

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

MEMOIRE

Présenté par **NEKACHE Radouane**

en vue de l'obtention du diplôme de **Magister** en Mines

Option : Exploitation des Ressources Minérales

Étude de la stabilité des mines souterraines par les méthodes
numériques.

Cas de la mine de Chaabet El Hamra - Algérie.

Devant le Jury **11/01/2012 .**

Président :	Pr. BOUNOUALA Mohamed	Pr.	U. B. M. Annaba
Rapporteur :	Dr. BOUKELLOUL M. Laid	M.C.A	U. B. M. Annaba
Examineur :	Dr. BOUHEDJA Ahcène	M.C.A	U. B. M. Annaba
Examineur :	Pr. HAFSAOUI Abdallah	Pr.	U. B. M. Annaba

Remerciements

Ce travail n'aurait pu être mené à bien sans l'aide inestimable de mon encadreur **Dr BOUKELLOUL.M.L**, qui a attribué son soutien et qui a consacré son temps précieux à moi, je suis également reconnaissant pour les conseils qu'il m'a toujours prodigué.

Je voudrais remercier les membres de jury, **Prof BOUNOUALA. M** Pour le grand honneur qu'il m'a fait en présidant le jury de ma soutenance, **Dr BOUHEDJA. A** et **Prof HAFSAOUIA**, Pour l'honneur qu'ils m'ont fait d'avoir acceptés l'examen de ce travail.

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

Je voudrais remercier vivement mes enseignants qui m'ont suivi durant ma formation universitaire.

NEKACHE Radouane.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en premier lieu à mes chers parents qui m'ont notablement encouragé à poursuivre mes études, à ma petite famille principalement ma femme.

Je le dédie aussi à tous les étudiants de poste graduation et les enseignants du département Mines-Université d'Annaba ; en particulier ceux que je connais, sans oublier tous mes amis.

NEKACHE Radouane.

SOMMAIRE

RESUME.....	I
ABSTRACT.....	II
المخلص.....	III
INTRODUCTION.....	IV

CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'EXPLOITATION DES GISEMENTS FAIBLEMENT INCLINES PAR LES METHODES DES PILERS ABONDONNES DE PART LE MONDE ET EN ALGERIE.

1.1. Cadre théorique	01
1.1.1 Exploitation des gisements horizontaux par chambres et piliers	01
1.1.2 Exploitation des gisements pentés par chambres et piliers	02
1.1.3 Risques liés à la stabilité des terrains de surface à l'aplomb de travaux souterrains.	05
1.1.4 Instabilités de surface connues et rétro-analyses dans certains pays du monde.....	09
Conclusion	19

CHAPITRE 2 : CARACTERISATION DES CONDITIONS GEOLOGIQUES ET MINIERES DU GISEMENT DE CHAABET EL HAMRA- ALGERIE

2.1 Localisation géographique du gisement de Chaabet El-Hamra et conditions climatiques..	20
2.2 Historique de la mine de Chaabet El-Hamra	20
2.3 Conditions géologiques du gisement de Chaabet El-Hamra	21
2.4 Réserves du gisement	32
2.5 Mode d'ouverture et découpage du gisement.....	35
2.6 Méthodes d'exploitation proposées.....	37
Conclusion.....	40

CHAPITRE 3 : METHODES D'ETUDES DE LA STABILITE DES MINES SOUTERRAINES

3.1 Méthode analytique.....	41
3.2 Méthode numérique.....	49
Conclusion.....	62

CHAPITRE 4 : MODELISATION NUMERIQUE DE LA METHODE D'EXPLOITATION PAR PILIER ABANDONNES, CAS DE LA MINE DE CHAABET -EL- HAMRA.

4.1 Objectif principal	63
4.2 Méthode analytique de l'aire tribulaire.....	64
4.3 Modélisation numérique.....	74
CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS.....	106
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	109

LISTES DES FIGURES

Chapitre I

Fig. 1.1 : Exploitation par chambres et piliers abandonnés cas des gisements horizontaux.....	02
Fig.1.2 : Exploitation par chambres et piliers abandonnés	04
Fig.1.3 : Formation d'une cuvette d'affaissement au-dessus de travaux miniers.....	06
Fig.1.4 : Effondrement brutal.....	07
Fig.1.5 : Formation d'un fontis au-dessus d'une cavité minière effondrée.....	08
Fig.1.6 : Schéma de base ayant servi à l'établissement des zones à risque.....	09
Fig.1.7 : Formation d'un fontis.....	10
Fig.1.8 : Effondrement de la mine Bodovalle, Espagne.....	14
Fig.1.9 : Affaissement et effondrement la mine Varangéville, France.....	16
Fig.1.10 : Observation de fractures et de fissures au-dessus des anciens travaux miniers.....	18

Chapitre II

Fig.2.1 : Situation géographique de la mine de Chaabet El-Hamra.....	21
Fig.2.2 : Carte géologique des environs de la mine de Chaabet El-Hamra.....	22
Fig.2.3 : Log stratigraphique de gisement Chaabet El-Hamra.....	29
Fig.2.4 : Coupe géologique des deux corps du gisement Chaâbet El-Hamra (profil X-XV).....	30
Fig.2.5 : Minéralisation du gisement (faisceau supérieur et inférieur).....	31
Fig.2.6 : Coupe hydrogéologique Profil 0 – Profil 30.....	32
Fig.2.7 : Distribution des teneuses zinc.....	34
Fig.2.8 : Plan et coupe des travaux d'ouvertures de la mine de Chaâbet el Hamra.....	36
Fig.2.9 : Méthode de traçage et dépilage.....	38
Fig.2.10 : Méthode des sous-niveaux foudroyés.....	39

Chapitre III

Fig 3.1 : Section et plans des chambres et piliers avec des largeurs et dimensions d'analyse simple.....	47
Fig 3.2 : Coupe transversale d'une couche positionnée horizontalement,	49

Fig 3.3: Coordonnées cartésiennes et numérotation des nœuds d'un élément triangulaire en élasticité plane.....	51
Fig 3.4 : Déplacements nodaux et forces nodales.....	52
Fig 3.5 : Organigramme de la structure du Plaxis code.....	60

Chapitre IV

Fig 4.1 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=2m].....	69
Fig 4.2 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=4m].....	69
Fig 4.3 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=6m].....	70
Fig 4.4 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=2m].....	70
Fig 4.5 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=4m].....	71
Fig 4.6 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=6m].....	71
Fig 4.7 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=2m].....	72
Fig 4.8 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=4m].....	72
Fig 4.9 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=6m].....	73
Fig 4.10 : Schéma du modèle géométrique	75
Fig 4.11 : Maillage 3D du domaine d'étude.....	76
Fig 4.12 : Distribution des contraintes effectives moyennes avant l'exploitation.....	76
Fig 4.13 : Phase 1.....	78
Fig 4.14 : Fenêtre principale du programme de calcul cas 1.....	78
Fig 4.15 : Distribution des contraintes effectives.....	79
Fig 4.16 : Déplacements totaux.....	79
Fig 4.17 : Contraintes totales moyennes.....	80
Fig 4.18 : Déplacements verticaux (coupe en surface).....	80
Fig 4.19: Courbe déformations /étapes.....	81
Fig 4.20 : Présentation du modèle cas 2.....	82
Fig 4.21 : Maillage 3D du domaine d'étude.....	82
Fig 4.22 : Distribution des contraintes effectives moyennes.....	83
Fig 4.23 : Exploitation de la tranche 1 de la phase 2.....	84
Fig 4.24: Distribution des contraintes effectives.....	85
Fig 4.25 : Déplacements totaux.....	85
Fig 4.26 : Contraintes totales moyennes.....	86

Fig 4.27 : Incréments normaux des contraintes.....	86
Fig 4.28 : Contrainte normal (coup A-A).....	87
Fig 4.29 : Contrainte verticale efficaces (coup A-A).....	87
Fig 4.30 : Courbe chargement gravitaire /déformations.....	88
Fig 4.31 : Courbe chargement gravitaire /déformations vertical	88
Fig 4.32 : Courbe chargement gravitaire /déformations vertical point A	89
Fig 4.33 : Présentation du modèle de cas 3.....	90
Fig 4.34 : Maillage 3D du domaine d'étude.....	90
Fig 4.35 : Distribution des contraintes effectives moyenne.....	91
Fig 4.36 : Exploitation de la tranche 1 de la phase 1.....	92
Fig 4.37: Distribution des contraintes effectives.....	92
Fig 4.38 : Déplacements totaux.....	93
Fig 4.39 : Contraintes totales moyennes.....	93
Fig 4.40 : Déplacement totale des contraintes normales (coup A-A).....	94
Fig 4.41 : Ombrages déplacements vertical (coup A-A).....	94
Fig 4.42 : Contraintes cisaillement (coup A-A).....	95
Fig 4.43 : Déplacement totale (coup A-A).....	95
Fig 4.44 : Courbe étapes/déformations.....	96
Fig 4.45 : Courbe chargement gravitaire /déformations.....	96
Fig 4.46 : Présentation du modèle.....	98
Fig 4.47 : Maillage 3D du domaine d'étude.....	98
Fig 4.48 : Distribution des contraintes effectives moyenne.....	99
Fig 4.49 : Exploitation de la tranche 1 de la phase 1.....	100
Fig 4.50 : Distribution des contraintes effectives.....	100
Fig 4.51 : Totale déplacement.....	101
Fig 4.52 : Contraintes totales moyennes.....	101
Fig 4.53 : Contraintes normal.....	102
Fig 4.54 : Contraintes normal (coup A-A).....	102
Fig 4.55 : Contraintes cisaillements (coup A-A)	103
Fig 4.56 : Courbe chargement gravitaire /déformations horizontal	103
Fig 4.57 : Courbe étapes/déformations.....	104
Fig 4.58 : Courbe étapes constructions /déformations.....	104

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau 1.1 : Dix-huit cas d'affaissement et d'effondrement dans le bassin ferrifère Lorrain (France).....	11
--	----

Chapitre II

Tableau 2.1 : Réserves établies par l'ORGM (1987 – 1992)	33
Tableau 2.2 : Evaluation des réserves du gisement SIDAM 1994	34

Chapitre IV

Tableau 4.1 : Paramètres miniers, facteur de sécurité et du taux d'extraction pour (H=80m).....	65
Tableau 4.2 : Paramètres miniers, facteur de sécurité et du taux d'extraction pour (H=100m).....	66
Tableau 4.3 : Paramètres miniers, facteur de sécurité et du taux d'extraction pour (H=120m).....	67
Tableau 4.4 : Paramètres miniers, facteur de sécurité et du taux d'extraction pour (H=140m).....	68
Tableau 4.5 : Propriétés mécaniques et physiques des matériaux.....	74
Tableau 4.6 : Cas choisis pour la modélisation numérique.....	74

RESUME

Le travail présenté dans ce mémoire est motivé par la problématique ci-dessous :

L'Après-mine : après une période d'exploitation intense des mines souterraines, l'Algérie et les pays du monde sont confrontés aux problèmes posés par la fermeture et l'abandon de ces ouvrages, notamment leur stabilité mécanique sous l'effet des vides exploités et d'une remontée progressive des eaux souterraines après l'arrêt des pompes d'exhaure. Malgré les progrès réalisés en matière de connaissance des phénomènes d'affaissement minier, des méthodes de calcul et des techniques de confortement, l'exploitation minière souterraine pose le problème des affaissements et des effondrements en surface. Et ce quelque soit la stabilité du massif rocheux En dépit des méthodes utilisées, les anciennes exploitations minières ont laissé de nombreux vides souterrains tels que Mine de kherzet Youssef (Sétif), Mine de Ain Barbar (Annaba), Mine de sidi kamer (Skikda), Mine de Bénisaf (Oran), Mines de fer de lorraine, etc.

L'existence de tels vides soulève la question de leur comportement à long terme du point de vue impact sur la sécurité des personnes et la protection de l'environnement. L'objectif de ce travail est d'une part , l'étude des différents impacts des exploitations minière souterraines sur l'environnement immédiat à savoir les affaissements et les effondrements des surfaces résultant des mouvements de terrains engendrés par le foudroyage des masses rocheuses adjacentes dues aux espaces exploités pour le cas des mines d'Algérie. Dans le cadre de l'étude de cas réelle, on a pris comme exemple la mine de Chaabet El Hamra (Wilaya de Sétif). L'analyse de la problématique est réalisée à l'aide d'un modèle numérique basé sur les éléments finis (Logiciel Plaxis 3D). L'étude de cas est basée sur les paramètres géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.

Mots Cles : Mine Chaabet El Hamra, Affaissement, Effondrement, Stabilité, Plaxis 3D.

ABSTRACT

The work presented in this paper is motivated by the problem below:

The day after mine: after a period of intense exploitation of underground mines, Algeria and the world face the challenges posed by the closure and abandonment of these structures, including their mechanical stability under the influence of operated empty and a gradual rise in groundwater after the cessation of dewatering pumps.

Despite advances in knowledge of mining subsidence phenomena, calculation methods and techniques of reinforcement, underground mining is the problem of subsidence and collapses on the surface and this regardless of the stability of the rock mass despite the methods used, the old mining left many empty underground such as Mine kherzet Youssef (Setif), Mine Ain Barbar (Annaba), Sidi Kamber Mine (Skikda) and Mine Bénisaf (Oran)Iron mines in Lorraine.

The existence of such gaps raises the question of their long-term behavior in terms of impact on human safety and environmental protection. The objective of this work is on the one hand, the study of the various impacts of underground mining on the surrounding environment ie subsidence and surface subsidence resulting from landslides caused by the caving of adjacent rock masses due spaces operated mines in case of Algeria. As part of the real case study, we used the example mine Chaabet el Hamra (Wilaya of Setif). The analysis of the problem is performed using a numerical model based on finite elements (software Plaxis 3D).

Keywords: Mine Chaabet El Hamra, subsidence, collapse, stability, Plaxis 3D.

الإشكالية الآتية مقدمة وراء الدافع لهذا العمل

ما بعد اغلاق المنجم : تواجه انتهاء فترة استغلال المناجم تحت الأرض في الجزائر و ككل الدول الأخرى تحديات تفر ضها الفراغات تحت الأرض الاستقرار الميكانيكي نتيجة هذه الفراغات و كذلك الارتفاع التدريجي للمياه الجوفية نتيجة التوقف من ضخها كل هذا يؤدي إلى بروز ظاهرة الانهيارات المنجمية

و على الرغم من تقنيات و طرق الحساب المختلفة لاستغلال المناجم تحت الأرض و أي كان الاستقرار الصخري الكتلي ظهور تأثيرات على السطح من الانهيارات و الفجوات من الفراغات الناجمة عن المناجم القديمة

مثل منجم خرزة يوسف (سطيف), منجم عين بربر (عنابه), منجم سيدي كمبر (سكيكدة), منجم بني صاف (وهران) مناجم الحديد لوران... الخ.

ووجود مثل هذه الفراغات يثير لنا السلوك على المدى الطويل من حيث تأثيرها على سلامة الإنسان و محيط البيئة و من ناحية هدف هذا العمل دراسة التأثيرات المختلفة للمناجم تحت الأرض من الانهيارات على الإنسان و محيط البيئة و نأخذ كحالة تحليلية منجم شعبة الحمراء (سطيف).

وحل الإشكالية بالاستعانة بالصيغة الرقمية للعناصر المنتهية (برنامج بلاكسيس ثلاثي الأبعاد) والدراسة مبنية على الخصائص الجيولوجية و الهيدروجيولوجية و الجيوتقنية

مفتاح الكلمات: منجم شعبة الحمراء، الانهيارات و الفجوات، الاستقرار، بلاكسيس ثلاثي الأبعاد.

INTRODUCTION

L'exploitation des matières premières est à l'origine de l'existence des mines et des carrières en Algérie comme dans le reste du monde. Selon la méthode d'exploitation employée, différents effets plus ou moins prévisibles et redoutés peuvent se produire en surface.

Un grand nombre d'anciennes exploitations souterraines constituent aujourd'hui des vides souterrains abandonnés à différentes profondeurs et parfois très proches de la surface. En terme d'analyse de risques ces vides. Avec l'arrêt des exploitations minières le problème des affaissements et leurs conséquences sur le bâti prennent une dimension importante dans les pays à forte tradition minière.

L'exploitation souterraine des gisements horizontaux et faiblement inclinés par la méthode des chambres et piliers engendre des cavités importantes qui peuvent être à l'origine d'un affaissement en surface. L'ampleur de cet affaissement dépend de la structure du gisement, du nombre de couches exploitées, de la superposition des piliers, de la profondeur du gîte et du degré de défrètement. Si des mesures de sécurité et technologiques, souvent prohibitifs, ne sont pas prises en considération, l'environnement sera considérablement affecté.

La mine de Chaabet EL Hamra à Ain Azel (wilaya de Sétif) exploite le minerai de Zinc par la méthode des chambres et piliers. Ce minerai se trouve sous forme de lentilles de sphalérites intégrées dans des dolomies dures. Les piliers de la mine Zincifère de Chaabet EL Hamra n'ont pas fait l'objet d'une étude sérieuse.

Ainsi nous nous sommes proposés d'étudier le problème posé vu son actualité non seulement dans le monde mais aussi dans l'industrie minière algérienne et en particulier la mine de Chaabet EL Hamra où les conditions d'applications sont favorables.

Le travail présenté comporte quatre chapitres à savoir :

Chapitre 1 : Étude bibliographique de l'exploitation des gisements faiblement inclinés par les méthodes des piliers abandonnés de part le monde et en Algérie.

Chapitre 2 : caractérisation des conditions géologiques du gisement de Chaabet El Hamra.

Chapitre 3 : Méthodes d'études de la stabilité des mines souterraines.

Chapitre 4 : Modélisation numérique et analytique de la méthode d'exploitation par piliers abandonnés

1. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE DE L'EXPLOITATION DES GISEMENTS FAIBLEMENT INCLINÉS PAR LES MÉTHODES DES PILIERS ABANDONNÉS DE PART LE MONDE ET EN ALGÉRIE

1.1. Cadre théorique

1.1.1. Exploitation des gisements horizontaux par chambres et piliers

Cette méthode s'applique aux formations dont le pendage, nul à modéré, ne dépasse pas 20° (voir Figure 1.1). Ces formations sont souvent d'origine sédimentaire. Le toit des galeries peut être boulonné si sa stabilité pose problème. L'exploitation par chambres et piliers est l'une des principales méthodes utilisées dans les mines de charbon souterraines. L'abattage du minerai se fait par tir de mines horizontales, en avançant sur plusieurs fronts et en formant des vides (chambres) séparés par des piliers de minerai laissés en place pour empêcher le toit de s'effondrer. On obtient ainsi d'ordinaire un quadrillage régulier de chambres et de piliers dont les dimensions relatives représentent un compromis entre deux impératifs: assurer la stabilité du massif rocheux et récupérer la plus grande part possible du minerai. Cela implique une étude approfondie de la résistance des piliers, de la portée de la couche supérieure et d'autres facteurs encore. On utilise couramment des boulons d'ancrage pour augmenter la résistance des piliers. Les chambres servent de voies de roulage pour le transport par camions du minerai vers le silo de stockage. Le front de taille est attaqué par foration et tir de mines, de la même manière que le front d'attaque lors du percement des galeries. La largeur et la hauteur du front correspondent aux dimensions de la galerie, qui peuvent être assez importantes. Dans les mines de hauteur normale, on utilise des jumbos de foration. Si la couche a moins de 3 m d'épaisseur, on utilise des appareils de foration de plus faible encombrement. Les gisements puissants sont exploités en partant du haut, pour que les travaux de stabilisation du toit puissent être exécutés à une hauteur commode pour les mineurs. Le reste est abattu par tranches horizontales, au moyen de tir de mines horizontales parallèles à la surface libre. Les matériaux abattus sont chargés dans des camions sur le chantier. Habituellement, on utilise pour cette opération des chargeuses et des camions à benne basculante ordinaires. Pour les galeries de faible hauteur, il existe des chargeuses et des camions spéciaux. L'exploitation par chambres et piliers est une méthode très productive. La sécurité est fonction de la hauteur des chambres et des dispositifs de soutènement mis en place. Le principal danger vient des chutes de blocs et de la circulation du matériel.

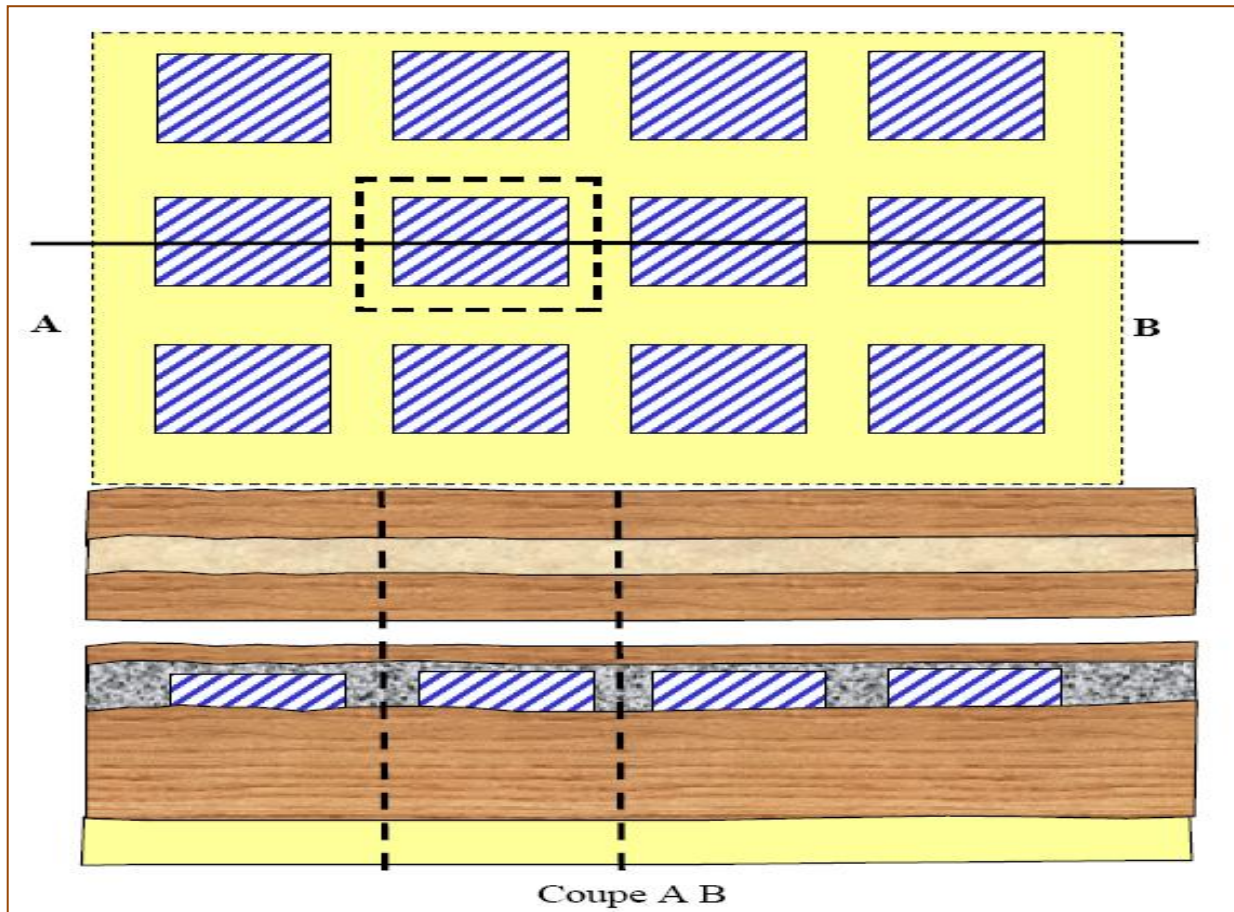


Fig. 1.1 : Exploitation par chambres et piliers abandonnés cas des gisements horizontaux

1.1.2. Exploitation des gisements pentés par chambres et piliers

L'exploitation par chambres et piliers en gisement pentu (Figure 1.2) concerne les gisements tabulaires à pendage compris entre 15° et 30° , soit une pente trop forte pour les véhicules sur pneus et trop faible pour la chute libre du minerai par gravité. La méthode traditionnelle d'exploitation des gisements pentus repose sur le travail manuel. Les mineurs forent les trous de mine avec des perforatrices à main, et les matériaux abattus sont déblayés par des racleurs. Le travail sur ce type de chantier est difficile. Les mineurs doivent escalader les tas de matériaux abattus en portant une perforatrice, les câbles et les poulies du racleur. En plus des risques d'accidents et de chutes de blocs, ils sont exposés au bruit, aux poussières, à un aérage parfois déficient et à la chaleur. Si le gisement se prête à une exploitation mécanisée, on procède par chambres en gradins de manière à obtenir une surface dont la pente convient aux véhicules sur pneus. L'exploitation commence par le traçage de chambres horizontales, à partir d'une galerie servant à la fois d'accès et de roulage. Le premier étage horizontal suit le toit. L'étage suivant est tracé un peu plus bas dans la même direction, et

ainsi de suite en descendant, de façon à obtenir un découpage en gradins. Des piliers de minerai sont laissés en place pour supporter le toit. Après avoir tracé complètement deux ou trois chambres contiguës, on passe à l'étage inférieur, en laissant un long pilier de minerai. Des parties de ce pilier peuvent être récupérées ultérieurement, en pratiquant des recoupes et des refontes depuis le chantier situé au-dessous. Les engins modernes montés sur pneumatiques sont bien adaptés à l'exploitation par gradins. L'abattage peut se faire de façon entièrement mécanique au moyen des matériels mobiles courants. Les matériaux abattus sont évacués par des chargeuses et placés dans des camions pour leur évacuation. Si la chambre n'est pas assez haute pour permettre le chargement des camions, celui-ci peut se faire sur des aires spéciales aménagées dans la voie de roulage. En principe, la méthode d'exploitation par chambres et piliers reste valable, qu'il s'agisse de gisements en plateure, semi- dressant ou dressant, seuls les moyens utilisés pour l'abattage et le chargement se diffèrent.

La recommandation ne peut se faire sans que le gisement et ses épontes ne remplissent les Conditions ci-dessous :

La puissance des couches minéralisées varie généralement de 2 à 30 m ;

La profondeur du gisement dépend de l'état du massif rocheux et ne doit pas dépasser les 700 à 800 m, au cas où la résistance mécanique de celui-ci serait assez faible ;

Cette méthode est utilisée en générale pour l'exploitation des minerais à bas prix ou à faible teneur, surtout dans le cas d'abandon des piliers, à cause des pertes importantes en minerai.

Très bonne stabilité des épontes. On peut utiliser les piliers abandonnés dans des gisements puissants. On aura des piliers hauts, voire très hauts (10, 20 ou même de 30m). Mais bien évidemment ces piliers hauts auront une base importante avec des largeurs et des longueurs dépassant la demi- hauteur et atteignant très souvent la hauteur. Les toits doivent être excellents pour permettre la tenue des galeries très larges. On rencontre parfois des lentilles épaisses dont la largeur est restreinte, c'est-à dire nettement inférieure à la profondeur. Si l'on exploite deux couches superposées en utilisant la méthode des piliers, ou des bandes abandonnées, il faut superposer rigoureusement les piliers dans les deux couches tant que le gisement est en plateure (pendage inférieur ou égale à 20°). Pour les pendages supérieurs il ne faut plus superposer les piliers suivant la verticale du lieu considéré, mais suivant la perpendiculaire aux épontes (VIDAL .V, 1962).

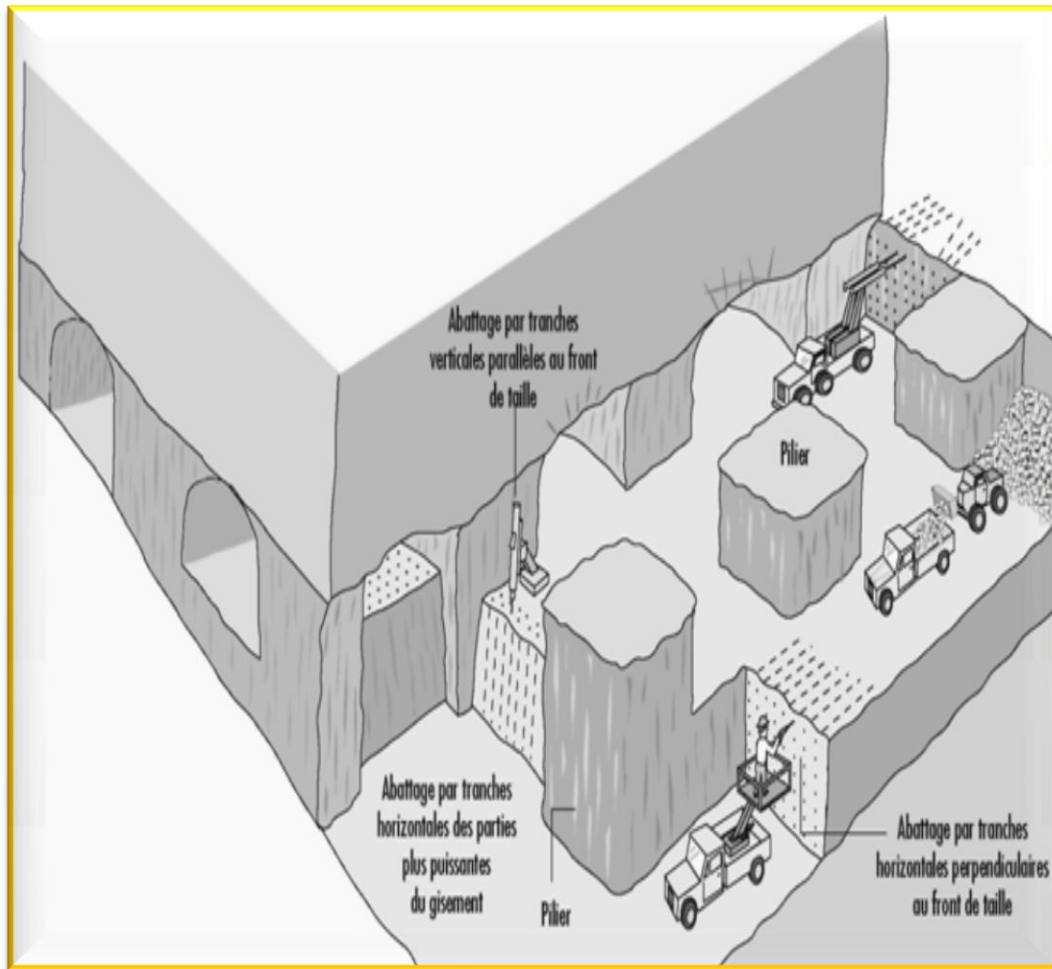


Fig. 1.2 : Exploitation par chambres et piliers abandonnés (VIDAL .V, 1962).

Cette méthode d'exploitation engendre d'important vide qui peuvent être à l'origine des affaissements et des effondrements en surface. L'amplitude de ces catastrophes dépend de nombreux facteurs parmi lesquels on peut citer :

- La géologie du gisement surtout son aspect lithologique et structural ;
- L'état du massif rocheux ainsi que les propriétés physico-mécaniques de la masse rocheuse ;
- Les éléments géométriques des couches minéralisées (largeur, puissance, longueur) ;
- Les autres facteurs naturels.

1.1.3. Risques liés à la stabilité des terrains de surface à l'aplomb de travaux souterrains

1.1.3.1. Affaissement

a) Mécanisme et phénomène d'affaissement

Les éventuels phénomènes d'instabilité susceptibles d'affecter les terrains de surface à l'aplomb des travaux souterrains prennent naissance au sein des travaux souterrains (Piguet et Wojtkowiak, 2001). Ils se manifestent par la dislocation et la chute du toit ou de parements des cavités. Les terrains s'écroulent en blocs de tailles et de formes variables s'entassent aléatoirement en laissant entre eux des vides résiduels. Une fois écroulés, les terrains occupent, de ce fait, un volume plus important que celui qu'ils occupaient dans leur état naturel initial, c'est le phénomène de foisonnement.

Lorsque le foisonnement est insuffisant pour combler le vide exploité, les terrains sus-jacents viennent s'appuyer sur les terrains foudroyés en gardant leur continuité. Ils se tassent progressivement en compactant la partie foudroyée.

Le tassement progressif des terrains constituant le recouvrement se manifeste en surface par un abaissement de la surface qui se poursuit jusqu'à l'établissement d'un nouvel état d'équilibre stable dans le temps.

On parle d'affaissement minier, au sens large, lorsque le réajustement de la surface se fait de façon souple et progressive, en formant une dépression topographique, sans rupture cassante importante, avec une allure de cuvette (Figure 1.3). Généralement, ce type de manifestation ne concerne que les exploitations situées à grande profondeur et présentant des extensions horizontales importantes.

b) Conséquence des affaissements miniers sur l'environnement

Généralement, les conséquences les plus dommageables sont celles qui affectent la stabilité des bâtiments et infrastructures de surface. En termes de dégradation du bâti, ce ne sont pas tant les affaissements à proprement parler (déplacements verticaux) que les déformations du sol (déplacements horizontaux, flexions...) qui sont les plus à craindre. Les dommages consécutifs aux déformations du sol sont en relation avec :

- La longueur des ouvrages qui les subissent (les bâtiments longs sont les plus sensibles) ;
- Leur position par rapport à la cuvette (ceux qui sont proches du point d'inflexion de la courbe d'affaissement sont les plus vulnérables) ;
- La nature du sol et des fondations ;

- Les tolérances des constructions (présence de joints de dilatation, déformabilité des matériaux...).

Si elles peuvent s'avérer importantes durant la phase d'exploitation, les déformations induites durant la phase post-exploitation sont en général très limitées. Les conséquences induites sur la stabilité des terrains et des infrastructures de surface sont donc, dans la plupart des cas négligeables.

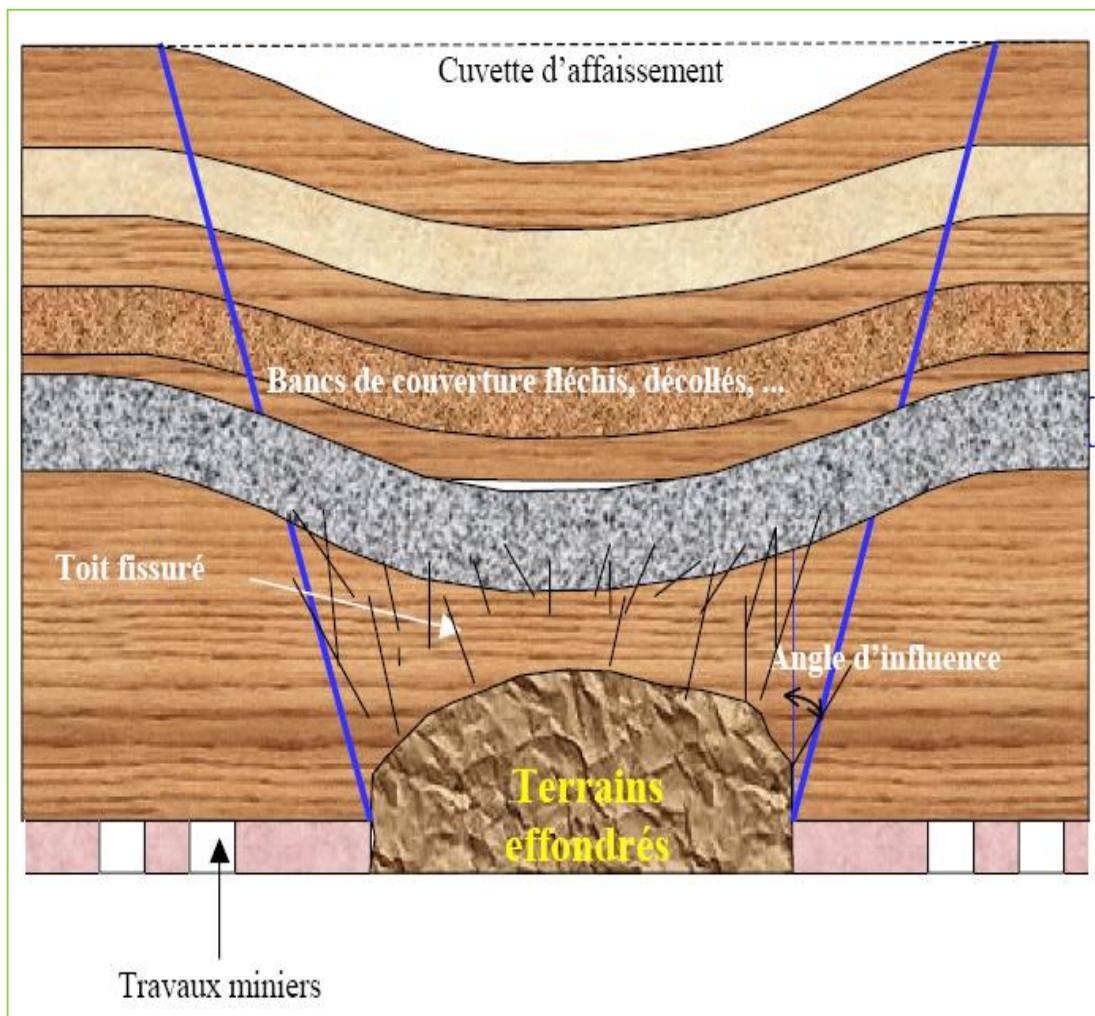


Fig. 1.3 : Formation d'une cuvette d'affaissement au-dessus de travaux miniers.

1. 1. 3. 2. Effondrement

a) Mécanismes et phénomènes

Par opposition au phénomène d'affaissement, on parle d'effondrement (figure 1.4) lorsque l'abaissement de la surface se fait de manière discontinue dans le temps (événement rapide et brutal) et/ou dans l'espace (formation de fractures, de figures d'arrachement, de cratères...).

Les effondrements se caractérisent par un mouvement gravitaire à composante essentiellement verticale qui peut atteindre une amplitude sensiblement égale à la hauteur de la cavité sous-jacente ou de l'ouverture de la couche exploitée. Ce sont des phénomènes très spécifiques qui ne peuvent affecter que les mines souterraines exploitées par une technique permettant la persistance de vides souterrains.

On différencie classiquement différents types d'effondrement en fonction de l'ampleur du phénomène, du contexte géologique, hydrogéologique et d'exploitation.

Le fontis On appelle fontis, une instabilité localisée qui s'initie par l'éboulement du toit d'une cavité souterraine d'assez faible extension et située à faible profondeur. Le phénomène, qui ne peut se stabiliser dans la configuration d'une cloche stable par effet voûte, finit par déboucher brusquement en surface en créant un " entonnoir " dont le diamètre peut varier de quelques mètres à quelques dizaines de mètres. Le terme de fontis désigne aussi bien le mécanisme d'effondrement que le cratère classiquement observé en surface. Les fontis se développent préférentiellement dans des zones où le toit présente de larges portées non soutenues (carrefours de galerie, piliers ruinés, chambres vides ou seulement partiellement remblayées). La présence d'un recouvrement peu épais constitué de matériaux peu cohérents et faiblement résistants (ex : sable, marnes ...) facilite la propagation de l'instabilité vers la surface et donc l'apparition du fontis (figure 1.5).

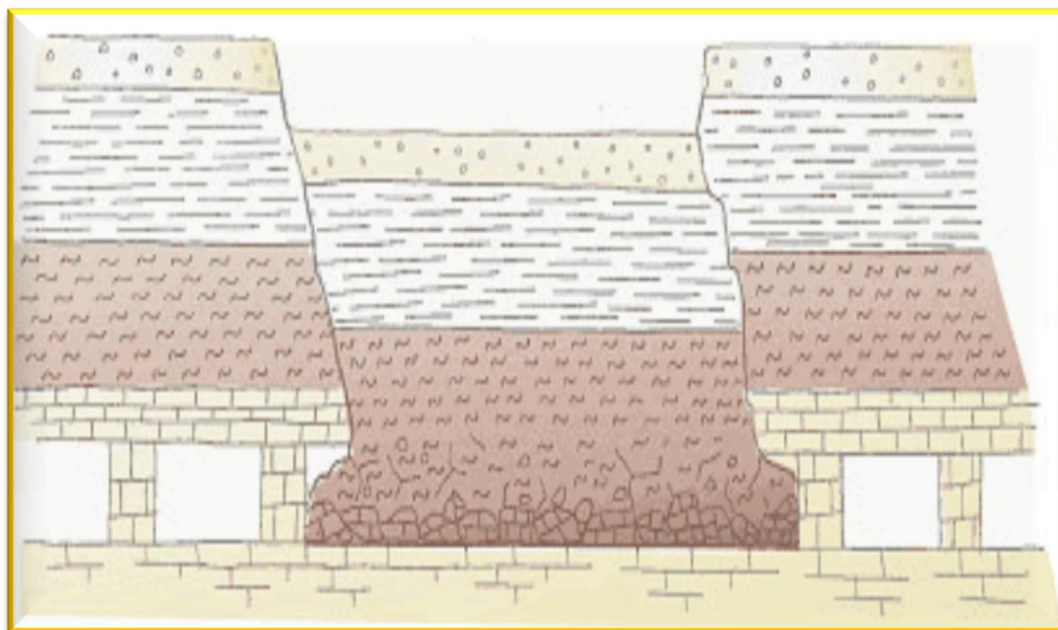


Fig.1.4 : Effondrement brutal.

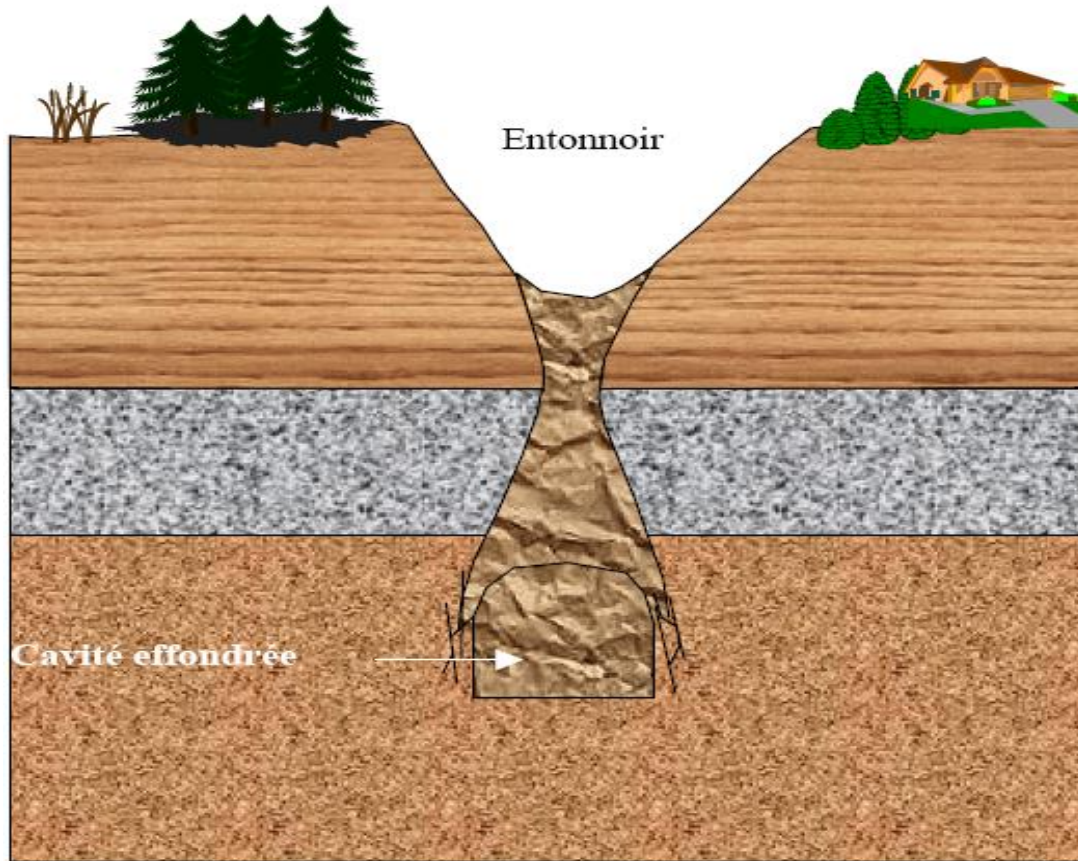


Fig.1.5 : Formation d'un fontis au-dessus d'une cavité minière effondrée.

1.1.3.3. Affaissement dus aux exploitations par foudroyage

Dans le cas des exploitations par foudroyage, les vides souterrains ont été comblés par l'éboulement des terrains sus-jacents et par le foisonnement. Lorsque la zone foudroyée a atteint la largeur critique, des affaissements se produisent en surface. Ces affaissements se stabilisent au bout de quelques années. Le risque des mouvements ultérieurs est de ce fait très faible. Les répercussions en surface de ces mouvements demeuraient limitées.

1.1.3.4. Affaissement dus aux exploitations par remblayage

Lorsque l'exploitation se réalise avec remblayage des vides, les vides souterrains résiduels sont très réduits. Il n'est pas totalement exclu que se produise un tassement ultérieur du remblayage. Les répercussions en surface restent cependant faible, de l'ordre de grandeur des mouvements naturels du sol. Typiquement les buttes d'ardoise à Trésalie de Lorraine (figure 1.6).

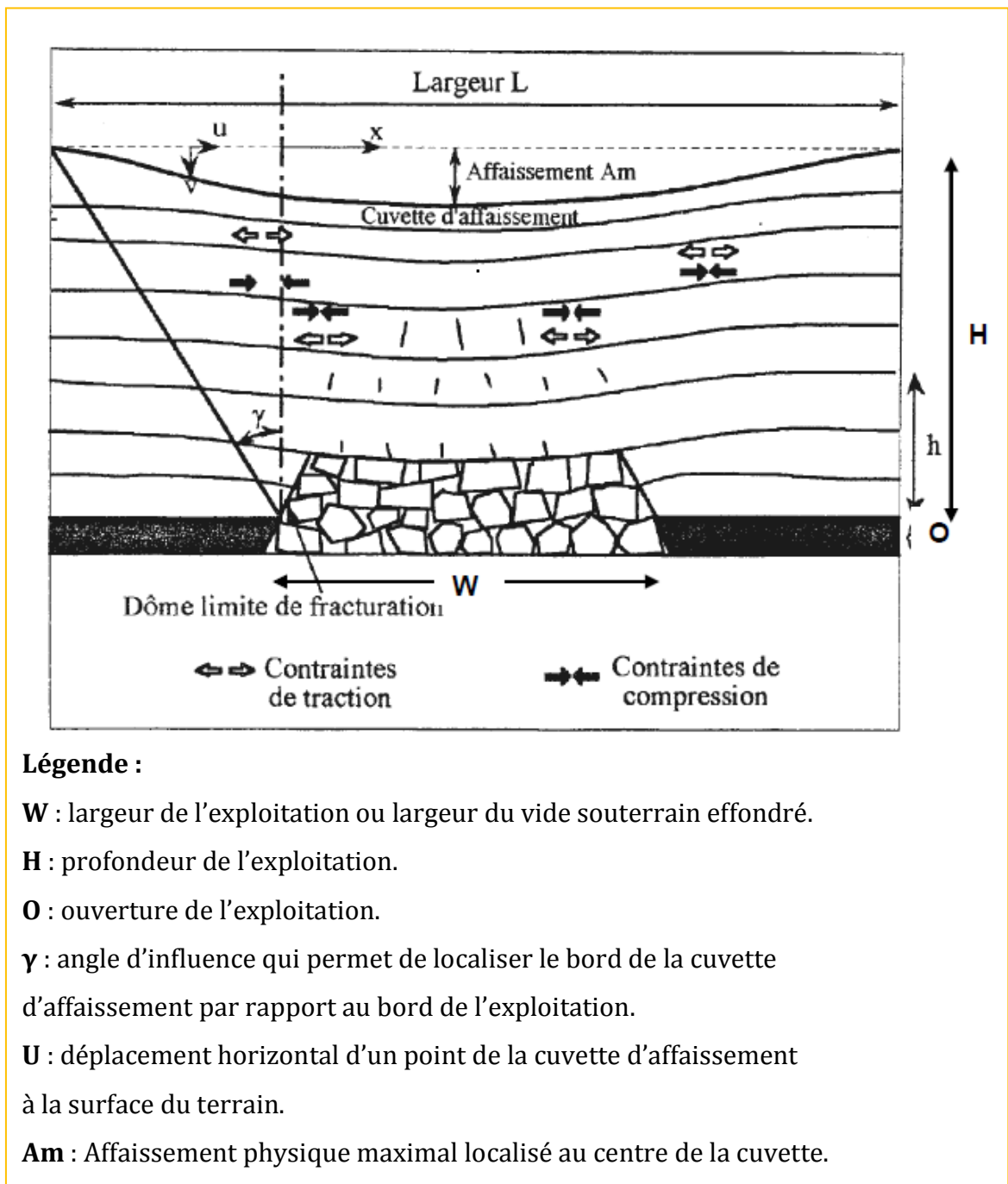


Fig.1.6 : Schéma de base ayant servi à l'établissement des zones à risque

1.1.4. Instabilités de surface connues et rétro-analyses dans certains pays du monde

La figure 1.7 donne le schéma de la formation d'un fontis. Ce phénomène a affecté récemment les communes de Moyeuve-Grande (cité Curel) et d'Hussigny-Godbrange (abords de la route de la décharge) en Moselle.

Ce fontis peut provoquer d'importants dégâts et la mort de vies humaines.



Fig. 1.7 : Formation d'un fontis

1.1.4.1. Affaissement et effondrement

Les affaissements et effondrements qui ont affecté le bassin ferrifère lorrain sont recensés dans le tableau 1.1. Leur rétro analyse a fait l'objet d'études approfondies (Al Heib M. 2005).

Tableau 1.1 : Dix-huit cas d'affaissement et d'effondrement dans le bassin ferrifère Lorrain (France)

N°	Concession	Site / Mine	Type de phénomène
1	Joeuf	Joeuf	Affaissement après dépilage
2	De Wendel (156)	Moyeuve	Affaissement après dépilage
3	Moutiers	Moutiers	Affaissement dû au dépilage en 2e couche (grise)
4	Joudreville	Joudreville	Affaissement après dépilage
5	Hettange-Grande	Hettange-Grande	Affaissement après dépilage
6	François	Pierreuse	Affaissement dû au dépilage en deuxième couche (Brune)
7	Montrouge	CD15	Affaissement dû au dépilage en première et deuxième couches
8	Auboué - Moineville	Cité de Gorcy	Affaissement dû au dépilage en deuxième couche (grise)
9	Piennes	Piennes	Affaissement après dépilage
10	Saint-Pierremont	Saint-Pierremont	Affaissement après dépilage
11	Droitaumont	Jamy	Affaissement
12	Aumetz	Errouville	Affaissement
13	Auboué - Moineville	Cité de Coinville	Affaissement
14	Auboué - Moineville	Rue de Metz	Affaissement
15	Auboué - Moineville	Moutiers haut	Affaissement
16	Roncourt	Cité St-Joseph	Affaissement
17	Sainte-Marie aux Chênes	Ida	Effondrement brutal
18	Rochonvillers	Rochonvillers	Effondrement brutal

Les rétros- analyses menées sur ces cas d'affaissement ou d'effondrement ont permis d'identifier les mécanismes et les risques « mouvements de terrain » dans le bassin ferrifère Lorrain.

1.1.4.2. Manganèse de Coyoles

Dans la mine de Coyoles, certains chantiers présentent une grande instabilité qui trouve son origine dans les conditions géologiques défavorables : nature des roches et importance du système de fracturation. De telles conditions génèrent des zones de risque à la fois pour le personnel et l'équipement, et ont bien évidemment une incidence négative sur les

programmes de production. Un essai de modification de la méthode d'exploitation par piliers abandonnés a conduit à mettre en œuvre actuellement la méthode par remblayage avec remblai sec. Le projet de fin d'étude a pour objet de justifier la mise en œuvre d'une méthode d'exploitation adaptée pour l'extraction du minerai dans le prochain bloc à travailler (bloc 569-700). Il conviendra d'assurer une stabilisation immédiate et sûre des épontes du corps minéralisé (en réduisant la hauteur des chantiers, en utilisant le remblai et/ou le boulonnage), d'obtenir des coûts plus bas, Le résultat de cette étude pour les zones instables est que la méthode d'exploitation la plus favorable économiquement et qui présente les meilleures conditions de sécurité est la méthode de remblayage avec foration horizontale.

1.1.4.3. Mine de la région Bilbao- Espagne

Dans la région de Bilbao il y a plusieurs mines souterraines de carbonate de fer. Toutes ces mines ont été exploitées par la méthode des chambres et piliers. La plupart d'entre elles sont fermées depuis plus de cinquante ans. Dans ces vieilles mines, les piliers sont irréguliers, étroits et élancés. Ces mines sont relativement stables. Il y a aussi une mine plus moderne (Bodovalle) qui a été exploitée par la méthode des grandes chambres avec sous-niveaux séparées par des gros piliers rectangulaires de grande longueur; on a utilisé des trous de mine de grand diamètre et très long. Dans cette mine, il y a eu des éboulements dans les chambres, et les cheminées qu'ils ont produites sont arrivées à la surface, ces éboulements :

➤ **Éboulements des chambres 8-1/7-2 de la mine de Bodovalle**

Pendant l'exploitation des chambres 8-1 et 8-2, on a observé l'apparition des grandes quantités des stériles dans les points de chargement du minerai à la base des chambres, ce qui constitue un symptôme clair qu'un éboulement du toit est en train de se produire. a la fin du premier trimestre de 1986, une grande cheminée qui a atteint une hauteur de plus de 30 m, a commencé à se former dans la chambre 8-2. L'importance de l'éboulement a conduit à arrêter l'exploitation de cette chambre et à laisser un pilier, pour continuer après l'exploitation de la chambre. Dans la chambre 8-1, il ne s'est pas formé de cheminée mais il y a eu des éboulements du toit.

Après avoir récupéré une partie du long pilier qui sépare les chambres 8-1 et 7-2 en faisant deux fenêtres dans celui-ci, une grande partie du pilier restant est tombée. En conséquence, il s'est formé un grand vide de 70 m de large qui avait le toit en «cayuela». Dans la nuit du 24 au 25 janvier 1987, ce grand vide s'est effondré et il s'est produit à la surface du

terrain un trou circulaire de 4 m² avec une profondeur de 35 m. Plus tard, le trou s'est élargi jusqu'à atteindre un diamètre d'environ 30 m. La chambre 8-1 a été presque totalement remplie par l'éboulement tandis que dans la chambre 7-2 le remblayage a été partiel, Une partie de cette cheminée a été reconnue par forages effectués de la mine et de la surface.

Les causes de cet éboulement ont été. La grande largeur de la cavité causée par la rupture du pilier qui séparait les deux chambres et l'intense fracturation existante dans la zone d'intersection de la faille V-S avec les discontinuités ramifiées de la faille V-A. L'orifice a été complètement remblayé avec un matériau granulaire depuis la surface. La même chose a été faite dans la partie de la chambre 7-2 qui restait vide, mais cette fois le remblayage a été effectué par le souterrain.

➤ Éboulements Des Chambres 6-2/7-1

Le 16 mars 1999, un trou est apparu en surface à la mine Bodovalle. Le phénomène fut immédiatement précédé de bruits qui ont été entendus à l'extérieur. L'orifice était presque circulaire, d'environ 60 m de diamètre (fig.1.8.). Sa profondeur était aussi de l'ordre de 60 m et son volume d'à peu près 150.000 m³. Plus tard, des effondrements se sont produits dans les parois du trou. Au début de l'été de 1984, le pilier qui séparait les chambres 6-2 et 7-1 s'est effondré, après avoir réalisé dans celui-ci deux fenêtres pour récupérer plus de minerais. Le pilier était parcouru tout au long par des fractures produites par la faille V-A. Le pilier avait une hauteur de 40 m, une longueur de 140 m et il a été divisé en deux tranches de 30 m de longueur par les deux fenêtres mentionnées. La résistance du pilier, déjà diminuée par la fracturation naturelle, a été plus réduite encore par l'ouverture des fenêtres. La charge du recouvrement n'était pas très importante, car après l'éboulement du pilier, le toit s'est maintenu stable et seulement après un certain temps, de petits éboulements se sont produits et ont donné lieu à la formation d'une voûte. La grande cavité qui s'est formée comme conséquence de la rupture du pilier avait 70 m de large et un volume de l'ordre de 400.000 m³, ce volume a été un peu réduit par le remblayage effectué par l'intérieur de la mine. Le trou qui est arrivé en surface, a été délimité par des observations topographiques et par six forages avec carottage continu, que l'éboulement a suivi au début la faille V-S, qui limite les chambres 7-1 et 6-2 dans sont extrémité S-O, ensuite il a rencontré la faille V-S' et a continué par celle-ci jusqu'à rencontrer la faille V-4, que l'éboulement a suivi pendant un certain moment.

Au fur a mesure que la cheminée progressait de la mine vers la surface, sa section se réduisait jusqu'à atteindre sa section minimale, avec 35 m de diamètre seulement, à 130 m au dessous

du toit des chambres. A partir de ce point, il s'est formé un entonnoir qui s'élargissait vers la surface. Le volume total de la cheminée, y compris le trou formé en surface, était de 480.000m^3 . Le trou a été remblayé depuis la surface avec un matériau granulaire (RAMÍREZ OYANGUREN P, LAÍN R, 2003).



Fig.1.8 : Effondrement de la mine Bodovalle, Espagne (RAMÍREZ OYANGUREN P, LAÍN R, 2003).

1.1.4.4. Mines région lorraine - France

En France, les exploitations souterraines par chambres et piliers abandonnés ou par tailles foudroyées ont été pratiquées uniquement en Lorraine et en Alsace. Une analyse comparée des 4 cas d'exploitations par chambres et piliers en Lorraine a permis de mettre en évidence, deux types de phénomènes rencontrés en surface :

-Des affaissements lents et réguliers associés au fluage des piliers de sel et constatés dans la mine de sel de Varangéville dans des quartiers où le taux de défruitement est de 75 % (piliers carrés de 10 et 15 m de côté). Sur une période de quelques décennies, les vitesses d'affaissement sont restées de l'ordre de quelques millimètres par an (fig.1.9) ;

-Un cas d'effondrement généralisé, celui de Varangéville en 1873, correspondant à un quartier ayant été exploité à 82 % (piliers carrés de 6 m de côté) et qui s'est effondré en entraînant un abaissement brutal de la surface du sol (de près de 4 m) et l'apparition des fractures ouvertes. Le mécanisme avancé dans différents documents serait celui d'un

poinçonnement des piliers dans le mur de marnes détremées par l'emploi d'eau douce pour découper les piliers. Les mines de Dieuze et de Vic-sur-Seille ont toutes deux été ennoyées suite à l'arrivée accidentelle de venues d'eau salées saturées qui ne purent être contenues. Dans le cas de Dieuze, c'est l'éboulement du toit d'une chambre de saturation ménagée dans la partie supérieure du gisement qui a permis la communication entre la nappe salée et la mine. Cette chambre avait atteint des dimensions (32 m x 90 m) telles qu'elle s'effondra. Il est aujourd'hui montré que, 140 ans après L'ennoyage de la mine de Dieuze, celle-ci est toujours dans un bon état, cela est conforme au fait qu'il n'y a pas d'effets en surface directement imputables à la mine à l'aplomb et dans certains cas (comme pour la mine de Dieuze), des calculs réalisés avec la méthode de l'aire tributaire conduisent à conclure à une instabilité à long terme de certaines exploitations alors que les exploitations sont toujours stables. Il apparaît donc indispensable de prendre en compte l'effet d'autres facteurs tels que les contraintes horizontales régnant au sein des piliers, la présence éventuelle d'un banc de sel au toit des travaux ou encore la pression de saumure dans l'hypothèse d'un ennoyage. L'analyse d'autres cas étrangers permet de compléter les typologies des mécanismes et phénomènes associés à ce type d'exploitation mais les contextes de l'exploitation (géologie en particulier) apparaissent souvent peu représentatifs des cas français. En effet, la plupart des cas analysés correspondent à l'ennoyage accidentel des travaux souterrains, La mise en œuvre de méthodes dites par piliers est à l'origine, pour partie, des cas d'ennoyage. Dans ce cas, la déformation des piliers (probablement assez rapide compte tenu des dimensionnements pratiqués) a engendré la fracturation du toit et la mise en communication des nappes salées au toit des gisements avec la mine. Dans tous les cas, ce sont toujours des niveaux fragiles (présences de failles) ou fragilisés par l'exploitation (liés à des ruptures de piliers, du toit ou au fluage des piliers) qui sont à l'origine de l'ennoyage. On note un cas très probant de diminution sensible des affaissements en surface après ennoyage

.Les événements en surface associés à ces ennoyages sont souvent brutaux, abaissements brutaux avec apparition de fractures et cratères d'effondrement, L'apparition en surface de cratères est liée à des configurations géologiques et hydrogéologiques particulières. Vidange de cavités remplies de saumure dans les formations anhydritiques du toit immédiat du sel ou création, par dissolution, d'une cavité localisée dans les évaporites, au toit du gisement exploité. Dans ce dernier cas, l'effondrement de la cavité a été suivi d'une violente explosion. Des mesures de gaz avaient signalé la présence de méthane dans la cavité.

A notre connaissance, il existe peu des mines de sel exploitées par la méthode dite totale, ce qui explique que peu de données sont disponibles sur ce type d'exploitation. En effet, cette méthode n'a été retenue que lorsque la crainte d'une invasion de la mine par de l'eau douce ou salée était tout à fait écartée. C'est le cas par exemple dans le bassin potassique de Mulhouse en Alsace où les mines de potasse d'Alsace, ont été exploitées par longues tailles (mine de Marie-Louise par exemple). L'exploitation de sel en Alsace concerne de faibles épaisseurs de sel et de potasse à des profondeurs pouvant atteindre près de 1000 m. Les comportements et les mouvements des terrains sont à peu près comparables aux exploitations de charbon par la même méthode. Les angles d'influence sont pratiquement du même ordre de grandeur, 30 à 35°. L'affaissement « final » est obtenu 5 ans après l'arrêt de l'exploitation. On note des affaissements décimétriques à plurimétriques en surface (Bennani M., Josien J.P., Bigarré P. 2004).



Fig.1.9 : Affaissement et effondrement de la mine Varangéville, France
(Bennani M., et all 2004).

1.1.4.5. Mines de sel dans le monde

Il existe dans le monde de nombreux gisements de sel. Certains d'entre eux sont exploités par dissolution et d'autres par la méthode des chambres et piliers abandonnés ou

plus rarement par longues tailles. Quelles que soient les méthodes utilisées, les anciennes exploitations minières ont laissé des vides souterrains de dimensions parfois importantes. L'existence de vide dans le sol légitime naturellement des questions sur l'évolution de la stabilité mécanique du massif au droit ou au voisinage de l'exploitation. Nous nous intéressons plus précisément dans cette communication au fluage (déformations différées) des piliers des mines de sel exploitées par la méthode des chambres et piliers abandonnés.

Le sel gemme est un matériau qui présente un comportement fortement viscoplastique, relativement bien décrit par des modèles rhéologiques tels que celui de Norton ou de Lemaitre.

Les caractéristiques intrinsèques du sel gemme font apparaître un comportement viscoplastique responsable d'un fluage des parois des ouvrages souterrains. C'est pourquoi dans le cas de ce type d'exploitations, la problématique est double. La première est relative au comportement à court terme des piliers vis-à-vis de leur stabilité mécanique et la seconde est spécifique à l'évolution temporelle des diverses variables mécaniques (endommagement, déformations, contraintes, etc.) induite par le fluage des piliers. Le fluage a naturellement des conséquences en terme d'affaissements en surface du sol et en terme de tenue des piliers, du toit immédiat et des terrains de recouvrement. Le recours à une analyse de l'évolution dans le temps des déformations des piliers, à l'aide de la modélisation numérique, se heurte très rapidement à des limites non seulement liées à la taille du problème à résoudre mais également aux nombreuses incertitudes qui pèsent sur l'ensemble des données géo-mécaniques.

La méthode que propose, apporte, en gardant sa simplicité, une correction significative à la méthode de l'aire tributaire par l'intermédiaire d'un coefficient multiplicateur fonction de l'élancement du pilier. La méthode consiste à remplacer, sous certaines hypothèses et conditions, le problème réel tridimensionnel, non-homogène et non-linéaire en un problème équivalent non-linéaire mais monodimensionnel et homogène (Niangoula A, 1981).

1.1.4.6. Mine de Kherzet Youssef –Algérie

La mine de Kherzet Youssef située à 50km de la ville de Sétif est connue depuis le début du 20^{ème} siècle par l'exploitation du minerai de plomb et de zinc par la méthode des chambres et piliers. Cette mine renferme une importante richesse hydrique, ces eaux souterraines représentaient pour l'exploitation minière, un handicap majeur au vu de grandes venues d'eau qui nécessitaient la prise en place de dispositifs de pompage et d'exhaure importants.

En juin de l'année 1990, la mine a connu une inondation d'une grande ampleur, qui est due à un cout d'eau causé par une éruption instantanée d'un aquifère alimenté des eaux confinées, situé à l'ouest de la faille de kherzet-Youssef caractérisée par la présence de quartz et par une forte fissuration due à une tectonique locale, a entraîné le noyage total de la mine, la mort de 19 mineurs et l'arrêt définitif de l'exploitation.

Après quinze ans de fermeture de la mine, des fractures et de fissures ont été observées au-dessus des anciens travaux miniers, Figure 1.10, (BOUKELLOUL.M.L, 2007).



Fig. 1.10 : Observation de fractures et de fissures au-dessus des anciens travaux miniers, Mine Kherzet Youssef (BOUKELLOUL.M.L, 2007).

CONCLUSION

L'analyse de ce chapitre nous a permis de faire ressortir les conclusions suivantes :

La stabilité d'une mine souterraine dépend de plusieurs facteurs parmi lesquels on peut citer :

- La géologie du gisement surtout son aspect lithologique et structural ;
- Le mode d'exploitation est un facteur essentiel. Les exploitations par chambres et piliers sont les seules à poser de réels problèmes d'affaissement et effondrement.
- La géométrie des chambres et des piliers est un paramètre essentiel. Elle est souvent traduite par un taux de défrètement. Peut également jouer, dans le cas des couches superposées, le positionnement relatif des piliers des diverses couches.
- La nature des roches composant les terrains, que ce soit la couche exploitée ou les couches immédiatement sous-jacentes et celles jusqu'à la surface, détermine le risque de ruine des vieux travaux et les conditions de la répercussion en surface de cette ruine. Le comportement des piliers dépend de la nature des terrains.
- La résistance à la compression, à la traction et au cisaillement des roches concernées sont souvent difficile à mesurer. Les essais sont effectués sur des échantillons de taille réduite, qui ne rendent pas compte de la perte de résistance due aux fracturations. En outre, les roches ont souvent une résistance qui chute avec le temps, ce qui conduit à un endommagement progressif des terrains et des piliers.
- L'influence de l'eau est controversée. Il est établi qu'une roche saturée en eau perd de sa résistance. A contrario, une roche à l'air libre se dégrade parfois plus qu'une roche sous eau.
- La profondeur augmente la charge pesant sur les piliers. A contrario, elle peut éviter que l'effondrement des travaux du fond atteigne la surface. Le risque de fontis n'existe d'ailleurs que pour les travaux situés à faible profondeur.
- Le temps joue un rôle très important comme cela a déjà été signalé. Le sous-sol est un milieu évolutif. Les circulations d'eau peuvent provoquer par exemple des modifications de nature à affaiblir les anciens travaux.

2. CARACTERISATION DES CONDITIONS GEOLOGIQUES ET MINIERES DU GISEMENT DE CHAABET EL HAMRA-ALGERIE

2.1 Localisation géographique du gisement de Chaabet El-Hamra et conditions climatiques

Le gisement de Chaabet El-Hamra est situé à vol d'oiseau, à environ 250 km au Sud-est d'Alger et à 50 km au Sud de Sétif, dans la région de Chouf-Bouarket à 4,5 km d'Ain-Azel et à 12 km au Sud-est du complexe minier de Kherzet Youssef (fig.2.1).

Ses coordonnées géographiques approximatives sont : 35°45'N et 5°30'E. L'altitude du site varie de 950 à 1200 mètres.

Le climat de la région est semi-aride, froid en hiver et chaud en été. Les précipitations annuelles moyennes sont de 322 mm et dépassent rarement les 500 mm La température moyenne annuelle est de 15 °C.

2.2 Historique de la mine de Chaabet El-Hamra

Le gisement de Chaabet El-Hamra est connu depuis longtemps, il a fait l'objet d'exploitation des affleurements de calamines de 1910 à 1920 et de 1936 à 1941.

Beaucoup plus tard, les travaux d'exploration par forages ont été entrepris afin d'établir l'extension des zones connues.

Après la nationalisation des mines en 1966, le gisement de Chaabet El-Hamra a été l'objet de premiers travaux de prospection géologique, de 1967 à 1988, suivis ensuite de travaux d'évaluation par sondages à maille régulière de 50x100 et de 100x100m, de 1989 à 1991.

En 1991 et suite au coup d'eau survenu le 02 juin 1990 à la mine de Kherzet Youssef et qui a mis fin à l'exploitation du gisement, l'ENOF a élaboré un premier dossier de recherche détaillée par ouvrages miniers sur le gisement de Chaabet El-Hamra.

Les travaux miniers ont démarré en janvier 1992 et les ouvrages d'accès ont été achevés en avril 1994.

La mine de Chaabet El-Hamra a démarré l'extraction du tout-venant en avril 1994 tout en continuant à réaliser des travaux de recherche au fond pour préciser les réserves géologiques et les conditions hydrogéologiques.

Les bilans financiers de la mine ont été toujours déficitaires, ce qui a poussé l'ENOF à engager périodiquement des analyses et évaluations technico-économiques.

2.3 Conditions géologiques du gisement de Chaabet El-Hamra

2.3.1 Contexte géologique régional

Le gisement de Chaabet El-Hamra, fait partie du « district métallogénique » à Pb-Zn des monts du Hodna qui renferme d'importantes minéralisations en Pb-Zn localisées dans la région d'Ain Azel. Le gisement de Chaabet El-Hamra appartient aux blocs d'Ain Mlila, qui comprend trois structures de soulèvement en forme de Horst-Anticlinaux. Le gisement est associé au Horst de Rahbat.

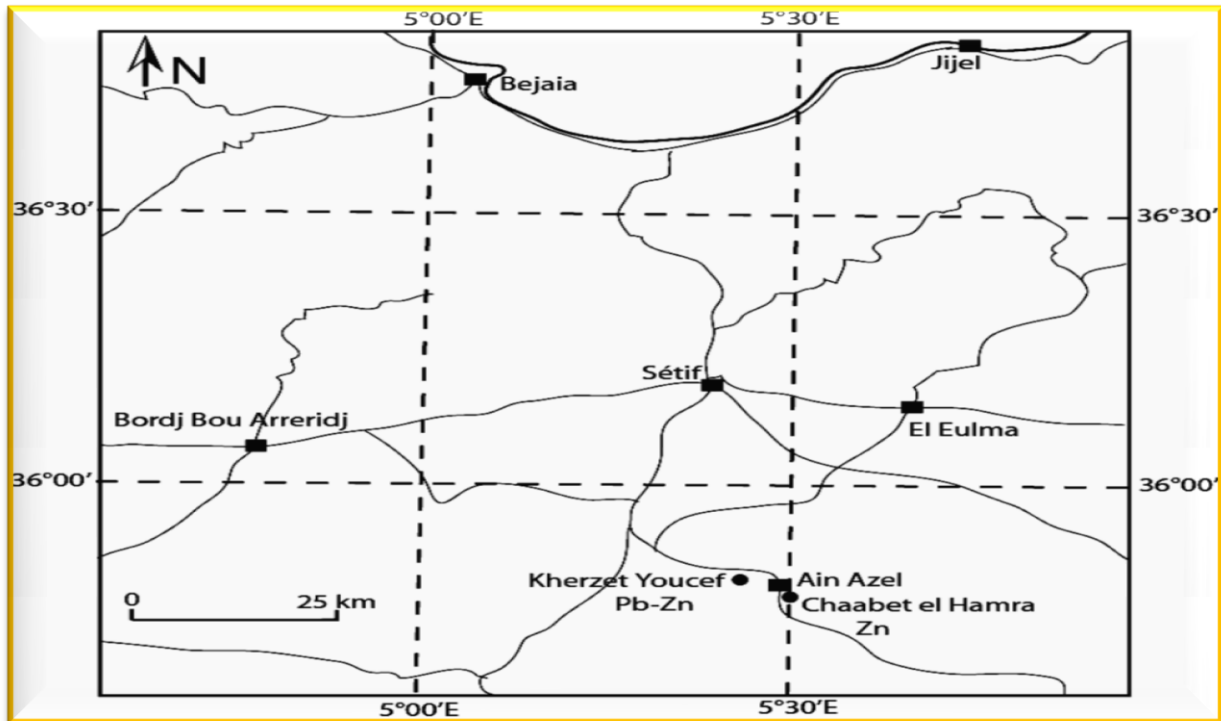


Fig.2.1: Situation géographique de la mine de Chaabet El-Hamra.

2.3.2 Stratigraphie des monts du Hodna

La stratigraphie du massif de Hodna se caractérise par des séries sédimentaires définies du Trias au Quaternaire (Glaçon, 1967), (Guiraud, 1990) (fig.2.2).

- **Le Trias** : se rencontre sous forme de pointements dans les zones les plus tectonisées. Il est composé de masses d'argiles bariolées accompagnées d'un chaos de roches : brèches dolomitiques, cargneules, amas de gypse, brèches de schistes micacées, avec parfois des fragments de cristallin et de roches vertes. Des lambeaux calcaro-dolomitiques bien stratifiés, attribués à la base du Lias (Rhétien ou Hettangien) sont fréquemment emballés dans le Trias.

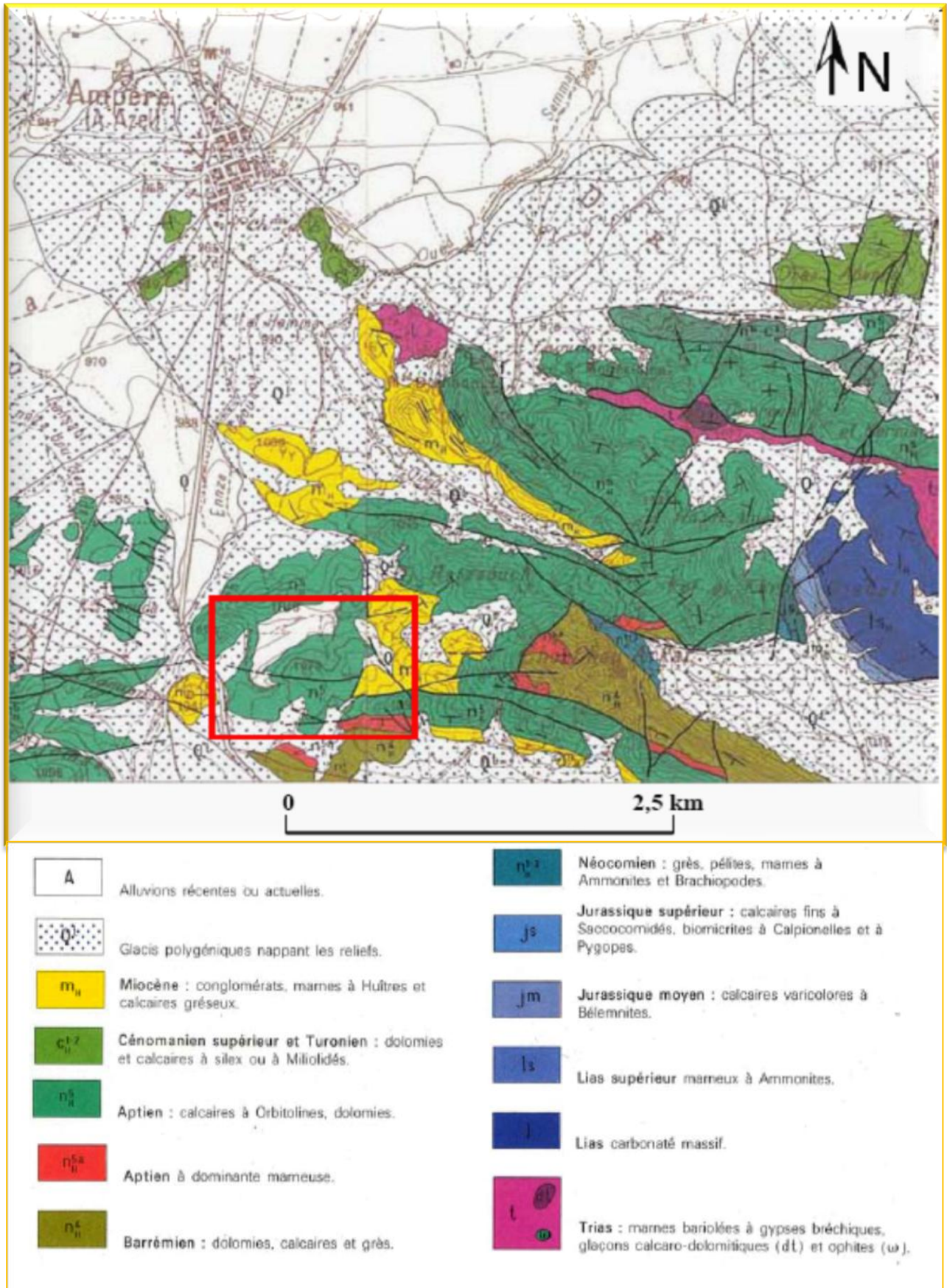


Fig.2.2 : Carte géologique des environs de la mine de Chaabet El-Hamra
(D'après Carte géologique au 1/50.000 d'Ain Azel, Sonatrach, 1977)

Le Jurassique : affleure sur des surfaces importantes à l'Est d'Ain Azel. Il comprend le Jurassique inférieur-moyen (Lias-Dogger) et le Jurassique supérieur. Le Lias-Dogger constitue l'ossature calcaro-dolomitique de plusieurs chaînes des Monts du Hodna. Le Jurassique supérieur est constitué de trois groupes : (1) un groupe grés-argileux, très réduit dans les Monts du Hodna, (2) un groupe marno-calcaire peu fossilifère et (3) un groupe carbonaté supérieur, très riche en fossiles, qui correspond au Portlandien et comprendrait une partie du Crétacé inférieur (Berriasien).

- **Le Crétacé inférieur**, affleure largement dans la région. Il comprend, de la base vers le sommet : (1) une formation marno-silto-gréseuse, d'âge Berriasien supérieur et Valanginien ; (2) une formation dolomitico-gréseuse d'âge Hauterivien ; (3) une formation argilo-calcaro-gréseuse d'âge Barrémien et Aptien inférieur ; (4) une formation calcaro-marneuse à Orbitolines d'âge Aptien ; et (5) une formation calcaro-marno-gréseuse d'âge Albien.

- **Le Crétacé supérieur**, est constitué de la succession lithostratigraphique suivante : (1) des marnes et des marno-calcaires du Cénomaniens inférieur et moyen, qui se termine par des couches très fossilifères ; (2) des calcaires et dolomies du Cénomaniens supérieur et du Turonien basal, à la base et au sommet desquels s'observent des couches à silex ; (3) des marnes et marno-calcaires à *Globotruncana helvetica* (Turonien inférieur à moyen) ; (4) des marnes à Rudistes du Turonien supérieur ; (5) des marnes et marno-calcaires du Sénonien avec intercalation de calcaires à Incérâmes ; (6) des calcaires à Laffittéines du Maestrichtien.

-**L'Eocène** est représenté par des faciès calcaires ou marno-calcaires à silex se terminant par des séries lagunaires ou parfois continentales (argilites rouges et poudingues).

- **Le Miocène**, représenté le plus souvent de formations continentales et lagunaires, est composé de conglomérats, grés, marnes et argiles rouges.

- **Le Pliocène**, généralement concordant sur le Miocène, est constitué de formations détritiques, marneuses et conglomératiques.

- **Le Quaternaire** est composé de formations continentales peu épaisses.

2.3.3 Stratigraphie du gisement

Elle est caractérisée principalement par les dépôts du Crétacé, dont le l'Hauterivien présente le plus grand intérêt, car il contient la minéralisation (Meftah, 2002) (fig.2.3).

-Valanginien (n_2)

Les dépôts du Valanginien (stériles) affleurent à l'Est de la faille orientale et à l'Ouest du gisement et sont représentés par une alternance d'aleurolites grises avec des grés quartzeux gris clair, des dolomies gréseuses et argileuses, des calcaires et des marnes gris-verdâtres.

-Hauterivien (n_3)

La minéralisation zincifère d'intérêt industriel est localisée dans la partie inférieure du Hauterivien, dont la puissance varie de 100 à 150 m. Cet étage est subdivisée en deux (2) niveaux :

A/ Hauterivien inférieur (n_3^1) : Ce niveau, d'une puissance totale variant de 70 à 120 m, est à son tour divisé en trois termes :

- n_3^{1a} : composé de dolomies grises massives, à grains fins, parfois gréseuses, souvent à petites inclusions et nodules, de couleur blanchâtre, et parfois de calcarénites noires dans la partie supérieur de 2 à 5 m du toit ; ce terme est discontinu et son épaisseur est de 1 à 2m.
- n_3^{1b} : représenté par une superposition, de bas en haut, de marnes gris-verdâtres (0,5 à 2 m), d'aleurites gris-brun (2 à 5 m), de dolomies grises (2 à 10 m), de dolomies gréseuses (3 à 8 m) et de marnes bariolées (5 à 10 m).
- n_3^{1c} : également caractérisé par des dolomies à grains fins de couleur brunâtre ou fortement hématitisées (l'hématite est sous forme de nids et de filonnets dans la masse dolomitique).

B/ Hauterivien supérieur (n_3^2) : ce niveau, d'une puissance globale variant de 80 à 120 m, est subdivisé en cinq termes :

- n_3^{2a} : formé de grés, parfois en alternance avec des argiles, de marnes et aleurolites verdâtres, avec toujours à la base de l'alternance un niveau calcaire gris-clair, dont une partie, de 1 à 3m d'épaisseur, est dolomitisée.
- n_3^{2b} : représenté par des dolomies massives à grains fins plus ou moins hématitisées.
- n_3^{2c} : représenté par un calcaire gris argileux (parfois renfermant des passées argilo-marneuses ou siliceuses) dont l'épaisseur varie de 10 à 15 m.
- n_3^{2d} : constitué de dolomies à grains fins, de couleur gris-brun, souvent argileuses, dont la puissance totale varie de 15 à 20 m.

- n_3^{2e} : caractérisé par une irrégularité de composition et de puissance ; essentiellement représenté par des calcaires gris en alternance grossière avec des marnes et des aleurolites ; dans la partie inférieure de ce terme, les calcaires sont remplacés par des dolomies recristallisées.

-Barrémien (n_4)

Il est développé au Nord-Ouest et au Sud du gisement et il est subdivisé en deux niveaux :

A/ Barrémien inférieur (n_4^1) : ce niveau est à son tour divisé en trois termes :

- n_4^{1a} : formé essentiellement par des grés et des dolomies gréseuses parfois argilo-bitumineuses, avec une fine dissémination de pyrite et de passées de dolomies légèrement oxydée ; la puissance de ce terme varie de 40 à 60 m.
- n_4^{1b} : constitué par une alternance de dolomies marneuses massives, de marnes et de calcaires marneux ; sa puissance varie aussi de 40 à 60 m.
- n_4^{1c} : représenté par des dolomies massives à grain fins, avec des fissures remplies d'oxydes et de calcite, et une puissance variant de 15 à 20 m.

B/ Barrémien supérieur (n_4^2) : ce niveau est subdivisé en quatre termes :

- n_4^{2a} : représenté par des dolomies gréseuses, massives à grains fins ou moyens, avec souvent des fissures remplies par de la calcite et, vers la fin du terme, par de la pyrite disséminée ; la puissance de ce terme varie de 20 à 30m.
- n_4^{2b} : formé de grés bruns, avec une alternance d'aleurolites et d'une dolomie très gréseuse, et, en fin d'intervalle, un aspect broyé de la roche, la puissance du terme varie de 30 à 40 m.
- n_4^{2c} : constitué d'une alternance de dolomie gréseuse, de grés bruns et d'argiles verdâtres (dolomies et grés compacts, massifs et légèrement hématitisés). Sa puissance varie de 60 à 130 m.
- n_4^{2d} : formé de dolomies gréseuse et argileuse et de calcaire brun-violet, avec des passés d'argile verdâtre. Sa puissance est d'environ 60 m.

2.3.4 Structure du gisement

Le minerai zincifère du gisement de Chaabet El-Hamra est composé de deux corps principaux appelés corps n° 1 pour le corps supérieur et corps n° 2 pour le corps inférieur, (fig.2.4).

Ces corps sont allongés en bande sur une longueur de 2700 m en direction et 100 à 400 m en pendage. Les corps de minerai plongent d'un pendage de 10° vers le Nord-Ouest.

Le minerai est encaissé dans une dolomie poreuse ou bréchique située dans la partie inférieure de l'étage Hautérivien (Crétacé inférieur). Le toit du corps supérieur (corps n° 1) est une dolomie à lits marneux tandis que le mur du corps inférieur (corps n° 2) est une dolomie massive à concrétions (dolomie tachetée).

Les deux corps de minerai sont stratiformes, subparallèles et séparés l'un de l'autre par un niveau intercalaire constitué d'une dolomie à minéralisation pauvre et parfois stérile de puissance variable. Ce niveau peut être absent, de telle sorte que les deux corps se confondent en un seul corps de minerai continu.

La puissance moyenne du corps n°1 (corps supérieur) est de 5 mètres et celle du corps n°2 (corps inférieur) est de 4 mètres. Il n'existe aucune corrélation entre les épaisseurs et les teneurs et on constate une distribution contrastée dans les corps de minerai.

2.3.5 Tectonique

Le gisement de Chaabet-El-Hamra appartient au Horst anticlinal de Rahbat et occupe la partie extrême ouest de son flanc Sud-Ouest. Il se caractérise par une structure complexe. Le gisement se subdivise en trois blocs.

A/ Le Bloc Est

Trois (3) côtés de ce bloc sont limités par des failles, tandis que le côté Sud est ouvert et se trouve en contact avec les calcaires du Néogène. Sur le plan structural, le bloc représente un brachyanticlinal et le pendage des flancs du pli est : 10° à 15° NE et 15° à 20° SO. Sur le fond général du pli, il existe des complications locales sous forme de dômes, gradins, etc.

Le pli est compliqué par des accidents cassants :

- **La faille sud** : de direction latitudinale dans le flanc Sud-Est du brachyanticlinal, c'est une faille normale à rejet vertical de 100 à 120 m avec un pendage au Nord inférieur à 65-75°.
- **La faille diagonale** : elle s'étend vers le Nord-Est sub-parallèlement au plan axial.

B/ Le bloc central

Il a la forme d'un coin, dont l'angle aigu est formé par le raccordement des failles centrale et latitudinale dans la partie Est. La partie opposée du coin s'en va en s'élargissant à l'Ouest du gisement. Sur le plan structural, le bloc Central est plus compliqué. Dans son ensemble, le coin représente un Graben à amplitude d'affaissement de 15 à 20 m.

C/ Le Bloc Ouest

Il est localisé au Nord-Ouest de la faille normale et se trouve limité par des dislocations cassantes Est, Ouest, latitudinale et centrale.

- **la faille centrale** : c'est une faille normale qui s'étend de l'extrémité Nord jusqu'à l'extrémité Sud, avec un pendage au Sud-Est inférieur à 70-75° et un rejet vertical de 10 à 15 m dans sa partie Nord-Est, elle coupe un chevauchement à pente douce.

- **La faille latitudinale** : c'est une faille normale dérivée de la faille centrale. Elle se prolonge à l'Ouest au-delà du gisement, avec un pendage au Nord de 75 à 80° et un rejet vertical de 10 à 20 m.

- **La faille Est** : dérivée aussi de la faille centrale, cette faille normale est orientée vers l'Est, de direction subméridienne, avec une amplitude verticale du rejet de 80 m, voire de 100 m suivant le plan de faille, et un pendage Sud-Ouest inférieur à 65-70°.

- **La faille Ouest** : cette faille normale se dégage du dessous du dépôt quaternaire, bordant le flanc Sud-Est du brachyanticlinal du bloc Est, et change de direction jusqu'à 300°, se faisant couper par la faille latitudinale ; c'est une faille en escalier formant des plaques, des coins, dans une zone d'environ 70 m de large, et le pendage est à l'Est inférieur à 70-85° tandis que les rejets verticaux atteignent 10 m.

La partie inférieure (profil 10-15) est affectée par deux accidents tectoniques majeurs subparallèles de direction Nord-Est/Sud-Ouest à savoir : la faille diagonale et la faille latitudinale. La première est située entre le profil 13 est d'un rejet de 4 mètres avec un pendage d'environ 50 degrés vers le Sud-Est. Par contre la faille latitudinale est située entre les profils 15 et 16. Son rejet est de 10 mètres avec un pendage d'environ 60 degrés vers le Nord-Ouest.

2.3.6 Minéralisation

La minéralisation du gisement de Chaabet El-Hamra est observée en faisceaux sous forme de lentilles minéralisées de composition tantôt mono-minérale, tantôt mixte (fig.2.5). Elle est représentée essentiellement par la sphalérite, la pyrite, la marcassite, la galène rencontrée rarement et donc sans importance industrielle.

Dans cette composition, les principaux minéraux sont la sphalérite, la pyrite et la marcassite. Les minéraux secondaires sont la galène, l'hématite. Les minéraux de gangue sont

la calcite, la barytine, la dolomie et plus rarement le quartz et le gypse (rare). Les minéraux d'oxydation sont principalement la smithsonite, la cérusite et la limonite.

La minéralisation de pyrite, marcassite, blende et rarement galène est intimement liée aux roches dolomitiques hauteriviennes, en se localisant indépendamment aux structures tectoniques affectant ce niveau porteur de la minéralisation.

La minéralisation zincifère se présente en couches lenticulaires, regroupées dans deux faisceaux stratiformes, séparés par le banc de dolomie blanchâtre stérile, de 6 m de puissance.

La galène est très rare, et se développe généralement aux extrémités des lentilles, limitant la zone zincifère de celle baryto-pyritifère.

La sphalérite se présente sous plusieurs types : massif, en tache de recristallisation, fissure, et bréchique ce qui constitue l'essentiel du minerai industriel.

2.3.7 Hydrogéologie

L'importance de l'eau d'exhaure est assez connue dans la région. Le "coup d'eau" catastrophique du 02 juin 1990 a entraîné la fermeture définitive de la mine de Kherzet Youssef. Cette eau est récupérée pour les besoins agricoles et sa présence est un obstacle à l'avancement des travaux d'exploitation de la partie inférieure du gisement de Chaabet El-Hamra.

Les données géologiques et hydrogéologiques confirment l'existence de deux nappes libres (fig.2.6).

- Dans la partie centrale du gisement, existe une nappe contenue dans les formations hauteriviennes carbonatées à perméabilité de fissure.
- Dans la partie Nord-Ouest du gisement une nappe aquifère est reconnue dans les formations barrémiennes. Cet aquifère est associé aux grès dolomitiques.
- Dans la partie Est du gisement deux sondages hydrogéologiques ont été exécutés, ces derniers ont donné des résultats négatifs et une absence de venues d'eau a été notée. Les travaux miniers réalisée par l'ENOF ont confirmé qu'il n'y a pas de niveau aquifère dans la partie Est.

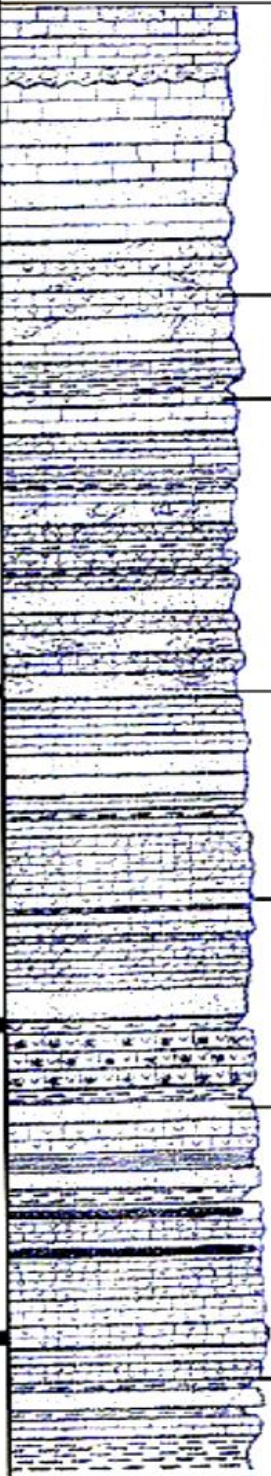
ETAGE	LOG	Conséquence Hydrogéologique	
Miocène 30 m		Perméable	Non étudié Inexistant dans la partie centrale du gisement Exploité par les fellahs
Aptien 60 m			
Barrémien 200 m		Semi -Perméable	Etudié sommairement Situé au dessus du Niveau Statique dans la partie centrale du gisement exploité par les fellahs
		Perméable	
Hautérvien Supérieur 120 m		Perméable	Etudié
		Semi -Perméable	
Hautérvien Inférieur 120		Perméable	
Valanginien	Imperméable	Etudié	

Fig.2.3 : Log stratigraphique de gisement Chaabet El-Hamra

(D'après ENOF 1993)

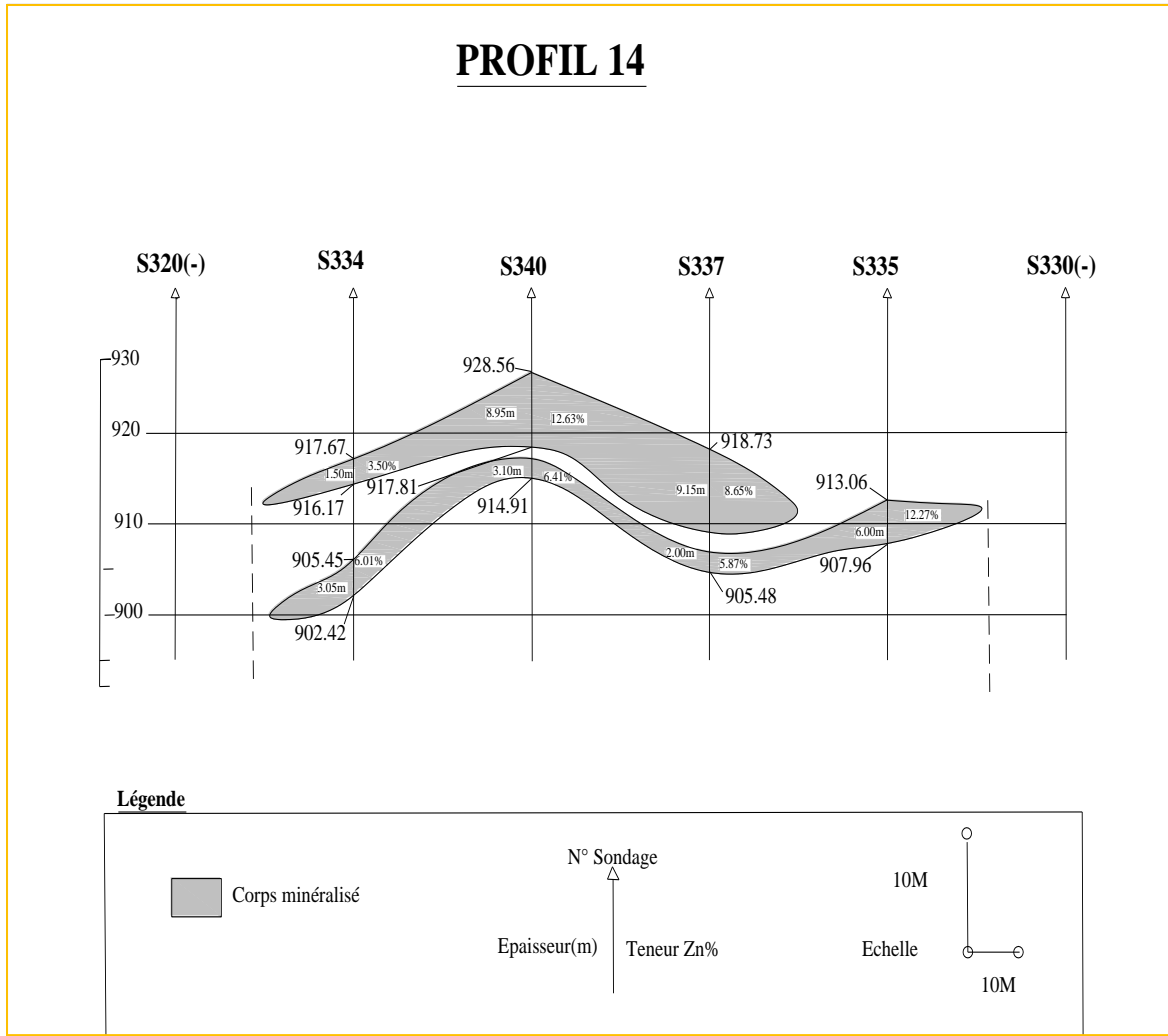


Fig.2.4 : Coupe géologique des deux corps du gisement Chaâbet El-Hamra (profil X-XV)

CORPS N°	COUCHE N°	LITHOLOGIE	PUISS (m)	DESCRIPTION
Corps N° 1	6		0.80	Grès Organogène
			0.50	Marna noire à aspect schisteux
	5		1.50	Dolomie bréchique faiblement minéralisée
			0.20	Dolomie à minéralisation disséminée de sphalerite
	4		2.00	Jointeux
			2.00	Dolomie grise à minéralisation en veines de sphalérites et nœuds de baryte par endroits la couche est à moitié stériles
Corps N° 2	3		4 - 10	L'intercalaire stérile
			0.20	Sphalérite massive à jointeux
	2		1.60	Dolomie à minéralisation bréchique de sphalérite
			0.40 - 2.00	Dolomie stérile
	1		1.60	Dolomie à veines de sphalérite
			0.20	Sphalérite massive
1	1		1.50 - 2.00	Dolomie à concrétion stérile
			0.80	Minéralisation bréchique
			0.70	Dolomie stérile
			0.50	Sphalérite massive (par endroit toute la couche est minéralisée)
				Dolomie à concrétions

Fig.2.5 : Minéralisation du gisement (faisceau supérieur et inférieur)

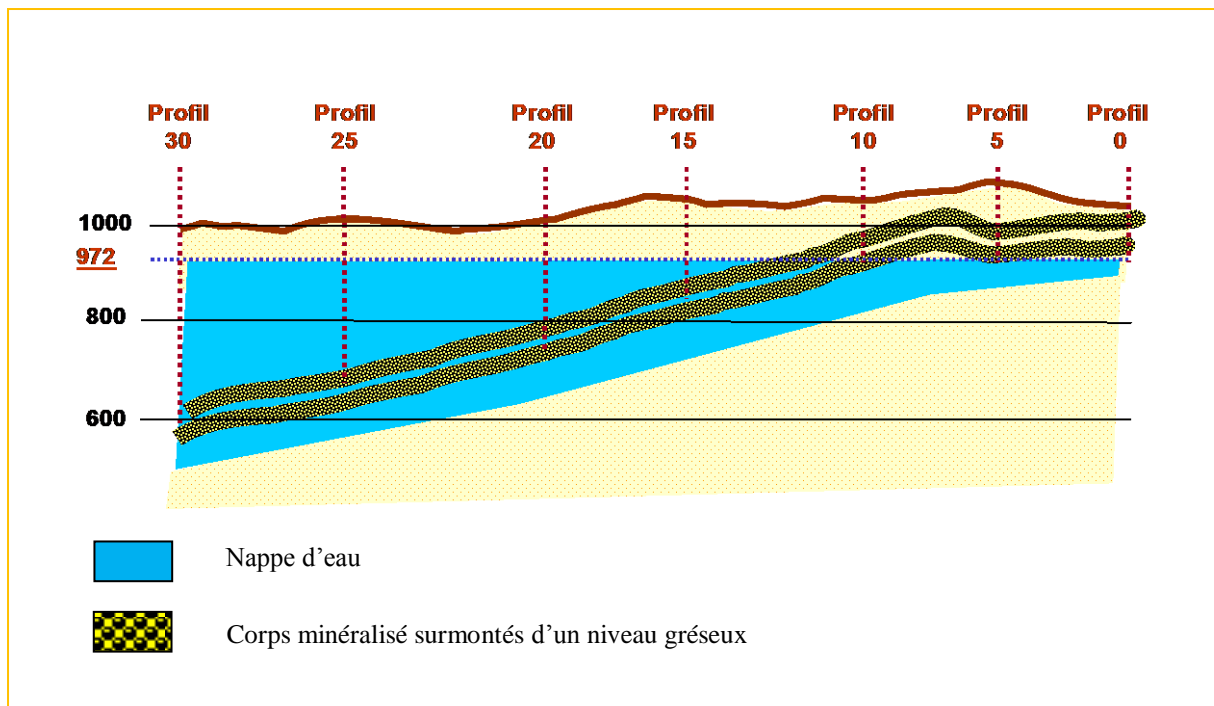


Fig.2.6 : Coupe hydrogéologique Profil 0 – Profil 30 (D'après ENOF 2003)

2.4 Réserves du gisement

Les réserves du gisement, du Pr0 au Pr 31, ont été évaluées, en 1992, par l'EREM et expertisées en 1994 par le Bureau Canadien 'SIDAM', (fig.2.7).

2.4.1 Evaluation de l'EREM 1992

Les réserves découvertes par l'EREM sont des réserves de catégorie C1 et C2. Leur calcul a été basé sur la méthode des blocs géologiques. Dans cette méthode, un bloc est défini par un certain nombre de sondages pour lesquels la teneur pondérée et l'épaisseur moyenne du corps minéralisé rencontrent des exigences minimales préalablement définies pour que le bloc soit considéré comme étant du minerai.

Les paramètres de calcul sont :

- Une teneur de coupure : 3%,
- Une épaisseur minimale exploitable : 01 m,
- Epaisseur moyenne : la moyenne arithmétique de l'épaisseur de tous les sondages inclus dans le bloc,
- Une densité moyenne :
 - ✓ Corps 1 :3.04 t/m³,

- ✓ Corps 2 : 3.07 t/m³,
- Une maille d'évaluation :
 - ✓ Catégorie C1 : ≤ 100 m en direction et 75 m en pendage,
 - ✓ Catégorie C2 : > 100 m en direction et 75 m en pendage,

Les réserves établies par l'ORGM, à l'issue de sa campagne de recherche de six ans (1987 – 1992), se présentent dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Réserves établies par l'ORGM (1987 – 1992)

N° du corps	Catégories	Réserves géologiques (T)	Teneurs (%)	Métal	Puissance
Corps N°1	C1	2 737 000	5.23	143 245	4.11
	C2	92 200	5.18	4 776	7.11
	Total corps 1	2 829 200	5.23	147 921	4.17
Corps N°2	C1	2 132 500	6.03	128 590	3.66
	C2	58 900	5.60	3 298	2.61
	Total corps 2	2 191 400	6.02	131 888	3.62
Total corps 1 + corps 2		5 020 600	5.57	279 809	3.93

2.4.2 Expertise des réserves du gisement SIDAM 1994

Les réserves calculées par SIDAM sont des réserves de catégorie C1. L'évaluation de SIDAM a été basée sur la méthode des polygones d'influence. Dans cette méthode, chaque sondage se voit attribuer une zone d'influence de forme polygonale; les côtés de du polygone sont des perpendiculaires tracés à la mi-distance de la droite qui relie le sondage considéré aux autres sondages qui l'entourent.

Les paramètres de calcul utilisés sont :

- Teneur de coupure : 3%,
- Epaisseur minimale : 02 m,
- Densité moyenne : 03,05 t/m³ pour les deux (02) corps 1 et 2,
- Maille d'évaluation :
 - ✓ Catégorie C1 : >75 m en direction et 100 m en pendage.

L'expertise de cette évaluation, par le Bureau Canadien 'SIDAM', engagé par l'ENOF en 1994, a donnée des résultats très proches de ceux de l'EREM. Tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Evaluation des réserves du gisement SIDAM 1994

N° du corps	Catégories	Réserves géologiques (T)	Teneurs (%)
Corps N°1 et 2 confondus	C1	2 602 200	6.08
	C1	2 205 800	6.80
	Total	4 808 000	6.41

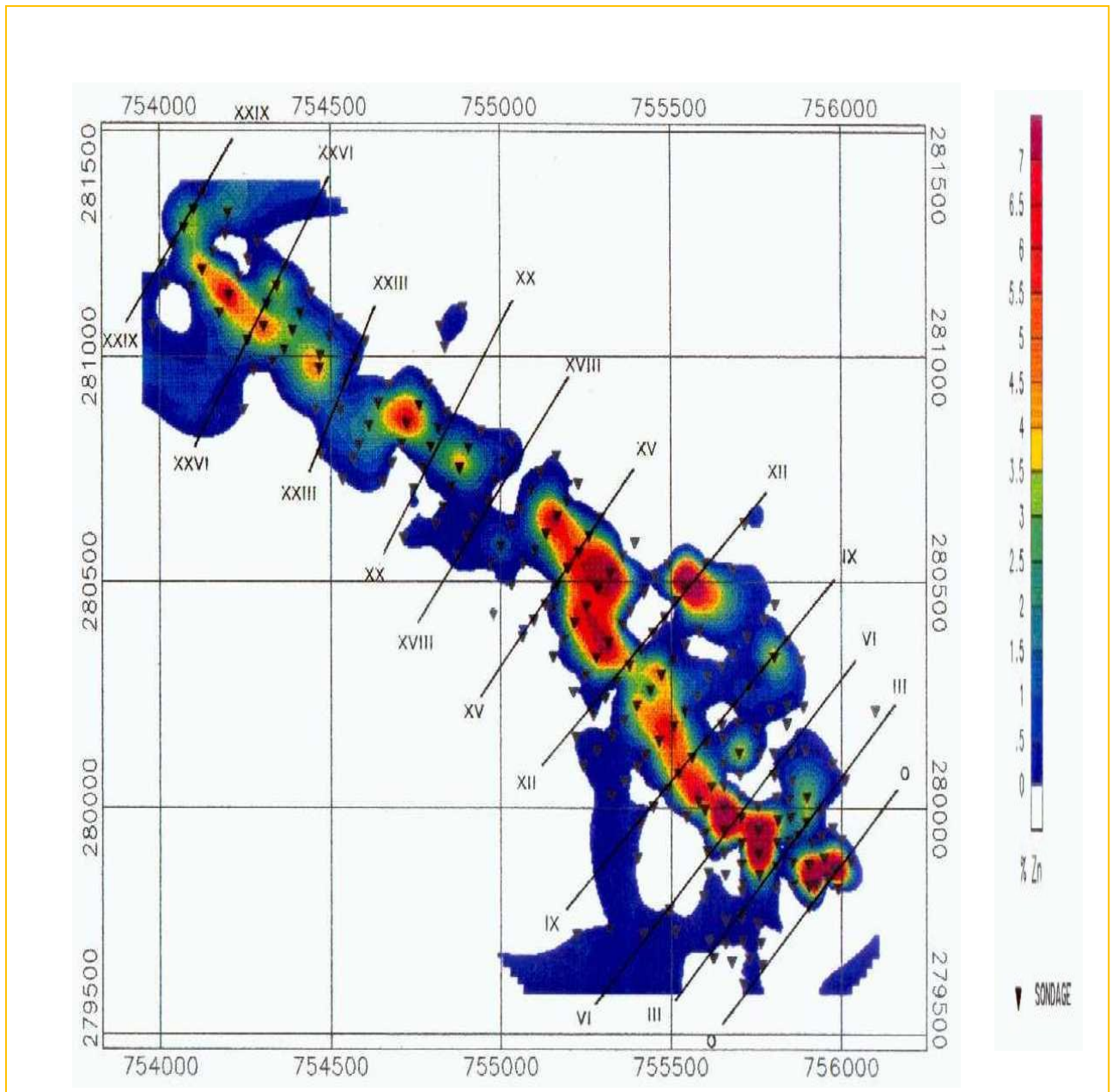


Fig.2.7 : Distribution des teneurs zinc.

2.5 Mode d'ouverture et découpage du gisement

On appelle ouverture d'un gisement tous les travaux de creusement donnant accès au corps minéralisé à partir du jour, (Fig2.8).

➤ Tranchées d'accès et descenderie

La profondeur de la minéralisation est comprise entre 100 et 160 m et la morphologie des corps minéralisés est du type lenticulaire, ce qui impose une exploitation souterraine.

L'accès à la zone minéralisée se fait par une descenderie, dont l'implantation est située au point le plus bas de la région, à la côte 1020, sur une longueur de 830 m dans les stériles.

Elle est utilisée pour la circulation du personnel, du matériel et pour l'évacuation du minerai. Elle sert également comme entrée d'air frais vers l'exploitation souterraine.

Cette descenderie est précédée d'une tranchée d'accès, d'une longueur de 113 m, allant de la côte 1034 à celle de 1025 mais d'une inclinaison contraire à la pente de la descenderie, de l'ordre de 6 %.

La tranchée d'accès est dotée de murs de protection en béton, avec un puisard pour le drainage des eaux pluviales.

➤ Travers-banc 960

De même section que la descenderie (20,60 m²) et à la côte 960, ce travers-banc a une longueur de 289 m et une inclinaison de 4 % (en traversant la zone minéralisée) et relie le puits d'aérage et de secours à la descenderie, suivant le profil X.

➤ Puits d'aérage et de secours

Initialement sondage d'aérage, ce puits a une section de 9,60 m² et une profondeur de 117 m dont 10 m de puisards, et se trouve être entièrement bétonné, partant du niveau 960 et débouchant au jour à la côte 1066,74.

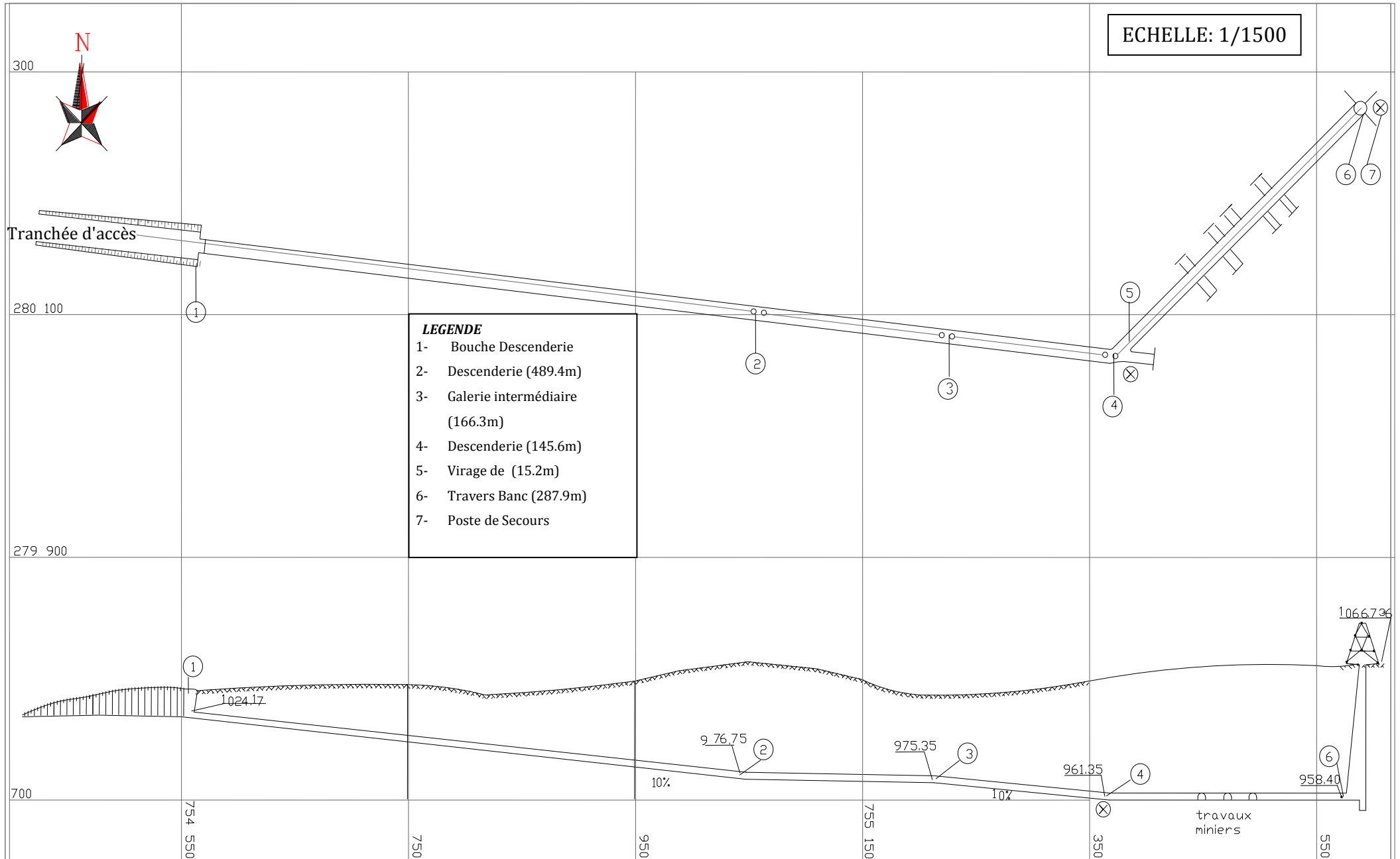


Fig.2.8 : Plan et coupe des travaux d'ouvertures de la mine de Chaâbet el Hamra (1221.4m)

2.6 Méthodes d'exploitation proposées

Le bureau canadien SIDAM a proposé la méthode d'abattage par chambres et piliers avec remblayage par les rejets stériles de l'usine de traitement. Le sable, rejets, sera transporté, de Kherzet Youcef à Chaâbet El Hamra, par les camions destinés au transport du T.V. Au préalable, ce sable stérile de la laverie devrait être mis en pulpes, mélangé à 4 - 5% de ciment dans un atelier à Kherzet Youcef, avant d'être coulé dans les chantiers qui en auront besoin, au moyen d'une installation de tuyauterie appropriée. Cette méthode a ses avantages et inconvénients.

A. Les avantages de la méthode :

- une récupération totale des réserves,
- Une sécurité maximale dans les travaux d'abattage, et
- Un salissage presque nul.

B. Les inconvénients de la méthode :

- Plus de main d'œuvre, pour la manutention,
- Un complément d'équipements à mettre en œuvre pour la préparation de la pulpe,
- Coût additionnel d'investissement et d'exploitation qui viendront grever les résultats,

Cette méthode, soumise à l'avis de plusieurs BET, n'a pas été retenue pour son coût élevé qui risque de compromettre la rentabilité du projet.

Elle fut rejetée à la faveur de deux méthodes déjà pratiquées, par l'unité, lors de l'exploitation de la partie supérieure du gisement.

Ces deux méthodes convenaient à la morphologie du gisement, la puissance de la minéralisation, sa qualité et son pendage.

Ces méthodes sont :

- Le traçage, dépilage pour les couches dont la puissance est ≤ 05 m.
- Les sous-niveaux foudroyés pour les couches dont la puissance est >05 m. Cette méthode est simple et productive avec 10% de pertes et 10 à 15 % de salissage.

2.6.1 Principe des deux méthodes

2.6.1.1 Méthode de traçage et dépilage

C'est une méthode qui convient aux couches minéralisées de faible puissance, $\leq 5\text{m}$, (Fig. 2.9). Le principe de cette méthode consiste à creuser une série de chambres parallèles appelées "traçages". Ces chambres sont séparées entre elles par des piliers de 12 m de large. Ces piliers sont exploités de la façon suivante :

On perce une enlevure de 4 m de large à 4 m des éboulements, qui laisse entre les éboulements un rideau. Ce rideau est finalement, partiellement exploité à son tour, en traçant une refonte qui laisse subsister 2 piliers résiduels ces piliers sont amaigris, puis torpillés à l'explosif, le minerai est ainsi récupéré et cette dernière étape entraîne le foudroyage du toit. Les piliers résiduels qui jouent un très grand rôle dans la maîtrise de l'effondrement du toit, ils règlent la distance entre l'alignement des fronts et la ligne de cassure de foudroyages. Cette ligne doit être orienté de 35° à 45° sur les fronts et qui se trouve à plusieurs mètres du dernier pilier résiduel.

Le dépilage se poursuit de telle manière que l'exploitation des piliers se rabatte suivant la puissance de la couche. Les pertes constituent 10 à 15 %.

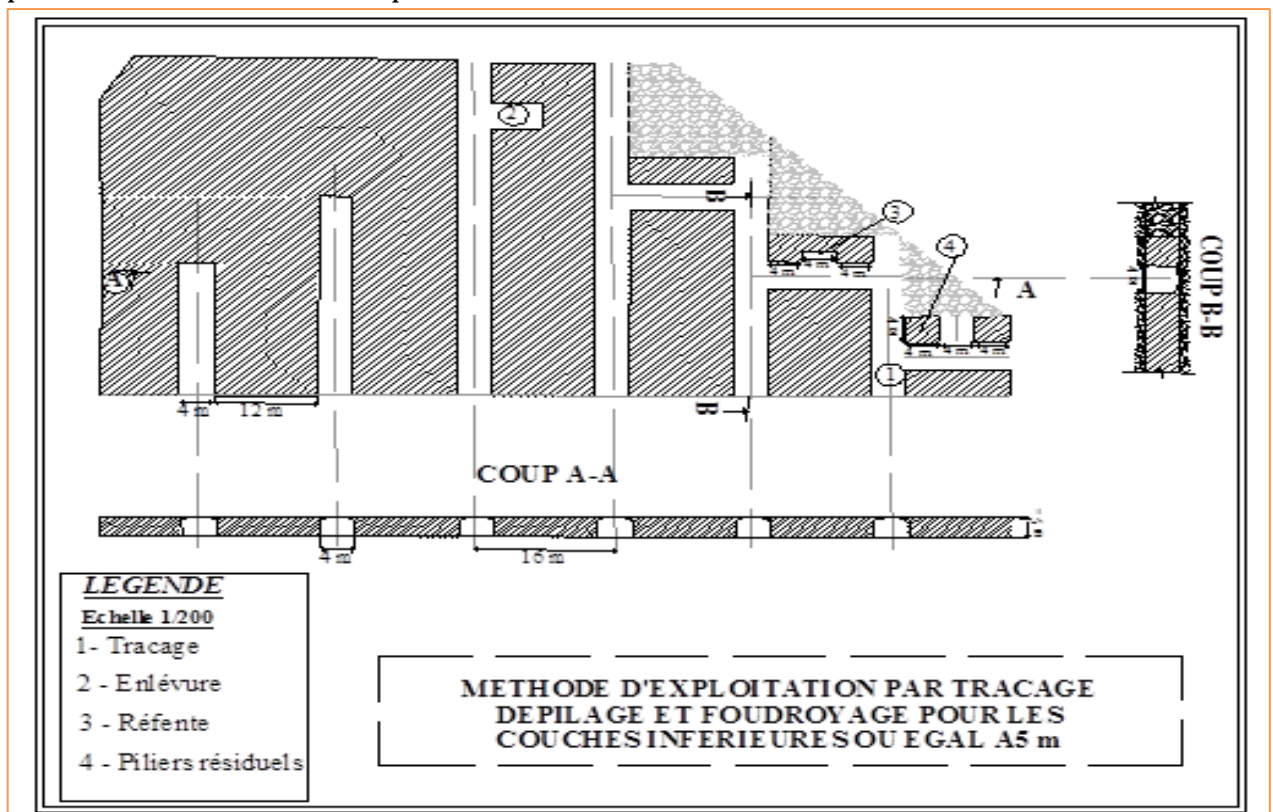


Fig. 2.9 : Méthode de traçage et dépilage

2.6.1.2 Méthode des sous-niveaux foudroyés

C'est une méthode qui convient aux couches minéralisées dont la puissance est >5 m, (Fig.2.10). Le principe de cette méthode consiste à creuser une série de chambres parallèles distantes de 12 m de large, creusées toutes dans le même sens et qui permettent d'obtenir ainsi des longs piliers de 12 m de large.

Ces piliers sont exploités de la façon suivante :

- Au bout de chaque traçage (chambres parallèles) est percée une cheminé sur toute la puissance du corps minéralisé (du mur au toit). Ensuite, une ouverture en fente de 2 m environ de large est pratiquée perpendiculairement au traçage qui servira comme surface libre au tir.
- Le soutirage est amorcé par le tir d'une ou deux rangées de trous de mines profonds, percés en éventail à l'aide d'une machine de foration. après avoir abattu une ou deux tranches on procède au chargement du minerai, l'opération de soutirage est arrêtée lorsque les pierres de foudroyage apparaissent. Le soutirage des différentes chambres du bloc est conduit de manière telle que la séparation de la zone de foudroyage et du masse en place se présente suivant une ligne brisée dans l'orientation générale est inclinée de 35° à 45° sur la direction des chambres.

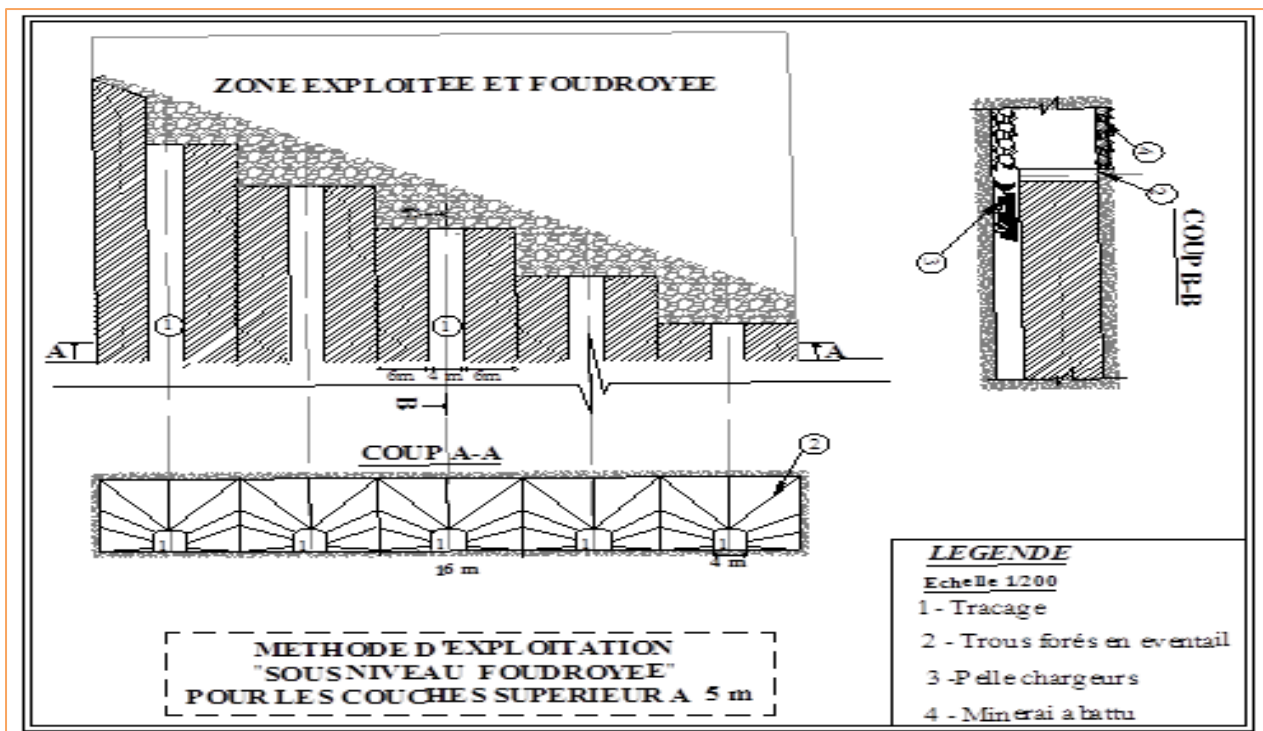


Fig.2.10 : Méthode des sous-niveaux foudroyés

Ce mode opératoire permet de placer les chantiers de soutirage en zone fortement déconsolidée mais hors de la zone de sur contrainte qui se trouve à l'intérieur du massif. La méthode, nécessitant des équipements appropriés, est simple, productive et dont les pertes de minerai sont de 10% et le salissage varie de 10 à 15%.

CONCLUSION

Le chapitre ci-dessus montre que le minerai zincifère du gisement de Chaâbet El Hamra (Pr 0 – Pr 31) est composé de deux bancs minéralisés à savoir :

- Corps N° 1 niveau supérieur ;
- Corps N° 2 niveau inférieur.

Ces deux corps sont allongés en bande d'une longueur de 2 700 m en direction et de 100 à 400 m en pendage.

Les deux corps de minerai plongent d'un double pendage de 10° vers le N.O et S.E. qui devient plus important à partir du profil 14. La minéralisation se trouve à 100 m (côte 985) au Pr 0 et à 400 m (côte 594).

Les paramètres géométriques de ces deux corps sont établis comme suit :

- La teneur de coupure : 3% ;
- L'épaisseur minimale exploitable : 01 m ;
- L'épaisseur moyenne : la moyenne arithmétique de l'épaisseur de tous les sondages inclus dans le bloc est de 03m ;
- Densité moyenne :
 - ✓ Corps 1 : 3.04 t/m³,
 - ✓ Corps 2 : 3.07 t/m³,
- Une maille d'évaluation :
 - ✓ Catégorie C1 : ≤ 100 m en direction et 75 m en pendage,
 - ✓ Catégorie C2 : > 100 m en direction et 75 m en pendage,

Selon l'évaluation et les résultats de la prospection géologique, géophysique et les travaux de préparation en souterrain, les deux corps minéralisés peuvent être exploités avec profit sur le plan quantitatif et qualitatif. Des mesures de protection sur l'environnement dus aux vides qui vont être engendrés par la méthode d'exploitation des piliers abandonnés sont à prendre en considération, puisqu'il s'agit avant tout de la stabilité du site minier.

3. METHODES D'ETUDES DE LA STABILITE DES MINES SOUTERRAINES

3.1. Méthodes Analytiques

Généralités

Il n'y a aucune méthode déterministe courante (de calcul) pour la conception de pilier de mine souterraine dans la roche dure.

Des piliers se composent de substance intacte de roche, comme sont examinés dans le laboratoire des noyaux ou des morceaux extraits dans le domaine et les discontinuités naturelles, telles que des ruptures, des joints.

La présence des discontinuités a comme conséquence une force globale de pilier (force de masse de roche) considérablement moins que la force de laboratoire. Basculer la force de masse est encore réduit par le processus de l'excavation par le soufflage, qui endommage et détache la roche sur la surface polie. (Francis S. K.,2003)

Au cours des années, un certain nombre des méthodologies ont été développées pour calculer la résistance de piliers de mine. Ces méthodologies se sont basées sur des forces d'échelle obtenues au laboratoire à partir du noyau de foret de diamant où de scie à couper pour des spécimens. Pour les piliers carrés, un rapport développé suit habituellement la forme :

$$\sigma_p = C_0 (w^a h^b), \text{ (Mpa)} \quad (3.1)$$

Où :

σ_p : Résistance du pilier, (Mpa).

C_0 : Résistance à la compression non confinée de la roche dans le laboratoire, (Mpa)

w = largeur du pilier, (m).

h = hauteur du pilier, (m).

a, b = constantes trouvées à partir des observations de terrain ou expériences de laboratoire.

Pour surmonter les obstacles à la conception résultant de la profonde différence entre les spécimens de laboratoire et dans les piliers de la mine, différentes méthodes de conception pilier sont en cours d'utilisation dans des roches dures minières à travers les États-Unis, le Canada et l'Afrique du Sud. Cependant, toutes les méthodes ont plusieurs points en commun :

- L'utilisation de résistance de la roche intacte déterminée en laboratoire.
- Utilisation des données empiriques (basées sur l'expérience), les facteurs d'escompte de la résistance de la roche à une résistance de masse de roche.
- Utilisation des facteurs géométriques en forme de pilier pour régler les points forts.

Il y a plusieurs différentes méthodes de concert, et en identifiant quelles méthodes sont plus ou moins appropriées pour la situation, chercher à obtenir un accord parmi les résultats de méthode, rapportant un à niveau élevé de la confiance. Les différentes méthodes sont décrites ci-dessous.

Dans chaque cas, le contrainte pilier en raison de morts-terrains pour gisant à plat des formations d'un motif régulier des piliers carrés ou rectangulaires est la suivante :

$$\sigma_v = \frac{\left(\frac{\gamma}{144}\right)D}{1-E}, (\text{Mpa}) \quad (3.2)$$

Où :

σ_v : Contrainte verticale dans le pilier, (psi).

γ : Poids spécifique des terrains de recouvrement, (pcf).

D : Profondeur au niveau de toit de pilier, (pi).

E : taux d'extraction.

$$E = 1 - \left[\frac{wl}{(w+R)(l+C)} \right] \quad (3.3)$$

Où :

w : Largeur du pilier, (pi).

l : Longueur du pilier, (pi).

R : largeur de la chambre, (pi).

C : longueur de la chambre, (pi).

a) Méthode HEDLEY - GRANT

HEDLEY et GRANT (1972) ont proposé une méthode de conception de pilier pour la roche très dure, telle que trouvée dans les anciennes mines d'Uranium dans Ontario-Canada. La formulation pour les piliers carrés est donnée par la formule ci-dessous:

$$\sigma_p = \beta C_0 (w^a / h^b), (\text{Mpa}) \quad (3.4)$$

Où :

σ_p : Résistance du pilier, (Mpa).

β : Facteur d'actualisation pour obtenir une résistance estimée d'un échantillon de 12 pouces-cube à partir des données de test sur les petits carottes de forage au diamant (ici à 0,70 pour un nominale de 2 pouces de diamètre de base) ;

C_0 : résistance à la compression non confinée dans le laboratoire d'un noyau cylindrique de roche, (Mpa).

w : largeur du pilier, (m).

h : hauteur du pilier, (m).

a, b : constantes trouvées à partir des observations de terrain ou expériences de laboratoire respectivement $a= 0,5$, $b = 0,75$.

La résistance du pilier est ensuite comparée à la contrainte de pilier

$$F_s = \sigma_p / \sigma_v \quad (3.5)$$

Où :

F_s : Facteur de sécurité dans l'écrasement de la Méthode HEDLEY-GRANT ;

σ_v : contrainte de pilier.

b) Méthode STACEY - PAGE

STACEY et PAGE (1986), ont proposé une méthode de conception de pilier spécifiquement développée pour des excavations de grande envergure dans la roche dure, La formulation ci-dessous :

$$\sigma_P = K(W_{eff}^{0,5} / h^{0,7}), (Mpa) \quad (3.6)$$

Où :

σ_p : Résistance du pilier en MPa (1 MPa = 145 psi) ;

k : Calcul de la résistance de la masse rocheuse en MPa, ce qui est calculé par une série d'étapes à l'aide d'un processus donnée à STACEY et PAGE qui se traduit par un facteur de réduction d'environ 50% à 60% pour les calcaires et dolomies.

$$w_{eff} = 4[(wl) / (2w+2l)] \quad (3.7)$$

Où :

w : largeur du pilier, (pi).

l : longueur du pilier, (pi).

h : hauteur du pilier, (pi).

Avec toutes les dimensions dans des mètres (1 m = 3.28 pi), et l'effort de pilier, dû aux terrains de recouvrement

La résistance du pilier est ensuite comparée à la contrainte de pilier (à l'aide d'unités cohérentes):

$$F_s = \sigma_p / \sigma_v \quad (3.8)$$

Où :

σ_v : contrainte du pilier (MPa).

c) Méthode HARDY-AGAPITO

ROBUSTE et AGAPITO(1975) ont développé, aux Etats-Unis une méthode de conception de pilier pour le cas des mines de schiste pétrolifère. Le « schiste pétrolifère » n'est ni « pétrole » ni « schiste » mais un kérogène d'hydrocarbure réparti dans un calcaire d'eau douce. La résistance pilier est donnée par la formule ci-dessous:

$$\sigma_p = \sigma_c \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^{0,118} \left[\frac{(W_p \cdot h_s)}{(W_s \cdot h_p)} \right]^{0,833} \text{ ,(Mpa)} \quad (3.9)$$

Où :

σ_p : La force du Pilier,(Mpa) ;

σ_c : Résistance à la compression d'un échantillon mesuré dans le laboratoire, (Mpa) ;

V_s : Volume d'échantillon testé, (m³).

V_p : Volume du pilier, (m³).

w_p : Largeur du pilier, (m).

h_s : Hauteur de l'échantillon, (m).

w_s : Largeur de l'échantillon, (m).

h_p : Hauteur du pilier, (m).

La résistance du pilier est ensuite comparée à la contrainte de pilier

$$F_s = \sigma_p / \sigma_v \quad (3.10)$$

Où :

F_s : Facteur de sécurité dans l'écrasement par la Méthode de HARDY-AGAPITO ;

σ_v : Contrainte du pilier.

d) Méthode OBERT - DUVALL

OBERT et DUVALL (1967) ont proposé une méthode de conception de pilier pour des roches généralement mais basé la plupart du temps sur les roches fortes telles que trouvées dans des mines de zinc et de plomb. La formule est :

$$\sigma_p = \sigma_c [0,778 + 0,222 (w/h)] , \text{ (Mpa)} \quad (3.11)$$

Où :

σ_p : La résistance du pilier, (Mpa) ;

σ_c : Résistance en compression d'un laboratoire spécimen, (Mpa).

w : Largeur du pilier, (m).

h : Hauteur du pilier, (m).

La résistance du pilier est ensuite comparée à la contrainte de pilier

$$F_s = \sigma_p / \sigma_v \quad (3.12)$$

Où :

F_s : Facteur de sécurité dans l'écrasement par la Méthode OBERT-DUVALL ;

σ_v : Contrainte du pilier.

e) Méthode BIENIAWSKI et PENN STATE

BIENIAWSKI et PENN STATE (1995) ont proposé une méthode de conception pilier pour le charbon, basée sur la recherche en Afrique du Sud et les États-Unis, ce qui est utile pour les roches non-charbon les plus faibles. Cependant, Agapito Associates, de l'expérience est que la méthode est trop prudente dans des environnements de roche du nombreuses. La formulation est :

$$\sigma_p = \sigma_1 [0,64 + 0,36 (w/h)] , \text{ (Mpa)} \quad (3.13)$$

Où :

σ_p : La résistance du pilier, (Mpa).

σ_1 : Résistance à la compression non confinée d'un grand cube de roche en laboratoire, (Mpa).

$$\sigma_1 = C_0 (d^{0,5}) / (36^{0,5}) \quad (3.14)$$

où :

C_0 : La résistance compression des noyaux rocheux déterminés en laboratoire, (Mpa).

d : Diamètre de la carotte, (m).

w : Largeur du pilier, (m).

h : Hauteur du pilier, (m).

La résistance du pilier est ensuite comparée à la contrainte de pilier

$$F_s = \sigma_p / \sigma_v \quad (3.15)$$

Où :

F_s : Facteur de sécurité dans l'écrasement de la Méthode Bieniawski et Penn State.

f) Méthode ABEL WILSON-ASHWIN

ABEL (1988) a développé fondée sur les travaux de Wilson et Ashwin qui utilise le concept d'une base limitée d'un pilier qui est le principal élément de charge dans le système, le dispositif de retenue de confinement autour du noyau pilier étant fourni par la roche brisée résultant de la colonne excavation. La formulation d'un pilier rectangulaire large est :

$$L = (144/2000) \sigma_v^{\wedge} [pl - (p+l) y^{\wedge} + (4/3) y^{\wedge 2}] \quad (3.16)$$

Où :

L : Capacité de charge en tonnes (2.000 lbs / tonne) ;

σ_v^{\wedge} : Contrainte maximale stable dans le premier pilier en (psi),

$$\sigma_v^{\wedge} = \sigma_h (\tan B) + \sigma_0 \quad (3.17)$$

où :

σ_0 : La résistance du bord pilier, (psi).

σ_h : contrainte horizontale, (psi).

$$\tan B = \frac{\sin \varphi + 1}{\sin \varphi - 1} \quad (3.18)$$

où :

φ : Angle de frottement interne du roche pilier ($^{\circ}$).

y^{\wedge} : épaisseur du zone de rendement, (pi).

$$y^{\wedge} = \left\{ \frac{h}{[(\tan B)^{0,5}(\tan B) - 1]} \right\} \log \left(\frac{\sigma^{\wedge}_v}{y} \right) \quad (3.19)$$

où :

h : Hauteur pilier, (pi).

y : Distance du bord de pilier de base se limite à point d'intérêt, (pi).

p : Largeur de la colonne, (pi).

l : Longueur pilier, (pi).

3.1.1. Taux d'extractions (T_{ex})

Dans l'exploitation des gisements plateure, le taux d'extraction " T_{ex} " est introduit pour définir le rapport entre la surface au volume de minerai extrait et la surface au volume totale du minerai (fig 3.1).

$$T_{ex} = \frac{(wp + wo)(wo + wp) - wp \cdot wp}{(wo + wp)(wo + wp)} = 1 - \frac{wp \cdot wp}{(wo + wp)(wp + wo)}$$

$$\Rightarrow 1 - T_{ex} = \frac{wp \cdot wp}{(wp + wo)(wp + wo)} \quad (3.20)$$

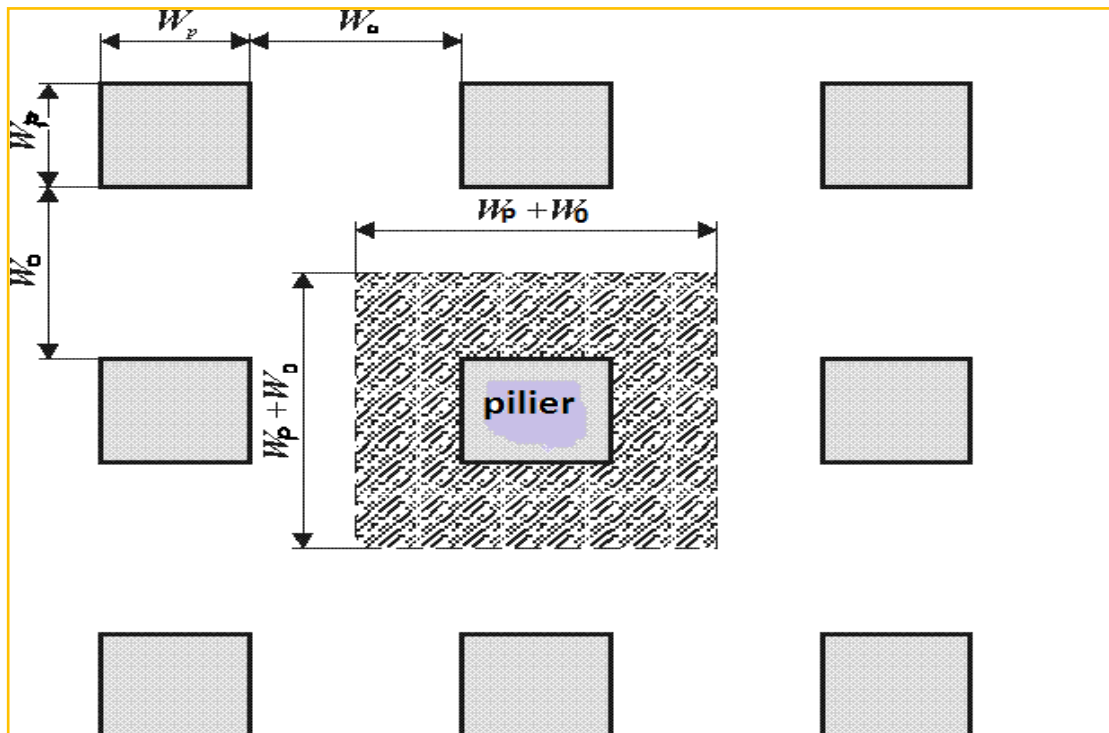


Fig 3.1 : Section et plans des chambres et piliers avec des largeurs et dimensions d'analyse simple

3.1.2 La Charge verticale σ_v

Pour déterminer la charge verticale, on utilise la méthode de l'aire tributaire. C'est une méthode simple pour déterminer la charge d'un pilier. (Brad. BHG, 1985). Cette dernière permet, à partir de seulement quelques données, de déterminer la charge d'un pilier. La théorie de l'aire tributaire suppose qu'après l'excavation, le pilier supporte le poids des terres contenues dans un prisme imaginaire augmenté, s'étendant du niveau de l'excavation à la surface libre (fig 3.2). La théorie de l'aire tributaire accepte que la charge moyenne du pilier puisse être obtenue des équations suivantes :

$$\sigma_v = H \cdot g \cdot \rho \frac{(W_{r1} + W_{p1})(W_{r2} + W_{p2})}{(W_{p1} \cdot W_{p2})} \quad (3.21)$$

$$\sigma_v = p_{zz} \frac{(W_{r1} + W_{p1})(W_{r2} + W_{p2})}{(W_{p1} \cdot W_{p2})} \quad (3.22)$$

où :

- W_{p1} : largeur du pilier, (m).
- W_{p2} : longueur du pilier, (m).
- W_{r1} : largeur de la chambre, (m).
- W_{r2} : longueur de la chambre, (m).
- P : la densité des couches stériles, (kg/m^3).
- g : l'accélération de la pesanteur, (m/s^2).
- H : Profondeur de la mine, (m).
- p_{zz} : la composante verticale normale du champ des contraintes, (Mpa).

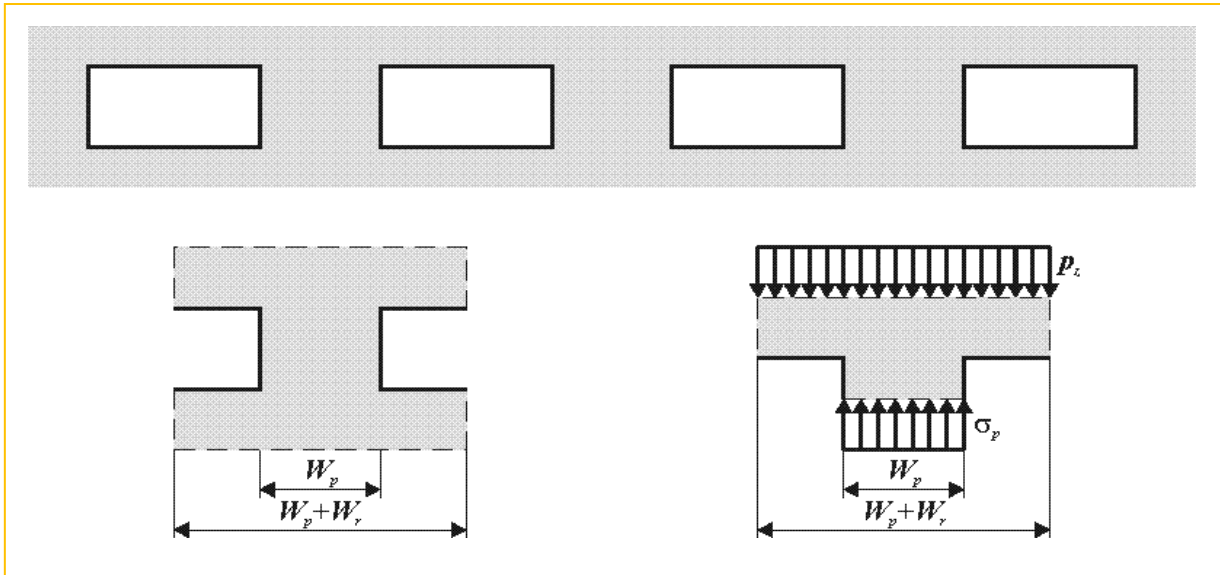


Fig 3.2 : Coupe transversale d' une couche positionnée horizontalement, (Brad. BHG, 1985)

3.1.3 Facteur de sécurité local

Le facteur de sécurité local considère le rapport des résistances et des contraintes en un point donné de la structure.

$$F_s = \sigma_p / \sigma_v \quad (3.23)$$

où :

- σ_p : la résistance du pilier, (Mpa).
- σ_v : la charge verticale, (Mpa).

3.2. METHODES NUMERIQUES

Il y a une multitude de problèmes d'engineering auxquels on ne peut obtenir des solutions exactes. Ceci est attribué parfois à la nature complexe des équations différentielles liées aux conditions aux limites ou aux conditions initiales. Pour remédier à ce problème, il est fait recours aux approximations numériques. Les solutions analytiques montrent le comportement d'un système sur n'importe quel point dans le système, tandis que les solutions numériques donnent une approximation exacte de la solution seulement aux points de discrétisations, appelés nœuds. La première étape dans n'importe quelle analyse numérique est la discrétisation du système. Ce procédé divise le milieu d'intérêt en petites zones interconnectées par des nœuds.

Il existe deux classes communes de méthodes numériques : les différences finies et les éléments finis. Dans la méthode des différences finies, l'équation différentielle est développée

pour chaque nœud, et les dérivées sont remplacées par les équations différentielles. Cette approche résulte d'un ensemble d'équations linéaires. Quoique la méthode des différences finis soit facile d'usage dans les problèmes simples, elle devient difficile à appliquer dans les géométries complexes ou avec des conditions aux limites compliquées. Cette situation est encore vraie avec les matériaux non - isotropiques.

Relativement, la méthode des éléments finis utilise les formulations intégrales au lieu des équations différentielles pour générer un système d'équations algébriques. Une fonction approximative continue représente la solution pour chaque élément. La solution totale est générée par l'assemblage des solutions individuelles permettant ainsi la continuité dans les limites des éléments.

3.2.1. L'histoire en bref de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une procédure numérique qui peut être appliquée pour obtenir des solutions aux problèmes d'engineering. Le transfert linéaire, non linéaire dans l'analyse des contraintes, le transfert de chaleur, écoulement des liquides, ainsi que les problèmes géotechniques peuvent être analysés par le biais de la méthode des éléments finis.

L'origine de cette méthode date de 1900, où quelques scientifiques ont tenté de modéliser un continuum élastique en barres élastiques. Courant est considéré comme le premier scientifique à avoir développé la méthode moderne des éléments finis. Dans un article publié en 1940, Courant utilisa la discrétisation d'un système de plaques en éléments finis à forme triangulaires pour étudier les problèmes de torsion.

L'étape suivante dans l'utilisation de la méthode des éléments finis a été réalisée par Boeing en 1950. Les ingénieurs de Boeing utilisent des éléments triangulaires pour modéliser les ailes des avions en études. En 1960, Clough popularise la méthode des éléments finis en élargissant les champs d'application de cette méthode à d'autres secteurs de l'engineering. Zienkiewicz et Chung établissent que cette méthode peut être applicable à tous les problèmes d'engineering.

En 1975, des travaux ont commencé dans le but d'appliquer la méthode des éléments finis aux problèmes de mécanique des sols. Les travaux de développement du Critical State Program (CRISP) commencent à l'Université de Cambridge, en Grande Bretagne. Ces travaux ont été publiés en 1986 (Bolton, M, D). Depuis, des approches similaires ont été utilisées par

d'autres équipes de recherche pour développer des programmes informatiques basés sur la méthode des éléments finis. L'un des plus modernes est le PLAXIS qui est un logiciel spécialement développé pour l'analyse des problèmes de mécanique des sols et des roches.

3.2.2. Différentes étapes de calcul par éléments finis bidimensionnels

(Bakker, K.J. and Brinkgreve, R.B.J., 1990).

3.2.2.1. Choix d'un système de coordonnées et d'un nombre de nœuds convenable

Le système de coordonnées cartésiennes présenté en (fig 3.3), est utilisé et les trois nœuds sont numérotés 1, 2 et 3 dans le sens contraire de l'aiguille d'une montre. Les positions de ces nœuds, en fonction des coordonnées cartésiennes sont : (x_1, y_1) , (x_2, y_2) , (x_3, y_3) .

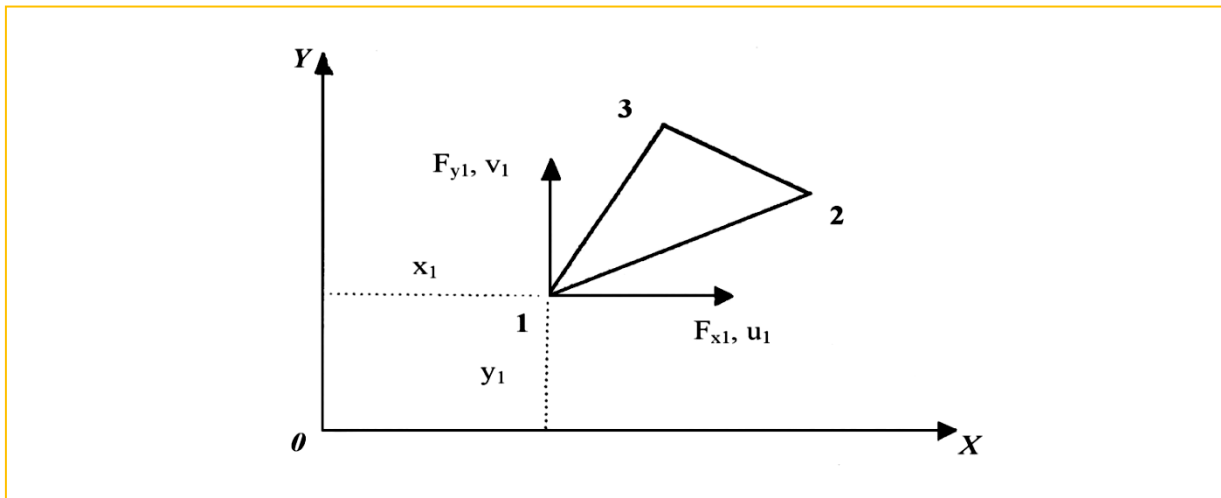


Fig 3.3: Coordonnées cartésiennes et numérotation des nœuds d'un élément triangulaire en élasticité plane (Bakker, K.J. and Brinkgreve, R.B.J., 1990).

Le système de coordonnées et de numérotation des nœuds d'un élément pour un problème d'élasticité plane où tous les déplacements sont dans le plan y, x , l'élément a deux degrés de liberté à chaque nœud comme montré en (fig 3.4). Ecrivons un total de six degrés de liberté $(u_1, v_1; u_2, v_2; u_3, v_3)$ pour l'élément triangulaire. Les forces correspondantes sont :

$$F_{x1}, F_{y1}; F_{x2}, F_{y2}; F_{x3}, F_{y3}.$$

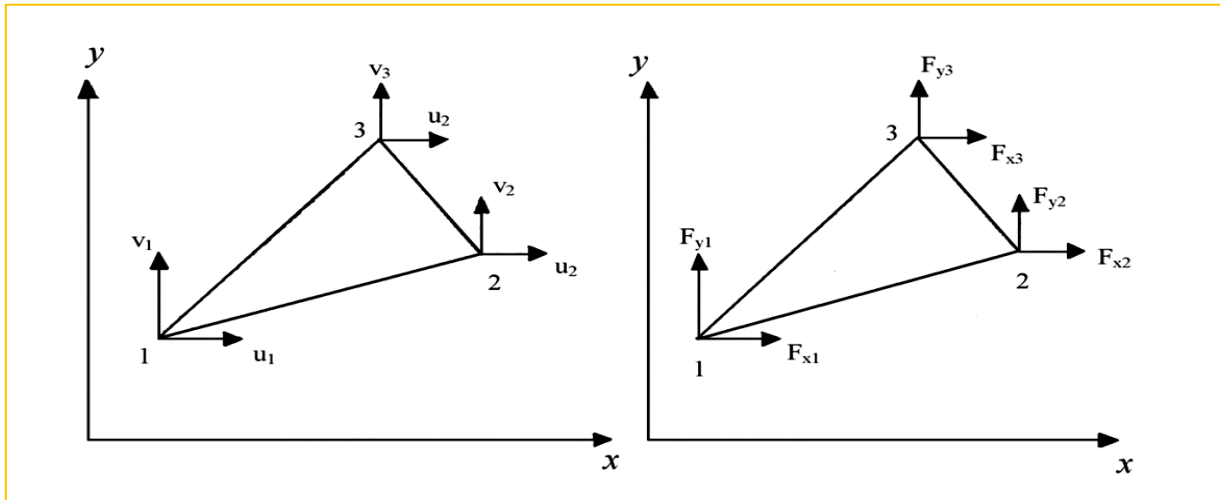


Fig 3.4 : Déplacements nodaux et forces nodaux (Bakker, K.J. and Brinkgreve, R.B.J., 1990).

En utilisant la notation de matrice, le vecteur de déplacement au nœud peut être écrit comme :

$$\{\delta_1\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \end{Bmatrix} \quad (3.24)$$

Et le vecteur de force au nœud 1 peut être écrit comme :

$$\{F_1\} = \begin{Bmatrix} F_{x1} \\ F_{y1} \end{Bmatrix} \quad (3.25)$$

Les vecteurs de déplacements et de forces pour l'élément triangulaire peuvent être écrits :

$$\{\delta^e\} = \begin{Bmatrix} \{\delta_1\} \\ \{\delta_2\} \\ \{\delta_3\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{Bmatrix} \quad (3.26)$$

$$\{F^e\} = \begin{Bmatrix} \{F_1\} \\ \{F_2\} \\ \{F_3\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{x1} \\ F_{y1} \\ F_{x2} \\ F_{y2} \\ F_{x3} \\ F_{y3} \end{Bmatrix} \quad (3.27)$$

Puisque chacun de ces vecteurs contient six termes, la matrice de rigidité $[K^e]$ est une matrice $[6 * 6]$ pour ce triangle d'élasticité plane.

$$\{F^e\} = [K^e] \{\sigma^e\} \quad (I)$$

3.2.2.1. Choix de la fonction de déplacement $[f(x,y)]$ qui définit le déplacement $\{\delta(x,y)\}$ à n'importe quel point dans l'élément

Pour un problème d'élasticité plane, le déplacement de tout point peut être obtenu par les mouvements u et v dans les directions X et Y respectivement. Puis qu'il y a six degrés, dans ce cas, il y a six coefficients inconnus ($\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_6$). Ils exigés dans le polynôme représentant le chemin de déplacement permis. La représentation la plus simple est donnée par les 02 polynômes linéaires suivants :

$$\left. \begin{aligned} u &= \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y \\ v &= \alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y \end{aligned} \right\} \quad (3.28)$$

Puis que ces déplacements sont linéaires suivant les axes x et y , la continuité du déplacement est assurée le long des interfaces des éléments pour tout déplacement nodal.

L'équation (3.28) peut être écrite sous forme de matrice ci-dessous :

$$\{\delta(x,y)\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{Bmatrix} \quad (3.29)$$

ou brièvement $\{\delta(x,y)\} = [f(x,y)]\{\alpha\}$ (II)

3.2.2.2. Etat de l'expression de déplacement $\{\delta(x,y)\}$ dans l'élément en fonction des déplacements nodaux δ^e

Cette étape est réalisée en substituant les valeurs des coordonnées nodales dans l'équation (3.29) et par conséquent obtenir les expressions pour les coefficients inconnus, par exemple au nœud I,

$$\{\delta_I\} = \delta\{(x_1, y_1)\} = [f(x_1, y_1)]\{\alpha\} \quad (III)$$

où $\{\delta(x,y)\} = [f(x,y)]\{\alpha\}$ est donnée dans l'équation [3.29 a].

$$\{\delta_I\} = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_1 & y_1 \end{bmatrix} \{\alpha\} \quad (3.29 a)$$

Similairement pour les nœuds II et III, [3.29 b] et [3.29 c] sont obtenues.

$$\{\delta_1\} = \begin{bmatrix} 1 & x_2 & y_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_2 & y_2 \end{bmatrix} \quad (3.29 \text{ b})$$

$$\{\delta_1\} = \begin{bmatrix} 1 & x_3 & y_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \quad (3.29 \text{ c})$$

En combinant les vecteurs déplacements pour l'élément, l'équation suivante est obtenue en terme général comme suite :

$$\{\delta^e\} = \begin{Bmatrix} \{\delta_1\} \\ \{\delta_2\} \\ \{\delta_3\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{\delta(x_1, y_1)\} \\ \{\delta(x_2, y_2)\} \\ \{\delta(x_3, y_3)\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [f(x_1, y_1)] \\ [f(x_2, y_2)] \\ [f(x_3, y_3)] \end{bmatrix} \{\alpha\} \quad (3.29 \text{ d})$$

En utilisant l'équation (II), les déplacements $\{\delta(x, y)\}$, en tout point (x, y) à l'intérieur de l'élément, peuvent maintenant être déterminés en fonction de $\{\delta\}$ comme :

$$\{(x, y)\} = [f(x, y)][A]^{-1}\{\delta^e\}$$

En substituant les équations (3.29 a) à (3.29 c) dans l'équation (3.29 d) l'équation (3.30), on obtient :

$$\{\delta^e\} = \begin{Bmatrix} \{\delta_1\} \\ \{\delta_2\} \\ \{\delta_3\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{Bmatrix} \quad (3.30)$$

Laquelle peut être écrit comme :

$$\{\delta^e\} = [A]\{\alpha\} \quad (3.31)$$

Il est à noter que tous les termes de la matrice $[A]$ sont connus puis qu'il s'agit tout simplement des coordonnées des nœuds de l'élément.

Les coefficients inconnus du polynôme $\{\alpha\}$ sont maintenant déterminés à partir de l'équation (3.31) en intervertissant les coefficients de la matrice $[a]$ pour donner :

$$\{\alpha\} = [A]^{-1}\{\delta^e\} \quad (3.32)$$

Ainsi, dans l'équation (3.32), la relation recherchée, entre les coefficients inconnus $\{\alpha\}$ et les déplacements nodaux $\{\delta^e\}$, a été obtenue.

3.2.2.3. Les élongations $\{\varepsilon(x, y)\}$ liées aux déplacements $\{\delta(x, y)\}$ de tout point dans l'élément et par conséquent les déplacements nodaux $\{\delta^e\}$.

Pour les problèmes des contraintes et d'élongations planes, le vecteur d'élongation $\{\varepsilon(x, y)\}$ est donné comme :

$$\{\varepsilon(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

Comme nous le savons déjà

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \text{et} \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}$$

En substituant la valeur de u et v de l'équation (3.28)

Nous obtenons :

$$\varepsilon_x = \frac{\partial}{\partial x}(\alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y) = \alpha_2$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial}{\partial y}(\alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y) = \alpha_6$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{\partial}{\partial x}(\alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y) + \frac{\partial}{\partial x}(\alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y) = \alpha_3 + \alpha_5$$

Ainsi

$$\{\varepsilon(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha_2 \\ \alpha_6 \\ \alpha_3 + \alpha_5 \end{Bmatrix}$$

$$\text{ou} \quad \{\varepsilon(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.33)$$

$$\text{ou simplement} \quad \{\varepsilon(x, y)\} = [C] \{\alpha\} \quad (3.34)$$

En remplaçant α par $[A]^{-1}[\delta^e]$, on trouve :

$$\{\varepsilon(x, y)\} = [C] [A]^{-1}[\delta^e] \quad (3.35)$$

Laquelle peut être écrite comme

$$\{\varepsilon(x, y)\} = [B][\delta^e] \quad (IV)$$

3.2.2.4. Les contraintes intérieures $\{\sigma(x, y)\}$ en relation avec les élongations $\{\varepsilon(x, y)\}$ et les déplacements $[\delta^e]$

Pour un problème d'élasticité plane, l'état de contraintes $\{\sigma(x, y)\}$ en tout point peut être représenté par trois composantes de contraintes σ_x , σ_y , et τ_{xy} ,

$$\{\sigma(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.36)$$

Pour un problème de contraintes planes, les relations suivantes existent entre les contraintes et les élongations.

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu\sigma_y}{E}, \quad \varepsilon_y = \frac{\nu\sigma_x}{E} + \frac{\sigma_y}{E} \quad \text{et} \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} = \frac{2(1+\nu)}{E} \cdot \tau_{xy}$$

$$\{\varepsilon(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.37)$$

En réarrangeant l'équation (4.11) il peut être montré que :

$$\{\sigma(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.38)$$

$$\text{ou} \quad \{\varepsilon(x, y)\} = [D]\{\sigma(x, y)\} \quad (3.39)$$

En remplaçant $\{\varepsilon(x, y)\}$ par son expression de (IV) la relation suivante entre les contraintes et les déplacements nodaux peut être obtenue :

Contraintes planes :

$$\{\sigma(x, y)\} = [D][B]\{\sigma^e\} \quad (V.a)$$

Pour les élongations planes la relation suivante existe en théorie d'élasticité entre les élongations et les contraintes.

$$\{\sigma(x, y)\} = [D][B]\{\sigma^e\} \quad (\text{V.b})$$

3.2.2.5. Détermination de la matrice de rigidité de l'élément, [K^e]

Les contraintes intérieures sont remplacées par des forces nodales statiquement équivalentes $\{\sigma(x, y)\}$ et sont liées aux déplacements nodaux d'où l'obtention de la matrice de rigidité [K^e].

$$\{F^e\} = \left[\int [B]^T [D] [B] d(\text{vol}) \right] \{\delta^e\} \quad (\text{VI})$$

Pour l'élasticité plane, [B] a été obtenue explicitement pour l'élément triangulaire et est donnée par :

$$[B] = \frac{1}{2\Delta} \begin{bmatrix} y_2 - y_3 & 0 & y_3 - y_1 & 0 & y_1 - y_2 & 0 \\ 0 & x_3 - x_2 & 0 & x_1 - x_3 & 0 & x_2 - x_1 \\ x_3 - x_2 & y_2 - y_3 & x_1 - x_3 & y_3 - y_1 & x_2 - x_1 & y_1 - y_2 \end{bmatrix} \quad (3.40)$$

avec :

$$2\Delta = \det \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \quad (3.41)$$

2Δ : 2 x Aire de l'élément triangulaire.

La matrice [D] dépend de la nature du problème en question s'agit-il de contrainte plane ou d'élongation plane.

Il est à noter que les matrices [B] et [D] ne contiennent que des termes constants, ils peuvent être pris en dehors de l'intégrale dans (VI) laissant élément $\int d \text{vol}$, lequel dans le cas d'un élément d'épaisseur constante soit égal à l'aire du triangle / Δ / multiplié par son épaisseur / e /. Ainsi pour un élément d'épaisseur constante.

$$\{F^e\} = [[B]^T [D] [B] \Delta t] \{\delta^e\} \quad (3.42)$$

La matrice de rigidité est par conséquent :

$$\{K^e\} = [[B]^T [D] [B] \Delta t] \quad (3.43)$$

Après avoir obtenue la matrice de rigidité, les déplacements nodaux peuvent maintenant être calculés à partir des forces nodales.

3.2.2.6. Etablissement de la matrice contrainte - déplacement [H]

L'étape finale de calcul est de déterminer les contraintes de l'élément à partir des déplacements nodaux de l'élément.

A partir de l'équation V nous pouvons écrire:

$$\{\sigma(x, y)\} = [H]\{\sigma^e\} \quad (\text{VII})$$

Les différentes phases de calcul présentées antérieurement ont permis d'écrire le logiciel de calcul présenté en appendice (IV). Les résultats obtenus concernant la redistribution des valeurs des contraintes sont présentés dans l'appendice (V). Ce logiciel nous a permis tout simplement de connaître la redistribution des contraintes après l'achèvement de la construction du modèle de tunnel pour les cas suivants:

- Déformation linéaire sans ancrages
- Déformation linéaire avec ancrages
- Déformation non linéaire sans ancrages
- Déformation non linéaire avec ancrages

3.2.3. Introduction au programme PLAXIS (Smith, I.M., Griffith, D.V., 1987)

Le développement du PLAXIS code commence en 1987 à l'Université Technique de Delft, en Holland, comme initiative du Dutch Department of Public Works and Water Management. L'idée initiale été de développé un simple code en éléments finis pour l'analyse des problèmes géotechniques des sols argileux. Plus tard, le PLAXIS été développé pour permettre l'analyse de presque tous les problèmes de géotechnique. Ces analyses peuvent permettre d'introduire des modèles sophistiqués pour la modélisation du comportement du sol, utilisant les vrais paramètres du sol, dans l'objectif est de déterminer les forces, les déplacements et les contraintes.

Relativement à d'autres programmes d'éléments finis, le PLAXIS été développé spécialement pour l'analyse des déformations et stabilité dans les problèmes géotechniques. La simple procédure d'introduction des données permet le développement rapide de modèle d'éléments finis très complexe.

Pour réaliser des analyses numériques utilisant le PLAXIS, l'utilisateur doit créer un modèle d'éléments finis et de spécifier les propriétés des matériaux ainsi que les conditions aux limites. Le calcul est automatique et est basé sur une robuste procédure numérique.

Le plan général du programme PLAXIS est présenté dans l'organigramme de la (Fig 3.5). Une brève description de ce programme est présentée.

L'interface du programme PLAXIS utilise principalement quatre sous-routines ou Sous-programmes (PLAXIS-Input, PLAXIS-Calculassions, PLAXIS-Output et PLAXIS-Curves).

3.2.3.1. Les sous-programmes de Plaxis

- **PLAXIS-Input** : le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient les toutes facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

PLAXIS-Calculassions : le processing programme ou le sous-programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.

PLAXIS-Output : ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux etc.

PLAXIS-Curves : le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

Les performances et exactitudes des résultats produits par le PLAXIS ont validés par des analyses des problèmes avec solutions analytiques connues. Des prédictions ont étaient faites avec des analyses de structures à échelles réelles dotés de capteurs divers, pour estimer l'exactitude des résultats numériques donnés par le Plaxis Code.

La plupart des analyses de projets et études comparatives relatives aux performances et exactitudes des résultats du PLAXIS sont régulièrement publiés dans le bulletin du PLAXIS, et dans la colonne de Vermeer. On plus les performances du PLAXIS à étaient aussi comparés à d'autres programmes géotechniques commerciaux dont la solution est basée sur la méthode des éléments finis, comme GEO - FEM programme et Z- Soil.

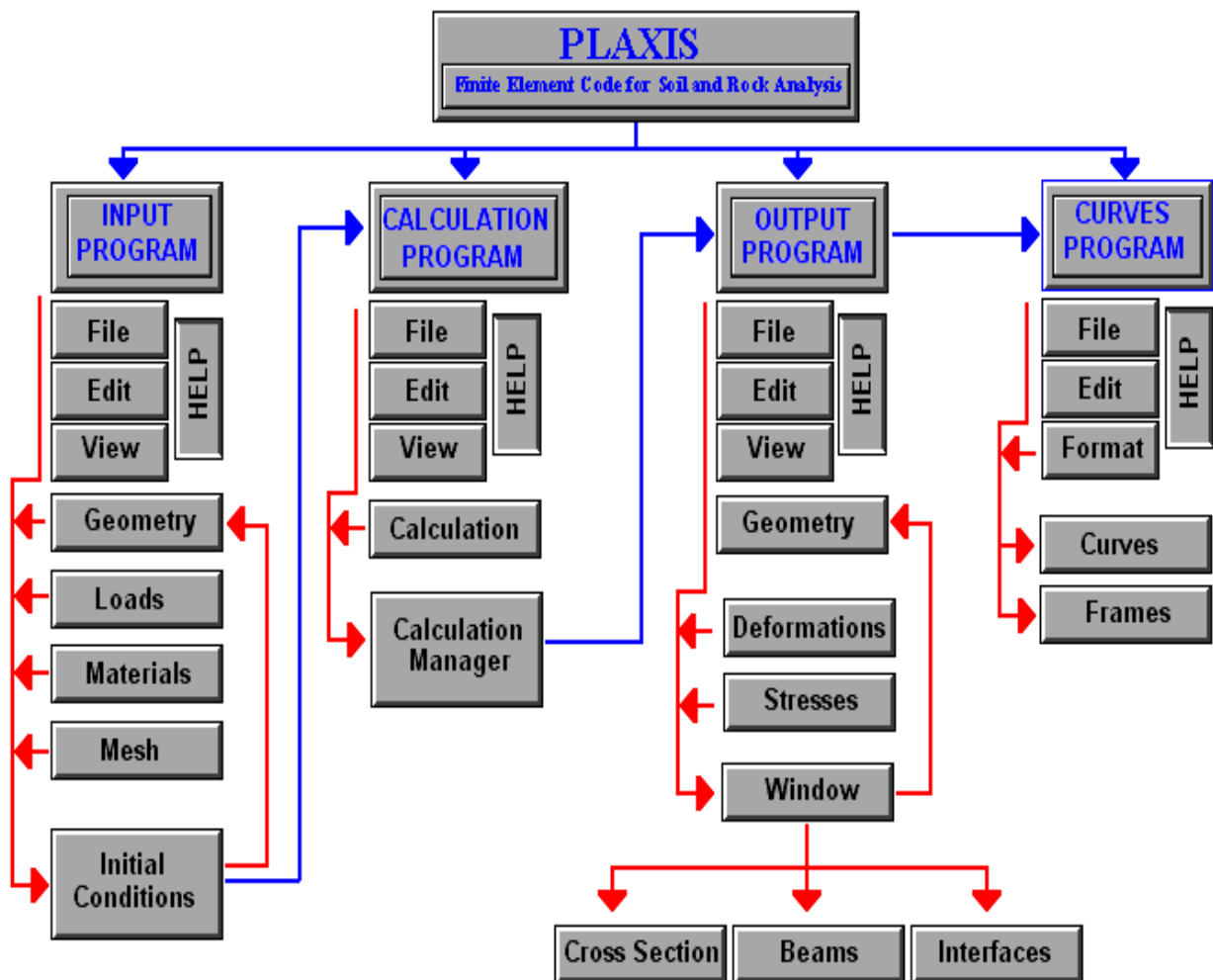


Fig. 3.5 : Organigramme de la structure du Plaxis code (Smith, I.M., Griffith, D.V., 1987)

3.2.3.2. Les modèles des matériaux

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol.

Les modèles et leurs différents paramètres sont décrits en détail dans le manuel Matériel

Models. Un commentaire rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous:

➤ **Modèle élastique linéaire:**

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young E , et le coefficient de Poisson, ν .

Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

➤ **Modèle de Mohr-Coulomb:**

Ce modèle bien connu est généralement utilisé comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module de Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance ϕ .

➤ **Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model):**

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

➤ **Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model) :**

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

➤ **Modèle pour les sols mous (Soft Soil model):**

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

➤ **Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model):**

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

CONCLUSION

Après analyse des méthodologies proposées par d'éminents chercheurs ci-dessus, il s'avère que la méthode proposée par OBERT et DUVALL, (1967), est la plus appropriée pour le calcul du dimensionnement des piliers pour le cas de la mine de Chaabet El Hamra. Cette méthode est reconnue mondialement grâce à ses résultats appréciables pour des cas similaires. Elle tient compte de beaucoup de facteurs importants (géologiques, hydrogéologiques, géotechniques, etc.) d'une part. D'autre part, elle s'applique pour l'extraction des minerais de Zinc, correspondant aux conditions minières du gisement de Chaabet El Hamra.

4. MODELISATION NUMERIQUE DE LA METHODE D'EXPLOITATION PAR PILIER ABANDONNES, CAS DE LA MINE DE CHAABET- EL HAMRA

4.1. Objectif principal

Les mines souterraines ont connu, sur le territoire national, une activité soutenue depuis de nombreuses décennies. Si la plupart d'entre elles sont aujourd'hui abandonnées, beaucoup d'autres subsistent encore, s'étendent ou se créent. Les mines souterraines font désormais l'objet d'exigences strictes concernant la stratégie d'exploitation et le dimensionnement des structures, ceci dans le souci de garantir à la fois la production, la sécurité du personnel et leur stabilité à long terme. En matière de stabilité, la plus grande difficulté concerne le dimensionnement des piliers et des galeries (largeur ou « portée ») et l'analyse du comportement du toit. Une approche analytique simple suffit en effet souvent à évaluer la résistance des piliers moyennant certaines précautions de calcul. La difficulté pour la détermination de la stabilité du toit d'une mine réside dans la caractérisation (mécanique, constitution, histoire, etc.) de l'état initial du recouvrement. Les mécanismes de déformation et de rupture dans le toit sont en effet tributaires de nombreux paramètres (stratification, fractures, nature des joints, propriétés des différentes strates, etc.). Des méthodes dites analytiques, fondées principalement sur la théorie des plaques, des poutres et de l'aire tributaire sont couramment utilisées pour statuer sur l'état d'équilibre du toit. Ces méthodes s'appuient sur de nombreuses hypothèses dont certaines d'entre-elles sont beaucoup trop fortes (joints lisses, problèmes plans, distribution uniforme des efforts, rhéologie, etc.). Pour le cas de la mine de Chaabet El Hamra, nous avons opté pour la méthode de l'aire tributaire pour dimensionner les piliers de la dite mine. Cette méthode est reconnue mondialement de la facilité de sa mise en oeuvre et tient compte de beaucoup de facteurs jugés important pour le calcul de la stabilité. La modélisation numérique, par élément finis par exemple, peut donner une vision plus pertinente du comportement de telles structures, dès lors que les données nécessaires à une description suffisamment réaliste de l'état du toit sont disponibles.

Sur le cas réel d'une mine souterraine de zinc de Chaabet El Hamra, nous comparons les prédictions (en terme de stabilité) issues de méthodes analytiques et celles issues de la modélisation numérique. Nous montrons que les méthodes simples sont, d'une manière générale, beaucoup trop pessimistes et ne peuvent traduire pour ce site le comportement réel.

Une bonne prise en compte des caractéristiques lithologiques et mécaniques du toit et de la couche montrent, cependant, la possibilité d'établir une modélisation numérique pertinente pour ce problème en appliquant le logiciel Plaxis 3D.

4.2. Méthode analytique de l'aire tributaire

C'est une méthode simple pour déterminer la charge d'un pilier. Brad. BHG. (1985). Cette dernière permet, à partir de seulement quelques données, de déterminer la charge d'un pilier. La théorie de l'aire tributaire suppose qu'après l'excavation, le pilier supporte le poids des terres contenues dans un prisme imaginaire augmenté, s'étendant du niveau de l'excavation à la surface libre. La théorie de l'aire tributaire accepte que la charge moyenne du pilier puisse être obtenue des équations suivantes :

- Charge moyenne sur le pilier.

$$\sigma_v = P_{zz} \left(\frac{A+a}{a} \right)^2 \quad (4.1)$$

Si la contrainte verticale de l'état initial est due uniquement à la gravité; on a :

$$P_{zz} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot H_i \quad (4.2)$$

γ : poids propre du sol de sur Zinc pour la couche i, (t/m³).

H : épaisseur de la couche i, (m).

Résistance du pilier:

$$\sigma_p = \sigma_c [0,778 + 0,222 (w/h)] \quad (4.3)$$

Taux d'extraction voir (chapitre 3 et l'équation 3.20)

4.2.1. Calcul du facteur de sécurité et du taux d'extraction.

Le facteur de sécurité est défini comme le rapport de la résistance à la compression de pilier par la pression appliquée sur ce pilier (la charge du terrain de couverture).

$$F_s = \sigma_p / \sigma_v \quad (4.4)$$

σ_p - la résistance du pilier, MPa ;

σ_v - la charge moyenne sur le pilier, MPa.

Le facteur de sécurité est déterminé sur la base de l'étude paramétrique :

- Profondeur des bancs minéralisés : $H = 80\text{m} - 140\text{m}$
- Puissance : $h = 02\text{m} - 06\text{m}$
- Largeur de la chambre : $W_0 = 02\text{m} - 06\text{m}$
- Poids volumique de minerai : $3,05\text{t/m}^3$
- Résistance à la compression uniaxiale : $\sigma_v = 30\text{MPa}$ (Rapport d'étude ENOF 2001),
- Largeur du pilier : $W_p = 02\text{m} - 06\text{m}$ (tableau 4.1 à 4.4).

Les résultats obtenus sont traduits en courbes (figures 4.1 à 4.9).

Cas 1

PROFONDEUR DES BANCS MINERALISES

H= 80 m

Tableau 4.1 : Paramètres miniers, facteur de sécurité et taux d'extraction

Cas	Largeur de la chambre W_0 , (m)	Largeur du pilier W_p ,(m)	Puissance du gisement h , (m)	Taux d'extraction T_{ex}	Facteur de sécurité F_s
01	2	2	2	0,75	3,13
02	4	2	2	0,89	1,39
03	6	2	2	0,94	0,78
04	2	4	2	0,56	6,81
05	4	4	2	0,75	3,83
06	6	4	2	0,84	2,45
07	2	6	2	0,44	10,18
08	4	6	2	0,64	6,52
09	6	6	2	0,75	4,52
10	2	2	4	0,75	2,79
11	4	2	4	0,89	1,24
12	6	2	4	0,94	0,70
13	2	4	4	0,56	5,57
14	4	4	4	0,75	3,13
15	6	4	4	0,84	2,01
16	2	6	4	0,44	7,83
17	4	6	4	0,64	5,01
18	6	6	4	0,75	3,48
19	2	2	6	0,75	2,67
20	4	2	6	0,89	1,19
21	6	2	6	0,94	0,67
22	2	4	6	0,56	5,16
23	4	4	6	0,75	2,90
24	6	4	6	0,84	1,86

25	2	6	6	0,44	7,05
26	4	6	6	0,64	4,51
27	6	6	6	0,75	3,13

Cas 2

PROFONDEUR DES BANCS MINERALISES

H= 100m

Tableau 4.2 : Paramètres miniers, facteur de sécurité et taux d'extraction

Cas	Largeur de la chambre W_o , (m)	Largeur du pilier W_p , (m)	Puissance du gisement h , (m)	Taux d'extraction T_{ex}	Facteur de sécurité F_s
28	2	2	2	0,75	2,51
29	4	2	2	0,89	1,11
30	6	2	2	0,94	0,63
31	2	4	2	0,56	5,45
32	4	4	2	0,75	3,06
33	6	4	2	0,84	1,96
34	2	6	2	0,44	8,14
35	4	6	2	0,64	5,21
36	6	6	2	0,75	3,62
37	2	2	4	0,75	2,23
38	4	2	4	0,89	0,99
39	6	2	4	0,94	0,56
40	2	4	4	0,56	4,46
41	4	4	4	0,75	2,51
42	6	4	4	0,84	1,60
43	2	6	4	0,44	6,27
44	4	6	4	0,64	4,01
45	6	6	4	0,75	2,78
46	2	2	6	0,75	2,14
47	4	2	6	0,89	0,95
48	6	2	6	0,94	0,53
49	2	4	6	0,56	4,13
50	4	4	6	0,75	2,32
51	6	4	6	0,84	1,49
52	2	6	6	0,44	5,64
53	4	6	6	0,64	3,61
54	6	6	6	0,75	2,51

Cas 3

PROFONDEUR DES BANCS MINERALISES

H= 120m

Tableau 4.3: Paramètres miniers, facteur de sécurité et taux d'extraction

Cas	Largeur de la chambre W_o , (m)	Largeur du pilier W_p , (m)	Puissance du gisement h , (m)	Taux d'extraction T_{ex}	Facteur de sécurité F_s
55	2	2	2	0,75	2,09
56	4	2	2	0,89	0,93
57	6	2	2	0,94	0,52
58	2	4	2	0,56	4,54
59	4	4	2	0,75	2,55
60	6	4	2	0,84	1,63
61	2	6	2	0,44	6,79
62	4	6	2	0,64	4,34
63	6	6	2	0,75	3,02
64	2	2	4	0,75	1,86
65	4	2	4	0,89	0,83
66	6	2	4	0,94	0,46
67	2	4	4	0,56	3,71
68	4	4	4	0,75	2,09
69	6	4	4	0,84	1,34
70	2	6	4	0,44	5,22
71	4	6	4	0,64	3,34
72	6	6	4	0,75	2,32
73	2	2	6	0,75	1,78
74	4	2	6	0,89	0,79
75	6	2	6	0,94	0,44
76	2	4	6	0,56	3,44
77	4	4	6	0,75	1,93
78	6	4	6	0,84	1,24
79	2	6	6	0,44	4,70
80	4	6	6	0,64	3,01
81	6	6	6	0,75	2,09

Cas 4

PROFONDEUR DES BANCS MINERALISES

H= 140m

Tableau 4.4 : Paramètres miniers, facteur de sécurité et taux d'extraction

Cas	Largeur de la chambre W_o , (m)	Largeur du pilier W_p , (m)	Puissance du gisement h , (m)	Taux d'extraction T_{ex}	Facteur de sécurité F_s
82	2	2	2	0,75	1,79
83	4	2	2	0,89	0,80
84	6	2	2	0,94	0,45
85	2	4	2	0,56	3,89
86	4	4	2	0,75	2,19
87	6	4	2	0,84	1,40
88	2	6	2	0,44	5,82
89	4	6	2	0,64	3,72
90	6	6	2	0,75	2,59
91	2	2	4	0,75	1,59
92	4	2	4	0,89	0,71
93	6	2	4	0,94	0,40
94	2	4	4	0,56	3,18
95	4	4	4	0,75	1,79
96	6	4	4	0,84	1,15
97	2	6	4	0,44	4,48
98	4	6	4	0,64	2,86
99	6	6	4	0,75	1,99
100	2	2	6	0,75	1,53
101	4	2	6	0,89	0,68
102	6	2	6	0,94	0,38
103	2	4	6	0,56	2,95
104	4	4	6	0,75	1,66
105	6	4	6	0,84	1,06
106	2	6	6	0,44	4,03
107	4	6	6	0,64	2,58
108	6	6	6	0,75	1,79

Les figures 4.1, 4.2 et 4.3 ci-dessous montre l'évolution de facteur de sécurité en fonction de taux d'extraction, pour une largeur du pilier de 2 m, le taux d'extraction est important, le facteur de sécurité diminué en augmentant la profondeur de la mine.

en augmentant la hauteur du pilier par rapport a sa largeur , le facteur de sécurité diminué .

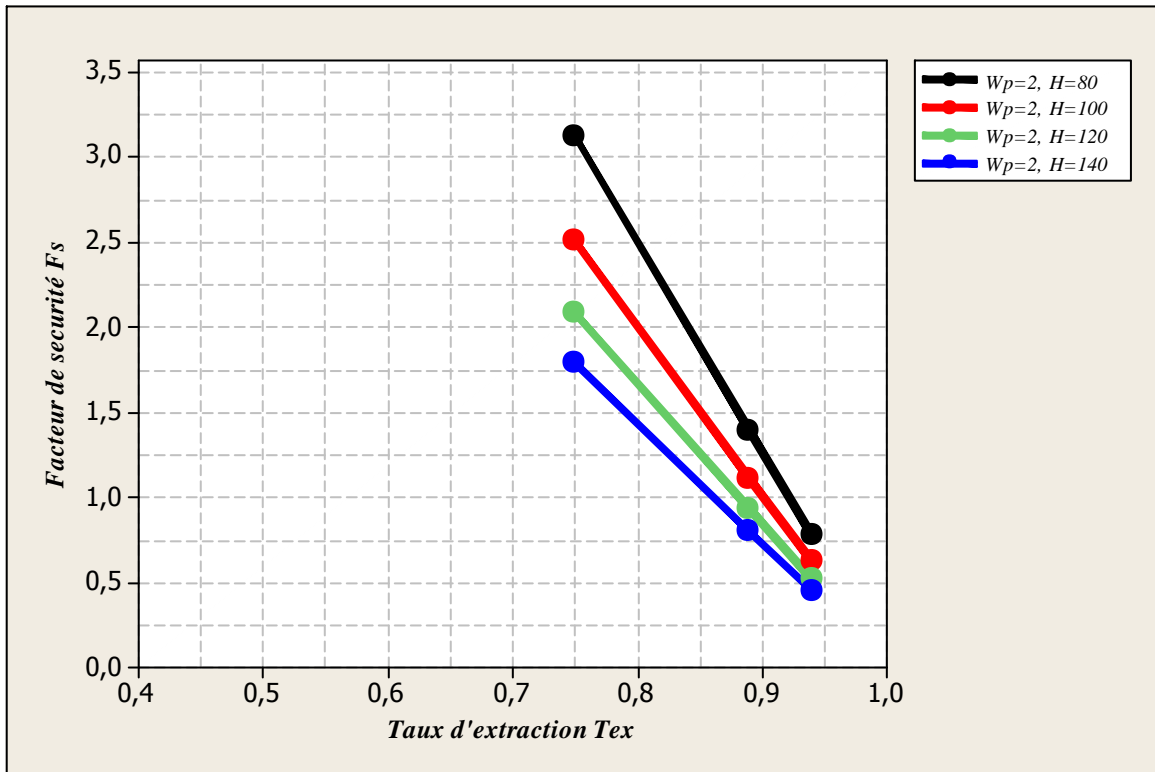


Fig. 4.1 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [$h=2m$]

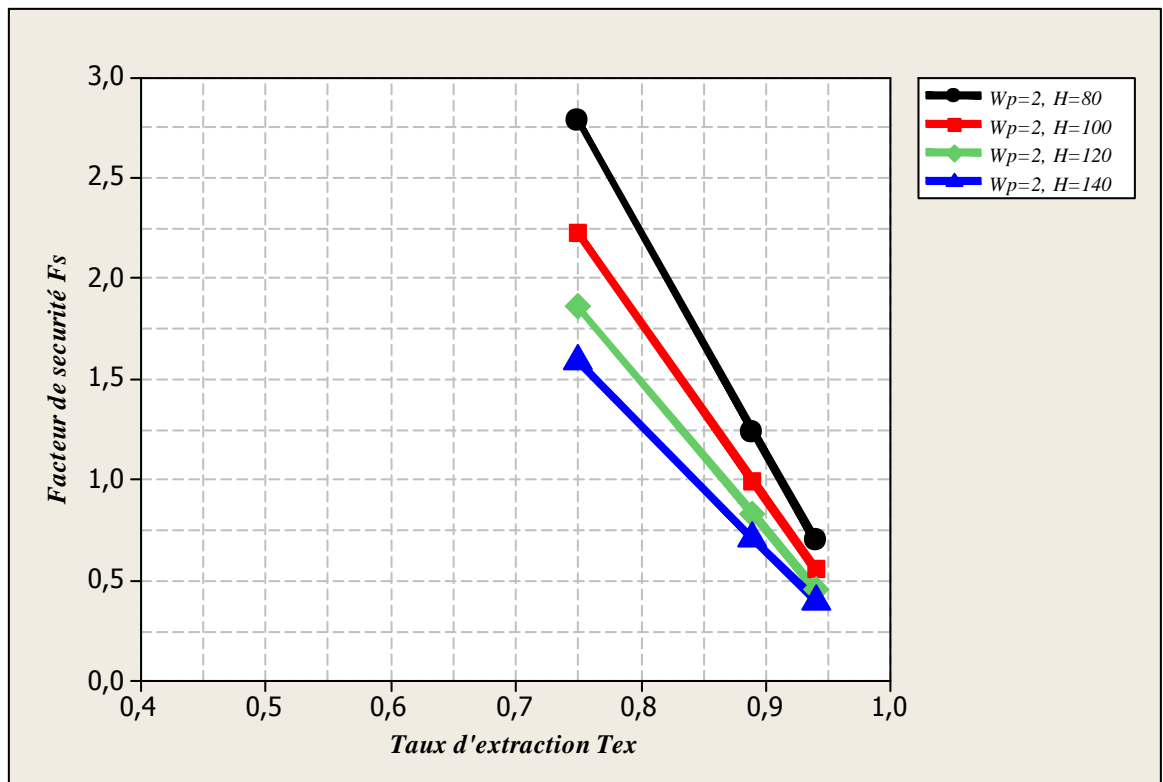


Fig. 4.2 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [$h=4m$]

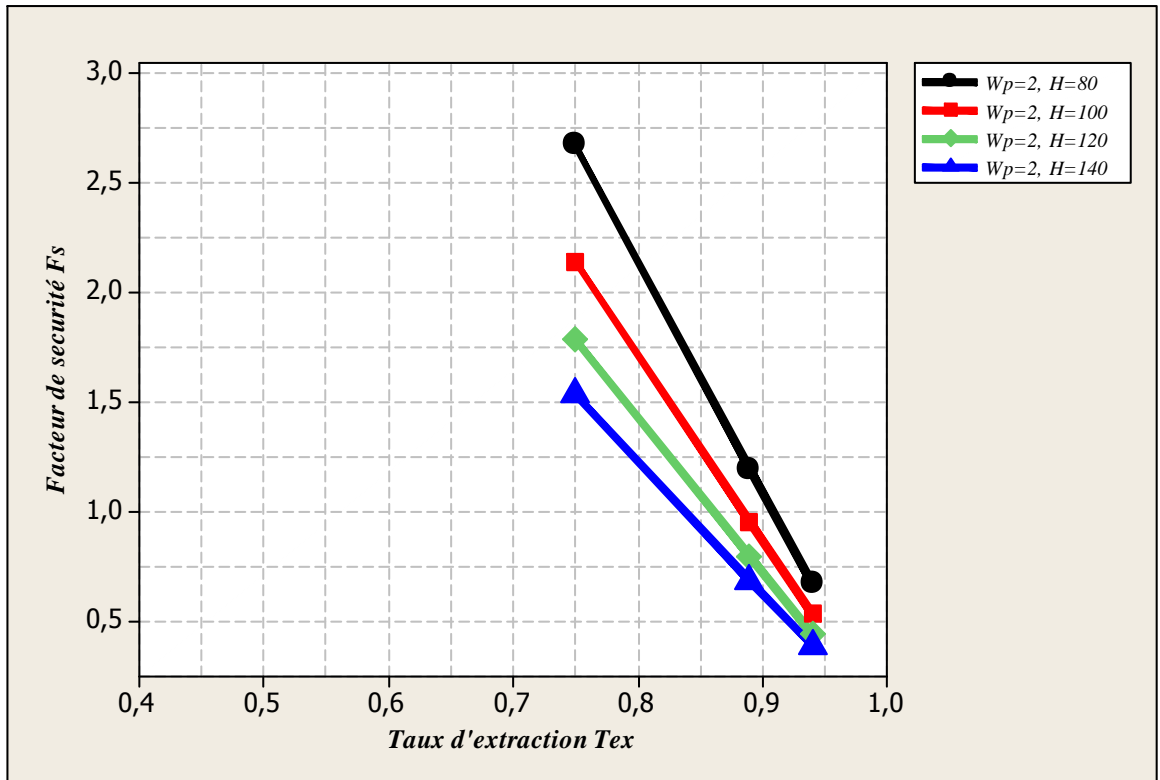


Fig. 4.3 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=6m]

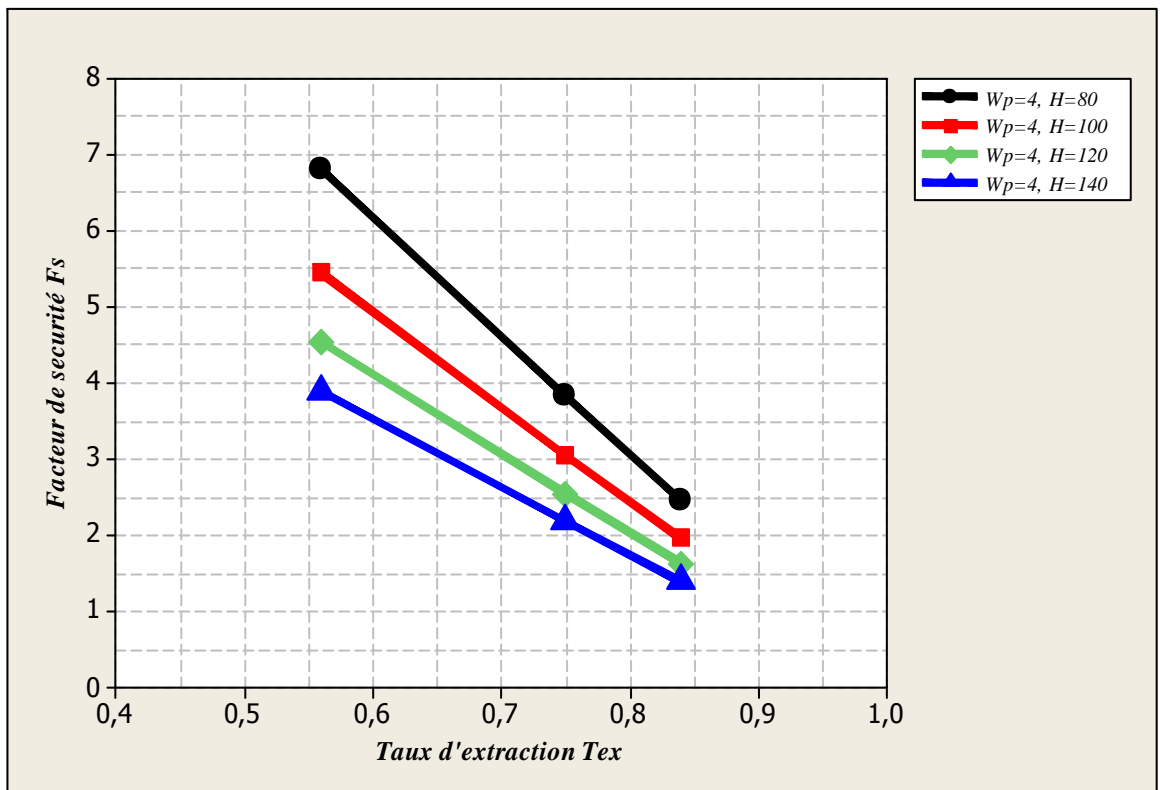


Fig. 4.4 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=2m]

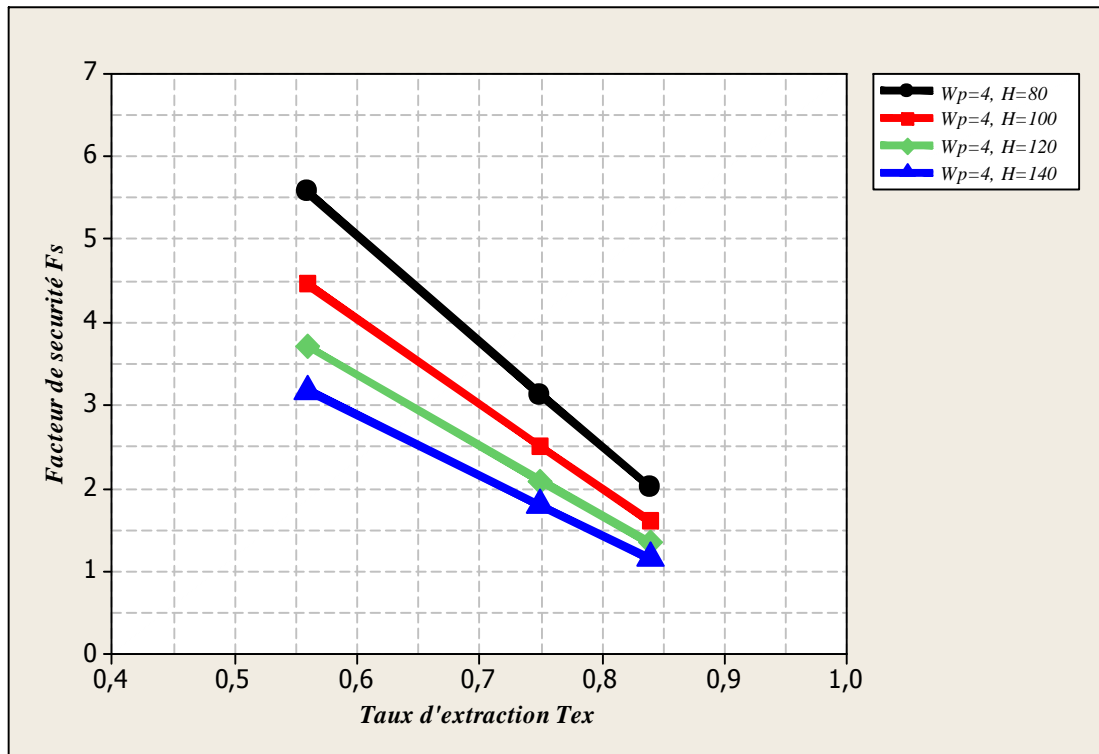


Fig. 4.5 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=4m]

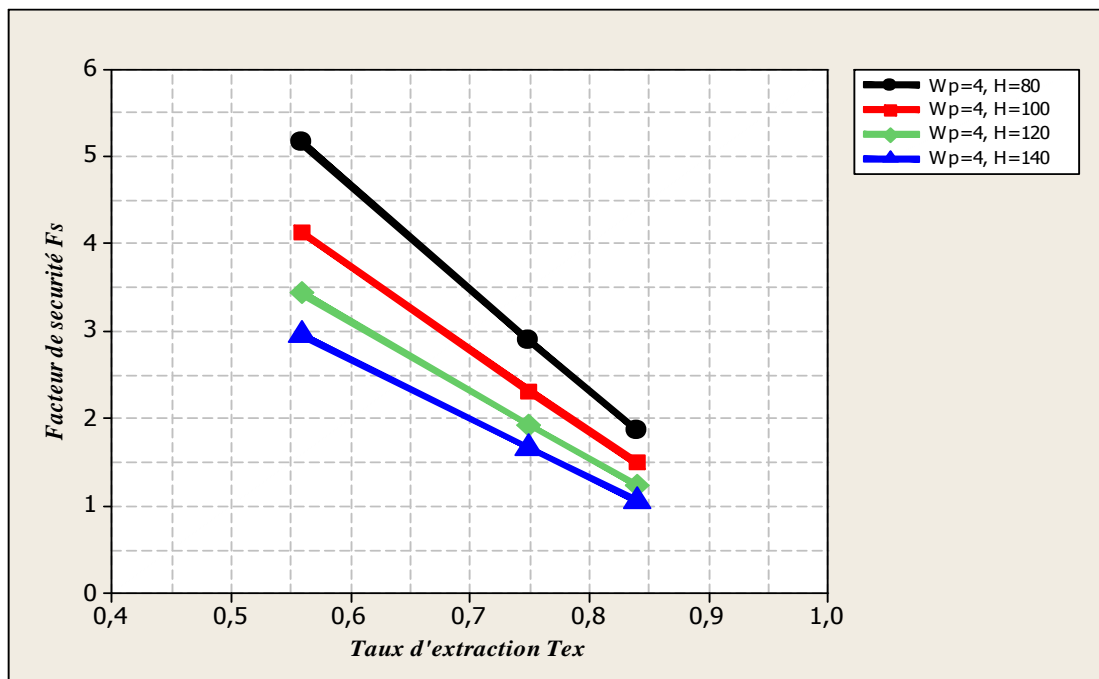


Fig. 4.6 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=6m]

On remarque sur les figures 4.4, 4.5 et 4.6 pour une largeur de pilier de 4 m, le taux d'extraction diminué par rapport à une largeur du pilier de 2 m.

Pour une largeur du pilier de 4m et une hauteur de 4m, la mine est stable, le taux d'extraction diminué en augmentant la largeur du pilier.

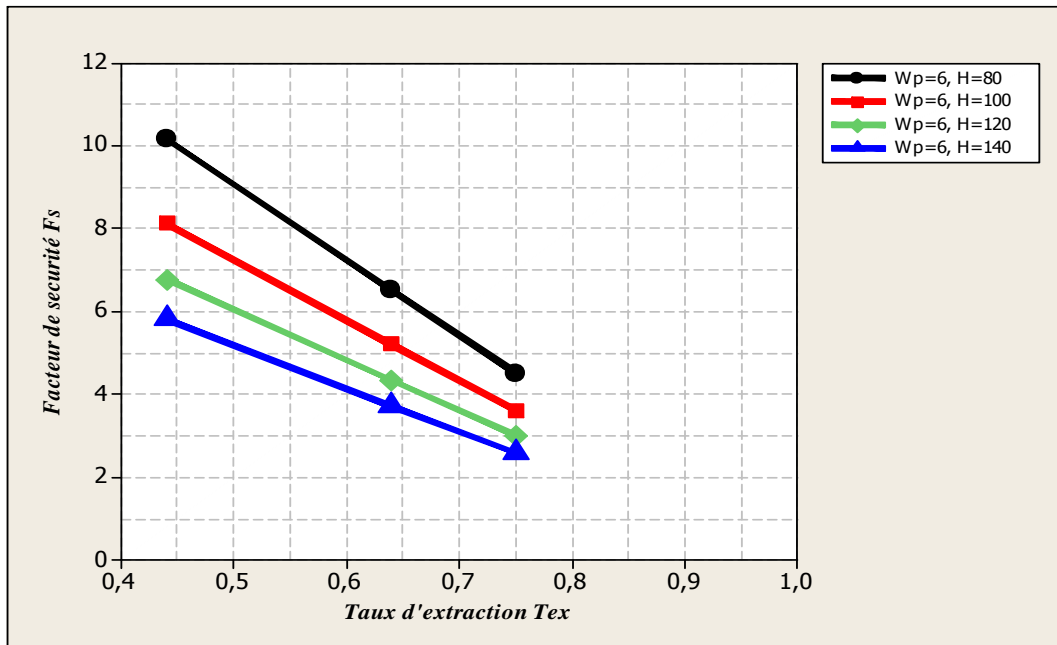


Fig. 4.7 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=2m]

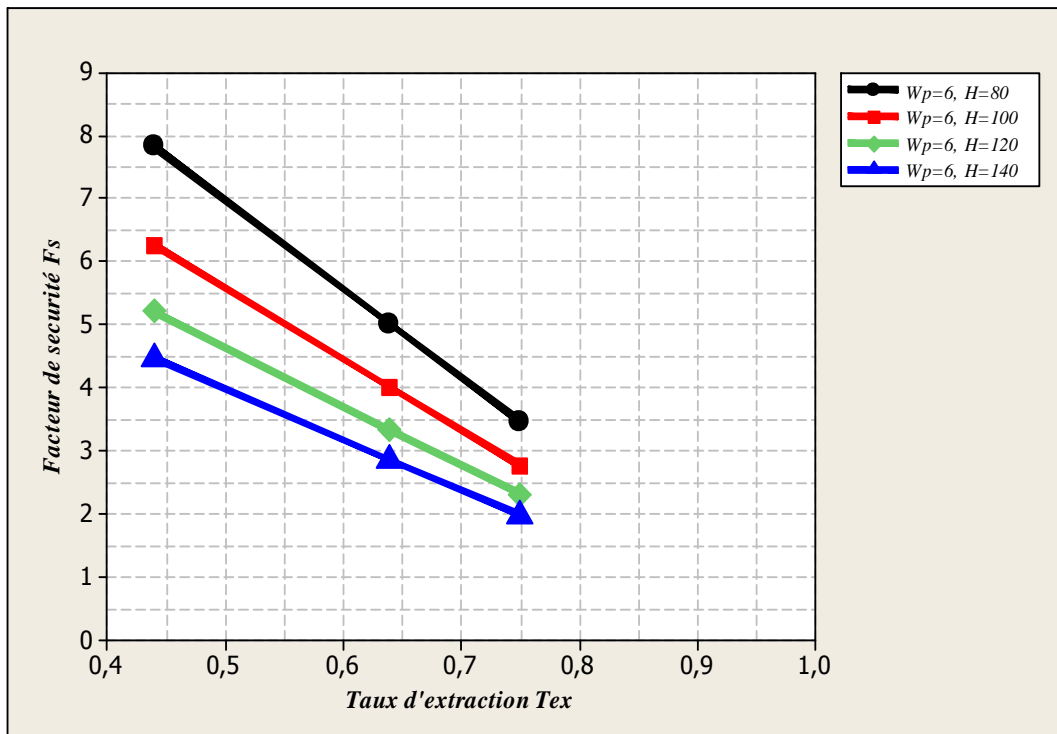


Fig. 4.8 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [h=4m]

D'après les figures 4.7, 4.8 et 4.9 pour une largeur du pilier de 6m le facteur de sécurité plus important, la mine est très stable, quant la largeur du pilier est supérieur a sa hauteur.

Le taux d'extraction diminué en augmentant la hauteur et la largeur du pilier.

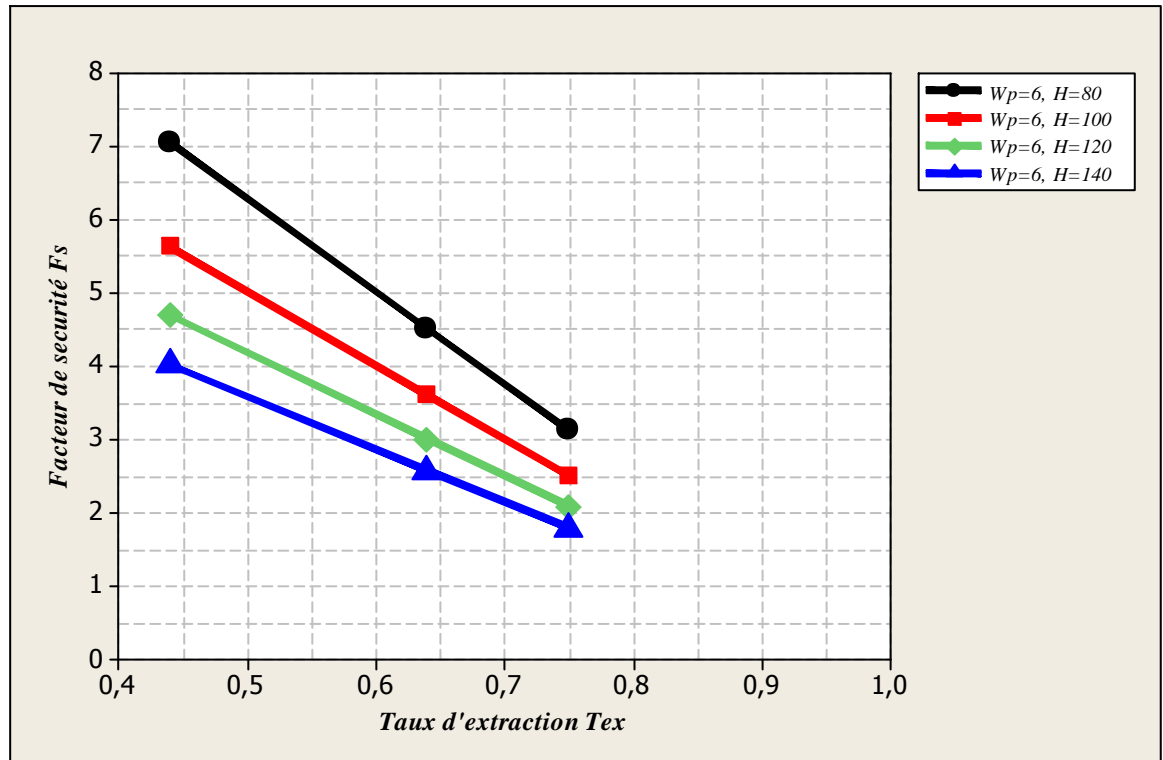


Fig. 4.9 : Influence de Taux d'extraction (T_{ex}) sur le Facteur de sécurité (F_s), [$h=6m$]

INTERPRETATION DES RESULTATS

L'état de la stabilité de la mine peut être estimé sur la base du facteur de sécurité et du taux d'extraction.

Les résultats obtenus d'après la méthode de l'aire tributaire montrent que :

- La stabilité de la mine est assurée si la largeur des piliers (W_p) est égale à la largeur de la chambre (W_o). Dans ce cas, le facteur de sécurité obtenu est supérieur à deux et le taux d'extraction égale à 0,75.
- La stabilité de la mine n'est pas réellement assurée si la largeur des piliers (W_p) est inférieure à la largeur de la chambre (W_o). Dans ce cas, le facteur de sécurité obtenu est inférieur à deux et le taux d'extraction égale à 0,80

Pour la mine de Chaabet El Hamra, les valeurs optimales de la largeur des piliers et de la distance qui les sépare sont de 4m X 4m. Dans ce cas, le facteur de sécurité obtenu est supérieur à 2.

Les résultats des quatre cas étudiés (Tableaux 4.6) seront validés suivant une analyse par éléments finis à l'aide d'un code de calcul Plaxis 3D.

4.3. Modélisation numérique

On s'intéresse aux mécanismes de déclenchement des affaissements de terrains en surface, pour cela on étudie le problème posé par modélisation numérique.

Les données principales du projet sont la géométrie et les caractéristiques des matériaux. Pour la résolution du problème, il faut tenir compte des paramètres déclenchant la localisation des déformations, et la capacité portante des piliers de la mine de Chaabet El-Hamra.

Ce cas est modélisé à trois dimensions. Le massif rocheux de Chaabet El-Hamra est composé de couche de dolomies et de marnes. Pour le calcul de stabilité, l'hypothèse de déformation plane est adoptée. Le comportement mécanique des matériaux suit le critère de Mohr-Coulomb avec les propriétés des matériaux mentionnés dans le Tableau 4.5. (Thèse doctorat BOUKELLOUL M/L, 2007). Les résultats des cas obtenus par méthode de l'aire tributaire seront validés par modélisation numérique voir Tableau 4.6.

Tableau 4.5 : Propriétés mécaniques et physiques des matériaux

MATERIAUX	MODULE D' Young E, GPA	POROSITE P %	COEF DE POISSON v	POIDS VOLUMIQUE		MODELE
				humide γ , KN/m ³	saturé γ , KN/m ³	
Dolomies	51,20	20	0,36	26	27	Elasto-plastique
Marnes	0,50	15	0,30	22	24	Elasto-plastique
Minerai de zinc	82,73	20	0,3	30	30,5	Elasto-plastique

Tableau 4.6 : Cas choisis pour la modélisation numérique

CAS	LA CHARGE MOYENNE SUR LE PILIER (MPA)	LARGEUR DU PILIER (M)	LARGEUR DE L'ESPACE EXPLOITE (M)	RESISTANCE DU PILIER (MPA)	TAUX D'EXTRACTION (%)	FACTEUR DE SECURITE	OBSERVATIONS
14	9,57	4	4	30	75	3,13	STABLE
21	38,30	2	6	25,56	94	0,67	RUPTURE
41	11 ,96	4	4	30	75	2 ,51	STABLE
92	37,70	2	4	26 ,67	89	0,71	RUPTURE

La modélisation numérique est réalisée pour quatre cas cités plus haut (Tableau 4.6) dont les modèles proposés sont constitués de trois bancs de couches ci dessous :

- Couche de minerai,
- Couche de marnes,
- Couche de dolomie.

CAS 1

Paramètres géométriques du modèle :

- largeur du pilier : $W_p = 04m$
- largeur de la chambre : $W_o = 04m$
- Profondeur : $H = 85m$
- largeur du panneau : $L_p = 76m$

Les limites du modèle sont fixées horizontalement et verticalement au niveau de la borne inférieure et sont fixées horizontalement au niveau des bornes latérales pour tous les cas considérés, (Figures 4.9).

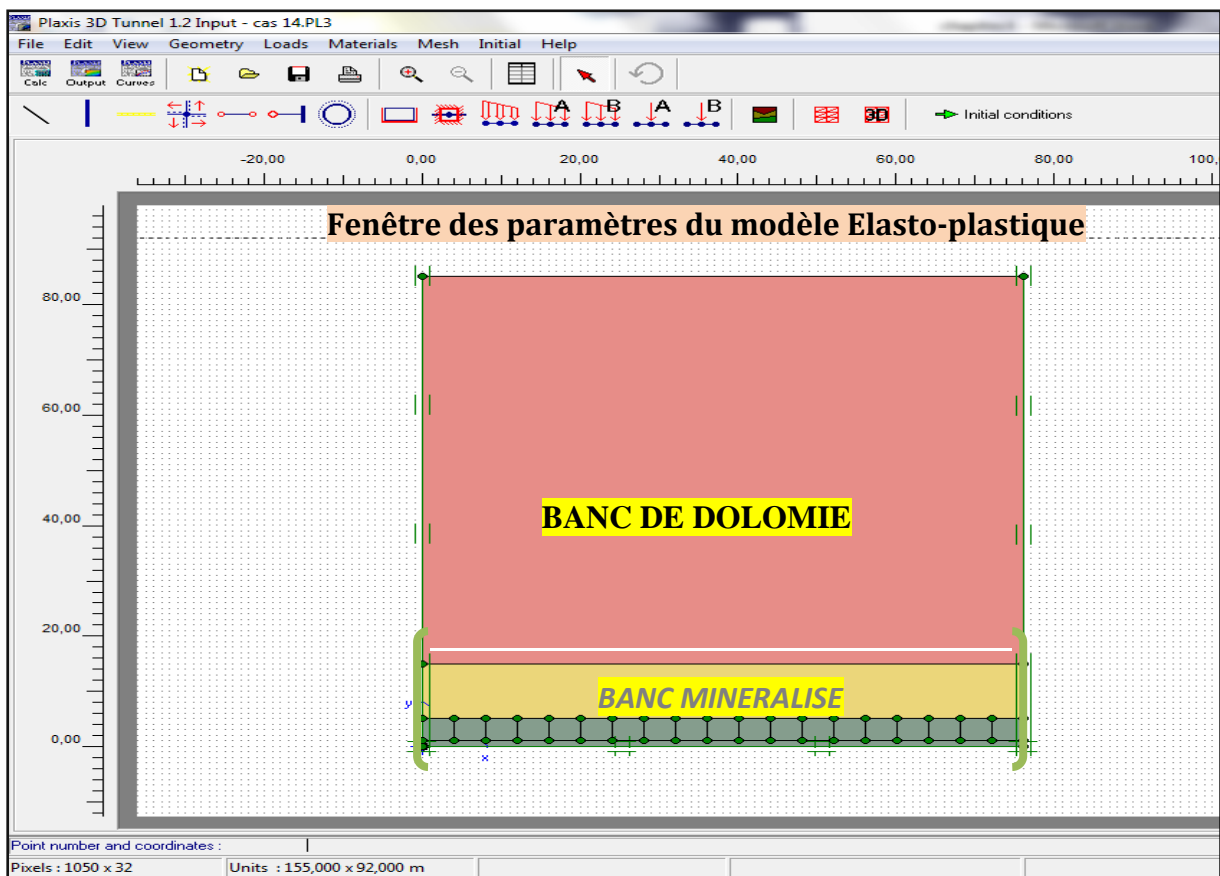


Fig. 4.10 : Schéma du modèle géométrique

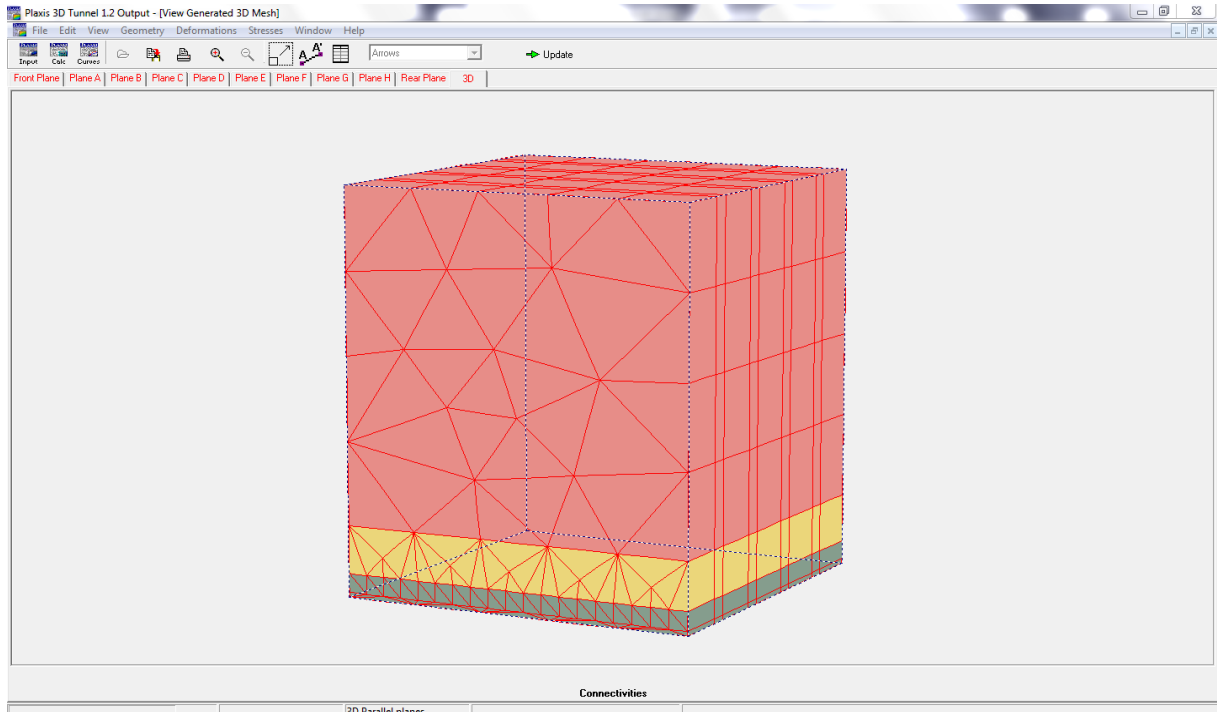


Fig.4.11 : Maillage 3D du domaine d'étude

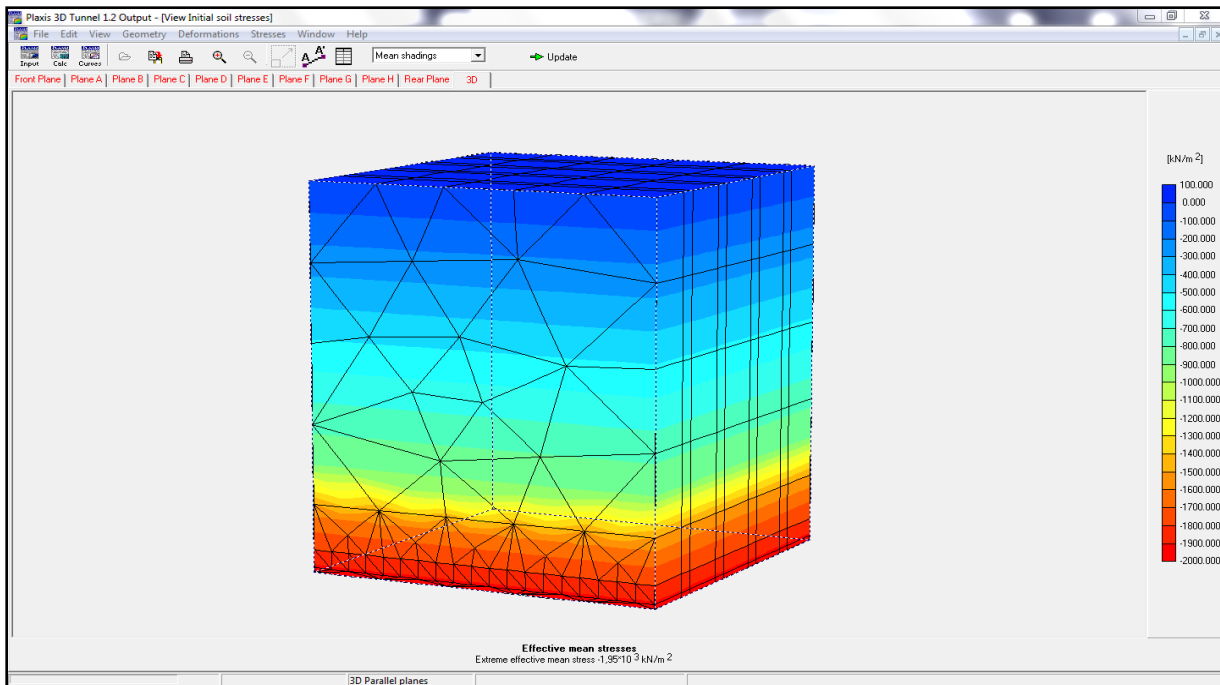


Fig. 4.12 : Distribution des contraintes effectives moyennes avant exploitation

Le maillage (Fig4.11) du model est constituer de 1170 éléments, 3552 nœuds, 7020 points de contraintes et la taille d'élément moyenne est égale 5 m, dont on a raffiné le maillage dans la zone proche des chambres et piliers.

À notre cas la contrainte effective moyenne avant exploitation est égale $1,95 \cdot 10^3 \text{KN/m}^2$ (Fig4.12).

On a fait les résultats des contraintes, de déformation et de déplacements pour chaque phase.

Partie calcul

Le calcul qui est du type déformation plane est effectué en 9 phases d'exploitation comme suit :

- la première phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 1, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun (Figure 4.14).
- la deuxième phase débutera par l'exploitation de neuf autres chambres en tranche 2, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.
- la troisième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 3, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.
- la quatrième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 4, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.
- la cinquième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 5, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.
- la sixième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 6, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.
- la septième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 7, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.
- la huitième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 8, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.
- la neuvième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 9, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.

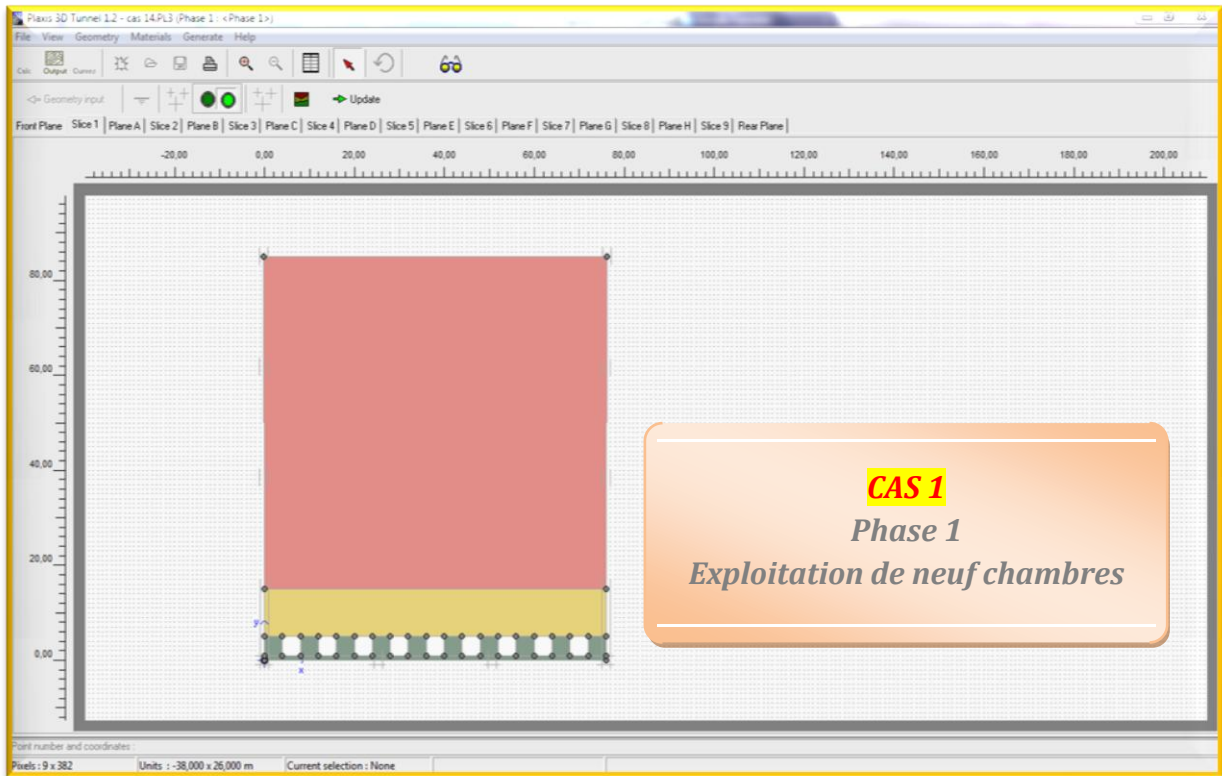


Fig. 4.13 : Phase 1

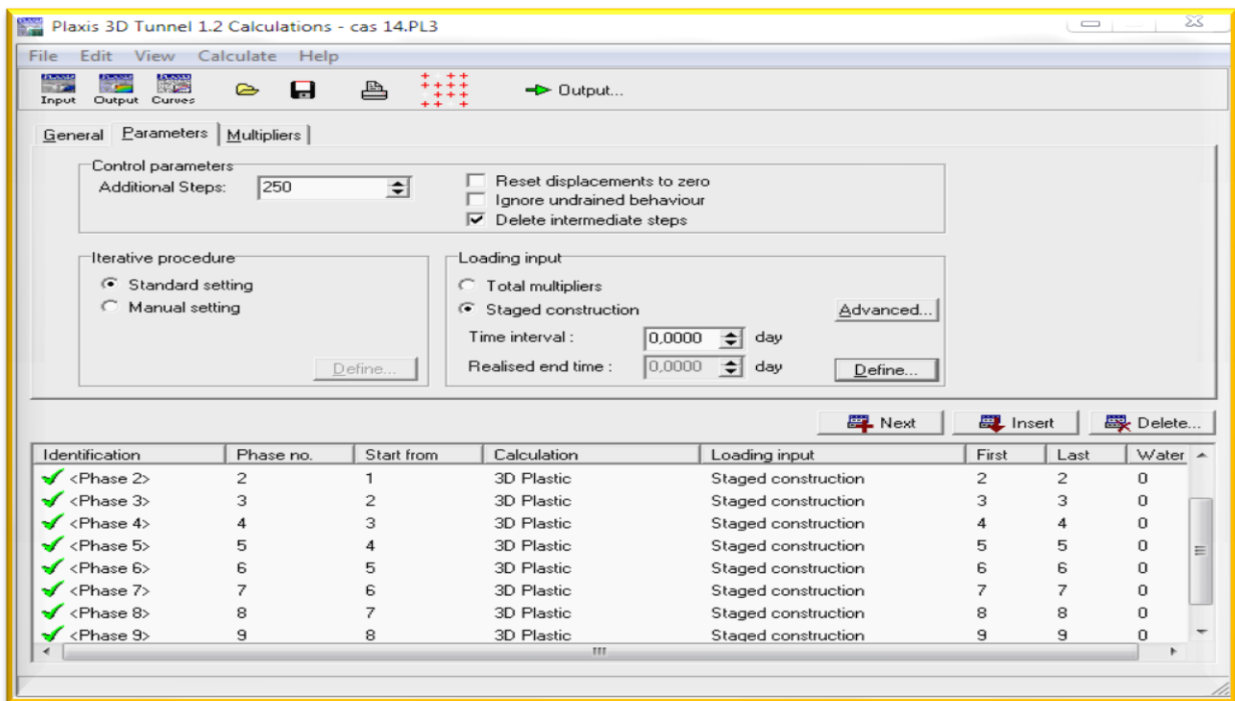


Fig 4.14 : Fenêtre principale du programme de calcul CAS 1

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes des exploitations qui seront à appliquer (Fig. 4.13, 4.14)

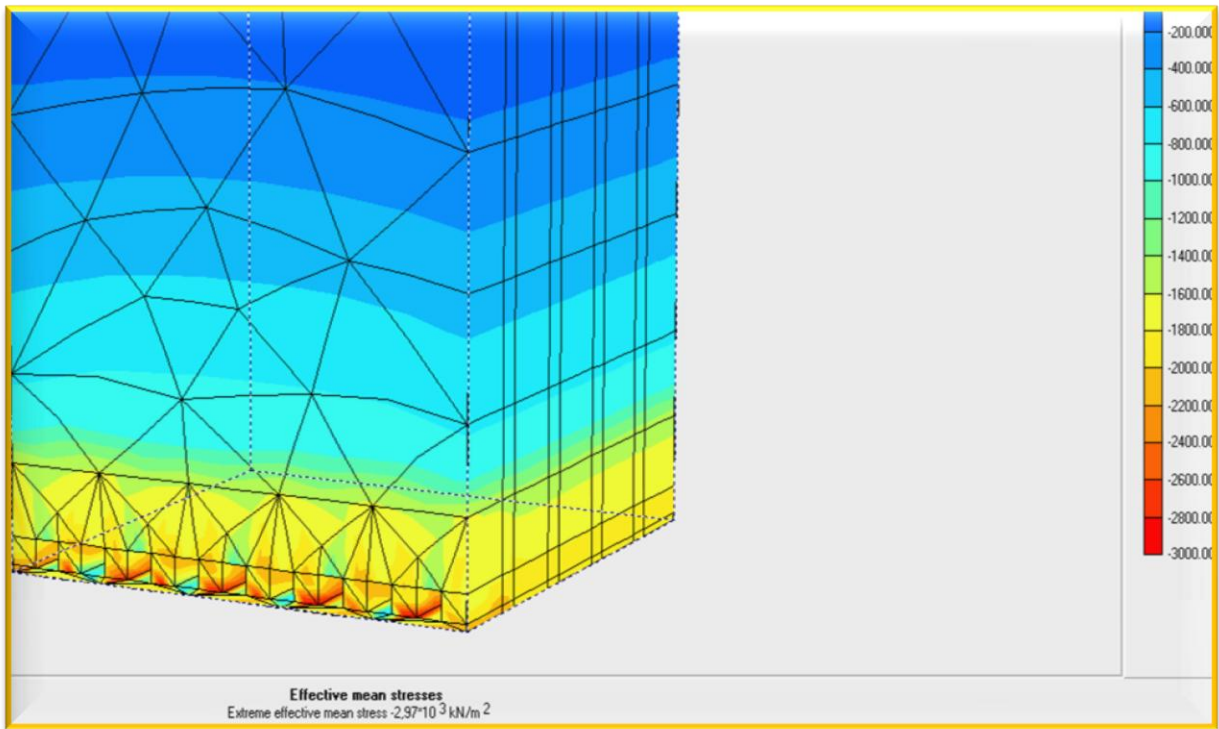


Fig. 4.15: Distribution des contraintes effectives.

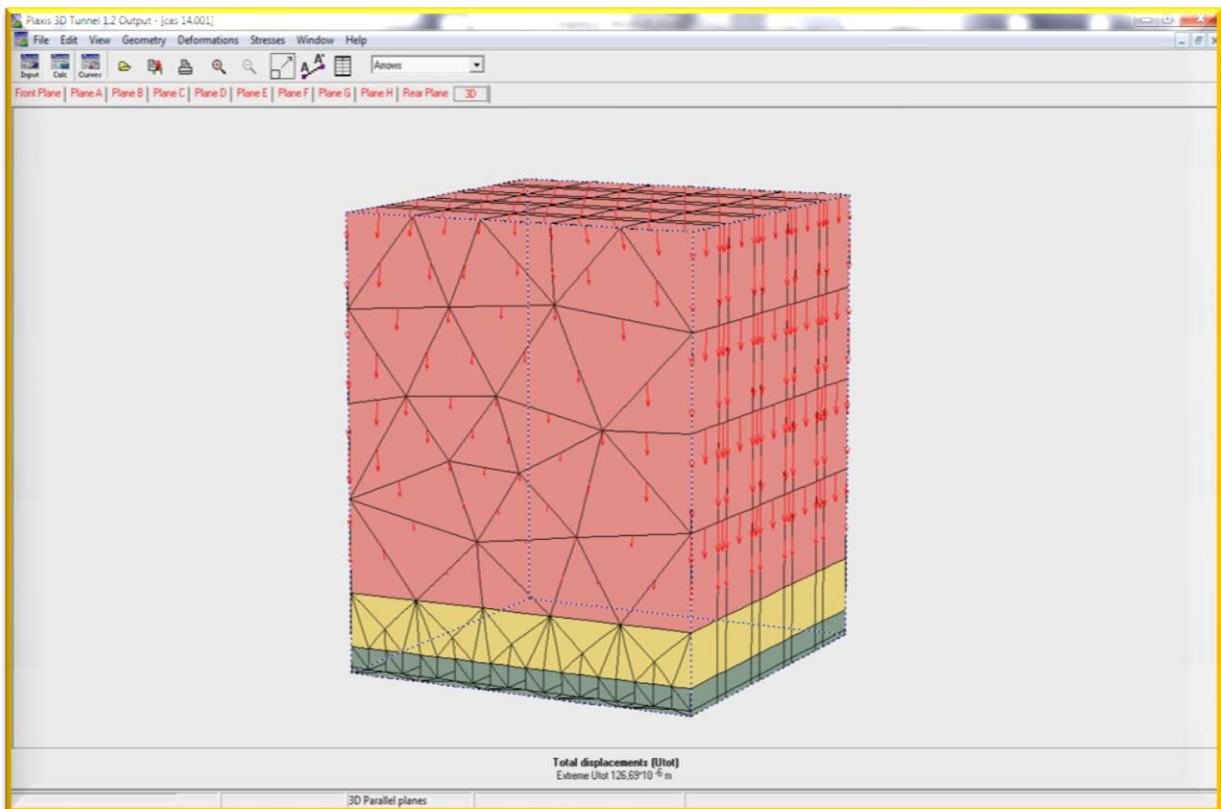


Fig. 4.16 : Déplacements totaux

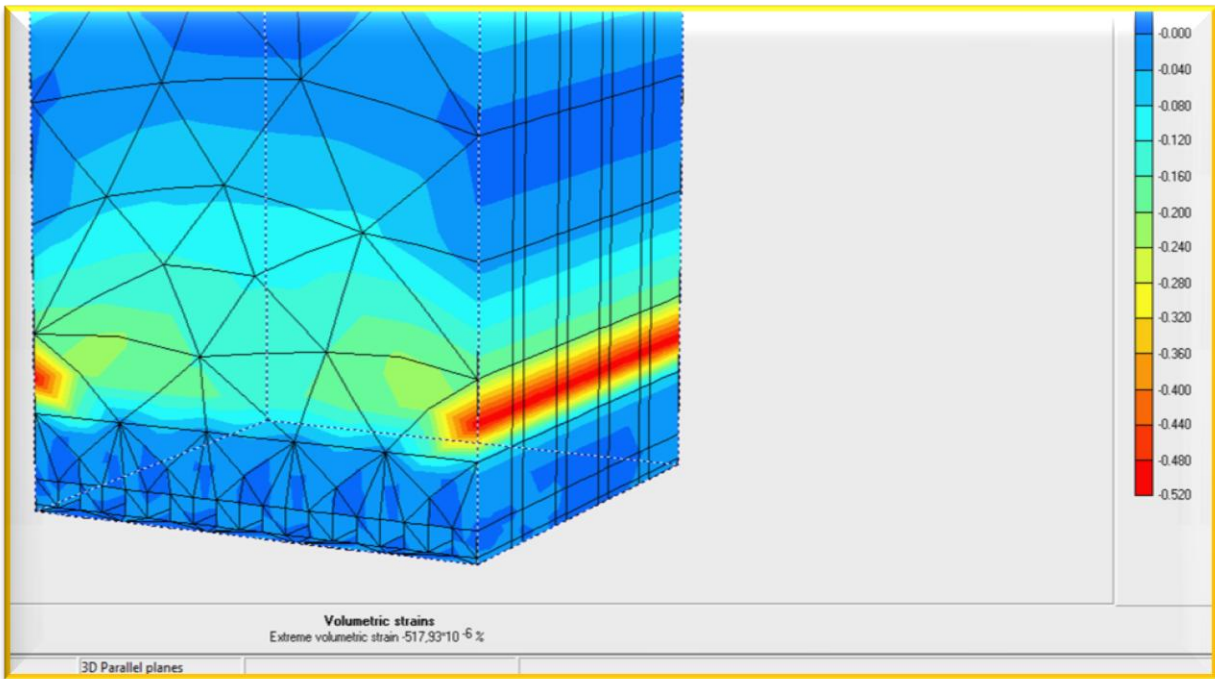


Fig. 4.17 : Contraintes totales moyennes.

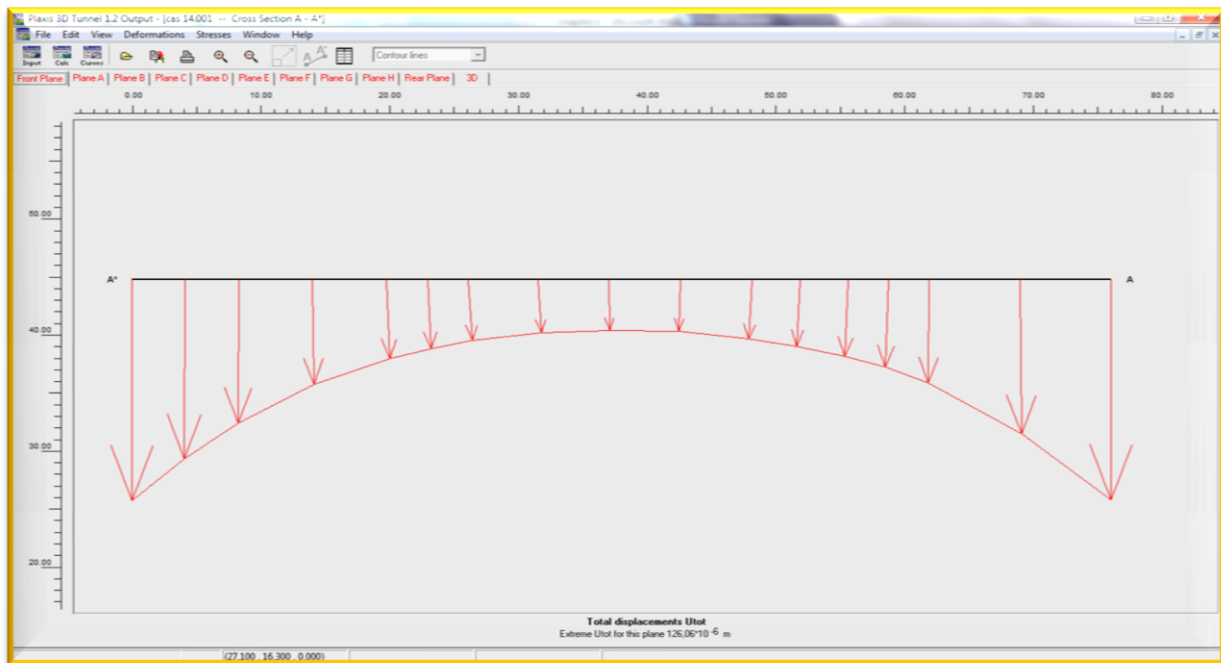


Fig. 4.18 : Déplacements verticaux (coupe en surface)

Les déformations volumétrique se concentrent à coté du bloc et à la surface du terrain avec une valeur extrême $517,93 \cdot 10^{-6} \%$ (Fig4.16, 4.17).

Dans cas1 les contraintes totales et effectives(Fig4.15) se concentrent au niveau des toits des chambres avec des valeurs extrêmes respectivement $2,97 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$.

La figure 4.18 montre Les déplacements verticaux au niveau de la surface avec une valeur extrême $U_x = 126,6910^{-6} \text{ m}$

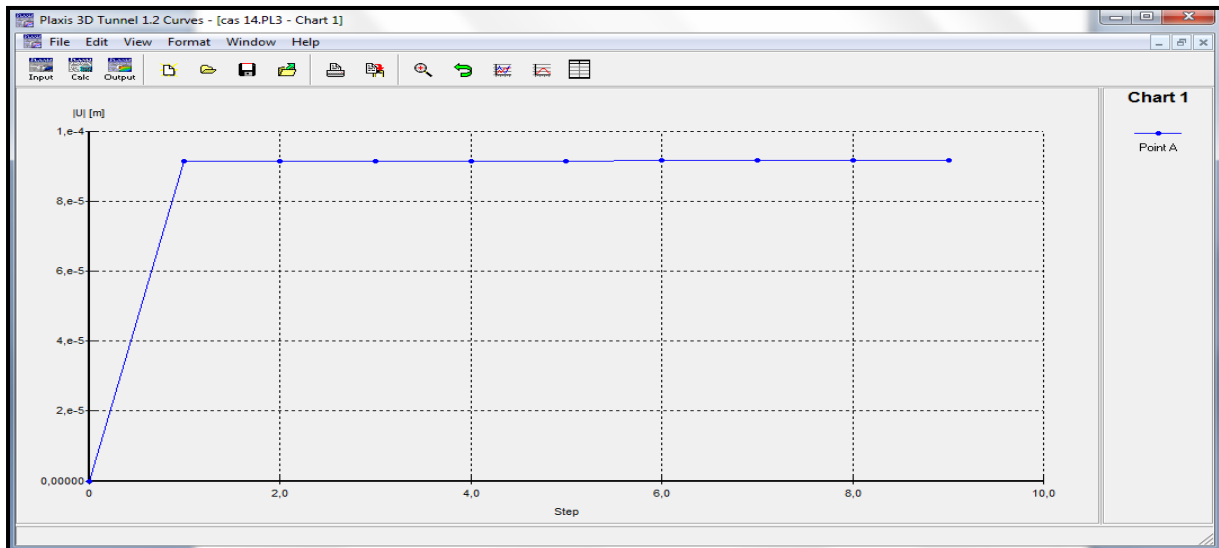


Fig. 4.19: Courbe contraintes/déformations

Nous remarquons une augmentation de la déformation pour la phase 1 tranche 1, pour les phases 2,...,9 reste constant à $9.10^{-5}m$

INTERPRETATION DES RESULTATS

CAS : 1

La modélisation numérique montre qu'avant l'exploitation, les contraintes effectives sont uniformément réparties et sont égales à $2,97.10^3 \text{ KN/ m}^3$

Cependant, après l'exploitation de la phase 1, on remarque que plus la largeur de l'espace exploité, la profondeur de la zone d'exploitation et la puissance des couches minéralisées augmentent, plus l'angle d'inclinaison du gisement diminue ;

Les résultats obtenus montrent que les contraintes totales, les déplacements totaux et les déformations dans les piliers sont moins importants.

Les paramètres de la cuvette sont de l'ordre de :

- Amplitude maximale = $126,69.10^{-4} \text{ m}$ (Faible déformation)

Par conséquent, les piliers sont stables avec un facteur de sécurité égal à 3,13

CAS 2

Paramètres géométriques du modèle :

- largeur du pilier : $W_p = 02m$
- largeur de la chambre : $W_o = 06m$
- Profondeur : $H = 85m$
- largeur du panneau : $L_p = 76m$

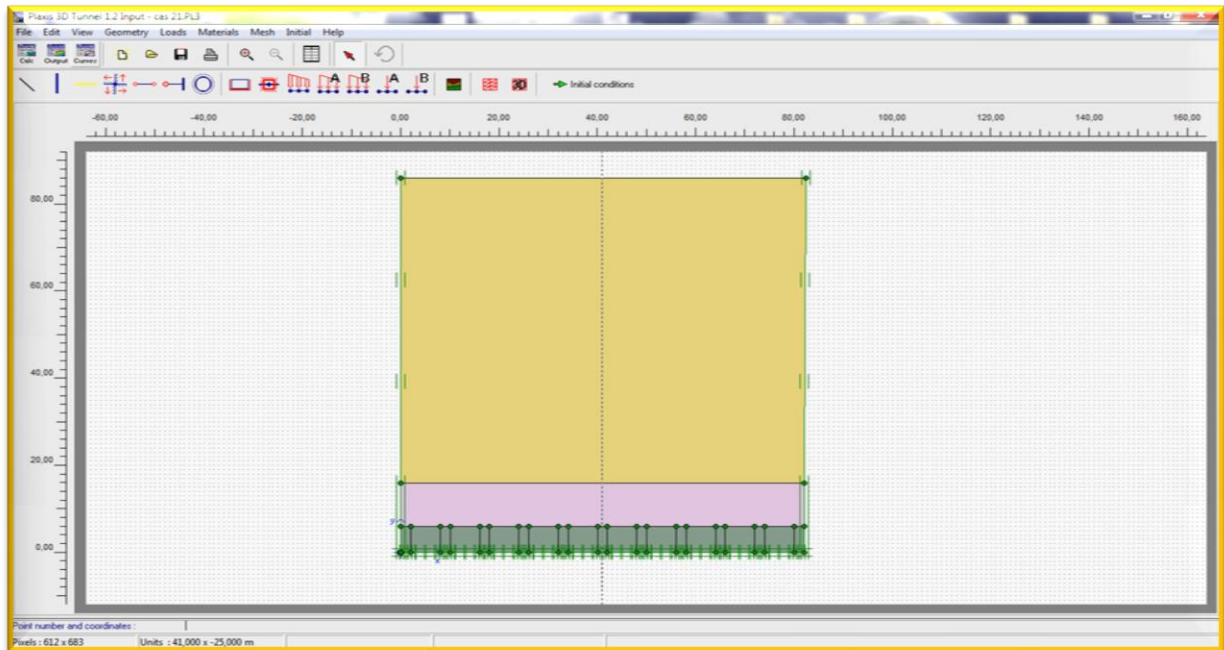


Fig. 4 .20 : Présentation du modèle.

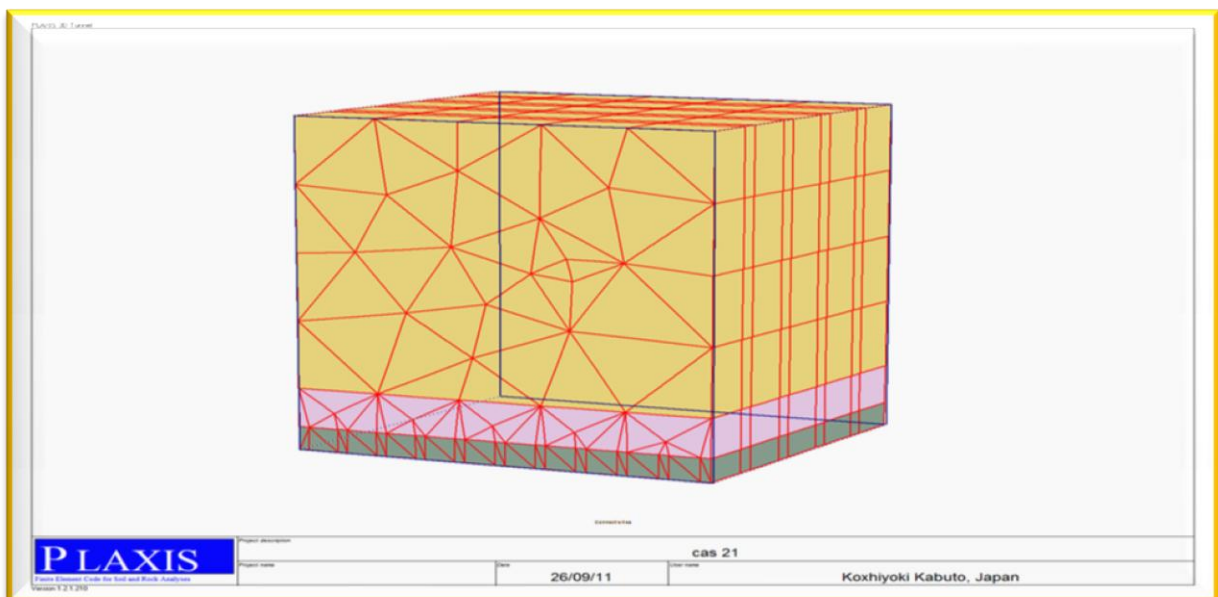


Fig. 4.21 : Maillage 3D du domaine d'étude.

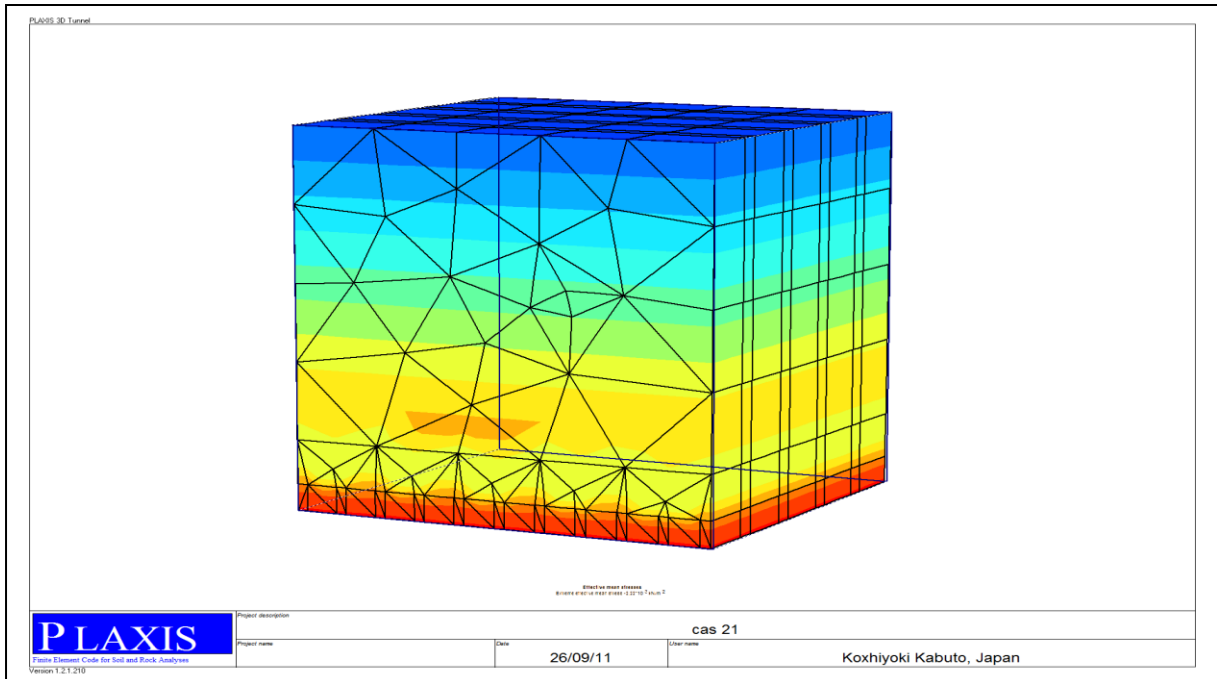


Fig. 4.22: Distribution des contraintes effectives moyennes avant la phase d'exploitation.

Le maillage (Fig4.21) du model est constituer de 1098 éléments, 3559 nœuds, 6588 points de contraintes et la taille d'élément moyenne est égale 5 m, dont on a raffiné le maillage dans la zone proche des chambres et piliers.

À notre cas la contrainte effective moyenne avant exploitation est égale $2,22.10^3 \text{KN/m}^2$ (Fig4.22).

On a fait les résultats des contraintes, de déformation et de déplacements pour chaque phase.

Partie calcul

- la première phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 1, de 6 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun (Figure 4.24).
- la deuxième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 2, de 6 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.
- la troisième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 3, de 6 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.
- la quatrième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 4, de 6 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.

- la cinquième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 5, de 6 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.
- la sixième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 6, de 6 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.
- la septième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 7, de 6 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.
- la huitième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 8, de 6 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.
- la neuvième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 9, de 6 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.

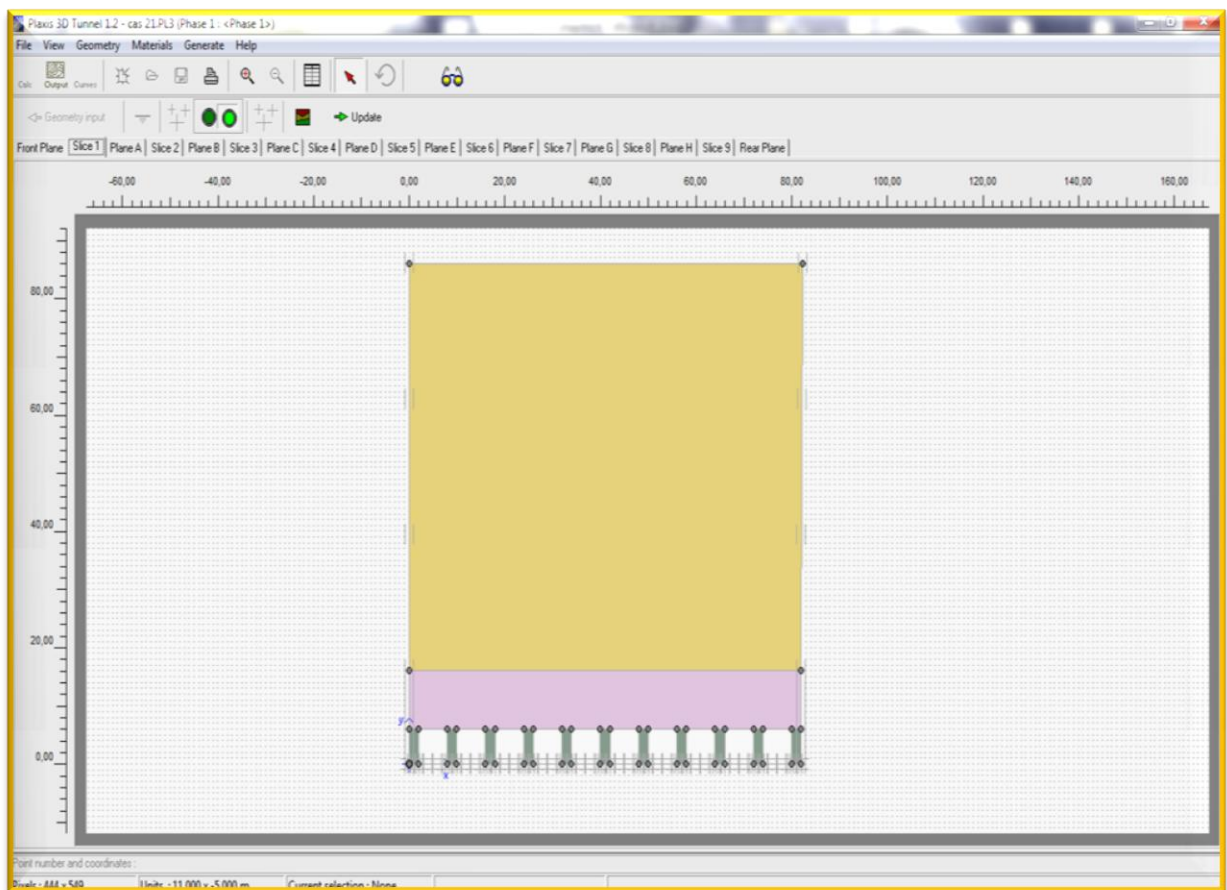


Fig. 4.23 : Exploitation de la tranche 1 de la phase 2.

Fig.4.23 montre l'exploitation de la tranche 1 de la phase 2 (neuf chambres et onze piliers)

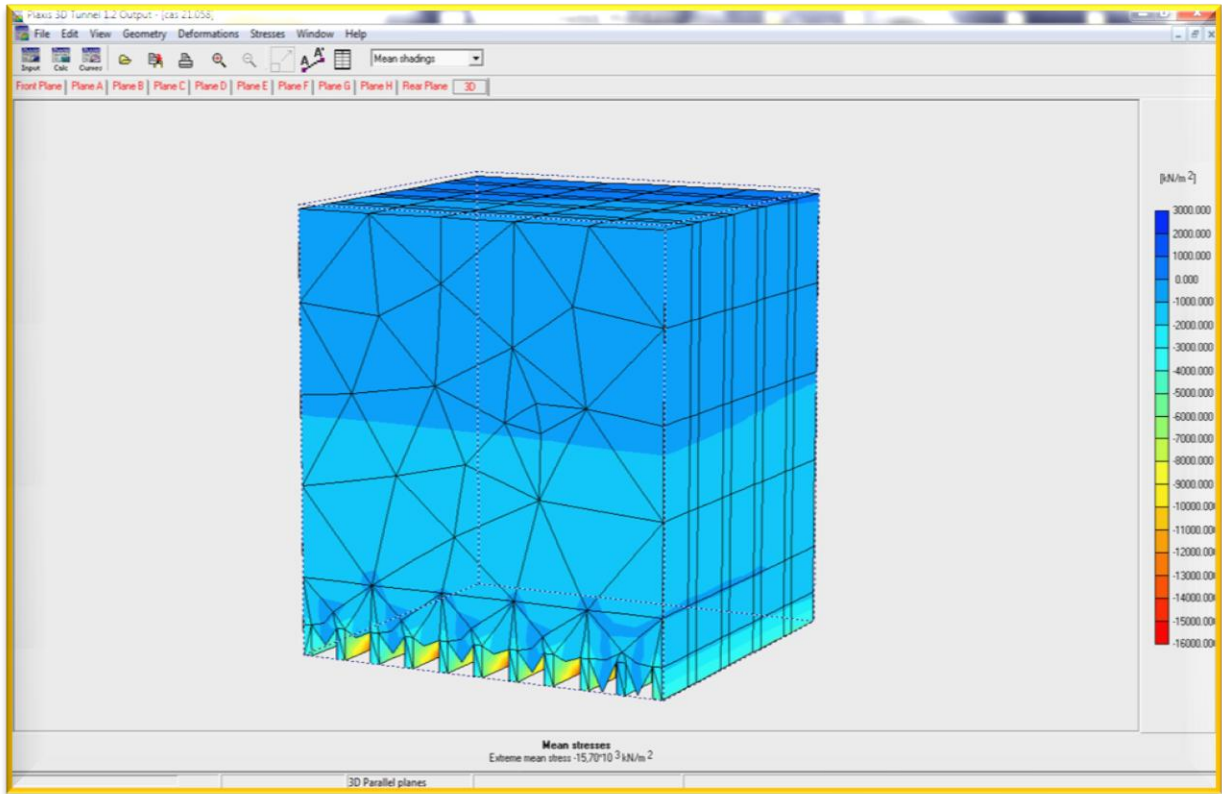


Fig. 4.24: Distribution des contraintes effectives.

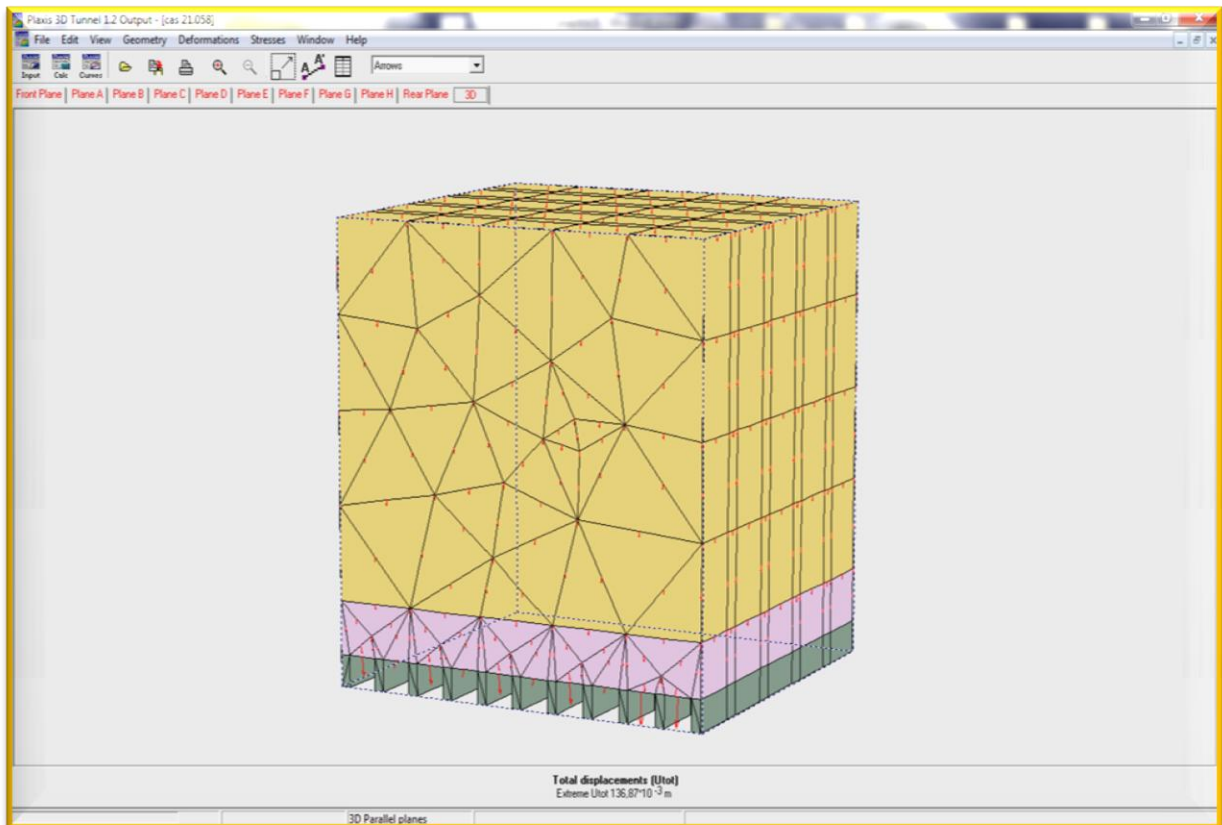


Fig. 4.25 : Déplacements totaux.

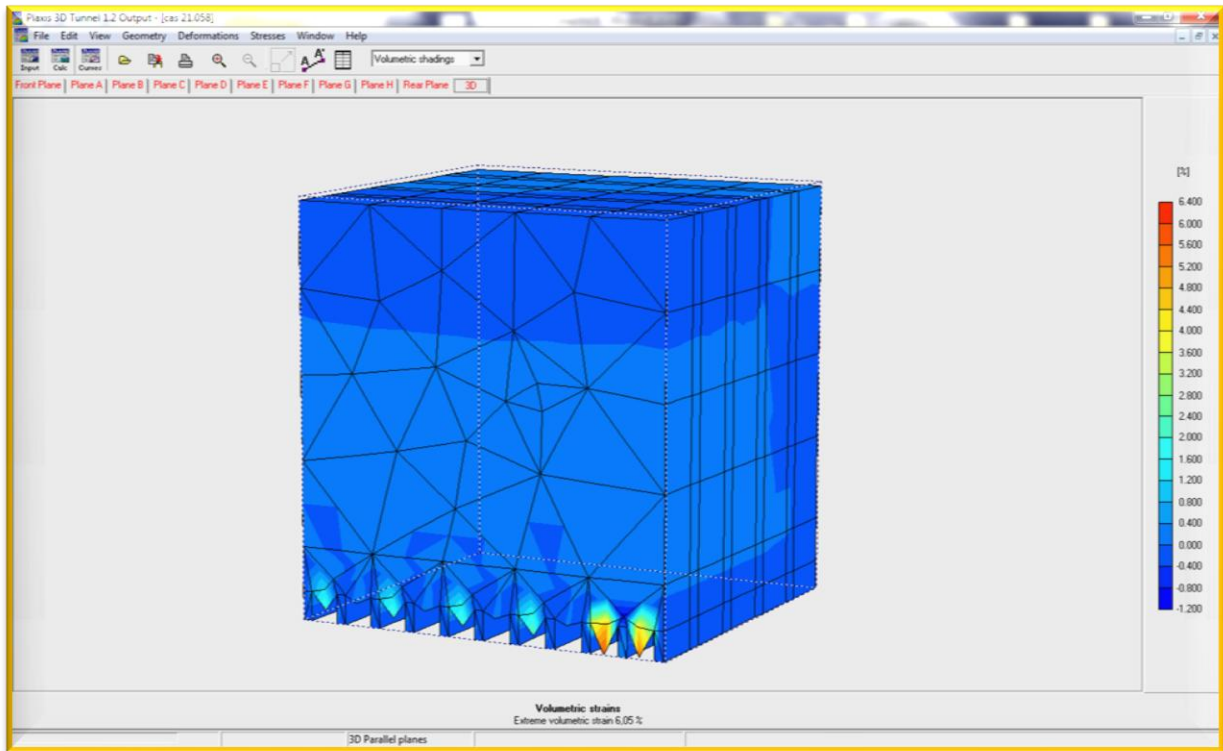


Fig. 4.26 : Contraintes totales moyennes.

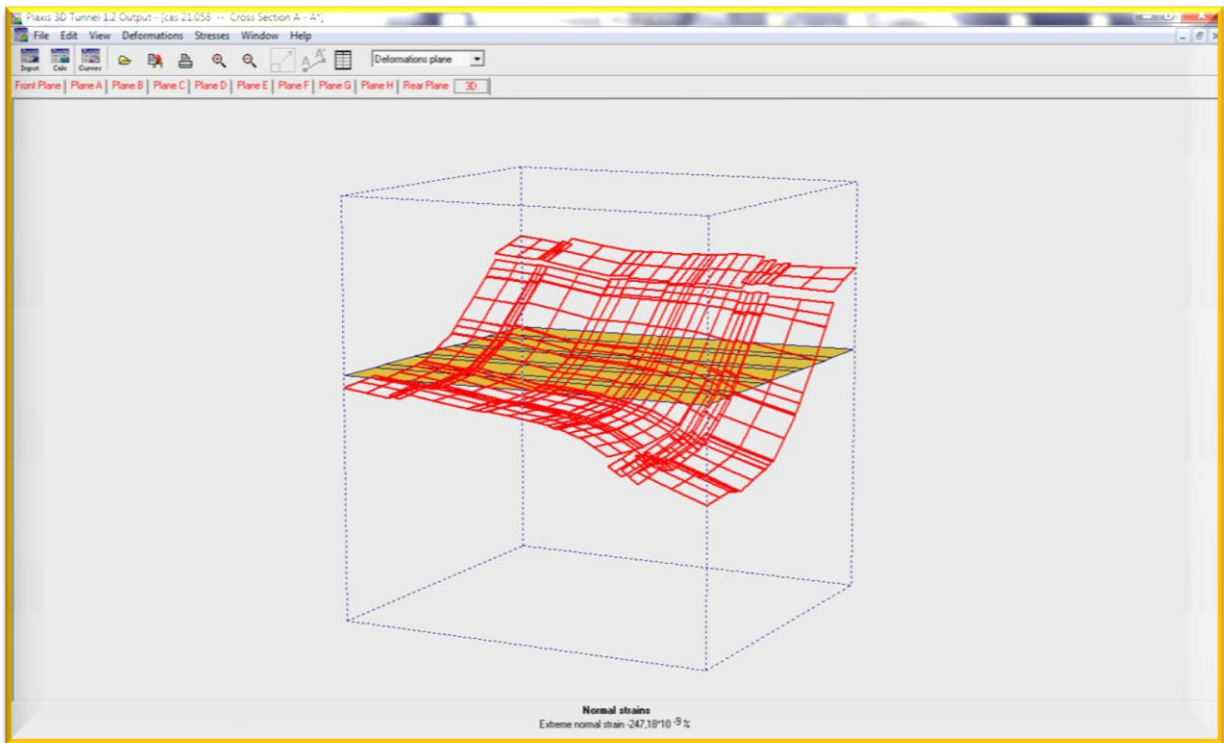


Fig. 4.27 : Incréments normaux des contraintes.

Les déformations volumétrique se concentrent à coté du bloc et à la surface du terrain avec une valeur extrême 6.06% (Fig4.26).

Dans cas2 les contraintes totales et effectives après exploitation (Fig4.24) se concentrent au niveau des toits des chambres avec des valeurs extrêmes respectivement $15,70 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$.

La figure 4.25 montre Les déplacements verticaux au niveau de la surface avec une valeur extrême $U_x = 136,87 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

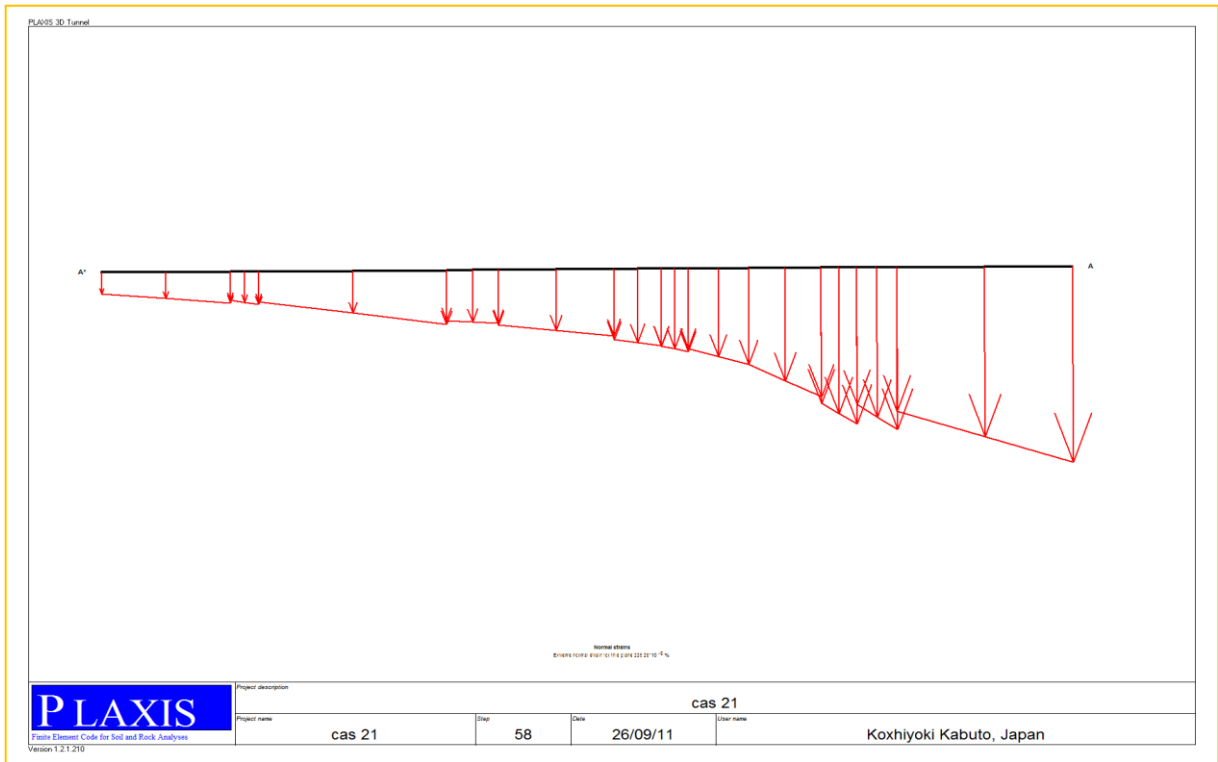


Fig. 4.28 : Contraintes normales (coupe A-A).

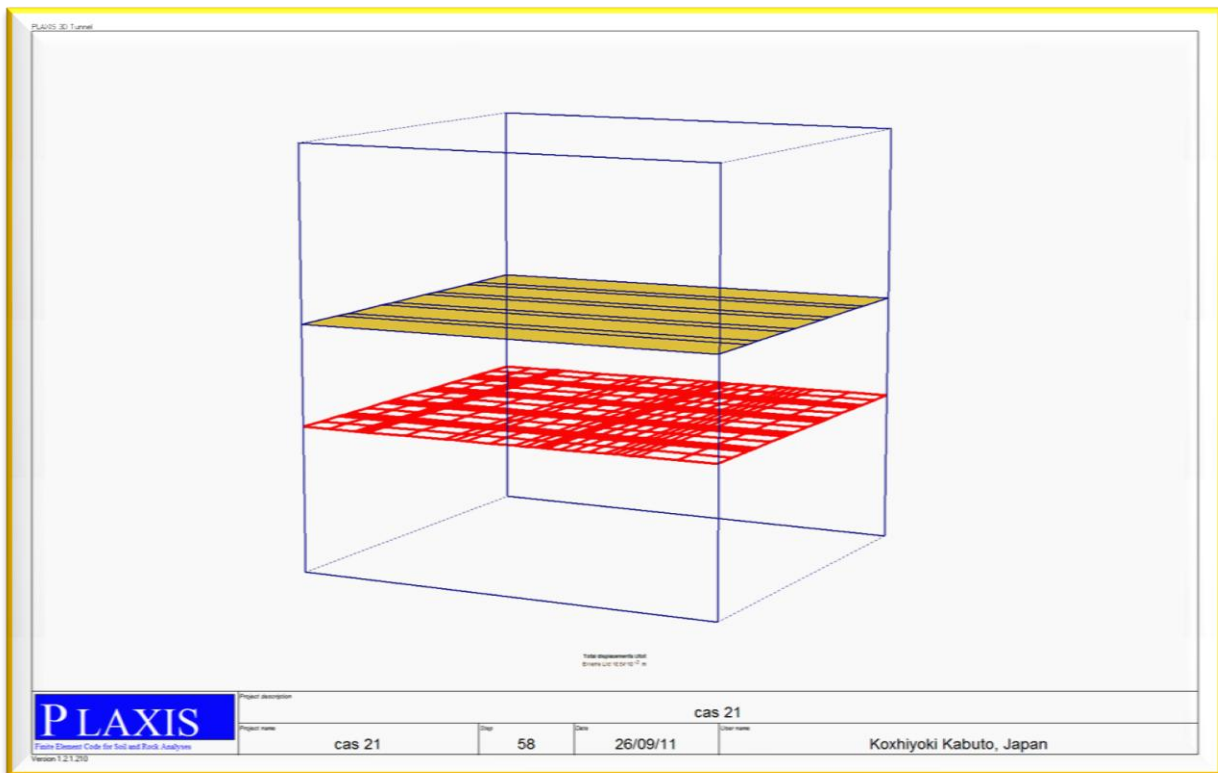


Fig. 4.29 : Contraintes verticales efficaces (coupe A-A).

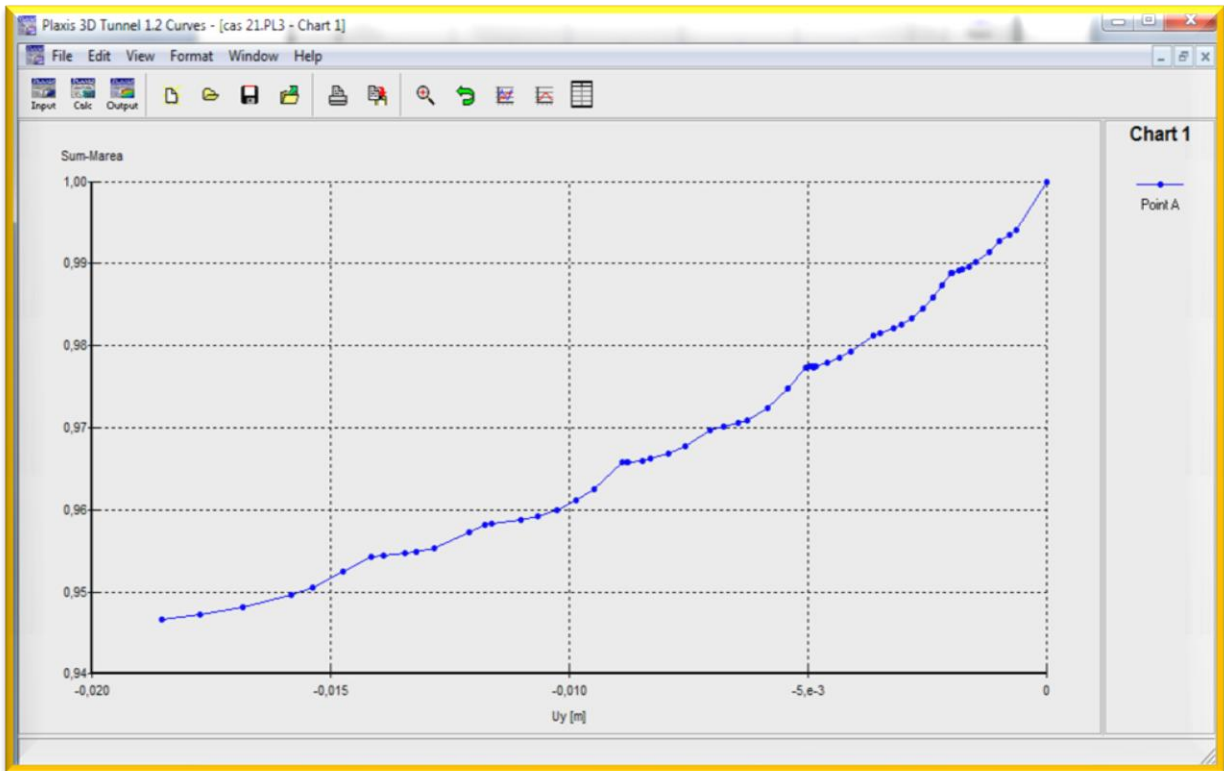


Fig. 4.30: Courbe chargement gravitaire /déformations.

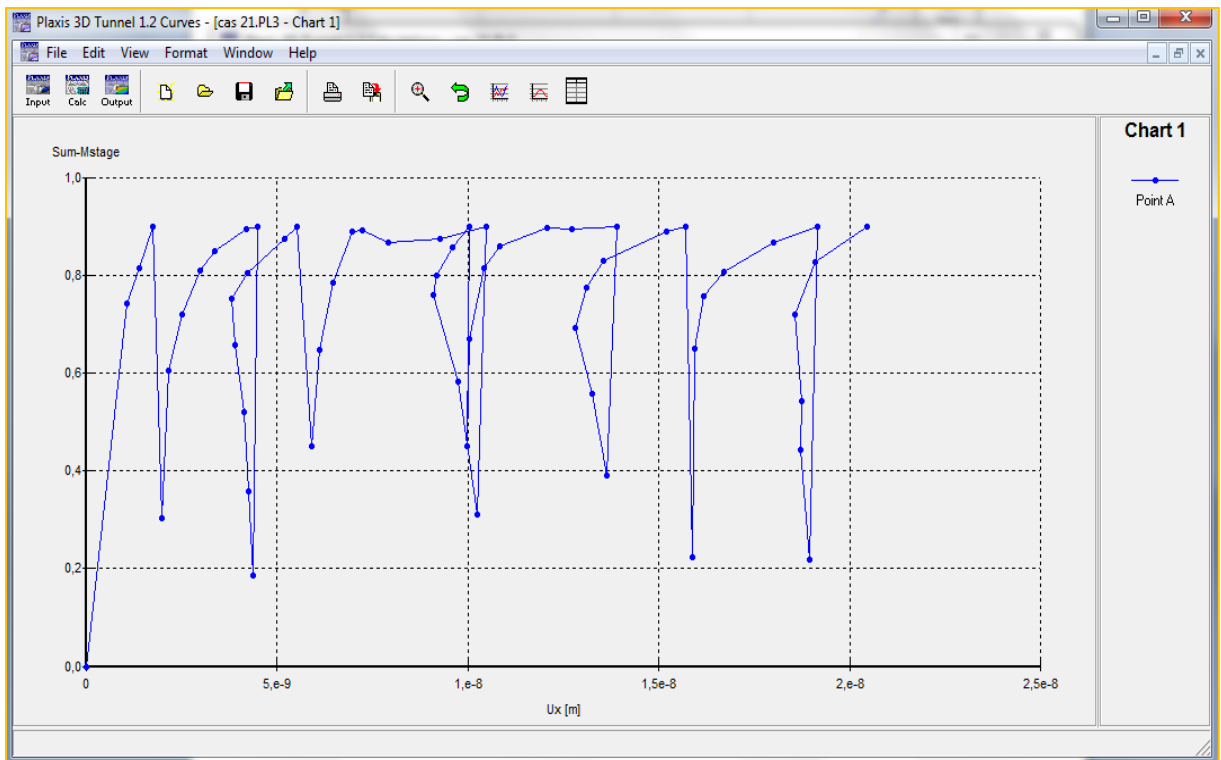


Fig. 4.31 : Courbe chargement gravitaire /déformations verticales.

Les incréments de déplacements calculés pendant la phase en cours seront ajoutés à ceux des phases précédentes. Cette option n'a aucune influence sur le champ des contraintes.

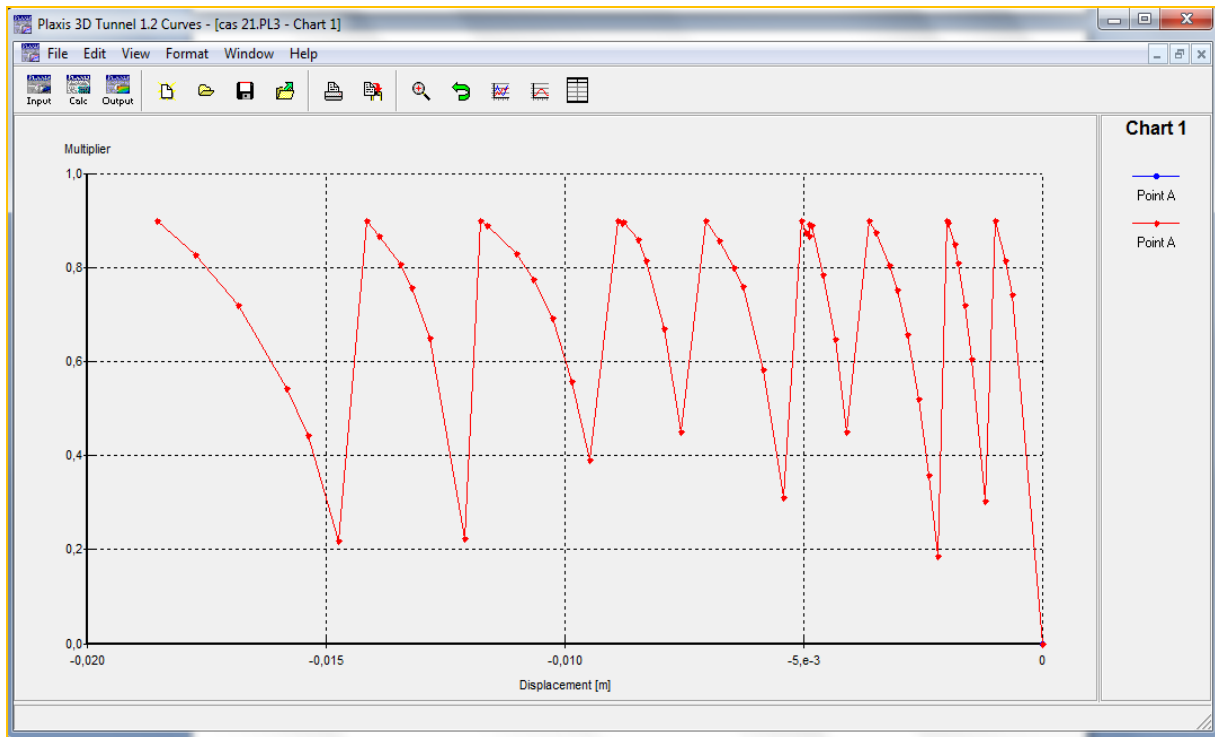


Fig. 4.32: Courbe chargement gravitaire /déformations verticales point A.

Les forces pseudo-statiques ne peuvent être activées que si le poids des couches est déjà actif (SMweight = 1). Pour SMweight = 1 et SMaccel = 1 les forces gravitaires et les forces pseudo-gravitaires sont toutes actives

Si le chargement gravitaire est nul, le poids des couches n'est pas pris en compte et toutes les pressions d'eau seront également nulles

INTERPRETATION DES RESULTATS

CAS : 2

Pour ce cas, les résultats obtenus montrent que les contraintes totales, les déplacements totaux et les déformations dans les piliers sont très importants.

Les paramètres de la cuvette sont de l'ordre de :

- Amplitude maximale = $136,87 \cdot 10^{-3}$ m (fortes déformations)

Dans ce cas, les piliers sont en rupture avec un facteur de sécurité égal à 0,67

Par conséquent, l'effondrement atteint finalement la surface du sol en provoquant un affaissement en surface progressif, brutal ou imprévu.

CAS 3

Paramètres géométriques du modèle :

- largeur du pilier : $W_p = 04m$
- largeur de la chambre : $W_o = 04m$
- Profondeur : $H = 105m$
- largeur du panneau : $L_p = 76m$

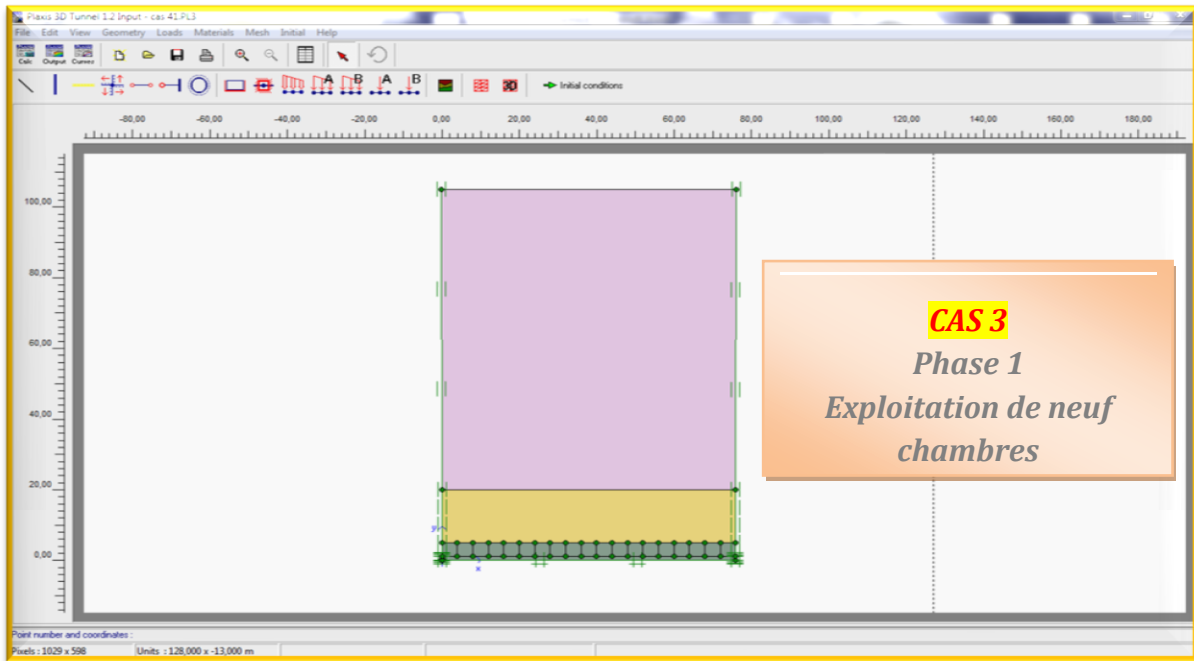


Fig. 4 .33 : Présentation du modèle.

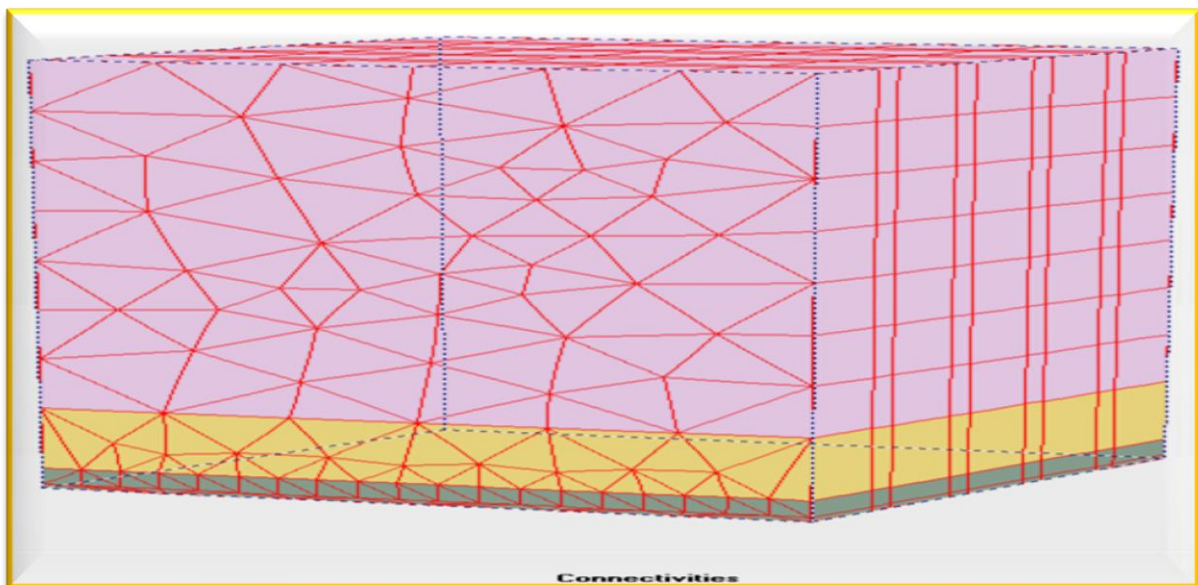


Fig.4.34 : Maillage 3D du domaine d'étude.

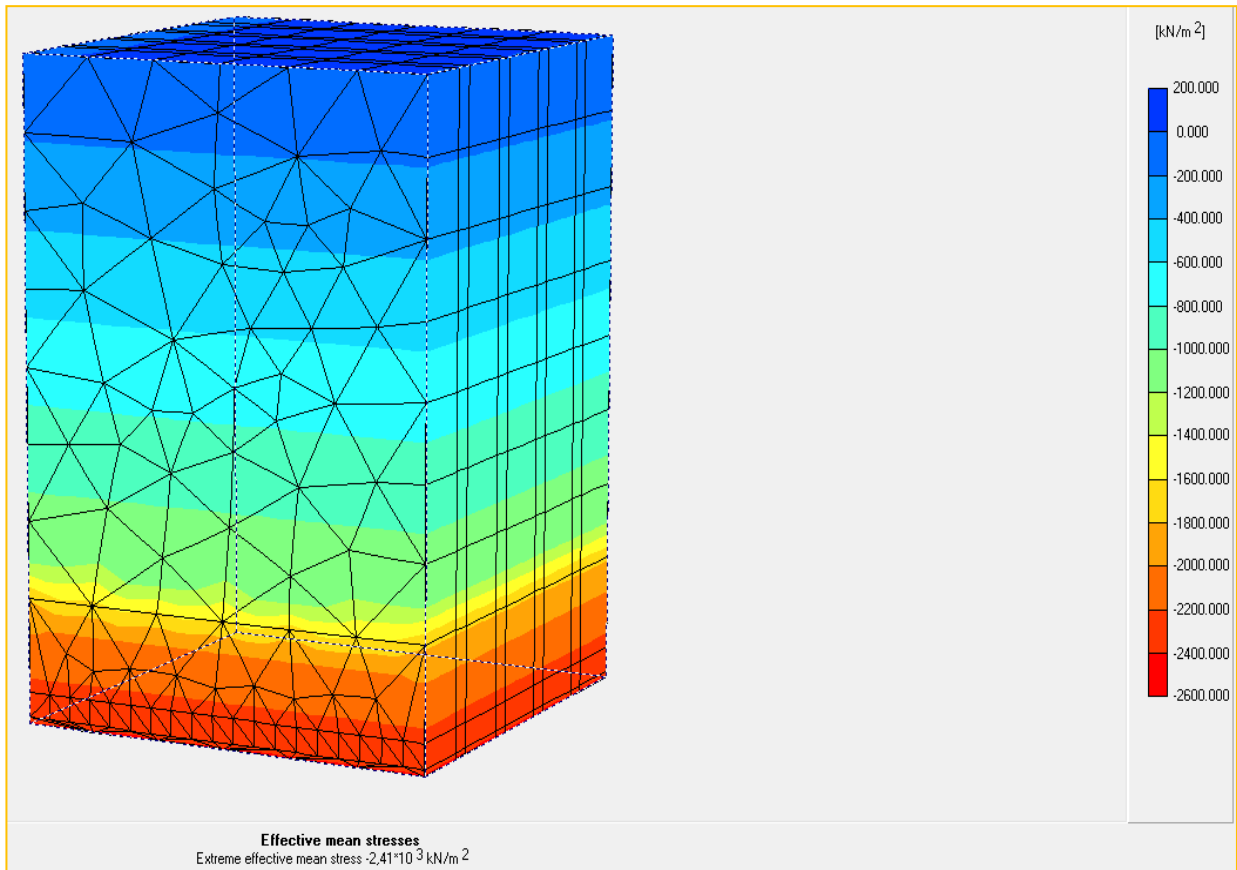


Fig. 4.35 : Distribution des contraintes effectives moyennes.

Partie calcul

- la première phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 1, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun (Figure 4.38).
- la deuxième phase débutera par l'exploitation de neuf autres chambres en tranche 2, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.
- la troisième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 3, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.
- la quatrième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 4, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.
- la cinquième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 5, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.
- la sixième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 6, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.

- la septième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 7, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.
- la huitième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 8, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.
- la neuvième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 9, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 4 m de largeur chacun.

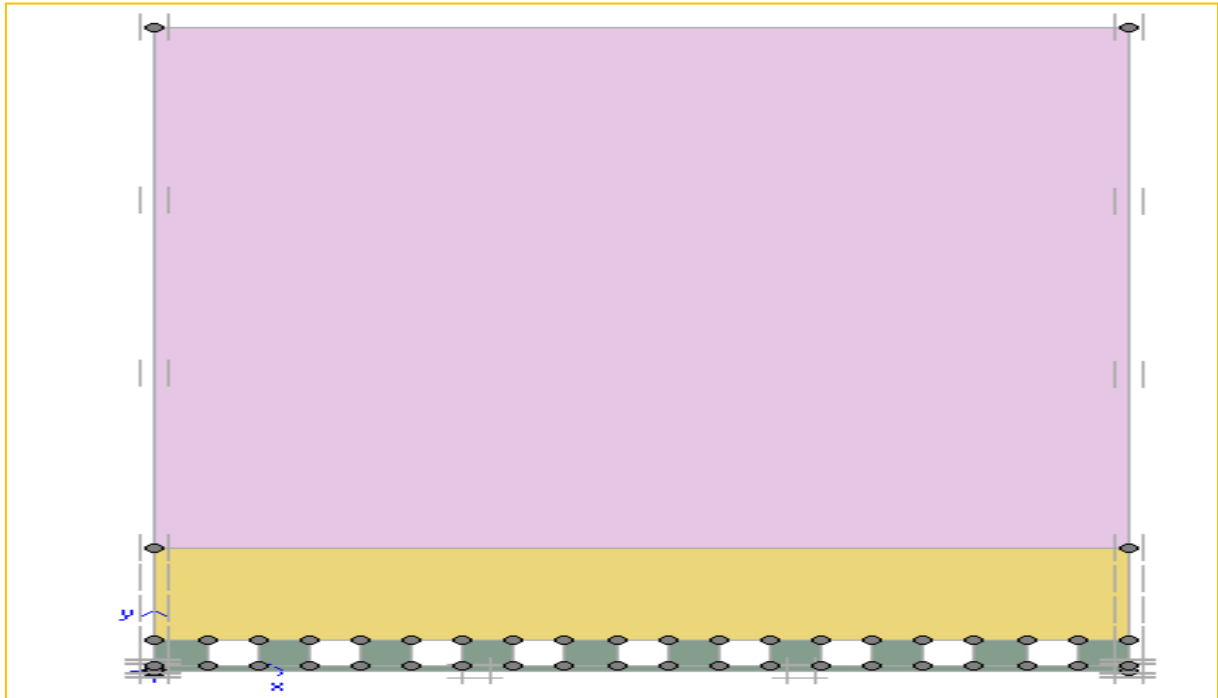


Fig. 4.36: Exploitation de la tranche 1 de la phase 1.

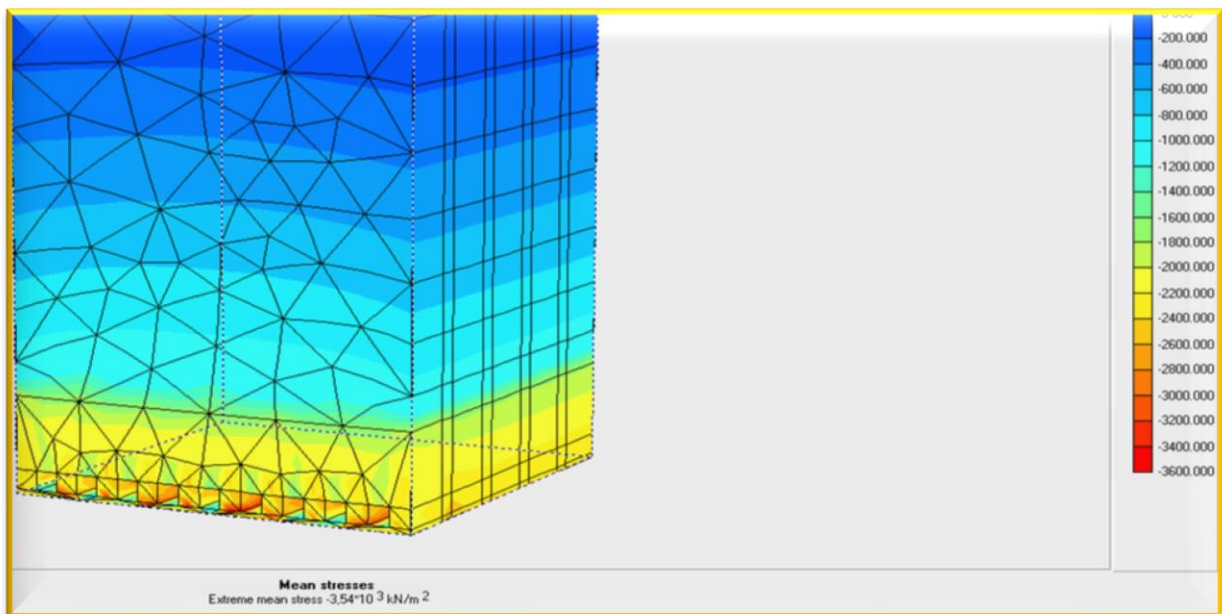


Fig. 4.37: Distribution des contraintes effectives.

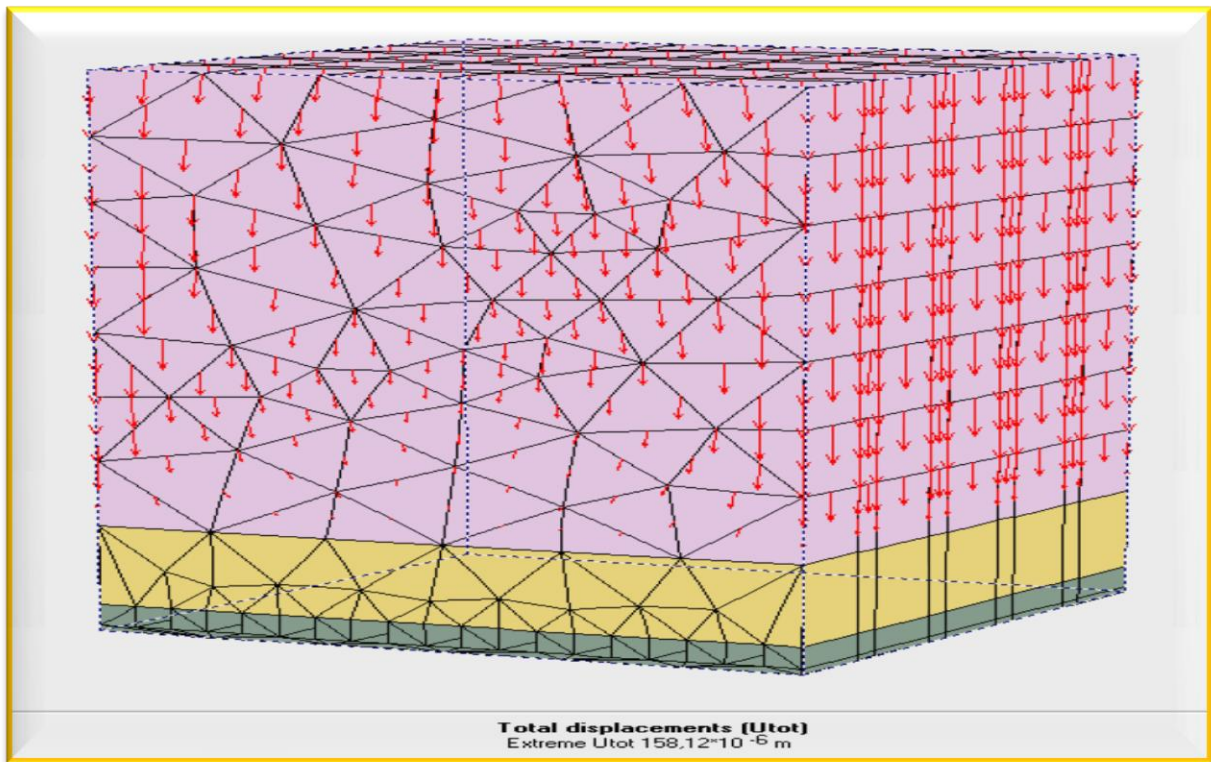


Fig. 4.38 : Déplacements totaux.

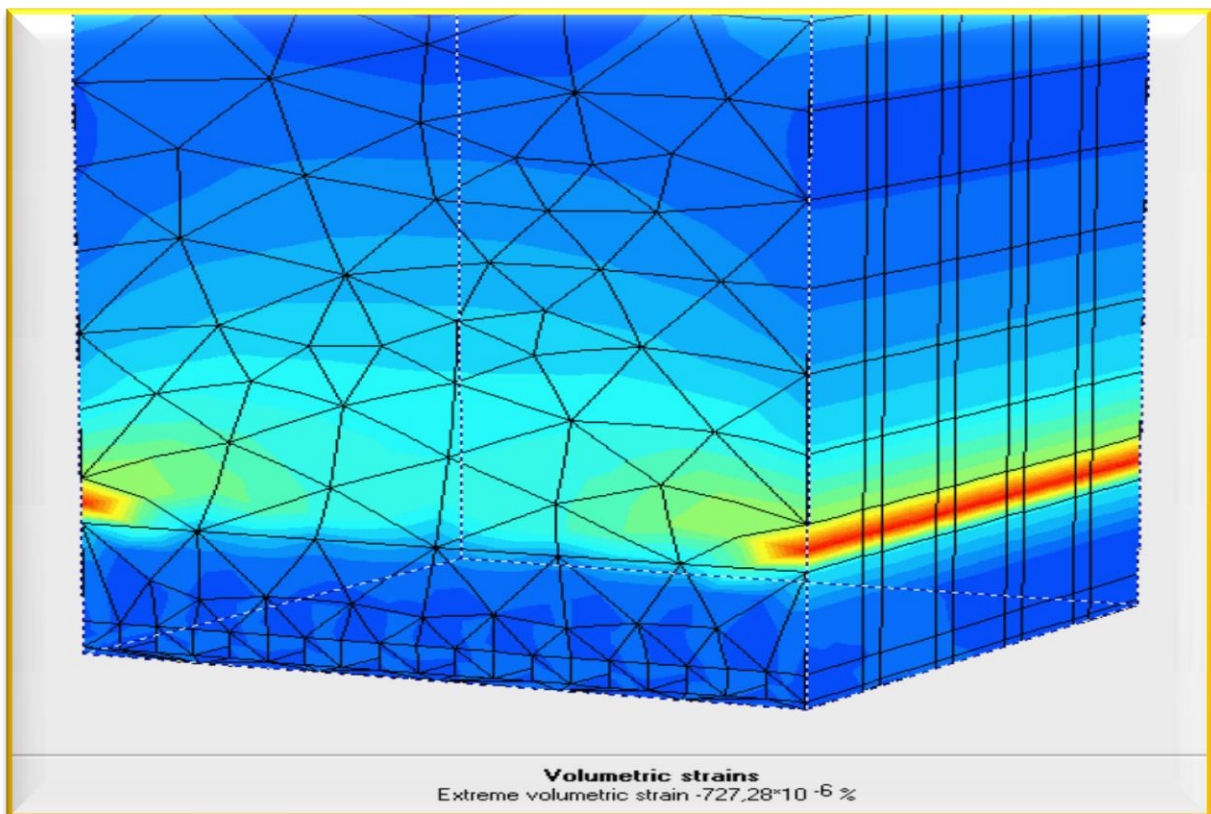


Fig. 4.39 : Contraintes totales moyennes.

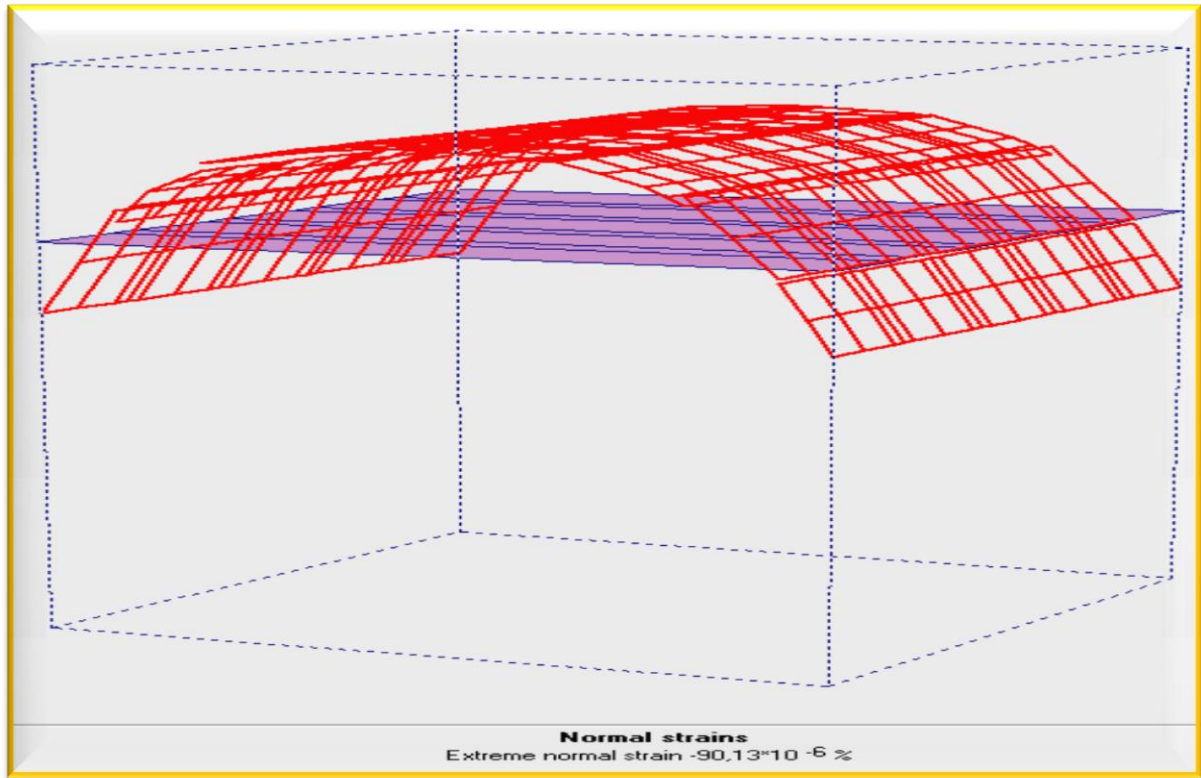


Fig. 4.40 : Déplacement totale des contraintes normales (coupe A-A).

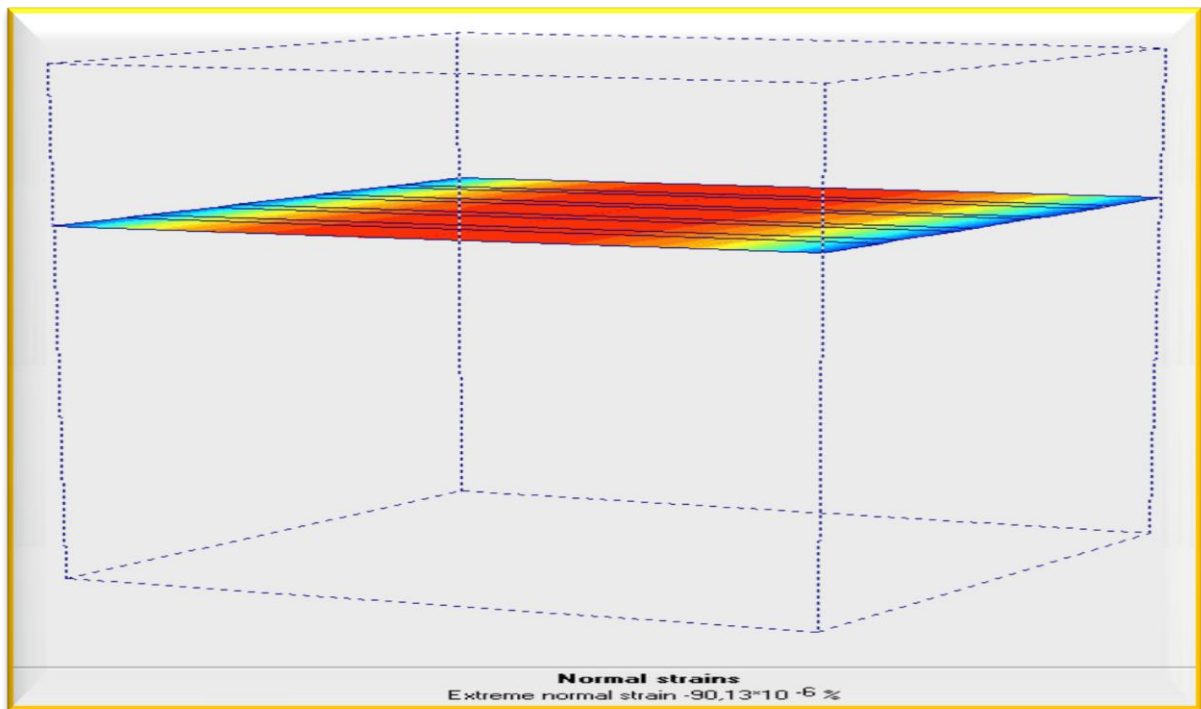


Fig. 4.41 : Ombrages déplacements vertical (coupe A-A).

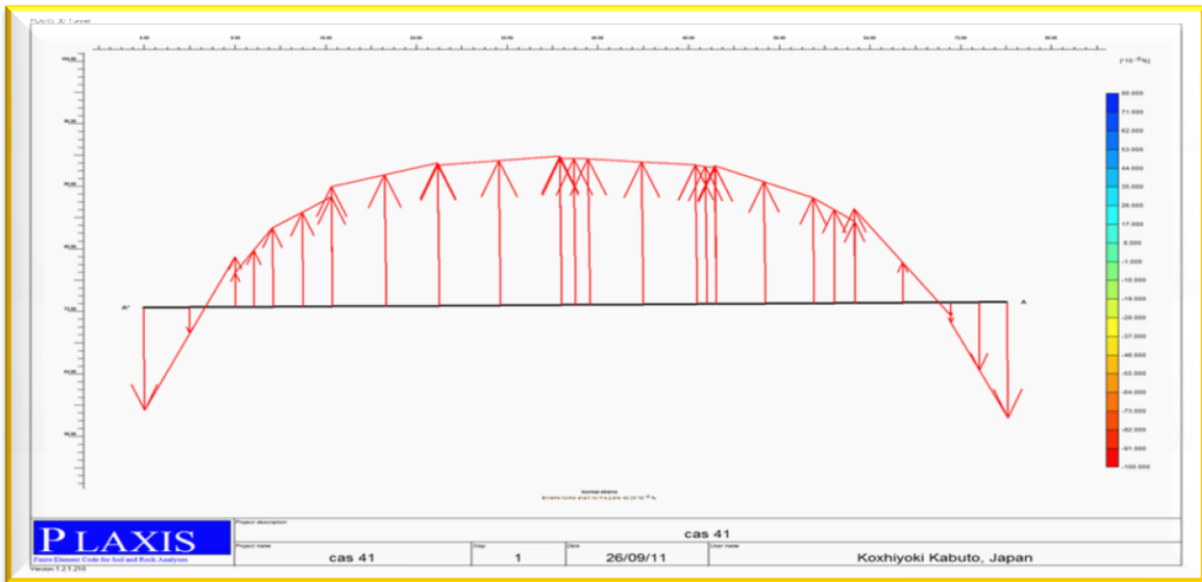


Fig. 4.42 : Contraintes de cisaillement (coup A-A).

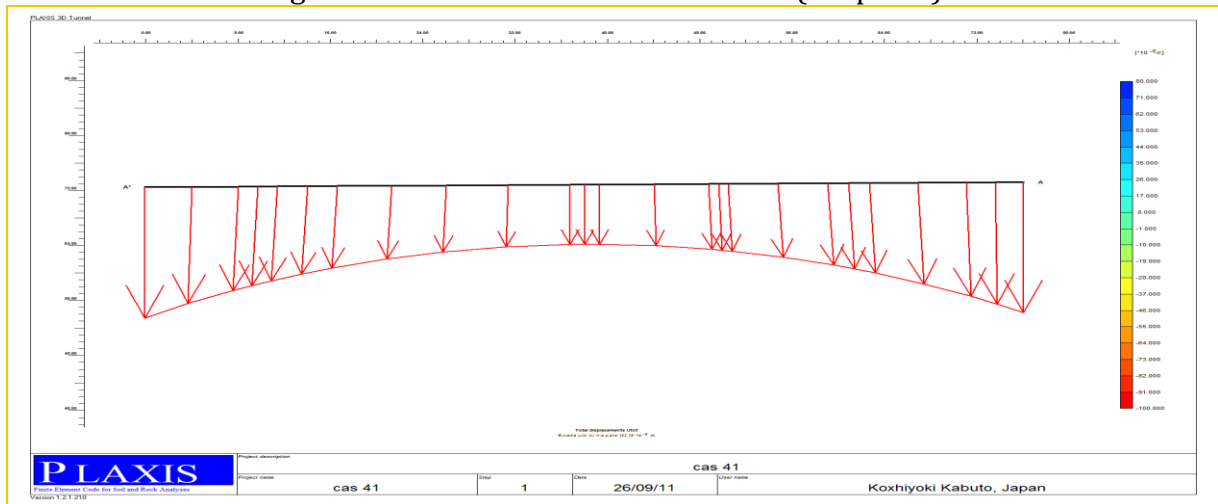


Fig. 4.43 : Déplacement Total (coup A-A).

Le maillage (Fig4.34) du model est constituer de 1325 éléments, 3186 nœuds, 6125 points de contraintes et la taille d'élément moyenne est égale 5 m, dont on a raffiné le maillage dans la zone proche des chambres et piliers.

À notre cas la contrainte effective moyenne avant exploitation est égale $2,41.10^3 \text{KN/m}^2$ (Fig4.35).

Les déformations volumétrique se concentrent à coté du bloc et à la surface du terrain avec une valeur extrême $727,28.10^{-6} \%$ (Fig4.39).

Dans cas3 les contraintes totales et effectives après exploitation (Fig4.37) se concentrent au niveau des toits des chambres avec des valeurs extrêmes respectivement $3,54.10^3 \text{KN/m}^2$.

La figure 4.38 montre Les déplacements verticaux au niveau de la surface avec une valeur extrême $U_x = 158,12.10^{-6} \text{m}$.

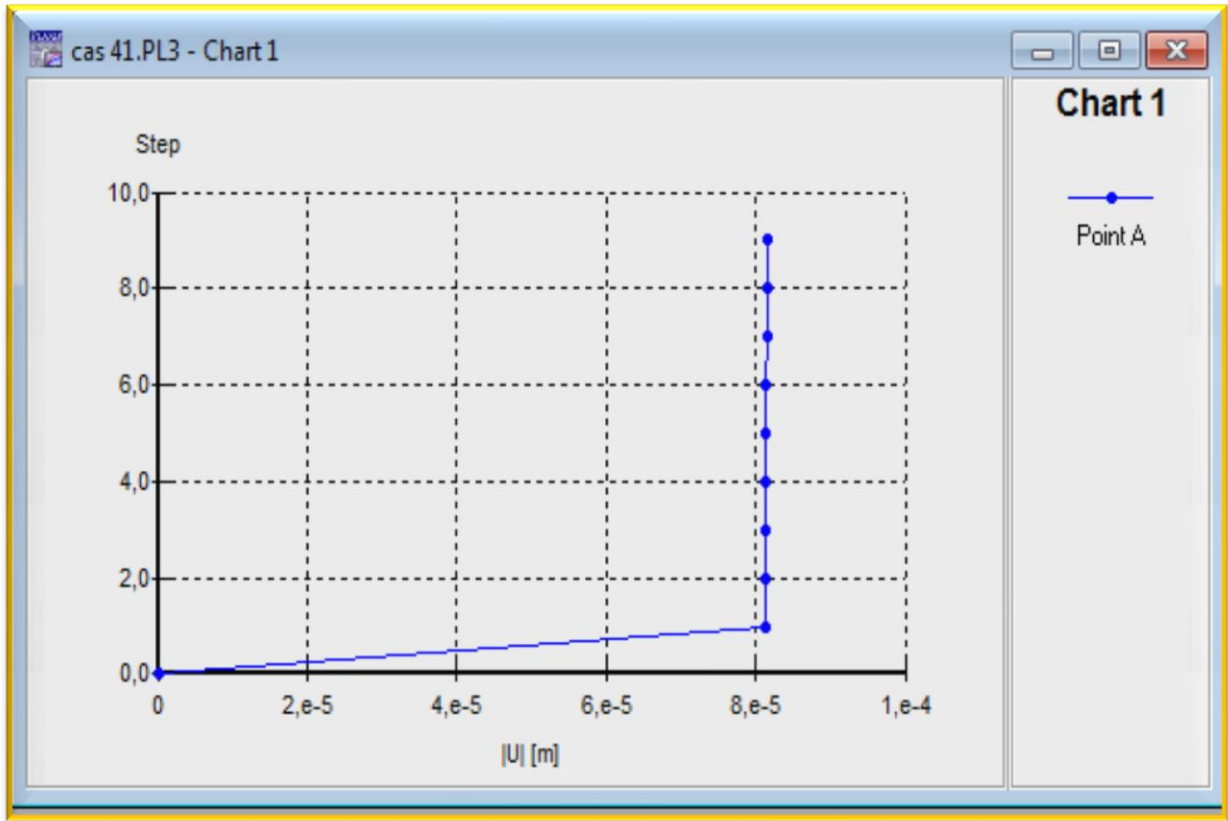


Fig. 4.44: Courbe contraintes/déformations.

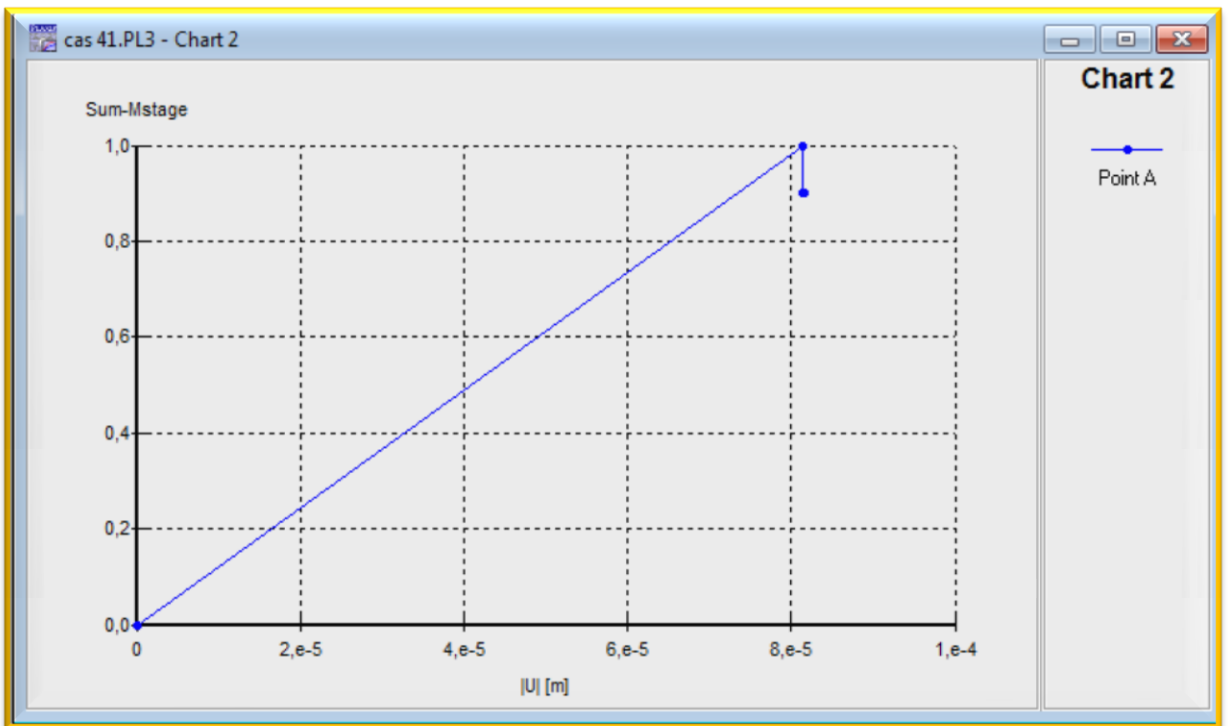


Fig. 4.45: Courbe chargement gravitaire /déformations.

La figure ci-dessus montre le chargement gravitaire est nul, le poids des couches n'est pas pris en compte et toutes les pressions d'eau seront également nulles, on a une augmentation du chargement gravitaire égale 1 pour une valeur de déformation égale à 10^{-4} m.

La figure 4.44 montre que le déplacement vertical pour point A à égale 8.10^{-5} m.

INTERPRETATION DES RESULTATS

CAS : 3

Pour ce cas, avec une variation légère de la valeur de la largeur de la chambre par rapport à la largeur du pilier avec une profondeur constante, les résultats obtenus montrent que les contraintes totales, les déplacements totaux et les déformations dans les piliers sont moins importants.

Les paramètres de la cuvette sont de l'ordre de :

- Amplitude maximale = $158,12.10^{-6}$ m (très faible déformations)

Par conséquent, les piliers sont stables avec un facteur de sécurité égal à 2,51

Par conséquent, de faibles perturbations peuvent se manifester finalement en surface du sol en provoquant un affaissement de très faible magnitude, presque négligeable.

CAS 4

Paramètres géométriques du modèle :

- largeur du pilier : $W_p = 04$ m
- largeur de la chambre : $W_o = 04$ m
- Profondeur : $H = 145$ m
- largeur du panneau : $L_p = 76$ m

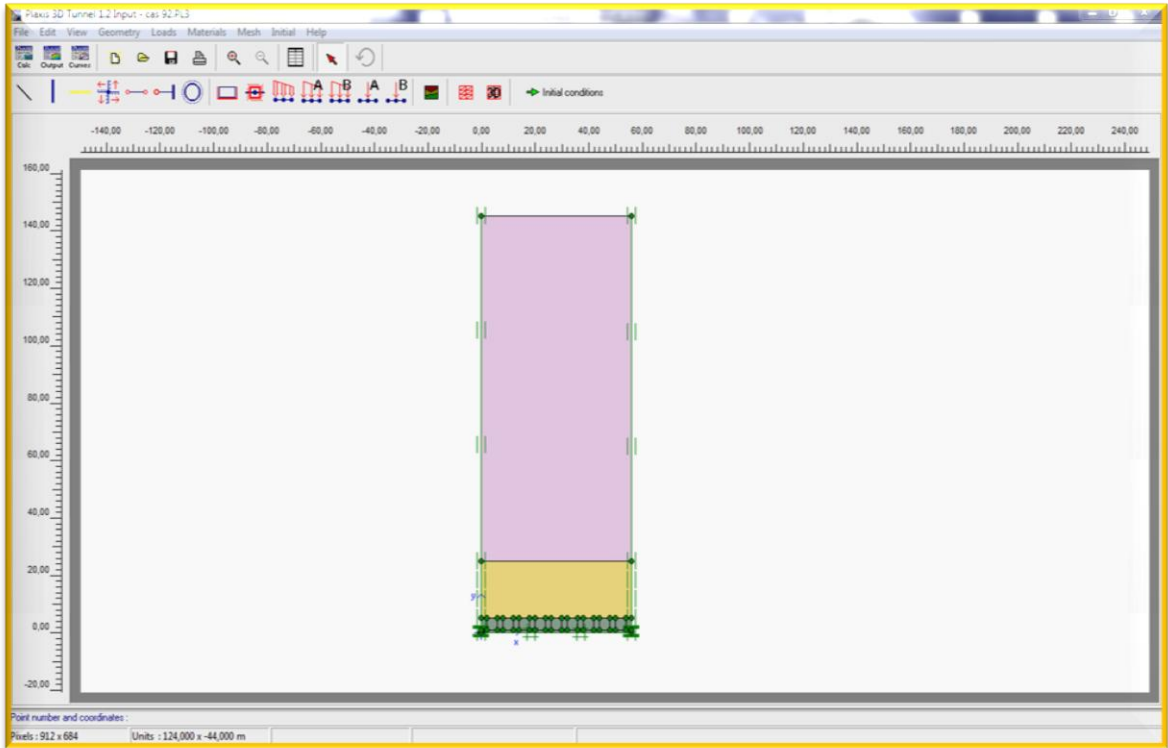


Fig. 4 .46 : Présentation du modèle.

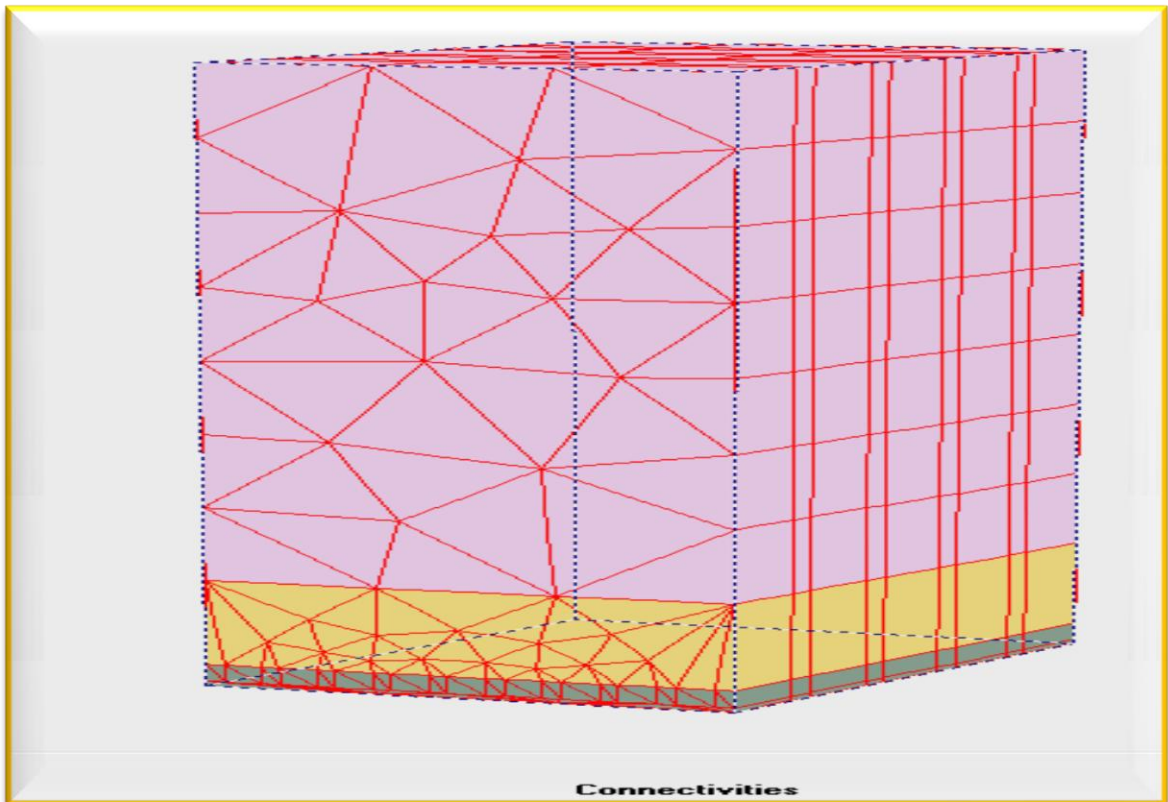


Fig. 4.47 : Maillage 3D du domaine d'étude.

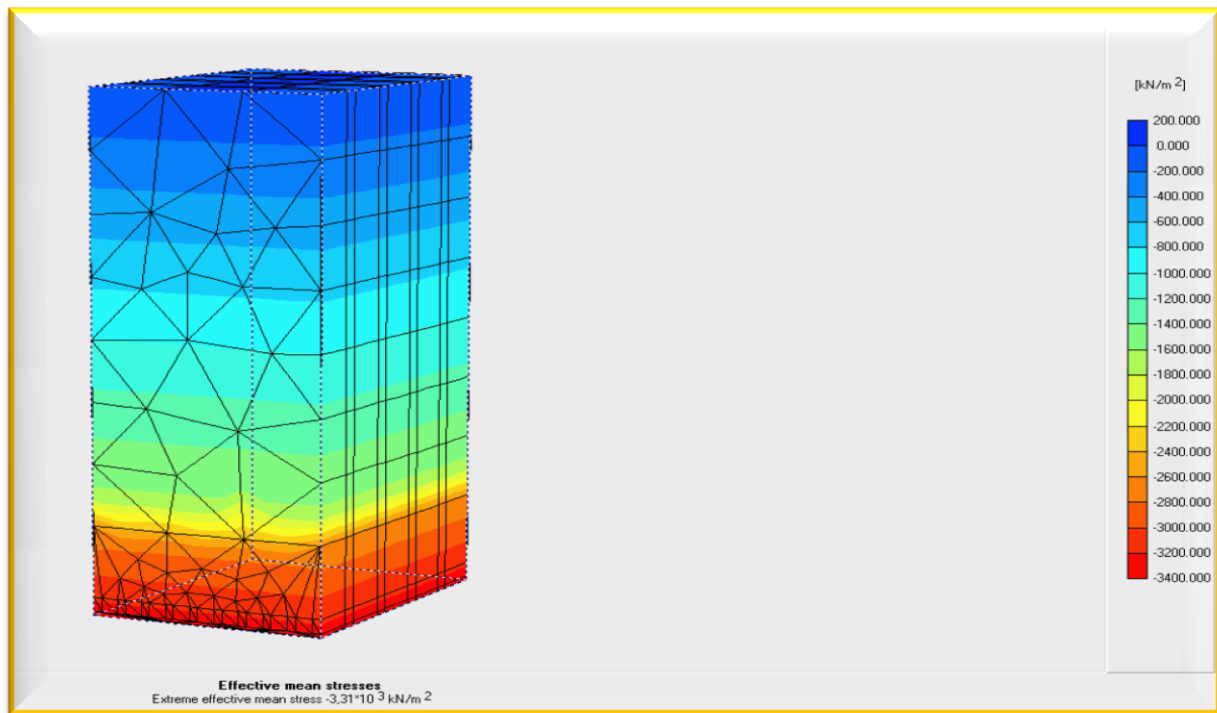


Fig. 4.48 : Distribution des contraintes effectives moyennes.

Partie calcul

- la première phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 1, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun (Figure 4.51).
- la deuxième phase débutera par l'exploitation de neuf autres chambres en tranche 2, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.
- la troisième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 3, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.
- la quatrième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 4, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.
- la cinquième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 5, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.
- la sixième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 6, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.
- la septième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 7, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.

- la huitième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 8, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.
- la neuvième phase débutera par l'exploitation de neuf chambres en tranche 9, de 4 m de largeur chacune et de part et d'autre des piliers de 2 m de largeur chacun.

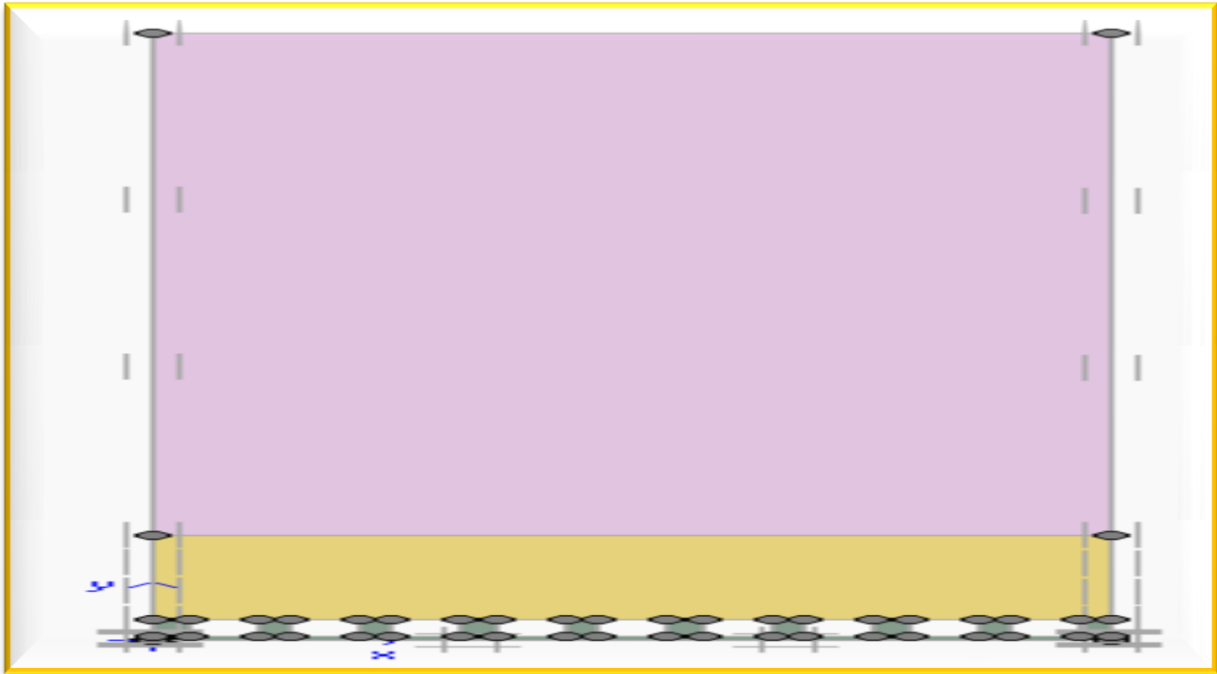


Fig. 4.49: Exploitation de la tranche 1 de la phase 1.

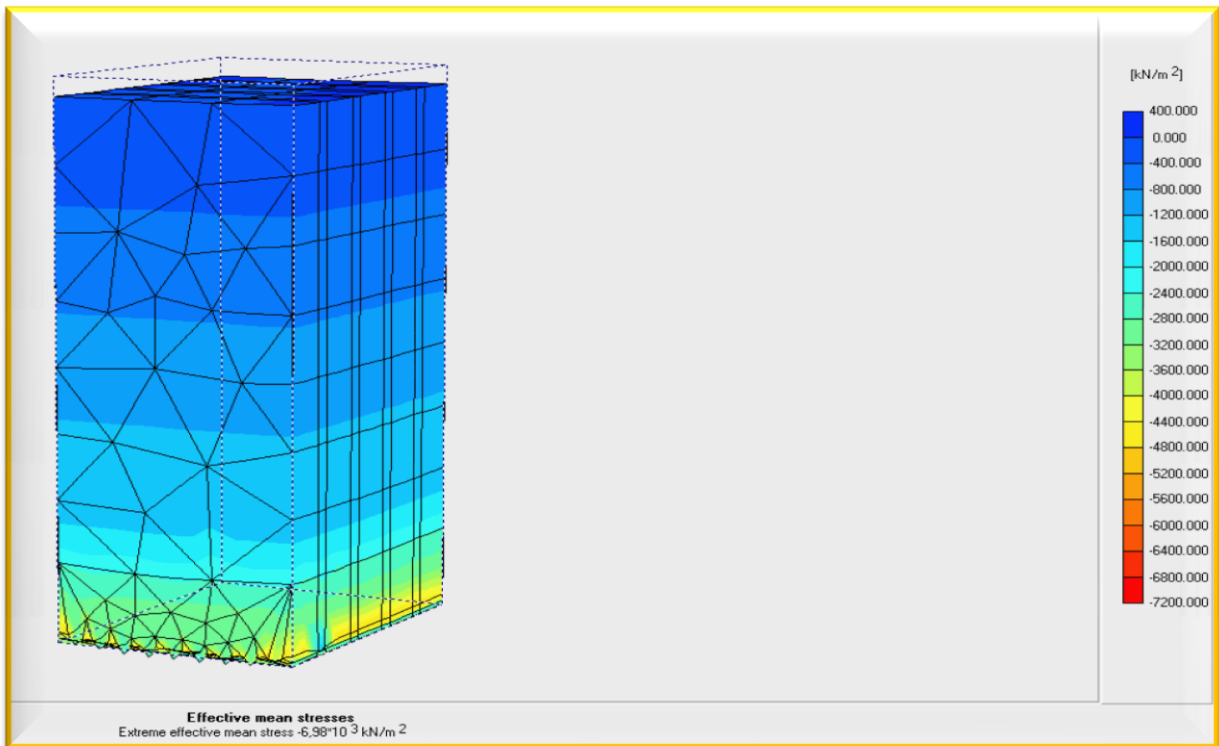


Fig. 4.50: Distribution des contraintes effectives.

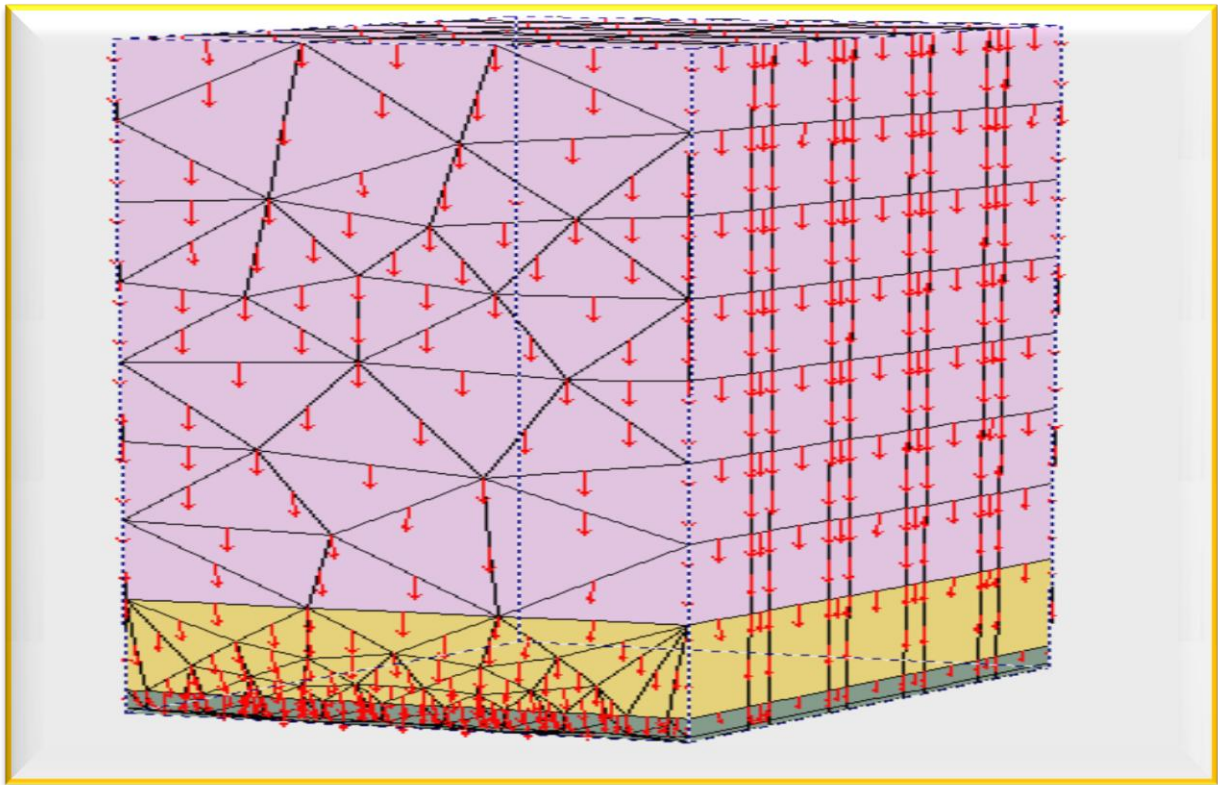


Fig. 4.51 : Déplacements totaux.

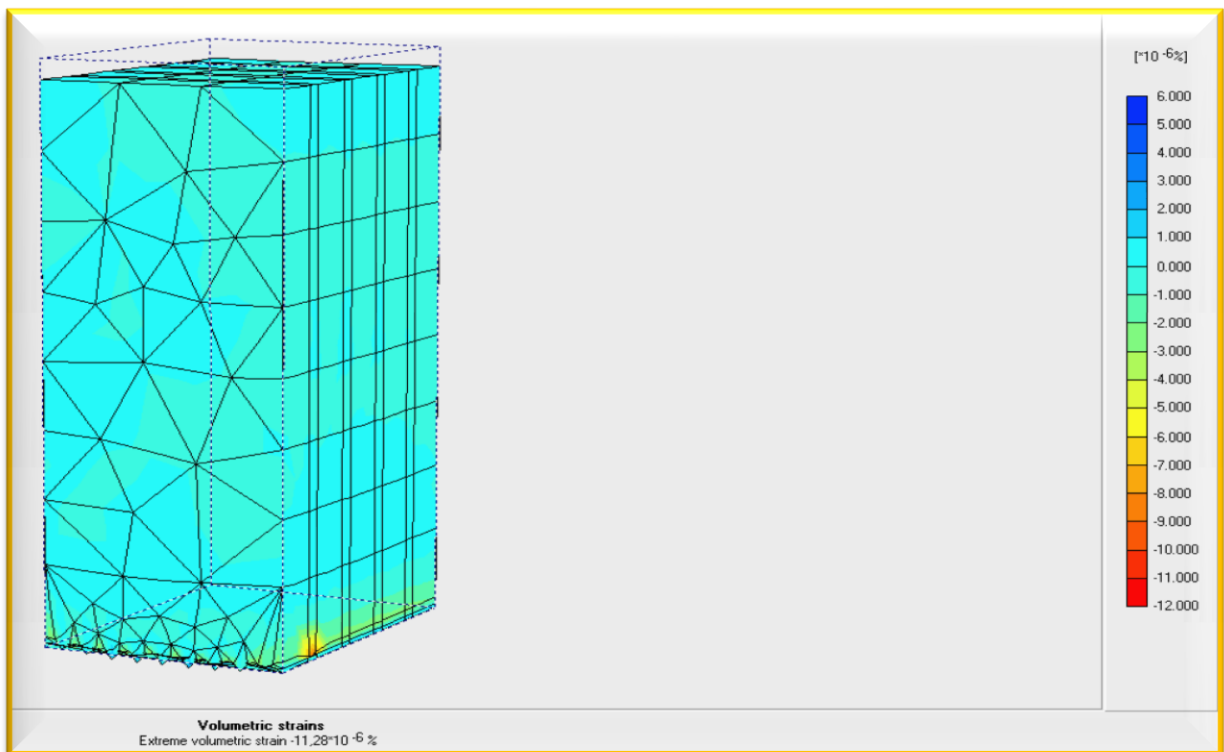


Fig. 4.52 : Contraintes totales moyennes.

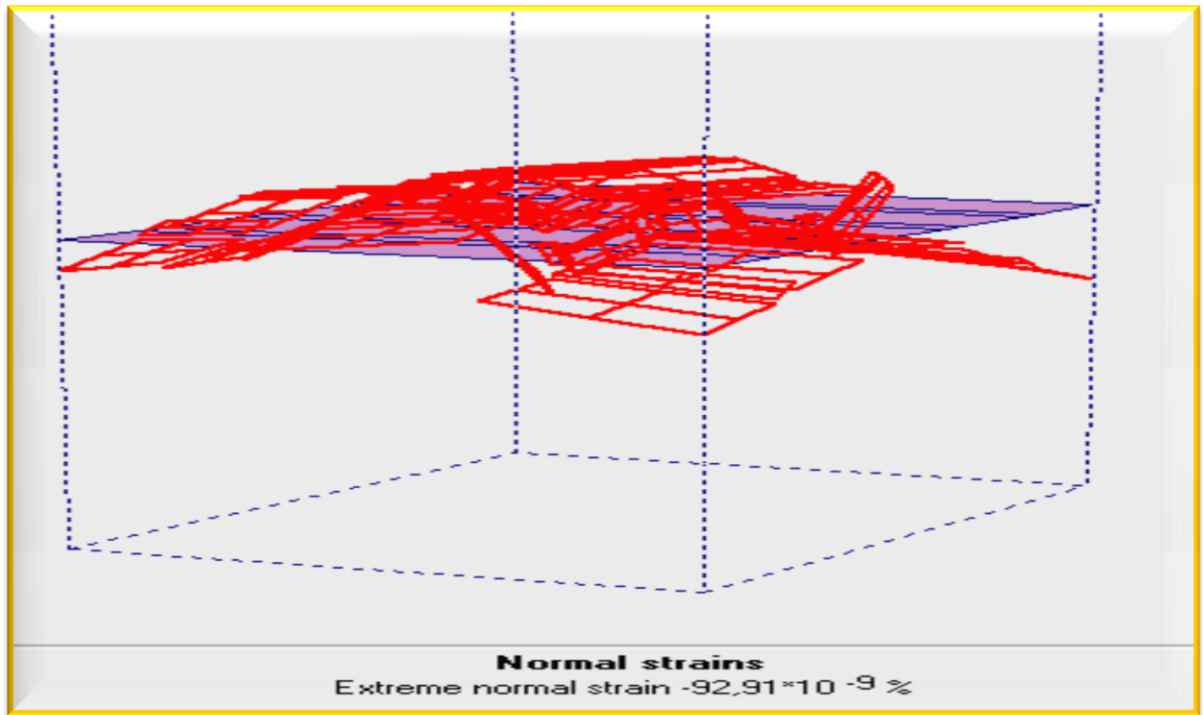


Fig. 4.53 : Contraintes normales.

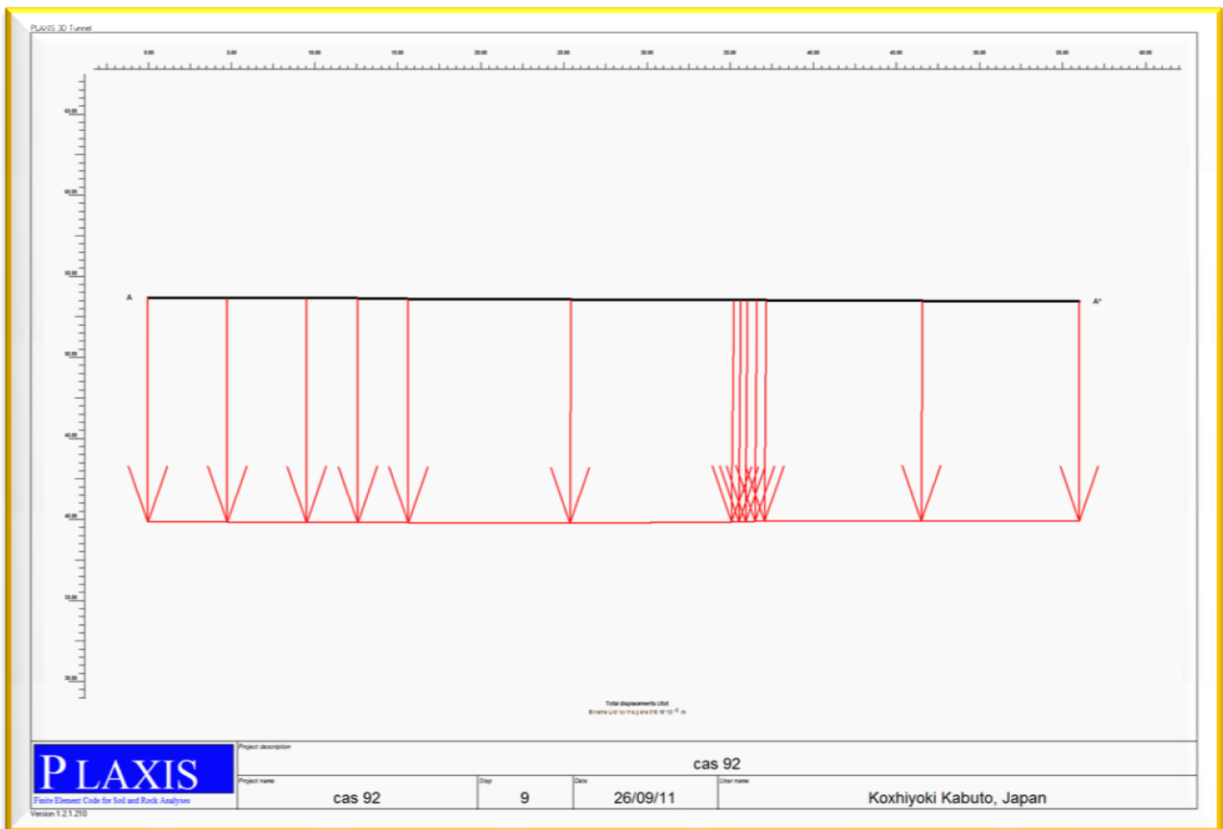


Fig. 4.54 : Contraintes normales (coupe A-A).

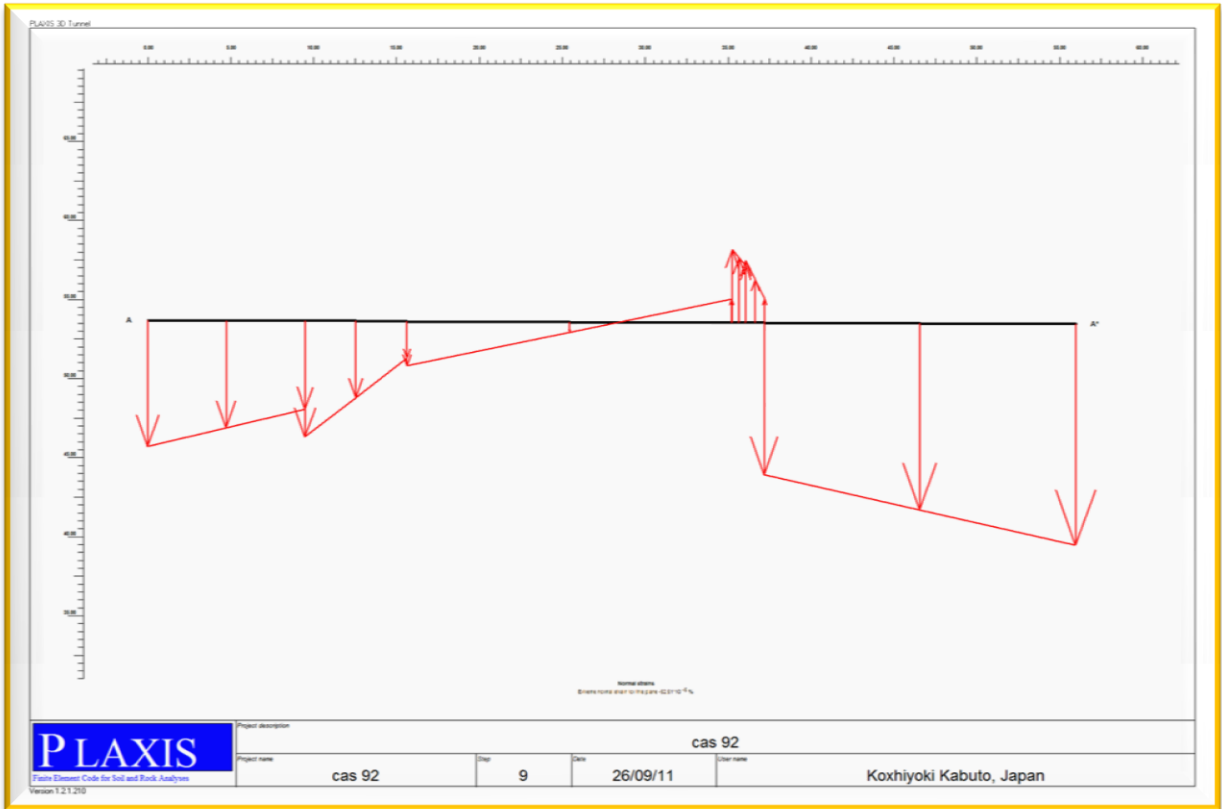


Fig. 4.55 : Contraintes de cisaillement (coupe A-A).

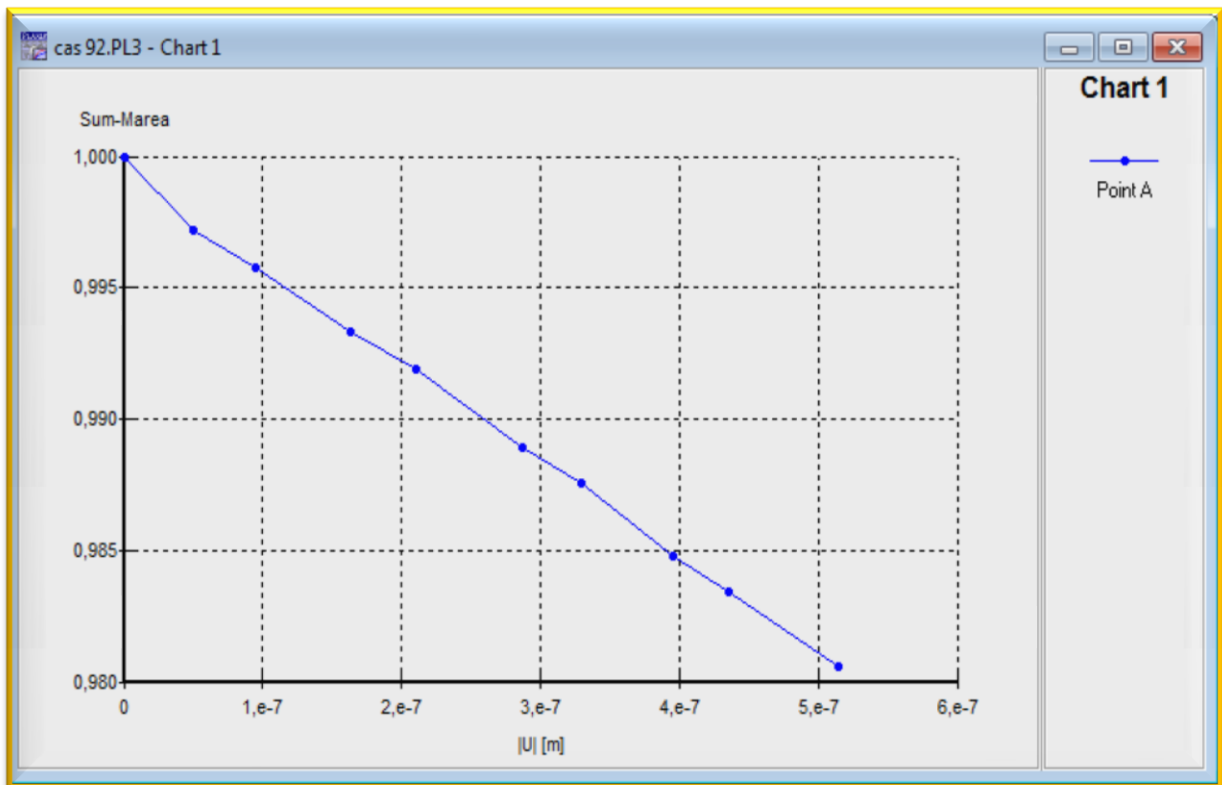


Fig. 4.56 : Courbe chargement gravitaire /déformations horizontales

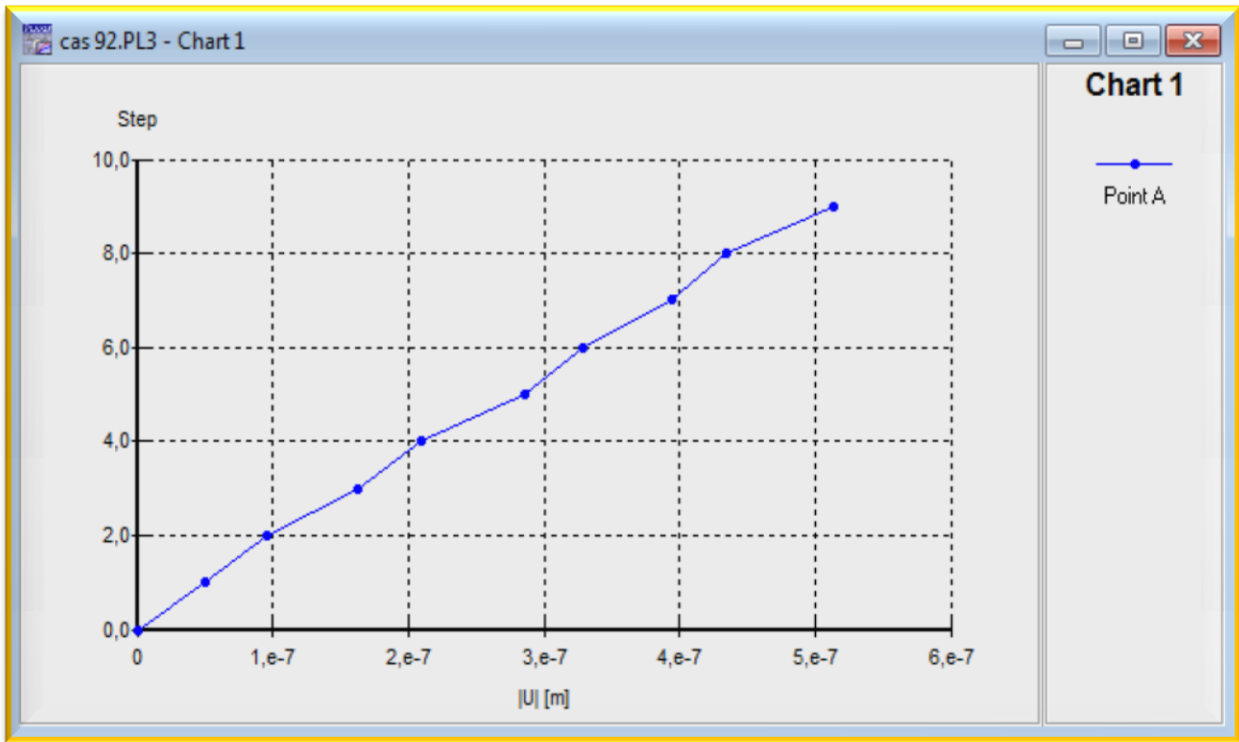


Fig. 4.57 : Courbe étapes/déformations.

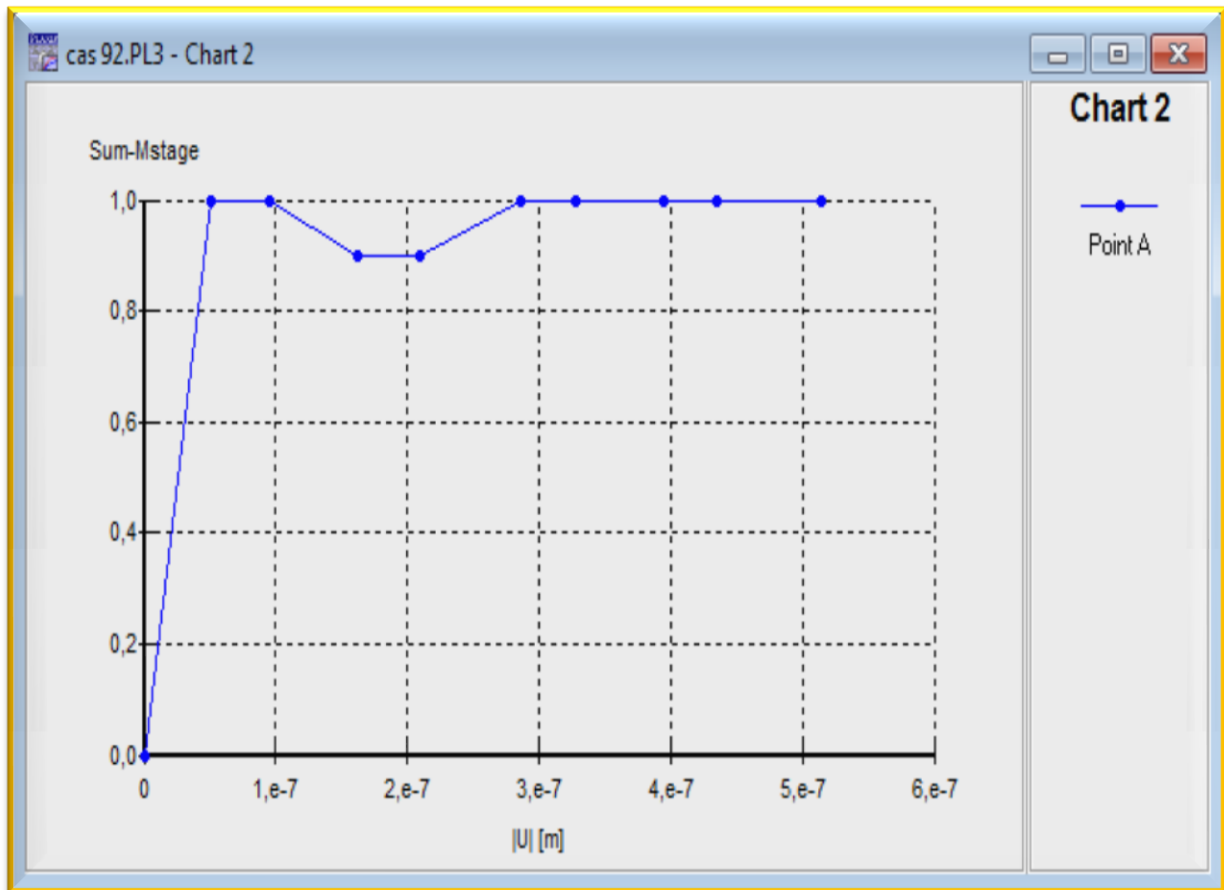


Fig. 4.58 : Courbe contraintes /déformations.

Le maillage (Fig4.47) du model est constituer de 1350 éléments, 4071 nœuds, 8100 points de contraintes et la taille d'élément moyenne est égale 5 m, dont on a raffiné le maillage dans la zone proche des chambres et piliers.

À notre cas la contrainte effective moyenne avant exploitation est égale $3,31.10^3 \text{KN/m}^2$ (Fig4.48).

Les déformations volumétrique se concentrent à coté du bloc et à la surface du terrain avec une valeur extrême $11,28.10^{-6} \%$ (Fig4.50).

Dans cas4 les contraintes totales et effectives après exploitation (Fig4.52) se concentrent au niveau des toits des chambres avec des valeurs extrêmes respectivement $6,98.10^3 \text{KN/m}^2$.

La figure 4.51 montre Les déplacements verticaux au niveau de la surface avec une valeur extrême $U_x = 315,12.10^{-3} \text{ m}$.

La figure 4.57 montre la déformation du pilier à égale $5,2.10^{-7} \text{ m}$ pour la phase 9.

INTERPRETATION DES RESULTATS

CAS : 4

Pour ce cas, avec l'augmentation de la profondeur et la puissance du gisement, les résultats obtenus montrent que les contraintes totales, les déplacements totaux et les déformations dans les piliers sont très importants.

Par conséquent, ruptures des piliers avec un facteur de sécurité égal à 0,71

Par conséquent, de fortes perturbations peuvent se manifester finalement en surface du sol en provoquant un affaissement de très forte magnitude.

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

L'objectif de ce travail de recherche est d'analyser l'application de méthodes analytiques et la modélisation numérique pour un cas concret relatif à la stabilité de la mine souterraine de Chaabet El Hamra. Les méthodes analytiques sont en général très conservatrices, mais sont faciles à utiliser. On montre, pour ce cas réel, la pertinence de la modélisation numérique lorsque celle-ci est bien renseignée (sur le plan stratigraphique et géomécanique). Nous avons montré également qu'un examen visuel des mines, certes indispensable, pouvait s'avérer insuffisant pour statuer sur l'état d'équilibre de cette dernière. En effet, la rupture sur la fibre inférieure du banc est en général précédée par des ruptures sur la fibre supérieure de ce même banc. Ces dernières ruptures ne sont malheureusement pas visibles puisque situées dans la matrice rocheuse. L'apport de la modélisation numérique peut s'avérer, dans certains cas, une approche pertinente pour la compréhension des mécanismes régissant le comportement complexe des toits des mines litées, hétérogènes et aux comportements fortement non-linéaires.

La stabilité d'une mine souterraine dépend de plusieurs facteurs parmi lesquels on peut citer :

- la géologie du gisement surtout son aspect lithologique et structural ;
- le mode d'exploitation est un facteur essentiel. Les exploitations par chambres et piliers sont les seules à poser de réels problèmes d'affaissement et d'effondrement.
- la géométrie des chambres et des piliers est un paramètre essentiel. Elle est souvent traduite par un taux de défrusement. Peut également jouer, dans le cas des couches superposées, le positionnement relatif des piliers des diverses couches.
- la nature des roches composant les terrains, que ce soit la couche exploitée ou les couches immédiatement sous-jacentes et celles jusqu'à la surface, détermine le risque de ruine des vieux travaux et les conditions de la répercussion en surface de cette ruine. Le comportement des piliers dépend de la nature des terrains.
- la résistance à la compression, à la traction et au cisaillement des roches concernées sont souvent difficiles à mesurer. Les essais sont effectués sur des échantillons de taille réduite, qui ne rendent pas compte de la perte de résistance due aux fracturations. En

outre, les roches ont souvent une résistance qui chute avec le temps, ce qui conduit à un endommagement progressif des terrains et des piliers.

- l'influence de l'eau est controversée. Il est établi qu'une roche saturée en eau perd de sa résistance. A contrario, une roche à l'air libre se dégrade parfois plus qu'une roche sous eau.
- la profondeur augmente la charge pesant sur les piliers. A contrario, elle peut éviter que l'effondrement des travaux du fond atteigne la surface. Le risque de fontis n'existe d'ailleurs que pour les travaux situés à faible profondeur.
- le temps joue un rôle très important comme cela a déjà été signalé. Le sous-sol est un milieu évolutif. Les circulations d'eau peuvent provoquer par exemple des modifications de nature à affaiblir les anciens travaux.

Selon l'évaluation et les résultats de la prospection géologique, géophysique et les travaux de préparation en souterrain, les deux corps minéralisés peuvent être exploités avec profit sur le plan quantitatif et qualitatif (ENOF, rapport d'étude « la mine de Chaabet EL Hamra », 2001). Des mesures de protection sur l'environnement dus aux vides qui vont être engendrés par la méthode d'exploitation des piliers abandonnés sont à prendre en considération, puisqu'il s'agit avant tout de la stabilité du site minier.

Après analyse des méthodologies proposées par d'éminents chercheurs ci-dessus, il s'avère que la méthode proposée par OBERT et DUVALL, (1967), est la plus appropriée pour le calcul du dimensionnement des piliers pour le cas de la mine de Chaabet El Hamra. Cette méthode est reconnue mondialement grâce à ses résultats appréciables pour des cas similaires. Elle tient compte de beaucoup de facteurs importants (géologiques, hydrogéologiques, géotechniques, etc.) D'autre part, elle s'applique pour l'extraction des minerais de Zinc, correspondant aux conditions minières du gisement de Chaabet El Hamra.

La modélisation numérique montre qu'avant l'exploitation, les contraintes effectives sont uniformément réparties.

Cependant, après l'exploitation du gisement, on remarque que plus la largeur de l'espace exploité, la profondeur de la zone d'exploitation et la puissance des couches minéralisées augmentent, plus l'angle d'inclinaison du gisement ne diminue.

Les résultats obtenus montrent que les contraintes totales, les déplacements totaux et les déformations dans les piliers sont très importants pour les cas 2 et 4, et moins important pour les cas 1 et 3,

L'analyse de ces résultats montre que malgré l'importance des déplacements et des déformations, les méthodes de foudroyage et de remblayage présentent moins de risque par rapport aux exploitations par chambres vides.

- Dans les dernières méthodes d'exploitation, l'effondrement gagne progressivement vers le haut, au fur et à mesure que l'exploitation s'étend au fond.

Par conséquent, l'effondrement atteint finalement la surface du sol en provoquant un affaissement en surface progressif brutal ou imprévu.

Comme recommandation, on préconise les méthodes de foudroyage pour les gisements dressant et les méthodes de remblayage pour le cas des gisements horizontaux et faiblement inclinés.

Le remblayage, que se soit partiel ou total, améliore la stabilité des piliers et favorise ainsi la stabilité de surface à l'aplomb de l'exploitation. Compte tenu des gains potentiels pour la stabilité des parois du massif rocheux dans le cas de creusement des ouvrages miniers souterrains, la technique du sautage adouci (Richard S., et Michel A, 2002), s'est avérée efficace. Son utilisation devrait donc être envisagée pour prévenir les chutes de blocs qui se produisent fréquemment pendant l'excavation de galeries minières.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Abel, J. F., Jr. (1988), Soft Rock Pillars, Int'l J. Mining and Geol. Eng., v. 6, , pp. 215–248.

Al Heib M., Nicolas M., Noirel J.F., Wojtkowiak F. (2005). Residual subsidence analysis after the end of coalmine work. Example from Lorraine colliery, France. Colloque International Post-mining 2005, 16-18 novembre, Nancy. CD ROM.

Bakker, K.J. and Brinkgreve, R.B.J. (1990). The use of hybrid beam elements to model sheet-pile behaviour in two dimensional deformation analysis. Proc. 2nd European Specialty Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Santander, Spain, 559-572.

Bennani M., Josien J.P., Bigarré P. (2004). Surveillance des risques d'effondrement dans l'après-mine, besoins, méthode : apport de la microsismique. Revue Française de Géotechnique, N° 106-107, pp. 5-14.

Bieniawski, Z. T., M. Alber, and G. S. Kalamaras (1995). Time Dependent Strength of Coal Strata for Long-Term Pillar Stability. Proceedings 13th Conference on Ground Control in Mining. West Virginia University, Morgantown, WV, pp. 81–90.

Bolton, M.D. (1986). The strength and dilatancy of sands. Geotechnique 36(1), 65-78.

Boukelloul M. L et Bounouala M, (2005). Impact de l'exploitation souterraine par piliers abandonnés sur l'environnement: Cas de la mine de Chaabet El Hamra- Ain Azel Algérie, Séminaire National sur l'industrie minière, 05-06 Décembre, Université de Annaba.

Boukelloul M. L (2007). Étude comparative de l'analyse de la stabilité des mines souterraines par méthodes analytiques et numériques application a la mine de Chaabet El Hamra (Algérie). Thèse de doctorat d'état Université Annaba.

Brady.B.H.G et Brown.E.T, (1985). Théorie du bloc tributaire. Rock Mechanics for underground Mining.

ENOF (2001), Entreprise Nationale des Produits Miniers Non Ferreux et des Substances utiles, rapport d'étude « la mine de Chaabet EL Hamra », 2001, p30.

Fairhurst.C, Piguet.J.P et Van der Merwe.N (2005). Examen de la méthode Geoderis d'évaluation des risques et des conséquences potentiels relatifs aux affaissements dans le bassin Ferrifère Lorrain.

Francis S. Kendorski (2003). Principal Agapito Associates, Inc. Lombard, Illinois, USA, 26th International Conference on Ground Control in Mining.

Glacon J. (1967). Recherches sur la géologie et les gîtes métallifères du Tell Sétifien. Publications du Service Géologique de l'Algérie. Bulletin N°32. 2 Tomes. 751 p.

Guiraud R. (1990). Evolution post-triasique de l'avant-pays de la chaîne alpine en Algérie, d'après l'étude du bassin du Hodna et des régions voisines. Mémoire de l'Office Nationale de la Géologie. N°3. 271 p.

Hardy, M. P. and J. F. T. Agapito (1975). Pillar Design in Underground Oil Shale Mines, Proc. 16th U.S. Symposium on Rock Mechanics. New York, American Soc. Civ. Eng., pp. 257–266.

Hedley, D. G. F. and F. Grant (1972). Stope-and-Pillar Design for the Elliot Lake Uranium Mines. CIM Transactions, V. 75., pp. 121–128.

Meftah L. (2002). Avis sur la situation technico-économique de la mine de Chaabet El-Hamra (Sétif). 126 p.

Niangoula A. (1981). Contribution à l'étude de la stabilité d'une ancienne exploitation de sel gemme par chambres et piliers abandonnés. Thèse INPL.

Obert. L and W. I. Duvall. (1967), Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock, John Wiley & Sons, Inc., New York, 650 p.

Ramírez O.P, LAÍN R (2003). LA STABILITÉ DES MINES DE FER DE LA RÉGION DE BILBAO, (ESPAÑA). 5-7 Février 2003, Nancy.

Richard. S .et. Michel. A(2002), Étude de l'effet du sautage adouci sur la fracturation des parois d'une excavation souterraine, R-310, 65 pages.

Sandia National Laboratories SAND2001-0918 Unlimited Release Printed April 2001(Laboratory Evaluation of Damage Criteria and Creep Parameters of Tioga Dolomite and Rock Salt from Cavern Well No. 1).

Smith, I.M., Griffith, D.V., (1987). Programming the Finite Element Method, Second Edition. John Wiley & Sons, Chisester, U.D.

Stacey, T. R. and C. H. Page (1986). Practical Handbook for Underground Rock Mechanics, Trans Tech Publications, Clausthal- Zellerfeld, Germany, 144 p.

Vidal .V, (1962). L'exploitation de mine. DUNOD Editeur, Paris.

Wilson. A. H. and D. P. Ashwin (1972). Research into the Determination of Pillar Size. The Mining Engineer, V. 131, part 9, June, pp. 409–417.