinaux et de synclinaux (Ouled El Kesb, Ain Chenia, Haoud S'ghir).

Les anticlinaux résultent des compressions néogènes dont l'âge exact est très discuté en Algérie. La phase majeure a été considérée comme étant comprise entre l'Eocène et le

Miocène en raison de l'existence d'une discordance entre le Miocène et les terrains du Crétacé et de l'Eocène [84] et [93]

c. 3éme Etape : Fossés d'effondrement :

La région de l'Atlas Saharien oriental est caractérisée par les fosses d'effondrement orientées NW-SE à EW [66] leurs genèse est très discutée :

-Pour les uns [93]; [92] Ils résultent d'une activité tectonique distensive post Miocéne inférieur (Fossé d'Ouled Boughanem et de Tebessa, Morsott).

-Pour les autres ([87]; [79]; [78]; [76]; [70]; In [66] Les premières manifestations d'effondrement de ces grabens ont commencé au cours de la distension Crétacé et l'effondrement majeur a eu lieu durant le Miocène (Aquitonien – Turonien).

d. 4éme Etape : Le Diapirisme :

L'Atlas Saharien oriental est marqué par de nombreux pointements de masses d'évaporites triasiques affleurant sur une bande de 80Km et ayant une direction NE-SW les plus importants affleurements se situent au SW de Boukhadra et au SE du Djebel Ouenza.

Ils sont considérés comme des diapirs ayant percé leur couverture à différentes étapes de leurs évolutions [66].

La mise en place des diapirs étant donc avancée au début du Néogène. Et si l'on peut dater le commencement du phénomène, il faut admettre au moins sa progression rapide au cours des temps nummulitiques.

Néomoins, de nouvelles interprétations ont vu le jour récemment [67]; [64] où la zone des diapirs des confins Algéro-Tunisiens est subdivisée en trois domaines :

- Domaine du trias autochtone : Aux environs de Sedrata- Souk Ahras où les masses triasiques se situent aux fronts des nappes.
- Domaine du glacier de sel sous-marin : Les affleurements triasiques se situent entre El Ouasta et le fossé de Tebessa au Sud.
- Domaine des vrais diapirs : Plus au sud à partir d'une ligne passant à mi-chemin entre Morsott et Tebessa, c'est le domaine des véritables structures diapiriques.

4 Géologie du site

Le domaine autochtone de l'Atlas Saharien est caractérisé par des formations carbonatées d'âge Albo-Aptien affectées surtout à l'Est par des phénomènes diapiriques.

Non seulement de tels phénomènes mettent côte à côte en position discordante ces carbonates avec les formations Triasiques (marnes-argiles-gypses) mais ils confèrent à ces carbonates des plissements et des fractures montrant des orientations plus au moins ordonnées.

4.1 Stratigraphie et lithologie du secteur

Le massif de Boukhadra est formé généralement par des assises Albo-Aptiennes en contact tectonique avec le Trias [80]. L'activité diapirique a commencé au moins dès l'Aptien, elle contrôle l'évolution tectono-sédimentaire des massifs de la région, laquelle s'est traduite par l'installation et le développement d'une sédimentation essentiellement carbonaté localisée sur l'apex des diapirs.



Figure I.4 : Carte géologique du Djebel Boukhadra ses envions. [02]

4.1.1 Le Trias :

Les formations Triasiques sont représentées dans la partie Sud-Ouest de l'anticlinal de Boukhadra sous forme d'affleurement à grande extension, recouvert seulement par endroit par des sédiments plus jeunes.

Les dépôts rencontrés dans cette région comprennent des marnes bariolées à gypse, dolomies, des débris de calcaire et des grés. Les marnes bariolées à gypse et les roches variées qui les accompagnent (dolomies, cargneules, grés micassés) constituent généralement les plus grandes partis des formations diapiriques. Le gypse est presque toujours présent en grande quantité, la puissance constatée des sédiments Triasiques dépasse 50m.

4.1.2 L'Aptien :

Les sédiments les plus anciens sont d'âge Aptien lesquels est subdivisé en deux lithofaciès différents :

- Le faciès carbonaté (Calcaire).

- Le faciès terrigène (Marno-greso-calcaireux).

Le Clansayesien comporte une série de marne grise et grise-jaune avec de minces interlits de calcaires gréseux. Ces marnes contiennent par endroit des grés finement à très finement grenue avec une couche de calcaire sublithographique à Ammonite, la puissance de la série est de l'ordre de 90 m.

L'échantillon étudié en lame mince montre un ciment carbonaté constitué par des grains de quartz xénomorphes à arrondis parfois presque jointifs.

Les grés sont quelques fois minéralisés en oxydes de fer et ils contiennent un matériel Triasique remanié représenté par des inclusions d'anhydrite.

4.1.3 Albien :

Les dépôts Albiens sont lithologiquement variés et peuvent être divisés en trois horizons : inférieur, moyen et supérieur.

- Les dépôts inférieurs sont composés de marnes jaunes et gris-jaunes avec des interlits de calcaire gréseux et argileux, caractérisés par une importante accumulation d'Ammonites, la puissance de cet horizon est d'environ 150m. - Les dépôts de l'Albien moyen : sont représentés par des marnes gris-noirs avec intercalations de calcaire et calcaire argileux, la puissance de la série est d'environ 130m.

- Les dépôts de l'Albien supérieur : sont représentés par des marnes grises ou gris noir avec des interlits de calcaires argileux noirs, la puissance de la série est d'environ 200m.

	Stratigraphie	Profil lythologique	Pui en (m)	Caractere lythologique
	Superieur		200	Marne grise avec des interlits de calcaires argileux noirs
Albien	Moyen		130	Marne gris noir avec intercalation de calcaire argileux
	Inferieur		150	Marnes jaune avec inercalation de calcaire argileux et greseux
Zoi	ne de Clansayesien		90	Marnes grises avec des minces interlits de calcaire greseux
			200	Marnes avec interlits de calcaire marneux
	Aptien			Calcaire micritiques à milioles et rudistes
				Marnes et calcaires à Orbitolines
	Trias		50	Marnes bariolės à gypse

Pui : Puissance

Minerai de Fer
Figure I.5 Log stratigraphique du Djebel Boukhadra.

4.2 Description succincte de la structure du massif de Boukhadra

Pour la description du massif du Boukhadra on distinguera trois éléments : la partie NE (un périclinal en demi- ellipse), la zone effondrée de Bled Dhissa et les limites bordières des évaporites triasiques (Fig I.4).

4.2.1 La partie NE : l'anticlinal de Boukhadra :

L'anticlinal de Boukhadra s'étend sur 7 à 8 Km du SW au NE, sa largeur variant entre 3 et 5 Km (Fig I.4). C'est l'un des anticlinaux qui caractérisent l'Atlas saharien oriental dont l'ossature est assurée par les niveaux calcaires compétents du Crétacé. Il est relayé au SE par la structure synclinal de l'Haoud es Srhir (Fig I.4). Cet anticlinal résulte des compressions néogènes qui ont structuré cette partie de l'atlas saharien oriental en une suite de synclinaux et d'anticlinaux, le plus souvent percés par des évaporites triasiques.

4.2.2 La partie SW : la zone effondrée de Bled Dhissa :

Toute la région limitée au NE par le Djebel Boukhadra et au SE par l'Haoud es Srhir correspond à un effondrement qui se raccorde au fossé de Tebessa-Morsott (Fig I.4 et I.5). L'affaissement du Dhissa est attesté par les calcaires turoniens du Koudiat el Hamra qui affleurent en contrebas de l'Aptien du Boukhadra

Le Bled ed Dhissa s'étend entre la région du Koudiat el Hamra au N et la route de Morsott au SE. Il est en grande partie recouvert de limons mais contient cependant de nombreux affleurements : calcaires albo-aptiens au S, formations triasiques (calcaires dolomitiques, grès) plus au N.

4.2.3 Les limites bordières :

Il s'agit de l'ensemble des affleurements crétacés qui limitent les évaporites triasiques, situés au SW de l'anticlinal de Boukhadra. Deux ensembles d'affleurements peuvent être distingués

a- Les affleurements de la limite bordière _W (zone de la gare) :

C'est une branche orientée NW- SE (Fig. I.4). La barre calcaire, en contact au S avec le Trias, constitue la crête qui domine la gare de Boukhadra Elle affleure sur 1700 m de longueur. La barre de calcaires albo- aptiens est redressée à la verticale ou plongeant très fortement au SW. Les calcaires dont l'épaisseur est de l'ordre d'une vingtaine de m représentent la prolongation des formations avoisinant le Skip Ils ont été soulevés par le Trias et repoussés du S vers le N ([95] (Fig.I.4) [93], ces calcaires aptiens [92] changent brusquement de direction pour s'aligner de l'ENE à l'WSW.

b- Les affleurements de la limite bordière SE (Oum es Sba) :

C'est une branche orientée NE- SW. Cette limite est constituée par des crêtes formées par des calcaires albo- aptiens [93] redressés à la verticale et se prolongeant sur près de 1500 m du NE au SW. Il s'agit de deux lames de calcaires d'épaisseur de 10 à 20 m, séparées par des horizons tendres revêtus d'éboulis.



Figure I.6: Coupe transversale dans l'anticlinal du Boukhadra (D'après [93]modifier par [02]) est localisée sur la figure I.4

4.3 Tectonique

La région de Boukhadra est marquée par deux phases tectoniques ; la phase de plissement et la phase de tectonique cassante. Dans la structure anticlinale de Boukhadra, on observe deux grandes dislocations tectoniques :

- La 1^{ère} se prolonge presque parallèlement à l'axe de l'anticlinal à partir du pic vers la terminaison périclinale.

- La 2^{ème} zone de dislocation tectonique de direction WNW-ESE coupe la structure dans sa partie centrale en deux parts, l'amplitude de cette dislocation peut arriver jusqu'à 1000 mètres.

- D'autres failles, sans importance majeure sont à signaler.



★ Figure I. 7 : Calcaire Albo-Aptiens de la branche NE SW de la limite de bordière SE (Oum es Sbaa). [30]





Figure I.6 : Carte géologique de massif de Boukhadra et localisation des limites bordière de la zone effondrée. [30]

 Figure I.8 : Calcaire Albo-Aptiens de la branche NE SW de la limite de bordière NW (zone de l gare). [30]

Il excite un diapirisme dans la structure de Boukhadra qui est Triasique avait une contribution principale dans la formation de la structure du Djebel Boukhadra.

4.3.1 Les principaux accidents tectoniques :

Le Djebel Boukhadra est un grand pli anticlinal d'axe SW- NE, interrompu au S par l'effondrement de Bled ed Dhissa. Il est relayé, au SE, par le synclinal perché de l'Haoud es Srhir. Les failles qui affectent la région donnent, en fait, des irrégularités structurales de ces mégastructures. Elles ont des directions NE- SW et NW- SE.

Les failles NE- SW caractérisent beaucoup plus la terminaison périclinale du massif. Elles sont dues à la résistance opposée au plissement par les formations rigides (les accidents du Kat el Hamra et Kat bou Chekoua au NE et l'accident Oum es Sba au SE.).

Les failles NW- SE se localisent au S de Boukhadra. Elles affectent la quasi- totalité du synclinal de l'Haoud es Srhir et le recoupent orthogonalement d'une manière presque régulière. Cette famille de failles s'amortissent aux seins des formations plastiques vers le NW tel que les marnes du Cénomanien et ainsi l'aire du Bled ed Dhissa et réapparaissent de nouveau à l'extrémité NW (A. Oum Debane).

Les failles	Direction	Pendage	Ouverture	D 1'	Distance
Les failles	(grade)	(°)	(cm)	Remplissage	de l'entrée (m)
1	350 nord	10°ouest	4	-	77
2	330 nord	45°	40	-	124
3	Nord sud	70°	-	Calcite	156

 Tableau I.1 Quantification des failles [11]

4.4 Géomorphologie

Le gisement ferrugineux de Boukhadra, appartenant au domaine de l'Atlas saharien est localisé dans le massif montagneux de Djebel Boukhadra, caractérisé par une structure anticlinale très simple de direction NE-SO avec une terminaison périclinale au NE.

Le Djebel Boukhadra s'étend sur une longueur de 7 à 8 Km et une largeur variant de 3 à 5 Km, suivant une direction NE-SO. Les côtes absolues dans les limites de la concession minière variant de 750m au pied de la montagne à 1463m au point culminant, localisé au niveau du pic de Boukhadra.

5 Hydrogéologie et Hydrologie

D'après les études hydrogéologiques il existe une nappe aquifère d'eau non potable de niveau hydrostatique égale à 818m et dans le niveau amont 926m, un mince filet d'eau apparaît entre les marnes. Le réseau hydrographique dans la région de la mine de Boukhadra est faible, à l'exception des multiples petits chéneaux d'écoulement pluviaux sans importance majeure qui parsème de Djebel Boukhadra.

Selon la géologie, on ne peut pas parler d'oueds, ou de réseau hydrographique proprement dit, mais on remarque des talwegs sec pendant une longue période de l'année et à faible écoulement. Leurs captages pratiquement impossibles à cause de la topographie et leurs faibles quantités.

6 Climatologie

Son climat est semi-aride : en hiver relativement froid et pluvieux, avec un vent assez fort, et en été sec et chaud. La température dépasse les 40° C en été et descend jusqu'à 0° C en hiver, les précipitations annuelles sont de l'ordre de 300 à 500 m d'eau.

Synthèse

Le Djebel Boukhadra a une disposition résultant d'une évolution tecto-sédimentaire ou les diapirs des évaporites jouent un rôle important.

La région est plissée et fracturée, en raison de la montée du Trias par le phénomène diapirique la lithologie présente beaucoup de variations de faciès.

Les formations les plus abondantes dans le massif de Boukhadra sont d'âge Aptien et dans lesquels on distingue deux groupes de faciès distincts :

- Faciès carbonatés représentés par plusieurs types de calcaire : Calcaire à milioles et rudistes, à orbitolines, à milioles et cuniolina et à huitres et débris d'organismes.
- Faciès terrigènes qui sont essentiellement formés par des calcaires gréseux.

Les calcaires Aptiens sont généralement micritiques à sparitiques, ceux à milioles et rudistes s'avèrent un control pour la minéralisation ferrifère du massif de Boukhadra ; Ils portent de se fait l'essentiel de cette minéralisation.

Cette description succincte de la géométrie de la structure du massif de Boukhadra reflète la relative complexité de ladite structure. Cette relative complexité structurale résulte des différentes phases tectoniques néogènes auxquelles s'est ajoutée la dynamique diapirique qu'a connue ce massif.

L'ensemble de ces phénomènes tectoniques a certainement eu des conséquences sur l'anisotropie des massifs rocheux de Boukhadra et sur le relief topographique.

CHAPITRE II

L'état actuel de la mine de Boukhadra

Intro	luction	
1	L'historique de la mine de Boukhadra	20
2	Mode d'ouverture du gisement :	21
2.1	Définitions	22
2	2.1.1. Excavation horizontaux	
2	.1.2. Excavations inclinées	23
2	2.1.3. Excavation verticaux	
3	Etat actuel des ouvrages de la 4ème phase	25
4	Détermination des dimensions des ouvrages souterrains	
4.1	Le creusement des galeries	27
4.2	Les travaux de dépilage	27
4	.2.1. Plan de tir	27
4	2.2. Trous de bouchon en éventail	27
4	.2.3. Trous de bouchon en coin et pyramidaux	27
4	2.4. Trous d'abattage	
4	.2.5. Trous de contour	
4.3	. Les travaux d'abattage	
4.4	. Le creusement des recoupes	29
4.5	. Les paramètres des trous de mine sont	
4.6	. L'abattage des trous de mine	
4.7	. L'amorçage	
5	Travaux de Chargement et de transport	
6	Ventilation :	
6.1	. Le processus de traitement	
6.2	7.2. Le principe d'un concasseur giratoire	
7	L'expédition	
Synth	èse	

Introduction

Une mine souterraine est en quelque sorte une usine aménagée au sein de la terre en vue d'extraire de la roche en place les minéraux utiles qu'elle renferme. L'accès au gisement et l'abattage du minerai, c'est-à-dire de la roche qui renferme un mélange de minéraux dont au moins un peut être traité pour obtenir un produit commercialisable, s'effectuent par forations et tir à l'explosif. Le minerai est transporté au jour, où il est traité pour obtenir un concentré riche en valeur marchande.

L'exploitation d'un gisement en souterrain nécessite des infrastructures spéciales : un réseau de puits et de galeries communiquant avec la surface et permettant la circulation du personnel, le transport du matériel et du minerai. On accède au fond par un puits d'extraction, duquel partent des galeries menant aux chantiers. Les différents niveaux d'exploitation sont reliés par des galeries appelées plans inclinés. Toutes les excavations souterraines doivent être desservies par des systèmes d'aérage (amenée d'air frais et évacuation d'air vicié), d'alimentation en électricité, en eau et en air comprimé, d'exhaure, de roulage et de communications.

1. L'historique de la mine de Boukhadra

La mine de Boukhadra a été découverte à l'époque romaine, les romaines sont les premiers exploitants de la zone Est de pic de Boukhadra. De l'époque romaine jusqu'en 1896, nous ne possédons aucunes données. Il semblerait cependant que les habitants de la région aient continué l'exploitation des galeries romaines sur une courte période.

En 1896 un permis de recherche a été délivré à un groupe d'exploitants privés Mrs Tarce Duriaux et Reselar pour le zinc et les métaux complexes. Puis en 1901, Mr Todros obtiens la concession de Boukhadra pour le zinc et les métaux.

De 1903 à 1929 la société Mokda El-Hadid rachète la concession en entreprend des recherches à l'extrémité Nord de l'affleurement. En suite seaux de galeries entre les niveaux 1225 et 845 m le principal réseau fut Le niveau 926 m.

Parallèlement à cette époque le géologue Français DUBORDIEU ferait des levés géologiques dont les travaux publies révèlent d'une étude géologique a été réalisée et fait ressortir la particularité de cette région et il décrit sa stratigraphie.

Après la nationalisons du secteur minier en 1965 les recherches sont pour suivis et même développées à travers tous les territoires par le bureau Algérien des recherches et exploitation minières.

En outre à partir des années 83 le complexe minier de Boukhadra se retrouvait de nouveau sous la tutelle de Société Nationale FERPHOS par réalisation des sondages de 180m dans les niveaux 1285, 1255 et 1225. [81]

Depuis la date du 18/10/2001, et dans le cadre de partenariat avec l'étranger, le holding L.N.M.N.V. a signé l'accord de partenariat avec HADID OUENZA - BOUKHADRA filiale FERPHOS avec 70% pour la première.

2. Mode d'ouverture du gisement :

On appelle ouverture, le creusement des ouvrages minière donnant l'accès au gite à partir du jour principalement ces ouvrages doivent assure dans des meilleures conditions techniques et économiques les processus suivants :

- 1 : circulation d'air
- 2 : transport

-a) des charges (minerai et roches stériles).

-b) du personnel ainsi que le matériel.

Généralement l'ouverture souterraine d'un gisement dépend des facteurs principaux sont : les facteurs géologiques, miniers et économiques.

- Les facteurs géologiques :
 - ✓ Relief de terrain ;
 - ✓ Forme et dimensions du gisement ;
 - ✓ Puissance, profondeur et pendage du gîte.
- Les facteurs technico-miniers :
 - ✓ Productivité de la mine ;
 - ✓ Durée de service de la mine souterraine ;
 - ✓ Moyen de mécanisation et sécurité de travail.
- Les facteurs économiques :
 - ✓ Dépenses capitales de construction de la mine souterraine ;
 - ✓ Rendement.

Le gisement de Boukhadra est considéré comme dressant, il est situé dans un relief montagneux et très accidenté à certains endroits. Par conséquent le mode d'ouverture est par galerie au jour.



Figure II.1: Coupe schématique du mode d'ouverture en souterrain.

Elle est caractérisée par une section ayant une forme demie circulaire d'une section de 12 m^2 . Dont des endroits de cette galerie sont soutenues par des cintres métalliques et blindage par bois à cause des risques d'éboulement (terrain instable), tandis que les autres endroits ne sont pas soutenus (terrain stable).

Paramètres	Valeurs	Unités
Largeur moyenne	05	m
Hauteur moyenne	3	М
Longueur	800	М
Section	12	m ²

Tableau II.1 : Caractéristiques de la galerie principale de la mine de Boukhadra

3. Les ouvrages de la mine

3.1. Excavation horizontaux

Font partie de la famille des excavations horizontales les galeries au jour, les travers banc, Les galeries les recoupes et les galeries d'exploitation, habituellement, la majorité des excavations horizontales.

- <u>Galerie au jour</u> : On appelle galerie au jour une excavation horizontale possédant une sortie à ciel ouvert et destinées à des buts de prospection ou lors de l'exploitation du gisement au transport des charges, mouvement de la personnelle livraison des matériels, aérage et écoulement des eaux. La galerie donc peut être de prospection ou exploitation dans le cas de l'existence de plusieurs galerie la mieux équipée de toutes devient la principale les autres sont auxiliaires.

<u>- Traversbanc</u> : Une excavation souterraine horizontale ne possédant pas de communication direct avec le jour menée sous un certain angle à la direction des roches et destinée au transport des charges aux déplacements du personnel à l'aérage à l'écoulement et liée 2 galeries.

<u>- Galerie intermédiaires</u> : Ce sont galeries reliant deux galeries principales ou une galeries principale et limite du champ minier. Habituellement, les galeries sont creusées dans le minerai mais dans le but, de diminuer les frais d'entretien on le creuse. Dans les stériles .on dit alors qu'elles sont au rocher.

<u>- Galerie d'exploitation</u>: On appelle ainsi des excavations horizontales, tracées dans l'épaisseur du minerai sans recouper les roches avoisinant et destinées à la réalisation des travaux d'abattage ou l'orientation des galeries pendant leur percement.

<u>- *Recoupe*</u> : C'est une excavation souterraine horizontale ne possédant pas communication direct avec le jour.

3.2. Excavations inclinées

Les excavations inclinées peuvent être aussi bien menée dans les stériles que le minerai comme les excavations précédents : les descenderies, les puits inclinée, montage.

<u>-Une descenderie</u> : Est une excavation souterraine inclinée, destinée au montage des charges d'un étage supérieur, à l'aide d'un dispositif mécanique.



Figure II.2 Descenderie qui relie les niveaux 1105 et 1045.

<u>-un montage</u> : C'est une excavation souterraine sert a liée deux sous niveau entre eux avec une pente admissible pour les engins utilisé



Figure II.3 Un montage.

3.3. Excavation verticaux

Les excavations verticales sont utilisées pour accéder au gisement ou pour le soutirage du minerai ou le déplacement entre les niveaux comme les cheminées, les puits verticaux. <u>-Cheminée</u> : Est une excavation souterraine destinée à l'aérage et le soutirage du minerai reliée entre deux niveaux ou sous niveau.



Figure II.4 Cheminée de soutirage.

Le mode d'ouverture est lié principalement aux conditions du relief .dans notre cas le corps Sud, prévu pour l'exploitation souterraine, traverse un relief montagneux dit (djebel Boukhadra), ce dernier renferme un gisement de type filonien, de direction NE-SO d'un pendage supérieur à 50°et d'une puissance variable de 5 à40 m alors on va faire 2 galeries dans chaque sous niveau :

- Une galerie au jour creusée dans le stérile s'appelle galerie de roulage.

- l'autre au minerai c'est de l'abattage (l'exploitation).

Aussi des travers banc entre eux alors on a 6 galeries et des montages entre les niveaux et des cheminées de soutirage.

4. Etat actuel des ouvrages de la 4ème phase

Les travaux de prospection dans cette phase sont effectué par ouvrage minier et sondage et ont été réalisés uniquement sur les deux axes (Principal et Sud –Est) l'autre axe a été estimer selon la continuation de corps minéral des phases supérieur dans notre cas la 3éme phase.

Il existe actuellement : des ouvrages miniers réalisés au deux niveaux

• Sous niveau 1045 :

Une galerie au jour d'entrée qui exige un soutènement métallique. Un montage relie les niveaux 1045 et 1065 situé axe Sud-Est (Coupe5) Une cheminée d'aérage principal 1105, 1045, 985,925 Sud- Est (Coupe7) Un travers banc d'aérage principal de longueur 395 m Sud-Est (Coupe11) Un montage entre 1045 /1065 et un travers banc d'accès et du transport situé à l'axe Nord (Coupe298).

• Sous niveau 1085 :

Un montage entre 1085 et 1105 à l'axe Principal (Coupe103)

Il existe deux galeries au jour, l'une est une ancienne galerie de recherche de direction EW située sur la coupe 112 de section 12.5m² et de largeur 4m à l'axe principale Sud-Est et relié avec le niveau de tête 1105 une descenderie et L'autre pour le roulage situé l'axe principal (nouveau projet) mais maintenant les travaux préparatoire sont arrêté à cause d'un éboulement.



Figure II.5 Les travaux préparatoires au niveau de la 4ème phase.

5. Détermination des dimensions des ouvrages souterrains

La section des ouvrages miniers au niveau d'exploitation (1105) dépendent aux engins de forage, chargement et transport (chariot de foration, chargeuse transporteuse, camion navette). Les paramètres essentiels qu'on tient en considération pour obtenir des ouvrages souterrains adaptés avec les différents engins sont :

- La largeur maximale des engins ;
- La hauteur maximale des engins ;
- Le rayon de braquage minimal des engins.

- Les travaux préparatoires:

Les travaux préparatoire sont destinées à partager le gisement ouvert en quartiers ou en éléments, étage, blocs, panneaux, etc. Les principaux ouvrages, réalisés par foration, tir à l'explosif et déblocage, sont les puits, les galeries, les plans inclinés et les cheminées verticales

5.1. Le creusement des galeries

Une galerie est un ouvrage de communication horizontale avec une faible inclinaison servant au transport du minerai et des stériles; son percement fait partie des travaux préparatoires courants. Dans les exploitations mécanisées, l'abattage de la roche se fait à l'aide de jumbos de foration à deux bras orientables portant des perforatrices électro hydrauliques. La section des galeries dans notre cas est généralement de 12 m², et les trous de mine sont forés à 4 m de profondeur. Les trous de mine sont chargés d'une quantité appropriée d'explosif en vrac. L'amorçage est assuré par des détonateurs électriques à micro retard inclinées

5.2. Les travaux de dépilage

Le dépilage du minerai comprend plusieurs opérations qui consistent à arracher la substance de son massif, à la réduire en morceaux faciles à manipuler et à transporter et à maintenir de telle ou telle façon des vides créent par l'exploitation

5.2.1. Plan de tir

On appelle Plan de tir chaque disposition des trous de mine sur le front d'attaque selon un certain schéma

Les trous de bouchon

Le rôle des trous de bouchon est de crée un espace de dégagement supplémentaire dans le front d'attaque.

5.2.2. Trous de bouchon en éventail

Ce type est utilisé lorsqu'on change la direction de la galerie.

5.2.3. Trous de bouchon en coin et pyramidaux

Dans ce type de trous on cherche à concentrer des charges au centre de la volée.

Les bouchons en coin sont utilisés lors de creusement des excavations de section> $6m^2$ et largeur < 2,5m dans les roches Lomagne.

Les trous de bouchon pyramidaux sont utilisés lors de creusement des excavations de section>8m² dans les roches dures et mi dures.

5.2.4. Trous d'abattage

Sont disposés perpendiculairement au front de taille, la distance minimale entre les trous d'abattage et ceux de bouchon dépend de la dureté des roches.

- Si $f \le 7$ la distance doit être 0,45 m-0.60 m ;
- Si f >7 la distance doit être 0,3 m.

5.2.5. Trous de contour

Sont creusés avec une inclinaison de 70° à 80°. En général il doit être utilisé dans ce projet de creusement

- Les trous de bouchon de type pyramidaux ;
- La distance entre les trous d'abattage 0,70 (m) ;
- Une inclinaison de 80° pour les trous de contour.
- Les paramètres du plan de foration des trous sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau II.2 Les paramètres du plan de foration Boukhadra

Désignation	Valeur	Unité
Dureté de la roche creusée	4-6	/
Nombre de trous de bouchent	4	Trous
Nombre de trous d'abattage	8	Trous
Nombre de trous de contour	12	Trous
Angle d'inclinaison des trous	60-80	Degré
Distance entre les trous	0.7	Mètre
Section de la galerie	12	m ²

Selon le plan de foration des trous on fait un autre plan de tir qui est adapté avec les paramètres des différents trous, le tableau suivant montre les principaux paramètres des trous et des charges.

Tableau II.3	Les paramètres des trous et des charges dans un front Boukhadra.	

Désignation	Valeur	Unité
Longueur des trous	2.2	М
Angle d'inclinaison des trous	75	Degré
Plan horizontal	75	Degré
Plan vertical	75	Degré
Longueur des charges	1,75	М
Longueur de bourrage	0.45	М

NB : la longueur des charges occupe 80% de la longueur du trou.

5.3. Les travaux d'abattage

Il est réalisé au souterrain par l'emploi d'explosifs.

À l'aide d'un compresseur on fait presser de l'ANFOMIL et le cordeau détonant dans le trou, on utilise du MARMANITE comme charge d'amorçage et aussi comme bourrage, on utilise aussi le sable humide comme bourrage final.

5.4. Le creusement des recoupes

Dans la mine de Boukhadra le forage des trous s'effectue par un marteau perforateur à Colonne de type PS-50, PK-3, le tableau suivant présente les caractéristiques du marteau perforateur.

Туре	Poids (kg)	Diamètre du taillons (mm)	Longueur du taillons (mm)	Consommation D'air comprimé (m ³ /min)	Nombre de marteaux Perforateurs
Ps-50,pk-3	50	64	1.5	3.4 - 4.7	3

Tableau II.4 Les caractéristiques techniques du marteau perforateur.

Les recoupes sont destinées à délimiter le gisement et faciliter la circulation des engins et personnels et pour donner des possibilités de travail en cas de blocage d'un chantier afin de sécuriser les engins le personne et la productivité.

5.5. Les paramètres des trous de mine sont

Longueur des trous	1.2	М
Le diamètre des trous	64	Mm
L'angle d'inclinaison des trous	<50	Degré
Nombre de trous	15-24	Trous
Distance entre les trous	70	Cm

Tableau II.5Les paramètres des trous

5.6. L'abattage des trous de mine

L'explosif utilisé dans la mine de Boukhadra est de type Timex, les caractéristiques de ce dernier sont présentées au tableau suivant :

Nature	Gélatineux
Densité d'en cartouchage (g/cm ³)	1.22
Résistance à l'eau	Très bonne
Vitesse de détonation sous confinement (m/s)	4500 à 5500
Coefficient de self excitation (mm)	50 à 80
Brisance	15 à 20
Essai au bloc de plomb (TRAUZL) (10g/cm ³)	>320
Le volume du minerai à abattre par une volée (un tir)	•

Tableau II.6 Les caractéristiques d'explosif (Timex).

$$V=F.L.Dt; (m3) \tag{II-1}$$

Ou :

F : la surface du front d'abattage, (m2) ;

L : la profondeur des trous, (m) ;

Dt : le coefficient d'utilisation du trou (il y a une seul surface de dégagement donc en prend entre (0.8 à 0.95) .

La charge par un trou se détermine par la relation :

$$E = K_{ch} \frac{L}{Lc} q_c; \text{ (kg)}$$
(II-2)

Ou:

L: la profondeur du trou, (m);

 L_c : la longueur de la cartouche, (m) ;

 q_c : la masse de la cartouche d'explosif, (kg) ;

 K_{ch} : le degré de chargement le long du trou (K_{ch} =0.65-0.85 suivant la dureté des roches).

Les nombre des trous de mine :

$$n=2.7\sqrt{\frac{D}{F}}$$
;(trous/m2), (II-3)

 $Ou \quad D: la \ dureté \ de \ la \ roche \ (4 \ à \ 6).$

Nombre des trous de mine dans une volée :

$$N=n.F;(trous) \tag{II-4}$$

$$Q_{ex} = N.E ; (kg) \tag{II-5}$$

La longueur totale des trous de mine dans une volée est :

$$Lt = N.L; (m)$$
(II-6)

La distance entre les trous de mine disposés régulièrement :

$$B = \sqrt{\frac{F}{N}}; (m) \tag{II-7}$$

La quantité du minerai abattu par volée :

$$P_{v} = V_{\cdot} \gamma_{m} ; (t)$$
 (II-8)

Ou :

 γ_m : le poids volumétrique du minerai en place, t/m³.

Le rendement d'un mètre de trou de mine :



Figure II.6 Schéma descriptif de la distribution des trous

5.7. L'amorçage

L'amorçage des charges se fait par l'implantation de l'amorce du détonateur électrique dans une cartouche d'explosif (tête de la charge) après on remplit le trou par la matière explosive, du premier pas on inclut la tête de la charge comme amorce et on remplit le reste par des cartouches jusqu'à une longueur déterminée (80% de la longueur totale) le bourrage utilisé est un sable humide, la connexion commence du trous de centre vers les latérales du front, les extrémités de la connexion sont attachées avec des fils électriques pour garder la distance de sécurité, la déflagration se fait à l'aide d'un exploseur électrique.

6. Travaux de Chargement et de transport

Le chargement et le transport des roches abattues s'effectue à l'aide d'une chargeuse transporteuse avec une capacité de charge de 3m³, les déblais sont évacués par un camion navette avec une capacité de la benne de 20 t vers la zone de décharge au jour, le minerai sera culbuté du niveau 1105 au niveau 1065 par la chargeuse à travers un couloir à chute , après le culbutage, le minerai sera rechargé par une chargeuse Caterpillar dans des camions pour le transporter vers le concasseur.

Description



Figure II.7 : Chargeuse transporteuse



Figure II.8 : Camion navette



Figure II.9 : Culbutage par couloire a chute

7. Ventilation :

Après l'abattage de minerai de fer (hématite fe_2O_3), il faut aérer la zone avec l'air frais et évacuer l'air vicié. Dans le cas de la mine de Boukhadra l'aérage se fait par voie naturelle. Cette opération est assurée par les deux galeries au jour (galerie axe principale et la galerie sud-est et le vide au jour qui on trouve au niveau 1105).

7.1. Le processus de traitement

Le minerai extrait du massif présente une granulométrie qui ne répond pas aux exigences de transport par convoyeur, camion ou par train, c'est pour cette raison que n'importe quel type de minerai doit subir un traitement mécanique.

Le traitement mécanique consiste à la réduction des dimensions des roches abattues afin d'obtenir une granulométrie favorable au transport et aux exigences des clients.

Le minerai de fer extrait dans la mine de BOUKHADRA étant de très bonne teneur en fer ne nécessite aucune opération chimique de traitement.

Néanmoins ; le seul traitement que ce minerai subit est le concassage. Afin d'arriver chez les consommateurs dans les normes granulométriques adéquates ; le minerai extrait est concassé.

Le traitement mécanique est assuré par un concasseur giratoire d'une capacité de 300 t/h dont les caractéristiques sont les suivantes.

Marque de concasseur	Giratoire MAC CULLY
Type de concasseur	PM 13519 / 36
Puissance	125 KW
Année de mise en exploitation	1931
Source d'énergie	Électrique
Granulométrie	250 à 300 mm
Grosseur max des morceaux	1000 mm
Productivité du concasseur	300 t / h

Tableau II.7 Les caractéristiques du concasseur giratoire (à conne)

7.2. Le principe d'un concasseur giratoire

Il est semblable à celui du concasseur à mâchoires, mais il est composé d'une surface concave et d'une tête conique. Les deux surfaces sont généralement doublées avec des pièces en acier. Le cône interne a un léger mouvement circulaire, mais ne tourne pas, le mouvement est généré par un excentrique comme avec le concasseur à mâchoires, le matériau chute entre les deux surfaces en étant progressivement écrasé jusqu'à ce qu'il soit assez petit pour tomber dans l'espace entre les deux surfaces.

Le concasseur giratoire est l'un des principaux types de concasseurs primaires dans les mines ou les usines de traitement du minerai. Les concasseurs giratoires sont désignés soit par leur taille, soit par l'ouverture maximale et le diamètre inférieur de la mâchoire mobile, soit par la taille de l'ouverture de réception.



Figure II.10: concasseur giratoire.

8. L'expédition

Le minerai concassé est acheminé par bande transporteuse, jusqu'aux trémies de chargement à la gare, sur une distance de 1 Km d'où il est évacué dans des wagons de 60 t de charge utile vers le complexe sidérurgique d'ELHADJAR (ARCELOR MITTAL - ANNABA).

Synthèse

L'exploitation souterraine engendre la création des vides important suite à l'extraction de grandes masses de minerais du sous-sol.

La méthode d'exploitation par sous niveau abattus dictée par la morphologie du corps minéral de fer de djebel Boukhadra ; à atteint des profondeurs importantes et deviennent de plus en plus difficiles à exploité suite aux vides crées par l'exploitation des niveaux supérieurs.

L'existence des vides importants constitue un danger permanent sur les ouvriers de la mine souterraine de Boukhadra ainsi que la région qui entoure la mine.

L'existence de plusieurs points d'éboulements ; d'effondrements montrent l'état d'instabilité qui existe dans cette mine souterraine de Boukhadra ; un diagnostic de stabilité est d'une importance capitale pour comprendre le niveau de risque que court les ouvriers de la mine. Dans le chapitre suivant nous allons essayer de quantifier et de positionner les vides qui existent aux seins du massif rocheux de Boukhadra.

CHAPITRE III

Estimation des vides

Introduction	36
1 Caractéristiques de l'exploitation	36
1.1 Localisation et description des corps minéralisés	36
1.2 Les travaux de prospection du gisement:	38
2. L'arpentage des excavations souterrain	40
2.1 Descriptions des plans d'exploitation des niveaux de la mine Souterraine	41
i. La première phase	41
ii. La deuxième phase	43
iii. La troisième phase	45
3. Estimation de la géométrie du filon et de couverture (localisation des vides)	48
b. Les coupes verticales	49
4. Estimation du volume des vides miniers résiduels	50
Synthèse	53

Introduction

Faire le positionnement et l'estimation des vides issues de l'exploitation souterraine du minerai ; nous permet d'estimer l'état de stabilité de ces cavités souterraine. Dans le cas du traitement de ces vides par remblayage par exemple, il est nécessaire de bien fixé la position de ces vides dans le massif pour pouvoir creusé les accès à ces vides pour les remblayés.

La prospection détaillée du gisement a été réalisée durant les années 50 et 70 par les ouvrages miniers et des sondages de profondeur moyenne, les ouvrages de prospection sont répartis sur 09 niveaux (825...1285) Selon la première estimation des réserves réalisées en 1981 par la D.E.D basée sur les résultats de prospection. [86]

1 Caractéristiques de l'exploitation

1.1 Localisation et description des corps minéralisés

Le gisement de BOUKHADRA est caractérisé en général par une structure simple. Le minerai exploité est du fer sous forme d'oxyde de fer montré par l'hématite rouge (Fe2O3) présente en abondance dans ce gisement avec une teneur moyenne de 54% de fer. Le gisement est de forme ventriculaire, dont la genèse est hydrothermale ou sédimentaire, d'une longueur de 900 à 2200m et d'une puissance variant de 10 à 15m. Les réserves globales sont de 57 millions divisées en quatre (04) corps minéralisés principaux de démarche et dimensions très variables :

- Corps principal ;
- Corps Nord ;
- Corps Médian ;
- Corps Sud ; et les petites veines de moindre importance .
- Le corps principal développé entre les coupes 119 et 125 est localisée dans la partie profonde de la carrière (816 – 868).Il est caractérisé par une longueur de 300m en direction, une profondeur de 30m (Jusqu'au niveau sidérolitique) et une puissance moyenne de 70m environ. Ce corps représente la racine (tronc commun) des autres corps miniers.





Figure III.1: Plan montre les corps minéralisés principaux de la mine de Boukhadra.

- Le corps Nord est caractérisé par une longueur de 800m (jusqu'au PIC), une profondeur de 180m et une puissance moyenne de l'ordre de 30m.
- Le corps Médian de dimension sensiblement supérieure par rapport aux corps Nord et Sud a une longueur de 500m, une profondeur de 200m en aval pendage et une épaisseur moyenne de 35m.
- Enfin, le corps Sud qui s'est développé dans trois directions différentes et qui renferme 64% des réserves globales du gisement.

Les quatre grands corps et quelques petites veines de moindre importance se joignent dans la partie occidentale, pour former un seul corps minier. Qui est bien prospectés à partir de la coupe 108 sur l'axe principal (corps Sud et Médian), les réserves sont en cours d'exploitation par la méthode à ciel ouvert (carrière principale et BK II) ; (Fig. III.2).



Figure III.2 : Plan général - Mine Boukhadra. [86]

1.2 Les travaux de prospection du gisement:

Sur la base des travaux d'exploitations de la mine, on distingue deux principaux gîtes dans le gisement du Boukhadra :

a- Gîte principal : Le gîte principal est constitué de deux grands filons : Nord et médian et deux petites veines qui se joignent ensemble en un grand corps c'est le corps principal. Ce corps, stratoïde, représente la racine des autres corps minéralisés, et est situé dans la partie W du gisement et c'est celui qui a été concerné par l'exploitation à ciel ouvert.

b- Gîte Sud : Le gîte Sud se présente sous la forme d'un filon. Il change de direction trois fois, et rejoignant le gîte principal dans sa partie centrale. Ce gîte fait l'objet d'une exploitation souterraine dans sa partie NW ; et fait aussi objet d'une exploitation combinée (souterraine à ciel ouvert) dans cette même dernière partie.

La position de ces corps (principal, Nord, médian et Sud) par rapport à l'encaissant est particulièrement bien visible au niveau de la carrière principale.



Chapitre III

L'exploitation souterraine est concentrée sur la partie Sud du gisement (corps Sud) ; et les réserves sont réparties sur trois axes :

- Axe principal ;
- Axe Sud Est ;
- Axe Nord.



Figure III.3 Présentations de trois axes.

Une parties de ces réserves situées sur l'axe principal allant de la coupe 100 à la coupe 105 et de la coupe 4 à la coupe 10 sur l'axe Sud-Est dont l'exploitation initiale est prévue par la méthode souterraine, serait extraite par la méthode à ciel ouvert (carrière BK II jusqu'au niveau 1135), ceci compte nu du taux de découverture avantageux et de la morphologie du relief.

Tenant compte des conditions géométriques du relief, toutes les réserves situées sur l'axe Nord seront exploitées par le souterrain.

Exploitation souterraine appliquée par la méthode du sous niveau abattu dont l'ouverture est faite par des galeries au jour. Où on a cinq phase d'exploitation qui contiennent plusieurs types d'ouvrages souterrains verticaux (cheminées), inclinés (montages, descenderies) et horizontaux (galeries).

Page 39

Chapitre III

La hauteur d'étage est de 60 mètres qui est généralement divisée en sous étages de 20 mètres chacun la puissance moyenne du corps minérale est de 15 mètres, les sous-niveaux offrent des accès pour le forage et le dynamitage des blocs à exploités.





Figure III.4 : Organigramme représentatif des phases d'exploitation souterraine.

2. L'arpentage des excavations souterrain

Le principe pour l'arpentage des excavations est de suivre un parcours formé de segments de droites consécutifs et de mesurer leurs longueurs et leurs orientations relatives [50]. D'après ce principe le bureau d'étude de Boukhadra a réalisé des plans d'exploitations détaille (archives) en exploré l'environnement qui consiste d'acquisition de données décrivant, Le modèle de grille d'occupation et le modèle géométrique de corps avec le niveau topographique.

2.1 Descriptions des plans d'exploitation des niveaux de la mine Souterraine

La mine souterraine de Boukhadra est exploitée par la méthode combinée : La méthode de sous niveau abattu pour les étages et les sous étages, par chambres et piliers en ce qui concerne les niveaux ou la puissance de filon important [85].

Les trois (3) premiers phases de la mine souterraine sont exploité allant du niveau supérieur 1285m jusqu'au niveau de base 1105m, soit une hauteur globale de 180m. Chaque phase d'exploitation présente un étage de hauteur égale à 60m. Chaque étage est divisé en sous niveaux.



Figure III.5 : Plan d'exploitation (1983).

Les informations implantées sur le plan sont constatées après le creusement pendant le cycle d'exploitation.

i. La première phase

Le premier étage est limité par la cotes des niveaux 1225 (niveau de base de cette phase) et le niveau supérieur 1285 (niveau de tête de la mine).

Les principaux paramètres dimensionnels de l'étage sont les suivants :

- Hauteur de l'étage 60m (1285/1225)
- Hauteur de sous niveau 30m
- Niveau de tête et d'aérage (1285)
- Niveau de la base et de roulage principal (1225)
- Cotes des sous niveaux intermédiaires 1255.



L'analyse des informations implantées sur le plan de l'étage I montre que la minéralisation apparait sur l'axe Nord limitée par la coupe 303 jusqu'à la coupe 296 avec la puissance moyenne des corps est de 30m, Les roches encaissantes du toit et de mur du corps Sud sont composées principalement par des calcaires dont la puissance est importante. Les particularités de niveau 1225 sont :

- séparation du filon par calcaire minéralisé.

- l'apparition de la couche de grise après la couche de calcaire à partir de l'ouverture après la coupe 293 d'une longueur de 5m.

Page 42



Figure III.7 : Coupes horizontal niveau 1225(m).

ii. La deuxième phase

La deuxième phase est limité par la cotes des niveaux 1165 (niveau de base de cette phase) et le niveau 1225 (niveau de tête d'étage II qui est le niveau de base d'étage I).

Les principaux paramètres dimensionnels de l'étage sont les suivants :

- Hauteur de l'étage 60m (1225/1165)
- Hauteur de sous niveau 15m
- Niveau de tête et d'aérage (1225)
- Niveau de la base et de roulage principal (1165)
- Cotes des sous niveaux intermédiaires 1210, 1195 et 1180.



Figure III.8 : Coupes horizontal niveau 1210(m).

Dans cette phase la minéralisation apparait sur l'axe Nord limitée par la coupe 301 jusqu'à la coupe 294 sauf le niveau de base (1165) de cet étage ou la langueur de filon dépassé la coupe

Chapitre III

292 et la coupe 303 sue la limite; la puissance moyenne des corps est de 27m, Les roches encaissantes du toit et de mur du corps pour chaque niveau sont les suivant :

• Niveau 1210 :

- Les roches encaissantes du toit du corps situé de la coupe 294 à 296 sont composées par des marnes, de 296 à 301 sont des calcaires marneux.

- Les roches encaissantes du mur du corps sont composées par des calcaires.

• Niveau 1195 :

- Les roches encaissantes du toit du corps situé de la coupe 294 à 296 sont composées par des marnes et de 296 à 301 sont des calcaires marneux.

- Les roches encaissantes du mur du corps situé de la coupe 294 à 29 sont composées par des marnes et de 296 à 301 sont des calcaires.



Figure III.9 : Coupes horizontal niveau 1195(m).

- Niveau 1180 :
- Les coupes de 294 à 297 sont composées par des marnes.
- Les coupes de 297 à 302 sont composées par des calcaires.



Figure III.10 : Coupes horizontal niveau 1180(m).

- Niveau 1165 :
- Les coupes de 294 à 296 sont composées par des calcaires marneux.
- Les coupes de 296 à 303 sont composées par des calcaires.



Figure III.11 : Coupes horizontal niveau 1165(m).

iii. La troisième phase

La troisième phase est limité par la cotes des niveaux 1105 (niveau de base de cette phase) et le niveau 1165 (niveau de tête d'étage III qui est le niveau de base d'étage II). Soit une hauteur d'étage de 60m qui est le même que celle des deux étages supérieurs.

Les principaux paramètres dimensionnels de l'étage sont les suivants :

Hauteur de l'étage 60m (1165/1105)

- Hauteur de sous niveau 20m
- Niveau de tête et d'aérage (1165)
- Niveau de la base et de roulage principal (1105)
- Cotes des sous niveaux intermédiaires 1145 et 1125.



Figure III.12 : Coupes horizontal niveau 1145(m).

Les informations constatées après le creusement monte que la minéralisation apparait sur l'axe Nord limitée par la coupe 303 jusqu'à la coupe 292 avec la puissance moyenne des corps est de 25m, Les roches encaissantes du toit et de mur du corps pour chaque niveau sont les suivant :

- Niveau 1145 :
- De 292 à 295 le toit et le mur d'encaissant marne.
- De 295 à 298 le toit est d'encaissant grés et même pour le mur est de 293 à 295.
- Les coupes restent de 298 à 303 le toit et le mur d'encaissant calcaire.
- Niveau 1125 :

- Les roches encaissantes du toit du corps situé de la coupe 292 à 294 sont composées par des marnes, de 294 à 298 sont des grés et de 298 à 302 sont des calcaires.

- Les roches encaissantes du mur du corps situé de la coupe 292 à 295 sont composées par des marnes et de 295 à 302 sont des calcaires.



Figure III.14 : Coupes horizontal niveau 1125(m).

• Niveau 1105 :

- Les roches encaissantes du toit du corps situé de la coupe 292 à 296 sont composées par des marnes et de 296 à 304 sont des calcaires.

- Les roche²s encaissantes du mur du corps sont composées par des calcaires sauf partie du corps situé de la coupe 295 à 297 sont composées par des marnes.



Figure III.15 : Coupes horizontal niveau 1105(m) axe Nord.

L'unique particularité de cette étage est le corps sont étendues sur les deux autres axes (Sud-Est, et Principal), allant du niveau 1125m jusqu'au niveau de base 1105m

limitée par la coupe 303 jusqu'à la coupe 296 avec la puissance moyenne des corps est de 50m,


Figure III.16 : Coupes horizontal niveau 1105(m) axe Sud-Est et Principal.



Figure III.17 Topographie 3D reconstruite à partir d'images satellite, Boukhadra.



3. Estimation de la géométrie du filon et de couverture (localisation des vides)

La topographie a été générée à partir de deux sources anciennes cartes topographiques en format papier pour planifier correctement la localisation des axes de gisement et une image satellite pour compléter les cartes topographiques existantes à l'aide de logiciel SkatchUP. La carte topographique résultante (Figure) étant très imprécise; elle permet seulement de faire des évaluations grossières, mais n'est pas suffisante pour supporter un dessin opérationnel et déclarer des corps Minérales. (Figure III.17).

Un model représentatif du site d'étude figure III.18 montrant la grille d'occupation et la topographie ainsi que la géométrie descriptive du mont De Boukhadra en se basant sur les données de dans la carte MNT (modèle numérique de terrain) qui une représentation 2.5D de la surface d'un terrain ou d'une planète réalisée par **AutoCAD** (est un logiciel de dessin assisté par ordinateur crée par Autodesk).



Figure III.18 Présentation 3D de la mine souterraine de Boukhadra.

b. Les coupes verticales

Pour atteindre ces objectifs nous avons réalisé des centaines coupes (FigureIII.19) montrant le corps minéral à l'aide du code de calcul 'Covadis', c'est un logiciel de topographie, de terrassement, d'infrastructure et de génie civil dans l'environnement AutoCAD cela est utilisé pour tracer les profils en long et en banc.



Figure III.19 : Modèle géométrique du profile de la coupe 298

4. Estimation du volume des vides miniers résiduels

Le volume V_{exp} volume total de matériau extrait ou le volume total exploité déterminer par le volume total de filon du minerai de fer qui estimé à partir des plans d'exploitation fournis, et d'éléments techniques tel que les l'épaisseur de filon, leur section et la hauteur d'étage, avec élimination des pertes qui représenté le volume des piliers.

Comme pour la première phase elle devisé en deux étages du niveau 1285 m au niveau 1255m figure10 et de 1255m jusqu'au 1225m figure11 alors la hauteur d'étage H=30m. Ainsi le

Chapitre III

volume des vides au niveau 1255m égale à 2,27639. 10^5 en mètres cube (m³); et au niveau 1225m égale à 4,1187. 10^4 (m³).

Nous avons élaboré un code de calcul avec le logiciel Excel (2010) pour estimer les volumes de chaque niveau sur les plans

On obtient un volume des vides résiduels de l'ordre de 1,586818 .10⁶ m³. Le détaille dans le tableau (III.1).

De plus, il faut noter que ces volumes ne prennent pas en compte les vides de volume des stériles liés à la présence des galeries d'infrastructure et des puits.

Même

La figure présente montre les volumes des vides et des pertes de chaque phase



Figure III.20 Comparaison entre les volumes des corps exploités et des vides par rapport aux quantités des pertes.

 Tableau III.1: Tableau récapitulatif du différent niveau pour détermination des volumes des vides et volumes des pertes.

Phases	Axes	Niveau m	Void volume m ³	pertes m ³	Les plans
1 st		1255 - 1285	227638,629	58806,792	Geological coup
Phase		1225 - 1255	41186,61	38046,339	Level 1225 Boukhadra mine
		1210 - 1225	90644,4	27516,03	Geological coup be for the set of the set of the set of the set Level 1210 Boukhadra mine
2 rd		1195 - 1210	95445,9	30955,5	Geological coup
phase	North Axe	1180 - 1195	88280,1	31842	Geological coup
		1165 - 1180	130734,75	38392,95	Level 1165Boukhadra mine
		1145 - 1165	213713	57987,96	Geological coup
		1135 - 1145	73052,6	21693,6	Geological coup to 50 to 50 t
3 rd phase		1125 - 1135	69934,5	18037,2	Geological coup Level 1125 Boukhadra mine
	1105 - 1125	141732	42928	Geological coup	
	S-E & Primary Axes	1105 - 1120	414455,55	110454	Primary Ars Pour Geological coup Level 1105 Boukhadra mine

Total	1105 - 1285	1586818,039	476660,371	allow a bit of the second and the face Y
				xxxx1 = = + + 0 + / + 2 = + 2 ≤ 2 + 2 ≤ 2 + 2 = 0 = + + 5 (0 = = = = = + + 5 = 0 = = = = = + + 5 = 0 = = = = = = = = = = = = = = = = =

Synthèse

L'estimation des vides dans les conditions de la mine souterraine de Boukhadra, nous à donner plus d'un million et demi de mètres cubes de vides souterrains.

L'existence d'un tel volume de vides nous mènent à croire qu'il y'a des pressions importantes sur les toits et les murs des différentes chambres d'exploitations.

Les éboulements dans les différents endroits de la mine, nous pousse a réalisé un diagnostic approfondie sur l'état de stabilité de la mine souterraine de Boukhadra.

Le chapitre suivant traitera une approche analytique et géo mécanique sur l'état de stabilité des vides souterrains issus de l'exploitation du minerai de fer.

CHAPITRE IV

Diagnostique de stabilité -Approche analytique

Introduc	ction	54
1.	Méthode graphique de stabilité des vides souterrains	55
2.	Détermination des paramètres de la méthode graphique de stabilité	56
1.1	Facteur A	57
1.2.	Facteur B	59
1.3.	Facteur C	59
1.4.	Rayon hydraulique	61
3.	Prédiction de la stabilité du chantier	64
4.	Utilisation du graphique de stabilité dans le cas de la mine souterraine de	
BOUKI	IADRA	65
a.	Nombre de stabilité	66
i.	Facteur A	66
ii.	Facteur B	67
iii.	Facteur C	69
iv.	Q' System	70
C.	Rayon Hydraulique	71
5.	Prédiction de la stabilité du chantier	72
Synthès	e	74

Introduction

Le sous niveau abattus par chambre vide est devenu l'une des méthodes d'extraction souterraine les plus répandues dans le monde, en raison notamment de sa sécurité et de son efficacité. La figure (IV.1) présente l'organigramme de diagnostic de stabilité par approche analytique.



Figure IV.1: Organigramme illustre la méthode graphique de stabilité des vides souterrains. Le dimensionnement des intervalles de sous-niveaux, des portées, des piliers et de leur emplacement est très important pour la réussite de la méthode. Une méthode empirique d'évaluation de la stabilité de la longueur de la portée (intervalle entre deux piliers) a été mise au point au Canada par Mathews [82]. La méthode a ensuite été développée et appliquée par Potvin [76], Bawden [74] [71], Nickson [68] et Mawdesley [46], entre autres. L'intention initiale était de fournir un outil de conception pratique aux exploitants de mines canadiens.

1. Méthode graphique de stabilité des vides souterrains

La méthode du graphe de stabilité a été développée à l'origine comme évaluation initiale de la stabilité aux stades de préfaisabilité des projets. Actuellement, la méthode est utilisée dans le monde entier comme outil de conception à toutes les étapes du dimensionnement des chantiers et est devenue un outil empirique bien établi pour le dimensionnement des murs de chantiers ouverts. Cependant, le système présente un certain nombre de limitations qui doivent être comprises pour pouvoir évaluer son applicabilité dans un environnement géotechnique particulier. Au fil des ans, plusieurs auteurs ont examiné l'applicabilité et les limites de la méthode pour la conception de chantiers ouverts ([62]; [63]; [48]; [15]).

Les cinq objectifs suivants ont été fixés pour le développement du modèle [65]

- Le modèle devrait être capable de prédire la stabilité globale d'un chantier en termes de problèmes de fonctionnement. Au lieu de se concentrer sur des calculs précis et sur l'identification de chaque chute de bloc potentielle, le modèle devrait se concentrer sur la définition de dimensions de chantier conservatives, de dimensions de chantier moins conservatrices et de dimensions de chantier critiques au-dessus desquelles la fermeture à ciel ouvert devient peu pratique.
- 2. Le modèle doit être fiable et donc sensible à tous les paramètres géotechniques clés ayant une incidence sur la conception des chantiers souterrains. Il est également important que les différentes conditions associées à l'exploitation à ciel ouvert, telles que la géométrie du chantier, la séquence d'extraction, le dynamitage et le soutien des boulons de remblayage et de câble soient directement ou indirectement prises en compte.
- Le modèle doit être facile à utiliser par les ingénieurs des mines ou de la géologie sur place. Les paramètres d'entrée devraient reposer principalement sur des méthodes d'observation plutôt que sur des tests coûteux, de longues études et un équipement sophistiqué.

- 4. Le modèle doit pouvoir être utilisé à n'importe quel stade de l'exploitation minière (c'est-à-dire lors de l'étude de faisabilité et pour la planification à court et à long terme). Bien que la précision d'un modèle dépende en grande partie de la qualité des paramètres d'entrée, qui sont mieux compris en tant que processus miniers, le modèle devrait être en mesure de fournir au moins des réponses approximatives au stade de l'étude de faisabilité.
- 5. Le modèle devrait être représentatif du comportement de la masse rocheuse et pouvoir identifier les modes de défaillance souterrains. Cela permettra de mieux comprendre les conditions du sol et aidera à choisir des solutions correctives aux problèmes de contrôle au sol.

2. Détermination des paramètres de la méthode graphique de stabilité

La méthode graphique de stabilité est en réalité une modification de la méthode de classification de la masse rocheuse Q (1974). La méthode consiste à associer un nombre de stabilité (N') à un rayon hydraulique de paroi de chantier au moyen d'un certain nombre de courbes, chacune représentant divers niveaux de stabilité. Pour chaque paroi de chantier, un numéro de stabilité est défini comme suit:

$$N' = Q' * ABC \tag{IV-1}$$

Où

A est un facteur de stress

B est un facteur d'orientation des discontinuités rocheux

C est un facteur d'orientation de la surface de calcul [76]

Q 'est défini d'après Barton et al. (1974) comme

$$Q' = \frac{RQDJr}{Jn \ Ja} \tag{IV-2}$$

Où RQD, Jn, Jr et Ja sont définis conformément au tableau 1 et aux différentes directives de classification décrites à l'annexe B-1.

De plus, Les paramètres A, B et C sont définis individuellement comme dans les soussections suivantes.

1.1 Facteur A

Le facteur de contrainte de roche A a été initialement conçu pour remplacer le facteur de réduction de contrainte (SRF) dans le système Q initial [85] [83].Comme dans le SRF, il a été défini comme le rapport de la résistance à la compression uniaxiale (UCS) de la roche intacte à la contrainte de compression induite parallèlement à la surface du chantier considérée



Figure IV.2 : Facteur de réduction de contrainte [04].

Cependant, le facteur A proposé par Mathews [82] ne prend pas spécifiquement en compte la perte d'isolement, comme le fait le SRF. La relaxation des contraintes peut avoir un effet important sur les masses rocheuses articulées car elle procure une liberté de mouvement à des blocs individuels. Ceci est pris en compte par la fonction SRF dans la zone de faible contrainte de confinement. En outre, le facteur SRF d'origine explique l'amélioration de la stabilité lors de l'exploitation minière dans des conditions de contrainte moyennes. L'expérience a montré que même une légère pression de confinement est susceptible d'accroître la résistance ultime autour des murs de chantier.

Les données issues de nombreuses années de modélisation numérique et d'observations de stations d'arrêt à ciel ouvert aux mines Mount Isa [58],ainsi que les données relatives provenant du SRF, ont été utilisées pour examiner le facteur de stress A à prendre en compte

dans l'évaluation de la stabilité des chantiers. Les résultats de la figure IV.3 montrent que le facteur A d'origine [75] est nettement plus conservateur que le SRF de la méthode Q (1974) initiale [85].



Figure IV.3 Comparaison des SRF à partir d'un certain nombre de sources [04].

La prise en compte des pratiques modernes de dynamitage des chantiers et l'analyse rétrospective des données relatives au rapport résistance / contraintes sur les murs de chantiers ouverts dans un grand nombre de mines australiennes ont été utilisées pour définir un nouveau facteur A. Comme pour la fonction SRF d'origine, les avantages de la contrainte de confinement moyenne sont pris en compte et il est suggéré qu'aucune correction pour rupture en compression ne soit nécessaire lorsque le rapport UCS / contrainte induite dépasse 5,5.



Figure IV.4 Facteur de contrainte A et régions de contraintes considérées [04].

1.2. Facteur B

Le facteur B d'orientation des discontinuités de la roche est un facteur de pondération basé sur l'orientation de l'ensemble de discontinuité qui est considéré comme le plus susceptible de nuire à la stabilité d'une surface de chantier en particulier [77].La méthode nécessite une analyse des données de discontinuité afin de déterminer la discontinuité la plus critique susceptible de contrôler la stabilité. La détermination du facteur B nécessite le calcul de l'angle vrai entre une surface d'arrêt plane et la caractéristique géologique critique.



Figure IV.5 Influence de facteur B d'orientation des discontinuités [04].

Considérant que les discontinuités les plus critiques sont sub-parallées à la surface d'un chantier, quelques modifications ont été apportées au facteur B d'origine [86]. Sur la base de nombreuses observations de ruptures réelles de murs de chantier, il est suggéré de ne prendre aucune correction pour l'orientation des discontinuités lorsque l'angle réel avec une surface de chantier dépasse 65 °, comme illustré à la figure IV.5

L'angle solide α (Figure IV.6) entre les pôles d'une paroi de chantier (P) et une discontinuité géologique critique (D).

1.3. Facteur C

Le facteur d'orientation de la surface de conception C a été proposé pour tenir compte de l'influence de la gravité sur la stabilité de la surface du chantier [77]. Le facteur est basé sur



Figure IV.6 Coordonnées polaires définir l'orientation d'une unité normale à une plane discontinuité [04].



Figure IV.7 Détermination de l'effet de gravité facteur C. [04]

l'hypothèse selon laquelle, sous l'effet de la gravité, un mur de chantier vertical est plus stable qu'un toit de chantier horizontal.

Les surfaces sur lesquelles des blocs de glissement peuvent se former ou sur lesquelles des débords importants (par exemple, des toits et des murs suspendus) auront le plus grand impact sur la stabilité. Potvin [77] a proposé deux facteurs d'ajustement qui ont été modifiés pour tenir compte de l'analyse rétrospective de la stabilité des chantiers dans un certain nombre de mines australiennes. Les effets de la chute par gravité et de la dalle sont examinés à la figure IV.7. Le facteur d'ajustement a été rendu constant pour les toits plats qui ont un pendage inférieur à 20 ° [72].

Le deuxième facteur d'ajustement proposé par Potvin [77] pour analyser les modes de défaillance par glissement des murs de chantier est présenté à la figure IV.8. En supposant que la résistance au frottement d'une discontinuité critique dépasse la force motrice, la quantité de réglage a une valeur maximale de 8 lorsque le pendage d'une discontinuité critique est inférieur à 30 °. Il est proposé ici que, à mesure que le pendage d'une discontinuité critique augmente, l'ajustement diminue à une valeur minimale de 4.

Selon Potvin [77], le mode de défaillance potentiel peut être déterminé à l'aide d'un schéma simple dans lequel l'excavation et le joint critique sont esquissés. Si un vecteur de gravité représenté par une flèche verticale tirée du centre de gravité approximatif du bloc formé par la discontinuité critique tombe directement à l'intérieur de l'ouverture, le mode de défaillance sera la chute par gravité. De plus, si le vecteur de gravité reste à l'intérieur du support sans couper la discontinuité critique, une défaillance de la dalle ou du flambement peut se produire. De plus, lorsque le vecteur de gravité traverse le joint critique, le risque de défaillance par glissement existe [77].

1.4. Rayon hydraulique

Laubscher et Taylor ont introduit le concept de rayon hydraulique permettant de prendre en compte la taille et la forme d'un plan de chantier analysé [85]. Le rayon hydraulique correspond au quotient de la surface de la paroi du chantier et de son périmètre. Il favorise les formes longues et étroites par rapport aux formes carrées. (Figure VI.8).



Figure IV.8 : Détermination de l'effet coulissante sur les discontinuités critique_facteur C. [04]





Le rayon hydraulique est facile à évaluer car la plupart des formes de chantier ne sont pas très complexes. La méthodologie permet l'analyse des surfaces de chantier paroi par paroi. La relation entre le rayon hydraulique (c'est-à-dire la superficie / le périmètre) et la longueur de l'excavation, pour une hauteur fixe, habituellement définie par l'intervalle de niveau, est donnée par :

$$HR = \frac{2(H)(L)}{2(H+L)}$$
(IV.3)

$$L = \frac{2(H)(HR)}{H - 2(HR)}$$
(IV.4)

Où HR est le rayon hydraulique et H et L sont la hauteur et la longueur de la paroi du chantier, respectivement.

Afin de déterminer les longueurs maximales non supportées autorisées, il faut d'abord déterminer la hauteur ou la largeur des excavations. Pour les murs verticaux, cela concerne généralement les dimensions d'un sol à l'autre pour la surface du chantier considérée.

Considérons, par exemple, la figure IV.4, qui montre que, pour un mur, la portée de l'immersion en aval du chantier est «fixe», car elle est déterminée par l'intervalle de sousniveau choisi. Pour les terrasses et les murs d'extrémité, la largeur est généralement contrôlée par la largeur du minerai (comme pour le filon étroit, généralement, les chantiers ne sont délibérément pas exploités plus larges que la largeur du minerai).



Figure IV.10: Dimensions Fixes et légitimes des chambres. [04]

3. Prédiction de la stabilité du chantier

Le calcul du nombre de stabilité (équation IV.1) pour un mur de chantier donné est obtenu en multipliant les variables tenant compte des paramètres géotechnique décrits précédemment. Les analyses initiales effectuées au Canada comprenaient un total de 175 études de cas de cloisons ouvertes non soutenues de 23 mines canadiennes [77]. Le graphique de stabilité initial illustré à la figure IV.11 est composé de zones stables et de zones foudroyés séparées par une zone de transition. Potvin [77] a divisé les murs de chantier en trois groupes. Les murs stables peu dilués étaient représentés par des points arrondis. Les murs de chantier ayant subi une dilution et des chutes de pierres causant des problèmes de fonctionnement ont été classés comme instables. Ils sont représentés sur le graphique sous forme de points carrés. Les points triangulaires représentent les murs de chantier qui ont connu une grave instabilité.

Nickson [69] a calculé que la ligne noire continue illustrée à la figure IV.11 tenait compte de manière statistique de la différence entre les points stables et les points creux. La relation entre le nombre de stabilité N 'et le rayon hydraulique maximal admissible non supporté (HRallowed) est donnée en fonction du nombre de stabilité par



$$HR_{allowed} = 10^{[0.573 + 0.338 \log N']}$$
(IV.5)

Figure IV.11: Initiale graphique stabilité calculé à partir 175 cas historient de non soutenus. [04]

La limite de Nickson autorise des dimensions de chantier plus grandes que celles prédites par la zone de transition non prise en charge de Potvin. La limite statistique développée par Nickson peut être utilisée pour prédire le maximum surface ouvert autorisé du chantier relative à ce numéro de stabilité particulier. Par exemple, pour un indice de stabilité de 11, un rayon hydraulique correspondant de 10 est autorisé et est recommandé comme première estimation pour la conception de l'envergure du chantier.

La figure IV.12 présente les données de stabilité de chantier pour des murs de chantier ouverts non soutenus et complètement stables (profondeur nulle de la rupture) à la mine de Cannington, Queensland [27]. La figure compare les calculs de Potvin [76] à la prédiction utilisant les paramètres mis à jour présentés dans ce chapitre. La figure montre également la relation originale développée par Nickson [69].



Figure IV.12 La stabilité graphique pour des chambres vides de la mine de Cannington non soutenus et complètement stable. [04]

4. Utilisation du graphique de stabilité dans le cas de la mine souterraine de BOUKHADRA.

Des bases de données géotechniques relationnelles comprenant des informations sur le R_C , des données de classification de la masse rocheuse telles que le RQD, le nombre des joints, -

l'orientation et l'état des joints et les performances du mur de chambre telles que la profondeur de rupture peuvent être utilisées pour calibrer le graphe de stabilité des blocs d'arrêt existants.

a. Nombre de stabilité

Le nombre de stabilité (N') doit être calculé indépendamment pour chaque paroi de chantier par la formule (équation: IV.4).

i. Facteur A

Le tableau montre la variabilité qui en résulte de σ_{Max} pour chaque chambre qu'est la contrainte verticale ; elle est calculée selon la formule de poids des terres (équation IV.4) à partir de couverture H et le poids volumique spécifique γ des roches encaissent. La hauteur de couverture est facile a mesuré d'après les coupes des profils chapitre 3 et annexeA.

Tableau IV.1 Tableau récapitulatif des différents niveauxpour la détermination du Valeur de contrainte maximal σ_{Max} .

Niveau et Axe	Chambres	Coupes	couverture H (m)	σmax =9gh
1105 Prin	1-8	004-011	90 - 116	2,30-3,49
1105 S-Е	9-14	101-105	110 - 164	2,05-3,06
1105 Nord	14-23	293-302	105 - 315	2,58-7,52
1165 Nord	24-33	293-302	45 - 245	1,04-6,15
1225 Nord	34-38	296-300	55 - 185	1,40-4,72

Dans notre cas les valeurs des états de contraintes (Tableau IV.2 et le détaille montré dans Annexe C) calculée à travers les 38 chambres vides de la mine souterraine de Boukhadra montre qu'on est en présence d'un terrain qui subit des contraintes allant du moyen (les niveaux supérieurs) vers une très haute concentration de contraintes (les niveaux bas). Figure IV.13.

Niveau et Axe	Chambres	σmax =9gh	σс Мра	Ratio	Facteur A
1105 Prin	1-8	2,30-3,49	13,94	1,65 - 6,07	0,1 - 1
1105 S-E	9-14	2,05-3,06	5	1,64 - 2,44	0,1 - 0.34
1105 Nord	14-23	2,58-7,52	13,9-72,7	1,85 - 12,14	0,14 - 1
1165 Nord	24-33	1,04-6,15	13,9-72,7	2,27 - 24,80	0,25 – 1
1225 Nord	34-38	1,40-4,72	72,75	15,42 - 51,86	1

Tableau IV.2 Tableau récapitulatif des différents niveaux pourla détermination du facteur A.



Figure IV.13 : La variation de facteur A par chambre du niveau.

ii. Facteur B

Trois familles des discontinuités se localisent au Sud de Boukhadra et caractérisent par direction/pendage illustré au tableau suivant

Les failles	Direction (grade)	Pendage (°)
1	350 nord	10°ouest
2	330 nord	45°
3	Nord sud	70°

Tableau IV	3:	familles	des	discontinuités
------------	----	----------	-----	----------------

A l'aide d'un stéréogramme



La Figure IV.14 : Projection stéréographique de différentes familles de discontinuité.

Niveau et Axe	Chambres	Coupes	Orientation de discontinuité	Orientation de mur	αο	Facteur B
1105 Prin	1-8	004-011	N90 NW64	N0 NW14 - N0 NW25	78-88	1
1105 S-E	9-14	101-105	N90 NW64	N0 NW35 - N0 NW86	99-115	1
1105 Nord	14-23	293-302	N90 NW64	N0 NW27 - N0 NW65	79-129	1
1165 Nord	24-33	293-302	N90 NW64	N0 NW15 - N0 NW50	84-114	1
1225 Nord	34-38	296-300	N90 NW64	N0 NW20 - N0 NW66	84-130	1

Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des différents niveaux pour la déterminationdu facteur B.

Donc l'orientation des travaux d'exploitation par apport aux discontinuités est très favorable pour la stabilité ; donc un très bon choix d'orientation des travaux miniers.

iii. Facteur C

L'effet de gravité augmente avec l'augmentation de l'angle du toit des chambres vides, toutes les chambres présentant un angle compris entre 15 et 27 degrés (10 chambres) leurs valeurs du coefficient de gravité est de 4. Tandis que les toits dont le pendage est supérieur à 30 degrés (28 chambres) la valeur de ce coefficient peut atteindre la valeur maximale de 8 figure IV.17.



Figure IV.15 Pendage du gisement dans deux endroits différant.

La Figure IV.16 montre un exemple de la variabilité du pendage de filon dans plusieurs blocs d'arrêt.



Figure IV.16 : Variation de facteur C dans plusieurs blocs par niveau.

Niveau et Axe	Chambres	Coupes	Coupes	Pendage	Facteur C
1105 Prin	1-8	004-011	004-011	14° - 25°	4
1105 S-E	9-14	101-105	101-105	35° - 86°	4,5 - 7,5
1105 Nord	14-23	293-302	293-302	27° - 65°	4,1 - 6
1165 Nord	24-33	293-302	293-302	15° - 50°	4 – 5
1225 Nord	34-38	296-300	296-300	20° - 66°	4 – 6

Tableau IV.5 Tableau récapitulatif des différents niveauxpour la détermination du facteur C.

iv. Q' System

Tableau IV.6 Tableau récapitulatif des différents niveauxpour la détermination du Qsystem.

Niveau et Axe	Chambres	Coupes	RQD	Jn	Jr	Ja	RQD/Jn * Jr/Ja
1105 Prin	1-8	004-011	25 - 35	9	1 - 3	1 - 4	0,69 - 11,67
1105 S-E	9-14	101-105	25	9	1	4	0,69
1105 Nord	14-23	293-302	25- 50	9	1 - 3	1 - 4	0,69 - 16,67
1165 Nord	24-33	293-302	25 - 80	9	3	1 - 4	2,08 - 26,67
1225 Nord	34-38	296-300	80	9	3	1	26,67



Figure IV.17 : La variation de Qsystem par chambre du niveau.

La valeur nombre de stabilité pour une surface de chantier donnée peut être calculée pour les modèles de grille en multipliant les termes de composant de chacun des modèles de grille pour évaluer l'équation (IV.1)

Niveau et Axe	Chambres	Nombre de stabilité
1105 Prin	1-8	0,28 - 46,67
1105 S-E	9-14	0,43 - 1,46
1105 Nord	14-23	0,42 - 70,00
1165 Nord	24-33	2,21 - 133,33
1225 Nord	34-38	106,67 - 160,00

Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif des différents niveaux pourla détermination du nombre de stabilité N'.

C. Rayon Hydraulique

Le rayon hydraulique admissible (HRallowed) pour une valeur N 'donnée est donné par l'équation IV.3 [68]. Afin de déterminer les longueurs maximales non supportées autorisées (Lmax), la hauteur des pieds conçus doit d'abord être établie.

Niveau et Axe	Chambres	Coupes	HR back (m)
1105 Prin	1-8	004-011	4,88 - 10,19
1105 S-E	9-14	101-105	8,13 - 12,93
1105 Nord	14-23	293-302	1,06 - 5,97
1165 Nord	24-33	293-302	4,71 - 7,91
1225 Nord	34-38	296-300	2,56 - 6,21

Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif des différents niveauxpour la détermination du Rayon Hydraulique de toit.

Tableau IV.9 : Tableau récapitulatif des différents niveaux	
pour la détermination du Rayon Hydraulique des parois.	

Niveau et Axe	Chambres	Coupes	HR parois (m)
1105 Prin	1-8	004-011	6,85- 8,05
1105 S-E	9-14	101-105	6,68 - 13,25
1105 Nord	14-23	293-302	10,26 - 13,64
1165 Nord	24-33	293-302	11,48 - 12,45
1225 Nord	34-38	296-300	10,88 - 14,35

5. Prédiction de la stabilité du chantier

Suite à l'application de la méthode graphique de la stabilité des sous niveau abattus après l'achèvement de l'exploitation. Les résultats de stabilité des chambres vides par faciès sont indiqués dans les figures suivantes :

• Cas I : Quand en utilise HR parois





• Cas II : Quand en utilise HR back





Synthèse

Les chambres situées dans un encaissant calcaire sont stables. L'espacement entre pilier L=40 m est autorisé.

Les chambres situées dans un encaissant gréseux sont à la limite de stabilité. L'espacement entre pilier $L_{max(1105)}$ ne doit dépasser les 30m.

Toutes les chambres situées dans un encaissant marneux sont instables, L'espacement entre piliers $L_{max(1165)}$ dans les niveaux supérieurs ne doit dépasser les 10m. Tan disque les niveaux inférieur $L_{max(1105)}$ ne doit dépasser les 5m.

L'existence des marnes jaunes perturbe l'état de stabilité des ouvrages miniers qu'ils soient à ciel ouvert par des glissements de terrains ou en souterrain par éboulement des parements et du toit des galeries minières.

L'orientation des travaux d'exploitation par apport aux discontinuités est très favorable pour la stabilité dans les conditions de la mine souterraine de Boukhadra.

Suite à l'application de la méthode graphique de stabilité des sous niveau abattus après l'achèvement de l'exploitation. Les vides souterrains de la mine de Boukhadra présentent une instabilité potentielle qui mérite d'être validée par approche numérique, cette approche fera l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE V

Diagnostique de stabilité -Approche numérique-

Ir	troduc	ction	75	
1	Choix d'un logiciel7			
2	Présentation du logiciel PLAXIS			
	2.1 Interface d'utilisation de plaxis			
	2.2	Modèles de comportement utilisé dans PLAXIS	77	
	2.2.	.1 Comportement élastoplastique	77	
	2.2.	.2 Modèle élastique linéaire	78	
	2.2.	.3 Modèle de Mohr-Coulomb	79	
3		Validation du Code Plaxis 2D 2014		
	3.1	Modèle linéaire élastique	81	
	3.2	Modèle élasto-plastique	84	
4		Définition du modèle sur le logiciel PLAXIS 2D		
	4.1 Partie I : Input			
	4.2	2 Partie II : Calcul		
	4.3 Parti III : Output			
	4.4	Parti IV : Curves	91	
5		Comparaison entre les résultats de la méthode graphique et de la méthode nun	nérique 91	
	5.1	Interprétation des résultats		
S	ynthèse	se	95	

Introduction

La modélisation numérique est devenue un outil incontournable pour la résolution de problèmes complexes en génie. Avant la modélisation numérique, des modèles analytiques et empiriques permettaient de faciliter et d'accélérer les calculs. Par contre, ces méthodes sont applicables à des situations précises. La modélisation numérique, quant à elle, a peu de contraintes sauf en termes de puissance de calculs. Elle représente facilement les géométries des problèmes et ses particularités.



Figure V.1 : Organigramme illustre la méthode numérique.

Toutefois, l'utilisation de tels logiciels nécessite une bonne connaissance du comportement des géomatériaux et une analyse critique des résultats doit être faite. Les modèles analytiques et empiriques peuvent toujours être utilisés pour vérifier les résultats des modèles numériques pour des cas simples.

1 Choix d'un logiciel

Dans le chapitre 4, on a réussi à utiliser la méthode graphique pour estimer la stabilité d'un chantier minier et pour confirmer les résultats de cette méthode on a été validé par la méthode numérique.

Sur le marché, il y a plusieurs codes commerciaux qui permettent d'évaluer la stabilité dans les chantiers miniers. Dans notre cas, le logiciel plaxis a été choisi en raison de son accessibilité. C'est un logiciel d'application en géotechnique utilisé pour évaluer les contraintes et les déplacements. Une exposition et une validation de ce logiciel a été réalisée et elle est présentée à ce chapitre.

2 Présentation du logiciel PLAXIS

PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour réaliser les analyses non linéaire de déformation et de stabilité en élasto-plasticité non standard, pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis, basés sur la coupe verticale de l'ouvrage â étudié.

PLAXIS est destiné pour fournir un instrument à l'analyse pratique afin d'être utilisée par les ingénieurs et les géotechniciens qui ne sont pas nécessairement des spécialistes numériques. L'équipe de développement et de recherche de PLAXIS a adressé cette édition en concevant robuste et sonne théoriquement des procédures quantificatives, qui sont renfermées dans une coquille logique et facile à utiliser pour adopter les calculs des constructions mécanique.

Les modèles d'élément en déformation plane out axisymétriques. Les modèles en déformations planes sont utilisés pour des structures ayant une section plus au moins uniforme, avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniforme, où les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les

contraintes normales dans la direction Z sont intégralement prises en compte. Les modèles axisymétriques sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale plus au moins uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central, et des états de contraintes et de déformations identiques selon les directions radiales.

2.1 Interface d'utilisation de plaxis

Le fonctionnement général sur l'interface d'utilisation du code PLAXIS 2D se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

- Programme d'entrée des données (Input)
- ✓ Programme de calcul (Calculations)
- ✓ Programme résultats (Output)
- ✓ Programme courbes (Curves)

2.2 Modèles de comportement utilisé dans PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux, depuis le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élastovisco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique.

2.2.1 Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K, pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S0 (figure **V.2**).



Figure V.2 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La Courbe effort-déplacement ou contrainte- déformation que l'on trouve est présentée sur la Figure V-3.





Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur du domaine plastique est a priori indéterminée. Le type de comportement représenté par les figures Figure V.2et Figure V.3 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure V.4 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.



Figure V.4 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

2.2.2 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson v. L'avantage de G est être indépendant des conditions de drainage du matériau (Gu=G), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. G est le module de cisaillement.^[30]

La relation entre le module d'Young E est les autres modules sont données par les équations suivantes ^[31]:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{V.1}$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)}$$
(V.2)

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$
(V.3)

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches. Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure V.5.

Linear elastic - <	NoName>			×
General Para	meters Interlaces			
Stiffhess Εnef ν(nu):	2600.000 kN/m ² 0.300			
Alternatives G _{raf} : E _{oed} :	1000.000 kN/m ² 3500.000 kN/m ²			
				<u>A</u> dvanced
	Next	QK	Dencel	Help

Figure V.5: Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure V.6.

Stiffness		
E increment	0,000	kN/m ² /m
yref:	0,000	m

Figure V.6: Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire. Les paramètres avancés sont reliés par l'équation suivante

$$E_{actual} = E_{ref} + (Y_{ref} - Y)E_{increment} \qquad Y < Y_{ref} \qquad (V.4)$$

E incrément : Augmentation de la rigidité [kN/m2/m]

y réf : Unité de profondeur [m].

2.2.3 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement du modèle de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu des résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr-Coulomb, la droite intrinsèque est représentée comme suit:

$$t = \sigma_n \tan \varphi + c \tag{V.5}$$

Où σ_n et sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et C est respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure V.7).



Figure V.7 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coumoub.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Figure V.8).



Figure V.8 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour C=0.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure V.9). Les deux premiers est E et v (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Aohr-Coulomb - GNT0,20 W=6% PR 2			
General Parameters Interfaces Stiffness Ε 1 V (nu) : 0,250 N/mm ²	Strength 0,032 N/mm ² φ(phi): 66,000 * ψ(psi): 36,000 *		
Gref: 111,600 N/mm² E _{oed} : 334,800 N/mm²	Velocities V _s : 7217,000 ♀ mm/s V _p : 1,25E4 ♀ mm/s		
Advanced			

Figure V.9 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

3 Validation du Code Plaxis 2D 2014

Plaxis 2D est un outil puissant et simple à manipuler. Mais comme tout autre logiciel, ce dernier peut avoir quelques défauts. Pour cette raison, il faut valider ce logiciel avant de l'utiliser pour s'assurer d'obtenir des résultats cohérents.

La validation se fera en modélisant un problème dont la solution analytique est connue. Le problème sera : l'excavation d'un tunnel de longueur infinie dans un espace infini et ce pour 2 lois de comportement différentes, à savoir : une loi de comportement linéaire élastique et une loi de comportement élasto-plastique. [06]

3.1 Modèle linéaire élastique

Les formules de champs de contraintes et de déplacements développées par [91], [90],[57] et [51] sont considérées pour valider les résultats obtenus numériquement grâce au logiciel. Ces formules sont présentées à l'Annexe B-2.

Dans Plaxis input, on dessine la géométrie du problème (figure V.10). Il faut dessiner même les chargements qu'on va activer plus tard.

- Domaine : 5 fois la taille du diamètre
- Maillage: fin avec plus de raffinement au niveau de l'excavation (figure V.11)
- Chargements appliqués: 20 MPa sur les parois horizontales
- Fixations des déplacements x au niveau des parois verticales
- Propriété de la roche : E = 50 GPa $v = 0.334 \gamma = 0 \text{ kN/m}^3$
- Rayon de l'excavation : 3 m



Figure V.10 : Modèle réalisé dans Plaxis Input.


Figure V.11 : Maillage utilisé pour la modélisation du problème.

Ensuite, On crée les étapes de notre modélisation. Par défaut, la phase initiale est déjà créé, mais à cette étape, on ne peut pas rajouter de chargement, donc elle reste qu'elle telle (figure V.11). On peut voir que les chargements sont désactivés: couleur grise. (Les contraintes sont calculées avec K0)



Figure V.12 : Les étapes de la modélisation - phase initiale- activation des chargementsexcavation du tunnel.

À la deuxième étape, on rajoute les chargements qu'on a déjà définis au préalable. Ils deviennent actifs de couleur bleue comme le montre la figure V.12.

En dernière étape, on réalise l'excavation tout en laissant les chargements activés (figure V.12). Les déplacements sont remis à zéro après chaque étape

On s'intéresse aux résultats obtenus (Plaxis Output) le long d'un profil horizontal pour faire les comparaisons des contraintes, comme indiqué dans la figure V.13.

Chapitre \mathcal{V}

Diagnostique de stabilité -Approche numérique-



Figure V.13: Profil sélectionné pour comparer les résultats

Le problème peut être traité aussi par symétrie en considérant seulement le quart du modèle précédent afin de réduire les temps de calculs et pour avoir plus de précision. Les résultats obtenus numériquement sont comparés avec les résultats des solutions analytiques citées précédemment. Ces comparaisons sont schématisées par les figures suivantes.



Figure V.14: Comparaison entre la variation de la contrainte horizontale obtenue analytiquement et numériquement pour un profil horizontal.



Figure V.15: Comparaison entre la variation de la contrainte verticale obtenue analytiquement et numériquement pour un profil horizontal.





On remarque que les courbes numériques et analytiques sont parfaitement identiques pour la variation des contraintes et du déplacement horizontal. Le logiciel Plaxis 2D est validé pour cette loi de comportement.

3.2 Modèle élasto-plastique

Cette fois-ci, le massif rocheux suivra une loi de comportement élasto-plastique avec les propriétés suivantes:

- E = 50 GPa

-v = 0.334

- $\gamma = 0$ kN/m³ (gravité nulle)

- c = 3450 kPa

```
- \phi = 30^{\circ}
```

- $\psi = 30^{\circ}$ (loi associée) et 0° (loi non associée)

Les contraintes sont appliquées de manière isotrope et sont égales à 20 MPa. La taille du domaine cette fois ci est prise égale à 10 fois la taille du diamètre du cercle pour éviter les problèmes au niveau des déplacements. Les résultats obtenus seront comparés avec la solution analytique développée par Salençon (1969), présentée à l'Annexe B-2.

Les comparaisons des résultats numériques et analytiques sont montrées dans les figures V.16 à V.21 en adoptant une loi non associée ($\psi \neq \phi$) et une loi associée ($\psi = \phi$).











Figure V.19: Comparaison entre la variation du déplacement horizontal obtenu analytiquement et numériquement avec une loi non associée













Les résultats obtenus sont tous presque parfaitement identiques en comparaison avec les résultats analytiques, sauf pour le cas du déplacement horizontal en utilisant une loi associée.

Le logiciel peut être validé pour cette loi de comportement avec une loi non associée. Toutefois, il faut garder un esprit critique quant aux résultats obtenus en adoptant une loi de comportement élasto- plastique avec une loi associée en traitant d'autres problèmes avec le logiciel Plaxis 2D.

4 Définition du modèle sur le logiciel PLAXIS 2D

Les modèles numériques présentent de nombreux avantages par rapport aux modèles analytiques. Les codes numériques permettent de résoudre des problèmes complexes en utilisant différentes lois de comportements des matériaux, de multiples paramètres d'entrées et des conditions aux limites variables.

Dans notre modèle on va utiliser le mode de calcul est en déformation avec des éléments triangulaires à (15 nœuds). La génération du modèle d'élément finis commence par la création du modèle géométrique non symétrie. (a symétrie est considérée afin de réduire le temps de calcul, sauf pour le cas des chantiers inclinés)

4.1 Partie I : Input

Mode de création géométrique

C'est un programme d'entrée des données. Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, Aussi ce programme sert à dessiner le maillage d'éléments finis (mode de création géométrique).

La figure V.23montre le modèle numérique du chantier minier réalisé à l'aide du logiciel Plaxis en détaillant les géométries considérées, les conditions aux frontières et le maillage retenu. Dans ce modèle, la surface du terrain est prise en compte. La base du modèle est fixe dans les deux directions et les parois latérales peuvent se déplacer dans la direction verticale seulement. Quant au maillage, il est de plus en plus fin en se rapprochant vers le chantier minier.

Matériau et interfaces

La détermination des paramètres physiques et mécaniques a donné une précision sur la nature du terrain traversé.



Figure V.23: Modèle numérique de la mine de Boukhadra coupe 298 réalisé avec Plaxis.

Les essais de compression uniaxial permettront de déterminer les résistances ultimes (UCS) des roches intactes, tandis que les essais de compression triaxiale permettront de collecter les paramètres intrinsèques des roches (cohésion, *c* et angle de frottement interne, φ). Afin de réaliser ces essais, une quantité suffisante de roches provenant des différents niveaux de la mine souterraine de Boukhadra ont été échantillonnés et transportée au laboratoire pour servir dans la fabrication des éprouvettes de roches. Un total de près de 170 éprouvettes de roches des différents niveaux de la mine souterraine souterraine de pour les différents essais de laboratoire.

		-	-	-		
Massif rocheux	RC (Mpa)	Yunsat KN/m ³	Vsat KN/m ³	Ø	C (Mpa)	E (Mpa)
Calcaire	91.28	26	26	53.25°	1.46	5604.42
Grés	30	23	24	47.6°	0.24	1283.73
Marne jaune	4	21	25	30°	0.11	55.12
Minerai	44	29	30	44.4°	0.42	2391,34

Tableau V.1: Caractéristique géotechniques du massive

Le massif de Boukhadra présente une déformabilité moyenne montrant ainsi qu'il est en phase élasto-plastique.

Les valeurs importantes du paramètre mécanique (cohésion) des différentes formations montrent que le massif de Boukhadra est formé de roches compactes et résistantes.

Mode conditions initiales

La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme Input (mode conditions initiales), la description se concentre tout d'abord sur la condition hydraulique correspondant et les contraintes initiales. Les conditions hydrauliques est en mode écoulement souterrain niveau hydrostatique 810m alors sous la mine souterraine.

4.2 Partie II : Calcul

Le programme de calcul contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis. La fenêtre de sélection permet un choix rapide entre les quatre projets les plus récents. Si le projet choisi n'apparaît pas dans cette liste, il faut utiliser l'option (More files). Dans ce cas, le gestionnaire de fichiers apparaît, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de choisir le fichier de projet PLAXIS souhaité (*.plx). Il n'est pas nécessaire de choisir un projet quand on clique sur le bouton Calculate depuis la fenêtre des conditions initiales du programme d'entrée des données. Dans ce cas, le projet en cours est automatiquement sélectionné dans le programme de calcul. Après la sélection (automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparaît.

Une fois tout est défini, on crée les phases de notre modélisation. Dans chaque phase, on va défini les étapes présentées dans la figure V.22. La première étape sert à initialiser les contraintes dans le modèle. La deuxième étape consiste à excaver le chantier au niveau supérieur. La troisième étape est excavation de l'étage II avec garder du pilier de couronne en place. La dernière étape représente l'excavation du chantier au niveau de base sous La deuxième pilier de couronne.

Mais il faut noter que les conditions aux frontières ne peuvent pas être modifiées d'une étape à l'autre. Elles sont les mêmes pour toutes les étapes.

Chapitre \mathcal{V}



Figure VI.24 : Étapes de modélisation d'un chantier minier.

On lance les calculs après avoir défini toutes les étapes nécessaires à la modélisation du problème.

4.3 Parti III : Output

Lorsque le processus de calcul est achevé, la liste de calcul est remise à jour. Les phases de calcul achevées sont marquées d'une coche verte, alors que celles qui ont échoué sont indiquées par une croix rouge.

Dans cette partie, on va présenter Les résultats obtenus :



Figure V-25 : Exemple déplacements totaux de la structure (coupe 302). D'après la figure déplacements totaux de la structure dans un enquissent calcaire entre les coupes 300-302, les vides sont stable.



Figure V-26 : Exemple déplacements totaux de la structure (coupe297).

D'après la figure VI-23, on observe déplacements totaux de la structure dans un enquissent marneux entre les coupes 294-299, les chambres sont instable.

De cette manière, les résultats des différentes phases de calcul et pour différentes coupes pourront être facilement comparés.

4.4 Parti IV : Curves

Après le lancement de calcul, le programme de traçage des courbes (Curves) permet de générer des courbes effort-déplacement et des chemins de contraintes. La génération de ces courbes repose sur les informations placées dans le fichier spécifique. Il n'est donc pas possible de générer des courbes pour des points qui n'ont pas été sélectionnés avant le calcul.

5.Comparaison entre les résultats de la méthode graphique et de la méthode numérique

Deux tableaux présentés l'état de stabilité des chambres en deux dimensions (2D) le 1^{er} tableau dépond de la puissance du filon et le 2^{ème} dépend de la largeur de la chambre.

					Méthode numérique		
Nivea	a	a Cha mbre Coupe	C			Les	
u	ľ		methode Graphique	Shadings	déplacement		
Axe						S	
		1	296	200 N	[*30 ⁻⁵ 0] 14000	3 10 ⁻³ m	
2		2	297	150 • • Stops 1225	1.000 1.000 1.000	2 10-3 m	
22		3	298	100 Nord	9.000 8.000 7.000 4.000	8,89 10-3 m	
		4	299	50 stability	- 5.00 4.00 3.000 2.000	16 10 ⁻³ m	
		5	300	0 5 10 15 20 25 HR (m)	1.000 4.000 -1.000	11 10 ⁻³ m	
		6	294			2.50 10 ⁻³ m	
		7	295			3.27 10 ⁻³ m	
		8	296	150	[*10 -5e] 14000	9.31 10 ⁻³ m	
		9	297	• Stops 1165	12.000	6.07 10 ⁻³ m	
65		10	298	100 Nord	9.000	12.1 10 ⁻³ m	
11		11	299	50 + Limit of	7,000 6,000 5,000	13.7 10 ⁻³ m	
	<u>a</u> L	12	300	stability	- 4.00 - 3.00 - 3.00 - 1.00 - 1.00 - 1.00	11.6 10 ⁻³ m	
	ЯГ	13	301	0		6.12 10 ⁻³ m	
	ž_	14	302	0 5 10 15 20 25		4.32 10 ⁻³ m	
		15	302			4.32 10 ⁻³ m	
		17	293			2.72 10 ⁻³ m	
		16	294	N		7.34 10- ³ m	
		18	295			8.42 10 ⁻³ m	
		19	296			9.48 10 ⁻³ m	
		20	297	50 40 Nord		10.05 10 ⁻³ m	
		21	298	30		18.33 10 ⁻³ m	
		22	299	10 stability		16.73 10 ⁻³ m	
		23		0 +		16.64 10 ⁻³ m	
		24	301			8.71 10 ⁻³ m	
		25	302			8.71 10 ⁻³ m	
)5		26	11			4.3 10 ⁻³ m	
11(27	10	N'		6 10 ⁻³ m	
	Est	28	9	60	[19] 4] 1400 2.000 4.000 4.000 4.000	8.53 10 ⁻³ m	
-	- <u></u> -	29	8	50		8.53 10 ⁻³ m	
	_ا⊼	30	7			7.9 10 ⁻³ m	
		31	6	40 Stojs 103 Set, Principale		7.9 10 ⁻³ m	
		32	5	30	12.000	8.6 10 ⁻³ m	
		33	4	20	8.000	15.18 10 ⁻³ m	
-	⊐al	34	101	10	4.000	22.98 10 ⁻³ m	
		35	102		-2.000	9.5 1 ⁻³ m	
	ui –	36	103	0		9.4 10 ⁻³ m	
P1	┛┝	37	104	ct nt c o		7.8 10 ⁻³ m	
		38	105			7 10 ⁻³ m	

Tableau V-2 : Tableau récapitulaatif comparatif entre méthode numérique et graphique.

					Méthode nume	érique
Nive	eau	Cha Co		méthode Graphique	Shadinga	Les
Axe		inore upo			Shadings	s
1225		1	296	200 1	Pa fel	
		2	297	150 Stops1105 Nord	1.04 1.04 1.04 1.04	
		3	298	100 - Limit of		1.20 10- ³
		4	299	50 stability	- 18 - 68 - 68	
	-	5	300	0 5 10 15 20 25	4.8	
		6	294			3.96 10⁻³ m
		/	295	160 ^{N'}	79.4	
		<u> </u>	290		12	
55		10	298	120 • Stops 1165 100 • Nord	- 122	9.78 10⁻³ m
11(11	299	80 60	- 13	
		12	300	40 stability		
	OF	13	301			1 41 10 ⁻³ m
	Z	14	302	0 5 10 15 20 25		1.41 10 111
	15 302	302				
		1/	293		n k In In	
		10	294	80 1		
		10	296	70		11,35 10 ⁻³ m
		20	297	50 Nord	- 139	
		21	298	30 Limit of stability		
		22	299			
		23	300	0 0 5 10 15 20		
		24	301			9.67 10⁻³ m
		25	302			2 27 40 3
		26	10			3.27 10- ³ m
05		2827	10 0	N N N N N N N N N N N N N N N N N N N		8.11 10 ⁻³ m
11	S-E	3029	0			14.50 10 ⁻³ m
		3231	0	60		17.09 10*111
				50 • Stops 1105 S-E,		
		3433	4 - 101	40 Principale		$56.02.10^{-3}$ m
			101	20Limit of		50.02 10- III
	ipaj	25	102	10	100 fel	
	inc	35	102	0		
Ğ	P1	37	103	0 5 10 15		
						15 10 ⁻³ m
		38	105			

 Tableau V-3 : Tableau récapitulaatif comparatif entre méthode numérique et graphique.

4.5 Interprétation des résultats

Interprétation des résultats de tableau V.2

 1225 : Toutes les chambres situées au-dessus de la line de stabilité alors sont stables par ce que le toit qui supporté ces chambre est du calcaire. Validé par la méthode numérique.

R1 et R2 sont plus stable que les trois autres chambres à cause de l'inclinaison de filon dans les coupes [296 297] \emptyset R1= 66, \emptyset R2= 60. Facteur C

 1165 : La moitié du nombre des chambres est au-dessous de la line de stabilité alors b3, b4, b5 et b6 sont instables par ce que le toit qui supporté ces chambre est fragile [Marne]

Au contre pour les chambres stables supportées par toit dur b1 et b2 [Grés], b7, b8, b9 et b10 [Calcaire].Validé par la méthode numérique. b10 et b9 sont plus stables que b8 et b7 à cause de l'inclinaison de filon ØC7=20 et ØC8=15 (plus dressant). Aux dessus de la line de stabilité on trouve trois chambres C10, C9 de l'enquissent calcaire et c1 d'enquissent Grés sont stables

1105 : C9 plus stable que c10 à cause de dimension de la chambre (puissance de filon ...). C4 Les petites dimensions ont rendu la chambre stable. Les 6 autres chambres sont instables par ce que le toit est du Marne b6, b7 et b8 caractérisé par N minime à cause de l'excès de très hautes contraintes FACTEUR A.

Interprétation des résultats de tableau V.3

- 1225 : Toutes les chambres situées au-dessus de la line de stabilité alors sont stables par ce que le toit qui supporté ces chambre est du calcaire. Validé par la méthode numérique.
- 1165 : Les chambres b1 et b2 qui supportées par toit dur [Grés] sont stables. Validé par la méthode numérique.

La moitié du nombre des chambres est au-dessous de la line de stabilité alors b3, b4, b5 et b6 sont instables par ce que le toit qui supporté ces chambre est fragile [Marne] Validé par la méthode numérique.

Les chambres b7, b8, b9 et b10 qui supportées par toit dur [Calcaire] sont stables. Validé par la méthode numérique. • 1105 : C10, C9 d'enquissent calcaire sont stables par rapport Les autres chambres d'enquissent marne Validé par la méthode numérique.

Synthèse

Le massif de Boukhadra présente un état de stabilité suspect à moyen et à long terme, vue la présence des marnes friable qui intercale les autres formations rocheuses. La modélisation numérique à montrer que les grandes déformations se trouvent dans les chambres à faciès marneux et à degré moindre dans les faciès gréseux. Ces résultats numériques validé la prédiction de l'approche analytique.

Comme recommandation, l'espace entre les piliers des chambres vides ne doit pas être constant, d'où la nécessité absolue de changer la méthode d'exploitation actuelle ; pour exploité la 4éme phase, et pour éviter les scénarios dramatiques dans cette mine souterraine il faut trouver une solution.

CHAPITRE VI

Traitement des vides souterrain par remblayage

Introdu	iction	96
1.	Techniques de traitement des vides	97
1.1.L	Les techniques de consolidation des cavités	97
1.2.L	Les techniques de comblement des vides	98
2. 2.1	Les différentes méthodes de comblement des vides Le remblaiement partiel	
2.2.	Le remblaiement direct à partir du fond par engins mécanisés	
2.3.	Le remblaiement gravitaire par simple déversement depuis la surface	99
2.4.	Le remblaiement par voie pneumatique	100
2.5	Remplissage par mousses thermodurcissables	101
2.6	Méthodes particulaires de suppression des vides	101
2.6	6.1 La méthode de comblement-terrassement	101
2.6	6.2. Les méthodes par foudroyage	103
2.6	6.3. La méthode de foudroyage post-exploitation	104
2.6	6.4. Les méthodes par pilonnage intensif	104
3. 3.1.	Les différents types de remblais miniers Le remblai hydraulique	105 106
3.2.	Le remblai rocheux	107
3.2	2.1. Classification des remblais rocheux	107
3.3.	Le remblai en pâte	108
4. 4.1.	Les Propriétés des différents types de remblais miniers Propriétés du remblai hydraulique	108 108
4.2.	Propriétés des roches stériles et du remblai rocheux	110
4.3.	Propriétés du remblai en pâte cimenté	112
4.3	3.1. Propriétés physiques des remblais en pâte	112
4.3	3.2. Propriétés mécaniques du remblai en pâte cimenté	114
5. 5.1.	Application du remblai en exploitation souterraine Coupe et remblai	116 116
5.1	1.1. Méthode coupe et remblai ascendant	117
5.1	1.2. Méthode coupe et remblai descendant	118

5.1.	3. Méthode Avoca	119
5.2.	Remblai retardé	120
6.	Travaux de remblais de la mine de Boukhadra	121
6.1.	Rendements des chargeuses de transport par cycle	121
6.2.	Rendements des camions de transport par cycle	122
6.3.	Le temps des travaux de remblayage	122
7.	Simulation numérique	124
7.1.	Étapes de modélisation	124
7.2.	Résultats numériques et analyses	126
Synthèse	e et Recommandation	127

Introduction

L'utilisation des remblais miniers peut constituer une solution pour la gestion des rejets miniers [41]. Il s'agit d'utiliser une partie des rejets miniers avec ou sans liant pour fabriquer des remblais qui sont retournés sous terre pour remplir des chantiers miniers souterrains. Les remblais miniers permettent d'améliorer la stabilité du terrain, et de fournir un espace de travail plus sécuritaire pour les travailleurs et les équipements œuvrant sous terre. Du côté environnemental, le remblai minier est reconnu comme une solution possible pour atténuer les effets négatifs des opérations minières en raison de la réduction significative des quantités de rejets miniers à déposer en surface. Le remblai minier permet également l'augmentation du taux de récupération de minerai et de réduire le taux de dilution du minerai.

Un remblai minier est un matériau composé principalement de rejets miniers avec ou sans liant, utilisé pour combler des vides souterrains. Pour la plupart des cas, les remblais sont utilisés pour remplir des chantiers. Dans certains cas particulier, ils peuvent également être utilisés pour combler des vides tels que des galeries, des cheminés, des rampes et des puits, notamment lorsque l'exploitation de la mine est complétée. Les remblais miniers sont généralement préparés à partir de trois composants : de l'eau, du liant et du matériau de solide.

- Le solide constitue habituellement les rejets fins de concentrateur (appelés résidus miniers), des stériles miniers (concassés ou non), l'agent liant. Lorsqu'on utilise des rejets de concentrateurs, il est possible d'utiliser toutes les fractions granulométriques de ces rejets (tout-venant ou *total tailings*) ou encore certaines fractions seulement (granoclassement ou deshlamage par hydrocyclones).
- L'agent liant peut être du ciment Portland tout usage (Type I, 10 ou GU) ou en le combinant avec d'autres types de ciment Portland ou des ajouts minéraux : cendres volantes (*fly ashes*), scories de hauts fourneaux (*slag*), fumée de/micro silice (*Silica fume*), kaolin, chaux (*lime*), boues (*sludges*), etc.
- Il est possible également d'ajouter des adjuvants tels que les accélérateurs/retardateurs de prise, les superplastifiants, etc.
- L'eau est généralement de l'eau de pluie (stockée dans un lac artificiel), de l'eau de procédé recyclée ou de l'eau potable, etc. Elle possède une composition chimique variée (teneur en chaux, PH, teneur en sulfates solubles, en Zn, Cu, As, etc).

 Le gaz est généralement de l'air occlus lors du malaxage du remblai et de sa mise en place dans les chantiers ouverts, ou de l'air entrainé suite à la désaturation du remblai [56];[43];[36].

1. Techniques de traitement des vides



Figure VI.1: Mise en sécurité des anciennes exploitations souterraines [28].

1.1.Les techniques de consolidation des cavités

Les modes de traitement des cavités souterraines par « **consolidation** » font appel à des techniques de protection active par renforcement ou soutènement des ouvrages. Mises en œuvre directement à partir du fond, ces techniques permettent de rétablir ou maintenir une stabilité suffisante des cavités, à plus ou moins long terme. Les domaines d'utilisation des différentes techniques sont limités par deux conditions principales [29] :

- l'espace souterrain doit être suffisamment accessible pour permettre le déploiement des moyens d'intervention dans les chantiers ;
- les conditions de sécurité et de salubrité des ouvrages souterrains doivent être satisfaisantes.

Les méthodes de renforcement ou de consolidation reposent sur deux principes généraux :

- améliorer l'état des ouvrages dégradés (piliers, toit, mur, galeries d'accès, etc.) ;
- augmenter la portance.

1.2.Les techniques de comblement des vides

Les méthodes de traitement par remplissage des vides (ou comblement) représentent des solutions de traitement (figure VI.2) définitives (pérennes à long terme) des cavités souterraines instables. Elles reposent sur des principes qui varient entre deux pôles :

- réduction du plus grand volume possible de vider par un simple comblement;

- remplissage total des vides avec restitution de la compacité « initiale » du terrain ou tout du moins d'une certaine compacité (par injections de mortiers et de coulis).

2. Les différentes méthodes de comblement des vides

Le remblayage des vides souterrains daterait de 1864 où il fut utilisé pour la première fois en Pennsylvanie pour éviter la subsidence sous une église Hassani et Archibald 1998 [06] Différentes méthodes de comblement peuvent être envisagées pour assurer le remplissage des cavités sont les suivantes [29]

2.1 Le remblaiement partiel

Les techniques dites de remblayage partiel consistent à opérer un remplissage progressif de la cavité avec des matériaux tout-venant, si possible compactés, jusqu'à une certaine hauteur prédéterminée. Un vide résiduel parfois important (jusqu'à la moitié de la hauteur) peut être éventuellement laissé à la partie supérieure de la cavité. Le but recherché est d'assurer à moindre coût.



-une diminution effective du volume des vides (figure VI.2).

Figure VI.2 remblayage partiel.

Le rôle du remblaiement partiel repose donc sur deux actions fondamentales : un renforcement des piliers par effet de confinement grâce à l'effet de butée dû au remblai (frettage) et une diminution de leur élancement.

2.2. Le remblaiement direct à partir du fond par engins mécanisés

Il s'agit d'un mode de remblaiement classique par mise en place, à sec, de remblais tout venant, d'origines diverses, acheminés et déversés par des engins mécaniques camions, chargeurs et bulldozers. L'objectif de la méthode est de réduire le plus possible le volume des vides souterrains en remplissant les vides originels de matériaux divers non traités, sans adjonction de liant hydraulique. Le vide résiduel doit être aussi réduit que possible. ...

2.3. Le remblaiement gravitaire par simple déversement depuis la surface

Comme pour le comblement direct, le remblaiement par déversement gravitaire a pour objectif de réduire au maximum le volume des vides souterrains pour garantir des conditions de stabilité du sol à long terme déterminées par la destination du site (enjeux).

Dans des conditions d'opérabilité favorables, ce mode de traitement, allié à des injections de clavage, peut convenir à une mise en sécurité maximale du site (tassements différés nuls ou négligeables pour le bâti existant).

Le principe est de déverser le plus simplement possible (gravitairement ou sous faible pression) des matériaux granulés criblés à partir de forages ou «puits de déversement» dont le diamètre est imposé par la technique de mise en place (le plus souvent 0,4 à 1,0 m).



Figure VI.3 : Remblaiement gravitaire par simple déversement depuis la surface.

Cette méthode de remblaiement se caractérise par la possibilité d'opter entre plusieurs techniques de mise en place, par voie sèche, voie humide ou semi-humide, plus rarement par voie pneumatique. Le choix est déterminé par les conditions de site (géométrie et état des cavités, nature des terrains, profondeur), et par la qualité et la taille des granulats de remblai.

C'est le mode de traitement le plus accompli en assurant une consolidation efficace et définitive du sous-sol par restitution de propriétés de résistance suffisantes. Le principe de l'injection est de faire pénétrer dans les vides du milieu (cavités souterraines, poches, vides résiduels, vides karstiques, vides fissuraux ou intergranulaires, etc.), un produit aussi pénétrant que possible (fluide peu visqueux) et capable de durcir. Il s'agit de produits comme les coulis dont les caractéristiques sont adaptées à l'objectif recherché. La pénétration de ce coulis exige presque toujours une certaine pression d'injection. Elle doit répondre à différents objectifs dont les principaux sont :

- le remplissage des vides par un produit capable de durcir dans le temps ;
- le collage ou le serrage des terrains encaissants (clavage des remblais au toit, traitement des niveaux décomprimés, etc.);
- l'amélioration ou la restitution des caractéristiques mécaniques des terrains.

2.4. Le remblaiement par voie pneumatique

Cette méthode a été développée dans les mines européennes dans les années 30. Elle a pour objectif de réduire au maximum le volume des vides souterrains (remblaiement total).

Le principe repose sur l'utilisation d'un flux d'air continu sous pression pour transporter au travers de tuyaux les particules solides du matériau de remblai. Elle est généralement mise en place à partir du fond, mais peut être également opérée à partir de la surface (mise en œuvre désormais abandonnée).

Les matériaux sont amenés par convoyeur jusqu'à une remblayeuse pneumatique. Les remblayeuses peuvent assurer des débits de 10 à 100 m³/h, suivant les modèles.





2.5 Remplissage par mousses thermodurcissables

Le principe du remplissage par mousse est de faire pénétrer dans les vides du massif rocheux (Cavités souterraines, poches, vides résiduels, vides karstiques, vides fissuraux ou intergranulaires, etc.), un produit aussi pénétrant que possible (fluide peu visqueux) capable de durcir. Les caractéristiques des produits sont adaptées à la fonction recherchée. La pénétration de ces mousses exige parfois une certaine pression d'injection en fonction de la géométrie des vides et des conditions de site rencontrées.

Le remplissage des vides à l'aide de mousse a pour principal objectif de combler complètement les vides avec un produit capable de durcir rapidement. Le but du remplissage est d'empêcher toute évolution de la dégradation des piliers et éviter les chutes de toit ou la création d'une montée de voûte. Ce traitement permet également de participer à un système d'étanchéité particulier des terrains ou à la réalisation de barrages de protection spécifiques.

2.6 Méthodes particulaires de suppression des vides

Les techniques désignées comme techniques de «suppression des vides» consistent, soit à décaisser, soit à supprimer les vides souterrains par abattage (mécanisé ou par explosif), des terrains de couverture et/ou des piliers. Indépendamment du décaissement simple par terrassement mécanisé qui appartient plutôt au domaine des travaux publics, on distingue deux modes classiques d'abattage :

- la méthode par comblement terrassement ;
- la méthode par foudroyage contrôlé des piliers.

Ces méthodes sont donc des méthodes « destructrices » et par conséquent non utilisables directement en site urbanisé.

2.6.1 La méthode de comblement-terrassement

La méthode a pour objectif d'opérer :

- soit un comblement direct des cavités sous-jacentes à partir des matériaux de recouvrement abattus par voie mécanique ;
- soit un remblaiement (suivi d'un compactage), effectué après mise à jour des cavités par décaissement mécanisé. Les remblais correspondent bien évidemment aux matériaux de la couverture enlevés par les engins.

La méthode de remblaiement étant généralement suivie d'un compactage destiné à minimiser les tassements différés des remblais, les terrains peuvent être réhabilités comme espaces verts.

S'ils sont destinés à supporter des constructions nouvelles, les terrains doivent faire l'objet d'une consolidation par injections. Le traitement est éventuellement complété par des mesures de protection passive des structures (renforcement, fondations profondes,etc.).

Les travaux sont réalisés entièrement par des engins mécaniques depuis la surface. On peut distinguer différentes phases opératoires :

Une phase de décapage des terrains de surface suivie d'abattage à partir d'un front. Le travail est réalisé par une pelle mécanique qui ne laisse subsister qu'une « planche » de terrain de quelques mètres seulement au-dessus des voûtes des cavités ;

- une phase de décaissement de cette planche, à l'aplomb de chaque cavité, l'engin restant bien évidemment en retrait par rapport au vide ;
- une phase de remplissage qui s'effectue au moyen de la pelle en récupérant les matériaux de remblai issus du front d'abattage laissé libre devant la cavité.

La cavité totalement remplie peut alors être franchie par l'engin qui entame un nouveau cycle de remblaiement dans la cavité suivante.



Figure VI.5 : Méthode de comblement-terrassement.

2.6.2. Les méthodes par foudroyage

Les méthodes de suppression des vides de carrières par foudroyage se caractérisent paun abattage systématique des piliers à l'explosif par des opérations de minage – torpillage. Le but est de provoquer l'effondrement total des terrains de recouvrement.

Elles s'opèrent non pas en une seule fois (sur la totalité de la zone concernée) mais par phases successives parfaitement planifiées à l'avance.

Ce sont des opérations extrêmement délicates, voire périlleuses, qui exigent d'être réalisées par du personnel spécialiste expérimenté. Elles engendrent, de surcroît, un certain nombre de nuisances et, parfois, des risques de dégâts sur l'environnement qui résultent principalement :

- des vibrations du sol induites par les tirs de mines et qui peuvent provoquer des désordres aux constructions ;
- des perturbations dans l'écoulement des eaux du fait de l'effondrement des terrains de recouvrement ;
- des désordres sur les terrains de surface effondrés formant de larges crevasses ou des bombements. Désordres également sur la végétation susceptibles de conférer au paysage un aspect désagréable (arbres penchés dans tous les sens).

a. La méthode de foudroyage par affaissement dirige

Cette méthode, dérivée de la méthode par traçage et dépilage des mines de fer et de charbon, n'est applicable que lorsqu'elle est planifiée dès le départ dans la stratégie et le schéma d'exploitation général (Figure VI.5).

Elle ne peut en aucun cas s'appliquer aux carrières anciennes déjà exploitées, et par conséquent échappe au cadre de cette étude.

Précisons néanmoins, que cette méthode repose sur trois phases essentielles :

- une phase de traçage de galeries principales découpant de gros piliers surdimensionnés;
- une phase de dépilage consistant à venir recouper les gros piliers sur chaque face en ne laissant subsister que quatre petits piliers, quelque fois « dégraissés » pour ne laisser que des piliers résiduels juste capables de supporter la dalle de toit ;
- une phase de minage torpillage à l'explosif des piliers résiduels opérée sur un ensemble de plusieurs piliers; le torpillage final provoque un effondrement quasi instantané des terrains en surface.

Compte tenu du volume des piliers effondrés et du foisonnement des terrains, on considère généralement que l'affaissement maximal en surface et d'environ la moitié de l'ouverture (hauteur) des galeries.

2.6.3. La méthode de foudroyage post-exploitation

La méthode de foudroyage par torpillage des piliers en carrière souterraine abandonnée n'est pas encore véritablement opérationnelle.

La technique mise au point comprenait deux phases :

- une phase de dégraissage à l'explosif des piliers (les piliers de 5 m x 5 m étaient réduits à des quilles de 3 m de large) ;

- une seconde phase de foudroyage à l'explosif de la quille résiduelle. Cette dernière opération crée un effondrement localisé du toit provoquant un fontis en surface.

Le traitement des terrains de surface était réalisé ensuite de la façon suivante :

- phase préparatoire : enlèvement de la couverture végétale supérieure ;

- phase de colmatage : remblayage du fontis par terrassement de terres du recouvrement (marnes) ;

 phase de remodelage : remise en place des terres végétales en surface au bull-dozer. Sur le plan économique, les coûts de ce traitement ont été totalement intégrés dans les coûts généraux d'exploitation et n'ont donc pas été individualisés de façon spécifique.

2.6.4. Les méthodes par pilonnage intensif

Dans certaines conditions de site très favorables (faible hauteur de recouvrement, fort taux de défruitement...), on peut envisager le foudroyage des ouvrages souterrains par un abattage mécanique plutôt que par explosif.

Par analogie à la méthode du pilonnage intensif utilisée dans les Travaux Publics, il s'agit de provoquer, depuis la surface, un effondrement total des structures souterraines par le lâcher en chute libre d'une masse (ou pilon) pouvant peser jusqu'à 40 tonnes ou plus, d'une hauteur de 30 à 50 m environ.

Cette technique aurait en fait deux rôles distincts :

- un effet de choc provoquant l'effondrement local de la carrière,

- un effet de compactage ou de consolidation par chocs superficiels répétés des terrains foudroyés.

A cet égard, cette méthode paraît très intéressante dans les cas simples sur les plans techniques et économiques, ce qui limite son domaine d'utilisation (faible couverture, conditions de site non dangereuses, pas de risque de nuisances, etc.), d'autant plus que son application en site urbain s'avère a priori très délicate (ébranlements très violents crées par la chute du pilon).



Consolidation des cavités

Comblement des vides

Figure VI.6: Schéma récapitulatif des techniques de traitement des vides.

3. Les différents types de remblais miniers

Il existe principalement trois types de remblais miniers qui sont apparus selon la chronologie suivante : remblai hydraulique, remblai rocheux et remblai en pâte cimenté (De Souza et al. 2001) [03] [04]. Leurs caractéristiques propres dépendent de la nature des matériaux utilisés et de la technique de transport et de mise en place [13]

Période Type de remblai

< 1930 Remblai rocheux non cimenté (unconsolidated rockfill).

- **1930** Premier **remblai cimenté** (*first consolidated backfill*).
- **1940** Technique du **remblai hydraulique** (*hydraulic/slurry fill*).
- **1950** Ajout du ciment dans les remblais (*addition of cement*)
- **1960** Remblai rocheux cimenté (cemented rockfill).
- Design des barricades et des remblais autoportants, contrôle de la saturation (bulk stopping, free-standing heigths, bulkhead designs, saturation control);
 - Utilisation d'autres agents liant : laitier de haut fourneau ou scories (*iron blast furnace slag*), cendres volantes (*fly ash*), etc.



1980 Recherche et développement sur le remblai haute densité. (tiré de Hassani et Archibald, 1998)



La figure VI.7 : Evolution du type de remblayage au Canada. En % d'utilisation, de 1991 à 2004 [34].

La figure VI.7 adaptée de De Benzaazoua et al. (2005) [34] représente une comparaison des trois principaux types de remblai minier ; évolution du type de remblayage au Canada. En % d'utilisation, de 1991 à 2004. Le remblai en pâte cimenté est le plus récent des remblais utilisés dans l'industrie minière.

3.1. Le remblai hydraulique

Le remblai hydraulique est composé d'eau, de liant et de rejets de concentrateur hydro cyclones, souvent mélangé avec du sable avec un pourcentage solide de moins de 70%.Il est relativement simple à mettre en place et 4 à opérer, requiert peu de supervision technique. Les ingrédients sont ajoutés à l'usine, permettant d'avoir un meilleur contrôle sur la qualité du remblai. En outre, avec l'hydro-cyclonage, il est possible d'atteindre de bon taux de percolation qui est un lent drainage de l'eau du remblai (100 mm/h). Cette opération permet d'éliminer la fraction fine des rejets dont le diamètre est inférieur à environ 10 μ m [05], dans le but d'augmenter la résistance mécanique et la perméabilité du remblai [32] L'utilisation de pompes peut être réduite (ou éliminée) à l'aide d'un bon schéma de distribution (« *pipeline layout* ») (Cours Belem Tikou , 2019) [56] [23][22][21].

L'utilisation du remblai hydraulique est une technique simple qui présente des faibles coûts au niveau de la production du remblai et de l'entretien du réseau de distribution. L'emploi de cette technique exige cependant la mise en place d'un système de drainage et l'installation de barricades perméables pour retenir le remblai à l'intérieur du chantier minier. Il est indispensable de réaliser un design approprié pour la barricade lorsque le pourcentage solide du remblai est faible pour éviter toute rupture de cette dernière, dont les conséquences peuvent êtres importantes le cas échéant [40] ; [31]; [24];[06].

3.2. Le remblai rocheux

Le remblai rocheux est constitué de roches stériles, d'origine minière ou non. Ces roches sont transportées par camion ou par convoyeur jusqu'au chantier. Lorsque l'on veut cimenter le remblai rocheux, on y ajoute un coulis d'agent liant avant d'être incorporé dans le chantier. Sa préparation est simple et offre de bonnes résistances mécaniques. [03]

Selon la géométrie du chantier. La mise en place du remblai rocheux (RR) peut engendrer des coûts élevés et peut aussi produire une ségrégation des particules qui affecte significativement la résistance mécanique [59] ;[13].

3.2.1. Classification des remblais rocheux

Les remblais rocheux peuvent être classés en 4 catégories [54]:

- *URF (Uncemented Rockfill)* : C'est un remblai constitué de roches stériles sans agent liant qui offre un support mécanique grâce à son propre poids et à sa résistance frictionnelle.

- CRF (*Cemented Rockfill*) : Il s'agit d'un remblai rocheux constitué de stériles auquel un agent liant est ajouté (généralement 5 à 6 % en masse), ce qui lui confère une meilleure résistance mécanique et améliore le support de terrain. Cependant, la ségrégation peut altérer cette résistance mécanique en produisant des plans de faiblesse.

- CSRF (Cemented Sand Rockfill) : C'est un remblai rocheux avec du sable cimenté (5 à 10 %). Le sable permet de remplir les vides et produire un remblai plus dense. Ce type de remblai est moins susceptible à la ségrégation et permet d'obtenir une plus grande résistance mécanique que celle obtenue avec le CRF.

- *CSWF (Cemented Sand Waste Fill)* : Ce remblai consiste à mettre en place les stériles et de rajouter au-dessus un mélange constitué de sable et de ciment. Le mélange percole à travers les stériles et remplit les vides, ce qui permet d'augmenter la résistance mécanique. Le principal défaut de cette technique est l'incertitude quant à la percolation du liant à travers la masse des stériles.

L'utilisation d'un type particulier de remblai rocheux dépend principalement de la fonction qu'on souhaite lui attribuer et de son comportement anticipé durant et après sa mise en place dans le chantier. [13]

3.3. Le remblai en pâte

Le remblai en pâte (pourcentage de solide entre 70 et 85% selon la granulométrie et la densité relative des résidus) a des caractéristiques d'écoulements différents du remblai hydraulique. Ce type de remblai est habituellement constitué de rejets de concentrateur tout venant. Le remblai est produit en surface à l'usine de remblai et se draine que très faiblement une fois en place dans le chantier. Il est présentement le type de remblai le plus utilisé au Canada. Cependant, différents aspects doivent être étudiés davantage (rhéologie, interactions entre les minéraux réactifs et les liants, potentiel d'auto-ignition, évolution du comportement mécanique, évolution des propriétés hydriques des remblais, etc.) [13].

4. Les Propriétés des différents types de remblais miniers

4.1. Propriétés du remblai hydraulique

La méthode de préparation du remblai hydraulique dépend de plusieurs paramètres, notamment la résistance mécanique requise, la densité de pulpe qui permet le transport du remblai, la granulométrie et la capacité de stockage des résidus sous terre.

<u>Granulométrie</u>

Un fuseau granulométrique typique des résidus miniers qui peuvent être utilisés pour la fabrication du remblai hydraulique. Il permet de calculer une valeur moyenne du coefficient d'uniformité Cu = D60 / D10 (où D10 est la taille (diamètre) des grains correspondant à 10% de passant; le même raisonnement s'applique pour le D60. Le coefficient d'uniformité Cu représente l'étendue des grosseurs des grains. Une valeur élevée représente un grand étalement granulométrique.

Densité de pulpe

Le remblai hydraulique est généralement transporté via des pipelines par gravité avec une densité de pulpe P, rapport de la masse solide des résidus sur la masse totale :

$$P = \frac{M \, solide}{M \, tot} \times 100 \tag{VI-1}$$

La conductivité hydraulique des échantillons de résidus de concentrateur.

Propriété mécanique

L'angle de fortement interne pour des remblais hydrauliques mesuré avec des essais de cisaillement direct.

La résistance en compression uni-axiale ; La figure VI.7 montre l'évolution de UCS d'un remblai hydraulique cimenté en fonction du temps de cure pour 6 différents temps de malaxage [19]. Le remblai hydraulique cimenté est préparé avec des résidus miniers provenant d'une mine de Vale en Ontario. La quantité des résidus utilisée constituait 70 % de la masse totale tandis que la quantité du liant (mélange de scories et de ciment Portland) ne représentait que 5 % de cette masse. On peut voir que la résistance UCS évolue avec le temps de cure et que le temps de malaxage n'influence pas énormément les résultats [06].





Propriétés du remb	lai hydraulique	Valeur	référence	
Granulométrie	D ₁₀ D ₆₀	0,001 et 0,004 mm 0,01 et 0,05 mm		Bussière (2007)
	Cu	8 et 18		
Densité de pulpe	р	65 à 70 %		Belem <i>et al.</i> , 2011
Densite de puipe	1	$P \leq 45\%$		Rankine et al., 2006
	K _{sat}	10-4 -10-6 cm/s	Fins	Aubertin et al.,
conductivité hydraulique		10-2 et 10-4 cm/s	grossiers ≥ 80 μm	1996; Rankine 2005; Bussière, 2007
		37° et 45° jusqu'à 6° plus grande		Rankine, 2005
Propriété mécanique	Angle de friction			Vick1990 et Aubertin 2002; Bussière 2007
	UCS	750 kPa après 28 js		Kermani et al. 2011

L'avantage du remblai hydraulique réside dans sa facilité de fabrication et au niveau des coûts relativement faibles de sa mise en place dans les excavations souterraines (par gravité). Sa résistance mécanique est souvent plus faible que celle des autres remblais miniers (remblais rocheux et en pâte), ce qui requiert la construction de barricades perméables très solides, qui doivent être construites pour retenir le remblai et permettre le drainage de l'excès de l'eau de transport. Ce surplus d'eau doit être récupéré et retourné en surface.

4.2. Propriétés des roches stériles et du remblai rocheux

Les propriétés du remblai rocheux vont dépendre principalement des caractéristiques des roches stériles utilisées pour sa préparation. Ces dernières sont

-Les tailles différentes et présentent des granulométries très étalées. Leur coefficient d'uniformité

$$CU = \frac{D60}{D10}$$
(VI-2)

-La densité relative des grains

où ρ s est la densité des grains solides et ρ w le poids volumique de l'eau). Dr des particules de roches stériles peut varier selon le type de la roche.

-La densité en place des roches stériles

-La porosité n et l'indice des vides

Chapitre VI

-La conductivité hydraulique des roches stériles varie en fonction de la distribution granulométrique, la porosité, la forme et la texture de la roche.

Propriétés des roche remblai roc	s stériles et du heux	Valeur		Référence
Granulométrie	Cu	supérieurs à 20		Aubertin <i>et al.,</i> 2002; Gamache, 2004
		autour de	2,8	Gamache (2004)
La densité des grains Dr		plus de 3,5 stériles des mines		Bussière, 1993; Aubertin <i>et al.</i> , 2002; Belem <i>et al.</i> , 2002
La densité en place des roches stériles		1600 - 2200	kg/m3	Williams, 2000
La porosité	Ν	0,3 - 0,5		Famou ai 1000
l'indice des vides	Е	0,43 - 1		Fersangi, 1996
		1.55-10 ⁻¹ et 6.16-10 ⁻⁵ cm/s		Hernandez 2007
La conductivité hydraulique		1.1-10 ⁻¹ et 5.5-10 ⁻² cm/s		Bussière et al. 2011; Peregeodova 2012
	L'angle de friction interne \u00f3	35° - 45°		Leps 1970; Fersangi 1996
Propriété mécanique	l'UCS	1,4 - 7 MPa	liant/stérile de 10 %	Fersangi, 1996; Isagon <i>et al.</i> , 2011
		10.9 - 16.6 MPa	liant/stérile de 5-6 %	Chou (2012)

Tableau VI.2 : Propriétés des roches stériles et du remblai rocheux

-L'angle de friction interne ϕ varie significativement selon la courbe granulométrique, la forme des particules, la densité du remblai et l'état des contraintes.

-La résistance en compression uni-axiale UCS du RR (avec ciment) varie souvent selon l'endroit de prélèvement des échantillons à cause de la ségrégation des particules et aussi souvent rencontrées pour des remblais rocheux cimentés, dépendamment de la teneur en ciment ajoutée [59]; [18].

Les remblais rocheux qui contiennent des minéraux sulfureux peuvent générer des eaux de drainage minier acides (DMA) suite au contact de la roche stérile réactive avec de l'air et de l'eau. Ces eaux de drainage, caractérisées par un faible pH, des concentrations en métaux lourds et en sulfates solubles élevées, peuvent affecter sérieusement l'environnement et contaminer l'eau souterraine [42] ; [05].

4.3. Propriétés du remblai en pâte cimenté

Le remblai en pâte cimenté est un matériau dont les propriétés varient au cours du temps. Il développe une cohésion après un certain temps de cure compte tenu de la présence d'eau et d'agents liants dans ses composants. [06].

4.3.1. Propriétés physiques des remblais en pâte

Une bonne caractérisation des RCPs passe par la quantification de leurs propriétés géotechniques ou propriétés indexes. Ces propriétés décrivent les paramètres physiques de la structure et la texture des remblais. Ces paramètres physiques sont les mêmes que ceux définis pour les sols du fait de leur structure plus ou moins comparable à un temps de cure donné, qui est composée d'une phase solide (résidus de base + liant non hydraté + hydrates formés + précipités divers), d'une phase liquide (eau interstitielle et eau adsorbée) et d'une phase gazeuse (air + vapeur d'eau). [07]

- les masses volumiques

Il a été observé dans des travaux antérieurs [49]; [33] que les masses volumiques totales et sèches ne changeaient pas énormément avec le temps de cure et ce, quel que soient le type et le pourcentage de liant utilisé et quel que soit le type de résidus.

- Porosité et indice des vides.
- Granulométrie.

Il est principalement formé de rejets de concentrateur présentant généralement des granulométries étalées. La figure VI.8, tirée de [26] présente des courbes granulométriques

Chapitre VI Traitement des vides souterrain par remblayage

typiques de résidus miniers en provenance de plusieurs mines canadiennes avant leur dépôt dans un parc à résidus et qui ont été utilisés dans la préparation du remblai en pâte cimenté.



Figure VI.9: Courbes granulométriques typiques de résidus miniers en provenance de diverses mines canadiennes [26]

- Les Teneurs en eau massique et volumique
- Degré de saturation
- D'autres paramètres quantifiant les propriétés hydriques peuvent être considérés dans l'étude des remblais cimentés en pâte tels que:

• La *perméabilité* qui mesure la vitesse d'écoulement d'un fluide (eau) à travers la masse de remblai. Lors d'un essai de perméabilité, le paramètre mesuré est le coefficient de perméabilité ou la conductivité hydraulique saturée (ksat).

• La *percolation* est un autre paramètre hydrique qui reflète la vitesse de drainage d 'un fluide à travers le remblai. Le paramètre mesuré dans ce cas est le taux de percolation (vp) du fluide, qui est la vitesse d'écoulement à gradient hydraulique unitaire i = 1. • La *succion* matricielle traduit la capacité du remblai à retenir les fluides. Le paramètre mesuré dans ce cas est la pression à 1' entrée d'air \Va qui est en réalité la pression minimale pour faire sortir la 1ère goutte contenu dans le remblai.

•*Surface spécifique* : la surface spécifique massique S est définie comme étant la surface totale des grains de remblai par unité de masse de l'échantillon et peut varier de 0,1 à 400 m2 .g-1 selon la finesse des grains. Elle est évaluée par adsorption de l'azote ou de gaz inerte, par diffraction des rayons X, par diffraction au laser ou par microscopie électronique. Lorsque la surface spécifique est mesurée par adsorption, elle est calculée par l'équation suivante:

$$S = \frac{X \cdot Wm \cdot Ax}{M \cdot Mech}$$
(VI-4)

avec t < =nombre d'Avogadro (6,23x1023 mor\ Wm =masse de gaz adsorbé en monocouche (g), de molécules de gaz adsorbé en monocouche (g); Ax = surface des molécules de gaz adsorbées (m2); M = masse molaire du gaz adsorbé (g/mol), Mech = Masse de 1' échantillon test é (g).

•*Porosimétrie par intrusion de mercure* : la porosité par intrusion de mercure (Hg) permet d'évaluer la porosité et la distribution des pores connectés d'un échantillon de remblai. Elle est directement liée à la granulométrie initiale des résidus ainsi que du type de liant utilisé. La porosité et le volume des pores sont estimés par la quantité de mercure qui pénètre dans l'échantillon selon un diamètre donné d (r = d/2) et sous une pression appliquée p selon la relation de [95] suivante :

$$d = -\frac{4\chi \cos g}{p}$$
(VI-5)

où y = tension de surface du mercure (N/m) ; p = angle de contact entre la surface solide et le mercure ; p = pression exercée sur le mercure.

4.3.2. Propriétés mécaniques du remblai en pâte cimenté

Les propriétés mécaniques des RCPs sont nécessaires lors du design des systèmes de remblayage ainsi que des calculs de stabilité. Les essais devront être réalisés selon l'objectif de l'étude de la caractérisation mécanique, soit en cherchant uniquement les paramètres élastiques (E, v, Sy) ainsi que la résistance UCS qui est un paramètre index, ou en cherchant les paramètres intrinsèques régissant cette rupture (c' et ~'). Dans le premier cas on effectuera l'essai en compression uni-axiale et dans le second cas, l'essai en compression triaxiale. [07]

- Résistance en compression uni-axiale
- *Résistance en compression triaxiale*

Propriétés du remblai en pâte cimenté		Valeur	Référence
<i>Γ</i> d maximal		4.6 - 20.1 kN/m3.	
Propriétés physiques	CU	8 – 18	Bussière 2007
physiques	Wopt	10-20	
résistance simple		Bon UCS - des résidus de granulométrie étalée	Benzaazoua et al. 2005
Propriétés mécaniques	coefficient de poisson	v = 0,33	Emeriault et al.2004
meeninques	angle de frottement interne	30° - 42°	Bussière 2007

Tableau VI.3 : Propriétés des roches stériles et du remblai rocheux

Pour les remblais en pâte, [42] ont montré que le type du liant affecte considérablement la résistance UCS. Le liant peut être efficace avec certains types de résidus miniers mais inefficace avec d'autres types. Pour un même pourcentage de liant par exemple, le liant cendres volantes FA (Fly Ash) développe des résistances plus grandes que le liant ciment Portland (CP) en présence de résidus peu ou moyennement sulfureux. Le liant CP reste toutefois le premier choix pour les résidus très sulfureux. La proportion du liant dans le mélange du remblai affecte aussi sa résistance.

Les avantages et les inconvénients de chaque type peuvent présenter dans le tableau audessous pour choisir le bon type de notre cas
Tableau VI.4 Avantages et des inconvénients des différents

	remblai	Remblai rocheux	Remblai en nate	Condition
	hydraulique	itempiui i ocneux	Remonar en pare	Boukhadra
Les roches	Réduire	Réduire	-	Existe
stériles				
les résidus	-	-	Réduire	Non
Accessible	Pas nécessité	Nécessité	Pas nécessité	Existe
au fond				pas fiable
Transport	Non couteuse	Couteuse	Couteuse	
vert		Utilisation d'enjeu	Utilisation de	-
souterrain			pompe	
le vide entre	Remplissage	Ségrégation	Remplissage	-
les particules	complet		complet	
La résistance	Bonne	Très élevé	Très élevé	-
mécanique				
Récupération	Abandonner	Récupération total	Récupération	Existe des
de réserve			total	pertes
L'utilisation				
de barricade	Nécessité	Pas nécessité	Pas nécessité	-
couteuse				

types de remblais miniers.

Avec : Inconvénient ; Avantage.

5. Application du remblai en exploitation souterraine

on peut grossièrement diviser les méthodes de minage impliquant le remblai minier en méthodes "coupe et remblai" (cut and fill) et "remblai retardé" (delayed backfill). [06]

5.1. Coupe et remblai

La méthode de coupe et remblai (cut-and-fill) repose sur l'abattage du minerai par tranches horizontales successives et l'extraction de ce dernier au fur et à mesure vers une cheminée aménagée dans le remblai. Le vide engendré par l'extraction du minerai est remblaisavant qu'une autre coupe soit excavée. Le remblai mis en place constitue un support pour éviter la rupture des épontes et sert également de plancher de travail pour le forage de la coupe suivante. Cette méthode de minage est considérée pour des cas de gisement fortement incliné (>45°) et qui sont localisés dans des massifs rocheux de mauvaise qualité.

La méthode coupe et remblai peut être aussi attrayante et justifiable parce qu'elle permet de réduire considérablement la dilution du minerai [53]; [07]). Il existe des variantes de cette méthode de minage suivant la direction d'extraction choisie. On identifie la méthode de coupe et remblai ascendant ou coupe et remblai par tranches montantes (overhand cut-and-fill), la méthode de coupe et remblai descendant ou coupe et remblai par tranches descendantes (underhand cut-and-fill) et la méthode Avoca [24].

5.1.1. Méthode coupe et remblai ascendant

La méthode de coupe et remblai ascendant (overhand cut and fill) consiste à abattre le minerai et le déblayer par tranches horizontales en montant. La façon d'abattre le minerai peut varier. On peut par exemple procéder à l'abattage frontal (breast stoping) ou au toit (back stoping) ou à l'abattage par pilier et remblai (post-pillar stoping).



Figure VI.10: Méthode coupe et remblai ascendant avec abattage au toit (adaptée de [24]).

Des piliers-dalles sont parfois laissés dans les zones à risque pour soutenir le toit. La figure VI.10 illustre la méthode de minage coupe et remblai ascendant avec abattage au toit. Cette méthode est souvent applicable pour les gisements très étendus verticalement et présentant une forte inclinaison variant entre 50° et 90° par rapport à l'horizontale.

Dans cette méthode, le remblai minier est utilisé comme une plateforme de travail. Celui-ci doit acquérir une résistance mécanique suffisante pour supporter les équipements lourds de circulation. La capacité portante qf que devrait atteindre le remblai doit dépasser 100 kPa [07].

5.1.2. Méthode coupe et remblai descendant

La méthode de coupe et remblai descendant (underhand cut-and-fill stoping) consiste à abattre le minerai par tranches horizontales à partir d'un niveau supérieur en descendant vers le bas. L'utilisation de cette méthode est favorable lorsque les murs rocheux et les gisements ne présentent pas une bonne résistance. La figure VI.11 présente un schéma simplifié de cette méthode de minage.

Cette façon de procéder nécessite l'utilisation de piliers-dalles ou semelles de support (sill mats) afin de maintenir la stabilité du terrain lors de l'extraction du minerai sous une ouverture déjà remblayée (figure VI.12). Des piliers-dalles en minerai peuvent être laissés, mais cela réduira le taux de récupération de la mine. L'utilisation des piliers-dalles en remblai cimenté est plutôt privilégiée.



Figure VI.11: Méthode coupe et remblai descendant (tirée [68]).



Figure VI.12: Schéma illustrant un chantier excavé sous un pilier-dalle supportant un chantier remblayé.

5.1.3. Méthode Avoca

La méthode avoca est utilisée dans le cas d'un gisement peu épais mais étendu horizontalement. Elle consiste à abattre le minerai situé entre deux coupes, par des tranches verticales successives tout en remblayant au fur et à mesure les chantiers excavés. Le remblayage se fait depuis la coupe supérieure, tandis que le soutirage du minerai abattu est réalisé à partir de la coupe inférieure. La figure VI.13 illustre cette méthode de minage. Elle présente une meilleure productivité que les autres variantes de la méthode coupe et remblai mais elle peut parfois engendrer une dilution importante si le remblai n'est pas stable.

Pour utiliser la méthode Avoca, le remblai minier doit être autoportant pour permettre l'exploitation du minerai adjacent aux tranches verticales excavées et remblayées. Dans ce cas, les modèles de [82], [12][08] et [05] peuvent être utilisés pour déterminer la résistance en compression uniaxiale UCS minimale requise pour le remblai afin de pouvoir utiliser cette méthode.



Figure VI.13: Méthode avoca: 1. Sautage d'une tranche verticale 2. Déblaiement du minerai 3. Remblayage [68].

5.2. Remblai retardé

Le remblayage retardé (delayed backfill) se pratique également avec certaines méthodes de minage sans soutènement (appelées aussi « chambres ouvertes ») telles que les méthodes « chambres et piliers » (rooms and pillars), « chambres magasins » (shrinkage stoping), « sousniveaux abattus » (sublevel stoping) et « VCR » (vertical crater retreat). Dans ces méthodes, le remblayage des vides est réalisé après l'extraction complète d'un chantier minier. Cette pratique permet de récupérer des piliers de minerai laissés en place, ce qui produit un taux de récupération plus élevé du minerai. Le remblai maintient aussi la stabilité structurale de la roche encaissante et l'empêche de s'effondrer.

Les chantiers souterrains engendrés par l'extraction du minerai sont remblayés avec du remblai pour ajouter un support secondaire au terrain, dans le but d'assurer la stabilité structurale de l'ensemble de la mine pendant les opérations de minage [56]. Le gisement est généralement exploité par chambres primaires et secondaires. Les chambres primaires sont exploitées en premier, puis remblayées. Après un certain temps d'attente, le minerai se trouvant dans les piliers séparant les chambres primaires est récupéré, formant ainsi les chambres secondaires. En procédant de la sorte, on permet une récupération presque totale des réserves minérales [53].

Vu que les chantiers primaires doivent être remblayés avant l'excavation des chantiers secondaires adjacents, la résistance mécanique UCS du remblai doit être suffisante afin qu'il

reste stable lors de l'extraction du minerai du chantier secondaire. Les modèles analytiques [82], [08]et [05], présentés dans ce qui suit, peuvent être utilisés pour déterminer la valeur de UCS requise.

6. Travaux de remblais de la mine de Boukhadra

6.1. Rendements des chargeuses de transport par cycle Le rendement de la chargeuse est calculé par la formule suivante

Par heure:

$$\operatorname{Rch} = \operatorname{Qch} * 60/\operatorname{TP}$$
, (t/h) (VI-6)

Ou :

• Qch : Capacité de charge d'une chargeuse tel que

$$Qch = (Qg * Kr* V) / Kf;(t)$$
(VI-7)

- Qg : La capacité du godet de la chargeuse Caterpillar 988F =3.8 m3
- Kr : Coefficient de remplissage du godet =0.9
- Kf : Coefficient de foisonnement =1.5
- V: La densité de roche foisonnés =2.6
 - Tc : Temps de cycle de la chargeuse

$$Tc = (2L*60/V_W) + tch + tdech + tw ;(min)$$
(VI-8)

Avec

tch: Temps de chargement de chargeuse =0.174 min

- tdech : Temps de déchargement de la chargeuse =0.122 min
- tw : Temps de manœuvre =0.283min
- Vw : Vitesse moyenne de chargeuse Vw = (Vch + Vvide)/2 *0.8 ;(km/h) (VI-9)
- Vch : vitesse de la chargeuse chargée =8km/h

6.2. Rendements des camions de transport par cycle

Le rendement horaire du camion est déterminé par la formule :

$$Rc = m.(60 / Tc), (t/h)$$
 (VI-10)

Ou : - m: capacité de charge des camions de type(Caterpillar775F) 60t ;

- Tc : temps d'un cycle :

$$Tcycle = Tch + Tdéch + Tall + Tret + Tman + Tat (min)$$
(VI-11)

Ou: ✓ Tch : temps de chargement du camion 8min;

- ✓ Tdéch : temps de déchargement du camion 0.5min;
- ✓ Tman : temps de manouvre 0.5min;
- ✓ Tat : temps d'attente 0min.
- ✓ Tall : temps d'aller;
- ✓ Tret : temps de retour;
- ✓ T_{all} et T_{re} de camion dépondent de la langueur de parcours ; À Boukhadra la distance de transport de la mine au stock de stérile est de 1 Km. et pour chaque chambre en avance 50m donc la distance de transports n'est pas constante

$$L = 1 + \left(\frac{(1105 - y)}{\sin 8}\right) 0.001 + U(x)$$
(VI-12)

6.3. Le temps des travaux de remblayage

$$T = \sum$$
 (Ncycle * Tcycle ; (min) (VI-14)

Ou :

- N_{cycle} nombre de cycle $N_{cycle} = E_T / m$
- E_T Tonnage de stérile nécessaire pour remblais la chambre Elle est calculée d'après la formule suivante $Et = V.\gamma$

Avec
$$\gamma = 2,6 \text{ t/m}^3$$

b- Le temps des travaux par jour Tj = Tcycle*.Np * Hp; (t/j) (VI-15)

Np : nombre de poste par jour 2.

Hp : nombre des heure par poste 8h.

Les résultats sont détaillés dans le tableau suivent

Axe Niveau (m)	Stops	Volume(m ³)	Tonnage(t)	T (min)	T (jour)	T (année)	
	1	56109,4	145884,44	14993,6786	15,6184152		
	2	37675,6	97956,56	10067,7576	10,4872475		
	3	48296,6	125571,16	12905,9248	13,4436716		
	4	59921,4	155795,64	16012,3297	16,6795101		
	5	45092,2	117239,72	12049,6379	12,5517061		
1105 axe	6	24291,4	63157,64	6491,20189	6,76166863		
principal et axe sud est	7	36465,2	94809,52	9744,31178	10,1503248	0 63693374	
	8	39514,4	102737,44	10559,1258	10,9990894	0,000,000,000,000	
	9	31386,4	81604,64	9180,522	9,56304375		
	10	29659	77113,4	8675,2575	9,03672656		
	11	39408	102460,8	11526,84	12,007125		
	12	37156	96605,6	10868,13	11,3209688		
	13	67656	175905,6	19789,38	20,6139375		
Temps	d'étage	552631,6	1436842,16	-	159,233435		
	14	38457	99988,2	10394,4726	10,8275757		
	15	27528	71572,8	7510,07776	7,82299767		
	16	25013,4	65034,84	6887,28306	7,17425319		
	17	5103,6	13269,36	1418,14507	1,47723445		
1105	18	49263	128083,8	13813,3104	14,388865	1.35743677	
1105	19	38148	99184,8	10793,1019	11,2428145		
	20	24441	63546,6	6976,80197	7,26750206		
	21	26317,2	68424,72	7578,8964	7,89468375		
	22	30207,6	78539,76	8775,62211	9,14127303		
	23	116749,8	303549,48	34212,1492	35,6376554		

Tableau VI.5 Travaux de transport d'un remblai pour les différents niveaux

Page 123

Chapitre VI

Temps d'étage		381228,6	991194,36	-	112,874855
	24	34490,4	89675,04	9428,09374	9,82093098
	25	30948	80464,8	8537,99369	8,89374343
	26	44691	116196,6	12442,4079	12,9608415
	27	65106	169275,6	18290,7154	19,0528285
1165	28	53274	138512,4	15101,328	15,73055
1165	29	38268	99496,8	10944,3814	11,4003972
	30	49904,4	129751,44	14398,4579	14,9983937
	31	52242	135829,2	15204,9603	15,8385003
	32	55464	144206,4	16282,9195	16,9613745
	33	65634	170648,4	19434,4993	20,2442701
Temps d'étage		490021,8	1274056,68	-	145,90183
	34	22068,978	57379,3428	6100,30919	6,35448874
1225	35	16497,366	42893,1516	4601,9053	4,79365135
	36	65691,342	170797,489	18490,5138	19,2609519
	37	73713,534	191655,188	20934,897	21,8071844
	38	95038,8	247100,88	27231,5828	28,3662321
Temps d'étage		273010,02	709826,052	-	80,5825085

7. Simulation numérique

De la même manière que pour les simulations présentées dans le chapitre V. Le mode de calcul et en déformation avec des éléments triangulaires à (15 nœuds). La génération du modèle d'élément finis commence par la création du modèle géométrique non symétrie.

7.1. Étapes de modélisation

Le remplissage du chantier se fait en 3 couches par niveau à l'aide d'un remblai est considéré comme un matériau homogène, isotrope et élasto-plastique respectant le critère de Mohr-Coulomb ; non cohésif dont les propriétés sont estimé par le logiciel RocLab la figure suivante présenté une capture d'écran éclairci les caractéristiques nécessaire d'entrée pour la configuration du modèle.



Figure VI.14 : capture d'écran prise dans le logiciel RocLab.

Les simulations numériques sont réalisées suivant les phases présentées dans la figure VI.8. La première étape sert à initialiser les contraintes dans le modèle. De la deuxième étape jusqu'à la quatrième et dernière consiste à l'application de la méthode des remblais des chambres en disposition ascendante de la troisième étage niveau 1105 au niveau de tête1285 niveau par niveau.



Figure VI.15: Modélisation numérique des étapes de remblayage d'un chantier minier. On lance les calculs après avoir défini toutes les étapes nécessaires à la modélisation du problème.



7.2. Résultats numériques et analyses



Synthèse et Recommandation

- L'état de stabilité critique que présente la mine souterraine de Boukhadra mérite d'être pris en charge, pour l'exécution d'un remblayage des vides, qui sera d'une nécessité absolue à court terme pour éviter un scénario dramatique dans cette région.
- La disponibilité du matériau de remblayage présente un double avantage pour cette mine, d'une part assuré la sécurité du personnel de la mine souterraine, d'autre part l'amélioration de l'environnement de la région par l'élimination des stocks de rejet miniers qui nuis à la population de la région.
- L'application d'un remblayage retarder est la seul solution probables pour résoudre le problème d'instabilité dans les conditions de la mine souterraine de Boukhadra.
- La durée de 7 mois et 13 jours est suffisante pour remblayer toute la mine sur les deux axes; l'axe Principal et l'axe Sud-Est au niveau 1105.
- Une fois le remblayage terminé l'exploitation des réserves de la quatrième phase sera plus facile avec moins de risque d'effondrement.
- Le remblayage doit se faire par tranche successives ascendantes, pour éviter l'excès de contraintes de compressions sur les chantiers avale.

CONCLUSION

Conclusion générale

Djebel Boukhadra ou excite la mine souterraine (notre cas d'étude); a une disposition résultant d'une évolution tecto-sédimentaire ou les diapirs des évaporites jouent un rôle important sur l'anisotropie des massifs rocheux de Boukhadra et sur le relief topographique.

La morphologie du corps minéral de fer commandé l'exploitation souterraine qui engendre la création des vides important suite à l'extraction de grand masse de minera par la méthode de « sous niveau abattus ». Le volume des vides estimé égale à un million et demi de mètres cubes.

Pour répondre aux problèmes de complexité dans les mines souterraines, nous avons suivi une méthodologie simple et efficace. Il s'agit tout d'abord de connaître ces mines en effectuant une base de données où nous avons regroupé des caractéristiques mécaniques, géométriques, de dégradation et des facteurs de complexité. Dans le cas d'une exploitation sous un flanc de coteau, nous avons effectué un calcul visant essentiellement la compréhension de l'état de contraintes dites "initiales". Nous avons retenu que la déviation du tenseur des contraintes principales par rapport à la verticale sous la pente peut atteindre 40°. Dans notre cas d'exploitation souterraine multi-niveaux et en tenant compte aussi du phasage des travaux, nous avons pu comprendre des phénomènes affectant globalement certains secteurs ou parties importantes de la mine et des phénomènes particuliers, à l'échelle d'un pilier :

• des sollicitations plastiques de plus en plus importantes en fonction de l'augmentation de la hauteur de recouvrement au sein des piliers. Ce phénomène peut être localement accentué par une mauvaise superposition des piliers.

• dans le cas où un petit pilier supporte un grand pilier sus-jacent, on peut observer une surcharge du petit pilier sous-jacent qui se traduit par une forte contrainte verticale.

Dans des endroits où la hauteur de recouvrement est très faible et lorsqu'on atteint une portée critique d'une chambre, les zones en traction se développent au toit en aboutissant à une rupture progressive donnant naissance à un fontis (c'est le cas dans le niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra). Dans les zones les plus défruitées, les piliers deviennent de plus en plus chargés, des fractures mécaniques se développent d'une manière assez

CONCLUSION GENERALE

remarquable ; dans ce cas la rupture des piliers peut être progressive, ou au même temps l'ensemble des piliers en donnant un effondrement généralisé.

La prise en compte des discontinuités dans l'approche géomécanique a mis en évidence une sollicitation plus réaliste des piliers fracturés dans le cas d'une mine souterraine dans un massif rocheux montagneux. Dans ce cas de mine souterraine multi-niveaux, les fractures naturelles et induites influent énormément sur la stabilité des ouvrages souterrains. Ces fractures accélèrent en quelque sorte la rupture du toit et les piliers.

L'état de stabilité critique que présente la mine souterraine de Boukhadra mérite d'être pris en charge, pour l'exécution d'un remblayage des vides, qui sera d'une nécessité absolue à court terme pour éviter un scénario dramatique dans cette région.

- La disponibilité du matériau de remblayage présente un double avantage pour cette mine, d'une part assuré la sécurité du personnel de la mine souterraine, d'autre part l'amélioration de l'environnement de la région par l'élimination des stocks de rejet miniers qui nuis à la population de la région.
- L'application d'un remblayage retardé est la seul solution probable pour résoudre le problème d'instabilité dans les conditions de la mine souterraine de Boukhadra.
- La durée de 7 mois et 13 jours est suffisante pour remblayer toute la mine sur les deux axes; l'axe Principal et l'axe Sud-Est au niveau 1105.
- Une fois le remblayage terminé l'exploitation des réserves de la quatrième phase sera plus facile avec moins de risque d'effondrement.
- Le remblayage doit se faire par tranche successives ascendantes, pour éviter l'excès de contraintes de compressions sur les chantiers avale.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Référence Bibliographie

Référence 📖

[1]	Kerbati, N. R., Gadri, L., Hadji, R., Hamad, A., & Boukelloul, M. L. (2020).
	Graphical and Numerical Methods for Stability Analysis in Surrounding Rock of
	Underground Excavations, Example of Boukhadra Iron Mine NE Algeria.
	Geotechnical and Geological Engineering, 1-9.
[2]	Djellali, Adel and al. 2019. "Evaluation of Cement-Stabilized Mine Tailings as
	Pavement Foundation Materials." Springer Geotech Geol Eng 31(4).
[3]	Nabassé .J. F. k, 2015. Comportement mécanique des remblais en pâte cimentés en
	compression et en cisaillement et étude du frottement aux interfaces remblai-
	remblai et remblai-roche. Maîtrise ès sciences appliquées. Département des génies
	civil, géologique et des mines école polytechnique de Montréal, JUILLET 2015.
[4]	Ernesto, Villaescusa. 2014. Geotechnical Design for Sublevel Open Stoping .Taylor
	& Francis. Western Australian School of Mines.
[5]	Li L., & Aubertin, M. 2014. "A modified solution to assess the requiredstrength of
	backfill in mine stopes." Elsevier International Journal of Mining Science and
	Technology (in press).
[6]	Mohamed A. S., 2014. Analyse numérique visant l'évaluation du coefficient de
	pression des terres et des contraintes dans des chantiers remblayés au-dessus d'un
	pilier-dalle. Maîtrise ès sciences appliquées. Département des génies civil,
	géologique et des mines école polytechnique de Montréal, NOVEMBRE 2014.
[7]	Belem, T. (2013). Note du cours de GML6603 - Remblais miniers. UQAT – École
	Polytechnique de Montréal, 2013.
[8]	Li, L (2013). Note du cours de MIN3116 – Exploitation en souterrain. École
	Polytechnique de Montréal, 2013.
[9]	Belem, T., (2012). Cours de remblai miners GNM 1001 séance #1, Institut de
	Recherche en Mine et Environnement à l'Université du Québec en Abitibi-
	Temiscamingue
[10]	Chou, L. C. (2012). Caractérisation des propriétés mécaniques du remblai minier
	rocheux cimenté par des méthodes non-destructives. Mémoire de maîtrise, École
F117	Polytechnique de Montreal
	Gadri L. (2012). Etude de la deformation et de la rupture des massifs fissures par la $(11 - 1 - 1)$
	methode des elements finis (Cas de la mine souterraine de Bouknadra), These de
[10]	doctoral, pp.80-100
	LI, L., & Aubertin, M. (2012). A modified solution to assess the required strength of
[12]	Nawfal E 2012 Simulations du comportament géotochnique des remblais dans les
	chantiers miniers : effets du drainage et de la consolidation. Maîtrise às sciences
	anniquées Département des génies civil géologique et des mines écolo
	polytechnique de Montréal FÉVRIER 2012
[14]	Peregeodoya A (2012) Étude expérimentale des propriétés hydrogéologiques des
[[1+4]	roches stériles à une échelle intermédiaire de laboratoire. Mémoire de Maîtrise
	École Polytechnique de Montréal Canada
[15]	Suprinent F T 2012 A critical review of the stability granh method for open stope
	Submini, 1. 1. 2012. A critical eview of the stability graph method for open stope

Référence Bibliographie

	design. Presentedat <i>MassMin 2012, Sixth International Conference and Exhibition</i> on Mass Mining Sudbury Ontario Canada 10–14 June Paper 6990 8pp (on CD-
	ROM)
[16]	Bussière, B., Demers, I., Dawood, I., Plante, B., Aubertin, M., Peregoedova, A., Pepin, G., Lessard, G., Intissar, R., Benzaazoua, M., Molson, J.W., Chouteau, M., Zagury, G.J., Monzon, M., & Laflamme, D. (2011). "Comportement Géochimique et Hydrogéologique des Stériles de la Mine Lac Tio." Compte-rendu du Symposium 2011 sur l'Environnement et les mines, Rouyn-Noranda. Québec, Canada, CD- ROM
[17]	Holtz, R. D., Kovacs, W. D., & Sheahan, T. C. (2011). An Introduction t o Geotechnical Engineering. Pearson Education. Limited.
[18]	Isagon, I., Kermani, M. F., Hassani, F. P., Nokken, M., &Haj-Zamani, S. (2011). "Investigation intomechanical& microstructural properties of Gelfill". PQ corporations.
[19]	Kermani, M. F., Hassani, F. P., Isagon, I., Nokken, M., &Haj-Zamani, S. (2011). "Investigation intomechanical& microstructural properties of Gelfill". PQ corporations.
[20]	Omar, E. A, 2011. Etude de la consolidation gravita ire en colonnes des remblais miniers cimentés en pâte. Maîtrise ès sciences appliquées. Département des génies civil, géologique et des mines école polytechnique de Montréal, NOVEMBRE 2011.
[21]	Belem, T., Benzaazoua, (2009), Design and application of underground mine pastebackfilltechnology. 148-174p.
[22]	Belem, T., (2009). Développement d'une method intégrée d'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés. Rapport IRSST R-622, 49p
[23]	Belem, T., Benzaazoua, M., (2008). Design and application of underground mine pastebackfilltechnology. GeolGeotech Eng, vol., 148-174.p
[24]	Yumlu M. (2008). "Barricade pressure monitoring in pastebackfill". GospodarkaSurowcamiMineralnymi, 24(4/3), 233-244.
[25]	Belem, T., El Aatar, O., Bussière, B., Benzaazoua, M., Yilmaz, E., (2007). Hydrogeotechnical and geochemicalcharacterization of columnconsolidatedcementedpastebackfill. Minefill2007, 29 April- 2 Mai, Montréal, Qc, Canada
[26]	Bussière, B. (2007). "Colloquium 2004: Hydro-geotechnicalproperties of hard rock tailingsfrommetal mines and emerginggeo-environmentaldisposalapproaches." Can. Geotech. J., 44(9), 1019–1052
[27]	Coles, D. 2007. Performance of open stopesat BHP-Billiton Cannington Mine, BEngthesis, Western AustralianSchool on Mines, CurtinUniversity of Technology, Kalgoorlie, Western Australia, Australia, 161pp
[28]	Hernandez, M. A. (2007). Une étude expérimentale des propriétés hydriques des roches stériles et autres matériaux à granulométrie étalée. Mémoire de maîtrise. Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal, Canada
[29]	INERIS, 2007. Mise en sécurité des cavités souterraines d'origine anthropique : Surveillance - TraitementJean-Jacques TRITSCH – Direction des Risques du Sol et du Sous-Sol
[30]	Manchar N. (2007) Etude comparative de deux gisements de fer en contextes

	géologiques distincts. Le gisement de sidi marouf (Petite Kabylie, Jijel) et de
	Boukhadra (monts du Mellègue, Tébessa) Algérie nord orientale. Mémoire de
	magister. Université de Mentouri. Constantine, Alger PP81-101
[31]	Yumlu, M., &Guresci, M. (2007). "Pastebackfillbulkhead monitoring - a case
	studyfromInmet'sCayeli Mine, Turkey". In Proceedings of MINEFILL 2007,
	Montréal, 29 April – 3 May 2007. CIM, Montréal. Paper No. 2479.
[32]	BOUZENOUNE, A., ROUVIER, H. ET THIBIEROZ, J., (2006) : Chronologie
	relative et conditions de mise en place des minéralisations du massif de l'Ouenza
	(Algérie NE). Bull. Serv. Géolational Vol. 17, n°1, pp. 3-27.
[33]	Rankine, K., Sivakugan, N., &Cowling, R. (2006).
	"Emplacedgeotechnicalcharacteristics of hydraulicfills in a number of Australian
	mines." Geotechnical and Geological Engineering, 24(1), 1-14.
[34]	Benzaazoua, M., Bois, D., Belem, T., Gauthier, P., Ouellet, S., Fall, M., & St-Onge,
	J. F. (2005). "Remblais souterrains, évolution des connaissances et de la pratique."
	20th Colloque de contrôle de terrains. Association Minière du Québec, Val d'Or,
	Quebec, 22-23.
[35]	Rankine, K., &Sivakugan, N. (2005). "Drainage characteristics and behaviour of
	hydraulicallyplaced mine fill and fill barricades." Vol. 16, pp. 579, AA
	BalkemaPublishers.
[36]	Belem T., Benzaazoua M., (2004). The use of pastebackfill as underground rock
	support: fromitspreparation to its underground delivery. 5th International
	Symposium on Ground Support in Mining& Underground Construction. The
	Australian Centre for Geomechanics (ACG) and the Western AustralianSchool of
	Mines (WASM).
[37]	Gamache-Rochette, A. (2004). Une étude de caractérisation en laboratoire et sur le
	terrain des écoulements de l'eau dans les roches stériles, Mémoire de Maîtrise, École
50.03	Polytechnique de Montréal, Canada
[38]	HARVEY, A.2004. Etude comparative des contraintes triaxiales dans le remblai en
	pate selon la portee des chantiers. Memoire de maitrise es sciences appliquees
[20]	(genie mineral), Ecole polytechnique Montreal, Canada, 2004, 136 p.
[39]	berenii, 1., Benzaazoua IVI., (2003). Utilisation du rembiai en pate comme support de
[10]	Dridgon M. (2002). "A New Ere Of Fill Detaining Derringdon". AMC Consultants
[40]	Diaging Deeper Newsletter October 2002 2.5
[<u>[</u>]	Aubertin M. Bernier I. & Bussière B. (2002). "Environnement et gestion des
[[+1]	rejets miniers" (CD-ROM) Presses internationales Polytechnique Mont Poyal
	Québec
[42]	Renzazoua M Belem T & Bussiere B (2002) "Chemical factors that influence
╵╻┷┑	the performance of mine sulphidicpastebackfill " Cement and ConcreteResearch
	32(7) 1133- 1144
[43]	Belem T Benzazoua M Russière R Dagenais A M (2002) Effects of
	settlement and drainage On strengthdevelonmentwithin mine nastehackfill In
	Proceedings of tailings and mine waste'02 27-30 January Fort Collins Colorado
	Balkema Rotterdam pp 139-148
[44]	Belem T Bussière B & Benzazoua M (2002b) "The effect of microstructural
[' ']	evolution on the physical properties of pasteback fill" Tailings and Mine Waste 1
	evolution on the physical properties of pusicouckini . Tunings and mine waste, 1,

	365-374
[45]	BOUZENOUNE, A. (2001): Problématique de la structure des corps triasiques de la
	frontière algéro-tunisienne. Conséquences métallogéniques. Communication orale
	au 1er séminaire sur la géologie du grand constantinois (S.G.G.C-1), 6 et 7
	novembre 2001, Univ. Constantine
[46]	De Souza, E., Degagne, D., & Archibald, J. F. (2001). "Minefill applications,
	Practices and trends in Canadian mines". In Minefill 2001: 7th International
	Symposium on MiningwithBackfill, 311-319
[47]	Mawdesley, C., Trueman, R., and Whiten, W. 2001. Extending the Mathewsstability
	graph for open-stope design. Transactions, Institution of Mining and Metallurgy,
	Section A: MiningTechnology, 110: A27–A39
[48]	Suorineni, F. T., Kaiser, P. K., and Tannant, D. D. 2001. Likelihoodstatistic for
	interpretation of stability graph for open stope design. <i>International Journal of Rock</i>
	Mechanics and Mining Sciences, 38(5): 735–744
[49]	Belem, T., Benzaazoua, M., Bussière, B., (2000). Mechanicalbehaviour of
	cementedpastebackfill. In: Proceedings of 53th Canadian geotechnicalconference.
	Geotechnical Engineering at the down of the thirdmillennium. 15-18 October,
5501	Montreal, vol 1, pp 3/3-380
[50]	Philippe, D. 2000. Systeme d'arpentage automatise pour les mines souterraines.
	Maitrise es sciences appliquees. Ecole polytechnique de Montreal, universite
[51]	Montreal, mars 2000 Wong V Z (2000) "Distribution of coarth processing on crotaining wall"
[31]	Geotechnique vol 50 82 88
[52]	Winch C (1900) Geotechnicalcharacteristics and stability of pastabackfillat BHP
	Cannington mine B E HonsThesis James Cook University Townsville Australia
[53]	Grice T (1998) "Underground miningwithbackfill" Proceedings of the 2 nd
	AnnualSummit- Mine TailingsDisnosalSystems 234-239
[54]	Hassani F & Archibald J (1998) Mine backfill (CD-ROM) Canadian Institute of
	Mining, Metallurgy and Petroleum, Montreal.
[55]	BOUZENOUNE, A., ET LECOLLE, P., (1997) : Petrographic and géochemical
	arguments for hydrothermal formation of the Ouenza sideritedeposit (NE Algeria).
	MineraliumDeposita, vol., 206p
[56]	Belem T. (1997). Morphologie et comportement mécaniquedes discontinuités
	rocheuses. Thèse de Doctorat INPL, Nancy, 220p
[57]	Li, L. (1997). Etude experimental du comportement hydromecanique d'une fracture,
	thèse de doctorat, Paris 7 University. France
[58]	Aubertin, M., Bussiere, B., & Chapuis, R. (1996). "Hydraulicconductivity of
	homogenizedtailingsfrom hard rock mines." Canadian Geotechnical Journal, 33(3),
	470-482
[59]	Farsangi, P. N. (1996). Improvingcementedrockfilled design in open stoping,
	Ph.Dthesis, McGill University, Montreal, Canada
[60]	Villaescusa, E. 1996. Excavation design for benchstopingat Mount Isa mine,
	Queensland, Australia. Transactions, Institution of Mining and Metallurgy, Section
F(1]	A: MiningIndustry, 105: A1–A10
[61]	BOUZENOUNE, A., ROUVIER, H. ET THIBIEROZ, J., (1995) : Trias de
	I Ouenza : contextdiapirique, zonation mineralogique et

	consequencesmétallogéniques. Bull. Serv. Géol. Algérie, vol. 6, n°1, 3-24
[62]	Pakalnis, R., Poulin, R., and Hadjigeorgiou, J. 1995. Quantifying the cost of dilution
	to underground mines. <i>Mining Engineering</i> , 47(12): 1136–1141
[63]	Stewart, S. B. V. and Forsyth, W. W. 1995. The Mathews' method for open stope
	design. CIM Bulletin, 88(992): 45–53
[64]	VILA, J.M (1995) : Première étude de surface d'un grand « glacier de sel »
	sousmarin : l'est de la structure Ouenza-Ladjebel-Méridef (confins algéro-
	tunisiens). Proposition d'un scénario de mise en place et comparaisons. Bull. Soc.
	géol. France, t. 166, n°2, 149-167
[65]	Bawden, W. F. 1993. The use of rock mechanicsprinciples in Canadian hard rock
	mine design. In J. A. Hudson, E. T. Brown, C. Fairhurst, and E. Hoek (eds.),
F (C)	Comprehensive Rock Engineering, pp. 247–290. Oxford, U.K.: Pergamon
[66]	BOUZENOUNE, A. (1993): Minéralisations péridiapiriques de l'Aptien calcaire:
	les carbonates de fer du gisement hematitique de l'Ouenza (Algerie oriental). I hese
[(7]	de doctorat de l'universite Pierre et Marie Curie (Paris VI), I Vol. 20/p
[67]	VILA, J.M, et CHARIERE.A. (1993) : Decouverte d'Albien calcaire et du Trias
	et conséquences sur l'organisation du Crétacé infériour des confins algére tunisions
	C R A cadSci Paris 316 11 2/3-2/9
[68]	Hartman H I (ed.) (1992) SME mining engineering handbook Society for
[00]	Mining Metallurgy and Exploration
[69]	Nickson, S. D. 1992. Cablebolt support guidelines for underground hard rock mine
	operations. MAScthesis (unpublished), University of British Columbia, Vancouver,
	British Columbia, Canada
[70]	CHIKHI, L .& BEN AYED, N. (1991) : Le rôle de la fracturation précoce sur la
	distribution des structures récentes le long du décrochement de Kesserine. Annales
	Tectonicoe, vol.V, n°1, pp.64-73
[71]	Vick, S.G. (1990). Planning, Design and Analysis of TailingsDams. Vancouver:
	BitTech Publisher Ltd
[72]	Bawden, W. F., Sauriol, G., Milne, D., and Germain, P. 1989. Practical rock
	engineering stope design case histories from Noranda Minerals Inc. CIM Bulletin,
[72]	82(927): 37-45 Disminurghi 7, T. 1080, Eusineering Back Mass Chassification, 251mp, New York,
[[/3]	John Wiley
[74]	Barton N 1988 Rock mass classification and tunnel reinforcementselectionusing
[[/]]	the O-system In I. Kirkaldie (ed.) Rock Classification Systems for Engineering
	Purposes: ASTM SpecialTechnical Publication 984 nn 59-88 Philadelphia PA.
	ASTM International
[75]	Bawden, W. F., Nantel, J., and Sprott, D. 1988. Practical rock engineering in the
	optimisation of stope dimensions—Application and costeffectiveness. <i>CIM Bulletin</i> .
	82(926): 63–70
[76]	BEN AYED, N(1988) : Le rôle des décrochements E-W dans l'évolution structurale
	de l'Atlas tunisien. C.R. Somm. Soc. Géol. Fr., Fasc.1, pp29-32
[77]	Potvin, Y. 1988. Empirical open-stope design in Canada. PhDthesis, University of
	British Columbia, Vancouver, British Columbia, Canada, 350pp
[78]	CHIKHI, L. (1984) : Etude tectonique et microtectonique du graben de Kasserine

	(Tunisie centrale) et des structures voisines./J.Selloum et J.Maargaba. Thèse 3ème Cycle Géol Struct Paris XI 116p
[79]	CHIKHI L · DLALA M & BEN AYED N (1984) · Manifestations tectoniques
[,,]]	synsédimentaires et polyphasées d'âge Crétacé moyen dans l'Atlas tunisien central
	(Région de Kasserine). C. R. Acad. Sci. Paris, t. 298, série II, n°4.pp.141-146
[80]	NEDJARI-BELLAHSENE, S. & NEDJARI, A. (1984) ; Le Boukhadra ; esquise
	paléogéographique aptienne. 5ème séminaire .ationale des Sciences de la Terre,
	Alger, pp.102
[81]	[2] Seriani, A. 1983. Recherche du soutirage du minerai par machins auto-matrices
	dans les conditions de Boukhadra. Magister université d'Annaba
[82]	Mitchell, R.J., Olsen, R.S., & Smith, J.D. (1982). "Model studies on
	cementedtailingsused in mine backfill." Canadian Geotechnical Journal, 19, 14–28
[83]	Mathews, K. E., Hoek, E., Wyllie, D. C., and Stewart, S. B. V. 1980. Prediction of
	Stable Excavation Spans for MiningatDepthsbelow 1,000 Metres in Hard Rock.
	Ottawa, Ontario, Canada: Golder Associates Report to Canada Centre for Mining
	and Energy Technology (CANMET), Department of Energy and Resources
[84]	VILA, J.M (1980) : La chaîne alpine d'Algerie nord orientale et des confins
[95]	Laubschar, D. H. and Taylor, H. W. 1076. The importance of geomechanics
[03]	classification of jointed rock masses in miningonerations. In Z T Bienjawski (ed.)
	Proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering Johannesburg
	South Africa 1–5 November pp 119–128 Cape Town South Africa A
	Balkema
[86]	Suédois.1974.: analyse des exploitations existence du gisement de Boukhadra
[87]	BISMUTH M. (1973) : Réflexions stratigraphiques sur l'Albo-aptien dans la région
	des djebels Daïa et son environnement (Tunisie du centre- nord). Livre jubilé M.
	Solignac, Annales des mines et de la géologie Tunis N° 26, p. 179- 212
[88]	Salencon, J. (1969). "Contraction quasi-statique d'une cavite a symetriespherique ou
	cylindrique dans un milieu elastoplastique." Annales des ponts et chaussées, 4, 231-
	236
[89]	Salencon, J. (1969). "Contraction quasi-statique d'une cavite a symetriespherique ou
	cylindrique dans un milieu elastoplastique." Annales des ponts et chaussees, 4, 231-
[00]	430 Hiramatau V & Oka V (1069) "Determination of the stress in real sureflected by
[90]	horeholes or drifts from measured strains or deformations." International Journal of
	Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 5(4) 337-353
[91]	Hiramatsu V & Oka V (1962) "Stress around a shaft or levelexcavated in
	groundwith a three-dimensional stress state "Mem Fac Eng Kvoto Univ 24 56-
	76
[92]	DAVID, L. (1956) : Etude géologique des monts de la haute Medjerda. Publication
	du Service de la Carte géologique de l'Algérie, (.ouv.Sér.), Sér. A, n° 294
[93]	DUBOURDIEU, G. (1956) : Etude géologique de la région de l'Ouenza (confins
	algéro-tunisiens). Pub. Du Serv.de la carte Géol. De l'Algérie. (S.), n°10. 659p
[94]	DUBOURDIEU, G. (1951) : Carte géologique de l'Algérie à 1/50000, feuille n°
	151, Bou Khadra.Ibid
[95]	Dubouridieu.G (1948 à 1950). Carte géologique détaille

Référence Bibliographie

[96]	Washbum 1921	la relation de pression appliquée p de Porosimétrie par intrusion
	de mercure.	

ANNEXES

I ADICAU I (AIIIICACD-I) , I unitening Quanty index Q
--

Description	Value	Notes
Rock quality designation	ROD	1. Where ROD is reported or
A. Very poor	0-25	measured as <10 (including 0).
B. Poor	25-50	a nominal value of 10 is used to
C. Fair	50-75	evaluate Q.
D. Good	75–90	2. RQD intervals of 5, that is,
E. Excellent	90-100	100, 95, 90, etc., are
		sufficiently accurate.
Joint set number	Jn	1. For intersections, use $(3.0 \times$
A. Massive, none to few joints	0.5–1	Jn).
B. One joint set	2	2. For portals, use $(2.0 \times \text{Jn})$.
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random,	15	
heavily jointed sugar cube, etc.		
I. Crushed rock, earthlike	20	
Joint roughness number	Jr	1. Add 1.0 if the mean spacing
<i>a. Rock wall contact</i> and		of the relevant joint set is
b. Rock wall contact before 10 c	em shear	greater than 3 m.
A. Discontinuous joints	4	2. $Jr = 0.5$ can be used for
B. Rough or irregular, undulating	3	planar, slickensided joints
C. Smooth, undulating	2	having lineations, provided the
D. Slickensided, undulating	1.5	lineations are oriented for
E. Rough or irregular, planar	1.5	minimum strength.
F. Smooth, planar	1.0	
G. lickensided, planar	0.5	
c. No rock wall contact when she	eared	
A. Zone containing clay minerals	1.0 (nominal)	
thick enough to prevent rock wall		
contact		_
B. Sandy, gravely, or crushed zone	1.0 (nominal)	
thick enough to prevent rock wall		
contact		
Joint alteration number	Ja φ _r (approx.)	Values of φ _r , the residual
a. Rock wall contact		1. Values of φ_r , the residual
A. Tightly healed, hard,	0.75	triction angle, are intended as
nonsoftening, impermeable filling.		an approximate guide to the
B. Unaltered joint walls, surface	1.0 (25°–35°)	mineralogical properties of the
staining only.		alteration products, if present.
C. Slightly altered joint walls	$2.0(25^{\circ}-30^{\circ})$	

nonsoftening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock.		
Description	Value	Notes
D. Silty or sandy clay coatings, small clay fraction (nonsoftening).	3.0 (20°–25°) 4.0 (8°–16°)	
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, that is, kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum, graphite, etc., a small quantity of swelling clays (discontinuous coatings, 1–2 mm or less in thickness).	5.0 (8°–16°)	
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
F. Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	4.0 (25°–30°)	
G. Strongly overconsolidated, nonsoftening clay mineral filings (continuous, <5 mm thick).	6.0 (16°–24°)	
H. Medium or low overconsolidation, softening, clay mineral fillings (continuous, <5 mm thick).	8.0 (12°–16°)	
I-J. Swelling clay fillings, that is, montmorillonite (continuous, <5 mm thick). Values of Ja depend on percentage of swelling clay-size particles and access to water.	8.0–12.0 (6°–12°)	
sheared		
K-M. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H, and J for description of clay conditions).	6.0, 8.0	
N. Zones or bands of silty or sandy clay, small clay fraction (nonsoftening).	5.0	
O-R. Thick, continuous zones or bands of clay (see G, H, and J for clay conditions).	10.0–13.0	
Joint water reduction	Jw	Approx. water pressure

Page ix

		(1	kgf/cm2)
A. Dry excavations or minor inflow that is, <5 L/min locally	N,	1.0	<1.0
B. Medium inflow or pressure,		0.66	1.0-2.5
occasional outwash of joint filling	,s		
Description		Valuo	Notas
C Large inflow or high pressure	,	0.50	2 5-10 0
in competent rock with unfilled		0.00	2.0 10.0
joints			
D. Large inflow or high pressure	e,	0.33	2.5-10.0
considerable outwash of joint			
E Exceptionally high inflow or		0.2_0.1	>10.0
water pressure at blasting, decavir	าย	0.2 0.1	2 10.0
with time	-8		
F. Exceptionally high inflow or		0.1-0.05	>10.0
water pressure continuing without	t		
noticeable decay		range Inv if drainage instal	lad Spacial problems assed
Factors C–F are crude estimates,	hv	ice are not considered	ned. Special problems caused
	Uy .	lee are not considered.	
Stress reduction factor		SRF	1. Reduce these values of
a. Weakness zones intersecting e.	хса	vation, which may	SRF by 25%–50% if the
cause loosening of rock mass whe	n tu	innel is excavated	relevant shear zones only
A. Multiple occurrences of		10.0	the excernation
or chemically disintegrated			the excavation.
rock, very loose surrounding			
rock (any depth).			
B. Single weakness zones		5.0	
containing clay or chemically			
disintegrated rock (depth of			
C Single weakness zones		2.5	
containing clay or chemically		2.0	
disintegrated rock (depth of			
excavation >50 m).			
D. Multiple shear zones in		7.5	
competent rock (clay-free),			
loose surrounding rock (any denth)			
E. Single shear zones in		5.0	
competent rock (clay-free),		•••	
(depth of excavation <50 m).			
F. Single shear zones in		2.5	

competent rock (clay-free),			
(depth of excavation >50 m).			
G. Loose, open joints, heavily		5.0	
jointed or <i>sugar cube</i> , etc. (any			
depth).			
Stress reduction factor	σ./σ1	σ_t/σ_1	SRF
b. Competent rock, rock stres	ss problems		
H. Low stress, near surface,	>200	>13	2.5
open joints.			
Description	Va	alue	Notes
J. Medium stress, favorable	10-200	0.66–13	1.0
stress condition.			
K. High stress, very tight	5-10	0.33-0.66	0.5-2.0
structure. Usually favorable			
to stability, may be			
unfavorable for wall stability.			
L. Mild rockburst (massive	2.5-5.0	0.16-0.33	5-10
rock).			
M. Heavy rockburst	<2.5	< 0.16	10–20
(massive rock).			
1. For a strongly anisotropic vir	gin stress field	(if measured): w	hen $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c to
0.8 σ_c and σ_t to 0.8 σ_t . When σ_1/σ_3	> 10, reduce σ_{0}	and σ_t to $0.6\sigma_c$ and	$10.6\sigma_t$ where σ_c is the
unconfined compressive strengt	h, σ_t is the tens	ile strength (poin	t load), and σ_1 and σ_3 are the
major and minor principal stress	ses.		
2. Few case records available w	here depth of	crown below surf	ace is less than span width.
Suggest SRF increase from 2.5	to such cases (See H).	
c. Squeezing rock: plastic flow	of incompeten	t rock under the	SRF
influence of high rock pressure			
Mild squeezing rock pressure.			5-10
Heavy squeezing rock pressure.			10–20
d. Swelling rock: chemical swe	lling activity a	lepending on the	SRF
presence of water			
Mild swelling rock pressure.			5-10
Heavy swelling rock pressure.			10-15

Additional notes on the use of these tables:

When making estimates of the rock mass quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed on the tables:

- 1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per meter for each joint set is added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay-free rock masses: RQD = 115–3.3 Jv (approx.), where Jv = total number of joints per m₃ (0 < RQD < 100 for 35 > Jv > 4.5).
- 2. The parameter Jn representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding, etc. If strongly developed, these parallel *joints* should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few *joints* visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as *random* joints when evaluating Jn.

ANNEXE b

- 3. The parameters Jr and Ja (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay-filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of Jr/Ja is favorably oriented for stability, then a second, less favorably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of Jr/Ja should be used when evaluating Q. The value of Jr/Ja should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.
- 4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases, the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will depend on the ratio rock stress/rock strength. A strongly anisotropic stress field is unfavorable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for SRF evaluation.
- 5. The compressive and tensile strength (σc and σt) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

Source [Barton1974]

Annexe B-2 :

1. Solution analytique d'un modèle linéaire élastique :

La vérification se fera en modélisant une excavation d'un cylindre de longueur infinie dans un espace infini et en comparant par la suite les résultats obtenus par le logiciel avec ceux obtenus par les formules de champs de contraintes et de déplacements développées par Hiramatsu & Oka (1962), Hiramatsu & Oka (1968) Wang et al. (2000) :

$$\sigma_r = \frac{\sigma_x^{\infty} + \sigma_y^{\infty}}{2} (1 - \frac{\alpha^2}{r^2}) + \frac{\sigma_x^{\infty} - \sigma_y^{\infty}}{2} (1 + 3\frac{\alpha^4}{r^4} - 4\frac{\alpha^2}{r^2}) \cos 2\theta + \tau_{xy}^{\infty} \left(1 + 3\frac{\alpha^4}{r^4} - 4\frac{\alpha^2}{r^2} \right) \sin 2\theta$$
(B2-1)

$$\sigma_{\theta} = \frac{\sigma_{x}^{\infty} + \sigma_{y}^{\infty}}{2} \left(1 + \frac{\alpha^{2}}{r^{2}}\right) - \frac{\sigma_{x}^{\infty} - \sigma_{y}^{\infty}}{2} \left(1 + 3\frac{\alpha^{4}}{r^{4}}\right) \cos 2\theta - \tau_{xy}^{\infty} (1 + 3\frac{\alpha^{4}}{r^{4}}) \sin 2\theta \tag{B2-2}$$

Et par les formules de champs de déplacements développées par Li (1997) :

$$U = \frac{1}{E} \left\{ \frac{\sigma_x^{\infty} + \sigma_y^{\infty}}{2} (1 + v) + \left[-(+v)\frac{\alpha^2}{r^2} + 4(-v) \right] \left(\frac{\sigma_x^{\infty} - \sigma_y^{\infty}}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy}^{\infty} \sin 2\theta \right) \right\} \frac{\alpha^2}{r}$$
(B2-3)

$$V = -\frac{1+v}{E} \left[\frac{\alpha^2}{r^2} + 2(1+2v) \right] \left(\frac{\sigma_x^{\infty} - \sigma_y^{\infty}}{2} \sin 2\theta - \tau_{xy}^{\infty} \cos 2\theta \right) \frac{\alpha^2}{r}$$
(B2-4)

Où,

- σ_r est la contrainte radiale,

 $-\sigma_{\theta}$ est la contrainte orthoradiale,

- U, V sont les composantes de déplacement dans les directions r, \Box respectivement,

ANNEXE b

- α est le rayon du cylindre,
- v est le coefficient de Poisson,
- r, θ , z sont les coordonnées cylindriques,
- σ_x^{∞} , σ_y^{∞} , σ_z^{∞} , τ_{xy}^{∞} sont les composantes du champ de contraintes à l'infini.



Figure B2.1 : Cylindre à longueur infinie dans un espace infini avec un champ de contrainte régional.

2. Solution analytique d'un modèle élasto-plastique

La vérification du code SIGMA/W 2007 pour une loi de comportement élasto-plastique se fera en considérant le même problème que pour la partie linéaire élastique. Cette fois-ci, les résultats obtenus seront comparés avec la solution analytique développée par Salençon (1969), qui avance que le rayon R0 entre la zone plastique et la zone élastique peut s'exprimer comme suit :

$$R_0 = \left[\frac{2}{\frac{2}{K_p + 1}} \frac{P_0 + \frac{q}{K_p - 1}}{\frac{1}{P_1 + \frac{q}{K_p - 1}}}\right]^{1/(K_p - 1)}$$

(A1.5)

Où,

- a est le rayon du cylindre

- Kp le coefficient passif de Rankine

- q = 2 c tan(45°+ $\phi/2$) où c est la cohésion et ϕ est l'angle de frottement interne

- P0 est la pression in situ initiale
- Pi est la pression interne

Les contraintes radiale σr et tangentielle $\sigma \theta$ ainsi que le déplacement radial ur sont exprimés dans la zone plastique par :

$$\sigma_r = \frac{q}{K_P - 1} - \left(P_i + \frac{q}{K_P - 1}\right) \left(\frac{r}{\alpha}\right)^{K_P - 1}$$
(B2.6)

$$\sigma_{\theta} = \frac{q}{K_P - 1} - K_P \left(P_i + \frac{q}{K_P - 1} \right) \left(\frac{r}{\alpha} \right)^{K_P - 1}$$
(B2.7)

$$u_r = -\frac{r}{2G}X \tag{B2.8}$$

$$X = (2v-1)(P_0 + \frac{q}{K_p - 1}) + \left(\frac{(1 - v)(K_p^2 - 1)}{K_p + K_{ps}}\right) \left(P_i + \frac{q}{k_p - 1}\right) \left(\frac{R_0}{\alpha}\right)^{(K_p - 1)} \left(\frac{R_0}{r}\right)^{(K_{ps} + 1)} + \left((1 - v)\frac{(K_p K_{ps} + 1)}{(K_p + K_{ps})} - v\right) \left(P_i + \frac{q}{k_p - 1}\right) \left(\frac{r}{\alpha}\right)^{(K_{ps} - 1)}$$
(A1.9)

Où

- Kps = $(1+\sin\psi)/(1-\sin\psi)$ avec ψ l'angle de dilatance
- v est le coefficient de Poisson
- G est le module de cisaillement

Pour la zone élastique, ils sont exprimés par :

$$\sigma_{r} = -P_{0} + (P_{0} - \sigma_{re}) \left(\frac{R_{0}}{r}\right)^{2}$$
(B2.10)

$$\sigma_{\theta} = -P_0 + (P_0 - \sigma_{re}) \left(\frac{R_0}{r}\right)^2$$
(B2.11)

$$u_r = -(P_0 - \left(\frac{2P_0 - q}{K_p}\right) \left(\frac{R_0}{2G}\right) \left(\frac{R_0}{r}\right)$$

(B2.12)

Où σ_{re} est la contrainte radiale à l'interface élastique/plastique qui s'exprime par :

$$\sigma_{re} = -\frac{1}{K_p+1}(2P_0-q)$$

(B2.13)

Tableau détaille des différents niveaux

pour la détermination du Valeur de contrainte maximal σ_{Max}

Lavel m	Stops	Coupes	couverture H m	9M Kg/m³	QC Kg/m³	σmax =9gh
	1	11	100	2600	-	2,55
	2	10	96,6	2600	-	2,46
	3	9	137	2600	-	3,49
	4	8	101,56	2600	-	2,59
	5	7	119	2600	-	3,04
1105 axe	6	6	90	2600	-	2,30
principal of avo	7	5	110	2600	-	2,81
sudest _	8	4	116,3	2600	-	3,04
500 C51	9	101-	156,8	2200	-	2,51
	10	102	153,2	1900	-	2,92
	11	103	164	1900	-	3,06
	12	104	141	1900	-	2,63
	13	105	110	1900	-	2,05
	14	293	15M+90C	1900	2600	2,58
	15	294	15 M+110C	1900	2600	3,09
	16	295	75M+85C	1900	2600	3,57
	17	296	75M+140C	1900	2600	4,97
1105	18	297	75M+105C	1900	2600	4,08
1105	19	298	75M+230C	1900	2600	7,26
	20	299	75M+240C	1900	2600	7,52
	21	300	75M+240C	1900	2600	7,52
	22	301	235C	-	2600	5,99
	23	302	235C	-	2600	5,99
	24	293	15M+30C	1900	2600	1,04
	25	294	15M+75C	1900	2600	2,19
	26	295	15M+130C	1900	2600	3,60
	27	296	15M+190C	1900	2600	5,13
1105	28	297	15M+220C	1900	2600	5,89
1165	29	298	15M +230C	1900	2600	6,15
	30	299	235C	-	2600	5,99
	31	300	115C	-	2600	2,93
	32	301	170C	-	2600	4,34
	33	302	170C	-	2600	4,34
	34	296-294b	55C	1900	2600	1,40
	35	297-296	115C	1900	2600	2,93
1225	36	298b-297	115C	1900	2600	2,93
	37	300-298b	185C	1900	2600	4,72
	38	302-300	165 C	1900	2600	4,21

Lavel m	Stops	σmax =9gh	σс Мра	Ratio	Facteur A	
	1	2,55	13,94	5,47	0,98	Medium confining stress
	2	2,46	13,94	5,66	1	Medium confining stress
	3	3,49	13,94	3,99	0,82	high stress
	4	2,59	13,94	5,38	0,97	high stress
	5	3,04	13,94	4,59	0,9	high stress
1105 axe	6	2,30	13,94	6,07	1	Medium confining stress
principal of ave	7	2,81	13,94	4,97	0,94	very high stress
sud est	8	3,04	5	1,65	0,1	high stress
544 650	9	2,51	5	1,99	0,32	high stress
	10	2,92	5	1,71	0,13	very high stress
	11	3,06	5	1,64	0,1	very high stress
	12	2,63	5	1,90	0,15	very high stress
	13	2,05	5	2,44	0,34	high stress
	14	2,58	13,94	5,41	0,95	high stress
	15	3,09	13,94	4,52	0,9	high stress
	16	3,57	13,94	3,91	0,76	high stress
	17	4,97	13,94	2,81	0,4	high stress
1105	18	4,08	13,94	3,42	0,7	high stress
1105	19	7,26	13,94	1,92	0,18	very high stress
	20	7,52	13,94	1,85	0,14	very high stress
	21	7,52	13,94	1,85	0,14	very high stress
	22	5,99	72,75	12,14	1	medium confinig stress
	23	5,99	72,75	12,14	1	medium confinig stress
	24	1,04	13,94	13,34	1	medium confinig stress
	25	2,19	13,94	6,36	1	medium confinig stress
	26	3,60	13,94	3,88	0,75	high stress
	27	5,13	13,94	2,72	0,43	high stress
4465	28	5,89	13,94	2,37	0,3	high stress
1165	29	6,15	13,94	2,27	0,25	high stress
	30	5,99	72,75	12,14	1	medium confinig stress
	31	2,93	72,75	24,80	1	medium confinig stress
	32	4,34	72,75	16,78	1	medium confinig stress
	33	4,34	72,75	16,78	1	medium confinig stress
	34	1,40	72,75	51,86	1	medium confinig stress
	35	2,93	72,75	24,80	1	medium confinig stress
1225	36	2,93	72,75	24,80	1	medium confinig stress
	37	4,72	72,75	15,42	1	medium confinig stress
	38	4,21	72,75	17,29	1	medium confinig stress

Tableau détaille des différents niveaux pour la détermination du Facteur A.

Tableau détaille des différents niveaux pour la détermination du Facteur B.

Lavel m	Stops	Coupes	Orientation Discontiuinté	Orientation Stopewall	α°	Facteur B
	1	11	N90 ; 64 NW	N315° ; 14°NS	78	1
	2	10	N90 ; 64 NW	N315° ; 14°NS	78	1
	3	9	N90 ; 64 NW	N315° ; 22°NS		1
	4	8	N90 ; 64 NW	N315° ; 24°NS		1
	5	7	N90 ; 64 NW	N315° ; 25°NS		1
1105 axe	6	6	N90 ; 64 NW	N315° ; 23°NS		1
principal	7	5	N90 ; 64 NW	N315° ; 23°NS	87	1
et axe	8	4	N90 ; 64 NW	N315° ; 24°NS	88	1
300 631	9	101-	N90 ; 64 NW	N253° ; 35°NS	99	1
	10	102	N90 ; 64 NW	N253° ; 51°NS	115	1
	11	103	N90 ; 64 NW	N253° ; 67°NS		1
	12	104	N90 ; 64 NW	N253°;86°NW		1
	13	105	N90 ; 64 NW	N253° ; 68° NW		1
	14	293	N90 ; 64 NW	N0° ; 27°NW	91	1
	15	294	N90 ; 64 NW	N0° ; 50°NW	114	1
	16	295	N90 ; 64 NW	N0° ; 65° NW	129	1
	17	296	N90 ; 64 NW	N0° ; 55° NW	119	1
110E	18	297	N90 ; 64 NW	N0° ; 55° NW		1
1105	19	298	N90 ; 64 NW	N0° ; 50° NW		1
	20	299	N90 ; 64 NW	N0° ; 50° NW		1
	21	300	N90 ; 64 NW	N0° ; 40° NW	114	1
	22	301	N90 ; 64 NW	N0° ; 31° NW	104	1
	23	302	N90 ; 64 NW	N0° ; 30° NW	94	1
	24	293	N90 ; 64 NW	N0 ; 49 NW	113	1
	25	294	N90 ; 64 NW	N0 ; 45 NW	109	1
	26	295	N90 ; 64 NW	N0 ; 42 NW	106	1
	27	296	N90 ; 64 NW	N0 ; 39 NW	99	1
	28	297	N90 ; 64 NW	N0 ; 39 NW	99	1
	29	298	N90 ; 64 NW	N0 ; 30 NW	94	1
	30	299	N90 ; 64 NW	N0 ; 20 NW	84	1
	31	300	N90 ; 64 NW	N0 ; 15 NW	79	1
	32	301	N90 ; 64 NW	N0 ; 50 NW		1
	33	302	N90 ; 64 NW	N0 ; 50 NW	114	1
	34	296- 294b	N90 ; 64 NW	N0 ; 66 NW	130	1
	35	297-296	N90 ; 64 NW	N0 ; 60 NW	124	1
	36	298b- 297	N90 ; 64 NW	N0 ; 39 NW	99	1
	37	300-	N90 ; 64 NW	N0 ; 20 NW	84	1

 298b 302-	N90 : 64 NW	N0 : 53 NW	118	1
 +300	190,04199	NU , 33 NVV	110	L

Tableau détaille des différents niveaux pour la détermination du Facteur C.

Lavel m	Stops	Coupes	Dip stop wall	Facteur C
	1	11	14°	4
	2	10	14°	4
	3	9	22°	4
	4	8	24°	4
	5	7	25°	4
1105 axe	6	6	23°	4
principal et	7	5	23°	4
axe sud est	8	4	24°	4
	9	101-	35°	4,5
	10	102	51°	5
	11	103	67°	6,2
	12	104	86°	7,5
	13	105	68°	6,2
	14	293	27°	4,1
	15	294	50°	5
	16	295	65°	6
	17	296	55°	5,5
1105	18	297	55°	5,5
1105	19	298	50°	5
	20	299	50°	5
	21	300	40°	4,3
	22	301	31°	4,2
	23	302	30°	4,2
	24	293	49 °	5
	25	294	45°	5
	26	295	42°	4,9
	27	296	39°	4,6
44.05	28	297	39°	4,6
1102	29	298	30°	4,25
	30	299	20°	4
	31	300	15°	4
	32	301	50°	5
	33	302	50°	5
	34	296-294b	66°	6
1225	35	297-296	60°	5,8
37 38	300-2980	20° 37°	4	
----------	----------	------------	---	--
 27	200 2006	200	Λ	

Tableau détaille des différents niveaux pour la détermination du Q système.

1 11 35 9 3 1 11,67 2 10 35 9 3 1 11,67 3 9 35 9 3 1 11,67 4 8 35 9 3 1 11,67	
2103593111,67393593111,67483593111,67	
393593111,67483593111,67	
4 8 35 9 3 1 11,67	
5 7 35 9 3 1 11,67	
1105 axe 6 6 35 9 3 1 11,67	
principal et 7 5 35 9 3 1 11,67	
axe sud est 8 4 25 9 1 4 0,69	
9 101- 25 9 1 4 0,69	
10 102 25 9 1 4 0,69	
11 103 25 9 1 4 0,69	
12 104 25 9 1 4 0,69	
13 105 25 9 1 4 0,69	
14 293 35 9 3 4 2,92	
15 294 25 9 1 4 0,69	
16 295 25 9 1 4 0,69	
17 296 25 9 1 4 0,69	
1405 18 297 25 9 1 4 0,69	
1105 19 298 25 9 1 4 0,69	
20 299 25 9 1 4 0,69	
21 300 25 9 1 4 0,69	
22 301 50 9 3 1 16,67	
23 302 50 9 3 1 16,67	
24 293 35 9 3 1 11,67	
25 294 35 9 3 1 11,67	
26 295 25 9 3 4 2,08	
27 296 25 9 3 4 2,08	
28 297 25 9 3 4 2,08	
29 298 25 9 3 4 2,08	
30 299 80 9 3 1 26,67	
31 300 80 9 3 1 26,67	
32 301 80 9 3 1 26,67	
33 302 80 9 3 1 26,67	
34 296-294b 80 9 3 1 26,67	
35 297-296 80 9 3 1 26,67	
36 298b-297 80 9 3 1 26,67	
37 300-298b 80 9 3 1 26,67	

38 302-300 80 9 3 1 **26,67**

Tableau détaille des différents niveaux pour la détermination du nombre de stabilité N'.							
Lavel m	Stops	coupes	Facteur A	Facteu B	Facteur C	Qsyteme	Nombre de stabilité
	1	11	0,98	1	4	11,67	45,73
	2	10	1	1	4	11,67	46,67
	3	9	0,82	1	4	11,67	38,27
	4	8	0,97	1	4	11,67	45,27
	5	7	0,9	1	4	11,67	42,00
1105 axe	6	6	1	1	4	11,67	46,67
principal et	7	5	0,94	1	4	11,67	43,87
axe sud est	8	4	0,1	1	4	0,69	0,28
	9	101-	0,32	1	4,5	0,69	1,00
	10	102	0,13	1	5	0,69	0,45
	11	103	0,1	1	6,2	0,69	0,43
	12	104	0,15	1	7,5	0,69	0,78
	13	105	0,34	1	6,2	0,69	1,46
	14	293	0,95	1	4,1	2,92	11,36
	15	294	0,9	1	5	0,69	3,13
	16	295	0,76	1	6	0,69	3,17
	17	296	0,4	1	5,5	0,69	1,53
1105	18	297	0,7	1	5,5	0,69	2,67
1105	19	298	0,18	1	5	0,69	0,63
	20	299	0,14	1	5	0,69	0,49
	21	300	0,14	1	4,3	0,69	0,42
	22	301	1	1	4,2	16,67	70,00
	23	302	1	1	4,2	16,67	70,00
	24	293	1	1	5	11,67	58,33
	25	294	1	1	5	11,67	58,33
	26	295	0,75	1	4,9	2,08	7,66
	27	296	0,43	1	4,6	2,08	4,12
1105	28	297	0,3	1	4,6	2,08	2,88
1105	29	298	0,25	1	4,25	2,08	2,21
	30	299	1	1	4	26,67	106,67
	31	300	1	1	4	26,67	106,67
	32	301	1	1	5	26,67	133,33
	33	302	1	1	5	26,67	133,33
	34	296-294b	1	1	6	26,67	160,00
1225	35	297-296	1	1	5,8	26,67	154,67
	36	298b-297	1	1	4,6	26,67	122,67
	-						

Page XX

 37	300-298b	1	1	4	26,67	106,67
 38	302-300	1	1	4,5	26,67	120,00

 Tableau détaille des différents niveaux pour la détermination du Rayon Hydraulique de toit.

Lavel m	Stops	Perimeter m	Area m ²	HR back m
	1	216,95	2805,47	12,93
	2	175,47	1883,78	10,74
	3	233,38	2414,83	10,35
	4	238,16	2996,07	12,58
	5	204,55	2254,61	11,02
1105 axe	6	149,33	1214,57	8,13
principal	7	176,58	1823,26	10,33
et axe	8	221,16	1975,72	8,93
sud est	9	157,19	1569,32	9,98
	10	165,52	1482,95	8,96
	11	193,4	1970,4	10,19
	12	185,5	1857,8	10,02
	13	265,4	3382,8	12,75
	14	131,22	640,95	4,88
	15	103,69	458,8	4,42
	16	114,3	416,89	3,65
	17	80,33	85,06	1,06
	18	137,57	821,05	5,97
1105	19	110,65	635,8	5,75
	20	94,33	407,35	4,32
	21	99,7	438,62	4,40
	22	134,87	503 <i>,</i> 46	3,73
	23	194,4	1945,83	10,01
	24	111,02	574,84	5,18
	25	109,59	515,8	4,71
	26	118,37	744,85	6,29
	27	137,24	1085,1	7,91
1105	28	138,4	887,9	6,42
1105	29	111,77	637,8	5,71
	30	129,3	831,74	6,43
	31	136,4	870,7	6,38
	32	185,8	924,4	4,98
	33	187,17	1093,9	5,84
	34	143,6478	367,8163	2,56
1225	35	91,92	27,9561	2,99
	36	176,3	1094,8557	6,21

37	365,99	1228,5589	3,36
38	380,31	1583,98	4,16

Tableau détaille des différents niveaux pour la détermination du Rayon Hydraulique des parois.

Lavel m	Stops	Lm	Perimeter m	Area m²	HR parois m
	1	82,37	204,74	1647,4	8,05
	2	40,9	121,8	818	6,72
	3	68,94	177,88	1378,8	7,75
	4	43,53	127,06	870,6	6,85
	5	50,6	141,2	1012	7,17
1105 axe	6	48,16	136,32	963,2	7,07
principal	7	50,73	141,46	1014,6	7,17
et axe	8	76,31	192,62	1526,2	7,92
sud est	9	40,24	120,48	804,8	6,68
	10	43,36	126,72	867,2	6,84
	11	40	120	800	6,67
	12	48	136	960	7,06
	13	77,9	195,8	1558	7,96
	14	56,38	212,76	2819	13,25
	15	40,7	181,4	2035	11,22
	16	50	200	2500	12,50
	17	35	170	1750	10,29
	18	60,43	220,86	3021,5	13,68
1105	19	38,68	177,36	1934	10,90
	20	34,81	169,62	1740,5	10,26
	21	43,62	187,24	2181	11,65
	22	52,77	205,54	2638,5	12,84
	23	60	220	3000	13,64
	24	40,2	180,4	2010	11,14
	25	42,47	184,94	2123,5	11,48
	26	41,91	183,82	2095,5	11,40
	27	41	182	2050	11,26
1165	28	49,6	199,2	2480	12,45
1102	29	40,9	181,8	2045	11,25
	30	39	178	1950	10,96
	31	39	178	1950	10,96
	32	40	180	2000	11,11
	33	40,01	180,02	2000,5	11,11

[34	61,6	223,2	3080	13,80
	35	38,5	177	1925	10,88
1225	36	67,4	234,8	3370	14,35
	37	58	216	2900	13,43
	38	42	184	2100	11,41