

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recharge Scientifique



Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Minier

Mémoire de Projet de Fin d'Études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Minier

**Etude de stabilité de gradins par des méthodes
analytique et numérique
cas de la carrière Chouf Amar M'sila.**

Réalisé par :

GRID Abderraouf

CHELLALI noureddine

Sous la direction de :

Mr. YAHYAOUI Sami

Présenté et soutenu publiquement le 08/07/2019

Composition du Jury :

Président : Dr. BECHAR ASSED Mohamed Aguid

Pr, ENP Alger

Promoteur : Dr. YAHYAOUI Sami

MCA, ENP Alger

Examineurs : Mr. GACEM Rachid

MAA, ENP Alger

ENP 2019

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recharge Scientifique



Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Minier

Mémoire de Projet de Fin d'Études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Minier

**Etude de stabilité de gradins par des méthodes
analytique et numérique
cas de la carrière Chouf Amar M'sila.**

Réalisé par :

GRID Abderraouf

CHELLALI noureddine

Sous la direction de :

Mr. YAHYAOUI Sami

Présenté et soutenu publiquement le 08/07/2019

Composition du Jury :

Président : Dr. BECHAR ASSED Mohamed Aguid

Pr, ENP Alger

Promoteur : Dr. YAHYAOUI Sami

MCA, ENP Alger

Examineurs : Mr. GACEM Rachid

MAA, ENP Alger

ENP 2019

الملخص

هذا البحث يعالج المشكلة المرتبطة باستقرار الصخور في المحاجر.

الحالة التي تمت دراستها في هذا العمل هي محجرة شوف عمار الواقعة بولاية المسيلة. والتي هي عبارة عن صخور كلسية يتم استخراجها من طرف الشركة متعددة الجنسيات LAFARGE. في هذا المشروع تم استعمال طريقتين. الأولى هي طريقة حسابية تعتمد على الحد المتوازن والذي يطلق عليه أيضا اسم الانزلاقات المسطحة. اما الثانية فتستعمل برنامج الـ PLAXIS والذي يعتمد على طريقة العنصر المحدد. في النهاية تتم المقارنة بين الطريقتين لاستنتاج الطريقة الأكثر دقة في الحساب.

الكلمات الدالة: استقرار، الدرجات، الانزلاق على سطح مستوي، عامل الأمان، برنامج PLAXIS 2D.

Abstract

This work treats the problem related to slope stability in open pit mining. The case taken in consideration in our study is the one of Chouf Amar's quarry of the region of M'sila, which is a limestone producing quarry exploited by the company LAFARGE. Two approaches have been used in this project. The first one, an analytic method, based on the notion limit equilibrium which is called planar slide method. The second, uses the software PLAXIS that is based on the finite element methods. In order to determine the most optimal between the two, a comparison has been made between the two method's results.

Key words: stability, slopes, planar slide, PLAXIS 2D, safety factor.

Résumé

Ce mémoire traite de la problématique reliée à la stabilité des gradins en exploitation minière à ciel ouvert. Le cas pris en compte dans cette étude est celui de la carrière de Chouf Amar de la région de Msila, qui est une carrière de calcaire exploitée par l'entreprise LAFARGE. Deux approches ont été mises en œuvre dans ce projet. La première sous une forme analytique, s'appuie sur la notion de l'équilibre limite et dite méthode glissement plan. La seconde, effectuée à travers le logiciel PLAXIS qui utilise la méthode des éléments finis. Une comparaison entre les résultats obtenus à travers les deux approches a été effectuée afin d'en déterminer la plus optimale.

Mots clés : stabilité, gradins, glissement plan, PLAXIS 2D, facteur de sécurité.

REMERCIEMENT

Nous voudrions, avant d'entamer la présentation de ce mémoire, remercier DIEU tout puissant de nous avoir donné la volonté et le courage de réaliser ce travail.

Nous voudrions également adresser nos chaleureuses remerciements à notre directeur de mémoire, monsieur YAHYAOUI Sami, Docteur chez l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, pour la confiance qu'il nous a accordée en acceptant d'encadrer ce travail. Nous lui exprimons ici nos profond respect et gratitude pour sa grande disponibilité et ses compétences scientifiques.

Nos vifs remerciements vont aussi à tous ceux et celles, de près ou de loin, qui nous ont aidés à élaborer ce mémoire.

Nous tenons également à remercier vivement Messieurs Fayçal BAALI Responsable des activités minières et Fatah LOUNIS ingénieur minier qui nous ont consacré largement de leur temps à la réalisation de ce travail.

Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants et notre chef de département de Génie Minier monsieur Malek OULD HAMOU ayant contribué à notre formation jusqu'à la dernière année d'étude.

Nous remercions nos familles pour ses encouragements.

Enfin, Nous remercions les membres de jury, messieurs Mohamed Aguid BACHARASSED Professeur chez l'Ecole nationale Polytechnique et Rachid GACEM Maitre-assistant chez l'école nationale polytechnique d'Alger, qui ont accepté d'évaluer ce modeste travail

TBALE DE MATIERE

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des abréviations

Introduction générale.....	12
Chapitre I : Généralité sur les mouvements des terrains.....	13
I.1 Introduction	14
I.2 Définition.....	14
I.3 Classification des mouvements de terrains.....	14
I.3.1 Les mouvements lents et continus.....	15
I.3.2 Les mouvements rapides et discontinus	18
I.4 Le processus du glissement de terrain	21
I.4.1 Caractérisation des glissements	21
I.4.2 Classification du glissement de terrain.....	22
I.5 Les déformations dans les mines à ciel ouvert	24
I.6 Principales causes des glissements de terrain.....	24
I.6.1 La nature du terrain	24
I.6.2 Les actions extérieures qui agissent sur le sol	24
Chapitre II : Calcul de la stabilité des talus.....	26
II.1 Introduction	27
II.2 Définition du coefficient de sécurité	27
II.2.1 Équilibre des moments.....	27
II.2.2 Équilibre des forces.....	27
II.3 Les méthodes d'analyse de stabilité des talus	28
II.3.1 Méthodes de calcul à la rupture	28
II.3.2 Méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture (de type éléments finis)	28
II.3.3 Méthodes énergétiques.....	28
II.4 Méthodes de calcul à la rupture.....	28
II.4.1 Méthodes des blocs	28
II.4.2 Méthode des tranches.....	31
II.5 Les méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture	34

II.5.1	Méthode des éléments finis.....	34
II.5.2	Principe	34
II.5.3	Démarche éléments finis.....	34
Chapitre III	: La méthode analytique de l'évaluation du facteur de sécurité	35
III.1	Introduction.....	36
III.2	Méthode de calcul de la stabilité.....	36
III.2.1	Glissement à plan unique.....	36
III.3	Détermination des paramètres physico-mécaniques	44
III.3.1	La résistance à la compression.....	44
III.3.2	Résistance à la traction	46
III.3.3	Cisaillement simple.....	48
III.4	Détermination des paramètres par estimation.....	50
III.4.1	Calcul de la cohésion et l'angle de frottement interne à l'aide de coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux.....	50
III.5	Orientation des fissures.....	52
III.6	Conclusion	53
Chapitre IV	: Méthode numérique de calcul de facteur de sécurité.....	54
IV.1	Introduction.....	55
IV.2	Logiciel utilisé pour l'analyse (PLAXIS).....	55
IV.2.1	Le programme d'entrée des données (input).....	55
IV.2.2	Le programme de calcul	59
IV.2.3	Le programme de résultats (output).....	61
IV.2.4	Le programme courbes (curves)	62
Chapitre V	: Présentation de la carrière de Chouf Amar.....	63
V.1	Historique	64
V.2	Situation géographique	64
V.3	Géologie régionale et locale	67
V.3.1	Lithostratigraphie du site	67
V.3.2	Lithostratigraphie du gisement de calcaire de Chouf-Amar	67
V.3.3	Géologie du gisement	68
V.3.4	Hydrographie	68
V.3.5	Hydrogéologie.....	69
V.3.6	Structure et tectonique du gisement.....	69
V.4	Méthodologie et volume de travail.....	70

V.5	Caractéristiques qualitatives de la matière	71
V.5.1	Essais physico-mécaniques	71
V.5.2	Analyse chimique.....	71
Chapitre VI :	Calcul de facteur de sécurité par la méthode de glissement plan	73
VI.1	Introduction.....	74
VI.2	Calcul de la cohésion et de l'angle de frottement interne du calcaire de la carrière de Chouf Amar	74
VI.2.1	Calcul de la cohésion et de l'angle de frottement interne à l'aide du coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux.....	74
VI.2.2	Estimation de la cohésion et de l'angle de frottement interne du calcaire dans la carrière de Chouf Amar par le critère de Mohr Coulomb à l'aide de classification de Hoek-Brown du massif rocheux.....	75
VI.3	Calcul du facteur de sécurité F_s	78
VI.3.1	Rappel sur les formules de calcul	78
VI.3.2	Choix de la zone d'étude	80
VI.3.3	Résultats de calcul du facteur de sécurité	80
VI.4	Conclusion	91
Chapitre VII :	Modélisation et interprétation des résultats	92
VII.1	Introduction.....	93
VII.2	Caractéristique du matériau :	93
VII.3	La modélisation :.....	93
VII.3.1	Pour le gradin 1000 :	93
VII.4	Conclusion	100
Conclusion générale.....		89
BIBLIOGRAPHIE		103
ANNEXE		105

Liste des tableaux

Tableau I -1 La classification de glissement de terrain.....	23
Tableau III-1 Classification des roches en fonction de la résistance à la compression.	45
Tableau III-2 Classification des roches en fonction de la résistance à la traction.	47
Tableau III-3 Coefficient « a » en fonction de la cohésion c.....	51
Tableau V-1 Coordonnées (UTM) du gisement de Chouf Amar.	65
Tableau V-2 Compositions chimiques moyenne par couche.	72
Tableau VI-1 Les résultats de calculs sur l'échantillon intact du calcaire.	74
Tableau VI-2 La cohésion et l'angle de frottement interne du massif rocheux de calcaire 'Chouf-Amar'.....	75
Tableau VI-3 Les paramètres du massif rocheux d'après Hoek and Brown.	75
Tableau VI-4 Les valeurs de la résistance à la compression de la roche intacte.	75
Tableau VI-5 Les valeurs de τ par rapport au σ_n de trois couches.	76
Tableau VI-6 La cohésion et l'angle de frottement interne de trois couches.	78
Tableau VI-7 La cohésion et l'angle de frottement interne par les deux méthodes d'estimation.....	78
Tableau VI-8 Les valeurs constantes sur les angles.....	81
Tableau VI-9 Les valeurs des constantes relatives à ϕ	81
Tableau VI-10 Résultats des paramètres pour calculer de F_s dans le cas d'existence de la fissure de crête.....	81
Tableau VI-11 Les résultats de facteur de sécurité dans le cas d'existence d'une fissure de crête à l'état normal.	82
Tableau VI-12 Les mesures par un sismographe et la valeur de coefficient sismique K.	83
Tableau VI-13 Les résultats de facteur de sécurité dans le cas d'existence d'une fissure de crête sous l'effet de tir.	83
Tableau VI-14 Les valeurs du coefficient d'accélération des zones.....	84
Tableau VI-15 Les résultats de facteur de sécurité dans le cas d'existence d'une fissure de crête sous l'effet des séismes	85
Tableau VI-16 La variation dans le facteur de sécurité dans le cas d'absence d'une fissure de crête.	86
Tableau VI-17 Résultats des paramètres pour calculer de F_s dans le cas d'absence de la fissure de crête.....	87
Tableau VI-18 Les résultats de facteur de sécurité dans le cas d'absence d'une fissure de crête à l'état normal.	88
Tableau VI-19 Les résultats de facteur de sécurité dans le cas d'absence d'une fissure de crête sous l'effet de tir.....	88
Tableau VI-20 Les résultats de facteur de sécurité dans le cas d'absence d'une fissure de crête sous l'effet des séismes	89
Tableau VI-21 La variation dans le facteur de sécurité dans le cas d'absence d'une fissure de crête.	90
Tableau VII-1 caracteristiques géotechniques de la matière	93
Tableau VII-2 Les facteurs de sécurité des gradins étudié.....	100

Liste des figures

Figure I.1 Mouvements de terrain	14
Figure I.2 Les affaissements.....	16
Figure I.3 Tassement de Mexico	16
Figure I.4 Schéma général de mécanisme de fluage(Colas et Parchou, 1976)	17
Figure I.5 Schéma de la solifluxion.....	17
Figure I.6 Glissement de terrain	18
Figure I.7 Les phénomènes de retrait et de gonflement	18
Figure I.8 Effondrement	19
Figure I.9 Chute de pierres	19
Figure I.10 Eboulement ou écroulement	20
Figure I.11 Laves torrentielles.....	20
Figure I.12 Coulée boueuse.....	21
Figure I.13 Différents types de ruptures circulaires	22
Figure I.14 Les types de glissements de terrain	22
Figure I.15 Glissement superficiel	23
Figure I.16 Glissement profond.....	24
Figure II.1 Schéma de rupture plane.....	29
Figure II.2 Schéma de rupture plane infinie.....	30
Figure II.3 Schéma d'une rupture à deux blocs.	30
Figure II.4 Les paramètres de calcul de f_0	33
Figure III.1 Géométrie de la pente présentant un glissement plan : (a) Coupe montrant de plans formant un glissement plan ; (b) Les surfaces de libération aux extrémités du glissement plan ; (c) L'utilisation de l'unité d'épaisseur dans l'analyse de la stabilité. [5].....	37
Figure III.2 Les géométries du glissement plan : (a) fissure de traction dans la partie supérieure du talus ; (b) fissure de traction à la face du talus (Duncan C. Wyllie and Christopher W. Mah).	38
Figure III.3 Les pressions possibles des eaux souterraines sur le glissement plan : (a) une pression uniforme sur le plan de glissement ; (b) pression triangulaire sur la lame plane pour la nappe phréatique sous la base de la fissure de tension (Duncan C. Wyllie and Christopher W. Mah). [5]	40
Figure III.4 La direction de la force sismique (s) William G. Pariseau. [22]	42
Figure III.5 Les vibrations et surpressions induites par un tir (Albert Armangué février 2014).[1].....	43
Figure III.6 Enregistreur de vibrations (sismographe).....	44
Figure III.7 Schéma de principe d'un essai de compression uni-axiale.	45
Figure III.8 Essai de traction simple.....	46
Figure III.9 Dispositif pour un essai brésilien (Bérest et al, 2000).....	47
Figure III.10 Cisaillement simple.	48
Figure III.11 Cisaillement par torsion.....	49
Figure III.12 Cisaillement par compression.....	49
Figure III.13 Courbe représentative de τ en fonction de σ_n	51
Figure III.14 Orientation d'une discontinuité	53
Figure V.1 Photo par Google Earth du gisement (rapport géologique Lafarge). [19]	64
Figure V.2 Carte géologique régionale et situation des différentes carrières de LCM (Rapport géologique actualisé septembre ,2015. gisement de calcaire pour ciment 'Chouf Amar'-w. M'sila)	65

Figure V.3 Carte géologique régionale et localisation du gisement (Rapport géologique actualisé septembre ,2015. gisement de calcaire pour ciment ‘Chouf Amar’- w. M’sila).....	66
Figure V.4 Schéma d'implantation des sondages de prospection (Rapport géologique actualisé septembre ,2015. gisement de calcaire pour ciment ‘Chouf Amar’- w. M’sila).....	70
Figure VI.1 La variation du τ par rapport à σ_n de trois couches.....	76
Figure VI.2 La variation du τ par rapport à σ_n de la première couche.	77
Figure VI.3 La variation du τ par rapport à σ_n de la deuxième couche.	77
Figure VI.4 La variation du τ par rapport à σ_n de la troisième couche.....	77
Figure VI.5 Schémas représente le cas d'existence de fissure de crête dans un talus.	82
Figure VI.6 Carte de zonage sismique du territoire national.	84
Figure VI.7 Histogramme représente la variation du facteur de sécurité dans le cas d'existence d'une fissure de crête.....	85
Figure VI.8 Schémas représente le cas d'absence de fissure de crête dans un talus.	87
Figure VI.9 Histogramme représente la variation du facteur de sécurité dans le cas d'absence d'une fissure de crête.	90
Figure VII.1 Géométrie du modèle.	94
Figure VII.2 Fixation standard.	94
Figure VII.3 insertion des paramètres du matériel.	95
Figure VII.4 Génération de la meshe	95
Figure VII.5 Insertion de niveau de la nappe phréatique.....	96
Figure VII.6 Génération de la pression de l'eau.	96
Figure VII.7 Procédure de K0.....	97
Figure VII.8 Génération de la pression du sol.	97
Figure VII.9 Représentation de la distribution des pressions	98
Figure VII.10 Phases de calcul.....	98
Figure VII.11 Maillage déformé	99
Figure VII.12 Les valeurs moyennes de coefficient de sécurité $M_{sf} = 3.47$	99
ANNEXE VII.1 La déformation de la meshe (gradin 1020).....	105
ANNEXE VII.2 Les valeurs moyennes de facteur de sécurité (gradin 1020).....	105
ANNEXE VII.3 La déformation de la meshe (gradin 1035).....	106
ANNEXE VII.4 Les valeurs moyennes de facteur de sécurité (gradin 1035).....	106
ANNEXE VII.5 La déformation de la meshe (gradin 1050).....	107
ANNEXE VII.6 Les valeurs moyennes de facteur de sécurité (gradin 1050).....	107
ANNEXE VII.7 La déformation de la meshe (gradin 1065).....	108
ANNEXE VII.8 Les valeurs moyennes de facteur de sécurité (gradin 1065).....	108

Liste des abréviations

ψ_f L'angle du talus. ($^{\circ}$)

ψ_p L'angle du plan de glissement. ($^{\circ}$)

ψ_s Le pendage de la pente au-dessus de la crête. ($^{\circ}$)

ψ_{pc} L'inclinaison du plan de glissement critique. ($^{\circ}$)

φ L'angle de frottement interne. ($^{\circ}$)

φ_{ech} L'angle de frottement interne d'un échantillon. ($^{\circ}$)

φ_m L'angle de frottement interne du massif rocheux. ($^{\circ}$)

c La cohésion. (KPa)

c_{ech} La cohésion d'un échantillon. (KPa)

c_m La cohésion du massif rocheux. (KPa)

λ Le coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux.

λ_{φ} Le coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne.

H La hauteur du talus. (m)

h La profondeur d'existence de la couche marneuse dans la face du talus. (m)

h_w La hauteur estimée de l'eau au milieu de la partie saturée du plan de glissement.(m)

Z La profondeur de la fissure de crête. (m)

Z_w La profondeur de l'eau dans la fissure de tension. (m)

Z_c La profondeur critique de la fissure de traction. (m)

b_c L'emplacement correspondant. (m)

A La surface du plan de glissement. (m^2)

W Le poids du bloc de glissement. (KN)

b La distance derrière la crête de la pente. (m)

γ_w Le poids volumique de l'eau. (KN/ m^3)

γ_r Poids volumique des roches. (KN/ m^3)

S La force sismique. (KN)
N La composante normale du poids. (KN)
R La force motrice. (KN)
D La force résistance. (KN)
T La composante tangentielle du poids. (KN)
U Les forces d'eau agissant sur le plan de glissement. (KN)
V Les forces d'eau agissant sur la fente de la tension. (KN)
K Le coefficient sismique
f La fréquence des vibrations. (Hz)
ac L'accélération critique des vibrations. (m/s²)
 σ_n La contrainte normale. (KPa)
 σ_c La résistance à la compression uni-axiale. (KPa)
 σ_t La résistance à la traction. (KPa)
 σ_1 La contrainte maximale à la rupture. (KPa)
 σ_3 La contrainte minimale à la rupture. (KPa)
 τ La résistance au cisaillement. (KPa)
F La charge. (KN)
S La section. (m²)
n La porosité. (%)
 ρ La masse volumique. (t/m³)
w La teneur en eau.

Introduction générale

L'activité minière a longtemps été l'un des principaux piliers dans le développement industriel des nations. Aujourd'hui, elle est mise face aux différents défis du XXIème siècle, à savoir : la compétitivité, l'efficacité et le respect de l'environnement mais aussi et surtout la sécurité.

L'exploitation minière à ciel ouvert se fait à travers la réalisation des gradins à partir desquels la matière convoitée est extraite. La conception de ces derniers doit répondre aux normes de sécurité visant à garantir la conformité et la bonne tenue des gradins. Pour ce faire, une étude de stabilité des talus s'impose afin de prévenir tout glissement potentiel et y remédier le cas échéant. Toutefois, cette étude représente un casse-tête d'envergure pour les géotechniciens et les ingénieurs des mines, du fait de sa complexité et du bon nombre de paramètres dont il faut tenir compte.

Dans l'exploitation à ciel ouvert, il est important d'assurer la continuité de la production et éviter les pertes de réserves, mais plus important encore, il faut assurer la sécurité et la sérénité des vies humaines mises en jeu lors des travaux. Cela rend donc la problématique de la stabilité des gradins l'un des principaux objectifs visés par les ingénieurs des mines, essayant de trouver un équilibre idéal entre sécurité du personnel et rentabilité optimale.

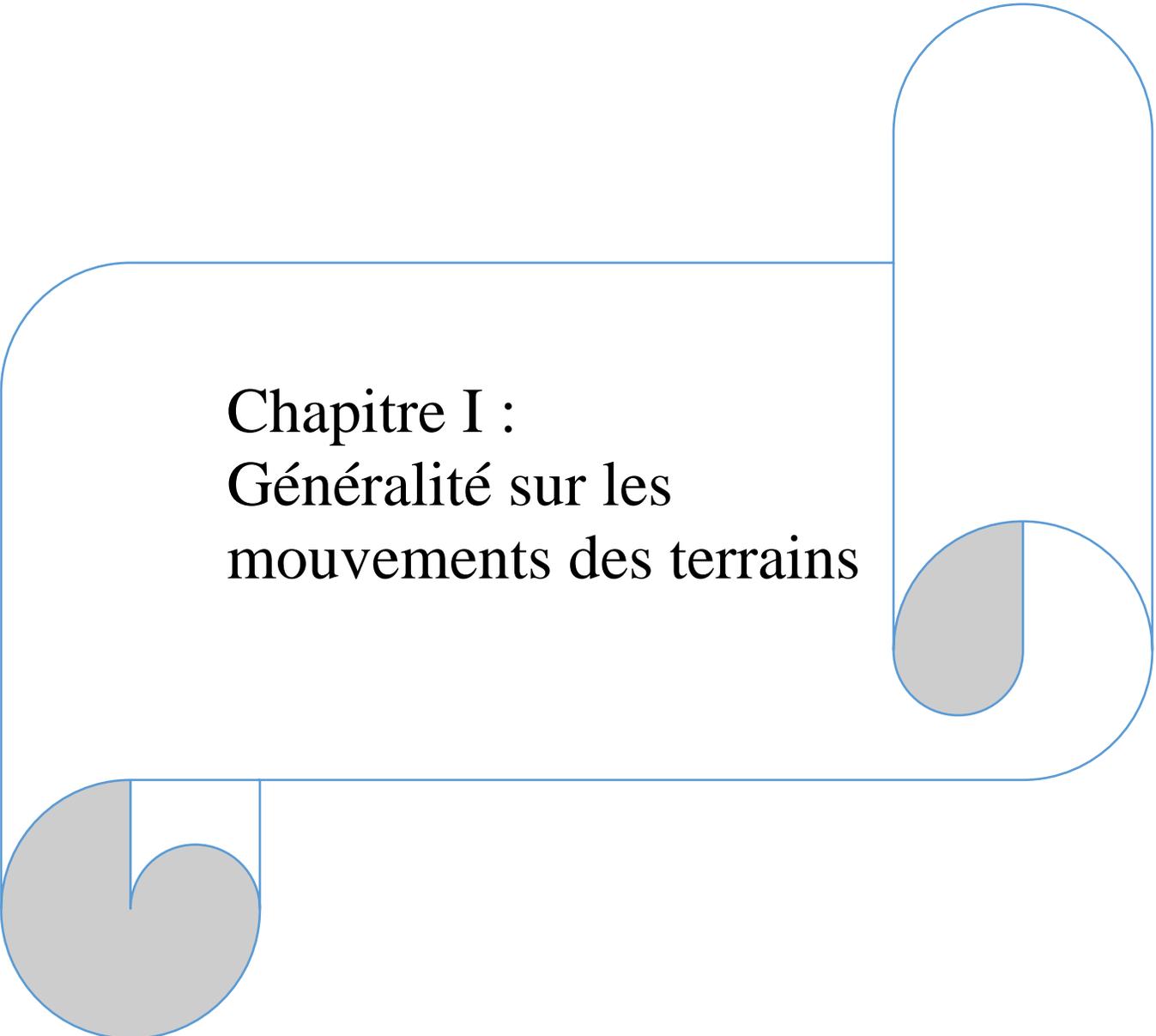
Afin d'atteindre l'objectif susmentionné, l'évaluation de la stabilité d'une pente est effectuée par plusieurs méthodes qui sont les suivantes :

- Les méthodes d'équilibre limite ;
- Les méthodes numériques (basées sur la méthode des éléments finis) ;
- Les méthodes des abaques.

L'objectif de ce travail est d'appliquer la méthode d'équilibre limite (la méthode de glissement plan) et la méthode numérique (en utilisant le logiciel PLAXIS 2D v8.2), pour étudier la stabilité des gradins au niveau de la carrière de Chouf Amar (Hammam Dalaa, Wilaya de M'sila).

La démarche entreprise se résume en sept chapitres qui sont les suivants :

- Le premier chapitre concerne les différents types de mouvements de terrains et les potentiels circonstances pouvant affecter leur stabilité ;
- Le deuxième est consacré aux diverses méthodes utilisées pour l'évaluation de la stabilité des talus ;
- Le troisième chapitre, entame la méthode analytique utilisée pour le calcul de la stabilité des gradins (méthode de glissement plan) ;
- Le quatrième chapitre, précise les méthodes numériques de calcul de la stabilité ainsi que la démarche utilisée pour la modélisation dans le logiciel PLAXIS 2D ;
- Le cinquième chapitre est consacré à la présentation de la carrière de Chouf Amar ;
- Le sixième chapitre, traite les calculs de la stabilité dans les gradins visés par le plan d'exploitation de l'année prochaine ;
- Le septième et dernier chapitre, représente la modélisation de certains gradins et les résultats obtenus à travers les calculs effectués via le logiciel PLAXIS 2D.



Chapitre I :
Généralité sur les
mouvements des terrains

I.1 Introduction

Les mouvements des terrains (des milliers de mètres cubes de terre, de roches) peuvent soudainement causer des dangers et porter atteinte à la vie du personnel sur le site de travail. Ces mouvements surviennent à la faveur d'une pluie importante, d'un léger séisme ou de travaux à l'explosive dans les carrières entrepris par l'homme. Qu'est-ce que donc un mouvement de terrains ? Et quels sont les différents états y pouvant être rencontrés ?

I.2 Définition

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol. Celui-ci peut être d'origine naturelle, causé par la (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme...) ou anthropique (tassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères ...).

Les volumes de terrain en jeu peuvent être de quelques mètres cubes à quelques millions de mètres cubes.

Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour).

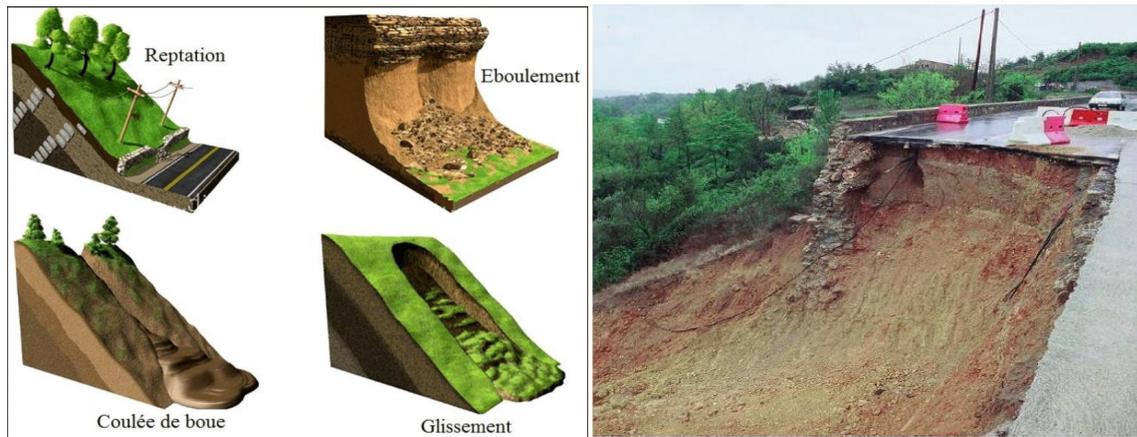


Figure I.1 Mouvements de terrain

I.3 Classification des mouvements de terrains

La classification des mouvements des terrains, est un moyen de nomination des principaux types, qui a préoccupé les spécialistes depuis plus d'une centaine d'années tels que Colaspilot 1976; Antoine et Fabre, 1980 ; Flageollet, 1989. Ces derniers ont proposé différentes classifications suivant divers critères :

- La nature de la roche ;
- La cinématique du mouvement ;
- La vitesse du mouvement ;
- La morphologie et le type de surface de rupture ;
- La cause de la rupture ;
- L'âge de rupture.

Cependant toutes les classifications peuvent être groupées en deux grandes catégories selon les processus des mouvements (Flageollet, 1989) :

Les mouvements lents et continus

- Les affaissements.
- Les tassements.
- Le fluage du terrain.
- Les solifluxions.
- Les glissements de terrain.
- Les phénomènes de retrait, gonflement.

Les mouvements rapides et discontinus

- Les effondrements.
- Les chutes de pierres ou de blocs.
- Les éboulements ou écroulements.
- Les laves torrentielles.
- Les coulées boueuses.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués :

Les mouvements lents et les mouvements rapides.

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

I.3.1 Les mouvements lents et continus

Ce sont de mouvements pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale :

I.3.1.1 Les affaissements

Les affaissements se caractérisent par une dépression topographique sans rupture apparente. On rencontre les affaissements dans les régions minières où il y a rupture en profondeur des galeries de mines.

Évolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amorti par le comportement souple des terrains superficiels. Ces cavités peuvent être :

- Des vides naturels par dissolution de roches solubles, calcaires, gypses...etc ;
- Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution ;
- Des carrières souterraines (calcaire, craie, mines de sel, de charbon...).

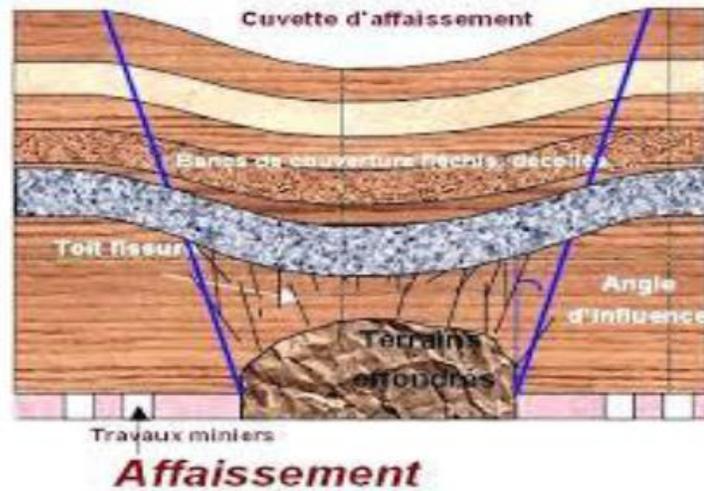


Figure I.2 Les affaissements

I.3.1.2 Les tassements

Diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ces phénomènes peuvent être de grande extension et affecter des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe aquifère).

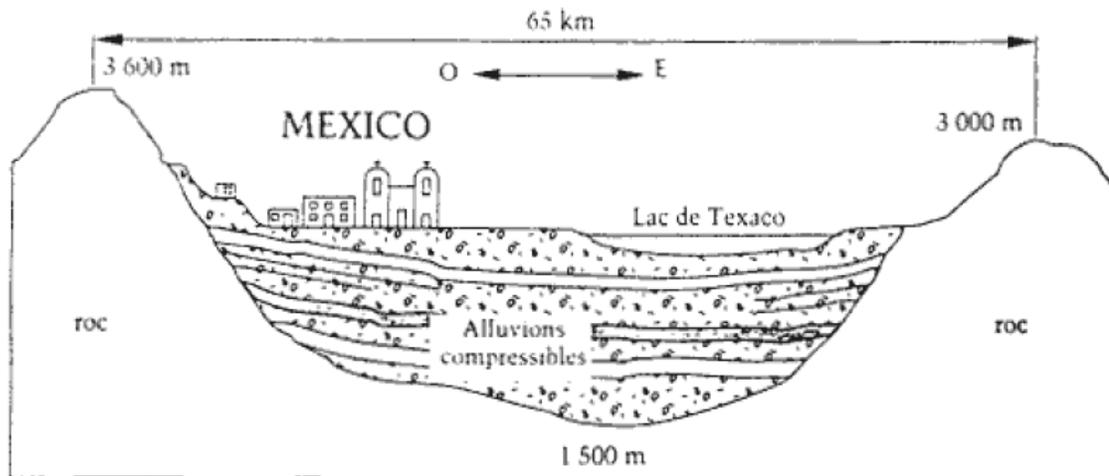


Figure I.3 Tassement de Mexico

I.3.1.3 Le fluage des terrains

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans ce cas, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrainte au glissement) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture. La figure (I.4) suivante montre le mécanisme du phénomène de fluage.

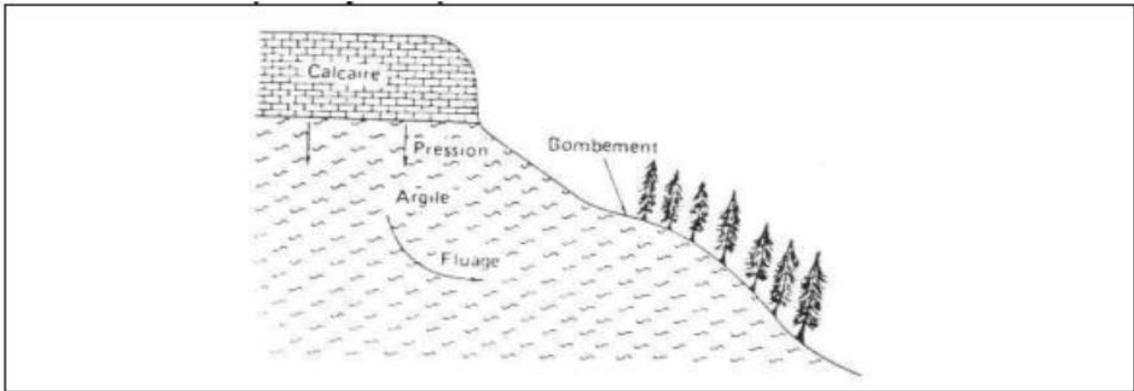


Figure I.4 Schéma général de mécanisme de fluage(Colas et Parchou, 1976)

I.3.1.4 Les solifluxions

La solifluxion est un cas spécial de fluage. Ce phénomène est la conséquence des climats préglaciaires. Il est dû à l’alternance gel/dégel, de la teneur en eau du matériau superficiellement et quand les mouvements s’accélèrent, ce phénomène peut présenter deux aspects :

- Glissement superficiel du manteau d’altération.
- Reptation, à haute altitude, du manteau de terre végétale.

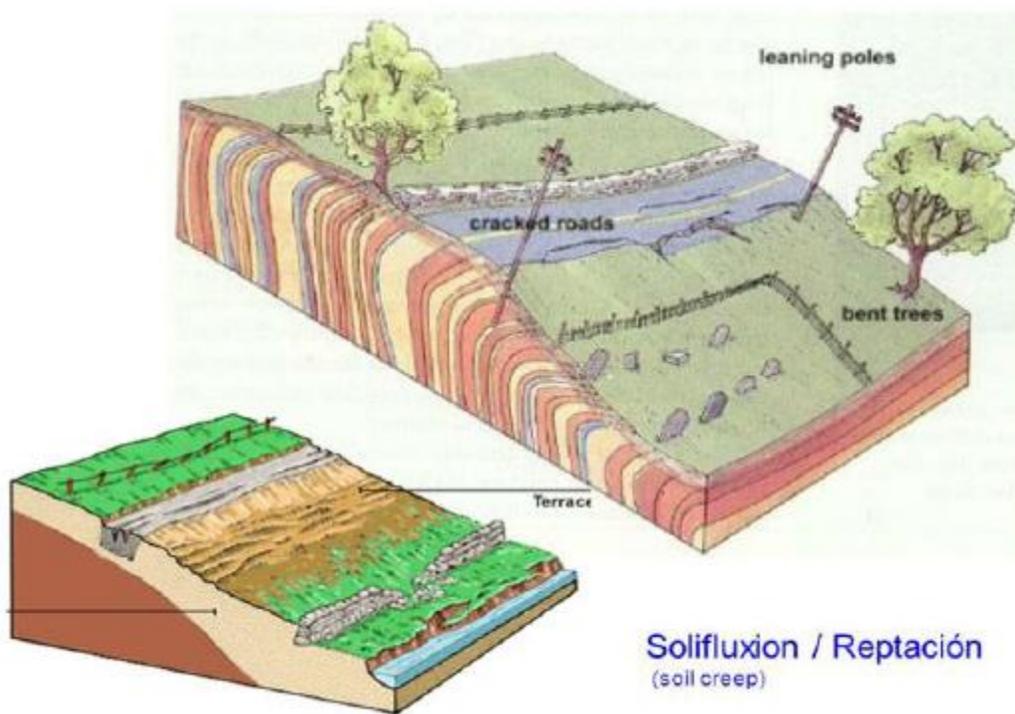


Figure I.5 Schéma de la solifluxion

I.3.1.5 Les glissements

Le glissement de terrain est un phénomène géologique qui correspond au déplacement de terrains meubles ou rocheux le long d’une surface de rupture.

Des glissements de terrain peuvent être à l’origine de catastrophes naturelles engendrant des morts. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles...etc.).

Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture.

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

- Glissement plan.
- Glissement rotationnelle simple.
- Glissement rotationnelle complexe (composé).

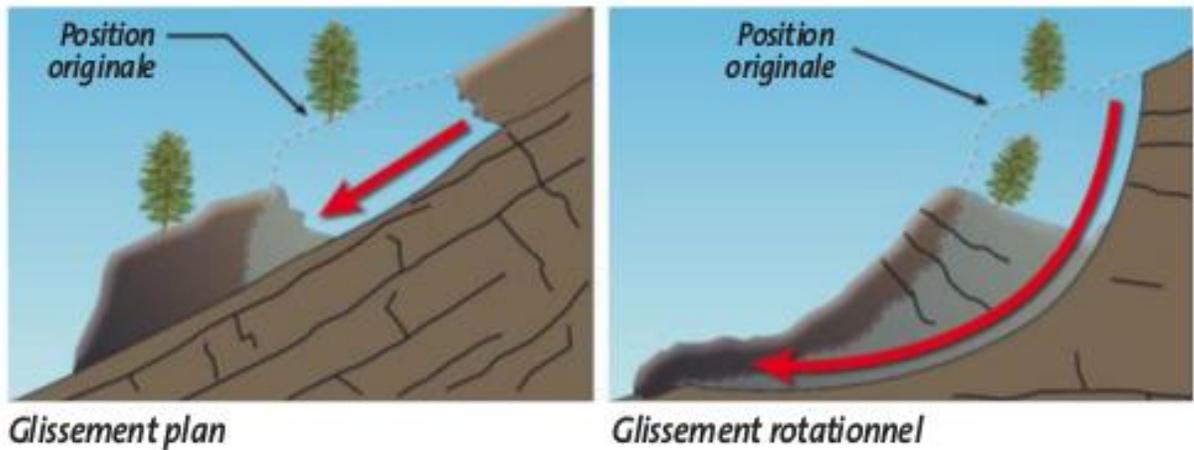


Figure I.6 Glissement de terrain

I.3.1.6 Les phénomènes de retrait gonflement

Ils sont liés aux changements d'humidité des sols très argileux, qui sont capables de fixer l'eau disponible, mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse, ce phénomène accentué par la présence d'arbres à proximité, peut provoquer des dégâts importants sur les constructions. Plusieurs dizaines de milliers de constructions ont ainsi été endommagées au cours de la sécheresse qui a affecté la France de 1989 à 1992.

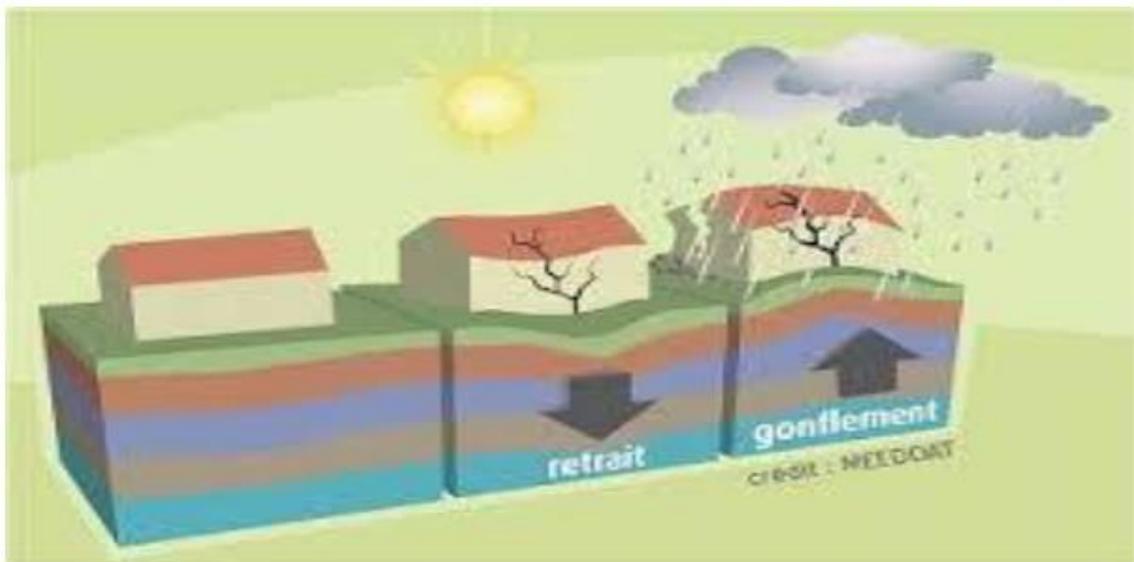


Figure I.7 Les phénomènes de retrait et de gonflement

I.3.2 Les mouvements rapides et discontinus

Les mouvements rapides peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié.

- Le premier groupe (propagation en masse) comprend :

I.3.2.1 Les effondrements

L'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains) peut entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire.

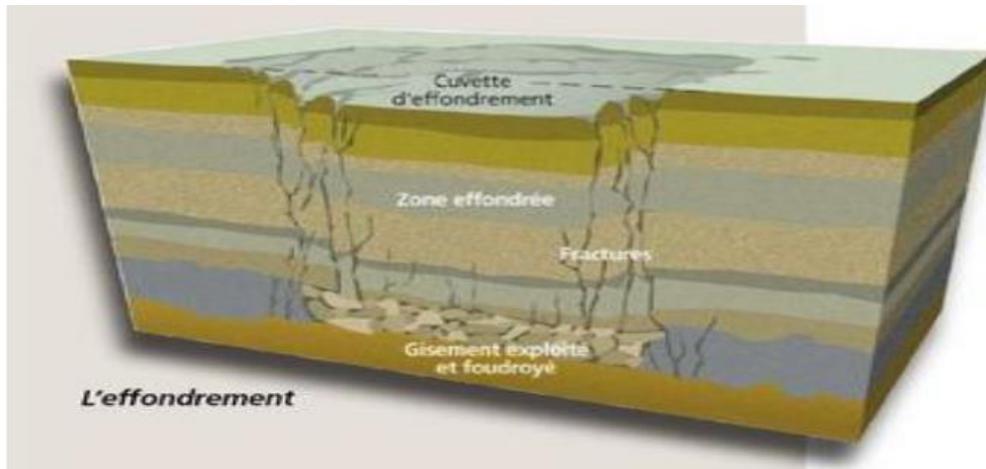


Figure I.8 Effondrement

I.3.2.2 Les chutes de pierres ou de blocs

L'éboulement est un phénomène qui affecte les roches compétentes. Il se traduit par le détachement d'une portion de roche de volume quelconque depuis la masse rocheuse. La cinématique est très rapide. On différencie les éboulements d'après la taille des blocs détachée.



Figure I.9 Chute de pierres

I.3.2.3 Les éboulements ou écroulements

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses. On utilise le terme de chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à 1 dm^3 , ou chute de blocs pour un volume supérieur. Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant.



Figure I.10 Eboulement ou écroulement

- Le second groupe (propagation en état remanié) comprend :

I.3.2.4 Les laves torrentielles

Qui résultent du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans le lit de torrents de montagne.

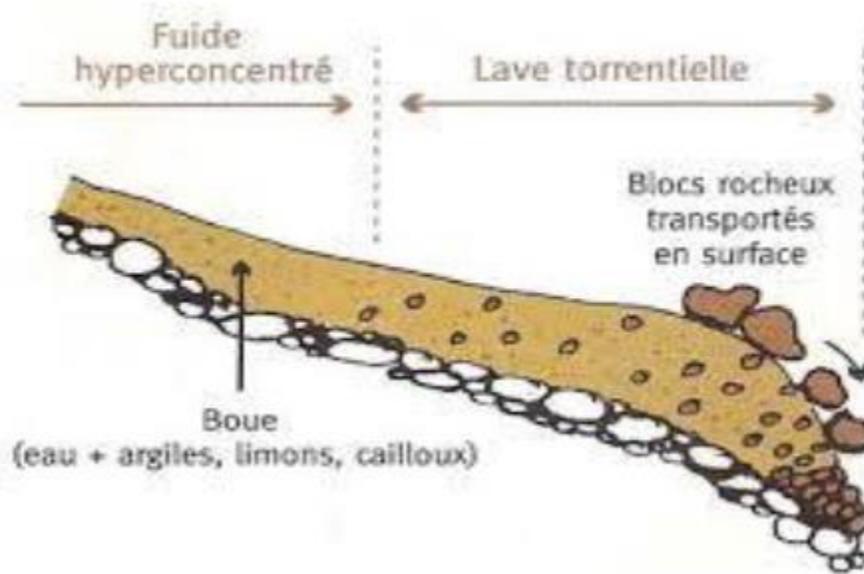


Figure I.11 Laves torrentielles

I.3.2.5 Les coulées boueuses

Elles consistent en la propagation des matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur cohésion dès la mise en mouvement, les matériaux intimement mélangés à une quantité d'eau telle que la masse en mouvement ait franchi sa limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de perdre ainsi leur cohésion sont les argiles, les limons, les roches décomposées ou des éboulis fins. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie en aval d'un glissement de terrain



Figure I.12 Coulée boueuse

I.4 Le processus du glissement de terrain

I.4.1 Caractérisation des glissements

Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements :

I.4.1.1 Glissement plan

Mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux.

I.4.1.2 Glissement circulaire ou rotationnel

Surface de glissement plus ou moins circulaire ; mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ net et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement.

Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.

Différentes formes de glissements rotationnels

La figure (I.13) présente les trois types de rupture circulaire affectant les talus routiers (cercle de talus, cercle de pied et cercle profond). Les cercles de pied sont les plus courants. Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité

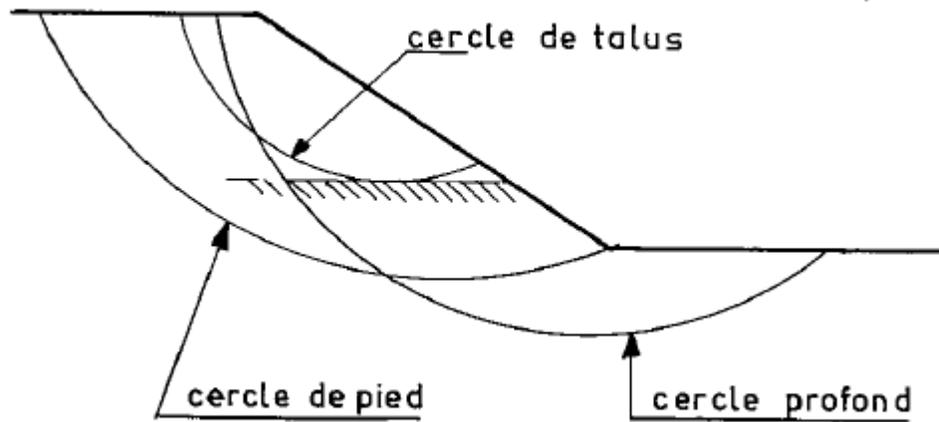


Figure I.13 Différents types de ruptures circulaires

I.4.1.3 Glissement quelconque

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

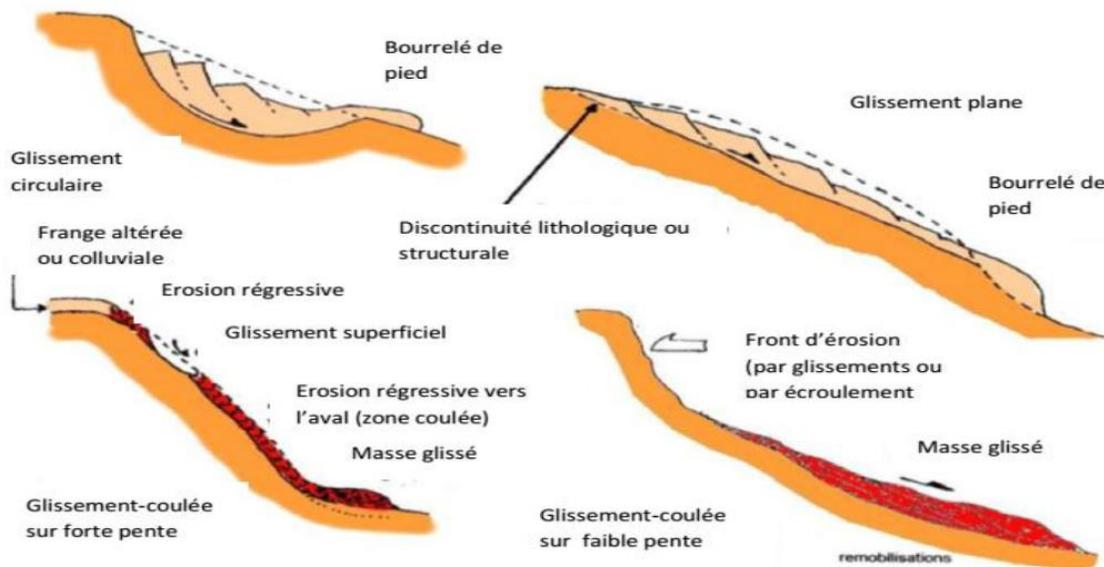


Figure I.14 Les types de glissements de terrain

I.4.2 Classification du glissement de terrain

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.

Tableau I -1 La classification de glissement de terrain

Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface de sol

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0-2 m
Semi-profond	2-10 m
Profond	10-30 m
Très profond	>30 m

Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne du glissement en cm par an à long terme)

Glissement	Vitesse de glissement
Substabilité, très lent	0-2 cm/an
Peu actif, lent	2-10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an

I.4.2.1 Glissement superficiel

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface. La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m.

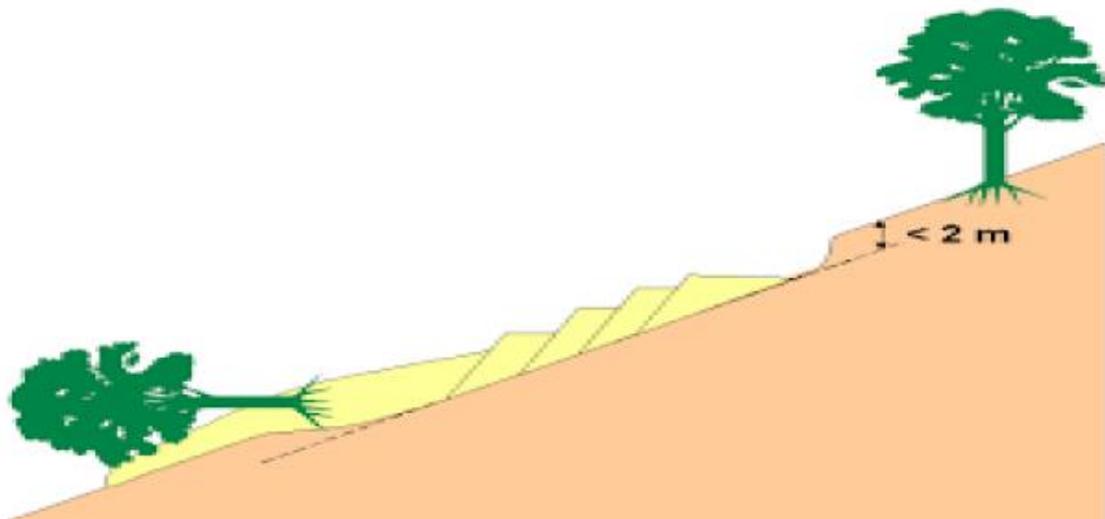


Figure I.15 Glissement superficiel

Le glissement superficiel peut être actif ou peu actif. Un glissement superficiel est actif quand il montre un mouvement supérieur à 10 cm/an. Rappelons que le classement retenu fait l'état de la situation lors du levé topographique sur le terrain et qu'un glissement actif peut se stabiliser (par réduction progressive de la pente et colonisation par la végétation par exemple). Par ailleurs, un glissement peu actif, peut par moment entrer dans une phase rapide (rupture soudaine).

I.4.2.2 Glissement profond

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance.



Figure I.16 Photo montre un Glissement profond.

I.5 Les déformations dans les mines à ciel ouvert

Une classification des déformations et ruptures appliquée aux mines à ciel ouvert a été proposé par Fissenko. Elle contient quatre types principaux de déformations : les chutes de blocs, les éboulements, les glissements et les mouvements de fluage.

Plus tard on a ajouté à cette classification les déformations par affaissement. La classification ici proposée se base sur des types de déformations qui ne sont pas provoqués par l'action de l'eau, plus d'autres types provoqués par l'action hydraulique directe. Mais certains types de déformations du premier groupe peuvent quand même être influencés par l'action des eaux.

I.6 Principales causes des glissements de terrain

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de :

I.6.1 La nature du terrain

La nature de terrain dépend de la :

I.6.1.1 Géométrie de terrain

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif.

I.6.2 Les actions extérieures qui agissent sur le sol

I.6.2.1 Actions hydrauliques

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions.

Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement. En effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre de couches de terrains situées bien en amont.

La connaissance des conditions hydrauliques les plus défavorables nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Par exemple, on peut choisir de prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale.

I.6.2.2 Les actions climatiques et anthropiques

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.

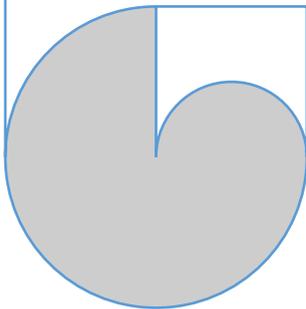
I.6.2.3 Pluie, neige, évapotranspiration

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

I.6.2.4 Séismes

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas : La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sous-jacentes, La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même.

Chapitre II : Calcul de la stabilité des talus



II.1 Introduction

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture en utilisant plusieurs méthodes de calcul. Ces méthodes donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calcul mis en œuvre.

II.2 Définition du coefficient de sécurité

Le facteur de sécurité pour l'analyse de la stabilité de la pente est généralement défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement ultime divisée par la contrainte de cisaillement mobilisée au début de la rupture. Il existe plusieurs façons de formuler le facteur de sécurité F. La formulation la plus courante pour F suppose que le facteur de sécurité est constant le long de la surface de glissement et qu'il est défini en fonction de l'équilibre de la force ou du moment :

II.2.1 Équilibre des moments

Généralement utilisé pour l'analyse des glissements de terrain en rotation. En considérant une surface de glissement, le facteur de sécurité F_m défini par rapport au moment est donné par :

$$F_m = \frac{\sum \text{Moment des Forces résistantes au mouvement}}{\sum \text{Moment des Forces provoquant le mouvement}} \quad (\text{II. 1})$$

II.2.2 Équilibre des forces

Généralement appliqué aux ruptures en translation ou en rotation composées de surfaces de glissement planes ou polygonales. Le facteur de sécurité F_f défini par rapport à la force est donné par :

$$F_f = \frac{\sum \text{Forces résistantes au mouvement}}{\sum \text{Forces provoquant le mouvement}} \quad (\text{II. 2})$$

- Si $F_s > 1$, le talus est dit stable ;
- Si $F_s = 1$ le talus est en équilibre limite ;
- Sinon le talus est instable.

Dans la pratique, le coefficient F_s est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité de la pente ;
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif ;
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissuration ;
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.[23]

II.3 Les méthodes d'analyse de stabilité des talus

La rupture des talus est caractérisée par une surface de rupture, cette surface peut être plane, circulaire ou quelconque, par conséquent il existe plusieurs méthodes de calcul du facteur de sécurité, chaque méthode a sa propre condition d'utilisation.

Les méthodes de calcul en stabilité des pentes sont réparties en trois types notamment :

II.3.1 Méthodes de calcul à la rupture

Lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture τ_f .

C'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale, c'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir un mouvement le long d'une surface de glissement préexistante. Dans le cas des réactivations, c'est l'angle de frottement résiduel qu'il faut prendre en compte.

Pour tous ces cas, les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables ; mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre de variables est bien supérieur au nombre d'équations.

Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.[6]

II.3.2 Méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture (de type éléments finis)

Avant la rupture, au stade de la pré-rupture, le massif de sol ou de roche est continu et son comportement ne peut être analysé par des méthodes à l'équilibre limite, car on ne peut mettre en évidence une surface de rupture. Les phénomènes à décrire sont nombreux et complexes (élastoplasticité, fluage, rupture progressive). Il est alors nécessaire de considérer des méthodes volumiques prenant en compte l'ensemble du volume pour analyser les mouvements ainsi que leur évolution dans le temps. [6]

II.3.3 Méthodes énergétiques

L'amplitude et la vitesse des mouvements dépendent essentiellement de la redistribution de l'énergie potentielle devenant disponible au moment de la rupture. Pour les grandes vitesses et les grands déplacements, il faut alors considérer des approches énergétiques. [6]

II.4 Méthodes de calcul à la rupture

II.4.1 Méthodes des blocs

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont locaux, limités sur une ligne ou une surface de rupture, réelle ou potentielle, et s'opposent donc aux méthodes volumiques. Du fait de cette restriction, les hypothèses sont très fortes, mais les paramètres sont moins nombreux et plus faciles à déterminer. Ce sont les méthodes les plus anciennes et elles sont basées sur les hypothèses suivantes :

- Le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui frottent les uns sur les autres.
- Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb. Ceci est appliqué pour les massifs rocheux et les argiles discontinues, quand on peut prévoir correctement la forme de rupture des blocs en fonction des matériaux. [6] ; [11]

II.4.1.1 Cas statiquement définis

II.4.1.1.a Méthode de glissement plan

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$F = \frac{c' L + W \cos(\alpha) \tan \phi'}{W \sin(\alpha)} \quad (\text{II. 3})$$

Dans laquelle L désigne la longueur du talus, α sa pente, W le poids des terres en mouvement, U la résultante des pressions interstitielles éventuelles, c' la cohésion effective et ϕ' l'angle de frottement interne effectif.

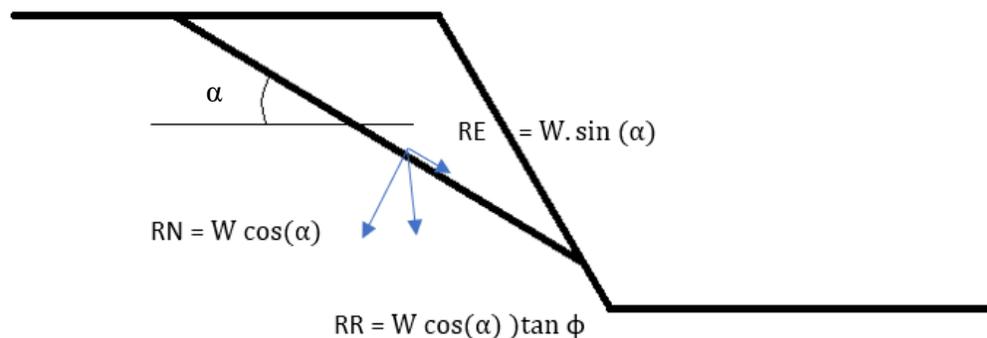


Figure II.1 Schéma de rupture plane.

II.4.1.1.b Rupture plane d'une pente infinie

Le cas de la pente infinie inclinée d'un angle β permet de mettre facilement en évidence le rôle de l'eau. Dans le cas d'une pente noyée avec un écoulement parallèle à la pente, on peut calculer le coefficient de sécurité soit par un bilan de forces, soit par sa définition usuelle :

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (\text{II. 4})$$

Les deux approches sont formellement équivalentes.

Pour le bilan des forces s'appliquant à un volume V de sol, on a les quatre forces suivantes:

- Force de pesanteur : $V \cdot \gamma$ (γ étant le poids volumique déjaugé) ;
- Force d'entraînement le long de la pente : $V \cdot \gamma_w \cdot \sin \beta$.
- Force d'écoulement : $\sin \beta \cdot V \cdot \gamma_w$ (où $\sin \beta$ est le gradient hydraulique de l'écoulement parallèle à la pente) ;
- Force résistante : $\frac{L (c' + (V \cdot \gamma' \cdot \cos \beta) \tan \phi' / L)}{F}$

Ce qui donne en écrivant l'équilibre :

$$F = \frac{(c' + h \cos \beta \gamma' \tan \varphi')}{(\gamma h \cos \beta \sin \beta)} \quad (\text{II. 5})$$

Si on utilise la définition $F = \frac{\tau^{\max}}{\tau}$ il faut se rappeler que le dénominateur correspond à la masse totale, alors que le numérateur, correspondant au frottement, est à exprimer en contraintes effectives. Les deux approches conduisent à la même formule. En considérant un écoulement suivant la pente, mais limité par un toit de nappe à une profondeur h_w , on obtient la formule pour $c' = 0$:

$$F = \frac{\gamma h - \gamma_w(h - h_w)}{\gamma h} \times \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (\text{II. 6})$$

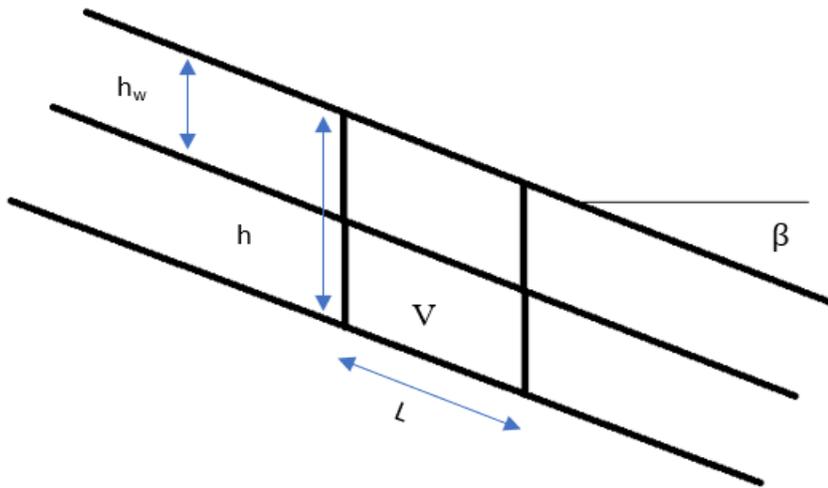


Figure II.2 Schéma de rupture plane infinie

Il est facile de voir que si la nappe baisse, alors h_w augmente et F croit.

Il existe d'autres cas :

II.4.1.1.c Cas de deux blocs instables

Dans ce cas, la rupture se fait selon deux plans. On distingue alors deux blocs dont le plan de contact est paramétré par l'angle δ . En faisant varier δ et en prenant pour inconnue auxiliaire la réaction «inter-bloc» à travers le plan de contact défini par δ , on peut résoudre avec un coefficient de sécurité F , identique pour toutes les interfaces entre blocs.

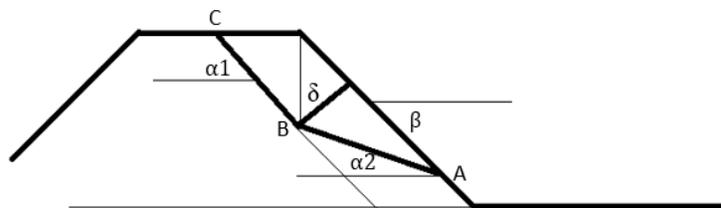


Figure II.3 Schéma d'une rupture à deux blocs.

II.4.1.2 Cas statiquement indéfinis

II.4.1.2.a Équilibre de plusieurs blocs

Parmi les méthodes à multi blocs on rencontre : Sarma 1979. Elle est basée sur l'équilibre des forces et des moments des tranches individuelles. Les tranches sont créées en divisant la région située au-dessus de la surface de glissement par des plans généralement inclinés « tranche inclinée ».

- Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes ;
- Le mouvement de translation est le seul autorisé ;
- Les extensions de joints sont illimitées ;
- Les déformations réelles dans les blocs rocheux sont négligeables ;
- Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est utilisé sur la surface de glissement polygonale et sur les joints entre les tranches inter tranches ;
- Le facteur de sécurité est supposé le même pour toutes les surfaces de glissement.

La méthode Sarma est adaptée à l'analyse de stabilité d'un milieu non homogène, comme une pente rocheuse fracturée, Il est initialement nécessaire de définir les tranches. Il faut d'abord partir des blocs en contact avec la surface de glissement puis définir les tranches à partir de ces blocs, c'est-à-dire regrouper les blocs de base avec les blocs situés au-dessus.

Dans cette situation, nous pouvons imaginer plusieurs états de tranches. Il est donc nécessaire d'analyser toutes les situations possibles et de choisir la moins stable d'entre elles. Tel que le choix inadéquat de la géométrie des tranches, en particulier de leur inclinaison, peut provoquer des problèmes de forces négatives. C'est un problème particulier pour l'analyse des massifs rocheux car on ne peut pas choisir les tranches comme on le souhaite.

II.4.2 Méthode des tranches

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode suédoise de Fellenius (1927).

Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

- Les bords des blocs sont devenus verticaux ;
- Le point de passage de la force à la base de la tranche est situé au centre de cette base.
- Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

Les méthodes des tranches sont les suivantes :

II.4.2.1 Méthode de Fellenius

C'est une méthode limitée aux ruptures circulaires, basée sur les hypothèses suivantes :

- Les forces entre tranche sont négligeables ;
- Les forces horizontales et verticales sont invariables d'une tranche à l'autre ;
- La seule force agissant sur l'arc inférieur de la tranche est le poids W. [2] ; [10]

Le facteur de sécurité est donné par la relation suivante :

$$F_s = \frac{\Sigma[c'b + (W\cos 2\alpha - ub)\text{tg}\varphi']}{\frac{\cos\alpha}{\Sigma W\sin\alpha}} \quad (\text{II. 7})$$

II.4.2.2 Méthode de Bishop

Il s'agit d'une méthode de calcul des glissements circulaires. Bishop ne néglige plus les forces horizontales inter tranches, les forces sont additionnées dans la direction verticale, il est supposé que le facteur de sécurité soit constant le long de la surface de glissement. [2]

$$F_{\text{Bish}} = \frac{1}{\sum W \sin a} \times \frac{\sum (c'b + (W - ub) \tan \varphi')}{(\cos a) \frac{1 + \tan a \tan \varphi'}{F}} \quad (\text{II. 8})$$

II.4.2.3 Méthode de Bishop simplifiée (1955)

La formulation obtenue par la méthode de Bishop est relativement compliquée, Bishop a présenté d'ailleurs une méthode simplifiée, basé sur l'hypothèse que les composantes horizontales sont constantes dans une tranche. La relation de Bishop est simplifiée en :

$$F_s = \frac{\sum \frac{C_i b + W_i \operatorname{tg} \varphi_i}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F_s}}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{II. 9})$$

Interprétation (Bishop) :

- $F > 1,5$: stabilité assurée dans des conditions de sécurité satisfaisantes ;
- $1 < F < 1,5$: incertitude (rupture possible) ;
- $F \leq 1$: rupture. [2]

II.4.2.4 Méthode de Janbu simplifiée

Cette méthode a comme hypothèse, les forces inter-tranches sont horizontales, ce qui sous-estime le coefficient de sécurité.

Dans cette méthode les forces verticales inter-tranches sont supposées nulles. Le facteur de sécurité est calculé à partir d'équilibre des forces horizontales, puis un facteur de correction empirique est multiplié par ce coefficient de sécurité pour pallier au manque de l'effet des forces verticales inter-tranches.

Le coefficient correcteur est donné par les relations suivantes :

$$F_s = f_0 \cdot F_{s_0} \quad (\text{II. 10})$$

$$\text{Pour } c, \varphi > 0 ; f_0 = 1 + 0.5 \left(\frac{D}{l} - 1.4 \left(\frac{D}{l} \right)^2 \right) \quad (\text{II. 11});$$

$$\text{Pour } c = 0 ; f_0 = 1 + 0.3 \left(\frac{D}{l} - 1.4 \left(\frac{D}{l} \right)^2 \right) \quad (\text{II. 12});$$

$$\text{Pour } \varphi = 0 ; f_0 = 1 + 0.6 \left(\frac{D}{l} - 1.4 \left(\frac{D}{l} \right)^2 \right) \quad (\text{II. 13}).$$

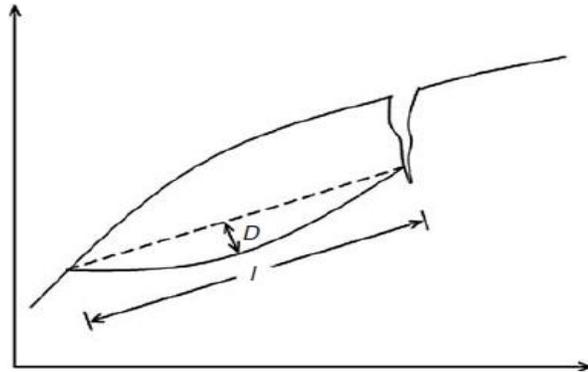


Figure II.4 Les paramètres de calcul de f_0

Avec l est la longueur joignant les points gauche et droit, tandis que D est l'épaisseur maximale de la zone de défaillance avec référence à cette ligne. [23]

II.4.2.5 Méthode de Morgenstern et Price (1965)

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches. La programmation est assez délicate et Fredlund et Krahn (1977) proposent un algorithme de résolution plus stable. Cette méthode est très utilisée mais pose toujours quelques problèmes de convergence.

II.4.2.6 Méthode des perturbations (1974)

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et al. (1974) et développée par Faure (1985).

Cette méthode a l'avantage de traiter des surfaces de glissement aussi bien circulaire que non circulaire.

La distribution des contraintes normales ainsi que les valeurs de pression interstitielle en tout point le long de la courbe de rupture est définie à l'aide d'une contrainte approchée connue, modifiée ou perturbée par deux paramètres.

La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre. [2] [6]

II.4.2.7 Méthodes probabilistes et logique floue

Ces méthodes tentent une prise en compte des incertitudes sur les différents paramètres. De nombreux modèles statistiques existent, mais souffrent d'un nombre trop réduit de données pour être vraiment opérationnels.

La mise en œuvre d'une méthode de Monte-Carlo (Chiasson et al., 1998) peut donner un aperçu de l'importance des incertitudes. Si chaque paramètre est défini dans un intervalle et possède une fonction de répartition, il est possible, dans un calcul itératif, de prendre un tirage de tous les paramètres et d'obtenir un coefficient de sécurité (un résultat de calcul). De nombreux tirages vont permettre de construire la loi de distribution du coefficient de sécurité. [6]

II.5 Les méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture

II.5.1 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode qui permet de ramener un système continu à un système discret.

Un système est dit discret quand il possède un nombre fini de degrés de liberté (nombre de degrés de liberté est le nombre de paramètres nécessaires pour définir les variables à un instant donné.)

II.5.2 Principe

Le principe de base de la méthode des éléments finis consiste à subdiviser le domaine étudié en sous-domaines de formes relativement simples appelées éléments finis, Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage.

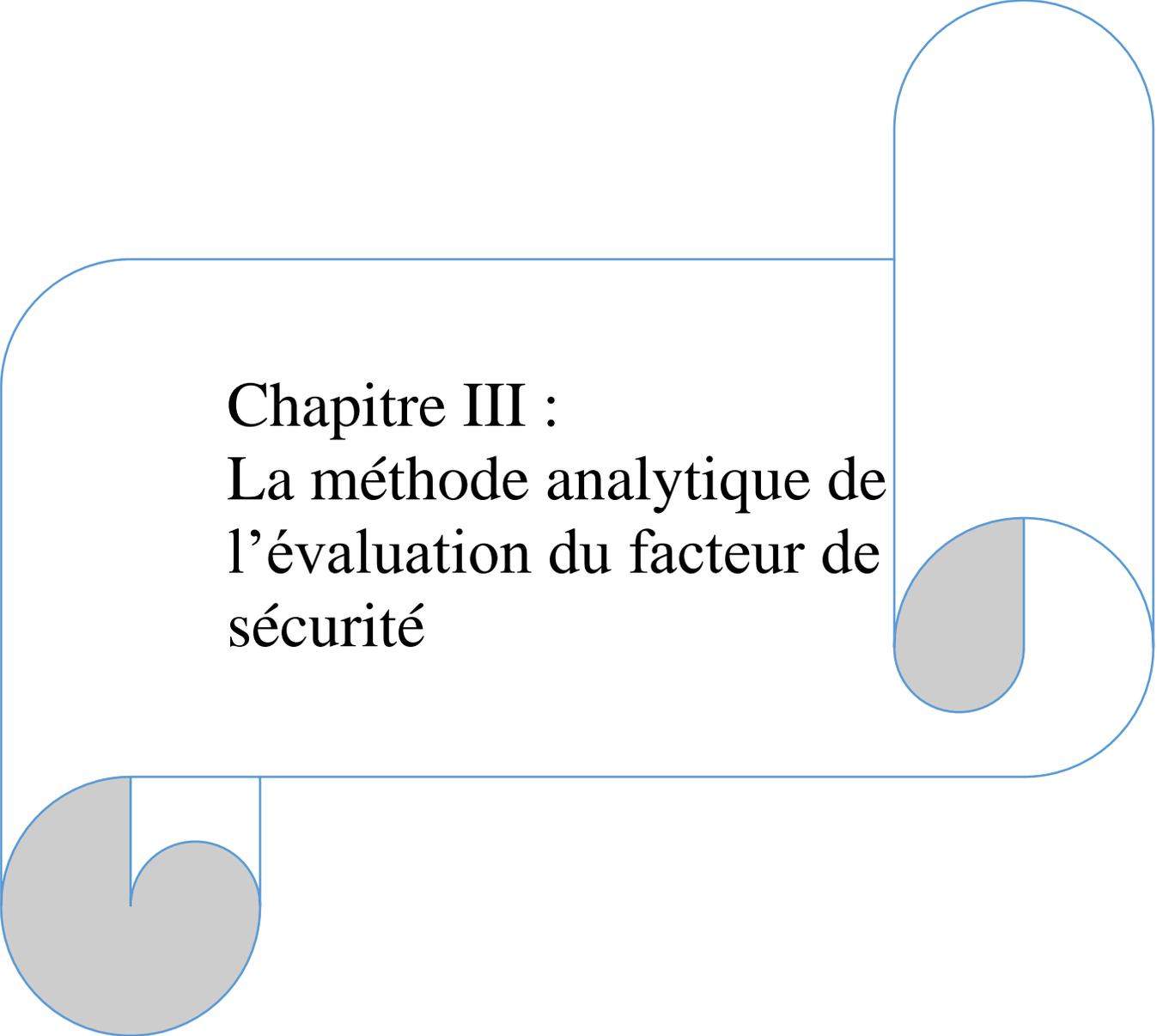
Il est alors évident que la méthode des éléments finis calcule une approximation de la solution du problème. la précision de la solution dépend de la discrétisation du domaine étudié, plus la discrétisation du domaine est grande, plus la précision de la solution est plus élevée.

II.5.3 Démarche éléments finis

Les principales étapes de construction d'un modèle d'éléments finis, sont détaillées par la suite, et sont les suivantes :

- Discrétisation du milieu continu en sous domaines ;
- Construction de l'approximation nodale par sous domaine ;
- Calcul des matrices élémentaires correspondant à la forme intégrale du problème ;
- Assemblage des matrices élémentaires ;
- Prise en compte des conditions aux limites ;
- Résolution du système d'équations.

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physique variables dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené avec tout programme général d'éléments finis, ou logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique. [2] [12]



Chapitre III :
La méthode analytique de
l'évaluation du facteur de
sécurité

III.1 Introduction

La stabilité des talus est un critère très important dans l'exploitation à ciel ouvert. Celle-ci établit un processus interactif entre le géotechnicien et le mineur. Les analyses de stabilités peuvent être dites globales si celles-ci sont effectuées sur toute la carrière, ou locales si elles sont effectuées au niveau des gradins.

L'étude de la stabilité d'un talus nécessite :

- La connaissance du site (la géométrie, les surcharges au sommet et au pied, et les effets dynamiques ou sismiques).
- Le choix des paramètres mécaniques et hydrauliques des roches et sols.

Différentes méthodes et techniques peuvent être effectuées pour l'évaluation de la stabilité des pentes sensibles aux différents types de glissements. Par conséquent, il est très important de choisir la meilleure technique pour l'analyse de la stabilité des talus. Donc, la notion de facteur de sécurité reste le meilleur indice pour juger dans quelle mesure les pentes sont en risque de glissement.

III.2 Méthode de calcul de la stabilité

Les méthodes principales utilisées pour le calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- Les méthodes numériques.
- Les méthodes des abaques.

L'analyse à l'équilibre limite : le calcul du facteur de sécurité de la pente, la détermination des forces motrices et les forces résistantes sont nécessaires pour le calcul de la stabilité par la méthode d'équilibre limite. Différentes procédures sont utilisées pour les ruptures planes, en coin, circulaires et des fauchages ; le type de glissement est défini par la géologie de la pente. Le cas pris en compte dans notre sujet est celui de glissement à plan unique. [11]

III.2.1 Glissement à plan unique

Une rupture plane est un phénomène relativement rare dans les talus rocheux car il est très improbable que toutes les conditions géométriques nécessaires à la production d'une telle rupture se réunissent dans une pente réelle.

Ces conditions géométriques à satisfaire sont :

- Le plan sur lequel se produit le glissement doit émerger parallèlement ou presque (environ $\pm 20^\circ$) à la face de la pente.
- Le plan de glissement doit émerger dans la face du talus, ce qui signifie que le pendage du plan de glissement doit être inférieur au pendage de la face de pente, ce qui est $\psi_p < \psi_f$.
- Le pendage du plan de glissement doit être supérieur à l'angle de frottement interne de ce plan c-à-d $\psi_p > \phi$.
- L'extrémité supérieure de la surface de glissement soit intersectée à la pente supérieure, ou se termine par une fissure de tension. [5]

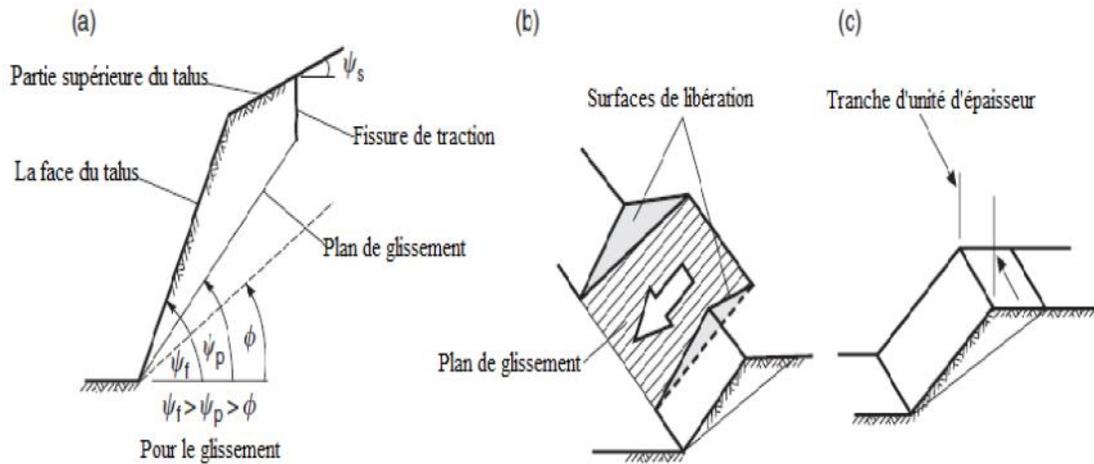


Figure III.1 Géométrie de la pente présentant un glissement plan : (a) Coupe montrant de plans formant un glissement plan ; (b) Les surfaces de libération aux extrémités du glissement plan ; (c) L'utilisation de l'unité d'épaisseur dans l'analyse de la stabilité. [5]

III.2.1.1 Calcul de facteur de sécurité dans le cas d'un glissement plan

Comme on a déjà précisé dans le chapitre (II), le facteur de sécurité est calculé par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\sum \text{Des Forces résistantes au mouvement}}{\sum \text{Des Forces provoquant le mouvement}} \quad (\text{III. 1})$$

Les conditions géométriques de la pente et des eaux souterraines considérées dans cette analyse sont définies dans la figure (III.2), qui montre deux géométries comme suit :

- Des pentes ayant une fissure de tension dans la surface supérieure.
- Des pentes ayant une fissure de tension dans la surface du talus.

Lorsque la surface supérieure est horizontale ($\psi_s = 0$), le passage d'un état à l'autre se produit lorsque la fissure de tension coïncide avec la crête de talus, soit lorsque :

$$\frac{Z}{H} = (1 - \cot \psi_f \times \tan \psi_p) \quad (\text{III. 2})$$

Où Z est la profondeur de la fissure de tension, H est la hauteur de la pente, ψ_f est l'angle de face de pente et ψ_p est l'angle de pendage du plan de glissement.

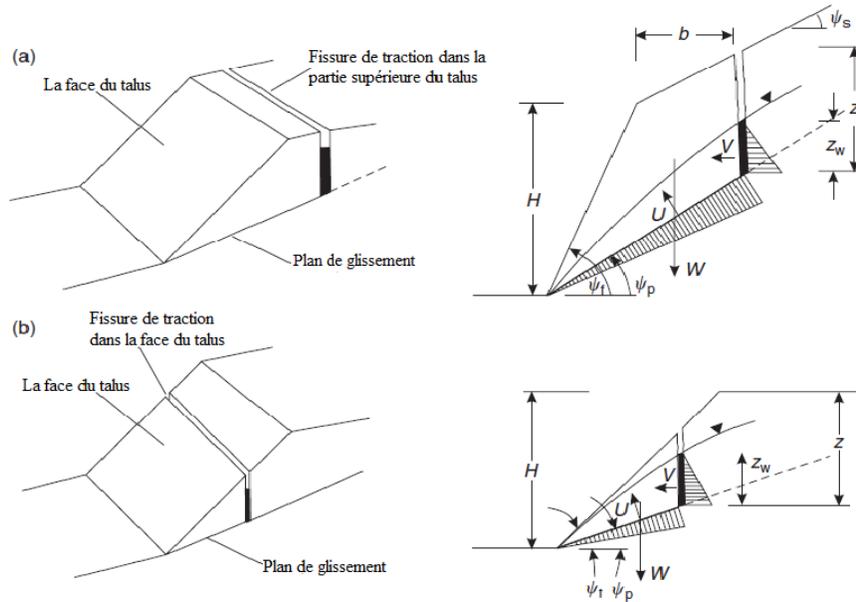


Figure III.2 Les géométries du glissement plan : (a) fissure de traction dans la partie supérieure du talus ; (b) fissure de traction à la face du talus (Duncan C. Wyllie and Christopher W. Mah).

Le calcul du facteur de sécurité est fait par la résolution de toutes les forces agissant sur la pente en composantes parallèles et perpendiculaires au plan de coulissement.

Les forces provoquant le mouvement sont représenté par la somme vectorielle des forces de cisaillement agissant sur le plan (ΣT).

Le produit des forces normales totales (ΣN) et la tangente de l'angle de frottement interne φ , plus la force de cohésion, sont appelées les forces résistantes au mouvement.

Le facteur de sécurité F_s du bloc coulissant peut alors s'écrire comme suit :

$$F_s = \frac{c \times A + \sum N \times \tan \varphi}{\sum T} \quad (\text{III. 3})$$

$$F_s = \frac{c \times A + W \times \cos \psi_p \times \tan \varphi}{W \times \sin \psi_p} \quad (\text{III. 4})$$

c : la cohésion du plan de glissement.

A : la surface du plan de glissement.

Si la surface de plan de glissement est propre et ne contient pas de remblayer alors la cohésion est susceptible d'être égale à zéro et l'équation se réduit à :

$$F_s = \frac{\cos \psi_p \times \tan \varphi}{\sin \psi_p} = \frac{\tan \varphi}{\tan \psi_p} \quad (\text{III. 5})$$

Ou $F_s = 1$ quand $\psi_p = \varphi$.

Le facteur de sécurité du talus représenté dans la figure (III.2) est calculé comme suit :

$$F_S = \frac{c \times A + (W \times \cos \psi_p - U - V \times \sin \psi_p) \times \tan \varphi}{W \times \sin \psi_p + V \times \cos \psi_p} \quad (\text{III. 6})$$

Avec

$$A = \frac{H + b \times \tan \psi_p - Z}{\sin \psi_p} \quad (\text{III. 7})$$

La hauteur de la pente est H, la profondeur de la fissure de tension est Z et il est situé à une distance b derrière la crête de la pente. Le pendage de la pente au-dessus de la crête est ψ_s . [7]

Lorsque la profondeur de l'eau dans la fissure de tension est Z_w , les forces d'eau agissant sur le plan de glissement en U, et dans la fente de la tension V sont données par les relation suivantes :

$$U = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times Z_w \times A \quad (\text{III. 8})$$

$$V = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times Z_w^2 \quad (\text{III. 9})$$

Où γ_w est le poids unitaire de l'eau.

Le poids volumique des blocs de glissement (W) pour les deux géométries illustrées dans la figure (III.2) est donné comme suit :

- Cas (a) :

$$W = \gamma_r \times \left[(1 - \cot \psi_f \times \tan \psi_p) \times \left(b \times H + \frac{1}{2} \times H^2 \times \cot \psi_f \right) + \frac{1}{2} \times b^2 \times (\tan \psi_s - \tan \psi_p) \right] \quad (\text{III. 10})$$

- Cas (b) :

$$W = \frac{1}{2} \times \gamma_r \times H^2 \times \left[\left(1 - \frac{Z}{H} \right)^2 \times \cot \psi_p \times (\cot \psi_p \times \tan \psi_f - 1) \right] \quad (\text{III. 11})$$

Où γ_r est le poids unitaire de la roche.

III.2.1.2 L'Influence des eaux souterraines

Dans le cas où le niveau de l'eau souterraine est au-dessus de la base de la fissure de traction, les pressions de l'eau ont un effet sur, à la fois, la fissure de tension et sur le plan de glissement. Cette force U est exprimée par la formule suivante :

$$U = \gamma_w \times Z_w \times A \quad (\text{III. 12})$$

Dans le cas où le niveau de l'eau souterraine est en dessous de la base de la fissure de tension, la pression de l'eau n'agit que sur le plan de glissement ($V = 0$), et elle est donnée par la formule suivante :

$$U = \frac{Z_W}{2 \times \sin \psi_P} \times h_W \times \gamma_W \quad (\text{III. 13})$$

Où h_W est la hauteur estimée de l'eau au milieu de la partie saturée de plan de glissement. [5]

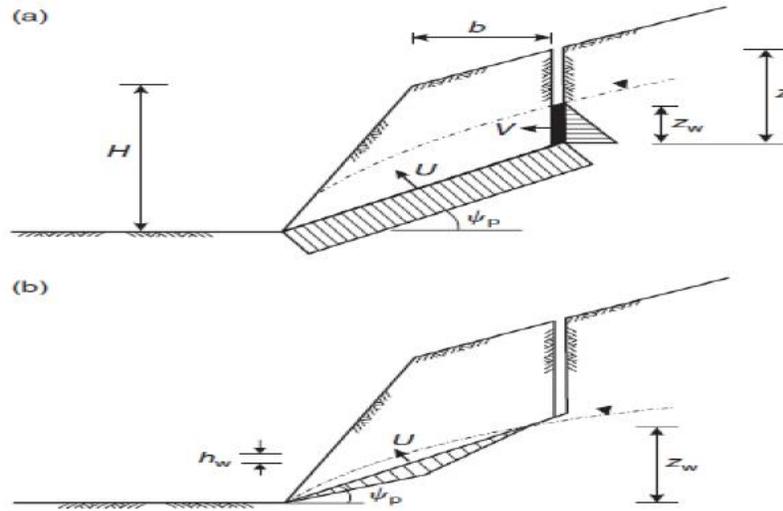


Figure III.3 Les pressions possibles des eaux souterraines sur le glissement plan : (a) une pression uniforme sur le plan de glissement ; (b) pression triangulaire sur la lame plane pour la nappe phréatique sous la base de la fissure de tension (Duncan C. Wyllie and Christopher W. Mah). [5]

III.2.1.3 Profondeur et emplacement critique de la fissure de tension

Dans l'analyse, on a supposé que la position de la fissure de tension soit connue par sa trace visible sur la surface supérieure ou sur la face de la pente, et que la profondeur peut être établie par la construction d'une coupe précise de la pente.

Cependant la position de la fissure de tension peut être inconnue, due par exemple à la présence de sol au-dessus de la crête de la pente, ou un emplacement supposé peut être nécessaire pour la conception. Dans ces circonstances, il devient nécessaire de tenir compte de la position la plus probable d'une fissure de tension. [5]

Lorsque la pente est sèche ou presque sèche ($\frac{Z_W}{Z} = 0$), l'équation (III.6) pour le facteur de sécurité peut être modifié comme suit :

$$F_S = \frac{c \times A}{W \times \sin \psi_P} + \cot \psi_P \times \tan \varphi \quad (\text{III. 14})$$

La profondeur de la fissure de tension critique Z_c pour une pente sèche peut être trouvée en minimisant le deuxième membre de l'équation (III. 14) par rapport à $\frac{Z}{H}$:

$$\frac{Z_c}{H} = 1 - \sqrt{\cot \psi_f \times \tan \psi_P} \quad (\text{III. 15})$$

L'emplacement correspondant bc est :

$$\frac{bc}{H} = \sqrt{\cot \psi_f \times \tan \psi_P - \cot \psi_f} \quad (\text{III. 16})$$

Ces deux dernières formules ne sont pas applicables si la fissure de tension critique formée est due à une forte pluie ou à des caractéristiques géologiques déjà existantes tel qu'un joint vertical.

III.2.1.4 L'angle d'inclinaison du plan de glissement critique

Quand une discontinuité persistante telle qu'un plan de stratification existe dans une pente, et l'inclinaison de cette discontinuité est telle qu'elle satisfait aux conditions de défaillance, la stabilité de la pente sera contrôlée. Cependant, dans certains endroits passés à travers un matériau intact, comment peut-on déterminer l'inclinaison d'un tel chemin de défaillance ?

La première hypothèse qui doit être faite concerne la forme de la surface de glissement.

Dans une faible pente de roche ou une pente du sol avec un angle de face inférieur à environ 45°, la surface de glissement aurait une forme circulaire.

Dans la roche de forte pente, la surface de glissement est sensiblement plane et l'inclinaison d'un tel plan peut être trouvée par la formule suivante :

$$\psi_{PC} = \frac{1}{2} \times (\psi_f + \varphi) \quad (\text{III. 17})$$

ψ_{PC} : L'inclinaison du plan de glissement critique pour les pentes sèches. [5]

III.2.1.5 Effets sismiques sur la stabilité des talus

La force sismique S est une force d'inertie qui est considérée agir horizontalement et dirigée à l'opposé de la pente dans l'excavation. L'amplitude de S est liée à la masse par un coefficient sismique K qui est une fraction décimale de l'accélération de la pesanteur g. [22]

Ce coefficient dépend de la zone sismique où l'excavation se trouve et généralement dans un intervalle '0,0 – 0,2'

$$S = m \times a = \left(\frac{W}{g}\right) \times K \times g = W \times K \quad (\text{III. 18})$$

Dans laquelle m et a sont la masse du bloc de glissement et son accélération, respectivement.

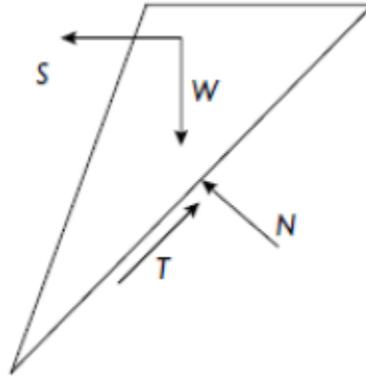


Figure III.4 La direction de la force sismique (s) William G. Pariseau. [22]

La résolution des forces normales et tangentielles à la surface de rupture conduit à des forces des résistances R et des forces motrices D. Ainsi :

$$R = W \times [\cos \psi_p - K \times \sin \psi_p] \times \tan \varphi + C \quad (\text{III. 19})$$

$$D = W (\sin \psi_p + K \times \cos \psi_p) \quad (\text{III. 20})$$

Donc le facteur de sécurité est exprimé comme suit :

$$F_S = \frac{c \times A + [W \times (\cos \psi_p - K \times \sin \psi_p) - U - V \times \sin \psi_p] \times \tan \varphi}{W (\sin \psi_p + K \times \cos \psi_p) + V \times \cos \varphi} \quad (\text{III. 21})$$

III.2.1.6 Effet de tir à l'explosif sur la stabilité des talus

L'exploitation des carrières de roche massive et le besoin d'abattage lors des chantiers de travaux miniers, font souvent appel à l'utilisation d'explosifs.

L'énergie délivrée par l'explosif, afin d'extraire et de fragmenter la roche ou les matériaux, s'accompagne de phénomènes induits, tels que des vibrations dans le sol et des surpressions aériennes, qui ont une influence sur les populations et les constructions proches.

Le mineur doit donc optimiser l'extraction et la fragmentation des matériaux, tout en limitant les nuisances, en respectant les textes réglementaires et les cahiers des charges.

III.2.1.6.a Vibrations et surpressions induites par un tir :

Le déroctage et l'abattage à l'explosif utilisent l'énergie délivrée lors de la détonation des mines placées à l'intérieur du massif rocheux pour le briser et le déplacer.

Cependant, toute l'énergie développée par les produits explosifs n'est pas entièrement utilisée pour fragmenter et déplacer le massif et la part inutilisée de cette énergie se propage dans le milieu environnant (dans le sol ou dans le massif rocheux, sous forme des vibrations sismiques, dans l'atmosphère sous forme des vibrations acoustiques, ou surpression aérienne.).

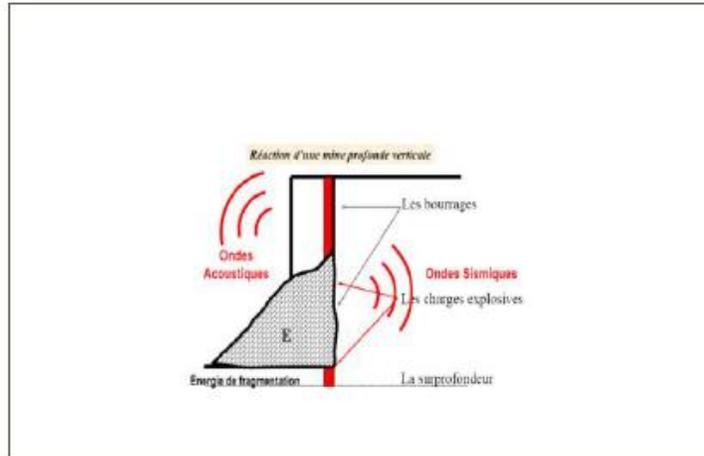


Figure III.5 Les vibrations et surpressions induites par un tir (Albert Armangué février 2014).[1]

Une vibration sismique est définie comme un mouvement oscillatoire d'une particule ou d'un corps à partir de sa position de référence (position de repos). Les vibrations se produisent lorsque l'on déplace de sa position normale une tranche d'un milieu élastique. Celle-ci oscille alors autour de sa position pour revenir jusqu'à sa position d'équilibre. Les vibrations qui se propagent constituent des « ondes de vibration ».

On appelle « front d'onde », la surface de séparation entre les particules d'un matériau au repos et celles en mouvement.

Le front d'onde de vibration se déplace dans les terrains à une vitesse appelée « vitesse de propagation » ou « célérité de l'onde ». Cette vitesse est généralement comprise entre 1000 et 6000 m/s en fonction des matériaux traversés.

En arrière du front d'onde, la particule de matière soumise à un mouvement oscillatoire dans l'espace, voit son mouvement particulière s'affaiblir, (amortir) progressivement au cours de la propagation.

Cet amortissement avec la distance résulte de l'absorption de l'énergie vibratoire par le milieu de propagation.

Ce mouvement se décompose en trois composantes selon trois directions orthogonales, (composantes : radiale, transversale et verticale), qui sont liées aux directions principales de déplacement particulière. L'orientation des capteurs revêt un caractère obligatoire et réglementaire.

Chaque composante de la vibration peut être caractérisée par le déplacement (ou élongation) effectué dans le temps par la particule à partir de sa position de repos (noté $e(t)$ ou $u(t)$), la vitesse avec laquelle ce déplacement s'effectue est la vitesse particulière (notée $v(t)$), à ne pas confondre avec la vitesse de propagation des ondes dans le massif, et enfin par l'accélération du mouvement qui qualifie la variation de la vitesse particulière dans le temps (notée $a(t)$). [1]

III.2.1.6.b Évaluation de l'impact vibratoire des tirs de mines

Le niveau de vibration génère par un tir de mines et mesuré sur les fondations d'un immeuble dépend de trois facteurs principaux qui peuvent globalement être résumés ainsi :

- La distance entre le tir et l'ouvrage ;
- La quantité d'explosif mis à feu simultanément ;
- Le rendement du tir.

En outre, en plus de ces trois facteurs, le niveau de vibration dépendra aussi de :

- La nature des terrains ;
- La structure géologique ;
- La géomorphologie du site. [11]

Les vibrations, quelle que soit leur provenance (géologie, engins mécaniques, extraction à l'explosif, etc.) sont mesurées grâce des sismographes, appelés également dans la profession capteurs sismiques.

Il en existe une multitude de types, en fonction de leur utilisation et surtout des phénomènes à mesurer. Le sismographe est un appareil qui mesure le mouvement du sol et l'enregistre sur un support visuel (graphique).

Telle est la fonction d'un sismographe, pour l'étude des sols, des tremblements de terre ou, dans notre cas, des tirs de mines.

En termes scientifiques, le support visuel évoqué plus haut est appelé sismogramme. Nous préférons à cette appellation le terme d'évènement sismique.



Figure III.6 Enregistreur de vibrations (sismographe).

III.3 Détermination des paramètres physico-mécaniques

III.3.1 La résistance à la compression

La résistance à la compression est la résistance qu'oppose une roche à la rupture lorsqu'elle est soumise à une sollicitation de compression. Elle est définie par la résistance à la compression qui correspond à la contrainte normale maximale supportée par la roche, le module de Young ou module d'élasticité qui correspond à la rigidité de la roche et le coefficient de Poisson qui reflète l'élasticité de la roche.

III.3.1.1 Essai de compression simple

Dans cet essai, l'échantillon est pris sous la forme d'une carotte (éprouvette cylindrique), d'élanement L/D (L : hauteur, D : Le diamètre de l'éprouvette) compris entre 2 à 2,5 avec deux faces planes, lisses et parallèles obtenues par une rectification soignée, l'échantillon est ensuite placé entre les plateaux d'une presse.

La résistance à la compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{F}{S} \quad (\text{III.22})$$

Où :

σ_c : La résistance à la compression (Kgf/cm³).

F : Effort (charge) maximale atteinte (juste avant la rupture).

S : section ou surface sur laquelle on applique l'effort F.

Le tableau suivant donne une classification des roches à la compression :

Tableau III-1 Classification des roches en fonction de la résistance à la compression.

Roches	Faiblement résistantes	Moyennes	Résistantes	Très résistance
σ_c (MPa)	< 5	20	60	> 100

Le principe du test consiste à appliquer d'une manière croissante une force de compression sur une carotte de roches intacte selon l'axe longitudinal.

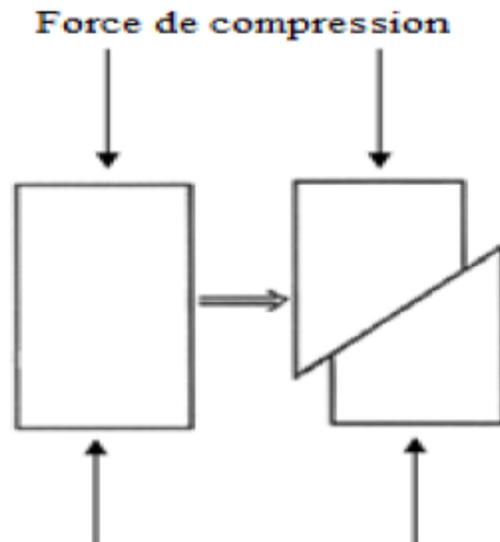


Figure III.7 Schéma de principe d'un essai de compression uni-axiale.

Les paramètres à déterminer au cours de cet essai sont :

- La résistance en compression uni-axiale de la roche qui correspond à la contrainte normale au moment de la rupture de la roche ;
- Le module de Young (E) qui correspond à la pente de la zone élastique de la courbe contrainte – déformation axiale de l'échantillon ;

- Le coefficient de Poisson (ν) qui correspond à la pente de la courbe déformation latérale-déformation axiale de l'échantillon.

III.3.2 Résistance à la traction

La résistance à la traction est la résistance qu'oppose une roche à la rupture lorsqu'elle est soumise à une sollicitation de tension.

III.3.2.1 Résistance à la traction simple

En soumettant une éprouvette cylindrique à une traction unie axiale, la résistance à la traction simple est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohésion des échantillons des roches massives.

$$\sigma_t = \frac{P_{max}}{A_0} \quad (III.23)$$

Où :

σ_t : La résistance à la traction simple (Kgf/cm³).

P_{max} : Valeur finale atteinte par l'effort appliqué.

A_0 : Surface transversale.



Figure III.8 Essai de traction simple.

III.3.2.2 Essai brésilien (traction indirecte)

C'est l'essai de traction le plus commun pour les roches (essai à la traction indirecte). Pour réaliser cet essai, on utilise une éprouvette de longueur à peu près égale au diamètre.

Son principe est de mettre sous contrainte de tension une carotte de roche par application d'une force de compression suivant sa génératrice. La figure suivante présente un dispositif pour un essai brésilien :

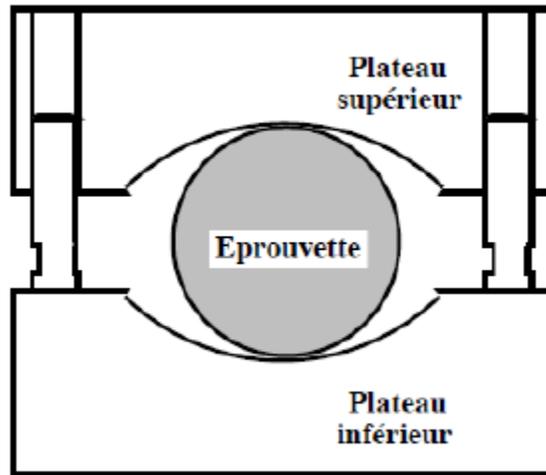


Figure III.9 Dispositif pour un essai brésilien (Bérest et al, 2000).

La contrainte de traction est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_t = \frac{2 \times F_{max}}{\pi \times D l} \quad (\text{III. 24})$$

Avec :

F_{max} : La charge maximale appliquée à la rupture.

D et L : Les dimensions de l'éprouvette cylindrique.

Le tableau ci-dessus donne une classification des roches en fonction de leur résistance à la traction.

Tableau III-2 Classification des roches en fonction de la résistance à la traction.

Roches	Faiblement résistantes	Moyennes	Résistantes	Très résistantes
σ_t (MPa)	0,40	1,50	4,00	>20

La contrainte de traction peut se calculer en fonction de la contrainte de compression :

$$\sigma_c = k \times \sigma_t \quad (\text{III. 25})$$

Avec $3 < k < 10$ (dans la pratique, on prend $k = 10$).

III.3.2.3 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement représente la contrainte tangentielle limite avant la rupture dans un essai de cisaillement.

On distingue :

- Cisaillement simple ;
- Cisaillement par torsion ;
- Cisaillement par compression.

III.3.3 Cisaillement simple

La résistance au cisaillement est définie par la relation suivante :

$$\tau = \frac{P_{max}}{S} \quad (III.26)$$

Avec :

P_{max} : Effort tangentielle entraînant la rupture.

S : Surface sur laquelle on applique l'effort P .

- Dans le cas d'un cisaillement simple une seule surface : $S = h \times L$.
- Dans le cas d'un cisaillement simple avec deux surfaces : $S = 2 \times h \times L$.
- Dans le cas d'un cisaillement simple avec une seule surface cylindrique : $S = d \times L$.

Où : h : largeur de l'échantillon ; L : Longueur de l'échantillon ; d : diamètre du cylindre.

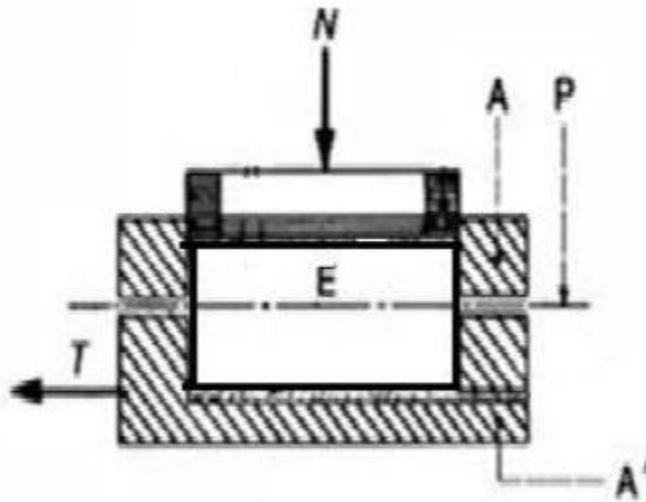


Figure III.10 Cisaillement simple.

A : bâti fixe P : plan de cisaillement

À : bâti mobile N : force normale

E : éprouvette T : force tangentielle

III.3.3.1 Cisaillement par torsion

Dans ce cas, l'échantillon de forme cylindrique est soumis à un couple de torsion, Ce dernier va engendrer des contraintes de cisaillement sur chaque section transversale. Quand ces contraintes atteignent une valeur critique, elle nous donne la résistance de cisaillement par torsion définie par la formule suivante :

$$\tau_t = \tau = \frac{M_t}{W} \quad (III.27)$$

Où :

M_t : Couple de torsion.

W : Moment résistant, avec :

$$W = \pi \times \frac{d^3}{16} \quad (\text{III. 28})$$

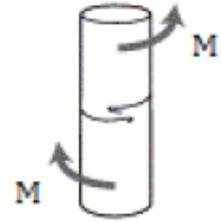


Figure III.11 Cisaillement par torsion

d : Diamètre de l'échantillon.

III.3.3.2 Cisaillement par compression

On applique un effort de compression F incliné avec un angle α par rapport à la surface de cisaillement. La contrainte transmise par l'échantillon se décompose en une composante normale (σ_n) et une composante tangentielle (τ), quand cette dernière atteint une certaine valeur, l'échantillon se rompt. Cette valeur critique est la résistance au cisaillement par compression de la roche.

Les deux contraintes sont définies par les formules suivantes :

$$\tau_c = \frac{P \times \cos \alpha}{S} \quad (\text{III. 29})$$

$$\sigma = \frac{P \times \sin \alpha}{S} \quad (\text{III. 30})$$

Les échantillons utilisés ont une forme cubique ou cylindrique dont le diamètre est égal à la longueur. L'angle α varie de 30° à 60° .

La courbe représentative de (τ) en fonction de (σ_n) est donnée sur la figure (III.13). A partir de cette courbe on peut déterminer graphiquement la cohésion et l'angle de frottement interne de l'échantillon (c et Φ). Ces deux paramètres seront définis dans le paragraphe suivant :

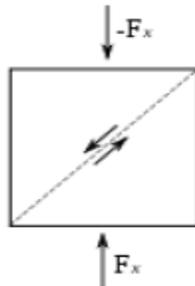


Figure III.12 Cisaillement par compression.

III.4 Détermination des paramètres par estimation

Le calcul de la stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité des gradins. Pour cela, il nécessite d'abord de déterminer les propriétés physico-mécaniques des roches au laboratoire, puis dans le massif rocheux.

Généralement les paramètres qu'on a besoin sur la marne (intercalation comptée comme discontinuité) et le calcaire qui constitue les talus qu'on va étudier. Dans le cas de la marne, on a réalisé les essais nécessaires au niveau de laboratoire des mines à l'Ecole Nationale Polytechnique, néanmoins dans le cas du calcaire, on a appliqué les critères suivants :

III.4.1 Calcul de la cohésion et l'angle de frottement interne à l'aide de coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux.

Cette méthode est basée sur les coefficients d'affaiblissement structural (λ , λ_φ) de la cohésion et l'angle de frottement interne successifs suivant des formules mathématiques liées à la résistance de compression σ_c et la résistance à la traction σ_t . [9]

III.4.1.1.a Cohésion et angle de frottement interne d'un échantillon

Pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne des échantillons, nous avons utilisé les deux relations suivantes :

$$c_{ech} = \frac{\sigma_c \times \sigma_t}{2 \times \sqrt{\sigma_c \times \sigma_t - 3 \times \sigma_t^2}} \quad (\text{III. 31})$$

$$\varphi_{ech} = \arcsin\left(\frac{\sigma_c - 4 \times \sigma_t}{\sigma_c - 2 \times \sigma_t}\right) \quad (\text{III. 32})$$

c_{ech} et φ_{ech} : La cohésion en MPa et l'angle de frottement interne en degré (°) de l'échantillon.

III.4.1.1.b Cohésion et angle de frottement interne du massif rocheux

Soit c_m et φ_m la cohésion et l'angle de frottement interne des roches se trouvent dans le massif rocheux.

Pour déterminer les propriétés mécaniques c_m et φ_m du massif rocheux, il est nécessaire de tenir compte de plusieurs paramètres correctifs qui sont principalement :

- Le coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux λ .
- Le coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne λ_φ .

Les valeurs de c_m et φ_m sont déterminée par les formules suivantes :

$$c_m = \lambda \times c_{ech} \quad (\text{III. 33})$$

$$\varphi_m = \lambda_\varphi \times \varphi_{ech} \quad (\text{III. 34})$$

c_m et φ_m : La cohésion en MPa et l'angle de frottement interne en degré (°) du massif rocheux.

λ et λ_φ : Les coefficients correctifs (sans unités).

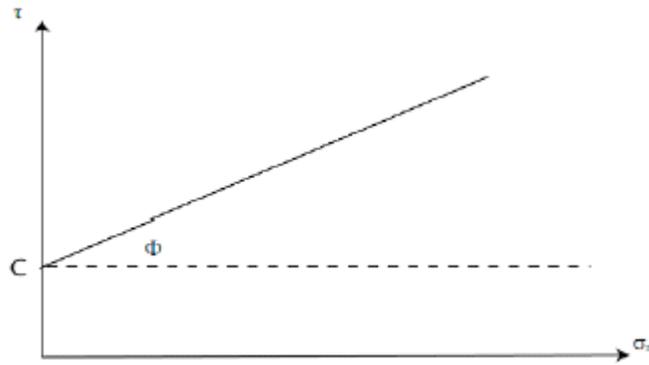


Figure III.13 Courbe représentative de τ en fonction de σ_n .

III.4.1.1.c Coefficient d'affaiblissement structurale du massif rocheux

Le coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux (λ) est calculé en utilisant la formule.

$$\lambda = \frac{1}{1 + a \times \ln \frac{H}{h}} \quad (\text{III. 35})$$

a : coefficient dépendant de la résistance des roches et du caractère de fissuration.

H : la hauteur moyenne du gradin (m).

h : la distance moyenne entre les fissures (m).

Les valeurs du coefficient « a » en fonction de la cohésion sont données dans le tableau

Tableau III-3 Coefficient « a » en fonction de la cohésion c .

a	0	0,5	2	3	4	7	10
$C(\text{kg/cm}^2)$	0-1,5	1,5-9	10-30	50-80	100-200	200-300	>300

III.4.1.1.d Fissuration des roches

La fissuration du massif rocheux influe sur les propriétés mécaniques du massif et sur la stabilité des talus. C'est le facteur le plus important qui caractérise les roches et les sols. Elle permet de choisir la méthode d'exploitation, de résoudre le problème de la stabilité des bords de la carrière, du talus ...

La fissurité est égale à la distance moyenne entre les fissures :

$$h = \frac{L}{n} \quad (\text{III. 36})$$

L : longueur de la partie étudiée du massif (en m)

n : nombre de fissures sur la partie mesurée.

III.4.1.2 Estimation de la cohésion et l'angle de frottement interne à l'aide de critère de Hoek-Brown du massif rocheux et le critère de Mohr Coulomb

Hoek Brown (1980) a proposé un critère empirique de la résistance de la masse rocheuse également disponible pour la masse rocheuse étroitement fracturés.

Pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne des échantillons, nous avons utilisé les résultats des essais (brésilien et de compression direct), on a tracé la courbe ($\tau = f(\sigma)$ critère de Mohr).

On utilise le critère Hoek-Brown du massif rocheux pour définir les propriétés de cisaillement interne se trouvant dans le massif rocheux, tel que

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sqrt{m \times \sigma_c \times \sigma_a + s \times \sigma_c^2} \quad (\text{III. 37})$$

Où :

σ_1 : La contrainte maximale à la rupture au pic et σ_3 la contrainte minimale à la rupture au pic.

σ_c : La résistance à la compression uni-axiale de la sorcière de roche intacte à partir des blocs.

m et s : constantes dépend de la qualité de la masse rocheuse, une meilleure qualité du massif donne des m et s plus élevés, donc une résistance du massif plus grande. Quand le massif est dur et massif avec peu de joints.

Le critère peut être exprimé en cisaillement et la contrainte normale indique que :

$$\tau = A \times \sigma_c \times \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c} - T \right)^B \quad (\text{III. 38})$$

Avec :

$$T = \frac{1}{2} \times (m - \sqrt{m^2 + 4 \times s}) \quad (\text{III. 39})$$

A, B et T : constantes dépendent de la qualité de la masse rocheuse .m et s définies à l'aide de critère de Hoek-Brown d'après l'ANNEXE III.1. [13]

III.5 Orientation des fissures

L'orientation d'une discontinuité est définie par l'azimut et le pendage de son plan moyen, l'azimut est l'angle entre l'horizontale du plan et le nord magnétique dans le sens des aiguilles d'une montre. A la place de l'azimut, on utilise assez souvent la direction du pendage qui est l'angle entre la projection à l'horizontale de la normale du plan et le nord magnétique toujours dans le sens des aiguilles d'une montre. Entre l'azimut et la direction de pendage, il y a un angle de 90°.

Le pendage du plan est l'angle entre l'horizontale et la ligne de plus grande pente. Ces deux (2) paramètres sont mesurés au moyen d'une boussole et d'un inclinomètre.

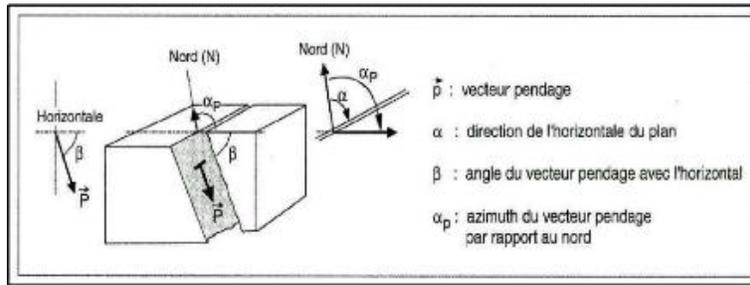


Figure III.14 Orientation d'une discontinuité

D'un point de vue pratique, la mesure des orientations des fissures dans un massif rocheux consiste à se définir un repère fixe par rapport à la zone concernée (gradin, galerie) et de relever les azimuts et pendages des fissures indiquées par leur trace sur la surface exposée (parement, toit, ...). On peut dans une caractérisation plus précise de la fissuration naturelle prendre compte d'autres paramètres.

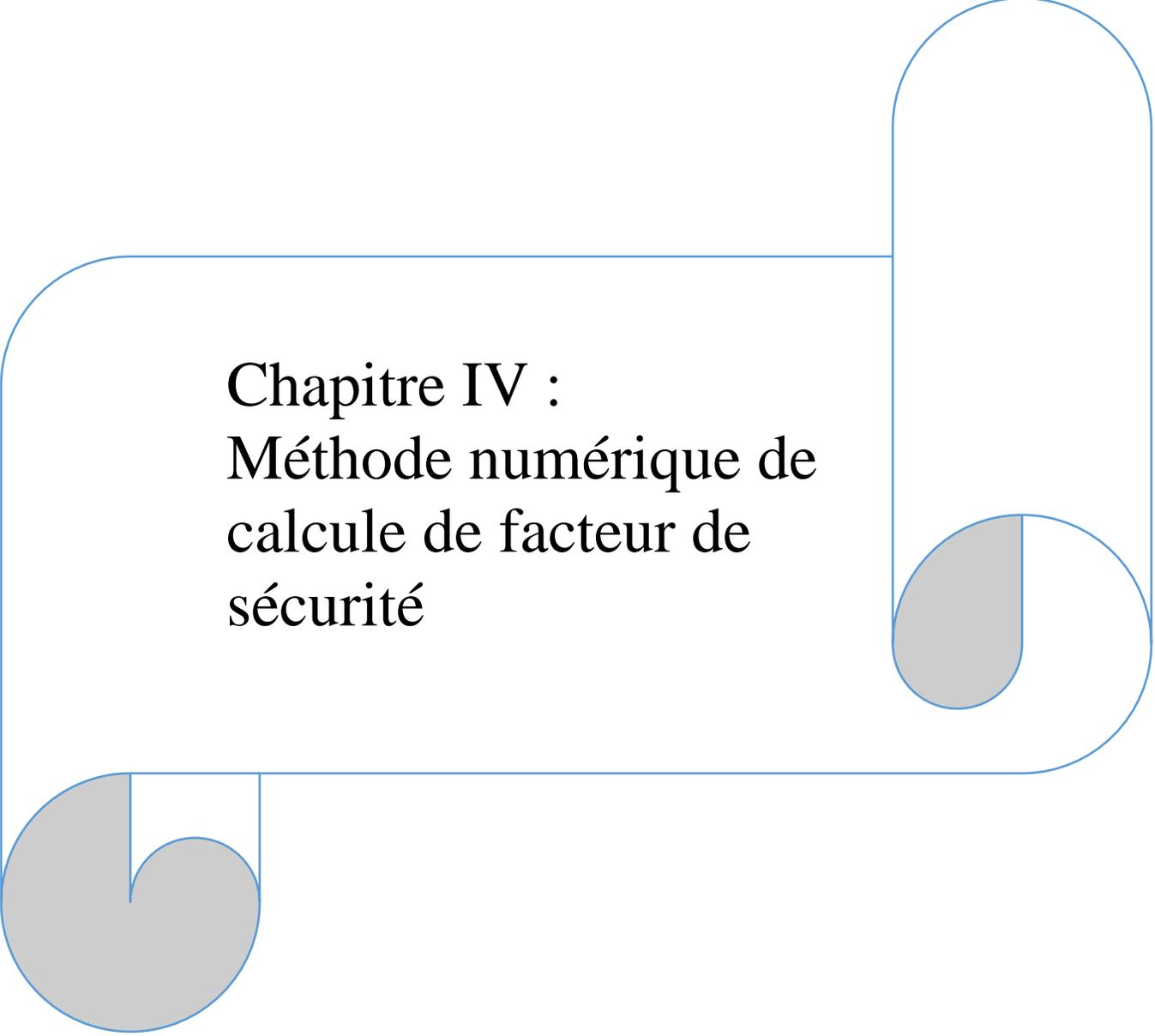
Une fois le relevé effectué, plusieurs techniques peuvent être mises en œuvre pour identifier les orientations principales qui caractérisent la fissuration naturelle d'un massif rocheux. La méthode la plus répandue est celle de la projection stéréographique. [25]

III.6 Conclusion

L'étude de la stabilité des talus dans les carrières nécessite de suivre plusieurs étapes, dont les principales sont :

- Étudier les conditions géologiques et minières de la carrière ;
- Étudier les propriétés physico-mécaniques des roches de la carrière en effectuant des mesures au laboratoire ;
- Calculer les propriétés mécaniques des roches dans le massif rocheux ;
- Choisir la meilleure méthode de calcul de la stabilité selon les conditions du terrain ;
- Calculer le coefficient de sécurité qui nous indiquera l'état de stabilité des terrains ;
- Détermination les effets sismiques sur la stabilité des talus.

L'analyse de la stabilité permet de minimiser les risques, les coûts et déterminera les meilleures conditions de travail.



Chapitre IV :
Méthode numérique de
calcul de facteur de
sécurité

IV.1 Introduction

Dans la pratique, il existe un bon nombre de problèmes géotechniques qui n'ont jusqu'à maintenant pas de solution analytique, ainsi que des difficultés dans les calculs manuels.

Dans le cadre des études de stabilité de pentes, il existe actuellement dans le monde, de nombreux organismes de recherche de génie civil qui ont développés des codes ou des logiciels de calculs performants et puissant, pouvant effectuer des calculs complexes de deux ou trois dimensions avec diverses lois de comportement.

IV.2 Logiciel utilisé pour l'analyse (PLAXIS)

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes :

- Input ;
- Calculations ;
- Output ;
- Curves.

IV.2.1 Le programme d'entrée des données (input)

Cette icône représente le programme d'entrée des données (Input). Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

IV.2.1.1 Le menu d'entrée des données (Main menu)

Le menu Input contient tous les éléments sur les données et les opérations du programme Input.

IV.2.1.2 La barre d'outils générale (Tool bar (general))

la barre d'outils contient les icônes relatives aux actions générales comme les opérations sur le disque, l'impression, les zooms ou le choix d'objets.

IV.2.1.3 La barre d'outils de géométrie (Tool bar (geometry))

Cette barre d'outils contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique. Ces icônes sont placées dans un ordre tel qu'il permet en général de définir entièrement le modèle en suivant les boutons de la barre d'outils de la gauche vers la droite.

IV.2.1.4 Les règles (Rulers)

Sur la gauche et la partie supérieure de la planche à dessin, des règles indiquent les coordonnées physiques x et y du modèle géométrique. Ceci permet d'avoir un aperçu immédiat des dimensions.

IV.2.1.5 Le menu d'entrée des données (input)

Le menu principal du programme d'entrée des données contient des menus déroulant relatifs à la plupart des options pour manipuler des fichiers, transférer des données, afficher des

graphiques, créer un modèle géométrique, générer des maillages d'éléments finis et entrer des données en général. Une distinction peut être faite entre le menu du mode de création de la géométrie et le menu des conditions initiales. Le premier est composé des menus File, Edit, View, Geometry, Loads, Materials, Mesh, Initial et Help. Le second est quant à lui composé des menus File, Edit, View, Geometry, Generate et Help.

IV.2.1.5.a Le menu File

Permet de créer un nouveau projet, d'ouvrir un projet existant, de sauver le projet en cours sous le nom existant, d'imprimer le modèle géométrique sur une imprimante choisie et permet de quitter le programme Input.

IV.2.1.5.b Le menu Edit

Permet de restaurer l'état précédent du modèle géométrique et Permet de copier le modèle géométrique dans le presse-papiers de Windows.

IV.2.1.5.c Le menu View

Permet de zoomer sur une zone rectangulaire (Le programme agrandira la surface sélectionnée), de restaurer la vue précédant l'agrandissement le plus récent, de voir le tableau des coordonnées x et y de tous les points de la géométrie et Permet de montrer ou cacher les flèches indiquant les axes x et y.

IV.2.1.5.d Le menu Geometry

Le menu Geometry contient les options de base permettant de fabriquer un modèle géométrique.

IV.2.1.5.e Le menu Loads

Le menu Loads contient les options qui permettent d'ajouter des charges et des conditions aux limites au modèle géométrique.

IV.2.1.5.f Le menu Materials

Le menu Materials est utilisé pour activer la base de données de création et de modification des propriétés des matériaux

IV.2.1.5.g Le menu Mesh

Le menu Mesh contient les options permettant de définir le type d'éléments (6 ou 15 nœuds), générer un maillage d'éléments finis ou appliquer un raffinement local ou global du maillage.

IV.2.1.5.h Le menu Initial

Le menu Initial permet d'accéder au menu des conditions initiales du programme Input.

IV.2.1.6 Réglages généraux

La fenêtre des réglages généraux (General settings) apparaît lors de la création d'un nouveau projet et peut ensuite être ouverte depuis le menu File.

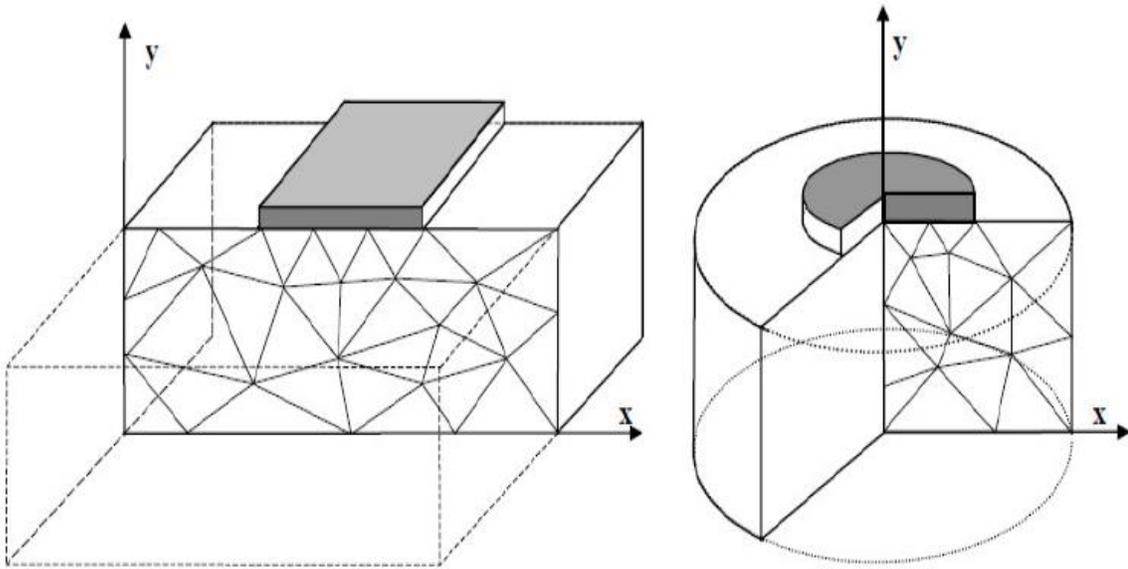
IV.2.1.6.a Le type de modèle (Model)

PLAXIS Version 8.2 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymmetry).

Les modèles en déformations planes (Plane strain) sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z).

Les modèles axisymétriques (Axisymmetry) sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales.

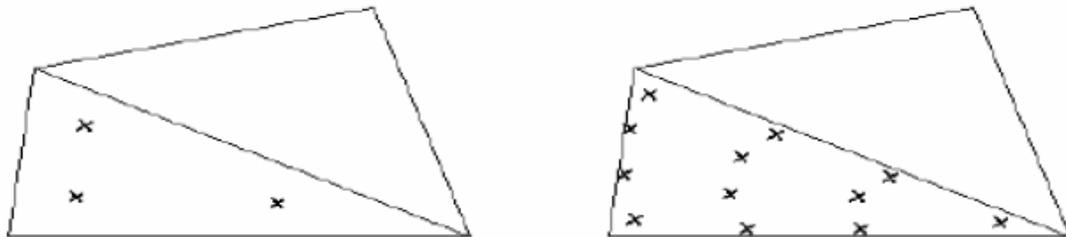
Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de Plane strain ou de Axisymétrie a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y.



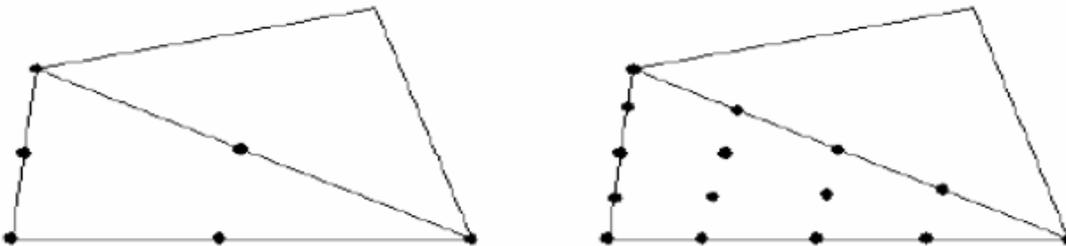
L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments.

Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-c réduction.



stress points



6-node triangle

nodes
15-node triangle

IV.2.1.6.b Les unités

Les unités de longueur, force et temps à utiliser dans l'analyse sont définies lorsque les données d'entrées sont spécifiées. Ces unités fondamentales sont à définir dans l'onglet Dimensions de la fenêtre de réglages généraux (General settings).

IV.2.1.6.c Les dimensions

L'utilisateur doit spécifier les dimensions de la planche à dessin.

IV.2.1.7 Blocages

Les blocages sont des déplacements imposés nuls. Ces conditions peuvent être appliquées sur des lignes géométriques comme sur des points. Les blocages peuvent être sélectionnés à partir du menu Loads. Dans le modèle géométrique, une distinction peut être faite entre les blocages horizontaux (Horizontal fixity) ($u_x = 0$) et les blocages verticaux (Vertical fixity) ($u_y = 0$). On peut également choisir un blocage total (Total fixity) qui est la combinaison des deux précédents ($u_x = u_y = 0$).

IV.2.1.8 Propriétés des matériaux

Dans PLAXIS, les propriétés du sol et les propriétés des matériaux des structures sont toutes stockées dans une base de données. Il y a quatre types différents de matériaux :

Sols et interfaces (Soil & Interfaces), plaques (Plates), géogrilles (Geogrids) et ancrages (Anchors). A partir de la base de données, ces paramètres peuvent être assignés à des Couches de sol, ou aux éléments de structure dans le modèle géométrique.

IV.2.1.9 Modélisation du comportement d'un sol

Le modèle bien connu de Mohr Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont :

- Le module d'Young E ;
- Le coefficient de Poisson ν ;
- La cohésion c , l'angle de frottement φ ;
- L'angle de dilataance Ψ ;

PLAXIS contient également des modèles de sols plus avancés ; ces modèles et leurs paramètres sont décrits dans le manuel Material Models.

Les propriétés de chaque jeu de données sont présentées en trois onglets : General, Paramètres et Interfaces. L'onglet General contient le type de modèle du sol, le type de comportement du sol et des propriétés générales comme les poids volumiques. L'onglet Paramètres contient les paramètres définissant la raideur et la résistance du modèle de sol choisi. Enfin, l'onglet Interfaces contient les paramètres qui relient les propriétés de l'interface aux propriétés du sol.

IV.2.1.10 Génération du maillage

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée

en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis.

PLAXIS permet une génération automatique des maillages d'éléments finis.

IV.2.1.11 Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

IV.2.1.12 Calculs

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 de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (Calculation).

IV.2.2 Le programme de calcul

Après la sélection (automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparaît ; elle comporte les points suivants :

IV.2.2.1 Le menu de calcul

Le menu de calcul permet l'accès à toutes les options du programme de calcul. La plupart des options sont également accessibles par des icônes situées dans la barre d'outils.

IV.2.2.2 La barre d'outils

La barre d'outils contient les icônes qui peuvent être utilisées comme raccourci pour les options du menu.

IV.2.2.3 Les onglets (partie supérieure de la fenêtre)

Les onglets permettent de définir et pré visualiser une phase de calcul.

IV.2.2.4 Liste des phases de calcul (partie inférieure de la fenêtre)

Cette liste donne une vue d'ensemble de toutes les phases de calcul d'un projet. Chaque ligne correspond à une phase particulière.

IV.2.2.5 Le menu de calcul

La fenêtre du programme de calcul contient des menus déroulants relatifs à l'ensemble des options de manipulation de fichiers, de définition des phases de calcul et d'exécution des calculs. Le menu de calcul est composé des sous-menus File, Edit, View, Calculate and Help.

IV.2.2.6 Le sous-menu File

Permet d'ouvrir un projet pour lequel des phases de calcul ont été définies, Permet de sauver l'état actuel de la liste de calcul, définir les fichiers du projet PLAXIS seront stockés et Permet de quitter le programme.

IV.2.2.7 Le sous-menu Edit

Permet de passer à la phase de calcul suivante, Permet de supprimer la ou les phase(s) de calcul choisie(s) et copier les listes des phases de calcul dans le presse papiers.

IV.2.2.8 Le sous-menu View

Permet de voir la fenêtre du gestionnaire de calcul à partir de laquelle tous les calculs courants sont contrôlés et Permet de choisir les nœuds et les points de contraintes pour générer des courbes charge-déplacement et des chemins de Contraintes.

IV.2.2.9 Le sous-menu Calculate

Permet d'amorcer le processus de calcul du projet en cours et Permet de choisir un projet pour lequel on veut lancer les calculs.

IV.2.2.10 Types de calculs

Il y a trois types de types de calcul fondamentaux distincts : un calcul plastique (Plastic), une analyse de consolidation (Consolidation) et un calcul de coefficient de sécurité (Phi-c reduction). Un calcul dynamique (Dynamic) est disponible en option dans le menu déroulant, mais il requiert le module PLAXIS Dynamics, qui est une extension de la Version 8.

IV.2.2.11 Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c reduction)

Un calcul de coefficient de sécurité dans PLAXIS peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus est appelé Phi-c réduction et constitue un type de calcul à part entière.

Le calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction) doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite calculer un coefficient de sécurité global pour une situation donnée.

Une analyse de sécurité peut être réalisée après chaque phase de calcul individuelle et donc pour chaque étape de construction. Cependant, notons qu'une phase Phi-c réduction ne peut être utilisée comme condition de départ pour une autre phase de calcul car elle se termine sur une situation de rupture.

Il est donc conseillé de définir toutes les analyses de sécurité à la fin de la liste des phases de calcul et d'utiliser le paramètre Start from phase pour définir la phase de référence de chaque phase d'analyse de coefficient de sécurité.

Lors d'un calcul de coefficient de sécurité, aucune charge ne peut être augmentée. En fait, le calcul Phi-c réduction est un type particulier de calcul plastique. La saisie d'un incrément de temps n'a en général pas de signification dans ce cas.

IV.2.2.12 Msf, SMsf

Ces coefficients sont associés à l'option de réduction des caractéristiques mécaniques (Phi-c réduction) de PLAXIS pour le calcul de coefficients de sécurité.

Le coefficient global SMsf est défini comme le rapport des paramètres de résistance d'origine et des paramètres réduits.

SMsf vaut 1,0 au début d'un calcul pour affecter à tous les matériaux leurs caractéristiques non réduites.

Msf permet de préciser l'incrément du facteur de réduction des caractéristiques à appliquer pour le premier pas de calcul. Cet incrément vaut par défaut 0,1, ce qui est généralement une bonne valeur de départ.

IV.2.2.13 Réduction des caractéristiques mécaniques (phi-c reduction)

La réduction des caractéristiques mécaniques (Phi-c réduction) est une option disponible dans PLAXIS qui permet de calculer des coefficients de sécurité. Cette option peut être sélectionnée dans la liste des types de calcul (Calculation type) dans l'onglet General.

Dans l'approche Phi-c réduction, les caractéristiques de $\tan \varphi$ et c du sol sont réduites

Progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. Les caractéristiques des interfaces, s'il y en a, sont réduites dans le même temps. Par contre, les caractéristiques des éléments de structure comme les plaques et les tirants d'ancrage ne sont pas influencées par Phi-c réduction. Le coefficient total SMsf permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\Sigma Msf = \frac{\tan \varphi (input)}{\tan \varphi (reduced)} = \frac{c input}{c reduced}$$

Où les caractéristiques notées 'données' se réfèrent aux propriétés saisies dans les propriétés des matériaux et les caractéristiques notées 'réduit' se reportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, SMSf vaut 1,0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux.

Un calcul de Phi-c réduction est réalisé en utilisant la procédure de chargement Load advancement number of steps. Le multiplicateur incrémental Msf est utilisé pour spécifier un incrément du facteur de réduction de la résistance pour le premier pas de calcul. Cet incrément est par défaut fixé à 0,1, ce qui est généralement une bonne valeur de départ. Les paramètres de résistance sont réduits pat à pat automatiquement jusqu'à ce que tous les pats additionnels (Additional steps) aient été réalisés.

Par défaut, le nombre de pats additionnels est fixé à 30 pour ce type de calcul, mais une valeur plus importante (jusqu'à 1000) peut-être donnée, si nécessaire. Il faut toujours vérifier si le dernier pat de calcul a conduit à un mécanisme de rupture généralisé. Si c'est le cas, le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_s = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{Valeur de SMSf à la rupture}$$

Si le mécanisme de rupture ne s'est pas complètement développé, alors le calcul doit être répété avec un nombre accru de pas additionnels.

En utilisant l'option Phi-c réduction en combinaison avec des modèles de sol avancés, ces modèles vont en fait se comporter selon le modèle Mohr-Coulomb standard, puisque la dépendance de la raideur avec l'état des contraintes et les effets d'écrouissage sont exclus. Le module calculé à la fin du pat de calcul précédent pour l'état de contrainte obtenu, est utilisé comme une raideur constante durant le calcul de Phi-c réduction.

IV.2.3 Le programme de résultats (output)

Le programme de résultats (Output) contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis.

La fenêtre principale du programme de résultats contient les éléments suivants :

IV.2.3.1 Menu des résultats

Le menu des résultats contient toutes les opérations et toutes les fonctionnalités du programme de résultats.

IV.2.3.2 Fenêtres de résultats

Ce sont des fenêtres dans lesquelles des résultats particuliers sont affichés. Les fenêtres de résultats peuvent contenir des représentations du modèle, des représentations spéciales d'éléments du modèle ou des tableaux de résultats.

IV.2.3.3 Barre d'outils

La barre d'outils contient des boutons qui peuvent servir de raccourcis aux éléments du menu. De plus, une case permet de sélectionner directement le type de représentation pour le résultat à afficher.

IV.2.3.4 Barre d'état

La barre d'état contient des informations sur le type d'analyse (déformation plane ou axisymétrique) et la position du curseur de la souris dans le modèle.

IV.2.3.5 Le menu des résultats

Le menu principal du programme Output contient des menus déroulants qui couvrent la plupart des options pour manipuler des fichiers, transférer des données, et voir des graphiques et des tableaux. Les principaux types de résultats d'un calcul aux éléments finis sont les contraintes

et les déformations. Par conséquent, ces deux aspects constituent la majeure partie du menu des résultats.

Lorsqu'un modèle géométrique complet est affiché, le menu principal est constitué de différents menus : File, Edit, View, Geometry, Deformations, Stresses, Window et Help.

IV.2.3.6 Le menu File

Permet d'ouvrir le projet dont les résultats vont être affichés, Permet de fermer la fenêtre de résultats active, définir le répertoire où les fichiers de projet de PLAXIS seront stockés par défaut et Permet de quitter le programme.

IV.2.3.7 Le menu Edit

Permet de copier les résultats en cours dans le presse-papiers de Windows, Permet de modifier l'échelle de la valeur présentée et Permet de modifier les intervalles choisis pour représenter le résultat avec des contours ou des dégradés iso valeurs.

IV.2.3.8 Le menu View

Permet de zoomer sur une partie rectangulaire pour avoir une vue plus détaillée, Permet de restaurer la représentation d'origine, Permet de voir un tableau de valeurs numériques pour le résultat affiché et Permet de voir les informations de calcul relatives au pas de calcul présenté.

IV.2.3.9 Le menu Géométrie

Permet d'afficher tous les éléments de structure dans le Modèle, afficher les couleurs des matériaux dans le modèle et Permet d'afficher les éléments de sol dans le modèle.

IV.2.3.10 Le menu Déformations

Contient diverses options qui permettent de visualiser les déplacements et les déformations du modèle aux éléments finis.

Le menu Stresses

Le menu Stresses contient diverses options qui permettent de visualiser l'état de contraintes du modèle aux éléments finis

IV.2.4 Le programme courbes (curves)

Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

Après la sélection d'un projet existant, le graphique correspondant apparaît dans la fenêtre principale. La fenêtre principale du programme Curves contient les éléments suivants :

IV.2.4.1 Le menu des courbes

Le menu des courbes contient toutes les options et les outils du programme Curves. Certaines options sont aussi accessibles par des boutons placés dans la barre d'outils.

IV.2.4.2 Les fenêtres des graphiques

Ce sont les fenêtres dans lesquelles les graphiques sont affichés. Plusieurs fenêtres de graphiques peuvent être ouvertes simultanément et chaque graphique peut contenir jusqu'à un maximum de dix courbes.

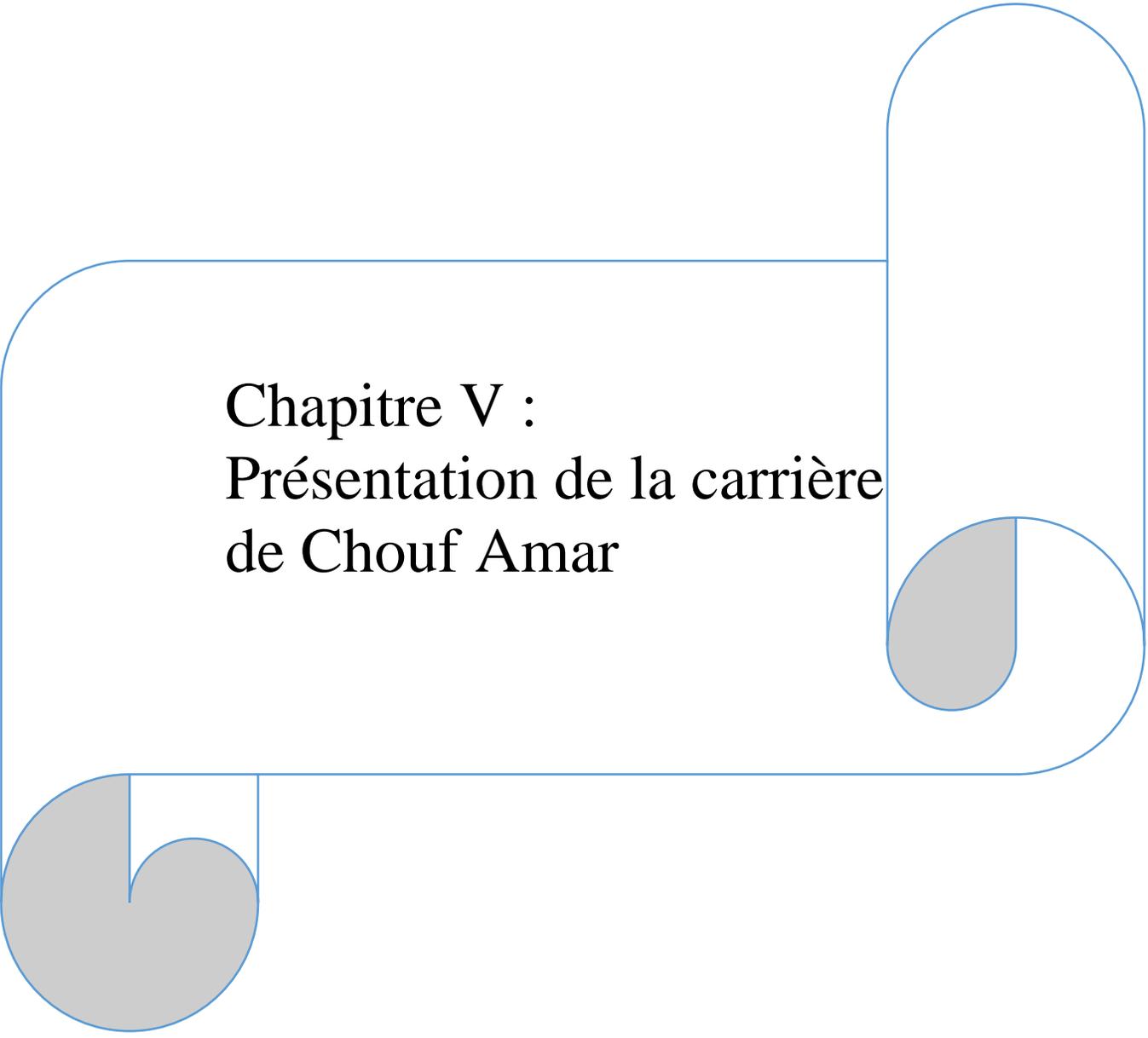
IV.2.4.3 La barre d'outils

Cette barre contient des boutons qui peuvent être utilisés comme raccourci des options du menu.

IV.2.4.4 Génération des courbes

Une nouvelle courbe peut être générée en lançant le programme Curves ou en sélectionnant l'option New depuis le menu File. Le gestionnaire de fichiers apparaît alors et le projet pour lequel la courbe doit être générée doit être sélectionné.

Deux boîtes semblables avec différents éléments sont affichées, l'une pour l'axe x et l'autre pour l'axe y. En général, l'axe x correspond à l'axe horizontal et l'axe y à l'axe vertical.



Chapitre V :
Présentation de la carrière
de Chouf Amar

V.1 Historique

L'exploitation des calcaires à la carrière de Chouf Amar (Wilaya de M'sila) est débutée en 2003 avec une capacité de production annuelle réalisée de 4.2 millions de tonnes par an. Le gisement a été étudié en détail par le centre d'études et de services technologiques de l'industrie des matériaux de construction (CETIM) dans le cadre du projet "Cimenterie de Msila".

L'évaluation de réserve totale avant le début d'exploitation est estimée de 232 millions de tonnes avec une durée de vie de 50 ans, la planification de la cimenterie de hammam dalaa est basée essentiellement sur les prévisions d'amélioration les techniques d'exploitation et la qualité des produits pour satisfaire les besoins du marché.



Figure V.1 Image satellite du gisement (rapport géologique Lafarge). [19]

V.2 Situation géographique

La wilaya de M'Sila est située dans le Centre-Est de l'Algérie soit à 250 km au Sud-Est de la capitale Alger. Elle est limitrophe avec la wilaya de Batna à l'Est, Biskra au Sud-Est, Djelfa et Média à l'Ouest, Bouira et Bordj Bou-Argeridj au Nord.

S'étendant sur une superficie de 20000 km², elle comprend des aires géologiques variées : massif des Bibans et Monts du Hodna au Nord, dépression du chott El-Hodna au centre l'Atlas Saharien dans sa partie méridionale.

La localité de Hammam Dalaa, lieu d'implantation du projet, est une daïra relevant de la wilaya de M'sila, située aux confins Nord de celle-ci, à la lisière occidentale de la chaîne du Hodna, plus précisément à 30 km au sud de la localité d'El M'hir et 25 km au Nord-Ouest du chef-lieu. [7]

Le gisement de calcaire de Chouf Ammar et l'un parmi 5 gisements qui font partie de l'entreprise LCM et pratiquement le plus grand. La situation des cinq carrières par rapport à l'usine de traitement et par rapport à la commune de hammam Dalaa est illustrée dans la carte suivante :

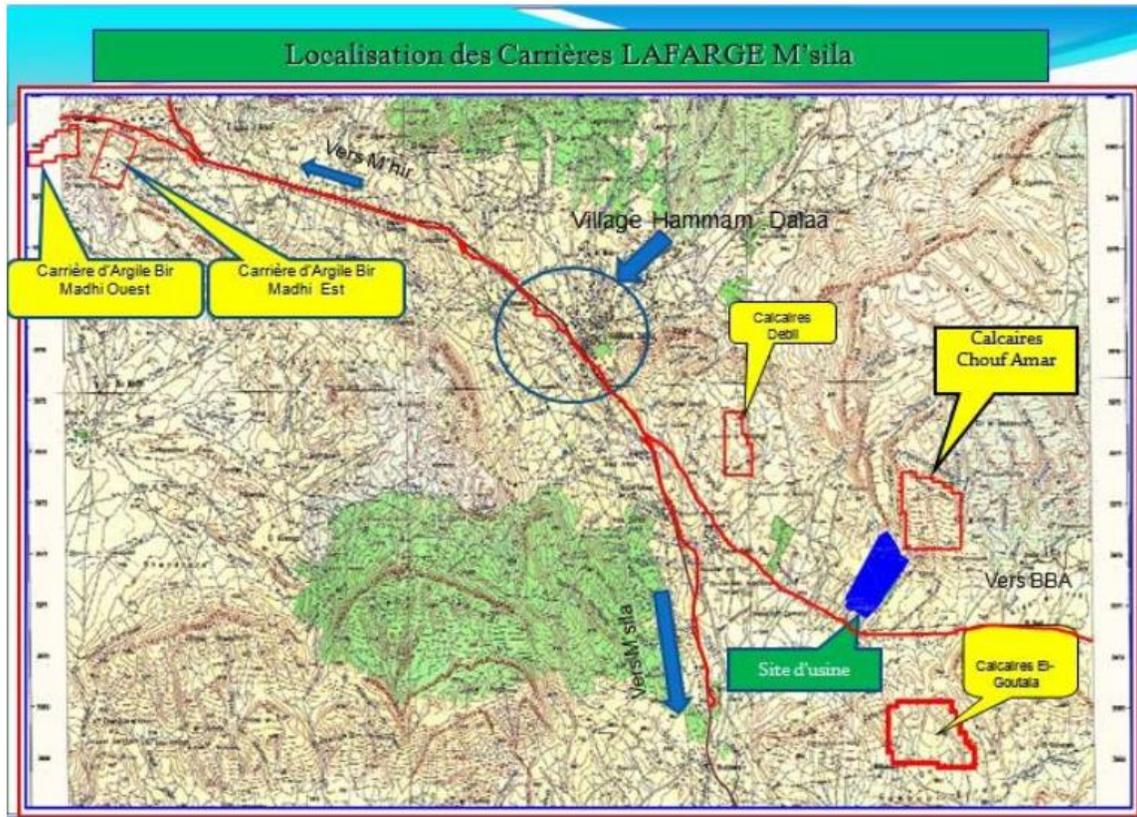


Figure V.2 Carte géologique régionale et situation des différentes carrières de LCM (Rapport géologique actualisé septembre ,2015. gisement de calcaire pour ciment 'Chouf Amar'-w. M'sila)

Il est situé à 08 km au sud-est de Hammam Dalaa, au lieu-dit Chouf Amar, soit à 2.5 km de la route, asphaltée en partie, menant vers la localité d'El Euch (BBA). Il est circonscrit dans un protéiforme de 12 points dont les coordonnées UTM, d'après la feuille n°140 et 141 au 1/50.000, sont les suivantes :

Tableau V-1 Coordonnées (UTM) du gisement de Chouf Amar.

N° de point	X.	Y.	N° de point	X.	Y.
1	632500	3973200	8	631500	3973500
2	632500	3972100	9	631900	3973500
3	631300	3972100	10	631900	3973400
4	631300	3972800	11	632100	3973400
5	631200	3972800	12	632100	3973300
6	631200	3973600	13	632300	3973300
7	631500	3973600	14	632300	3973200

Administrativement, le gisement de Chouf Amar, de par sa situation géographique à cheval sur la limite territoriale de deux wilayas, relève des communes de Hammam Dalaa (M'sila) pour sa partie Ouest et d'El-Euch (Bordj Bou Arreridj) pour sa partie Est.

L'exploitation des calcaires à la carrière de Chouf Amar (Wilaya de M'sila) est débutée en 2003 avec une capacité de production annuelle réalisée de 4.2 millions de tonnes par an. Le gisement a été étudié en détail par le centre d'études et de services technologiques de l'industrie des matériaux de construction (CETIM) dans le cadre du projet "Cimenterie de Msila".

L'évaluation de réserve totale avant le début d'exploitation est estimée de 232 millions de tonnes avec une durée de vie de 50 ans, la planification de la cimenterie de Hammam Dalaa est basée essentiellement sur les prévisions d'amélioration des techniques d'exploitation et la qualité des produits pour satisfaire les besoins du marché.

Morphologiquement, le gisement de calcaire de Chouf Amar fait partie d'un vaste massif étiré dans une direction longitudinale sur plus de 150 km. Localement, il se présente sous forme de deux compartiments monoclinaux bien distincts, d'une dénivelée moyenne de 250m, étirés dans une direction SNE-NSW (N 75°) sous un angle de pendage de 10 à 15° vers le SSE (N 170°) séparés par un talweg relativement profond et délimités par deux butes qui en constituent la limite méridionale. [19]

Il couvre une superficie de 159 ha cernée de corniches bien visibles dans le paysage et recouverte en grande partie par une nappe alfatière parsemée de quelques conifères, vestiges d'un forêt autrefois certainement plus dense qu'elle ne l'est à l'heure actuelle. [20]

Administrativement, le gisement de Chouf Amar, de par sa situation géographique à cheval sur la limite territoriale de deux wilayas, relève des communes de Hammam Dalaa (M'sila) pour sa partie Ouest et d'El-Euch (Bordj Bou Arreridj) pour sa partie Est.



Figure V.3 Extrait de la Carte géologique régionale et localisation du gisement (Rapport géologique actualisé septembre ,2015. gisement de calcaire pour ciment 'Chouf Amar' - w. M'sila)

V.3 Géologie régionale et locale

V.3.1 Lithostratigraphie du site

V.3.1.1 Le trias

Représenté par du gypse et argiles bariolées, cargneules, roches éruptives ; On le distingue dans le Sud et l'Est.

V.3.1.2 Le Jurassique

Constitué par des masses dolomitiques et calcaro-dolomitiques que surmontent des calcaires, des marnes ou calcaires marneux.

V.3.1.3 Le crétacé

Représenté par le valanginien, l'Hauterivien, le Barrémien, l'Aptien, l'Albien, le Cénomaniens, le Turonien, le Sénonien.

V.3.1.4 L'éocène

On distingue de façon classique :

- L'Eocène inférieur « calcaire » (Yprésien).
- Le Lutétien supérieur lagunaire (marne, argiles, gypse).
- Les grès rouges (série continentale Lutétien supérieur à Oligocène).

V.3.1.5 Le Miocène

Il est représenté par des grès calcaireux, puis par une série très épaisse marneuse à petites intercalations gréseuses.

V.3.1.6 Le tertiaire continental de la région de Boussaâda

Il s'agit d'une alternance de niveaux conglomératiques, de sables et d'argiles rouges dont l'épaisseur variable peut dépasser 200 m.

V.3.1.7 Le Plio-quadernaire de la plaine du Hodna

Il débute par des niveaux continus de conglomérats grossiers et des calcaires lacustres puis d'une façon très hétérogène des lentilles conglomératiques gréseuses ou sableuses. [24]

V.3.2 Lithostratigraphie du gisement de calcaire de Chouf-Amar

D'après les observations recueillies sur terrain et les résultats des études élaborées par différents auteurs sur la région, les affleurements participant à la couverture sédimentaire du gisement de calcaire de (Chouf-Amar) sont attribués au crétacé supérieur, plus précisément à l'émshérien ; celui-ci comprend 03 termes principaux cumulant 200 m d'épaisseur et qui se superposent de haut en bas, selon la chronologie suivante :

V.3.2.1 Couche 1 (C1)

Cette Couche affleure sur tout le gisement, à l'exception de sa partie SW (Sondage A2, ExA1 et Ex-B). Conventionnellement, sa limite inférieure est fixée au toit d'une couche marneuse repérable dans tous les sondages sauf (Ex-A1, A2 et Ex-B1). Sa puissance maximale atteint 44,9m (sondage E2). Sur l'ensemble du gisement, la puissance moyenne de cette couche est de 24,56m. Elle est constituée de bancs de calcaire gris à gris sombre, dur, cristallin, localement fossilifère, séparés par de minces passées marneuses et admettant un banc de marne très riche en SO₃ ; Ce banc de marne dont l'épaisseur maximale est de 4,9m (moyenne de 2,9m) a une teneur moyenne en CaO de 20% et en SO₃ de 2%. Son influence est considérable sur la teneur en CaO et SO₃ de la couche C1.

V.3.2.2 Couche 2 (C2)

Cette couche affleure dans les parties W et SW ; Sa limite inférieure est fixée au toit de la couche calcaire C3. Sa puissance moyenne sur l'ensemble du gisement est de 29,6m. Elle est constituée d'une série de bancs de calcaire gris sombre, marneux localement noduleux, souvent fossilifère, intercalant de fines passées marneuses et surmonté par un banc marno calcaire assez riche en SO₃. Ce banc dont l'épaisseur moyenne est de 1,2m a une teneur en CaO de 33,70 % et SO₃ de 2,0%. Son influence sur les teneurs en CaO et SO₃ de la couche est faible à cause de puissance réduite.

V.3.2.3 Couche 3 (C3)

Elle forme la partie inférieure et sa limite inférieure est fixée au toit de la série marneuse inférieure (couche C4). Sa puissance varie de 9.2 m (Ex. A1) à 20.8 m (C.2) mais cette dernière valeur pourrait être due aux failles qui affectent cette zone car en moyenne, sur l'ensemble du gisement, la puissance n'est que de 16.05 m.

Elle est constituée de calcaire gris clair à blanchâtre, compact, dur, cristallin, relativement massif, légèrement fossilifère. Sa puissance varie de 9,20m (sondage Ex-A1) à 17,90m (sondage B7) avec une moyenne de 16m. Cette couche est d'une régularité et d'une homogénéité remarquable. Le taux en SO₃ est relativement faible (0,41%) et en CaO est élevé (51,46%) avec un coefficient de variation inférieur à 3%, dénotant une distribution extrêmement régulière. [19]

V.3.3 Géologie du gisement

Les affleurements participant à la couverture sédimentaire du gisement de calcaire de Chouf Amar sont attribués, d'après les observations recueillies sur terrain et les résultats des études antérieures élaborées par différents auteurs sur la région, au crétacé supérieur plus précisément à l'émshérien. Celui-ci comprend trois termes principaux cumulant 200m d'épaisseur et qui se superposent selon la chronologie suivante :

A la base, juste au-dessus des calcaires dolomitiques du turonien, repose une assise essentiellement marneuse d'une épaisseur de 70m environ, constituée de marnes grisâtres avec des intercalations de marno-calcaires gris et noduleux, de calcaires gris souvent marneux, et de lumachelle d'huîtres.

Ce terme, daté du coniacien inférieur d'après son contenu faunistique, est surmonté sur une puissance variant de 60 à 80 m par une formation constituée de calcaires gris sombre, bleuâtres et blanchâtres, bioclastiques, en bancs bien lités ou massifs, compacts, localement parcourus de fissures tapissées de matière organique pigmentée de pyrite avec intercalations de minces niveaux de marnes grisâtres localement verdâtres ou blanchâtres.

Au-dessus de cette formation essentiellement calcaire, qui pourrait être attribuée à la majeure partie du coniacien supérieur et constituant l'assise utile du gisement de Chouf Amar, repose une série marno-calcaire de 100 m d'épaisseur. Elle comprend une alternance régulière, généralement en bancs peu puissants de marnes grisâtres, marno-calcaires gris et noduleux, calcaires marneux organogènes, calcaires organogènes spathiques parfois micro conglomératiques ou oolithiques et de lumachelles à huîtres.

Dans cette alternance cantonnée à la lisière sud du gisement et correspondant probablement au coniacien terminal, il a été impossible de différencier le santorien du coniacien. [7]

V.3.4 Hydrographie

Il n'y a pas de cours d'eau important dans la zone du gisement. Le cours d'eau principal dans la région est l'Oued Ksob situé à l'Est de la région et sur le cours duquel a été érigé le barrage

de même nom. Dans la zone d'étude, l'hydrographie est représentée par un système dendritique dense de ravinement du flanc Sud des monts du Hodna. [7]

V.3.5 Hydrogéologie

Compte tenu de leur position topographique sur les parties sommitales de reliefs, leur inclinaison vers le Sud, les calcaires du gisement de Chouf Amar ne peuvent pas constituer un réservoir propice à accueillir un aquifère, ceci et étagé par l'absence du moindre suintement d'eau à la base des calcaires, notamment le long des falaises, et les pertes totales d'eau enregistrées au cours de la réalisation des sondages de prospection.

Le prolongement des calcaires vers le sud, en profondeur sous la couverture marneuse du campanien. Présente des conditions similaires et peut constituer un aquifère pouvant donner un débit équivalent. [19]

V.3.6 Structure et tectonique du gisement

Le gisement de calcaires de Chouf Amar est localisé dans la terminaison périclinale occidentale, fortement perturbée de l'anticlinorium des monts du Hodna plus précisément à la limite orientale du petit bassin d'effondrement de Doukkara engendré lors de la phase orogénique pyrénéenne (oligocène) et envahi par la transgression du miocène inférieur.

Localement le gisement Chouf Amar, il se présente sous forme d'un monoclinale de direction longitudinale gisant sous un pendage de 10 à 15 degrés plongeant vers le SSE.

Sur le plan tectonique de ce gisement une faille orientée NO-SE scinde le gisement en deux secteurs (Secteur Ouest ou secteur I et secteur Est ou secteur II).

Le secteur Est serait exempt d'accidents tectoniques. Par contre au secteur Ouest trois accidents tectoniques sont reconnus sur la carte géologique N°141 de Tarmount :

- Une faille normale très évidente affecte sa partie sommitale en engendrant un rejet vertical de 30 à 40m et longe ses limites septentrionale et orientale.
- Une faille située en zone Sud-Ouest (Niveau 840) avec une orientation NO-SE parallèle aux courbes de niveau.
- Une faille au Nord avec une direction SE-NO, subtransversale aux courbes de niveau du niveau 940 au niveau 1040.

Au cours d'exploitation et l'avancement des travaux vers la partie sommitale, on peut engendrés plusieurs failles et des cassures, des microfissures, ils sont illustrés sur une carte structurale.

Un accident cassant accompagné de failles secondaires affecte et perturbe la partie sud-ouest du gisement. Il s'agirait d'une faille normale de direction Est-Ouest qui semble affecter le terme calcaire avec un rejet vertical de plus de 25m qui a engendré la surélévation du monticule délimitant le gisement dans sa partie sud-ouest.

D'autres accidents cassants de moindre importance, affectent sans rejets notables la corniche calcaire qui longe le gisement dans sa partie occidentale.

Par ailleurs l'étude des données lithologiques et chimiques fait ressortir l'existence d'un accident tectonique probable orienté NW-SE qui scinde littéralement le gisement en deux compartiments ouest et est (secteur I et II). Son rejet, faible dans la partie NW augmente jusqu'à atteindre et dépasser 40 m. au SE.

Cet accident a été établi d'après les corrélations lithologiques et chimiques et son tracé sur carte suit une direction NW- SE en passant entre les sondages A-6, B-6, C-5 d'une part et A-5, B-5 et C-4 d'autre part.

A partir du sondage C-4 qui traversé le plan de faille à 30 m de profondeur, son tracé s'incurve pour prendre une direction N-S et rejoindre l'accident est- ouest décrit précédemment.

L'état actuel des connaissances de la structure du gisement ne permet pas d'établir avec certitude la position, la nature et les paramètres des accidents. Une étude complémentaire, plus affinée est nécessaire. En attendant les résultats de cette étude, on a distingué deux secteurs Ouest (I) et Est (II).

A l'intérieur du secteur I, la zone Sud-ouest paraît très perturbée. Il n'est pas possible cependant de subdiviser ce secteur car les données deviendraient insuffisantes pour tout traitement statistique ou géostatistique.

Dans les deux secteurs, les couches gisent en monoclinale doux sous un pendage d'environ 10 à 12° SSE.

L'ANNEX montre la structurale de gisement telle qu'elle a été estimée avec les données disponibles. [20]

V.4 Méthodologie et volume de travail

Afin d'estimer la totalité des réserves requises pour la satisfaction des besoins du projet, le gisement de calcaire de Chouf Amar a été prospecté au moyen de 31 sondages répartis sur cinq (05) profils (A.-A', B-B', C-C', D-D', E-E') de direction nord-sud et disposés selon une maille régulière de 250*250m.

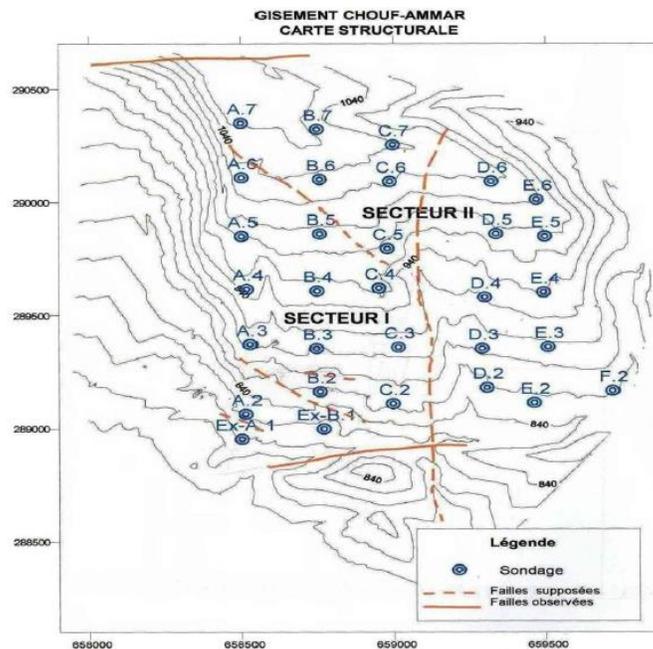


Figure V.4 Schéma d'implantation des sondages de prospection (Rapport géologique actualisé septembre ,2015. gisement de calcaire pour ciment 'Chouf Amar'- w. M'sila)

Au total, 31 sondages totalisant 2223.45 m ont été réalisés lors de cette étude détaillée, auquel s'ajoutent 05 autres sondages de 600 m en phase préliminaire, ainsi que la réalisation de 08 sondages de 648.60 m en phase complémentaire.

Les sondages ont été réalisés au moyen d'une garniture de type wireline dotée de carottiers doubles avec des diamètres intérieurs initiales de 96mm sur les trois premiers mètres et final de 63 mm jusqu'à la fin du trou.

Le taux de récupération moyen relevé sur l'ensemble des sondages dépasse les 85%.

Chaque sondage a fait l'objet, au préalable, d'une description lithologique suivi de prélèvement d'échantillons selon un pas variant de 0.5 à 5.0 m le long de toute la profondeur.

Cette dernière opération a consisté en la découpe à la tronçonneuse de la carotte extraite en deux parties égales dont l'une est stockée en qualité d'échantillon témoin et l'autre prélevée et soumise à des analyses chimiques et essais de laboratoire. Pour une meilleure connaissance des caractéristiques géochimiques, pétrographiques et physiques des calcaires de l'assise utile, les analyses et essais suivants ont été réalisés au laboratoire du CETIM.

- Analyses chimiques des éléments SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃, CaO, MgO, K₂O, Na₂O, TiO₂, P₂O₅ au moyen de l'efflorescence X.
- Détermination de la perte au feu par gravimétrie à 1000°C pendant 1H.
- Détermination du chlore par potentiomètre.
- Détermination du titre par la méthode volumétrique.
- Analyse chimique du SO₃.

Les analyses chimiques ont porté sur 746 échantillons de calcaire dont 212 en phase préliminaire et 534 en phase détaillée, 149 échantillons en phase complémentaire.

Quatre (04) analyses pétrographiques et 129 essais physiques durant la phase détaillé et préliminaire.

Cinq (05) analyses pétrographiques et essais physiques en phase complémentaire ont été également réalisés sur les calcaires de Chouf Amar.

Par ailleurs un plan topographique au 1/1000 a été établi sur une superficie totale de 260 ha avec rattachement des points de sondages et pistes d'accès.

V.5 Caractéristiques qualitatives de la matière

V.5.1 Essais physico-mécaniques

Afin de déterminer les caractéristiques physico-mécaniques de la matière. 125 échantillons à partir A2 jusqu'à A7 et B2 à B7 et C2 à C7, D2 à D6 et E2 à E6 et F2 Prélevés dans les différentes couches (C1 – C2 – C3) ont été soumis aux appropriées ; Les résultats de ces mesures sont comme suit :

- Le poids volumique moyen (constante dans les trois couches) : $\gamma = 2,67 \text{ t/m}^2$.
- La résistance à la compression moyenne : $\sigma_c = 922,433 \text{ Kgf/cm}^2$.
- La résistance à la traction : $\sigma_t = 305 \text{ Kgf/cm}^2$.
- La dureté moyenne : F = 10.

Les résultats des essais physico-mécaniques de la carrière de Chouf Amar sont présentés dans l'ANNEXE.V.1.[20]

V.5.2 Analyse chimique

D'après les données utilisées des calcaires de Chouf Amar à la production de ciment, on a trouvé que les analyses chimiques correspondent à 11 éléments (PF. SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃, CaO.

MgO. K₂O. Na₂O. Cl. P. F et CaCO₃) obtenues sur 534 échantillons lient à la localisation sur le gisement ; Les résultats qui en découlent se présentent comme suit :

Tableau V-2 Compositions chimiques moyenne par couche.

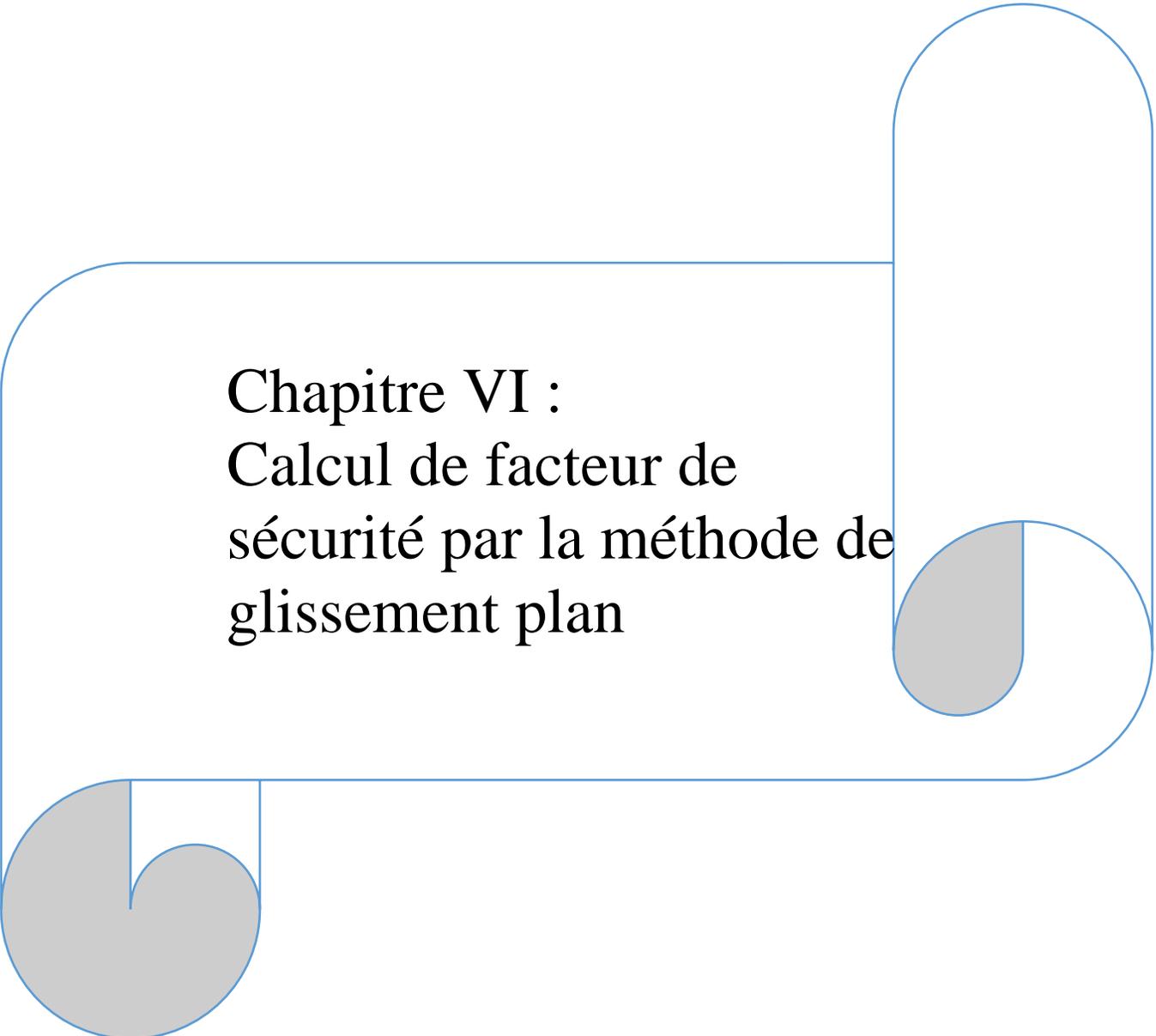
Eléments		PF	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	Cl	CaCO ₃
Couches	C1	39,13	6,77	2,74	1,38	47,43	1,16	0,76	0,28	0,08	0,018	86,66
	C2	38,31	7,44	3,09	1,37	46,65	1,10	1,13	0,41	0,10	0,018	85,35
	C3	41,68	2,98	1,36	0,80	51,46	0,83	0,41	0,16	0,10	0,018	93,26
	C1+C2+C3	39,41	6,12	2,35	1,23	48,09	1,05	0,38	0,30	0,10	0,018	87,73

La distribution chimique des éléments importants montre la différence de la qualité des trois couches :

- Moyennes en C1, CaO = 47.43 % et SO₃ = 0.76 %.
- Moyennes en C2, CaO = 46.65 % et SO₃ = 1.12 %.
- Moyennes en C3, CaO = 51.46 % et SO₃ = 0.41%.

L'épaisseur moyenne des couches C1, C2 et C3 en secteur 1 sont comme suit :

- Épaisseur moyenne C1 = 24.56 m.
- Épaisseur moyenne C2 = 29.6 m.
- Épaisseur moyenne C3 = 16.05m.



Chapitre VI :
Calcul de facteur de
sécurité par la méthode de
glissement plan

VI.1 Introduction

Pour le besoin de notre étude, nous avons dû récolter un certain nombre d'informations relative aux roches constituant le talus (la cohésion, angle de frottement interne, ...etc.). Pour cela, on a eu recours aux critères qu'on a pu voir dans le chapitre III afin d'appliquer la méthode d'équilibre limite pour calculer le facteur de sécurité.

VI.2 Calcul de la cohésion et de l'angle de frottement interne du calcaire de la carrière de Chouf Amar

L'estimation de la cohésion et de l'angle de frottement interne de notre massif rocheux de la carrière de Chouf Amar s'est faite selon deux critères : le coefficient d'affaiblissement structural et le critère de Mohr Coulomb à l'aide de la classification de Hoek Brown du massif rocheux.

VI.2.1 Calcul de la cohésion et de l'angle de frottement interne à l'aide du coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux

Cette méthode est basée sur les coefficients d'affaiblissement structural λ , λ_ϕ de la cohésion et de l'angle de frottement interne successivement suivant des formules mathématiques liées à la résistance de compression σ_c et à la résistance à la traction σ_t , leurs valeurs ont été extraites du rapport de CETIM (voire l'ANNEXE V.1).

VI.2.1.1 La cohésion et l'angle de frottement interne d'un échantillon

Pour déterminer la résistance à la traction σ_t des roches on utilise la relation (III.26).

Pour déterminer la cohésion des échantillons on utilise la relation (III.31) et pour déterminer l'angle de frottement interne des échantillons, nous utilisons la relation (III.32).

Les résultats de calculs sont dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 Les résultats de calculs sur l'échantillon intact du calcaire.

	σ_c	σ_t	c (Mpa)	c (kg/cm ²)	ϕ
couche 1	109,76	10,976	20,7427	211,444	48,5904
couche 2	79,52	7,952	15,0279	153,189	48,5904
couche 3	87,452	8,7452	16,5269	168,47	48,5904

VI.2.1.2 Coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux

Pour trouver les valeurs de c_m et ϕ_m la cohésion et l'angle de frottement interne des roches nous avons appliqué les formules (III.33) et (III.34) respectivement.

Généralement, la valeur du coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne est prise égale à 0.8 dans le cas où la densité des discontinuités d'un massif rocheux est faible, mais dans notre cas le massif est plus fracturé alors on prend ($\lambda_\phi = 0,6$). (L'interface du tableur Excel qu'on a utilisé pour les calculs est représenté dans l'ANNEXE V.3).[8]

Le tableau suivant contient les résultats des calculs de la cohésion et l'angle de frottement interne du massif rocheux de la carrière de Chouf Amar.

Tableau VI-2 La cohésion et l'angle de frottement interne du massif rocheux de calcaire 'Chouf-Amar'.

Nombre des fissures	la couche	H	h	a	Λ	λ_{ϕ}	c_m (Mpa)	ϕ_m
9	C1	24	0,111	7	0,02588	0,6	0,5369	29,1542
11	C2	30	0,09	4	0,04126	0,6	0,6201	29,1542
13	C3	16	0,076	4	0,04465	0,6	0,73786	29,1542

VI.2.2 Estimation de la cohésion et de l'angle de frottement interne du calcaire dans la carrière de Chouf Amar par le critère de Mohr Coulomb à l'aide de classification de Hoek-Brown du massif rocheux

Pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne des échantillons, nous avons utilisé les résultats des essais (de compression direct) effectués par CETIM pour tracer la courbe ($\tau = f(\sigma)$) critère de Mohr Coulomb).

A, B et T : constantes dépend de la qualité du massif rocheux ; m et s définies à l'aide de critère de Hoek-Brown (l'ANNEX III-1). Le tableau suivant résume les valeurs de ces paramètres.

Tableau VI-3 Les paramètres du massif rocheux d'après Hoek and Brown.

M	0,14
S	0,0001
A	0,198
B	0,662
T	-0,0007

D'après le rapport de CETIM (l') la résistance à la compression est comme suit :

Tableau VI-4 Les valeurs de la résistance à la compression de la roche intacte.

σ_c		
couche 1	couche 2	couche 3
109,76	79,52	87,452

La résistance à la compression τ est calculée à l'aide de l'équation (III.38). Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 Les valeurs de τ par rapport au σ_n de trois couches.

σ_n (MPa)	τ (MPa)		
	couche 1	couche 2	couche 3
0,5	0,67321	0,58897	0,61222
1	1,01769	0,90074	0,9334
1,5	1,30999	1,16433	1,20519
2	1,57201	1,40023	1,44855
2,5	1,81332	1,61731	1,67253
3	2,0392	1,8204	1,88211
3,5	2,25295	2,0125	2,08037
4	2,4568	2,19565	2,26941

La variation de la résistance au cisaillement par rapport à la contrainte normal est représentée dans la figure suivante :

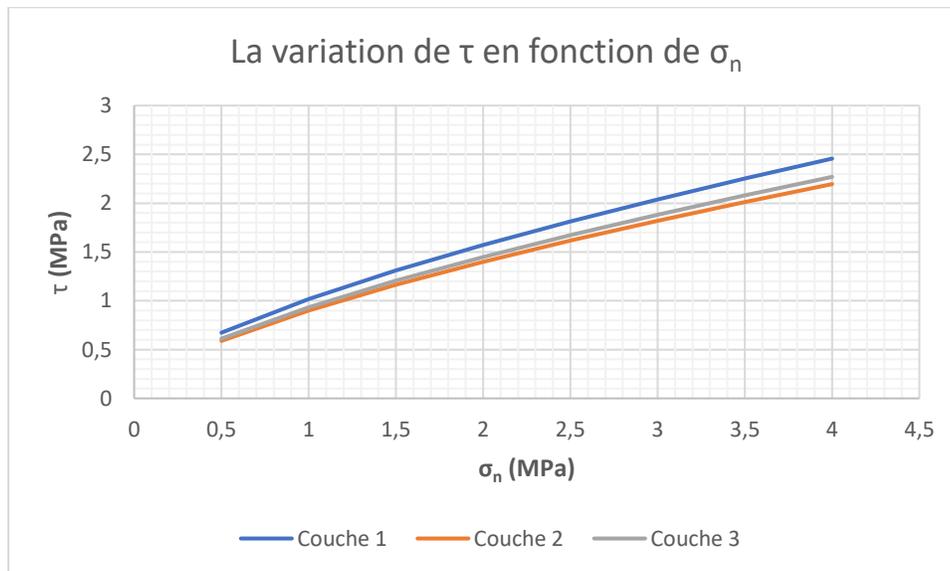


Figure VI.1 La variation du τ par rapport à σ_n de trois couches.

On traite chaque courbe à part pour déterminer le cohésion et l'angle de frottement interne φ estimé du massif rocheux de chacune des trois couches tel que :

La cohésion est déterminée par le prolongement de la courbe linéaire avec l'axe des ordonnées et l'angle de frottement interne est calculé par l'expression suivante : $\varphi = \arctan(\alpha)$ avec α égale l'inclinaison de cette courbe linéaire.

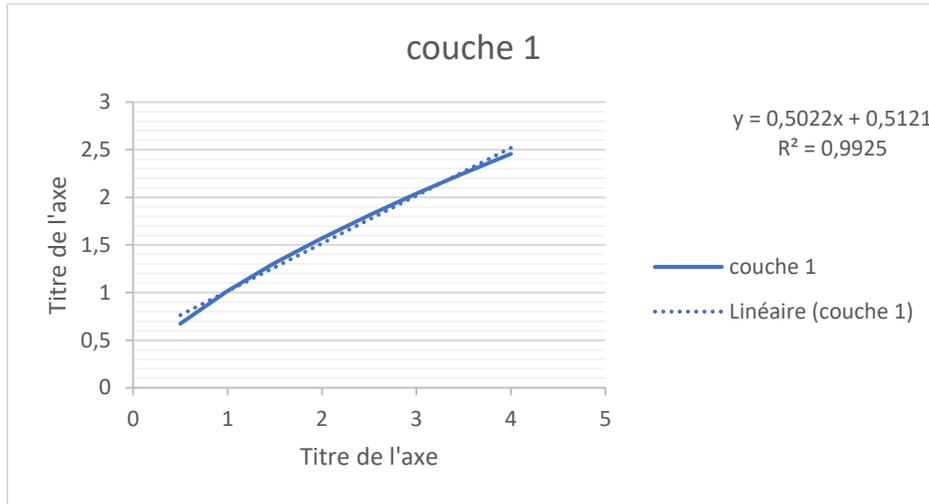


Figure VI.2 La variation du τ par rapport à σ_n de la première couche.

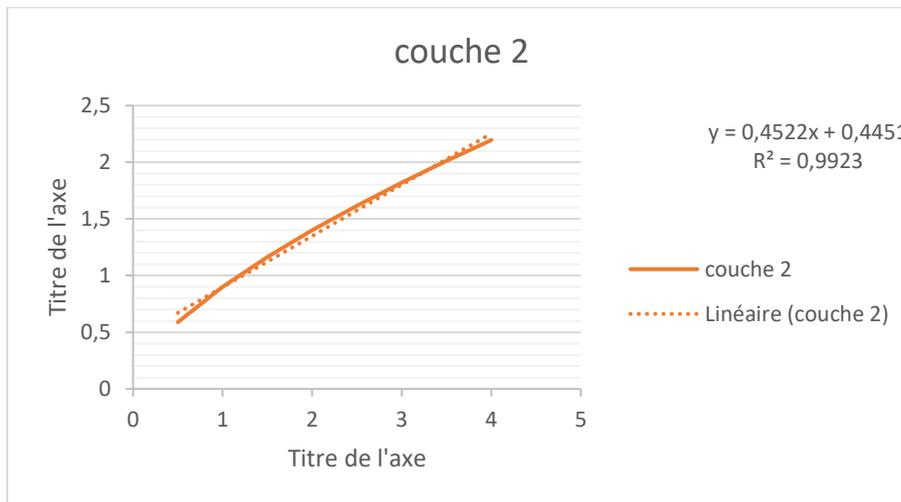


Figure VI.3 La variation du τ par rapport à σ_n de la deuxième couche.

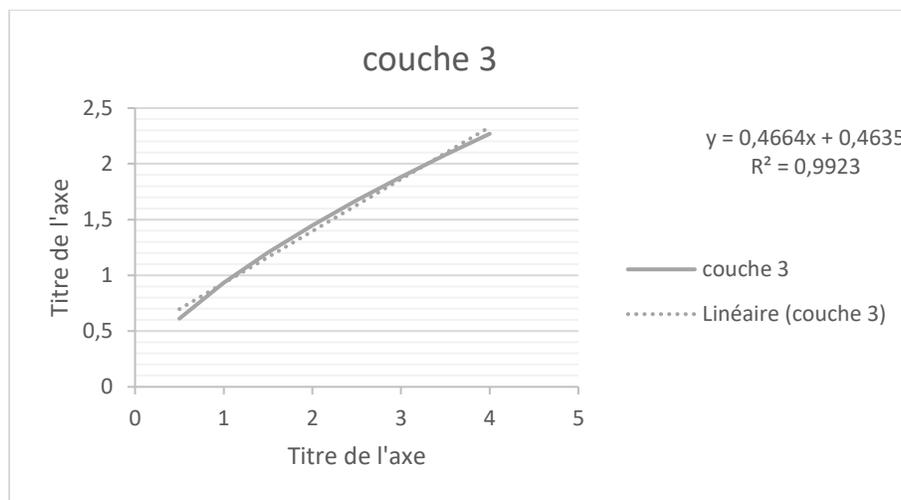


Figure VI.4 La variation du τ par rapport à σ_n de la troisième couche.

Alors on résume les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Tableau VI-6 La cohésion et l'angle de frottement interne de trois couches.

	Cohésion (MPa)	φ (°)
Couche 1	0,5121	26,67
Couche 2	0,4451	24,33
Couche 3	0,4635	25,00

Remarque : On voit que les valeurs obtenues par cette méthode sont bien estimées (une corrélation de 99,23%).

Les tableaux suivants résument les résultats obtenus :

Tableau VI-7 La cohésion et l'angle de frottement interne par les deux méthodes d'estimation.

		Couche 1	Couche 2	Couche 3
Critère de Mohr Coulomb avec la classification de Hoek-Brown	Cohésion (MPa)	0,5121	0,4451	0,4635
	φ (°)	26,67	24,33	25,00
Méthode de coefficient d'affaiblissement	Cohésion (MPa)	0,5369	0,6201	0,4635
	φ (°)	29,1542	29,1542	29,1542

Le tableau Excel que nous avons utilisé pour le calcul de ces paramètres est représenté dans l'annexe 1.

Discussion des résultats

D'après les résultats obtenus, on remarque qu'il y a un écart lié à la méthode d'estimation, mais globalement ils ont donné des valeurs proches. Dans notre calcul, on va utiliser les résultats obtenus par le critère de Mohr coulomb à l'aide de la classification de Hoek-Brown car elle donne une corrélation de plus de 99%.

Il y a une grande dégradation sur les paramètres de la roche intacte du calcaire et le massif.

VI.3 Calcul du facteur de sécurité F_s

VI.3.1 Rappel sur les formules de calcul

Le facteur de sécurité est défini comme le rapport de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

Les forces, comme celui des terres W (et des surcharges éventuelles) tendant à provoquer le glissement.

Les forces, comme celles des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

$$F_s = \frac{c \times A + (W \times \cos \psi_p - U - V \times \sin \psi_p) \times \tan \varphi}{W \times \sin \psi_p + V \times \cos \psi_p}$$

ψ_p : Angle du plan de rupture (°).

φ : Angle de frottement interne de la roche (°).

c : Cohésion de la roche (MPa).

Au niveau de la carrière Chouf Amar (relief montagneux) et selon l'étude hydrogéologique il n'existe pas de nappe phréatique c'est-à-dire $U = V = 0$, le F_s devient comme suit :

$$F_s = \frac{c \times A}{W \times \sin \psi_p} + \cot \psi_p \times \tan \varphi$$

VI.3.1.1 Calcul de la surface de glissement A

$$A = \frac{H + b \times \tan \psi_p - Z}{\sin \psi_p}$$

Avec b : largeur de tranche (m)

$$b = H \times (\cot \psi_p - \cot \psi_f)$$

Dans le cas de fissure de crête critique

$$b_c = H \times \left(\sqrt{\cot \psi_f \times \tan \psi_p} - \cot \psi_f \right)$$

La profondeur de la fissure de traction critique

$$Z_c = H \times \left(1 - \sqrt{\cot \psi_f \times \tan \psi_p} \right)$$

Avec H : La hauteur du gradin (m).

VI.3.1.2 Poids propre de la tranche (W)

Dans le cas d'une fissure de crête :

$$W = \frac{1}{2} \times \gamma_r \times H^2 \times \left[\left(1 - \frac{Z}{H} \right)^2 \times \cot \psi_p \times (\cot \psi_p \times \tan \psi_f - 1) \right]$$

Sinon :

$$W = \gamma_r \times \left[(1 - \cot \psi_f \times \tan \psi_p) \times \left(b \times H + \frac{1}{2} \times H^2 \times \cot \psi_f \right) + \frac{1}{2} \times b^2 \times (\tan \psi_s - \tan \psi_p) \right]$$

Avec ψ_s est l'angle de la surface supérieur horizontal généralement égale à 0°.

Le tableur Excel programmé par nous présenté dans l'interface, nous avons calculé le coefficient de sécurité des différents cas suivant notre étude au niveau de la carrière de Chouf Amar.

VI.3.2 Choix de la zone d'étude

Notre travail consiste à faire une évaluation de la stabilité du gisement de calcaire de la carrière de Chouf Amar. Cette évaluation est une évaluation à moyen de terme pour les gradins ayant un avancement pour l'année (2018-2019) comme montré dans le plan topographique. et plus précisément pour les gradins dont on a pu faire les levés des fissures et déterminer leurs pendages nécessaires pour le calcul du facteur de sécurité et l'évaluation de la stabilité de ces gradins.

Alors pour toutes ces raisons, les gradins dont on va évaluer sont : 1065, 1050, 1035, 1020 et 1000.

Avec :

- Les niveaux 1065, 1050, 1035 et 1020 appartiennent à la zone de formation de calcaire C1 leur pendage varie de 8° à 10°.
- Le niveau 1000 appartient à la zone de formation de calcaire C2 son pendage est de 20°.

VI.3.3 Résultats de calcul du facteur de sécurité

Pour le calcul du facteur de sécurité on a considéré deux cas :

- Le cas d'existence d'une fissure de tension (fissure de crête).
- Le cas d'absence d'une fissure de tension (fissure de crête).

Et ces cas sont eux même repartis en trois différents scénarios :

- Etat normal (sans influence des forces extérieures).
- Effet de tir à explosif.
- Effet des séismes.

VI.3.3.1 Cas d'existence d'une fissure de crête

Dans ce cas on suppose qu'il existe une fissure de crête (apparente ou cachée) sur les gradins sujet à notre étude et on effectue les calculs selon cette hypothèse en prenant en compte les paramètres nécessaires pour chaque niveau.

Les tableaux suivants résumant les valeurs constantes sur les angles :

Tableau VI-8 Les valeurs constantes sur les angles.

Ψ_f	$\tan \psi_f$	$\cot \psi_f$	Ψ_p	$\tan \psi_p$	$\cot \psi_p$	$\sin \psi_p$	$\cos \psi_p$
80	5,67128	0,17633	8	0,14054	7,11537	0,13917	0,99027
			10	0,17633	5,67128	0,17365	0,98481
			12	0,21256	4,70463	0,20791	0,97815
			20	0,36397	2,74748	0,34202	0,93969

Tableau VI-9 Les valeurs des constantes relatives à φ

Couche	φ	$\tan \varphi$
Couche 01	26,6658	0,5022
Couche 02	24,3325	0,4522
Couche 03	25,0043	0,4664

VI.3.3.1.a Etat normal

Par l'application des formules qu'on a mentionnée précédemment, les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-10 Résultats des paramètres pour calculer de F_s dans le cas d'existence de la fissure de crête.

Gradins	H en(m)	Ψ_f	Ψ_p	Z critique	b critique	A (m ²)	W KN/m ³
1065	15	80	12	12,63869597	11,0171	11,3572	8893.47
			10	12,35509529	12,3551	15,2314	16505.5
1050	15	80	8	12,63869597	14,1566	16,9667	20843.1
1035	15	80	10	12,35509529	12,3551	15,2314	16505.5
1020	15	80	20	11,20000016	7,79551	11,1105	7723.09
1000	20	80	20	14,93333354	10,394	14,8139	13729.9

- Pour calculer Z_c on utilise la formule (III.15).
- Pour calculer b_c on utilise la formule (III.16).
- Pour calculer A on utilise la formule (III.7).

- Pour calculer W on utilise la formule (III.10).

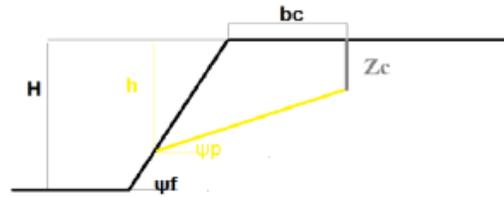


Figure VI.5 Schémas représente le cas d'existence de fissure de crête dans un talus.

Facteur de sécurité

Pour le calcul du facteur de sécurité on utilise la formule (III.14), les résultats obtenus sont représentés dans tableau suivant :

Tableau VI-11 Les résultats de facteur de sécurité dans le cas d'existence d'une fissure de crête à l'état normal.

Gradins	Facteur de sécurité
1065	2,3657757
	2,8508392
1050	3,5763339
1035	2,8508392
1020	1,3819372
1000	1,2438134

On remarque que, dans le cas d'existence d'une fissure de crête et dans l'état normal, tous les gradins ont exhibé un facteur de sécurité supérieur à 1 qui est la limite théorique de la stabilité. Cela dit, nous avons pu constater l'existence d'un gradin possédant une valeur du facteur de sécurité inférieur à 1,25 qui décrit la limite pratique de la stabilité.

VI.3.3.1.b Effet de tir à explosif

Dans ce cas on utilise la formule suivante pour le calcul du facteur de sécurité :

$$F_S = \frac{c \times A + W \times (\cos \psi_p - K \times \sin \psi_p) \times \tan \varphi}{W (\sin \psi_p + K \times \cos \psi_p)}$$

Avec K est le coefficient d'accélération sismique.

Le coefficient sismique est évalué en mesurant sur terrain la vitesse et la fréquence des ondes sismiques par le moyen d'un sismographe. Les valeurs de l'accélération maximale des vibrations et du coefficient sismique sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI-12 Les mesures par un sismographe et la valeur de coefficient sismique K.

Distance de mesure	100 mètres	500 mètres
Vitesse de l'onde sismique v (mm/s)	6,9	4,46
Fréquence de l'onde sismique f (Hz)	14,2	9,8
L'accélération maximal des vibrations a (m/s ²)	0,615	0,274
Coefficient sismique $K = \frac{a}{9,81}$	0,063	0,028

Dans notre cas on va utiliser la valeur la plus grande (de la station de 100m) car elle influe beaucoup plus sur le coefficient de sécurité.

Facteur de sécurité

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-13 Les résultats de facteur de sécurité dans le cas d'existence d'une fissure de crête sous l'effet de tir.

Gradins	Facteur de sécurité
1065	1.8074341
	2,0861661
1050	2,4599731
1035	2,0861661
1020	1,1541915
1000	1,0388205

On remarque que le tir à explosif a un effet apparent sur le facteur de sécurité car on voit une diminution remarquable dans ces valeurs et que les gradins des niveaux 1020 et 1000 se rapprochent de la valeur de l'équilibre limite « 1 » donc ils posent un problème qui doit être traité.

VI.3.3.1.c Effet des séismes

D'après les règles parasismiques algériennes du CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE-PARASISMIQUE, le Nord Algérien a été réparti en plusieurs zones sismiques représentées dans le tableau et la carte suivants, et l'endroit de notre étude se trouve dans le groupe A, zone 2 :

Tableau VI-14 Les valeurs du coefficient d'accélération des zones.

Groupes	ZONES			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	z0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

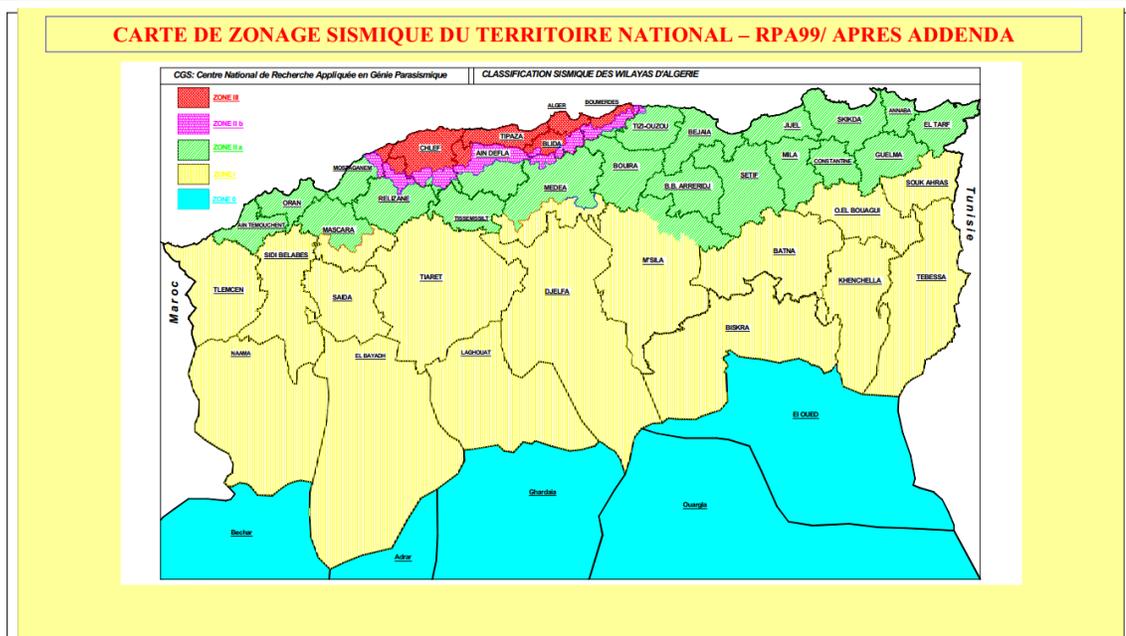


Figure VI.6 Carte de zonage sismique du territoire national.

Donc, d'après ces données on prend le coefficient d'accélération sismique $K = 0.25$. [25]

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-15 Les résultats de facteur de sécurité dans le cas d'existence d'une fissure de crête sous l'effet des séismes

Gradins	Facteur de sécurité
1065	1,0294409
	1,1271677
1050	1,2418062
1035	1,1271677
1020	0,7448041
1000	0,6703325

On remarque que dans ce cas l'effet des séismes sur le facteur de sécurité est apparent dans la plupart des gradins, qui se rapprochent de l'équilibre limite. Les gradins des niveaux 1020 et 1000 sont en risque.

VI.3.3.1.d Résultats et discussion

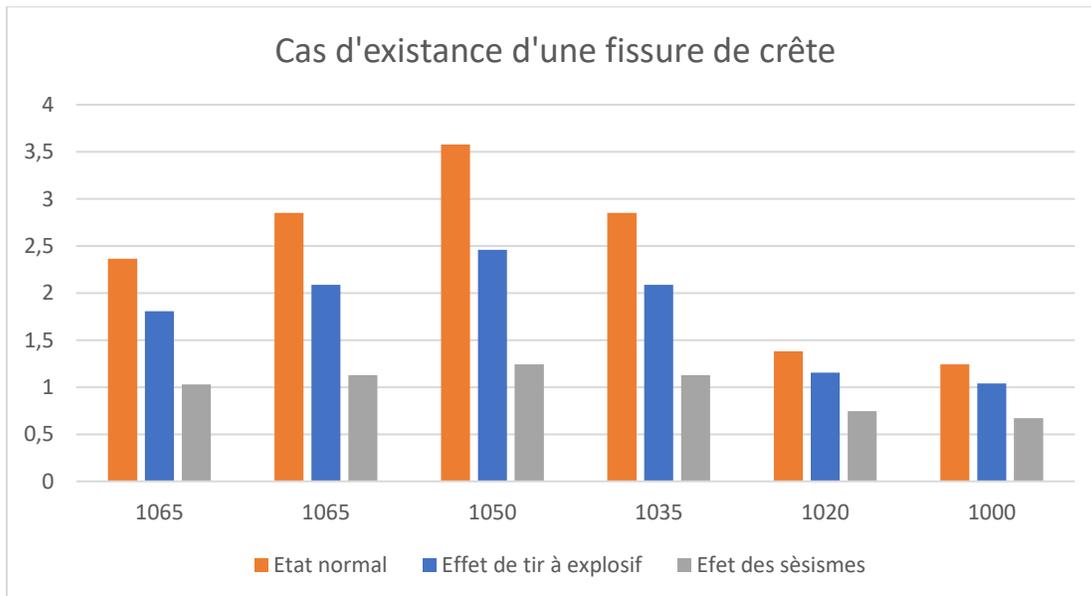


Figure VI.7 Histogramme représente la variation du facteur de sécurité dans le cas d'existence d'une fissure de crête.

On remarque que les ondes sismiques produites par le tir et celles générés par les séismes ont un effet important sur le facteur de sécurité. La figure (VI.7) représente la diminution de ce dernier dans chaque gradin et dans les trois différents cas.

Pour avoir une bonne idée sur le degré d'effet de ces ondes sur les gradins, on calcul la variation dans F_s des différents cas qui est $= 100 - \frac{F_s \text{ dans l'état normal}}{F_s \text{ en présence de l'effet de tir}} \times 100$, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-16 La variation dans le facteur de sécurité dans le cas d'absence d'une fissure de crête.

Gradins	Variation de F_s par l'effet de tir	Variation de F_s par l'effet des séismes
1065	23,601%	56,486%
	26,823%	60,462%
1050	31,215%	65,277%
1035	26,823%	60,462%
1020	16,480%	46,104%
1000	16,480%	46,107%

D'après ces résultats, on déduit que ces gradins peuvent poser des problèmes lors de l'exploitation. Cela est dû aux variations relativement grandes remarquées dans le facteur de sécurité, soit par les tirs à explosif ou par les séismes.

Le calcul de la moyenne de cette variation nous donne la variation globale liée aux effets de tir à explosif et à l'activité sismique de la région (23,57% et 55,816% respectivement).

VI.3.3.2 Cas d'absence d'une fissure de crête

Dans ce cas on prend en considération que le massif rocheux ne présente aucune fissure de crête (ni à la surface, ni à l'intérieur) c'est-à-dire $Z = 0$, les résultats des calculs sont représentés dans les titres suivants :

VI.3.3.2.a Etat normal

Par l'application des formules mentionnées dans les titres précédents on a pu obtenir les tableaux suivants :

Tableau VI-17 Résultats des paramètres pour calculer de Fs dans le cas d'absence de la fissure de crête.

Gradins	H en(m)	ψ_f	ψ_p	B	A sans Z (m ²)	W sans Z KN/m ³
1065	15	80	12	67,9245	72,146	13601,9
			10	82,4243	86,3816	16505,5
1050	15	80	8	104,086	107,779	20843,1
1035	15	80	10	82,4243	86,3816	16505,5
1020	15	80	20	38,5673	43,8571	7723,09
1000	20	80	20	51,423	58,4761	13729,9

Dans ce cas on remarque que les valeurs de b sont grandes, et ça revient au fait que l'angle de pendage des couches est relativement petit.

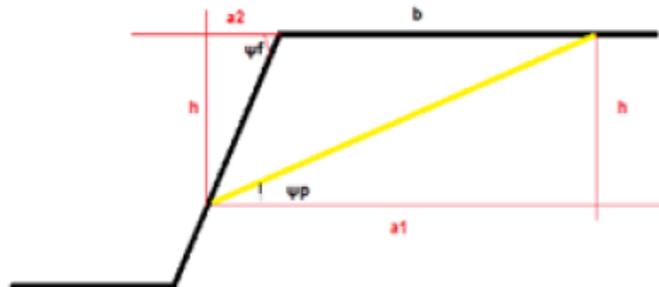


Figure VI.8 Schémas représente le cas d'absence de fissure de crête dans un talus.

Facteur de sécurité

Pour effectuer ces calculs, on fait appel à la formule (III.) qui ne prend pas en considération les fissures de crête, et les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-18 Les résultats de facteur de sécurité dans le cas d'absence d'une fissure de crête à l'état normal.

Gradins	Facteur de sécurité
1065	2,37572963
	2,8635517
1050	3,59236575
1035	2,8635517
1020	1,38828575
1000	1,24795191

Dans ce cas, on remarque que la majorité des facteurs de sécurité ont une valeur supérieure à celle de la limite de l'équilibre (soit la limite pratique ou la limite théorique). Donc on peut déduire que ces gradins sont dans un état de stabilité.

VI.3.3.2.b Effet de tir à explosif

De la même manière que dans la partie (VI.3.3.1.b), on utilise le même coefficient d'accélération sismique pour effectuer les calculs nécessaires, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-19 Les résultats de facteur de sécurité dans le cas d'absence d'une fissure de crête sous l'effet de tir.

Gradins	Facteur de sécurité
1065	1,815140281
	2,09557154
1050	2,471097477
1035	2,09557154
1020	1,159616162
1000	1,042356718

VI.3.3.2.c Effet des séismes

Les résultats de calcul concernant le facteur de sécurité sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-20 Les résultats de facteur de sécurité dans le cas d'absence d'une fissure de crête sous l'effet des séismes

Gradins	Efet des sèismes
1065	1,034015046
	1,132425567
1050	1,247575506
1035	1,132425567
1020	0,748567605
1000	0,672785898

On remarque que les valeurs du facteur de sécurité sont trop faibles, avec les deux gradins 1020 et 1000 qui ont une valeur inférieure à 1 (la limite de l'équilibre). Cela montre que les ondes sismiques convertissent l'état de la stabilité des gradins, à l'état instable, donc il faut toujours prendre des précautions lors du travail au niveau de ces gradins.

VI.3.3.2.d Résultats et discussion

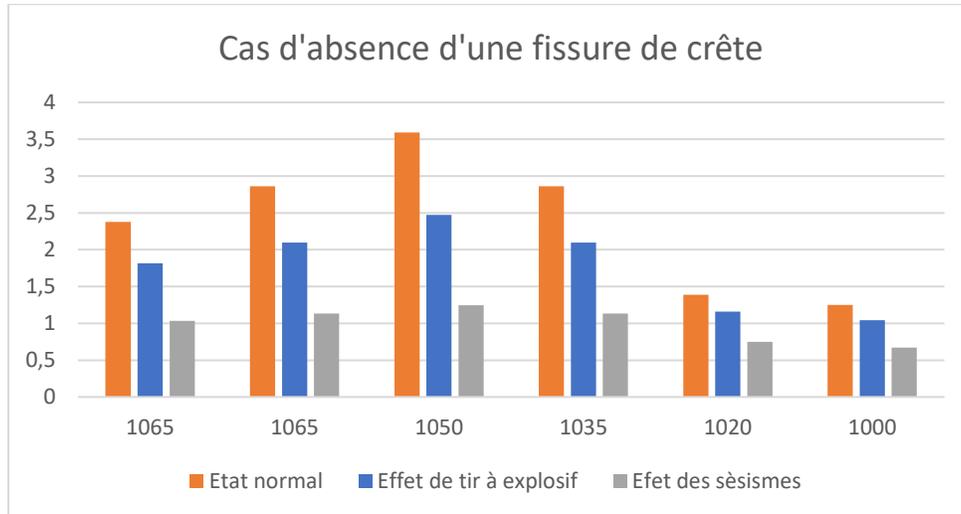


Figure VI.9 Histogramme représente la variation du facteur de sécurité dans le cas d'absence d'une fissure de crête.

De la même manière, on remarque que les valeurs du facteur de sécurité diminuent. Cela est dû à l'action des ondes sismiques qui rend certains gradins dans le risque de glissement.

Pour bien évaluer l'effet de tir à l'explosif et l'effet des séismes, on calcule les variations dans le facteur de sécurité dans les différents gradins. Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-21 La variation dans le facteur de sécurité dans le cas d'absence d'une fissure de crête.

Gradins	Variation de Fs par l'effet de tir	Variation de Fs par l'effet des séismes
1065	23,597%	56,476%
	26,819%	60,454%
1050	31,213%	65,271%
1035	26,819%	60,454%
1020	16,471%	46,080%
1000	16,475%	46,089%

On remarque que les ondes sismiques convertissent l'état de la carrière vers l'instabilité totale, ce qui est apparent par les grandes valeurs de la variation du facteur de sécurité entre les différents états.

Le calcul de la moyenne de cette variation nous donne la variation globale liée aux effets de tir à l'explosif et à l'activité sismique de la région (23,566% et 55,804% respectivement).

VI.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons récolté les informations nécessaires relatives aux roches constituant le talus (cohésion, angle de frottement interne ...etc.) afin d'évaluer le coefficient de sécurité F_s par la méthode d'équilibre limite (méthode de glissement plan).

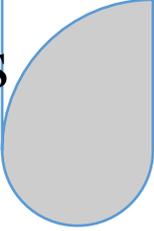
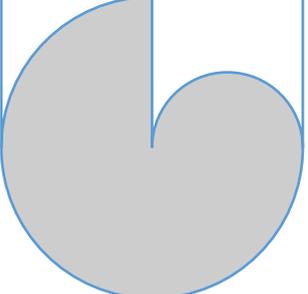
D'après les résultats que nous avons obtenus on peut tirer les conclusions suivantes :

- Les paramètres physico-mécaniques (cohésion, angle de frottement interne) du massif rocheux sont dégradés par rapport à ceux de la roche intacte ;
- L'existence de la fissure de crête influe sur le coefficient de sécurité F_s car il diminue la force résistante $\tau = c \times A + \sigma_n \times \tan \varphi$;
- Le tir au niveau de la carrière de Chouf Amar produit des ondes sismiques qui ont des influences importantes sur la stabilité de la carrière, où le coefficient sismique obtenu à distance de 100 mètres est de $K_s = 0,0627$ qui peut devenir plus élevé dans des distances plus proches (possibilité de prendre la valeur du coefficient lié au séisme $K_s = 0,25$).
- Dans le cas où le pendage des couches est faible, les gradins sont généralement stables dans l'état normal ou sous l'effet de tir.

Après la réalisation de l'analyse géotechnique de la carrière de Chouf Amar, il est devenu évident que l'avis de la direction opérationnelle (étant à ce moment-là, contre le pendage des couches géologiques) devrait être changé afin d'éviter tous les risques potentiels de glissements de terrain, mettant en danger les travailleurs et les équipements mobiles.



Chapitre VII :
Modélisation et
interprétation des résultats



VII.1 Introduction

Le but de cette étude est l'évaluation la stabilité des gradins de la carrière de Chouf-Amar.

Pour cela, on va réaliser une modélisation des gradins de la carrière en utilisant les dimensions réelles sur le logiciel plaxis 2D, et voir si les gradins seront stables ou non. Le facteur de sécurité sera déterminé pour comparer les résultats de l'étude analytique avec sel de l'étude numérique.

VII.2 Caractéristique du matériau :

Les caractéristiques géotechniques des couches de calcaire Chouf-Amar sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII-1caracteristiques géotechniques de la matière

Paramètre	Symbole	Unité	Couche 1	Couche 2	Couche 3
Poids volumique sec	γ_{unsat}	kN/m ³	26.7	26.7	26.7
Poids volumique saturé	γ_{sat}	kN/m ³	26.7	26.7	26.7
La résistance à la compression	δ_c	kN/m ²	109760	79520	87452
Cohésion	C	kN/m ²	512.1	445.1	463.5
Angle de frottement interne	Φ	-	26.6658	24.3325	25.0043
Module d'Young	E	KN/m ²	62343911.5	45167527.7	49672920.5
Coefficient de Poisson	V	-	0.3	0.3	0.3
Angle de dilatation	Ψ	-	0	0	0
Le type de comportement	Drainé				

Pour la détermination de module d'Young, on a utilisé la formule empirique suivante :

$$E = 568 \times \delta_c. [26]$$

La valeur de coefficient de poisson est prise conventionnellement égale à 0,3.

VII.3 La modélisation :

La modélisation s'est faite pour les niveaux (1065, 150, 1035, 1020 et 1000). On a choisi le niveau 1000 comme un modèle pour représenter les étapes principales de la modélisation, et les autres sont représentés dans l'ANNEXE VII de 1 à 8.

VII.3.1 Pour le gradin 1000 :

VII.3.1.1 Input :

VII.3.1.1.a La réalisation du model géométrique :

Le modèle est réalisé en se basant sur des distances réelles. Ces distances sont prélevées du plan topographique de la carrière dont les plates formes sont supposés planes.

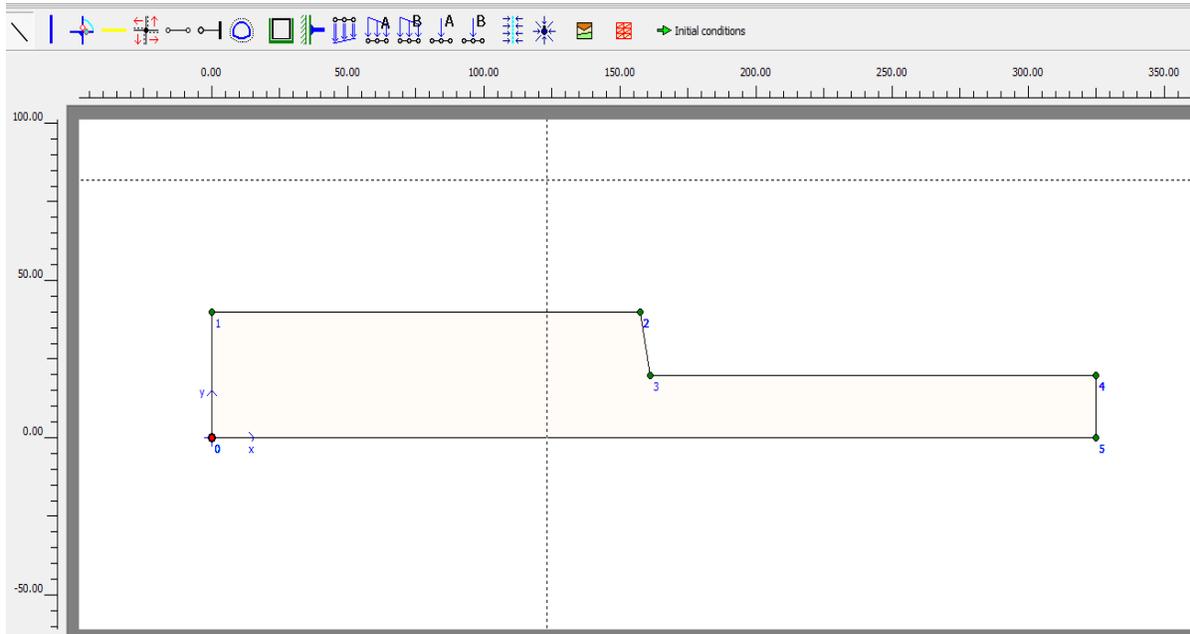


Figure VII.1 Géométrie du modèle.

VII.3.1.1.b Fixation standard :

Le model va être fixé sur les bords. Cela veut dire que les déformations des bords du modèle sont nul.

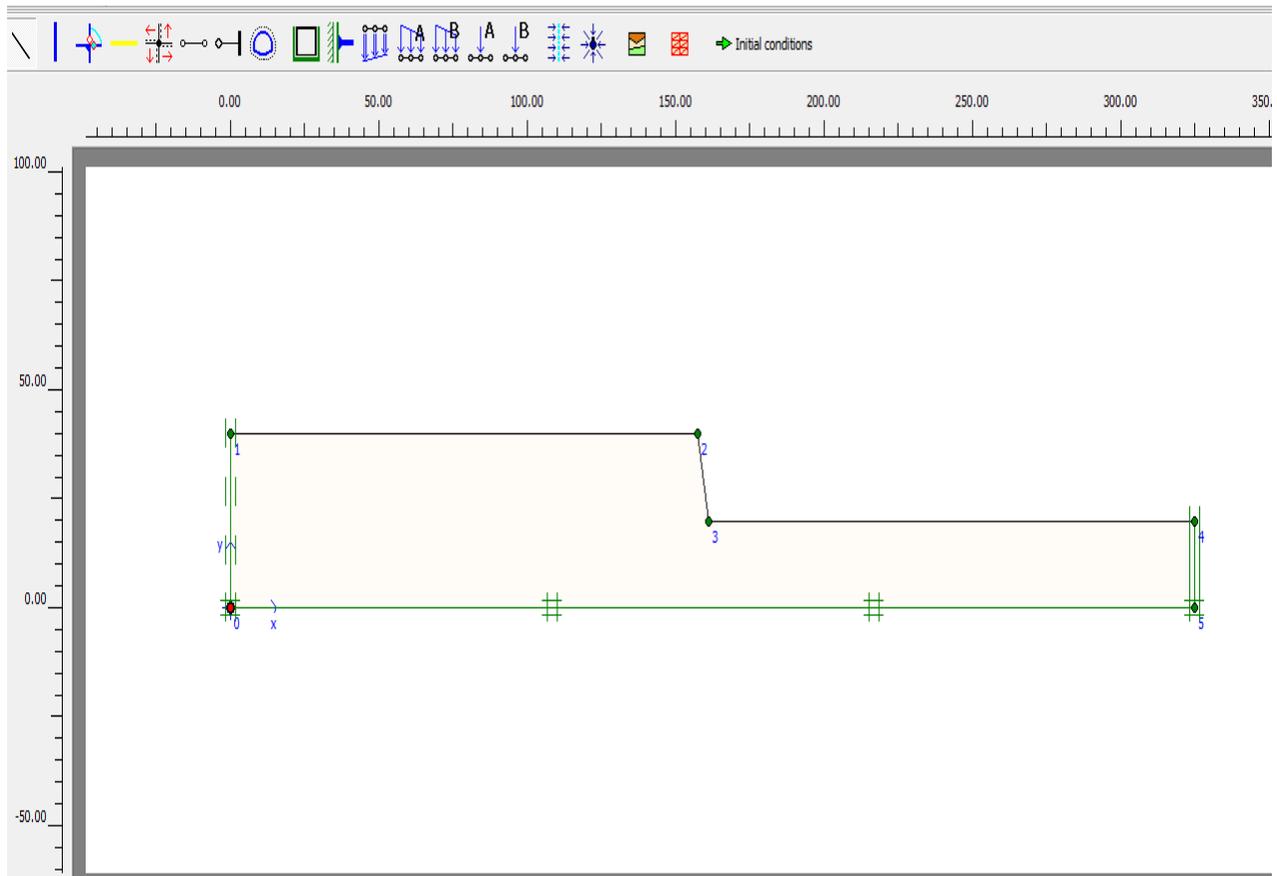


Figure VII.2 Fixation standard.

VII.3.1.1.c Les paramètres de matériel

PLAXIS requière les paramètres géotechniques de la matière constituant le modèle pour l'étude. Ces paramètres sont (le poids volumique saturé et non saturé, la cohésion, l'angle de frottement interne, l'angle de dilatation, le module d'Young et le coefficient de Poisson)

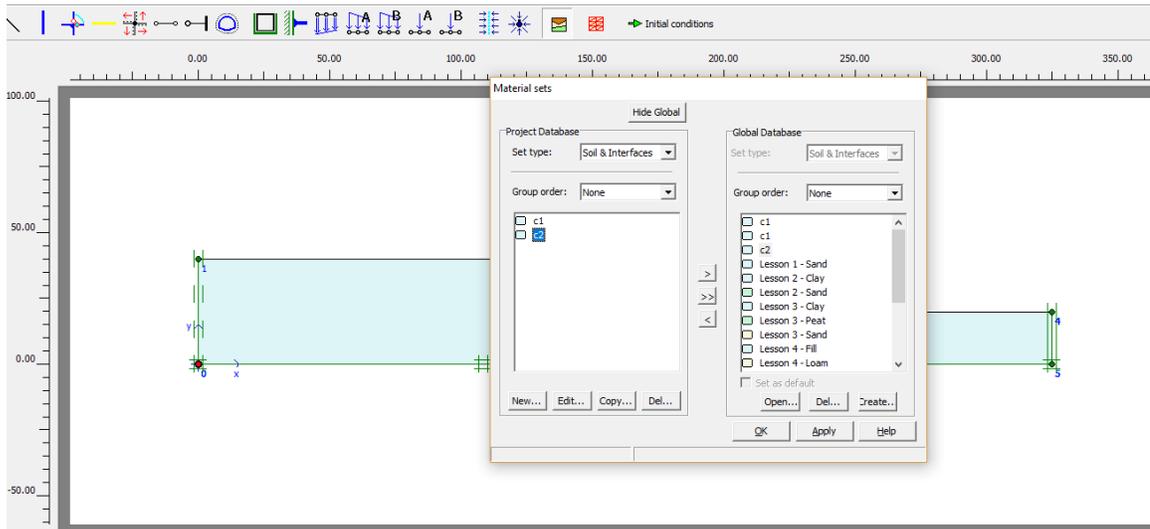


Figure VII.3 insertion des paramètres du matériel.

VII.3.1.1.d Génération de la meshe :

La meshe nous donne les nœuds de calcul utilisés dans la méthode des éléments finis. Autrement dit, c'est la discrétisation du model en des mailles triangulaires.

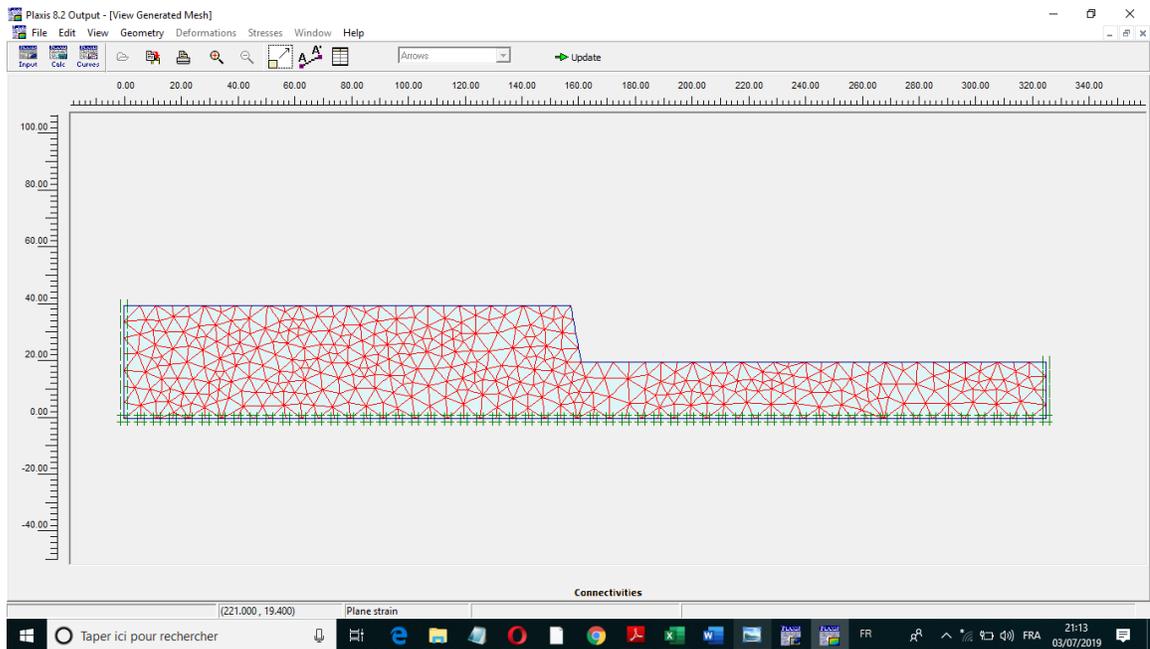


Figure VII.4 Génération de la meshe

VII.3.1.1.e Condition initiale :

Dans cette étape on va pointer le niveau de l'eau. Dans notre cas, il y a absence d'eau, alors le niveau de l'eau va être à la limite basse du modèle. Par la suite on génère les pressions dues à l'eau et au sol.

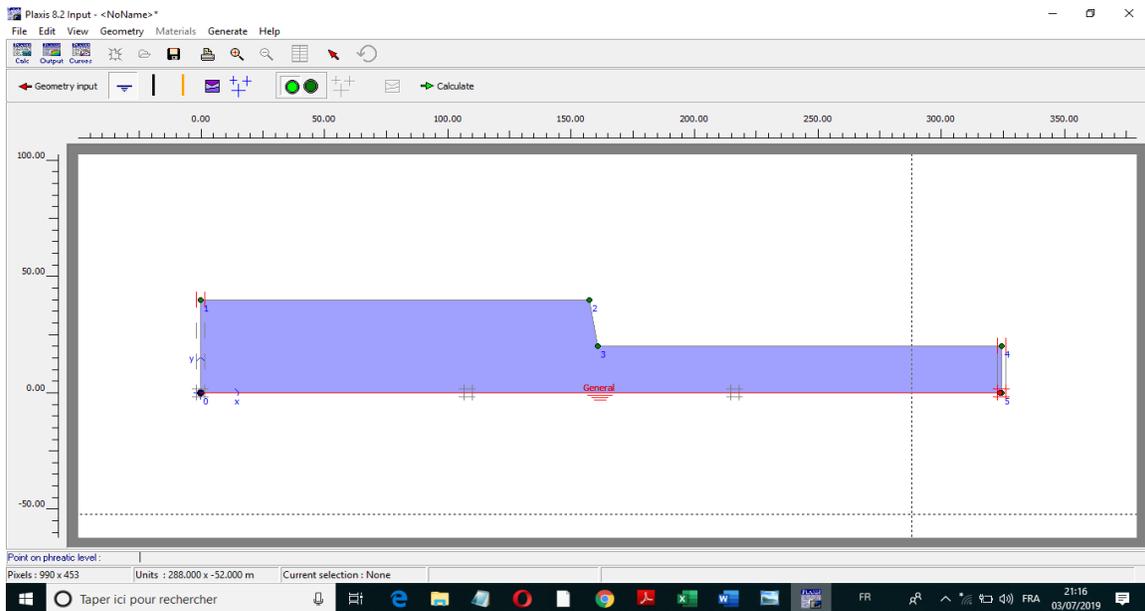


Figure VII.5 Insertion de niveau de la nappe phréatique.

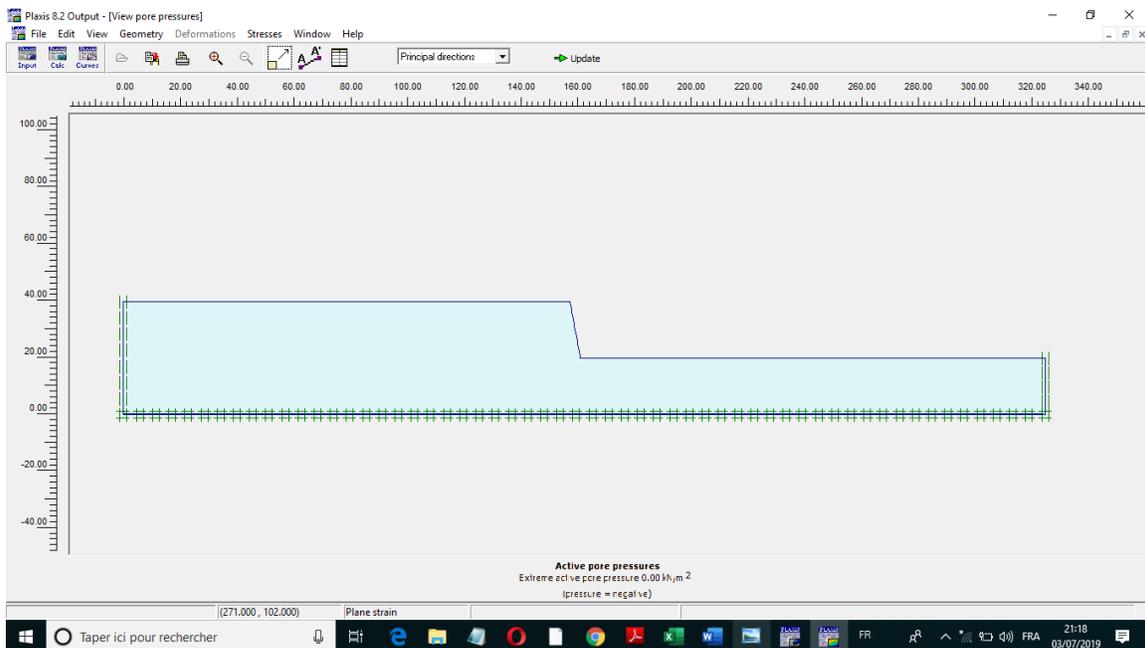


Figure VII.6 Génération de la pression de l'eau.

Les pressions due au l'eau sont nul parce que dans notre cas on a une absence d'eau, c'est pourquoi dans la modélisation, le niveau de la nappe phréatique est dessiné au-dessous de modèle.

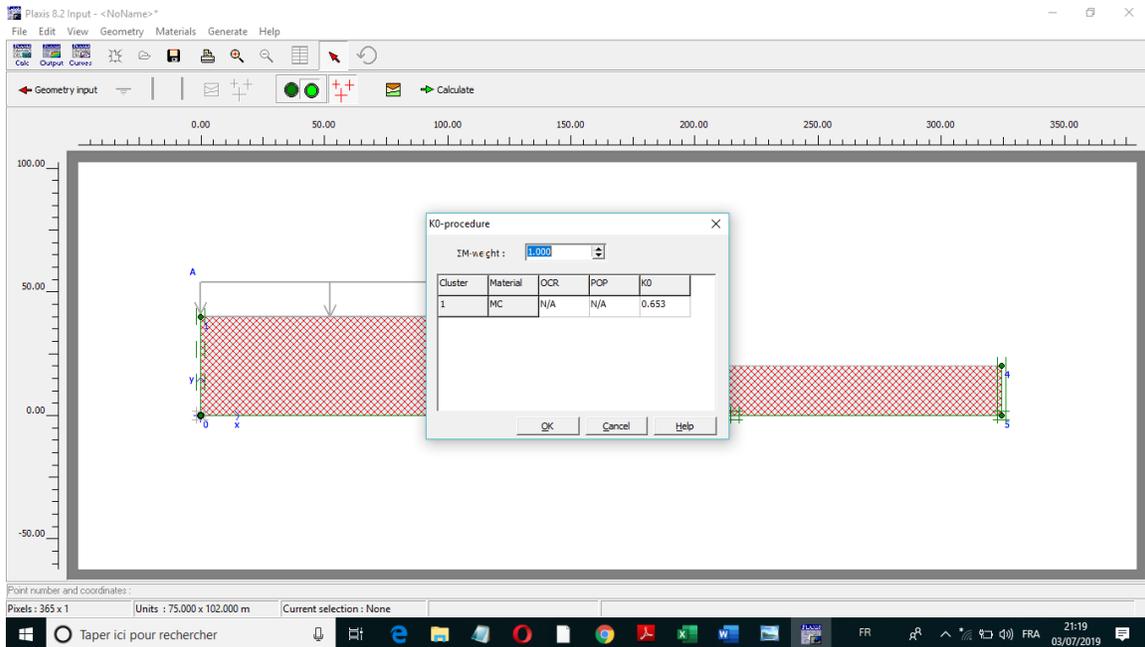


Figure VII.7 Procédure de K0.

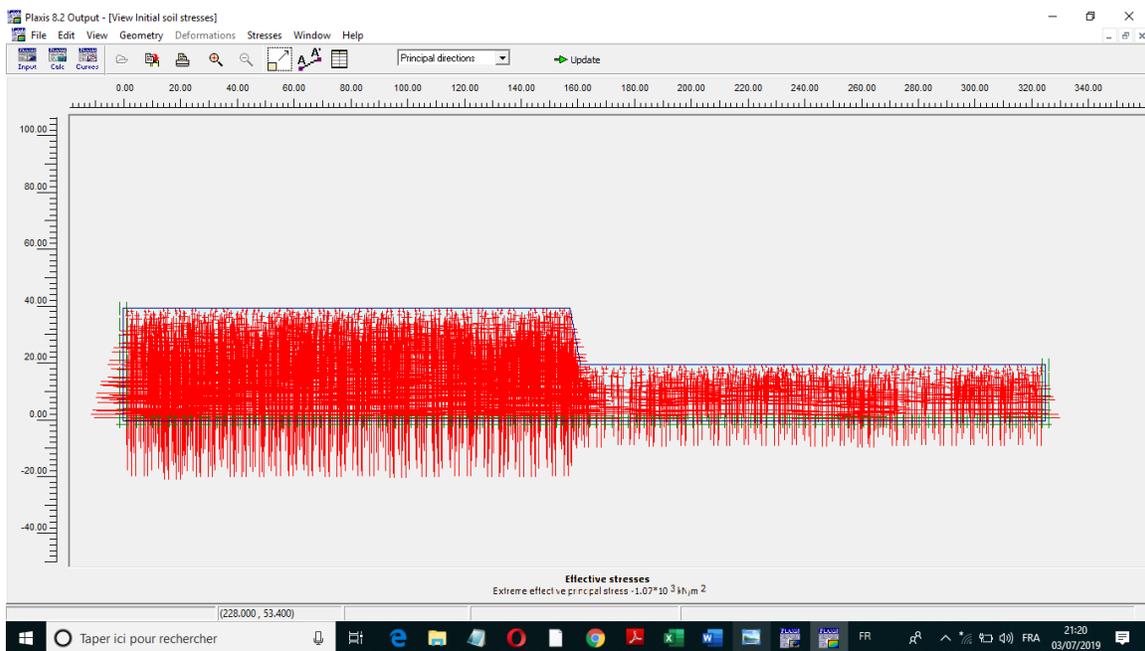


Figure VII.8 Génération de la pression du sol.

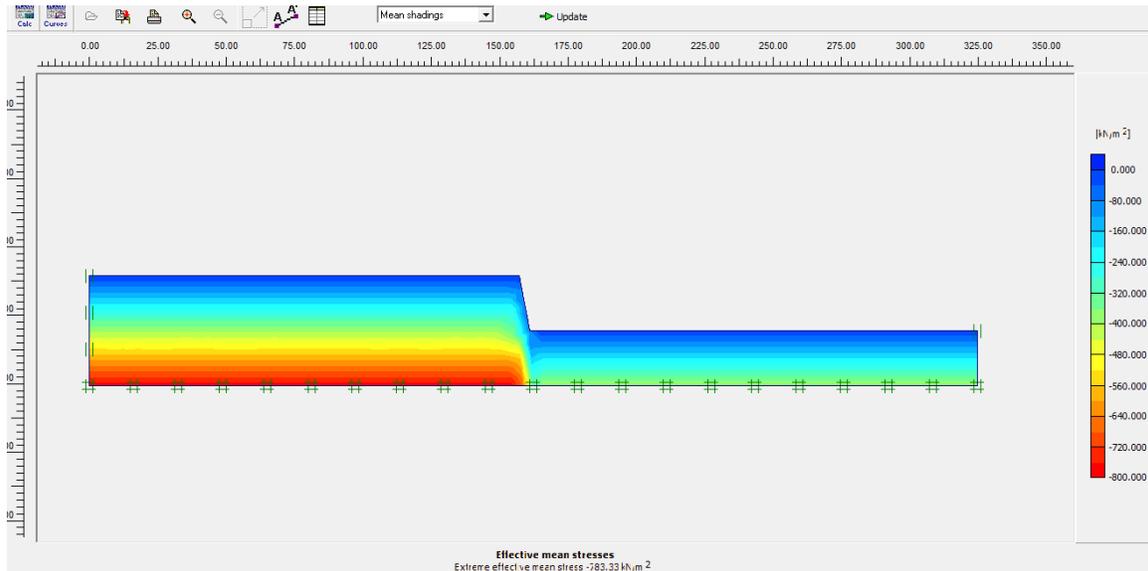


Figure VII.9 Représentation de la distribution des pressions

on remarque que les grandes pressions sont sur la base de modèle, parce que les pressions sont dues au poids du sol.

VII.3.1.2 Calculs

VII.3.1.2.a Réalisation des phases de calcul

Dans notre cas, on réalise deux phases de calcul :

Phase plastique : c'est la phase qui va nous permettre de voir les déformations probables dans le modèle.

Phase phi/c réduction : cette phase nous permet de calculer le facteur de sécurité.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	F
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 ...	0	0
➔ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0.00 ...	0	0
➔ <Phase 2>	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00 ...	0	0

Figure VII.10 Phases de calcul

VII.3.1.3 Output :

VII.3.1.3.a La déformation de la meshe

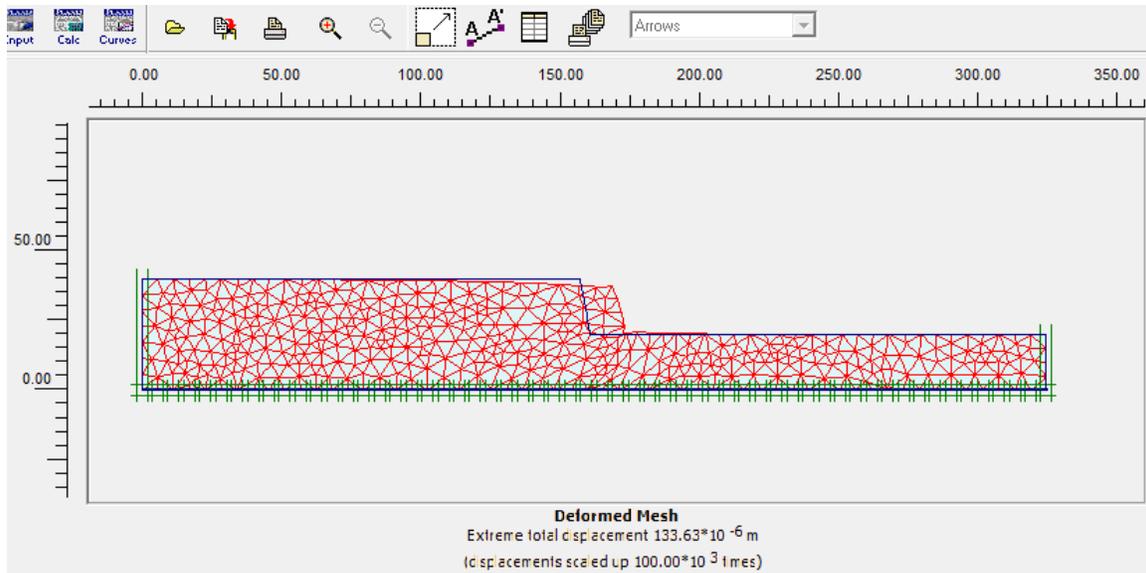


Figure VII.11 Maillage déformé

On remarque que la déformation se manifeste sur le talus, elle a la valeur $133.63 \times 10^{-6} \text{ m}$, c'est une déformation négligeable.

VII.3.1.4 Curves :

On trace le facteur de sécurité en fonction de déformation

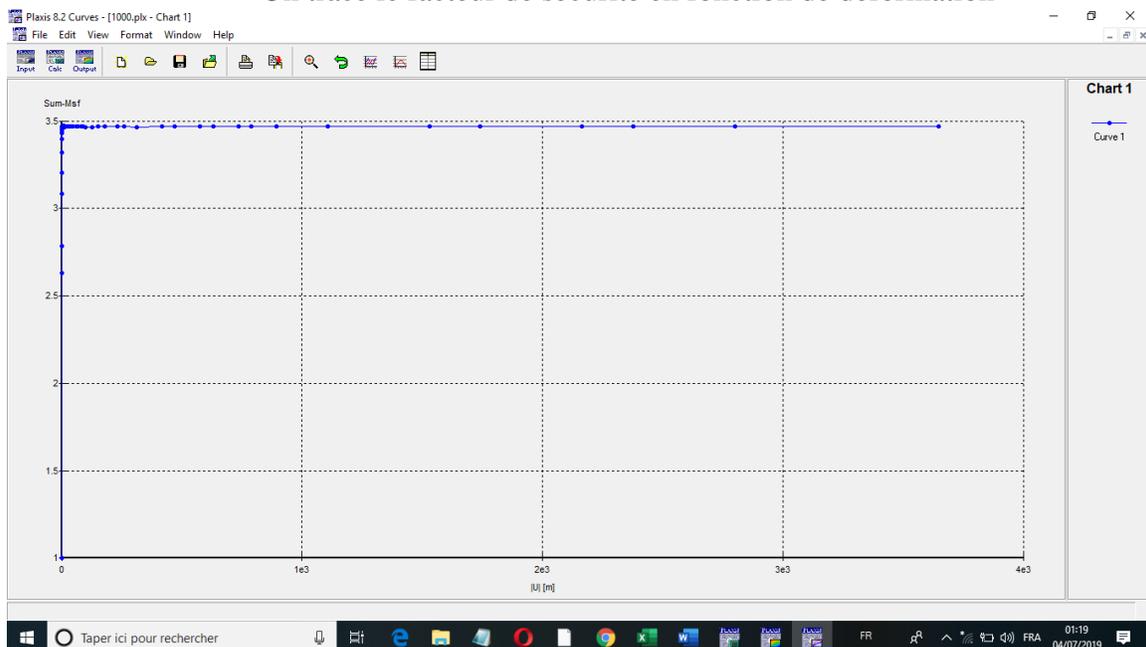


Figure VII.12 Les valeurs moyennes de coefficient de sécurité $M_{sf} = 3.47$

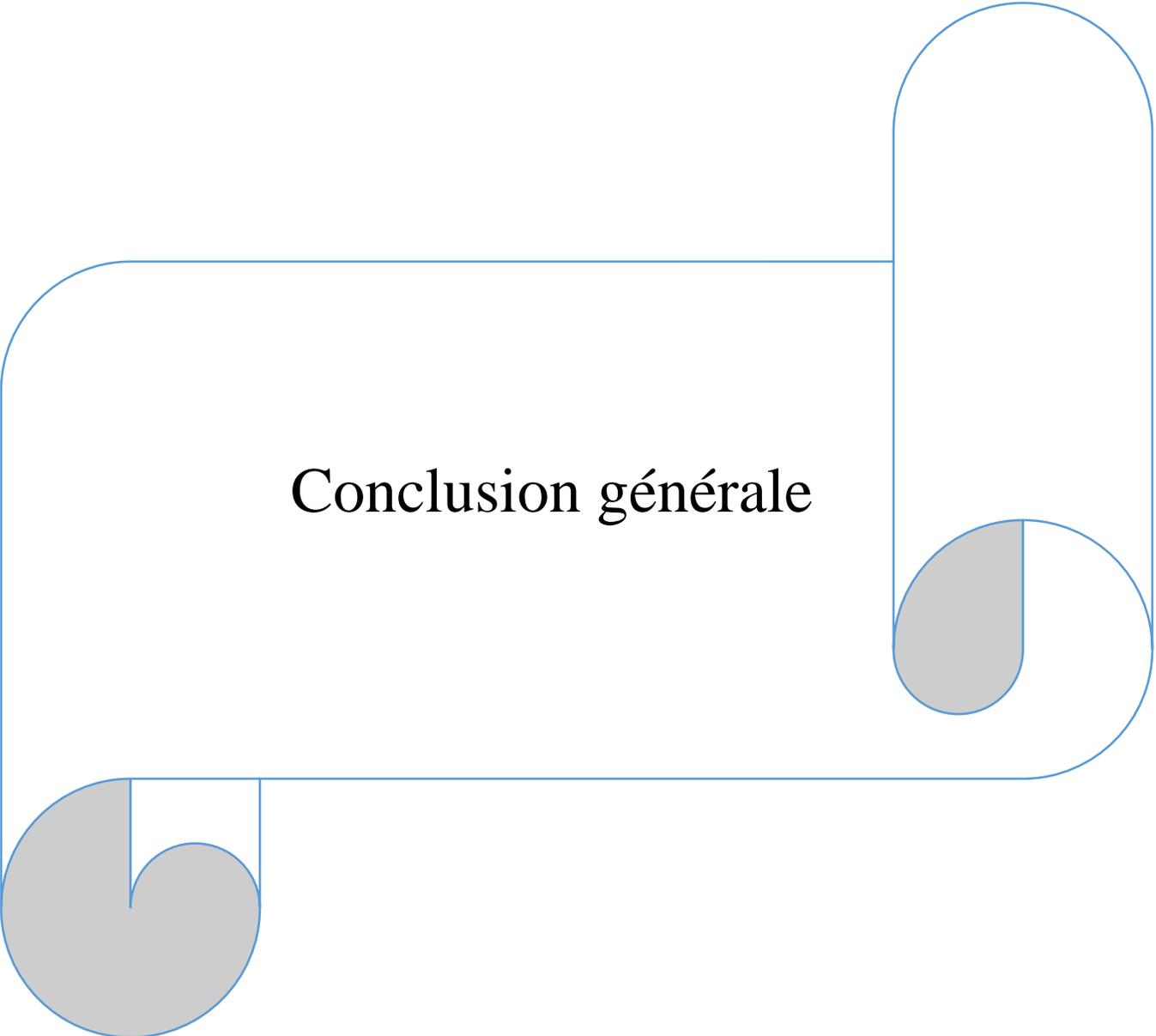
Les facteurs de sécurité des gradins sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 Les facteurs de sécurité des gradins étudiés.

Gradin	Facteur de sécurité
1000	3.47
1020	4.917
1035	4.927
1050	4.963
1065	5.214

VII.4 Conclusion

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par la méthode des éléments finis avec le code PLAXIS 2D, les facteurs de sécurité des gradins (1000, 1020, 1035, 1050 et 1065) sont supérieurs à 1, ce qui nous permet de dire que les gradins étudiés sont très stables.



Conclusion générale

D'après les résultats obtenus des deux méthodes. Nous avons pu constater les résultats suivants :

- D'après la méthode de glissement plan, nous avons constaté que la plupart des gradins sont en état de stabilité (soit dans l'état normal ou sous l'effet de tir à l'explosif).
- La méthode numérique nous a donné des grandes valeurs de facteur de sécurité, se qui nous permet de dire que tous les gradins sont très stables.
- La comparaison entre les deux méthodes, nous montre une grande différence entre les résultats obtenus par la méthode numérique et celle de glissement plan.
- Cela dit, la méthode numérique réalisée par le logiciel PLAXIS 2D, nous a donnée des résultats qui ne reflètent pas la réalité car elle ne prend pas en considération les paramètres représentés par l'angle de pendage des couches et l'existence des fissures de crête.
- Prenant en considération tous ces résultats, on a pu juger que la méthode de glissement plan est celle la plus fiable lors de l'évaluation de la stabilité de notre cas d'étude.

BIBLIOGRAPHIE

[1] **Albert Armangué**, [février 2014], "Guide pratique du minage, travaux du groupe française de l'énergie explosive : vibrations des tirs".

[2] **BOUAFIA, Ali**. Conception et calcul des ouvrages géotechniques : fondations, soutènement et talus ; page de 368 à 384.

[3] Centre d'Etude et de service Technologique de l'Industrie des Matériaux de construction (CETIM) ; projet cimenterie M'sila, Rapport d'étude géologique détaillé, Gisement de calcaire de Chouf Amar, Octobre 2002 ; pages 22-54.

[4] **Dr. Omraci Kamel**, cours mécanique des roches avancées : "Discontinuités du massif rocheux".

[5] **Duncan C. Wyllie and Christopher W. Mah**, "Rock slope engineering civil and mining" '4ème édition' ; chapitre 6 : Plane failure ; pages 130 à 137.

[6] **FAURE, R.M.** l'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes partie I : méthode à la rupture.

[7] **Fredj Mohamed** [2012], "Etude du régime de forage dans les conditions de la carrière de calcaire Chouf Amar M'sila", mémoire magister, Université Badji Mokhtar Annaba ; pages 1 à 9.

[8] Rock Slopes: Design, Excavation, and Stabilization; Research, Development, and Technology Turner-Fairbank Highway Research Center 6300 Georgetown Pike McLean, Virginia 221012296, chapitre 2: Basic mechanics of slope failure; pages 2.11; chapitre 10: Toppling failure; pages 10.1 à 10.5

[9] **Kamel M'zoughem et Walid chenafa** [2005-2006], Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en géologie ; université de Sétif : "Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière d'Ain El Kébira (Sétif) ".

[10] **KHEMISSA, Mohamed**. Méthode d'analyse de la stabilité et technique de stabilisation des pentes ;

[11] **MENDJEL Djenatte** [2012], Thèse Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat Des Sciences ; université Badji-Mokhtar-Annaba : "Analyse inverse dans le calcul géotechnique -Application au calcul de la stabilité des talus" ; pages 38-39.

[12] **LOUDIN, Hervé**. Méthode des éléments finis ; 2008.63p

[13] **G.P Giani**: "rock slope stability analysis"; chapitre 4: Shear strength; pages 77-78.

[14] **Housseyn, Bouklouha Houssam** [2015] : "Optimisation des paramètres d'abattage à l'explosif pour améliorer les résultats de tir « carrière Chouf-Amar » ". Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme ingénieur d'état en Mines -école nationale supérieur des mines et des métallurgies – Annaba - ; pages 17-18.

[15] **Jay Ameratunga, Nagaratnam Sivakugan, Braja M. Das**: "Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering"; chapitre 9: Laboratory Rock Tests; page 217.

[16] **M. PANET** Chef de la Section "Mécanique des Roches" Département des Sols J. CARACILLI Assistant Section "Auscultation des Ouvrages d'Art" Département des Structures et Ouvrages d'Art Laboratoire Central, "Les vibrations produites par les tirs d'explosifs".

[17] **M. PANET, J. CARACILLI** : "les vibrations produites par les tirs d'explosifs" ; criteres utilises pour estimer les risques de dommages ; page 108.

[18] **Pierre Chapot**, [septembre 1981] : "Etude des vibrations provoquées par les explosifs dans les massifs rocheux", ministère de l'urbanisme et du logement ministère des transports, laboratoire central des PONT et CHAUSSEES, rapport de recherche LPC N°105.

[19] Rapport géologique actualisé septembre – 2015. Gisement de calcaire pour ciment « Chouf Amar » - W. M'sila TM N° 2006 PXC.

[20] **Saadoun Abderrezak** [2012] : " Contribution à l'analyse des effets des tirs d'abattage dans les conditions de la carrière de calcaire Chouf-Amar. M'sila". Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de Magister en Mines Option : Exploitation des Ressources Minérales ; pages 35 à 45.

[21] **William A.Hustrulid ,Michael K. McCarter,Dirk J.A. Van Zyl**, "Slope Stability in Surface Mining"; Chapitre 10: The Influence of Seismic Events on Slope Stability; pages 100- 101.

[22] **William G. Pariseau**, "Design Analysis in Rock Mechanics" 'édition 2006'; chapitre 2: Slope stability; pages 23-24.

[23] **Y.M.Cheng et C.K.Lau**. slope stability analysis and stabilisation : new methods and Insight ; page de 16 à 28.

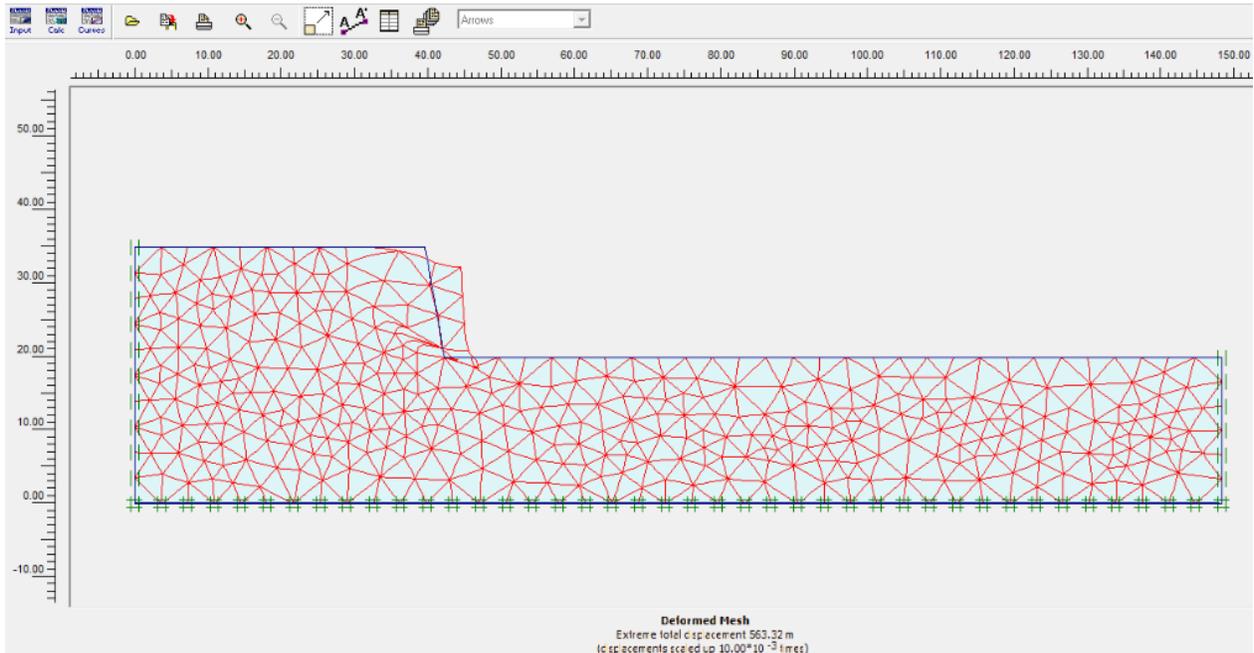
[24] **Boudjellal Housseyn, Bouklouha Houssam** [2015] : "Optimisation des paramètres d'abattage à l'explosif pour améliorer les résultats de tir « carrière Chouf-Amar » ". Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme ingénieur d'état en Mines -école nationale supérieur des mines et des métallurgies – Annaba - ; pages 17-18.

[25] REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003 :
CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE-PARASISMIQUE

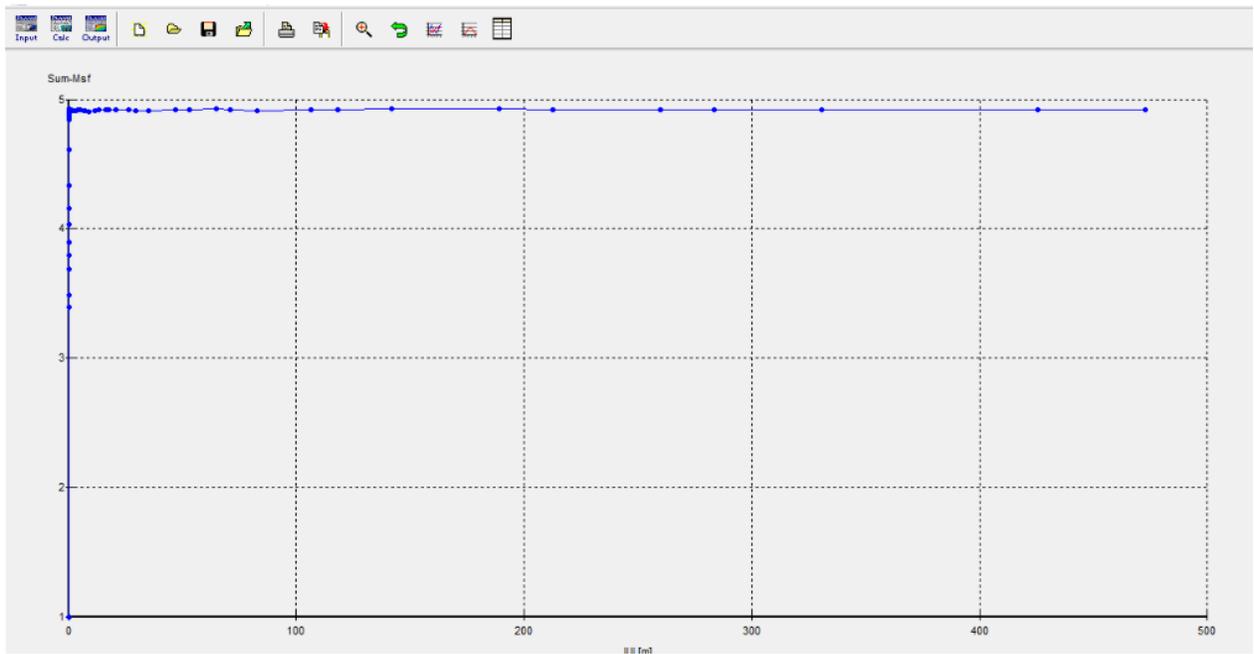
[26] **N. Domède** : Méthode de requalification des ponts maçonnerie. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, Toulouse ,2006.

ANNEXE

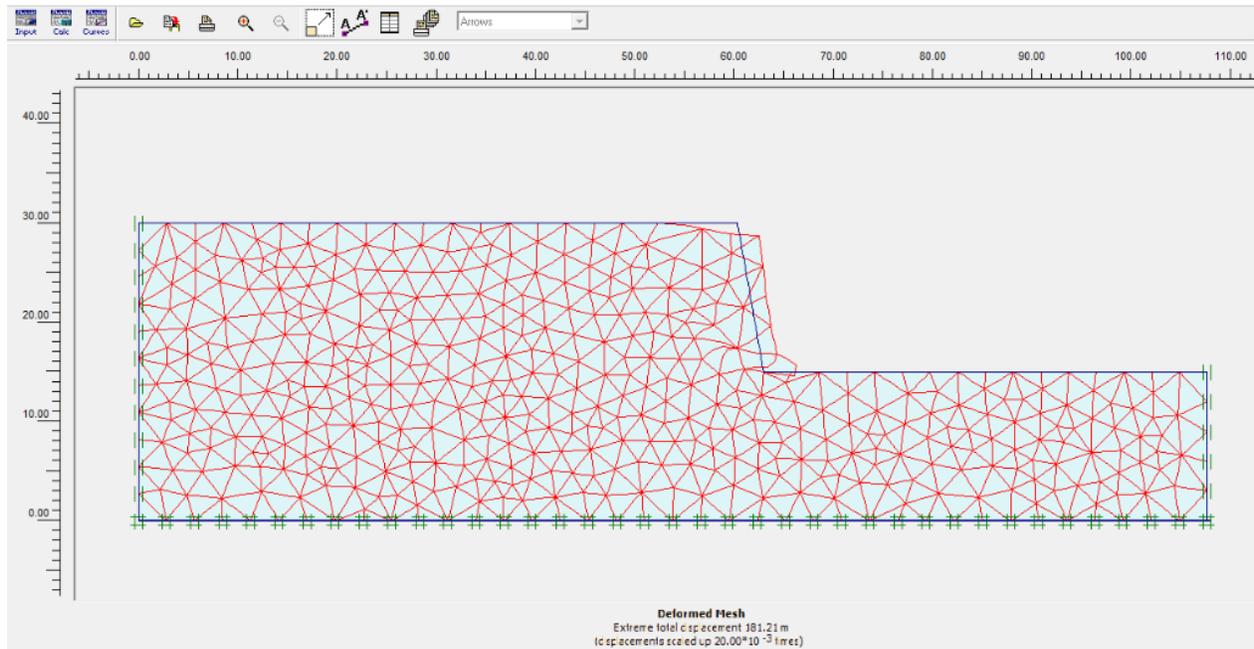
ANNEXE VII



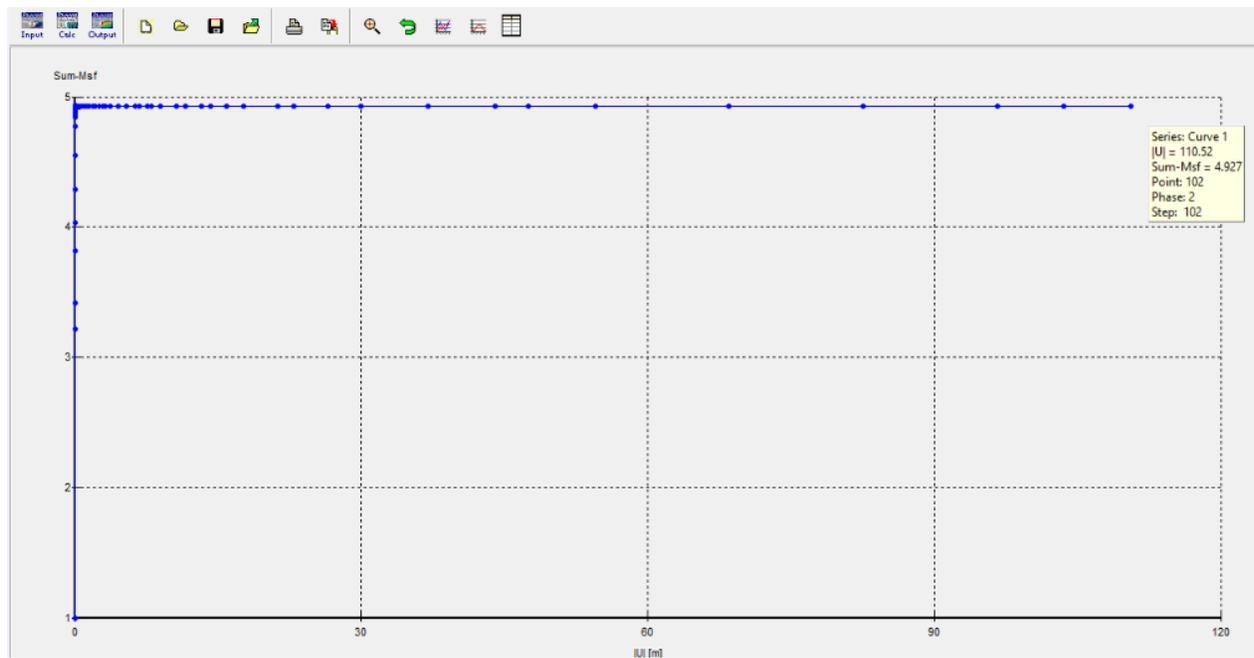
ANNEXE VII.1 La déformation de la meshe (gradin 1020).



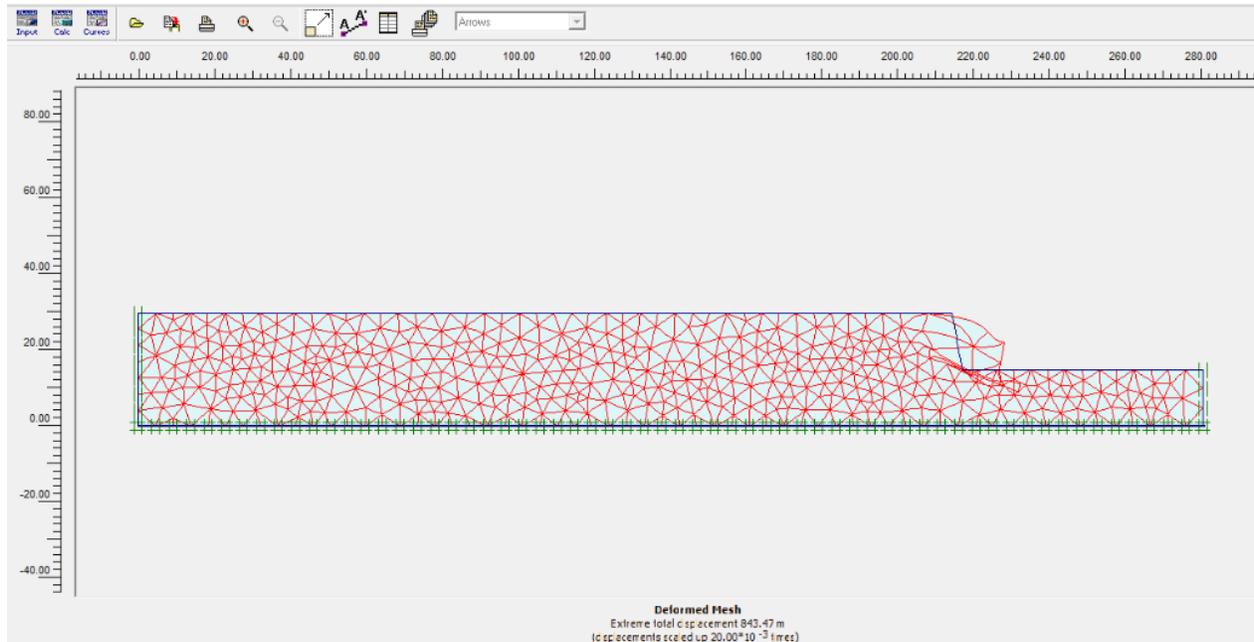
ANNEXE VII.2 Les valeurs moyennes de facteur de sécurité (gradin 1020).



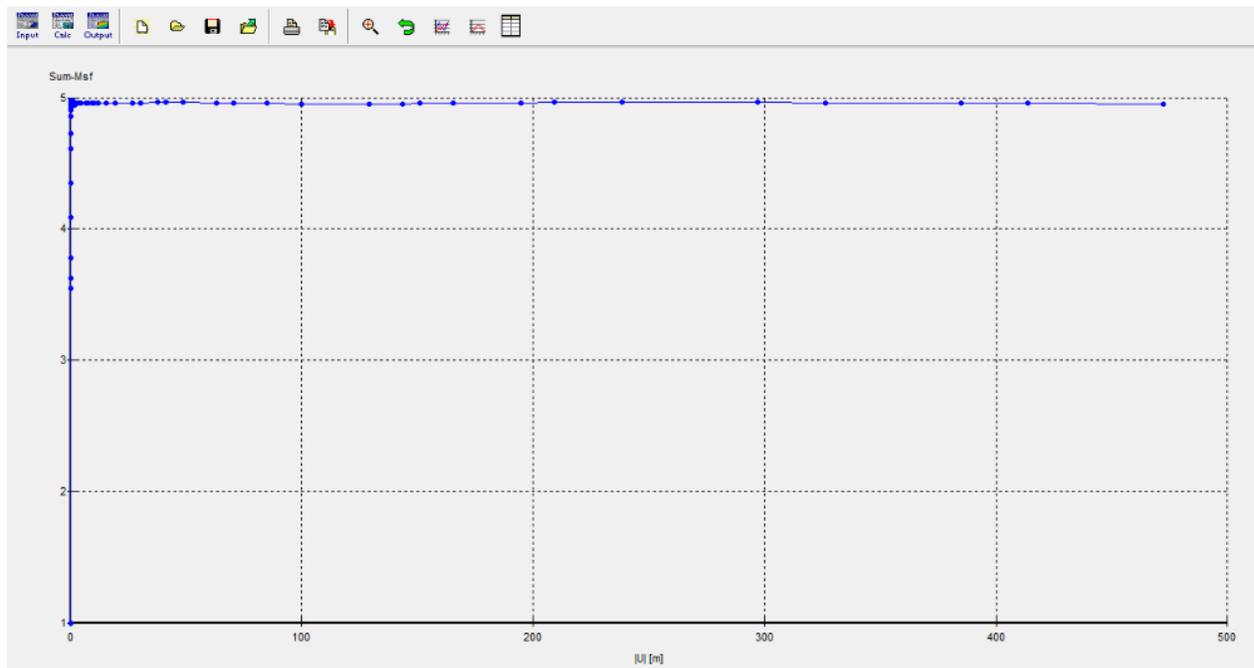
ANNEXE VII.3 La déformation de la meshe (gradin 1035).



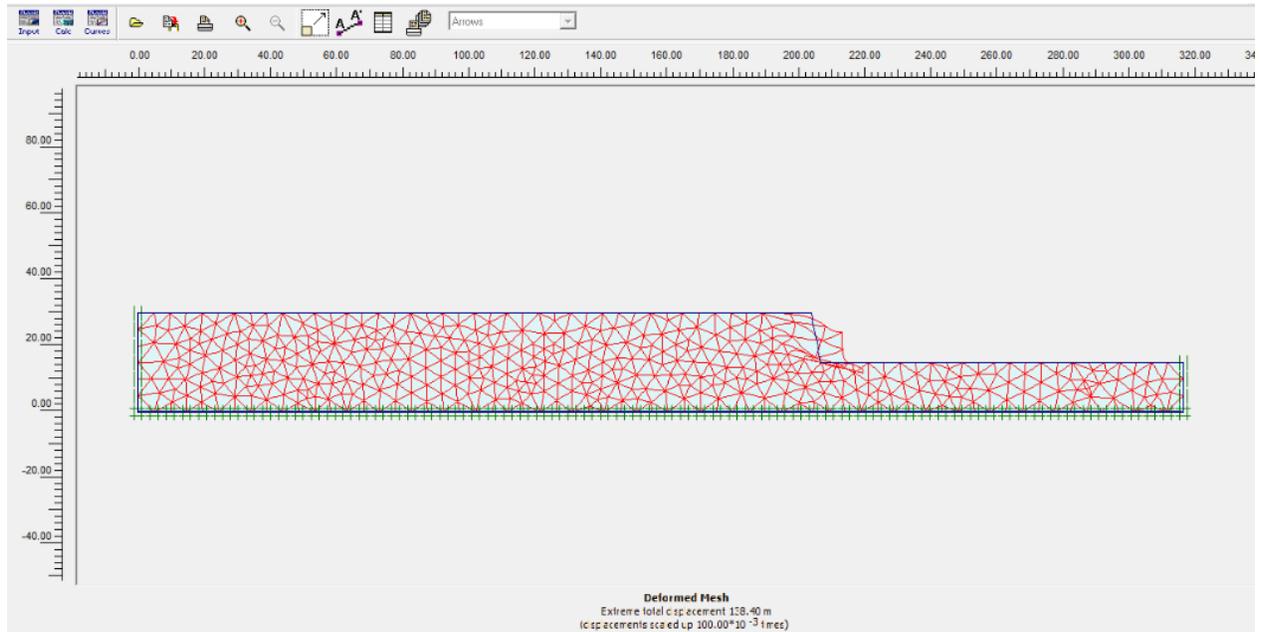
ANNEXE VII.4 Les valeurs moyennes de facteur de sécurité (gradin 1035).



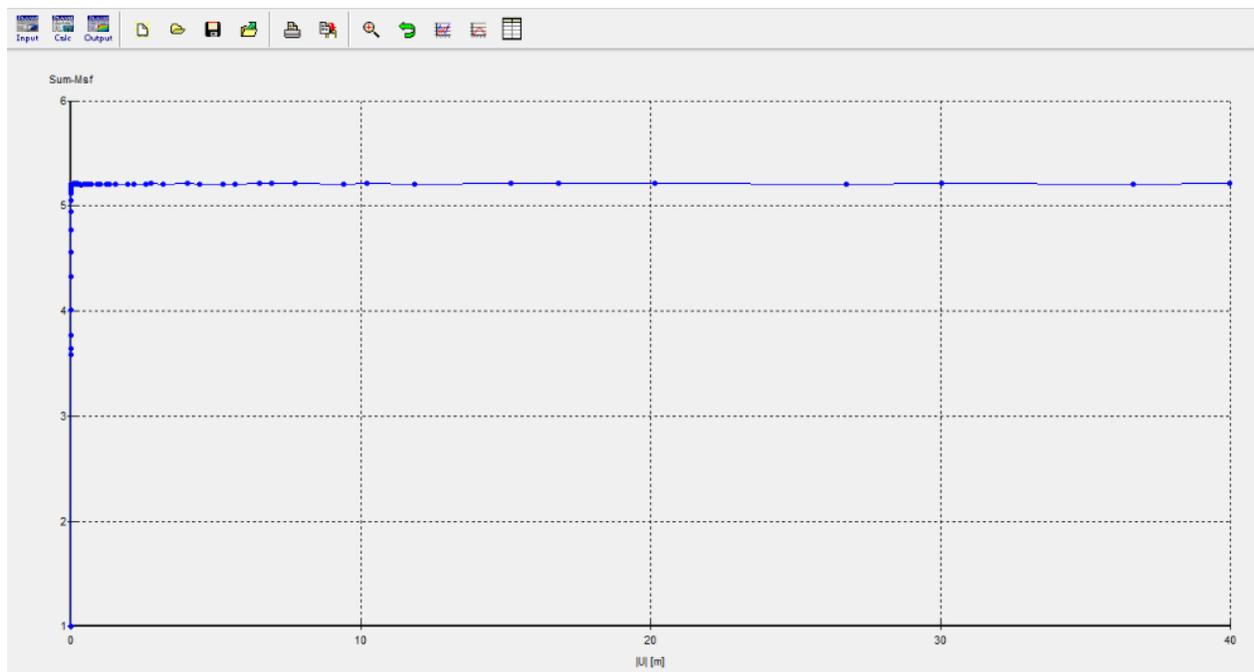
ANNEXE VII.5 La déformation de la meshe (gradin 1050).



ANNEXE VII.6 Les valeurs moyennes de facteur de sécurité (gradin 1050).



ANNEXE VII.7 La déformation de la meshe (gradin 1065).



ANNEXE VII.8 Les valeurs moyennes de facteur de sécurité (gradin 1065).

ANNEXE III-1 Représente la relation approximative entre la qualité de la masse rocheuse et les constantes empiriques (d'après Hoek and Brown 1980)

Table 4.3. Approximate relationship between rock mass quality and empirical constants (after Hoek & Brown, 1980).

Rock mass quality	Carbonate rocks with well developed crystal cleavage (dolomite, limestone and marble)	Lithified argillaceous rocks (sandstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage))	Arenaceous rocks with strong crystals and poorly developed crystal cleavage (sandstone and quartzite)	Fine grained poly-mineralic igneous crystalline rocks (andesite, diorite, diabase and rhyolite)	Coarse grained poly-mineralic igneous and metamorphic crystalline rocks (amphibolite, gabbro gneiss, granite, mica and quartzdiorite)
Intact rock samples Laboratory size specimens free from joints, CSIR rating 100, NGI rating 500	$m = 7.0$ $s = 1.0$ $A = 0.816$ $B = 0.658$ $T = -0.140$	$m = 10.0$ $s = 1.0$ $A = 0.918$ $B = 0.677$ $T = -0.099$	$m = 15.0$ $s = 1.0$ $A = 1.044$ $B = 0.692$ $T = -0.067$	$m = 17.0$ $s = 1.0$ $A = 1.086$ $B = 0.696$ $T = -0.059$	$m = 25.0$ $s = 1.0$ $A = 1.220$ $B = 0.705$ $T = -0.040$
Very good quality rock mass Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 3 m, CSIR rating 85, NGI rating 100	$m = 3.5$ $s = 0.1$ $A = 0.651$ $B = 0.679$ $T = -0.028$	$m = 5.0$ $s = 0.1$ $A = 0.739$ $B = 0.692$ $T = -0.020$	$m = 7.5$ $s = 0.1$ $A = 0.848$ $B = 0.702$ $T = -0.013$	$m = 8.5$ $s = 0.1$ $A = 0.883$ $B = 0.705$ $T = -0.012$	$m = 12.5$ $s = 0.1$ $A = 0.998$ $B = 0.712$ $T = -0.008$
Good quality rock mass Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1 to 3 m, CSIR rating 65, NGI rating 10	$m = 0.7$ $s = 0.004$ $A = 0.369$ $B = 0.669$ $T = -0.006$	$m = 1.0$ $s = 0.004$ $A = 0.427$ $B = 0.683$ $T = -0.004$	$m = 1.5$ $s = 0.004$ $A = 0.501$ $B = 0.695$ $T = -0.003$	$m = 1.7$ $s = 0.004$ $A = 0.525$ $B = 0.698$ $T = -0.002$	$m = 2.5$ $s = 0.004$ $A = 0.603$ $B = 0.707$ $T = -0.002$
Poor quality rock mass Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 m, CSIR rating 44, NGI rating 1.0	$m = 0.14$ $s = 0.0001$ $A = 0.198$ $B = 0.662$ $T = -0.0007$	$m = 0.20$ $s = 0.0001$ $A = 0.234$ $B = 0.675$ $T = -0.0005$	$m = 0.30$ $s = 0.0001$ $A = 0.280$ $B = 0.688$ $T = -0.0003$	$m = 0.34$ $s = 0.0001$ $A = 0.295$ $B = 0.691$ $T = -0.0003$	$m = 0.50$ $s = 0.0001$ $A = 0.346$ $B = 0.700$ $T = -0.0002$
Poor quality rock mass Numerous weathered joints at 30 to 500 mm with some gouge-clean waste rock, CSIR rating 23, NGI rating 0.1	$m = 0.04$ $s = 0.00001$ $A = 0.113$ $B = 0.646$ $T = -0.0002$	$m = 0.05$ $s = 0.00001$ $A = 0.129$ $B = 0.635$ $T = -0.0002$	$m = 0.08$ $s = 0.00001$ $A = 0.162$ $B = 0.672$ $T = -0.0001$	$m = 0.09$ $s = 0.00001$ $A = 0.172$ $B = 0.676$ $T = -0.0001$	$m = 0.13$ $s = 0.00001$ $A = 0.203$ $B = 0.686$ $T = -0.0001$
Very poor quality rock mass Numerous heavily weathered joints spaced < 50 mm with gouge-waste with fines, CSIR rating 3, NGI rating 0.01	$m = 0.007$ $s = 0$ $A = 0.42$ $B = 0.534$ $T = 0$	$m = 0.010$ $s = 0$ $A = 0.050$ $B = 0.539$ $T = 0$	$m = 0.013$ $s = 0$ $A = 0.061$ $B = 0.546$ $T = 0$	$m = 0.017$ $s = 0$ $A = 0.065$ $B = 0.548$ $T = 0$	$m = 0.025$ $s = 0$ $A = 0.078$ $B = 0.556$ $T = 0$

ANNEXE V

ANNEXE V-0-2 Les résultats des essais physico-mécaniques de la carrière de Chouf Amar.

N° Sondage	COUCHE 1			COUCHE 2			COUCHE 3		
	PV	HN	RC	PV	HN	RC	PV	HN	RC
A-2	-	-	-	-	-	-	2.697	0.089	110.161
A-3	2.693	0.183	170.70	2.683	0.331	59.83	2.686	0.303	79.091
A-4	-	-	-	2.682	0.289	81.976	2.692	0.222	81.786
A-5	-	-	-	2.679	0.18	122.35	2.666	0.317	59.508
A-6	2.683	0.159	122.35	2.670	0.242	68.925	2.683	0.199	114.875
A-7	2.651	0.231	89.34	2.634	0.272	59.865	2.681	0.325	89.84
B-2	-	-	-	2.678	0.338	82.30	2.694	0.177	80.88
B-4	2.688	0.264	125.98	2.677	0.356	83.15	2.691	0.225	111.15
B-5	2.677	0.149	108.14	2.659	0.839	98.220	2.702	0.196	86.209
B-6	2.672	0.321	115.11	2.674	0.411	25.28	2.684	0.235	97.43
B-7	2.662	0.269	112.58	2.661	0.095	74.54	2.614	0.465	57.435
C-2	2.636	0.274	72.805	2.669	0.540	57.49	2.698	0.162	129.125
C-3	2.642	0.348	99.855	2.666	0.422	98.745	2.680	0.384	50.73
C-6	2.681	0.317	135.49	2.666	0.546	100.87	2.678	0.265	46.075
C-7	2.691	0.213	101.15	2.670	0.442	78.185	2.666	0.360	104.31
D-2	2.691	0.176	113.96	2.699	0.151	121.41	2.701	0.063	98.03
D-3	2.633	0.239	84.493	2.683	0.250	57.816	2.710	0.053	73.879
D-4	2.702	0.092	112.02	2.663	0.453	40.602	2.704	0.072	86.94
D-5	2.698	0.094	108.40	2.700	0.09	90.947	2.692	0.148	62.496
D-6	2.693	0.188	122.84	2.677	0.227	89.60	2.684	0.209	92.103
E-2	2.680	0.241	90.519	2.684	0.159	64.87	2.704	0.115	124.85
E-4	2.678	0.209	132.05	2.697	0.222	35.95	-	-	-
E-6	2.682	0.225	87.09	2.676	0.342	66.76	2.689	0.163	79.78
F-2	2.699	0.179	100.46	2.668	0.300	89.16	2.688	0.334	94.78
Moyenne par couche	2.676	0.218	109.76	2.674	0.326	79.52	2.686	0.220	87.452

Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne par la méthode de coefficient d'affaiblissement

	δc	δt	c(Mpa)	c(kg/cm ²)	phi
couche 1	109,76	10,976	20,7427	211,444	48,5904
couche 2	79,52	7,952	15,0279	153,189	48,5904
couche 3	87,452	8,7452	16,5269	168,47	48,5904

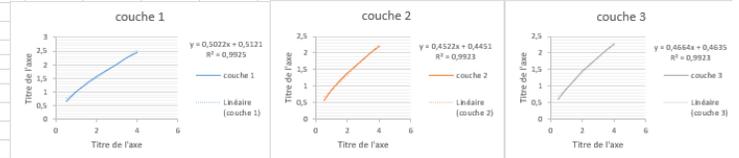
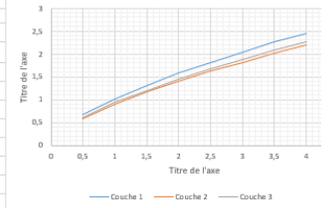
Nbr des fissures	la couche	H	h	a	lamda	lamda phi	cm(Mpa)	phim
9	C1	24	0,111	7	0,02588	0,6	0,5369	29,1542
11	C2	30	0,09	4	0,04126	0,6	0,62005	29,1542
13	C3	16	0,076	4	0,04465	0,6	0,73786	29,1542

a	0	0,5	2	3	4	7	10
c(kg/cm ²)	0-0,5	1,5-9	10,0-30,0	50-80	100-200	200-300	>300

le coefficient d'affaibliss	couches			
	couche 1	couche 2	couche 3	
cm	0,5369	0,62005	0,73786	
phim	29,1542	29,1542	29,1542	
coulomb avec la class	couches			
	couche 1	couche 2	couche 3	
c	0,5121	0,4451	0,4635	
phi	26,6658	24,3325	25,0043	

Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne par la méthode de mohr coulomb avec la classification de hoek brown

δn	τ		
	couche 1	couche 2	couche 3
0,5	0,67321	0,58897	0,61222
1	1,01769	0,90074	0,9334
1,5	1,30999	1,16433	1,20519
2	1,57201	1,40023	1,44855
2,5	1,81332	1,61731	1,67253
3	2,0392	1,8204	1,88211
3,5	2,25295	2,0125	2,08037
4	2,4568	2,19565	2,26941



c	0,5121
phi	26,6658

c	0,4451
phi	24,3325

c	0,4635
phi	25,0043

ANNEXE V-2 Tableur Excel utiliser pour le calcul de c et φ par les deux méthodes.