

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche 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
analytiques et numériques
Cas de la carrière de Meftah, Blida.**

Réalisé par :

SEREIR ELHIRTSI Radhia

**Sous la direction de :
Mr. YAHYAOUI Sami**

Présenté et soutenu publiquement le 13/07/2023

Composition du Jury :

Présidente : Mme DERAMCHI Karima

Professeure, ENP Alger

Promoteur : Mr. YAHYAOUI Sami

Professeur, ENP Alger

Examineur : Mr. AKKAL Rezki

Professeur, ENP Alger

Examineur : Mr. CHANANE Larouci

MAA, ENP Alger

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche 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
analytiques et numériques
Cas de la carrière de Meftah, Blida.**

Réalisé par :

SEREIR ELHIRTSI Radhia

**Sous la direction de :
Mr. YAHYAOUI Sami**

Présenté et soutenu publiquement le 13/07/2023

Composition du Jury :

Présidente : Mme DERAMCHI Karima

Professeure, ENP Alger

Promoteur : Mr. YAHYAOUI Sami

Professeur, ENP Alger

Examineur : Mr. AKKAL Rezki

Professeur, ENP Alger

Examineur : Mr. CHANANE Larouci

MAA, ENP Alger

ENP 2023

المخلص

يتناول هذا البحث مشكلة استقرار المنحدرات في محجر مفتاح. تم اختيار هذا المحجر كحالة دراسية للتعلم في فهم استقرار المنحدرات وتقدير الأمان وتوفير السلامة للعمليات في المنطقة. تم استخدام منهجين في هذا المشروع؛ الأول هو لنمذجة استقرار المنحدرات بشكل دقيق. النهج التحليلي والثاني هو النهج الرقمي. تم استخدام البرامج المخصصة لتحليل النتائج وكشف استقرار الطبقة الصخرية الرملية بشكل أفضل من الطبقة الطينية، مع ضرورة تنفيذ تدابير تعزيز أو استقرار لضمان استقرار كافٍ الدراسة الجيولوجية والجيوتقنية للمحجر لعبت دورًا حاسمًا في تقييم استقرار المنحدرات.

الكلمات الدالة

برنامج الأمان، عامل مستوي، سطح على الانزلاق الدرجات، استقرار

Abstract

This research addresses the problem of slope stability in Meftah Quarry. The quarry was selected as a case study to gain a deeper understanding of slope stability, estimate safety factors, and ensure operational safety in the area. Two approaches were employed in this project: analytical and numerical. Specialized software such as Geoslope and Plaxis were used for accurate slope stability modeling. The analysis revealed better stability in the sandstone layer compared to the clay layer, emphasizing the need for reinforcement or stabilization measures to ensure sufficient stability. The geological and geotechnical study of the quarry played a crucial role in assessing slope stability.

Key words: Stability, Slopes, Geoslope, Plaxis 2D, Safety factor, Sliding.

Résumé

Cette recherche aborde le problème de la stabilité des pentes dans la carrière de Meftah. La carrière a été choisie comme étude de cas pour mieux comprendre la stabilité des pentes, estimer les facteurs de sécurité et assurer la sécurité des opérations dans la zone. Deux approches ont été utilisées dans ce projet : l'approche analytique et l'approche numérique. Des logiciels spécialisés tels que Geoslope et Plaxis ont été utilisés pour la modélisation précise de la stabilité des pentes. L'analyse a révélé une meilleure stabilité dans la couche de grès par rapport à la couche d'argile, soulignant la nécessité de mesures de renforcement ou de stabilisation pour assurer une stabilité suffisante. L'étude géologique et géotechnique de la carrière a joué un rôle crucial dans l'évaluation de la stabilité des pentes.

Mots clés : Stabilité, Gradins, Geoslope, Plaxis 2D, Facteur de sécurité, Glissement.

Dédicaces

Tout d'abord, je remercie Dieu Tout-Puissant pour m'avoir accordé la réussite dans l'achèvement de mon mémoire de fin d'études.

Je tiens à exprimer ma gratitude à ma mère et à mon père pour leur soutien inconditionnel tout au long de mon parcours académique et leurs sacrifices.

Je tiens à exprimer ma gratitude envers moi-même pour ne pas abandonné dans les moments difficiles et pour avoir réussi à terminer mon mémoire malgré les circonstances.

Je tiens a remercié ma grande sœur pour son grand soutient.

Je dédie ce travail à tous ceux qui m'aiment et se réjouissent de ma réussite.

Remerciements

Tout d'abord, je remercie le bon Dieu, le Tout-Puissant pour m'avoir accordé la réussite dans l'achèvement de mon mémoire de fin d'études.

Je tiens à exprimer mes remerciements au promoteur de mon projet de fin d'étude, le Pr YAHYAOUI Sami pour son soutien durant toute la période de réalisation de mon travail de recherche.

Je remercie aussi la Professeure Karima DERAMCHI d'avoir accepté de présider mon jury de soutenance, je tiens également à remercier les membres du jury le Pr Arezki AKKAL et Mr Larouci CHANANE pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

Je remercie tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin même avec une simple information ou mot d'encouragement.

TABLE DE MATIERE

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des abréviations	
Introduction générale	
Chapitre I : Généralité sur les mouvements terrains	
1. Introduction	19
2. Classification des mouvements de terrains	20
2.1. Les mouvements lents et continus	20
2.1.1. Les affaissements	20
2.1.2. Les tassements	20
2.1.3. Le fluage du terrain	21
2.1.4. Les solifluxions	21
2.1.5. Phénomènes de retrait gonflement	21
2.2. Les mouvements rapides et discontinus	21
2.2.1. Les effondrements	21
2.2.2. Les chutes de pierres ou de blocs	21
2.2.3. Les éboulements ou écroulements	21
2.2.4. Les laves torrentielles	22
2.2.5. Les coulées boueuses	22
3. Les glissements de terrains	22
3.1. Définition	22
3.2. Types de glissement de terrain	23
3.2.1. Glissements plans	23
3.2.2. Glissements rotationnels ou circulaires	24
3.2.3. Glissement quelconque	25
3.3. Classification des glissements	26
3.4. Les principales causes de glissement	23
3.5. Exemples de glissement survenu dans le monde	28
3.5.1. Glissements de terrain en Chine	28
3.5.2. Glissements de terrain dans le quartier de Sidi Aissa – Annaba	28
4. Principe de l'évaluation de la stabilité	29
4.1. Moyens de contrôle et de surveillance de la stabilité	30
4.2. Méthodes de confortement des glissements	30

4.3.1. Les terrassements	30
4.3.2. Dispositifs de drainage	32
5. Conclusion	32
Chapitre II : Les méthodes analytiques de calcul de stabilité des pentes	
1. introduction	34
2. Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité	34
2.1. Définition du coefficient de sécurité	34
2.2. Le choix du type de méthode de calcul	35
3. Les méthodes basées sur l'équilibre limite	36
3.1. Introduction	36
3.2. Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite	37
3.3. Méthodes des tranches	38
3.3.1. La méthode de FELLENIUS (1936)	39
3.3.2. Méthode simplifiée de BISHOP [1955]	40
3.3.3. Méthode de Morgenstern et Price (1965)	41
3.3.4. Méthode de Spencer (1967)	42
3.3.5. Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers [1970]	43
3.3.6. Méthode de Janbu 1968	44
4. Méthode des éléments finis	45
4.1. Définition	45
4.2. Principes généraux de la méthode des éléments finis	45
4.3. Approximation par éléments finis	46
4.3.1. Introduction	46
4.3.2. Approximation nodale	46
4.3.3. Approximation par éléments finis	47
5. Méthode des abaques	49
5.1. Hypothèses de base des abaques	49
5.2. Utilisation des abaques	50
5.3. Les autres abaques	52
6. Conclusion	52
Chapitre III : Les méthodes numériques de calcul de stabilité des pentes.	
1. Introduction	54
2. Exemples des logiciels	54
3. Le logiciel GeoSlope	54
3.1. Présentation du logiciel Geostudio	54
3.1.1. Présentation du logiciel GeoSlope	55
3.1.2. Le fonctionnement de logiciel	56

4. Le logiciel Plaxis 2D	58
4.1. Introduction	58
4.2. Outils de Plaxis 2D.	58
4.2.1. Modélisation géométrique de la fondation	58
4.2.2. Caractérisation du sol	59
4.2.3. Chargement de la fondation	60
4.2.4. Modèles de comportement du sol	60
4.2.5. Analyse des résultats	60
4.2.6. Interprétation des résultats	60
4.2.7. Analyse de la stabilité de la fondation	60
4.2.8. Renforcement de la fondation	60
5. Conclusion	61
Chapitre IV : Conditions géologiques et géotechniques de projet d'étude.	
1. Introduction	63
2. Situation géographique	63
3. Géologie de Site d'étude	65
3.1. Géologie régionale	65
3.2. Tectonique de la région	65
3.3. Hydrogéologie	66
3.4. Géologie du gisement	67
3.5. Lithostratigraphie	68
4. Programme de reconnaissance géotechnique	71
4.1. Essais physico-mécaniques	71
4.1.1. Analyse granulométrique selon la norme NF P 94-057	72
4.1.2. Les limites d'Atterberg selon la norme NF P 94-51	73
4.1.3. Essais de cisaillement UU et CD selon la norme NF P 94-71	77
4.1.4. La résistance à la compression	79
5. Conclusion	82
Chapitre V : Calcul de stabilité par la méthode analytique.	
1. Introduction.	84
2. Cas d'étude.	84
3. Logiciel géométrique utilisé	85
4. Choix de position de cercle de glissement	86
5. Calcul du Facteur de Sécurité (Fs) par la Méthode de FELLENIUS	86
5.1. Cas de l'avancement jusqu'à la couche des grès	86
5.1.1. État sec	86

5.1.2. État saturé	87
5.2. Cas de l'avancement jusqu'à la couche d'argile	88
5.2.1. État sec	88
5.2.2. État saturé	89
6. Analyse des Résultats et Interprétation.	90
7. Conclusion	90
Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.	
1. Introduction	92
2. Modélisation avec le logiciel GeoSlope	94
2.1. Cas de l'avancement jusqu'à l'argile	94
2.1.1. Cas à l'état sec	95
2.1.2. Cas à l'état de saturation	96
2.2. Cas de l'avancement jusqu'à les grès	97
2.2.1. Cas à l'état sec	97
2.2.2. Cas de saturation	99
3. Modélisation avec le logiciel Plaxis 2d	100
3.1. Cas de l'avancement jusqu'à l'argile	100
3.1.1. Cas à l'état sec	102
3.1.2. Cas saturé	104
3.2. Cas de l'avancement jusqu'à les grès	106
3.2.1. Cas à l'état sec	107
3.2.2. Cas à l'état saturé	109
4. Interprétation des résultats	112
5. Recommandations	113
6. Conclusion	114
Conclusion générale	117
Bibliographie	119
Annexe	122

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne	26
Tableau 1.2 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement.	26
Tableau 1.3: Équilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité	29
Tableau II.01 : Valeurs de Fs en fonction de l'importance de l'ouvrage	35
Tableau II.02 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE[1973]	35
Tableau IV.1 : Coordonnées UTM du périmètre d'exploitation de Zerouala 2.	64
Tableau IV.2 : Coordonnées UTM des sondages et leurs profondeurs respectives.	71
Tableau IV.3 : Récapitulatif des résultats de l'analyse granulométrique et limite d'atterberg.	75
Tableau IV.4 : Résultats de la teneur en eau, la densité sèche et la densité humide.	76
Tableau IV.5 : Récapitulatif des résultats des essais mécaniques.	79
Tableau IV.6 : Propriétés des différentes couches.	81
Tableau V.1 : Dimensions des modèles géométriques proposés.	86
Tableau V.2 : Résultat de facteur de sécurité à l'état sec avec la méthode de FELLENIUS	87
Tableau V.3 : Résultat de facteur de sécurité à l'état saturé avec la méthode de FELLENIUS	88
Tableau V.4 : Résultat de facteur de sécurité à l'état sec avec la méthode de FELLENIUS	89
Tableau V.5 : Résultat de facteur de sécurité à l'état saturé avec la méthode de FELLENIUS	89
Tableau VI.1 : Récapitulatif des résultats de facteur de sécurité Fs obtenu par le logiciel geoslope par différentes méthodes	99
Tableau VI.2 : Récapitulatif de données intégrées dans chaque couche	100
Tableau VI.3 : Récapitulatif des valeurs des déplacements de l'avancement jusqu'à les grès et l'argile (à l'état sec).	111
Tableau VI.4 : Récapitulatif des valeurs des déplacements de l'avancement jusqu'à les grès et l'argile (à l'état saturé).	112
Tableau VI.5 : Récapitulatif des valeurs des contraintes principales effectives	112

Liste des figures

Figure 1.1: Mouvement de terrain	19
Figure 1.2 : Les coulées de boue.	22
Figure 1.3 : Exemple de glissement de terrain	23
Figure 1.4: Glissement plan	23
Figure 1.5 : Glissement rotationnel.	24
Figure 1.6 : Glissement rotationnel simple.	25
Figure 1.7 : Glissement quelconque. (Boudlal Omar., 2013)	25
Figure 1.8 : Glissements de terrain en Chine	28
Figure 1.9 : Glissement dans le quartier de Sidi Aissa sur la bretelle Kouba à Ain Achir	28
Figure 1.10 Méthodes de stabilisation par terrassement (Durville 1966).	31
Figure II.1: Exemple d'une rupture circulaire	37
Figure II.2 : Méthode des tranches.	38
Figure II.3 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius	39
Figure II .4 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée	40
Figure II .5 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price	42
Figure II .6 : Résolution des forces basée sur la méthode originale de Spencer	43
Figure II .7 : Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée	44
Figure II .8 : Méthode de Janbu.	44
Figure II .9 : Les divers types de frontières entre les éléments.	48
Figure II .10 : Trou inadmissible entre les éléments.	48
Figure II .11 : Minimisation de l'erreur de discrétisation géométrique.	48
Figure II .12 : Abaque de stabilité I- Rupture plane. Coefficient de sécurité	51
Figure III.1: La barre d'outils de geoslope	56
Figure III.2 : Exemple d'un model géométrique crée par geoslope	57
Figure III.3: Exemple de définitions des matériaux par geoslope	57
Figure III.4: La barre d'outils de Plaxis 2d	59
Figure III.5 : Exemple d'un model géométrique crée par Plaxis 2d	59

Figure III.6 : Exemple de définitions des matériaux par Plaxis 2d	59
Figure IV.1 : Image prise par Google earth du gisement de calcaire Zerouala 2, Meftah.	64
Figure IV.2 : Situation Géologique du gisement de calcaire « Zerouala 2 » (Extrait de la carte géologique ARBA FEUILLE N° 42, Échelle 1/50 000).	68
Figure IV.3 : Log stratigraphique synthétique du site de la Carrière de Meftah.	70
Figure IV.4 : Caisse à carotte de sondage SS-1	71
Figure IV.5 : Courbe d'analyse granulométrique d'échantillon de sondage SS-1	72
Figure IV.6 : Abaque de Casagrande pour le sondage SS-3	73
Figure IV.7 : Résultats de limite de plasticité de sondage SS-3.	74
Figure IV.8 : Courbe de contrainte-déformation de sondage SS-3	78
Figure IV.9 : Courbe d'intrinsèque de sondage SS-3	78
Figure IV.10 : Caractéristiques de l'essai de compression	80
Figure IV.11 : Courbe de pression déformation de sondage SS-3	80
Figure IV.12 : Photo d'échantillon de sondage SS-1 utilise pour l'essai de compression	81
Figure V.1 : La coupe géologique IV-IV' extrait de plan de calcul (2020) à l'échelle 1/2000	85
Figure V.2 : Model géométrique qui représente le cas d'avancement jusqu'à les grès	85
Figure V.3 : Model géométrique qui représente le cas d'avancement jusqu'à l'argile	86
Figure V.4 : Modèle du talus avec avancement dans la couche de grès	87
Figure V.5 : Modèle du talus avec avancement dans la couche d'argile	88
Figure VI.1 : La coupe géologique IV-IV' de notre cas d'étude a l'échelle 1/2000	92
Figure VI.2 : Model géométrique de cas de l'avancement jusqu'à l'argile	93
Figure VI.3 : Model géométrique de cas de l'avancement jusqu'à les grès	93
Figure VI.4 : Modèle géométrique de geoslope lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile	94
Figure VI.5 : Tableau récapitulatifs des matériaux présentés dans la coupe et leurs propriétés géotechniques	94
Figure VI.6 : Le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile.(cas sec)	95
Figure VI.7 : Les surfaces de glissement possibles par la méthode de Bishop lors de	95

l'avancement jusqu'à la couche des argiles (cas sec)	
Figure VI.8 : Le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile (cas saturé)	96
Figure VI.9 : Modèle géométrique de geoslope lors de l'avancement jusqu'à la couche grès.	97
Figure VI.10 : Le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop lors de l'avancement jusqu'à la couche des grès. (cas sec)	97
Figure VI.11 : Les surfaces de glissement possibles par la méthode de Bishop lors de l'avancement jusqu'à la couche des grès (cas sec)	98
Figure VI.12 : Affichage des intervalles de facteurs de sécurité	98
Figure VI.13 : Le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop lors de l'avancement jusqu'à la couche des grès (cas saturé)	99
Figure VI.14 : Modèle géométrique par Plaxis 2d de geoslope lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile	100
Figure VI.15 : Initialisation des propriétés des couches dans Plaxis 2d	101
Figure VI.16 : Création de phase 1 (phase de déformation)	101
Figure VI.17 : Résultat de déformation de la maille (état sec)	102
Figure VI.18 : Déplacement horizontal lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état sec)	102
Figure VI.19 : Déplacement vertical lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état sec)	103
Figure VI.20 : Déplacement total lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état sec)	103
Figure VI.21 : Contraintes principales effectives lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état sec)	103
Figure VI.22 : Le niveau de l'eau pour la saturation lors de l'avancement jusqu'à l'argile	104
Figure VI.23 : Résultat de déformation de la maille (état saturé)	104
Figure VI.24 : Déplacement horizontal lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état saturé)	105
Figure VI.25 : Déplacement vertical lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état saturé)	105
Figure VI.26 : Déplacement total lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état saturé)	105
Figure VI.27 : Contraintes principales effectives lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état saturé)	106
Figure VI.28 : Modèle géométrique par Plaxis 2d de geoslope lors de l'avancement jusqu'à la couche des grès.	106
Figure VI.29 : Initialisation des propriétés des couches dans Plaxis 2d (cas des grès)	107
Figure VI.30 : Résultat de déformation de la maille (cas de grès à l'état sec)	107
Figure VI.31 : Déplacement horizontal lors de l'avancement jusqu'à les grès (état sec)	108
Figure VI.32 : Déplacement vertical lors de l'avancement jusqu'à les grès (état sec)	108

Figure VI.33 : Déplacement total lors de l'avancement jusqu'à les grès (état sec)	108
Figure VI.34 : Contraintes principales effectives lors de l'avancement jusqu'à les grès (état sec)	109
Figure VI.35 : Résultat de déformation de la maille (cas de grès a l'état saturé)	109
Figure VI.36 : Déplacement horizontal lors de l'avancement jusqu'à les grès (état saturé)	110
Figure VI.37 : Déplacement vertical lors de l'avancement jusqu'à les grès (état saturé)	110
Figure VI.38 : Déplacement total lors de l'avancement jusqu'à les grès (état saturé)	110
Figure VI.39 : Contraintes principales effectives lors de l'avancement jusqu'à les grès (état saturé)	111
ANNEXE IV.1 : Résultats d'essai d'analyse granulométrique sondage SS-1	122
ANNEXE IV.2 : Résultats d'essai d'analyse granulométrique sondage SS-4	123
ANNEXE IV.3 : Résultats d'essai d'analyse granulométrique sondage SS-5	124
ANNEXE IV.4 : Résultats d'essais de limite d'atterberg sondage SS-6	125
ANNEXE IV.5 : Résultats d'essais de limite d'atterberg sondage SS-1	126
ANNEXE IV.6 : Résultats d'essais de limite d'atterberg sondage SS-3	127
ANNEXE IV.7 : Résultats d'essais de limite d'atterberg sondage SS-2	128
ANNEXE IV.8 : Résultats d'essais de cisaillement direct sondage SS-3	129
ANNEXE IV.9 : Résultats d'essais de cisaillement direct sondage SS-1	130
ANNEXE IV.10 : Résultats d'essais de cisaillement direct sondage SS-5	131
ANNEXE IV.11 : Résultat compression uniaxiale	132
ANNEXE IV.12 : Résultat d'analyse chimique eau/sol	133
ANNEXE V.1 : Résultats des facteurs de sécurité trouve par Excel lors de l'application de la méthode analytique de fellenius	134

Liste des abréviations

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

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

C La cohésion (KPa)

C' La cohésion effective (KPa)

Fs facteur de sécurité

Hg : hauteur de la pente (m)

B : Angle de talus ($^{\circ}$)

Ai : la surface de la tranche (m^2)

Wi : le poids de la tranche (KN)

Bi : largeur de la tranche (m)

U : la pression interstitielle (bar)

α_i : angle d'inclinaison des tranches ($^{\circ}$)

Ux : déplacement horizontal (m)

Uy : déplacement vertical (m)

H : hauteur effective de la tranche (m)

γ_{sat} : poids volumique de sol saturée (KN/m^3)

γ_{unsat} : poids volumique de sol sec (KN/m^3)

Introduction générale

Le présent projet de fin d'études se focalise sur la modélisation numérique de la stabilité d'un système de gradins dans la carrière de Meftah, en mettant en avant l'importance de la prévention des mouvements de terrains et la garantie de la sécurité des opérations. La carrière de Meftah a été sélectionnée comme zone d'étude en raison d'un événement significatif survenu en 2010, où un glissement de terrain majeur s'est produit dans le premier périmètre d'exploitation, connu sous le nom de Zerouala 1. Cette situation a suscité la nécessité d'une étude approfondie de la stabilité des pentes dans la région et a motivé la réalisation de ce projet visant à évaluer la stabilité du deuxième périmètre d'exploitation, connu sous le nom de Zerouala 2, qui représente une extension du premier périmètre. L'objectif principal est de prévenir de tels problèmes en identifiant les risques potentiels et en formulant des recommandations appropriées pour assurer une exploitation sûre et durable de la carrière.

Le projet est divisé en six chapitres, chacun abordant des aspects clés de l'étude de stabilité. Le chapitre I présente une introduction générale sur les mouvements de terrains, en mettant en évidence les causes et les conséquences de ces phénomènes géologiques complexes. Cette section permet de contextualiser l'importance de l'étude de la stabilité des pentes et de comprendre les enjeux associés.

Le chapitre II se concentre sur les méthodes analytiques de calcul de stabilité des pentes. Cette méthode permet d'évaluer les facteurs de sécurité, qui sont des indicateurs clés pour l'évaluation analytique de la stabilité des pentes.

Dans le chapitre III, nous aborderons les méthodes numériques utilisées lors de calcul de stabilité des pentes, en mettant l'accent sur l'utilisation des logiciels Plaxis 2d et Geoslope qui sont les deux logiciels qu'on va utiliser dans notre étude de stabilité.

Le chapitre IV sera consacré à l'étude géologique et géotechnique de la carrière de Meftah. Une présentation du site et caractérisation des sols, des matériaux et des conditions hydrogéologiques du site permettra de mieux comprendre les paramètres géotechniques clés influençant la stabilité des pentes. Cette étude géotechnique joue un rôle essentiel dans l'évaluation de la stabilité des pentes et dans la prise de décisions éclairées.

Le chapitre V portera sur le calcul de stabilité par la méthode analytique, en utilisant la méthode de Fellenius. Les résultats obtenus à partir de cette méthode permettront d'évaluer les facteurs de sécurité et de fournir une première estimation de la stabilité des pentes dans la carrière de Meftah. Des exemples concrets illustreront l'application de la méthode de Fellenius à différentes situations géotechniques.

Enfin, dans le chapitre VI, nous passerons au calcul de stabilité par la méthode numérique, en utilisant le logiciel Geoslope pour le calcul des facteurs de sécurité et le logiciel Plaxis 2d pour la modélisation des déformations et le calcul des déplacements. Les résultats obtenus à partir de la modélisation numérique fourniront une vision de la stabilité des pentes dans la carrière de Meftah, en considérant différents scénarios et conditions géotechniques.

L'objectif ultime de ce projet est de fournir une évaluation de la stabilité du système de gradins dans la carrière de Meftah, afin de prévenir les risques géotechniques et de garantir la sécurité des opérations. Les résultats et les recommandations formulées à partir des différentes méthodes analytiques et numériques de calcul de stabilité serviront de base solide pour la mise en place de mesures de renforcement et de sécurisation des pentes.

Chapitre I
Généralités sur les mouvements de
terrain

1. Introduction

L'exploitation minière est une activité essentielle qui permet de récupérer des ressources naturelles de la Terre. Cependant, cette industrie n'est pas sans défis, et l'un des problèmes majeurs auxquels elle est confrontée est celui des mouvements de terrains. Les mouvements de terrains désignent les changements géologiques indésirables du sol et des roches qui peuvent se produire dans les zones minières. Ces mouvements peuvent prendre différentes formes, allant des glissements de terrain aux effondrements, en passant par les déformations et les affaissements de terrain.

Qu'est-ce qu'un mouvement de terrain ? Un mouvement de terrain est un mouvement gravitaire plus ou moins brutal du sol, qui dépend notamment de la nature des terrains, de la structure géologique et des pressions hydrauliques souterraines. Ces mouvements sont dus à des processus d'altération et d'érosion mécanique, de différentes natures : cycles de gel/dégel, érosion par l'eau. [4]

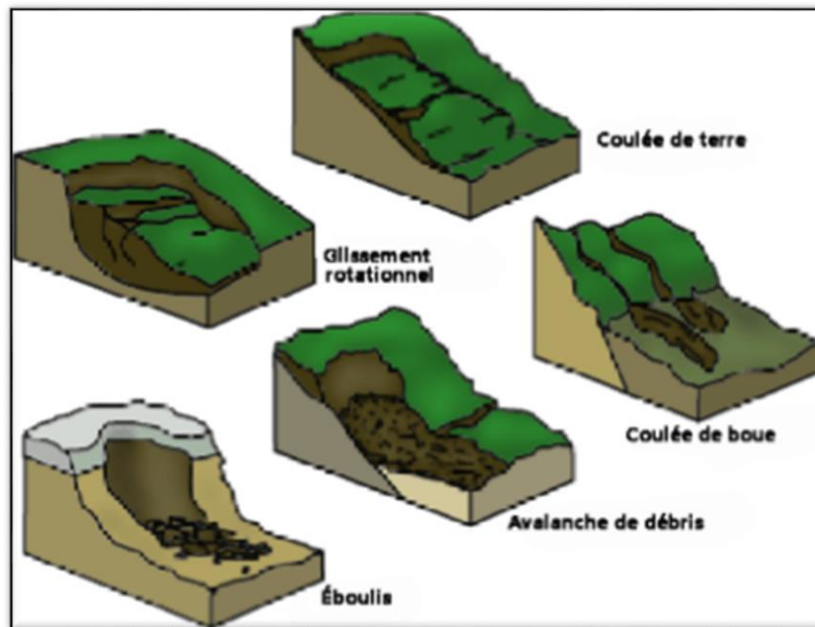


Figure 1.1 Mouvement de terrain [8]

2. Classification des mouvements de terrain

Les classifications de mouvements de terrain peuvent être groupées en deux grandes catégories selon les processus des mouvements (Flageollet, 1989) :

Les mouvements lents et continus

Chapitre I Généralités sur mouvements de terrain

- Les affaissements.
- Les tassements.
- Le fluage du terrain.
- Les solifluxions.
- 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.

2.1 Les mouvements lents et continus

2.1.1 Les affaissements

Les affaissements peuvent apparaître en relation avec le lessivage d'une roche souterraine soluble ou avec des cavités souterraines préexistantes. Les formes typiques par lesquelles ils se manifestent sont les dolines. En particulier, de tels phénomènes sont fréquents dans les séries du Trias. Ils se rencontrent aussi dans les calcaires karstifiés des Alpes et du Jura, où ils peuvent fréquemment se manifester sur des surfaces atteignant plusieurs km². [2]

2.1.2 Les tassements

Les tassements sont des mouvements gravifiques dans les roches compactes, couvrant des zones étendues, avec une composante principale de mouvement verticale se développant le long de surfaces de discontinuité. La transition jusqu'à un mécanisme de glissement est progressive et leurs manifestations sont semblables, de sorte que ces processus sont également assimilés aux glissements de terrain. [2]

2.1.3 Le fluage du terrain

Le fluage est une déformation lente et permanente sur de longues durées, affectant les matériaux meubles et les roches. Ce phénomène se manifeste par des déformations continues sans rupture et/ou par un mouvement discontinu avec des amorces de glissement sur de nombreuses petites surfaces de discontinuité. Contrairement aux glissements proprement dits, il ne forme pas de surfaces de cisaillement continues dans le massif. Des phénomènes tels que les tassements de versant peuvent être considérés comme des formes de fluage profond. [2]

2.1.4 Les solifluxions

La solifluxion ou reptation est un fluage des couches de sol superficielles en relation avec les cycles de gel et de dégel. Lors de mouvements de versants dus au fluage ou au glissement, il est souvent difficile de conclure de façon univoque à la présence d'une surface de glissement continue. Ces processus sont souvent étroitement liés à de véritables glissements de terrain; c'est pourquoi ils peuvent être assimilés à ces derniers. [2]

2.1.5 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. [2]

2.2 Les mouvements rapides et discontinus

2.2.1 Les effondrements

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

2.2.2 Les chutes de pierres ou de blocs

Ils sont caractérisés par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés, Ce processus, répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse, déterminée par ses conditions géologiques, son exposition et son altération. Les vitesses de chute vont généralement de 5 à 30 m/s. [2]

2.2.3 Les éboulements ou écroulements

Lors d'un écroulement, un grand volume du massif rocheux (un à plusieurs mio m³) se détache soudainement, sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant. Le mécanisme initial peut par exemple s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense.

Les caractéristiques particulières de ce phénomène sont des vitesses de chute élevées (de plus de 40m/s) et de très grandes distances de transport (pouvant souvent atteindre plusieurs kilomètres). Compte tenu des grands volumes concernés, les écroulements peuvent modifier le paysage de façon durable. [2]

2.2.4. Les laves torrentielles

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

2.2.5. Les coulées boueuses

Ces phénomènes d'instabilité ont la particularité de mettre en mouvement un mélange de matériaux meubles (principalement formé de sol et de couverture végétale) et d'eau, qui s'écoule rapidement à la surface de la pente. Les coulées de terre (ou de boue) se forment sur des versants plutôt raides sans qu'apparaisse une surface de glissement claire. Le volume de matériel déplacé est en général relativement restreint (ordre de grandeur: 20000m³).

L'effet destructeur des coulées résulte de leur vitesse de propagation considérable (1 à 10m/s), due à leur teneur en eau élevée. [2]

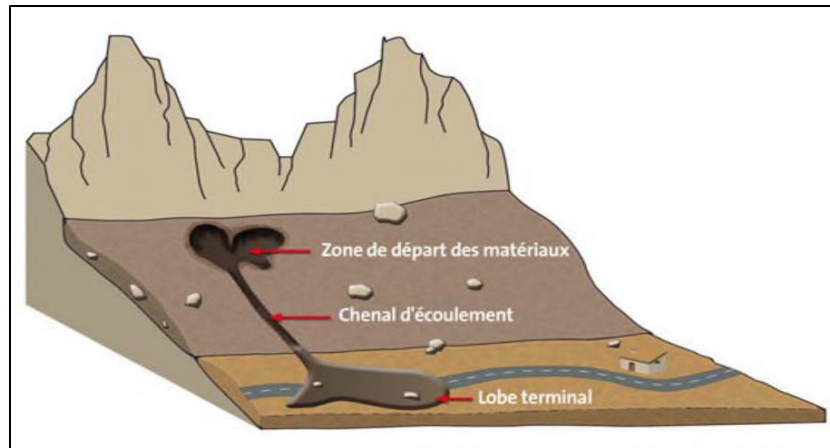


Figure 1.2 : Les coulées de boue. [5]

3. Les glissements de terrains

3.1. Définition [2]

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide. Les instabilités naturelles de ce genre sont extrêmement courantes en Suisse et apparaissent sous de nombreuses formes, étonnamment diversifiées.

Un grand nombre d'entre elles sont d'anciens glissements, aujourd'hui en grande partie latents, mais qui peuvent soudainement se réactiver suite à des conditions défavorables. La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux.

En simplifiant beaucoup, on peut distinguer deux types de glissements : les glissements plans et les glissements rotationnels.



Figure 1.3 : Exemple de glissement de terrain [9]

3.2. Types de glissement de terrain

3.2.1. Glissements plans

Lors de glissements plans, les couches de terrain ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (souvent pendage stratigraphique, discontinuité stratigraphique, schistosité, plan de fissure ou de rupture). En plan, la taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés. L'épaisseur des masses en mouvement atteint fréquemment plusieurs dizaines de mètres. Les zones de flysch, les schistes marno-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement. [2]

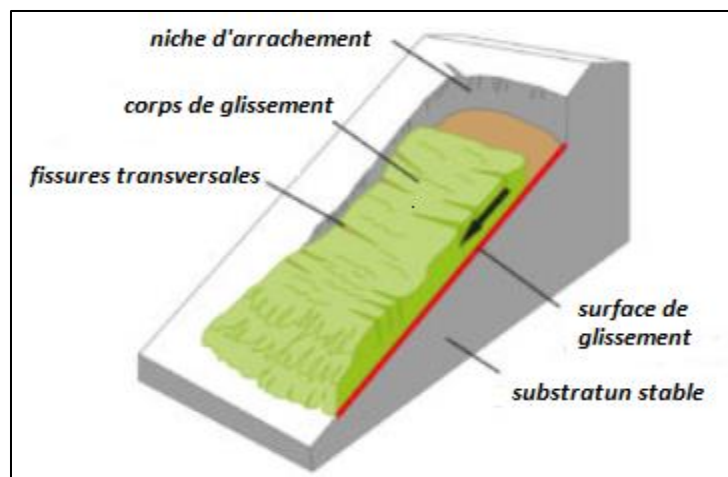


Figure 1.4: Glissement plan. [10]

3.2.2. Glissements rotationnels ou circulaires

Ils sont en général de volume limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux. Dans une coupe verticale, la surface de glissement est circulaire et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement. En règle générale, le mécanisme du glissement ne provoque qu'un faible remaniement interne du matériel glissé. Des dépressions avec crevasses ouvertes et des fissures de traction sont souvent visibles dans la moitié supérieure du glissement, alors que la masse glissée tend à s'étaler et à se désagréger au front du glissement, où peuvent se former des écoulements de boue (coulées de terre) en cas de saturation en eau de la masse. [2]

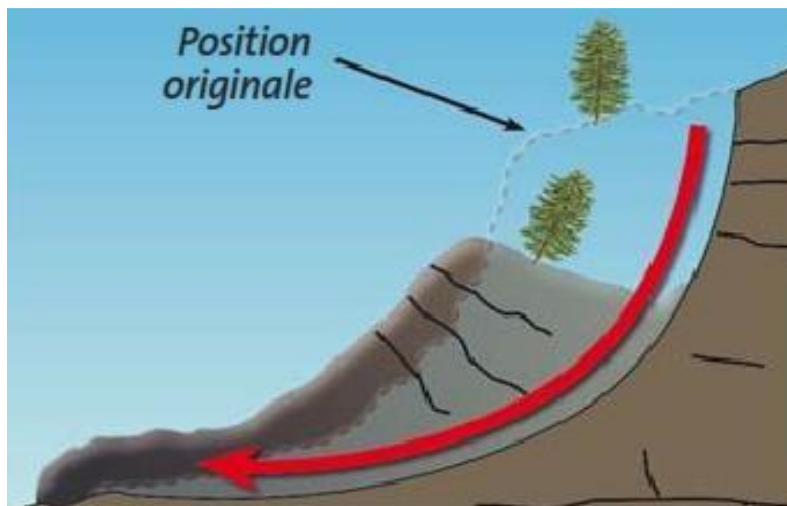


Figure 1.5 : Glissement rotationnel. [11]

3.2.2.1 Glissement rotationnel simple

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire. [3]

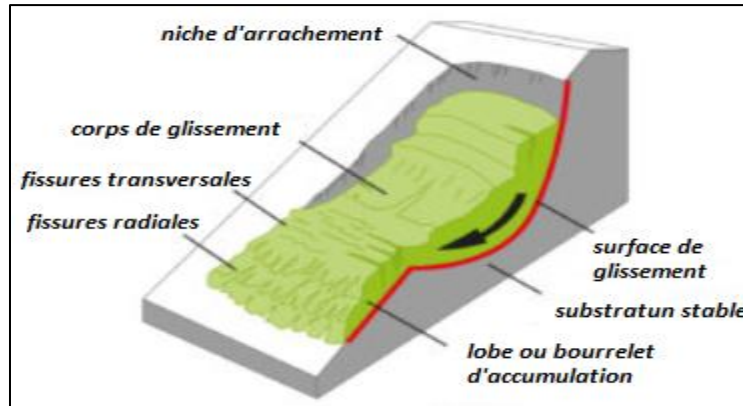


Figure 1.6 : Glissement rotationnel simple. [10]

3.2.2.2 Glissement rotationnel complexe

Lorsque le sol est hétérogène, ou anisotrope, il peut y avoir formation de glissements "complexes", dont certaines parties correspondent à des mouvements rotationnels et d'autres à des mouvements plans. C'est le cas, en particulier, des remblais sur versants. [1]

3.2.3. Glissement quelconque

Ce processus de glissement correspond en général à une combinaison des deux cas précédents, elle diffère de mouvement précédent au niveau de la section verticale de la surface de glissement qui est de forme irrégulière.

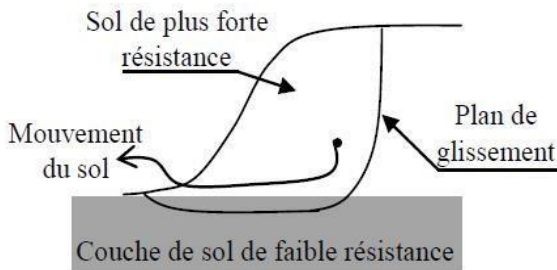


Schéma de glissement quelconque.



Glissement quelconque (Australie).

Figure 1.7 : Glissement quelconque. (Boudlal Omar., 2013) [11]

3.3. Classification des glissements

- Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme: [2]

Tableau 1.1 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne [2]

Glissement	Vitesse de glissement
substabilisé, très lent	0 – 2cm/an
peu actif, lent	2 – 10cm/an
actif (ou lent avec phases rapides)	> 10cm/an

- Classification selon la profondeur de la surface de glissement (en mètre (m) sous la surface du sol) [2]

Tableau 1.2 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement [2]

Glissement	Surface de glissement
superficiel	0 – 2m
semi-profond	2 – 10m
profond	>10m

3.4. Les principales causes de glissement

Avant tout mouvement, il existe un état d'équilibre entre les catégories de facteurs. Les causes des mouvements doivent donc être recherchées dans les variations possibles de ces facteurs:

- **Variation de la pesanteur**

En cas de séisme, il se produit une accélération qui modifie localement la pesanteur. L'équilibre de certains volumes est ainsi modifié, ce qui peut conduire à des mouvements de terrain.

- **Variation de la loi de comportement**

La loi de comportement peut se modifier de différentes manières. Pour certains matériaux dits « fragiles » (durs et cassants), il peut y avoir une brusque diminution de leur résistance si la contrainte qu'ils subissent dépasse un certain seuil. Il y a alors rupture brutale.

Chapitre I Généralités sur mouvements de terrain

Pour d'autres matériaux, la teneur en eau peut déterminer un phénomène de cohésion apparente, due à la capillarité, qui existe dans tous les sols argileux, sableux (château de sable) ou même graveleux.

Les caractéristiques propres du matériau peuvent aussi varier de manière progressive dans le temps, par exemple par altération.

➤ **Variation des conditions aux limites**

Elle peut avoir plusieurs origines, soit une origine météorologique (précipitations, fonte de la neige), soit une origine humaine (modification de forme par surcharge ou terrassement, modification de l'hydrologie naturelle). [6]

FILLIAT (1980) a classé les causes des glissements en plusieurs types parmi lesquels: Les causes liées à la nature des terrains (et leur géologie), les différents modes d'action de l'eau et les causes mécaniques externes [7].

• **Influence de la nature des terrains**

D'une manière générale, les terrains argileux sont prédisposés aux glissements à cause de leur faible perméabilité, leur aptitude au gonflement par absorption de l'eau et leur sensibilité [10].

• **Influence de l'eau**

L'eau est dans la plupart des cas la cause principale dans la mise en mouvement des terrains. Elle circule dans les diaclases du massif en provoquant une pression de courant ou bien elle s'infiltre dans les fissures, en faisant gonfler l'argile et lui perdre sa résistance par la suite. Par ailleurs, l'eau d'imbibition peut modifier par action chimique la structure de certains matériaux argileux et provoquer leur ramollissement ou encore provoquer la dissolution de certaines roches.

• **Les causes mécaniques externes, Parmi ces causes nous citerons:**

- le terrassement ou l'érosion en pied de talus provoque souvent des glissements.
- les entailles effectuées dans des talus stables sont souvent à l'origine des glissements.
- toute surcharge naturelle ou artificielle déposée sur une pente peut avoir des conséquences néfastes sur la stabilité des terrains en aval.
- les vibrations, qu'elles soient naturelles (séismes) ou artificielles (explosion, machines, ... etc), ont un effet sur la stabilité dans la mesure où elles modifient les forces de pesanteur.

3.5. Exemples de glissement survenu dans le monde

On se limite ici à décrire quelques cas du séisme survenus à travers le monde qu'on a puisé dans la littérature spécialisée.

3.5.1. Glissements de terrain en Chine

Glissements de terrain provoqués par le barrage des Trois Gorges (SSGM) : Un glissement de terrain très important est survenu au barrage des Trois Gorges créant des vagues de 6 mètres qui se sont abattues sur des pêcheurs en blessant (05) et en tuant (01). Cet incident est le dernier en date concernant la construction pharaonique à 53 milliards d'euros, 12 ans après sa construction.



Figure 1.8 : Glissements de terrain en Chine. [11]

3.5.2. Glissements de terrain dans le quartier de Sidi Aissa - Annaba

Un glissement de terrain a eu lieu le 06 septembre 2014 à Annaba dans le quartier de Sidi Aissa sur la bretelle qui va de Kouba à Ain Achir. Cela étant, il est possible d'imaginer, à Dieu ne plaise, les pertes en vies si cette catastrophe avait eu lieu avant le 31 août à l'heure des grands embouteillages qui caractérisaient précisément cette route des plages.

Selon (Benaïssa et Bellouche., 1999), ces mouvements lents se produisent essentiellement, dans les sols fins à forte plasticité. C'est un fluage qui affecte essentiellement les formations argilo-marneuses. Les niveaux aquifères sont captifs et leur mise en charge provoque par augmentation des pressions interstitielles des plans de rupture.



Figure 1.9 : Glissement dans le quartier de Sidi Aissa sur la bretelle Kouba à Ain Achir [11]

4. Principe de l'évaluation de la stabilité

Selon la forme de la surface de glissement adoptée, l'évaluation de l'état de stabilité se réalise par des méthodes de calcul développées par les chercheurs pour estimer l'état d'équilibre du versant en se basant sur la valeur d'un coefficient de sécurité (FS). Le fait est que, l'application de ce coefficient à pour raison de se tenir éloigné de la rupture, autrement dit, il donne pour le talus une marge de sécurité qui le sépare de la déformation. En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité, on peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau 1.3. [12]

Tableau 1.3. Équilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité (Collin et al. 2010). [12]

Facteur de sécurité (Fs) État de l'ouvrage	Facteur de sécurité (Fs) État de l'ouvrage
$Fs < 1$	Danger
$Fs = 1$	Stabilité limite
$1 \leq Fs \leq 1.25$	Sécurité contestable
$1.25 \leq Fs \leq 1.40$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants mais par contre c'est une sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert.
$Fs > 1.4$ Sécurité satisfaisante	$Fs > 1.4$ Sécurité satisfaisante

4.1. Moyens de contrôle et de surveillance de la stabilité

L'observation constitue souvent une étape préparatoire visant à confirmer la réalité d'un risque à prendre en compte à l'échelle de temps habituelle. Elle n'implique donc pas de notion de périodicité régulière ou prédéfinie. Elle est dictée par les conditions particulières du site : données géologiques, état d'évolution, niveau d'activité probable, environnement, acuité du risque,...etc. (Rouiller, 2006). [12]

Le suivi ou le contrôle consiste en l'examen du site et le recueil de données qualitatives et quantitatives caractérisant son évolution. Dans le cadre de la stabilité des pentes, les méthodes de surveillance se différencient par le domaine d'application, c'est-à-dire par les différentes grandeurs physiques que les techniques de mesure sont capables de relever et de surveiller, ainsi que par la gamme des instruments utilisés et la procédure spécifique.

Quelques méthodes mettent en jeu plusieurs types d'instruments avec un principe de fonctionnement similaire qui peuvent relever les grandeurs physiques dans des contextes différents (Rouiller, 2006). [12]

Selon le projet coordonné par Rouiller en 2006, il existe actuellement plusieurs moyens et méthodes pour la surveillance des versants instables, on cite :

- Les observations de surface (topographie) ;
- Le contrôle de l'eau (piézomètres) ;
- Les mesures de mouvements de terrains (Fissuromètres, inclinomètres, extensomètres) ;
- Les moyens de traitement et de renforcement (drainage, câblage).

4.2. Méthodes de confortement des glissements [12]

Selon Durville (1966), les méthodes utilisées pour stabiliser un versant en mouvement sont :

4.2.1. Les terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

- **Remblai de pied**

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée et généralement efficace. L'ouvrage, appelé également banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices (Fig. 1.8a). Étant donnée son poids, l'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autres glissements.

- **Allègement en tête**

L'allègement en tête de glissement consiste à terrasser dans la partie supérieure (Fig. 1.8cd). Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, ...etc.).

- **Reprofilage**

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel (Fig.1.8ef). Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête, il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais et il est de pratique courante.

Notons que l'exécution du reprofilage à l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes très importants.

- **Purge**

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement (fig.1.8b). Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé à condition que la surface mise à nu soit stable.

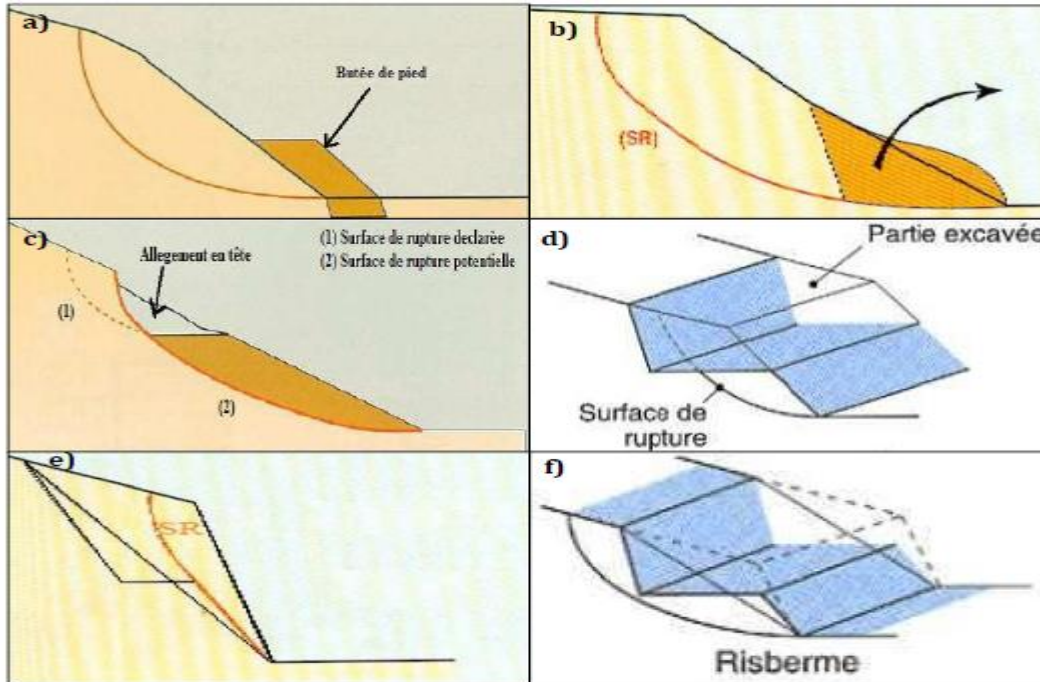


Figure 1.10 Méthodes de stabilisation par terrassement (Durville 1966). [12]

4.2.2. Dispositifs de drainage [12]

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage qui ont pour but la réduction des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage.

Les différentes techniques pouvant être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales (Benaïssa, 2003) :

- Éviter l'alimentation en eau du site ;
- Expulser l'eau présente dans le massif instable.

5. Conclusion

Ce chapitre met en évidence les principaux mouvements de terrain et leurs classifications (écroulement, glissement, les coulées boueuses, etc.); leurs comportements ainsi que les conséquences qui ont conduits à des dommages matériels ou humains. De plus des techniques de confortements des glissements sont très nombreuses, elles doivent être adaptées aux conditions du site.

Chapitre II

Les méthodes analytiques de calcul de stabilité des pentes

1. Introduction

Le danger de l'apparition d'un glissement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et de la position de la surface possible de glissement pour laquelle le facteur de sécurité a la valeur minimum qui représente la surface critique de rupture.

Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir les incidents dus à la modification du moment moteur ou à la modification du régime hydraulique, c'est à dire de trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis à vis du glissement.

Avant de commencer l'étude de la stabilité, il sera nécessaire :

De connaître les caractéristiques du massif (géométriques, physiques, mécaniques), de connaître le rôle joué par l'eau dans le sol considéré, pour en déduire les pressions interstitielles qui s'exercent sur la masse considérée, le poids de toute la masse considérée (volume au-dessus de la surface de rupture), le poids des surcharges éventuelles en tête ou sur la pente même, les pressions hydrostatiques éventuelles sur le parement (cas des barrages, digues, canaux,...), les forces agissant sur la surface de glissement (cohésion, frottement, pression interstitielle). [13]

Dans ce chapitre, nous allons montrer les principales méthodes d'analyse de stabilité des pentes.

2. Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité

2.1. Définition du coefficient de sécurité

Le facteur de sécurité pour l'analyse de la stabilité d'une pente est généralement défini comme le rapport de la résistance au cisaillement ultime divisée par la contrainte de cisaillement mobilisée à naissante. Il existe plusieurs façons de formuler le facteur de sécurité F_s . la formulation la plus courante pour F_s suppose que le facteur de sécurité soit constant le long de la surface de glissement, et il est défini par rapport à la force ou au moment d'équilibre. [15]

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments des forces résistant au mouvement}}{\sum \text{Moments des forces provoquant au mouvement}} \quad (1)$$

Tant que la force motrice reste inférieure à la résistance maximale que peut mobiliser le sol, F_s est supérieur à 1 et la pente est stable. Dans le cas contraire, F_s est inférieur à 1 et la pente ne peut que glisser. La valeur $F_s = 1$ correspond à l'état d'équilibre limite du talus. [16]

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau [17]

Tableau II.01 : Valeurs de Fs en fonction de l'importance de l'ouvrage [18].

Fs	L'état de l'ouvrage
<1	Danger
1.00-1.25	Sécurité contestable.
1.25-1.40	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants. Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture sera catastrophique.
>1.40	satisfaisante pour les barrages.

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1.25, alors que $F_s = 1.5$ pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celle de Bishop) [18].

Ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau suivant :

Tableau II.02 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973]

Définition	Formule	Commentaires
Rapport de contraintes	$F = \tau_{max}/\tau$	Méthodes à la rupture
Rapport de forces	$F = E_{resist}/E_{moteur}$	Direction de déplacement
Rapport de moments	$F = E_{resist}/E_{moteur}$	Rotation
Rapport de grandeurs	Par ex H/H_{max}	Sur une grandeur

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité. Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel...), le facteur de sécurité F_s doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (la valeur courante de F_s est de 1,5) [14].

2.2. Le choix du type de méthode de calcul

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, est celui entre une méthode modélisant toute la masse de sol et une méthode définie localement, le long d'une surface de rupture par exemple. Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera

Chapitre II : Les méthodes analytiques de calcul de stabilité des pentes

réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit donc être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis (VAUNAT et al. [1994]):

- Pré-rupture, où le comportement du sol est élasto-visco-plastique et où le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité, les déformations sont quasi homogènes ;
- Rupture, où une partie du massif se déplace par rapport à l'autre, le modèle de sol est élasto-plastique, voire rigide-plastique ;
- Post-rupture, où une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable ;
- Réaction, quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface, suivant un comportement rigide-plastique;

La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sûr influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les types de méthodes rappelés ci-après. [17]

3. Les méthodes basées sur l'équilibre limite

3.1. Introduction

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 t . En conditions non drainées, cette résistance est la résistance au cisaillement non drainée x_{fu} . Quand on connaît les pressions interstitielles, la résistance au cisaillement peut s'exprimer en contraintes effectives, selon la relation $\tau = c' + \sigma \tan \varphi$. 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 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.

Dans les sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Notons que dans de tels cas, le processus conduisant à la rupture est complexe et rend la sélection des paramètres de résistance difficile. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.

Chapitre II : Les méthodes analytiques de calcul de stabilité des pentes

Les méthodes à l'équilibre limite ont été adaptées pour répondre aux besoins de la profession et prendre en compte, en particulier, la troisième dimension, des efforts dynamiques qui peuvent être importants en cas de séismes, et des inclusions dans le cas de confortations.

Toutes ces méthodes à l'équilibre limite sont de type bloc rigide sur substratum rigide, sans considérations pour les mouvements internes aux blocs. Dans le cas de glissements actifs, la surface de rupture est connue, le coefficient de sécurité est de 1.0 et l'on peut parler d'analyse à rebours. Mais si le paramètre important est la vitesse de mouvement qui peut être plus ou moins élevée, il devient nécessaire d'adjoindre un modèle visqueux aux méthodes à l'équilibre limite. [17]

3.2. Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la figure 1. Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois [19]:

- la surface critique;
- les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface;
- le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

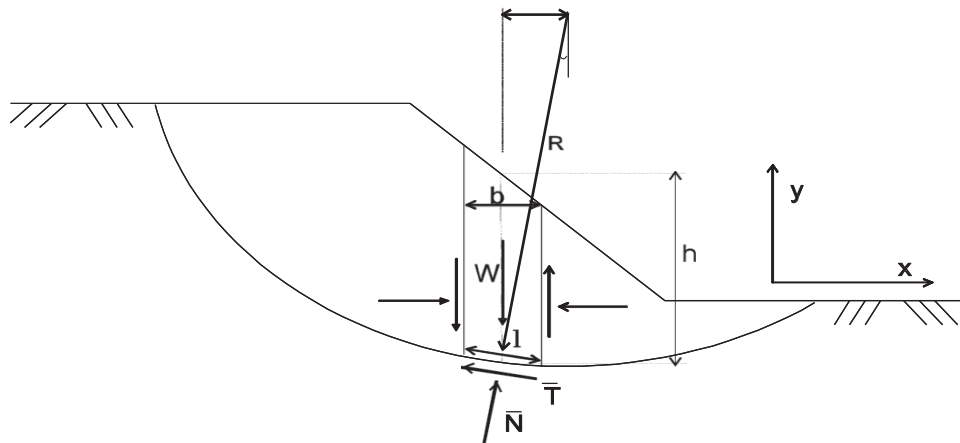


Figure II.1: Exemple d'une rupture circulaire [19]

Avec :

W = poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h .

N , T = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche.

X , E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches.

b = épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos(\alpha)$).

α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale.

R = rayon du cercle de rupture de centre o

l = longueur du plan de glissement de la tranche

x = bras de levier du poids des terres

Définissons les efforts comme suit [19]:

$$\bar{N} = \sigma * l \quad \text{ou} \quad \bar{T} = \tau_m * l \quad (2)$$

Où:

Chapitre II : Les méthodes analytiques de calcul de stabilité des pentes

τ_m est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par :

$$\tau_m = \frac{\tau}{F_s} \quad (3)$$

Où :

- τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb:
- F_s est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite.

Et on a :

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (4)$$

Il vient alors:

$$\bar{T} = \frac{\tau}{F_s} l = \frac{l}{F_s} [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] \quad (5)$$

$$T = \frac{1}{F_s} [cl' + (N - ul) \tan \phi'] \quad (6)$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit :

- soit on le définit à partir de l'équilibre des moments de toutes les forces et on va le désigner par F_m ;
- soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par F_f .

Equilibre global des moments

$\sum Wx = \sum T.R$ Si on remplace T par sa valeur (l'équation (6)) et x par $R \sin \alpha$, on aura :

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (N - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (12)$$

Equilibre global des forces:

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée, on trouve:

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (N - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (15)$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches, et BISHOP [1955] montre que F_m est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches. Pour trouver les deux facteurs de sécurité F_m et F_f , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations.

3.3. Méthodes des tranches

Basée sur le découpage de la pente à un nombre N des tranches voir (figure 2).

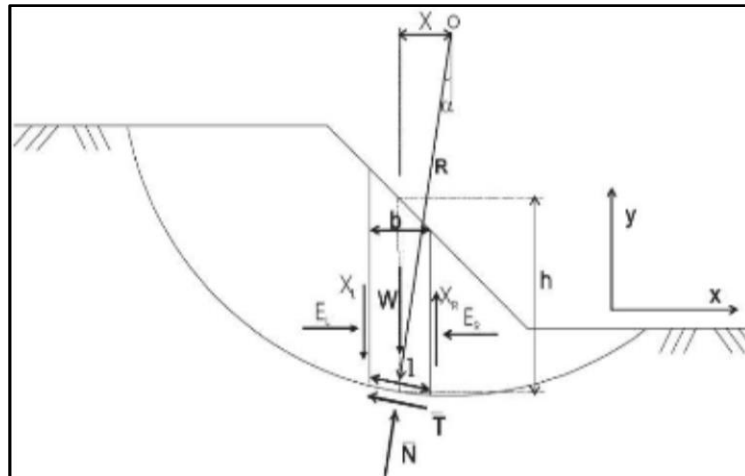


Figure II.2 : Méthode des tranches. [20]

3.3.1. La méthode de FELLENIUS (1936)

La méthode suédoise classique pour l'analyse non drainée (analyse de Fellenius) ne considère que l'équilibre du moment global et néglige tous les facteurs internes forces entre les tranches. Pour la méthode suédoise sous analyse drainée, les forces inter-tranches gauche et droite sont supposées être égales et opposées de sorte que les forces normales de base sont connues. Le facteur de sécurité peut être obtenu facilement sans avoir besoin d'analyser les itérations. La méthode suédoise est bien connue pour être conservateur, et parfois ses résultats peuvent être de 20% à 30% de moins précis que ceux des méthodes rigoureuses; d'où la méthode suédoise est rarement adoptée dans la pratique. Cette méthode est cependant assez simple pour être exploitée manuellement ou à l'aide d'un tableur, et le problème de la non-convergence n'existe pas car l'itération n'est pas requise (figure 3). [15]

A partir des équations (7) et (10), la force normale N devient (4)

$$\rightarrow \begin{cases} N \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha = W \\ T \cdot \cos \alpha - N \sin \alpha = 0 \end{cases} \quad N = W \cos \alpha$$

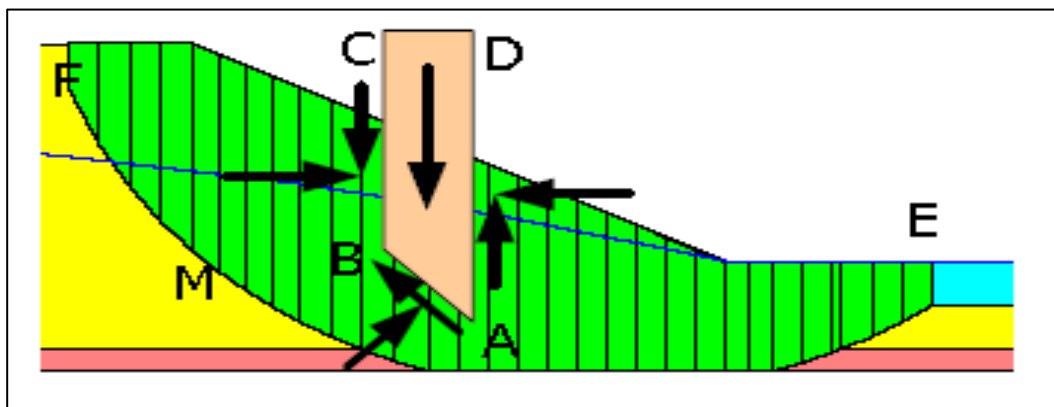


Figure II.3 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius [19]

Chapitre II : Les méthodes analytiques de calcul de stabilité des pentes

La méthode de Fellenius, dans laquelle on admet que les forces externes inter tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$FS_{Fellenius} = \frac{\sum [c' b + (W \cos^2 \alpha - ub) \tan \varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (16)$$

3.3.2. Méthode simplifiée de BISHOP [1955]

La méthode admet que les forces inter-tranches sont horizontales, comme celles représentées sur la figure 4 (BRUNSDEN, 1987), et que la surface de glissement est circulaire. Les forces sont additionnées dans la direction verticale. [21]

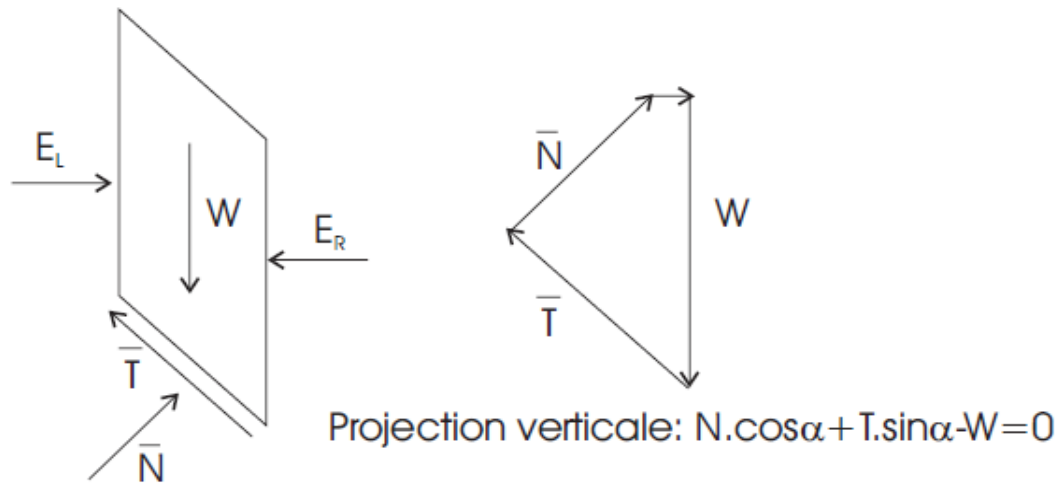


Figure II .4 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée [19]

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces. L'équilibre vertical donne l'équation (11) et d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches ($X_R - X_L = 0$), nous aurons. [19].

$$\Rightarrow N = [W - \frac{1}{FS} (c' l \sin \alpha - u l \tan \varphi' \sin \alpha)] / m \alpha \quad (17)$$

$$N = [W - \frac{1}{FS} (c' l \sin \alpha - u l \tan \varphi' \sin \alpha)] / m \alpha \quad (18)$$

Si on remplace N dans l'équation (3.7) nous aurons:

$$Fm = \frac{\sum [c' l \cos \alpha + (W - u l \cos \alpha) \tan \varphi'] / m \alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (19)$$

La méthode de Bishop, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité

$$FS_{Bishop} = \frac{\sum [c' b + (W - ub) \tan \varphi'] / (\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \varphi'}{FS_{Fellenius}})}{\sum W \sin \alpha} \quad (20)$$

3.3.3. Méthode de Morgenstern et Price (1965)

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches [22] :

$$\tan\theta_i = \frac{X}{E} = \lambda f(x'_i) \quad (21)$$

Où : θ_i est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement ;

λ est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité ;

$f(x'_i)$ est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement.

x'_i est la normalisation linéaire des coordonnées x_i , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et π .

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire [22].

Selon zolfaghari [87], en assurant l'équilibre des forces de chaque tranche, la résultante (Q_i) des forces inter-tranches (Z_i, Z_{i+1}), inclinées d'un angle θ_i par rapport à l'horizontal est [22] :

$$Q_i = \frac{\frac{c'.b.\sec\alpha}{F} + \frac{\tan\phi'}{F}(W.\cos\alpha - W.a_v.\cos\alpha - W.a_h.\sin\alpha - u.b.\sec\alpha + q_c.b.\cos\alpha) - W.\sin\alpha + W.a_v.\sin\alpha - W.a_h.\cos\alpha - q_c.b.\sin\alpha}{\cos(\alpha - \theta_i).(1 + \tan(\alpha - \theta_i)\frac{\tan\phi'}{F}} \quad (22)$$

L'équilibre des moments dans chaque tranche est pris par rapport au point E défini sur la figure, il permet de trouver le point d'application de la résultante :

$$\sum M = Q_i \cdot \cos\theta_i \cdot h_Q - W \cdot a_h \cdot h_G = 0 \quad (23)$$

L'ordonnée du point d'application de la résultante Q_i par rapport à l'axe global devient :

$$Y_{qi} = Y_{ei} + h_Q \quad (24)$$

L'équilibre des forces de toute la masse glissée, donne :

$$\sum(Q_i \cdot \cos\theta_i) = 0 \quad (25)$$

$$\sum(Q_i \cdot \sin\theta_i) = 0 \quad (26)$$

L'équilibre global des moments par rapport à l'origine ($x=0$; $y=0$) :

$$\sum M = \sum(Q_i \cdot \cos\theta_i \cdot Y_{qi} + Q_i \cdot \sin\theta_i \cdot X_{qi}) = 0 \quad (27)$$

Pour trouver les deux inconnues, F et λ , on résout l'équation (24) (ou (25) et l'équation (26). Et on assure la théorie algébrique suivante :

$$|\sum M| + |\sum(Q_i \cdot \cos\theta_i)| = |\sum(Q_i \cdot \cos\theta_i \cdot Y_{qi} + Q_i \cdot \sin\theta_i \cdot X_{qi})| + |\sum(Q_i \cdot \cos\theta_i)| \quad (28)$$

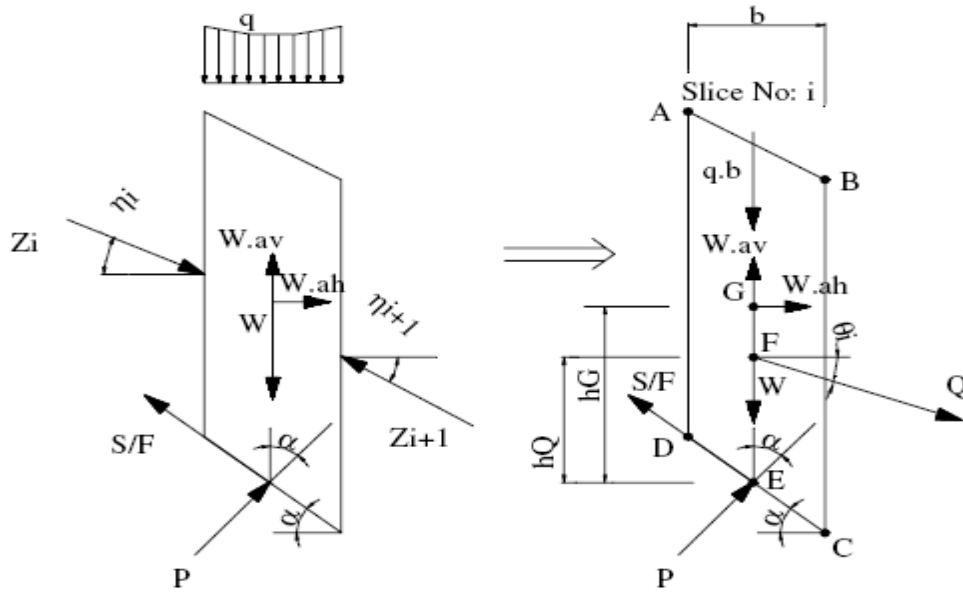


Figure II .5 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price [22]

Aussi satisfaisante à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches. (A.KOUDERY, 2005).

3.3.4. Méthode de Spencer (1967)

La méthode originale de Spencer, suppose que les forces entre les tranches sont parallèles, faisant un angle de δ avec l'horizontale et considère l'équilibre des forces de chaque tranche dans la direction perpendiculaire à δ , l'équilibre global de la force dans la direction δ et l'équilibre global du moment (Spencer 1967). Si l'équilibre des forces de chaque coupe dans la direction perpendiculaire à δ est satisfaisant l'équilibre global de la force dans la direction perpendiculaire à δ est automatiquement satisfait. Par la suite, Spencer (1973) a amélioré la méthode en considérant à la fois le moment et la force d'équilibre de chaque tranche. Cette méthode améliorée maintenant est généralement appelée méthode de Spencer. Cependant, la différence de facteur de sécurité entre ces deux méthodes est généralement assez petite. [15]

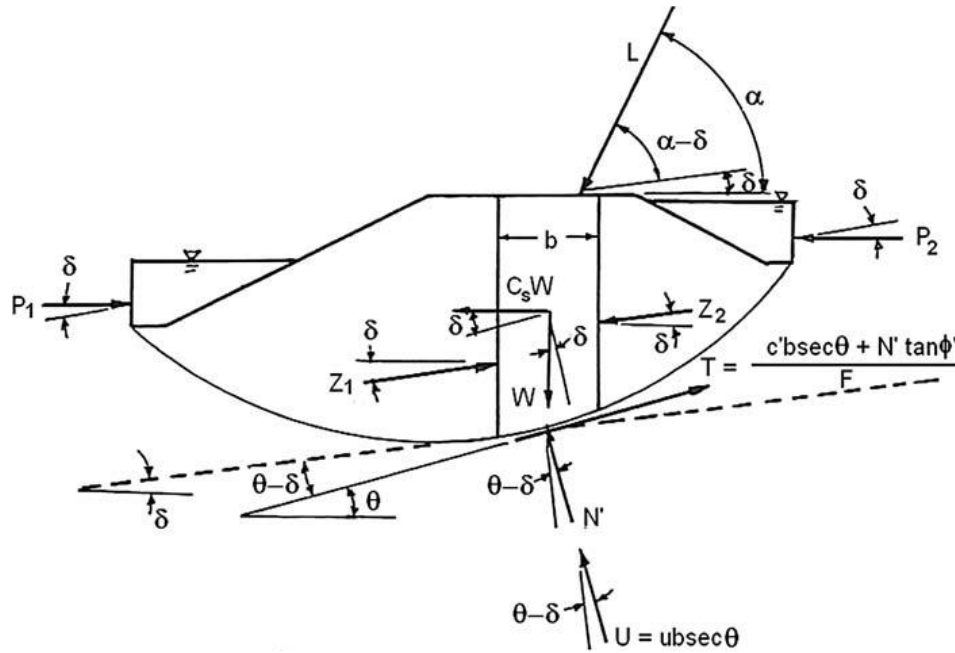


Figure II .6 : Résolution des forces basée sur la méthode originale de Spencer [15]

La Figure 6 montre toutes les forces prises en compte dans la méthode originale de Spencer, y compris les deux forces entre les tranches, Z 1 et Z 2, qui forment un angle de δ avec le horizontales et les forces P 1 et P 2 dues à la pression de l'eau. En considérant l'équilibre de toutes les forces sur une tranche dans une direction perpendiculaire à δ . [15]

- pour une surface de rupture circulaire

$$F = \frac{R \sum (c'_i b_i \sec \theta_i + N'_i \tan \theta'_i)}{\sum RW_i \sin \theta_i + C_s \sum W_i \lambda_{Li} + \sum L_i \lambda_{Li} - P_1 \lambda_1 + P_2 \lambda_2}$$

- pour une surface de rupture non circulaire

$$F = \frac{\sum \lambda_{Ti} (c'_i b_i \sec \theta_i + N'_i \tan \theta'_i)}{\sum W_i \lambda_{wi} + C_s \sum W_i \lambda_{si} + \sum L_i \lambda_{Li} - P_1 \lambda_1 + P_2 \lambda_2 - \sum (N'_i + U_i) \lambda_{Ni}}$$

3.3.5. Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers [1970]

Hypothèses

- la méthode suppose également une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- contrairement à la méthode de Janbu, elle suppose que les forces entre les tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne (figure 7).

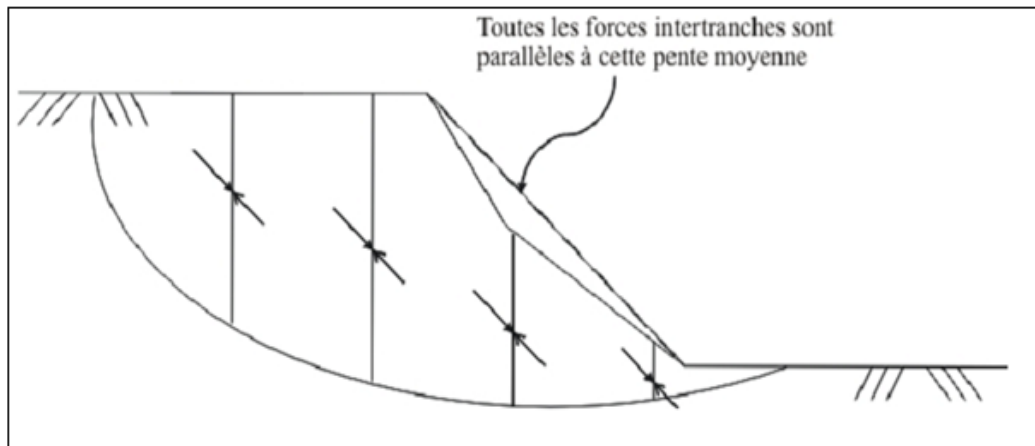


Figure II .7 : Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée

Comme la méthode de Jambu, elle vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, mais elle néglige l'équilibre des moments.

Cette méthode est moins précise qu'une solution avec l'équilibre complet des forces et dépend de l'hypothèse faite sur l'inclinaison des forces entre les tranches.

3.3.6. Méthode de Janbu 1968

Janbu suppose que chaque force inter-tranche à une position bien définie sur la ligne d'action, on l'utilise lorsque la forme du plan du glissement écartée de la forme circulaire (plan de glissement quelconque).

Cette méthode a un bon avantage par rapport aux autres méthodes, cet avantage représenté dans la facilité et la rapidité du calcul du F_s .

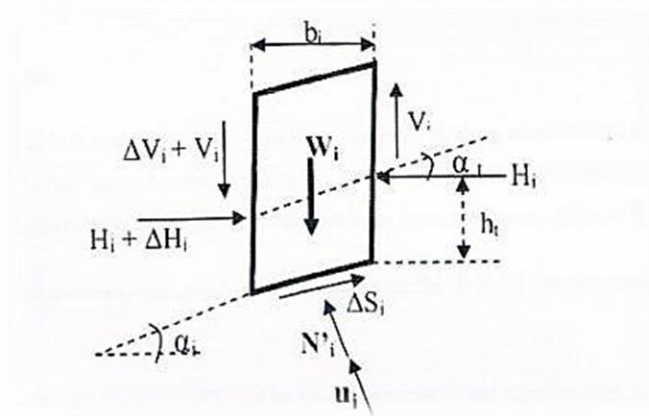


Figure II .8 : Méthode de Janbu. [23]

$$F_S = \frac{\sum_i^n b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum_i^n (W_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i} \quad (32)$$

Avec:

$$S_i = \frac{c_i + \left\{ \frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} - U \right\} \operatorname{tg} \varphi'_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F}} \quad (33)$$

Où :

α_i : la direction et la position de la ligne de poussée.

ΔV_i : la différence des forces de deux tranches successives.

4. Méthode des éléments finis

4.1. Définition

D'après Dhatt et Touzot, 1981, 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). un système est dit continu quand il possède un nombre infini de degrés de liberté.

Le principe de base de la méthode des éléments finis consiste à subdiviser le continuum en sous-domaines de formes relativement simples appelés éléments finis ; il est alors évident que la méthode des éléments finis calcule une approximation de la solution du problème. [26]

4.2. Principes généraux de la méthode des éléments finis

Le principe de base le plus courant pour l'application de la méthode des éléments finis est le suivant [18]:

- Le milieu considéré est bidimensionnel ou tridimensionnel ;
- Le milieu continu est divisé par des lignes (ou des surfaces) imaginaires en un certain nombre d'éléments fini ;
- Les éléments sont supposés reliés entre eux en un nombre fini de points nodaux situés sur leur frontières (ce sont généralement les sommets des éléments et parfois d'autre point sur les faces ou les arêtes). Ces points nodaux transmettent les efforts d'un élément à l'autre. Les déplacements de ces points nodaux sont les inconnues de base du problème ;
- Une fonction permet de définir de manière unique le champ de déplacement à l'intérieur de chaque élément fini en fonction des déplacements de ses nœuds. (Il existe une grande variété des types des éléments et de fonction d'interpolation) ;
- Ces fonctions de déplacement définissent maintenant sans ambiguïté l'état des déformations à l'intérieur d'un élément en fonction des déplacements nodaux et par suite, définissent l'état des contraintes (l'état de contrainte de l'élément est défini en un ou plusieurs points de l'élément appelés point d'intégration) ;

Chapitre II : Les méthodes analytiques de calcul de stabilité des pentes

- A partir de ces fonctions de déplacement et des lois rhéologiques choisies on détermine une relation de raideur qui à tout champ de déplacement sur le solide (défini donc de façon complète par les composantes U des déplacements aux nœuds de la structure), fait correspondre un champ de sollicitations (défini de la même façon par les composantes F des forces aux nœuds). Cette relation s'écrit donc :

$$\{F\} = [K] \times \{U\} \quad (34)$$

$[K]$: matrice de rigidité globale qui dépend des propriétés des éléments finis.

$\{F\}$: vecteur des forces appliquées aux nœuds.

$\{U\}$: vecteur des déplacements aux nœuds.

Une fois déterminée la matrice de rigidité K du système, tout le problème consiste donc généralement à résoudre le système linéaire : $\{F\} = [K] \times \{U\}$.

Où les inconnues sont les composantes $\{U\}$ des déplacements des nœuds (si l'une de ces composantes est imposée par des conditions aux limites elle est remplacée par la réaction qui en résulte).

Tout changement se traduit par des forces aux nœuds. Lorsqu'il s'agit d'incrément de charge, les déplacements obtenus sont des incréments de déplacement qui s'ajoutent aux déplacements obtenus lors de l'incrément précédent. Il en est de même pour les contraintes. [18]

4.3. Approximation par éléments finis

4.3.1. Introduction

Résoudre un problème est une tâche assez difficile qu'il soit sous formulation intégrale ou différentielle. Cette difficulté nous incite à rechercher une solution approchée, dont la manipulation est moins difficile. Mais transformer les équations intégrales ou différentielles aux équations algébriques ne résout pas entièrement le problème de fait que dans la réalité, les domaines d'intérêt se présentent souvent sous des formes quelconques. Pour pallier à ce problème nous subdivisons le domaine en sous-domaines de géométries simples appelés éléments finis, on appelle ce procédé, discrétisation par éléments finis, et cherchant une approximation de la fonction inconnue $U(x)$ sur les éléments. [21]

4.3.2. Approximation nodale

Nous avons vu précédemment qu'on pouvait approximer une fonction inconnue, U_{ex} , par une fonction approchée U , construite sur la base de fonctions polynomiales ou trigonométriques linéairement indépendantes tel que : $e(x) = U(x) - U(x)_{ex}$ soit assez petite pour l'objectif visé. [21]

La fonction approchée U est plus souvent linéaire en a_i [21]:

$$U(x) = P_1(x) a_1 + P_2(x) a_2 + \dots + P_n(x) a_n$$

Sous forme matricielle :

$$U(x) = \langle P_1(x) \quad P_2(x) \dots \dots \dots P_n(x) \rangle \begin{pmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \dots \dots \dots \\ a_n \end{pmatrix} = \langle P \rangle \{a\} \quad (35)$$

Où :

$P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$: sont des fonctions linéairement indépendantes, elles s'appellent les fonctions de base ou la base fonctionnelle.

$a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$ sont les paramètres de l'approximation, appelés coordonnées généralisées ou paramètres généraux de l'approximat

4.3.3. Approximation par éléments finis

Précédemment, nous avons construit une fonction approchée $U(x)$ de $U_{ex}(x)$ sur tout le domaine Ω , si le nombre de points x_i est important, cela aboutirait à des polynômes de degré trop élevé, et le nombre d'inconnues deviendrait trop important, donc on peut observer des phénomènes d'instabilité. [21]

Pour éviter ce genre de problème, nous allons construire la fonction c par morceaux : nous subdivisons le domaine Ω en un nombre fini de sous domaines Ω^e sur lesquels la construction de U est simplifiée. Dans ce cas, nous faisons une approximation par éléments finis. La méthode d'approximation par éléments finis nécessite donc les étapes suivantes [21]:

- Discrétiser le domaine Ω en un nombre fini de sous-domaines simples ou éléments finis Ω^e , cette opération est appelée maillage ;
- Définir une fonction approchée $U^e(x)$ différente sur chaque élément Ω^e par la méthode d'approximation nodale, elle ne fait intervenir que les variables nodales attachées à des nœuds situés sur Ω^e et sur sa frontière.

Les fonctions approchées $U^e(x)$ sur chaque élément doivent être continues sur Ω^e , et satisfaire les conditions de continuité entre les différents éléments. Une fois toutes les fonctions $U^e(x)$ construites, la fonction approchée $U(x)$ est obtenue par [21]:

$$U(x) = \sum_e U^e(x)$$

4.3.3.1. Définitions

- Les sous-domaines Ω^e sont appelés des éléments finis.
- Les points sur lesquels la fonction approchée $U^e(x)$ coïncide avec la fonction exacte $U_{ex}(x)$ sont les nœuds d'interpolation ou points nodaux.
- Les coordonnées, X_i , de ces nœuds sont les coordonnées nodales.
- Les valeurs $U_i = U^e(x_i) = U_{ex}(x_i)$ sont les variables nodales.

4.3.3.2. Définition de la géométrie des éléments

4.3.3.2.1. Nœuds géométriques

Nous choisissons un ensemble de n points, sur le domaine Ω , qui servira à définir la géométrie et l'ordre de grandeur des k éléments interconnectés à des nœuds géométriques. [21]

Ces points nodaux, peuvent éventuellement coïncider avec les nœuds d'interpolation.

4.3.3.2.2. Règles de répartition du domaine en éléments

La discrétisation du domaine Ω en éléments Ω^e doit respecter les deux règles suivantes [21]:

- a) Deux éléments distincts ne peuvent avoir en commun que des points situés sur leur frontière commune, si elle existe. Cette condition exclut le recouvrement de deux éléments.

Les frontières entre éléments peuvent être des points, des courbes ou des surfaces :

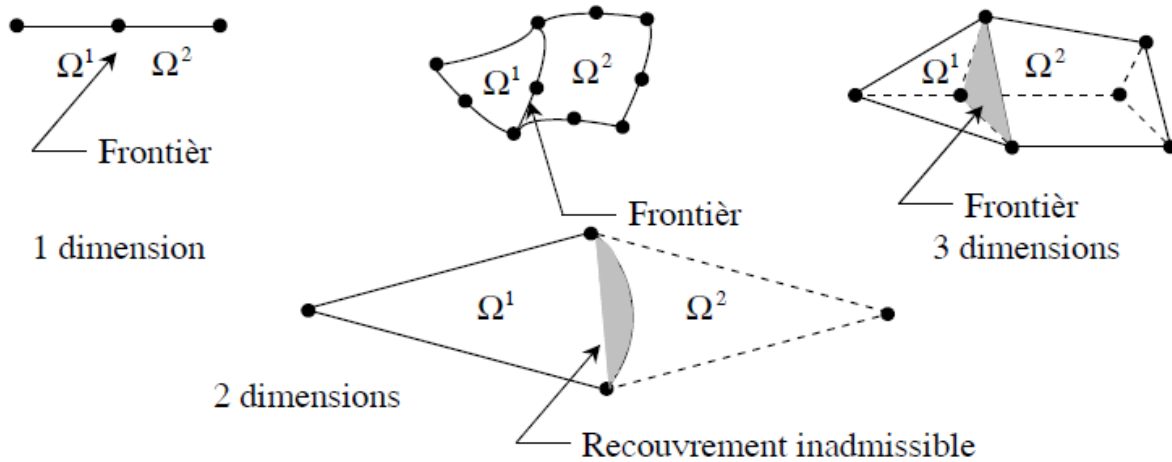


Figure II .9 : Les divers types de frontières entre les éléments. [21]

- b) l'ensemble de tous les éléments Ω^e doit constituer un domaine aussi proche que possible du domaine réel donné Ω . Nous excluons en particulier les « trous » entre éléments :

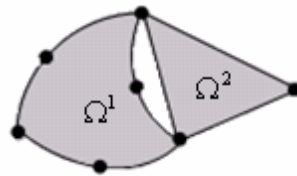


Figure II .10 : Trou inadmissible entre les éléments. [21]

Lorsque la frontière du domaine Ω est constituée par des courbes ou des surfaces plus complexes que celles qui définissent les frontières des éléments, une erreur est inévitable. Cette erreur est appelée erreur de discrétisation géométrique. Elle peut être réduite en diminuant la taille des éléments, ou en utilisant des éléments à frontières plus complexes :

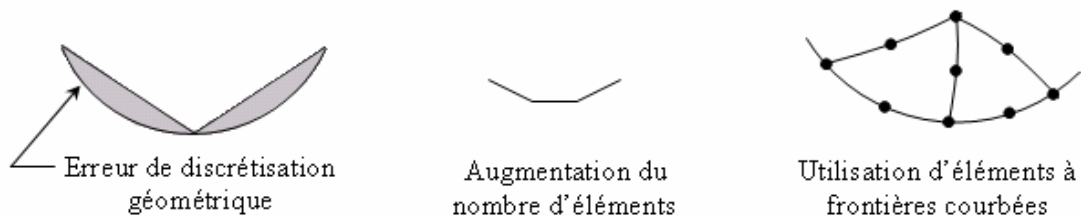


Figure II .11 : Minimisation de l'erreur de discrétisation géométrique. [21]

4.3.3.2.3. Formes d'éléments classiques

Nous présentons les formes de quelques éléments classiques correspondant à des domaines à une, deux ou trois dimensions. Chaque élément est identifié par un nom précisant sa forme ainsi que par le type de frontière. De plus, nous donnons le nombre de nœuds géométriques nécessaires pour le définir. Il faut que le nombre de nœuds géométriques sur chaque frontière soit compatible avec la forme de la courbe qui constitue la dite frontière

- Éléments à une dimension
- Éléments à deux dimensions

Ce sont des triangles ou quadrilatères dont les côtés sont des courbes polynomiales du 1^{er}, 2^e ou 3^e degré.

- Éléments triangulaires :
- Éléments quadrilatéraux :

- Éléments à trois dimensions

Ce sont des tétraèdres, hexaèdres ou prismes dont les faces sont des surfaces polynomiales du 1^{er}, 2^e ou 3^e degré.

- Éléments tétraédriques
- Éléments hexaédriques
- Éléments prismatiques

5. Méthode des abaques

5.1. Hypothèses de base des abaques

Les hypothèses de base des abaques sont les suivantes [27]:

1 - Seulement deux types de ruptures sont envisagées

- a- Rupture plane se produisant le long d'éléments structuraux clairement définis tels que des fractures ou des plans de faiblesse.
- b- Rupture circulaire (par rotation) se produisant dans des sols ou des roches tendres, où les éléments de structure n'ont pas de prépondérance sur les propriétés mécaniques des matériaux.

2 - Les propriétés des matériaux sont homogènes dans le versant et la rupture se produit simultanément en tout point de la surface de glissement (c'est-à-dire le coefficient de sécurité évalué est constant tout au long de cette surface). Ainsi ces abaques ne peuvent s'appliquer à un versant constitué de matériaux ayant des propriétés mécaniques très différentes

3 - Ces abaques ont été développés pour des matériaux possédant un angle de frottement φ compris entre 10° et 40°. Evidemment ces abaques ne s'appliquent qu'à des matériaux pour lesquels on considère que les critères de rupture correspondent à une relation linéaire des caractéristiques de résistance, pouvant être définis par leur cohésion C et leur angle de frottement.

Chapitre II : Les méthodes analytiques de calcul de stabilité des pentes

4 - Les abaques ont été établis à partir d'analyses bidimensionnelles, où le relief en plan a été ignoré.

5 - L'influence des pressions interstitielles développées par les écoulements souterrains est prise en considération dans les deux cas suivants :

- a- Ecoulement de pente "Normal" où l'on considère que la pente draine le massif.
- b- Ecoulement horizontal dans le cas où le libre écoulement des eaux souterraines est perturbé par des lits imperméables horizontaux.

Pour les deux cas, on suppose que les conditions d'écoulement ne sont pas perturbées à une distance du pied du talus supérieure à 4 fois la hauteur du talus.

6 - Les abaques permettent de prendre en compte l'influence de fissures de tension, soit sèches, soit remplies, au sommet de la pente. Cependant on ne peut envisager un développement progressif de ces fissures ni l'existence de plus d'une fissure.

7 - l'influence de type de rupture évoluent dans le temps en raison de phénomènes de fluage ou d'altération ne peut également pas être pris en compte.

8 - Par ailleurs comme nous l'avons Indiqué plus haut ces abaques ne sont valables que pour des surfaces de glissement partant du pied et ne peuvent donc permettre d'étudier des ruptures passant par la couche de fondation du versant ou de la digue.

5.2. Utilisation des abaques

Les paramètres à définir lors de l'analyse de stabilité de pente à partir de ces abaques sont les suivants [27]:

H : hauteur de la pente

i : angle de pente ($^{\circ}$)

Z : Profondeur de fissures de tension

γ : densité totale du matériau

C : cohésion

φ : angle de frottement ($^{\circ}$)

β : angle de plan de rupture possible (dans le cas d'une rupture plane applicable aux roches : plans de schistosités, fracturation) ($^{\circ}$)

H : hauteur de la nappe prise par rapport au pied de pente, dans la zone non perturbée par le drainage de la pente.

A partir de ces paramètres, HOEK a défini deux facteurs dimensionnels

X : facteur d'angle de pente

Y : facteur de hauteur de talus.

Chapitre II : Les méthodes analytiques de calcul de stabilité des pentes

La définition de ces deux facteurs en fonction des paramètres géométriques mécaniques et hydrauliques définis plus haut est donnée sur des abaques spéciales pour chaque cas de rupture (plane ou circulaire).

La définition des différents paramètres à prendre en compte dans le calcul de X et de Y nécessite bien sûr le maximum de mesures, mais l'élément prépondérant réside dans une bonne connaissance géologique du site. Nous signalons ci-dessous quelques méthodes présentées par HOEK permettant de définir certains paramètres dans des cas où leur évaluation est délicate. [27]

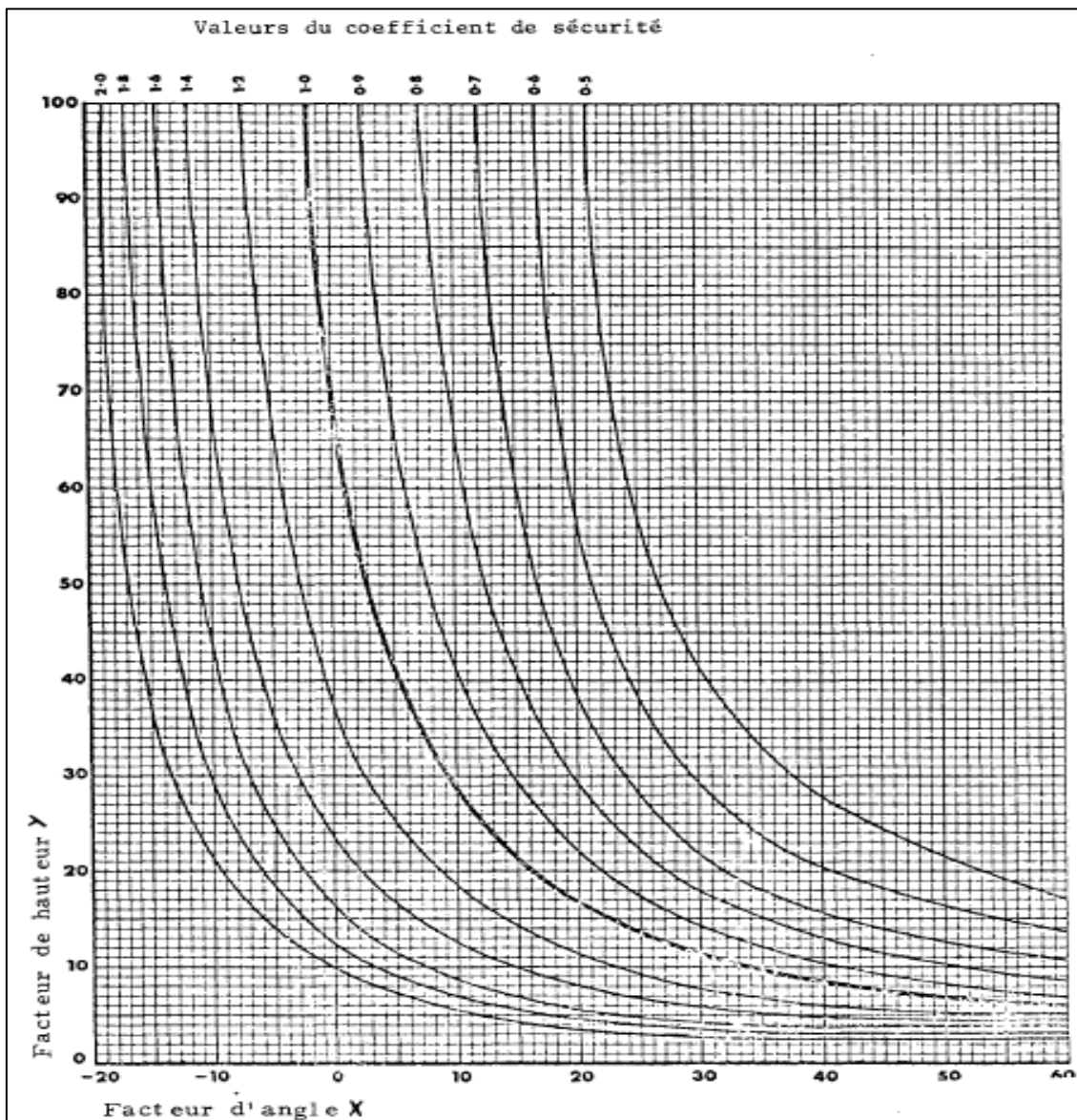


Figure II .12 : Abaque de stabilité I- Rupture plane. Coefficient de sécurité [28]

5.3. Les autres abaques

Les abaques de Hoek et Bray (1981) ne sont cités ici que pour référence, car ils ne s'appliquent pas aux talus constitués de matériaux non cohérents. Elles ont cependant l'avantage de donner des facteurs de sécurité pour cinq configurations hydrauliques prédéterminées de talus homogènes présentant éventuellement une fissure de traction (fente) en tête de talus.

Les abaques de Kérisel (1966) permettent de déterminer le facteur de sécurité ainsi que le cercle le plus défavorable à la stabilité pour des talus en fonction des paramètres de résistance et de l'angle d'inclinaison par rapport à la normale des lignes de courant supposées rectilignes et uniformes.

Cette méthode est parfois utilisée pour calculer le coefficient de sécurité F_s . Pour déterminer F_s , il suffit de connaître la fonction de l'angle du talus (X) et la fonction de la hauteur du gradin (Y). Le point d'intersection de ces dernières nous permet de déterminer le coefficient de sécurité correspondant.

Ces différents conseils concernant les paramètres à prendre en compte dans l'utilisation des abaques, valables par ailleurs pour toute analyse de stabilité de pente, mettent l'accent sur la nécessité d'une bonne observation des éléments structuraux, géologiques, hydrogéologiques et mécaniques propres au site. Par ailleurs, dans son article le Docteur HOEK présente les possibilités d'analyser, dans le cadre d'une pente en gradins, soit la stabilité des gradins soit la stabilité générale de la pente ; possibilités qui résident dans le choix du pied, de l'angle et de la hauteur de pente adéquats. Egalement la topographie en plan est à prendre en considération dans la pondération des résultats d'une évaluation de stabilité. En effet les calculs en général bidimensionnels supposent que la pente a sur une longueur infinie, la coupe telle que schématisée, or la courbure en plan de la pente, peut faire évoluer les résultats dans un sens favorable (concave vers le vide) ou défavorable (convexe vers le vide). [27]

6. Conclusion

En conclusion, le chapitre sur les méthodes analytiques de calcul de stabilité met en évidence l'importance de disposer d'approches rigoureuses pour évaluer la stabilité des pentes. Ces méthodes permettent d'analyser les paramètres géotechniques, les forces agissant sur la pente et de déterminer les coefficients de sécurité appropriés. Il est crucial de sélectionner la méthode appropriée en fonction des caractéristiques du site et des objectifs de l'étude, tout en prenant en compte les limites et les hypothèses spécifiques associées à chaque méthode. Une approche rigoureuse combinant différentes méthodes analytiques peut fournir des résultats plus complets et précis pour la gestion et la conception des pentes.

Chapitre III

Les méthodes numériques de calcul de stabilité des pentes

1. Introduction

Les méthodes numériques de calcul de stabilité jouent un rôle crucial dans l'évaluation de la stabilité géotechnique des terrains et des structures. Elles permettent de modéliser et de simuler le comportement des sols, en prenant en compte divers paramètres tels que les charges appliquées et les caractéristiques du sol. Ces méthodes offrent une approche précise et efficace pour prédire la stabilité des ouvrages géotechniques, réduisant ainsi les risques de défaillance. Ce chapitre aborde les présentations des deux logiciels qu'on va utiliser pour l'évaluation de stabilité des pentes pour notre cas d'étude qui sont geoslope et plaxis 2d.

2. Exemples des logiciels

Parmi les logiciels couramment utilisés pour l'évaluation de stabilité des pentes on cite : Talren, GeoStudio, Plaxis, Slide, FLAC, Slope/W, Phase2, RS2, UDEC, ZSoil/P.

3. Le logiciel GeoSlope

3.1. Présentation du logiciel Geostudio

Geostudio 2018 R2 est un logiciel de modélisation géotechnique et environnementale qui permet de réaliser des analyses en mécanique des sols, des ouvrages géotechniques et des structures souterraines. Il contient plusieurs modules, tels que SLOPE/W, SEEP/W, SIGMA/W, TEMP/W, QUARRY, CTRAN/W, AIR/W, VADOSE/W et SOLID/W. Ces modules sont conçus pour aider les ingénieurs géotechniciens à concevoir des projets de manière efficace et à prendre des décisions éclairées en utilisant des méthodes numériques pour résoudre des problèmes complexes de géotechnique et d'environnement.

SLOPE/W : permet de réaliser des analyses de stabilité des pentes. Il utilise des méthodes telles que les méthodes de Fellenius, Bishop et Janbu pour calculer le facteur de sécurité des pentes.

SEEP/W : permet de réaliser des analyses de flux d'eau souterraine et de transport de contaminants. Il peut être utilisé pour modéliser les systèmes de drainage, les digues, les barrages et les structures de confinement.

SIGMA/W : permet de réaliser des analyses de contrainte et de déformation. Il est utilisé pour modéliser les tunnels, les excavations et les fondations.

TEMP/W : permet de réaliser des analyses de transfert de chaleur et d'humidité. Il est utilisé pour modéliser les échanges de chaleur et d'humidité dans les sols et les matériaux géotechniques.

QUARRY : permet de réaliser des analyses de stabilité des excavations dans les carrières et les mines. Il utilise des méthodes telles que les méthodes de Bishop et de Janbu pour calculer le facteur de sécurité des excavations.

Chapitre III : Les méthodes numériques de calcul de stabilité des pentes.

CTTRAN/W : permet de réaliser des analyses de transport de contaminants dans les sols et les eaux souterraines. Il est utilisé pour modéliser les mouvements de contaminants dans les sols et les eaux souterraines.

AIR/W : permet de réaliser des analyses de transport de l'air et de la vapeur dans les sols et les matériaux géotechniques. Il est utilisé pour modéliser les mouvements d'air et de vapeur dans les sols et les matériaux géotechniques.

VADOSE/W : permet de réaliser des analyses de transport d'eau et de contaminants dans la zone non saturée des sols. Il est utilisé pour modéliser les mouvements d'eau et de contaminants dans la zone non saturée des sols.

SOLID/W : permet de réaliser des analyses de contrainte et de déformation dans les matériaux solides. Il est utilisé pour modéliser les déformations et les contraintes dans les matériaux solides tels que les roches et les bétons.

3.1.1. Présentation du logiciel GeoSlope

GEOSLOPE est une version spécifique de Geostudio qui est conçue pour les ingénieurs géotechniciens travaillant sur la stabilité des pentes. Pour travailler avec Geoslope, il est nécessaire d'installer Geostudio.

GEOSLOPE est un logiciel de calcul qui se base sur la théorie d'équilibre limite pour l'analyse de la stabilité des pentes. Cette méthode implique de respecter les règles de stabilité statique, notamment les conditions d'équilibre des moments et des forces. En évaluant le facteur de sécurité, SLOPE permet de déterminer le volume instable de la pente. Les résultats de cette analyse sont présentés de manière graphique pour une meilleure compréhension.

Geoslope utilise SLOPE/W et d'autres modules de Geostudio pour effectuer des analyses de stabilité des pentes. En utilisant Geoslope, les ingénieurs peuvent modéliser des pentes et des talus, simuler des charges et des contraintes, et effectuer des analyses de stabilité pour évaluer les risques d'éboulement ou de glissement de terrain.

Les fonctionnalités de Geoslope incluent également la possibilité de définir des profils géologiques, de modéliser des matériaux géotechniques, de simuler des conditions de sols saturés et non saturés, et de prendre en compte l'interaction sol-structure. Les ingénieurs peuvent également effectuer des analyses probabilistes pour évaluer les risques de défaillance de la pente.

Pour utiliser Geoslope, les ingénieurs peuvent suivre un processus en plusieurs étapes, notamment la collecte de données de terrain, la modélisation de la géométrie et des matériaux, la définition des charges et des conditions frontières, et l'exécution de l'analyse de stabilité. Les résultats de l'analyse peuvent être visualisés sous forme de graphiques et de rapports détaillés.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, il est nécessaire de calculer le coefficient de sécurité. Il existe plusieurs méthodes intégrées dans geoslope pour effectuer cette analyse, telles que la méthode de Bishop, la méthode de Janbu, la méthode de Morgenstern-Price et la méthode de Spencer.

Chapitre III : Les méthodes numériques de calcul de stabilité des pentes.

La méthode de Bishop: cette méthode calcule le facteur de sécurité en utilisant une analyse de contrainte-limite basée sur la méthode des éléments finis.

La méthode de Janbu: cette méthode utilise également une analyse de contrainte-limite, mais elle est basée sur une méthode simplifiée de cercle de Mohr.

La méthode de Morgenstern-Price: cette méthode est basée sur une analyse de stabilité basée sur la théorie de la contrainte-limite. Elle utilise une approche de blocs coulissants pour modéliser la rupture de la pente.

La méthode de Spencer: cette méthode utilise une approche de tranches pour modéliser la rupture de la pente. Elle est basée sur une analyse de contrainte-limite et utilise des coefficients de résistance au cisaillement.

Ces méthodes permettent de déterminer le facteur de sécurité vis-à-vis de divers types de rupture, tels que la rupture circulaire, la rupture de coin, la rupture en plan incliné, etc. Pour cela, le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D et plusieurs méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement potentiel sont exécutées jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité. Le choix de la méthode de calcul dépend de plusieurs facteurs tels que la nature du sol, les conditions de charge, le type de pente, etc. Il est donc important de bien comprendre les principes de chaque méthode et de choisir celle qui convient le mieux à chaque cas particulier.

3.1.2. Le fonctionnement de logiciel

Le logiciel Geoslope, tout comme les autres programmes de calcul, permet de générer des résultats basés sur des paramètres définis. Ainsi, pour utiliser Geoslope efficacement, il est important de suivre les étapes suivantes pour mener à bien l'opération de calcul



Figure III.1 la barre d'outils de geoslope

Fichier : Cette option permet de créer, ouvrir et enregistrer des projets. Elle permet également d'importer ou d'exporter des fichiers pour travailler sur des données externes.

Édition : Cette option permet de modifier les propriétés des objets dans un projet Geoslope. Elle permet également de copier, coller, supprimer et déplacer les objets.

Afficher : Cette option permet de personnaliser l'affichage du projet en choisissant les couches à afficher ou masquer, l'échelle, le mode de visualisation, etc.

Chapitre III : Les méthodes numériques de calcul de stabilité des pentes.

Dessiner : Cette option permet de dessiner les différents types d'objets dans le projet Geoslope, tels que les éléments de maillage, les profils de sol, les formes de terrain, etc.

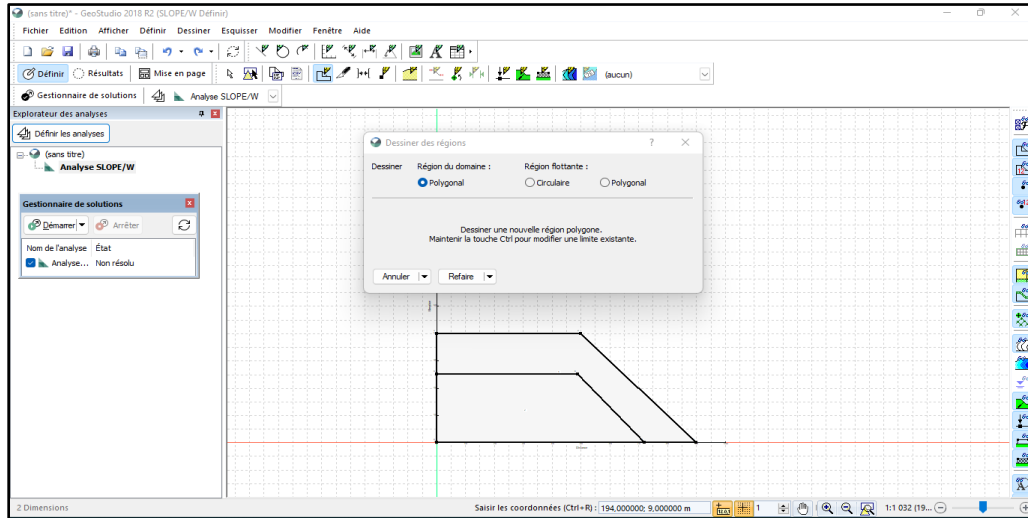


Figure III.2 exemple d'un model géométrique crée par geoslope

Définir : Cette option permet de définir les propriétés du projet Geoslope, telles que les unités, les conditions initiales, les propriétés des matériaux, etc.

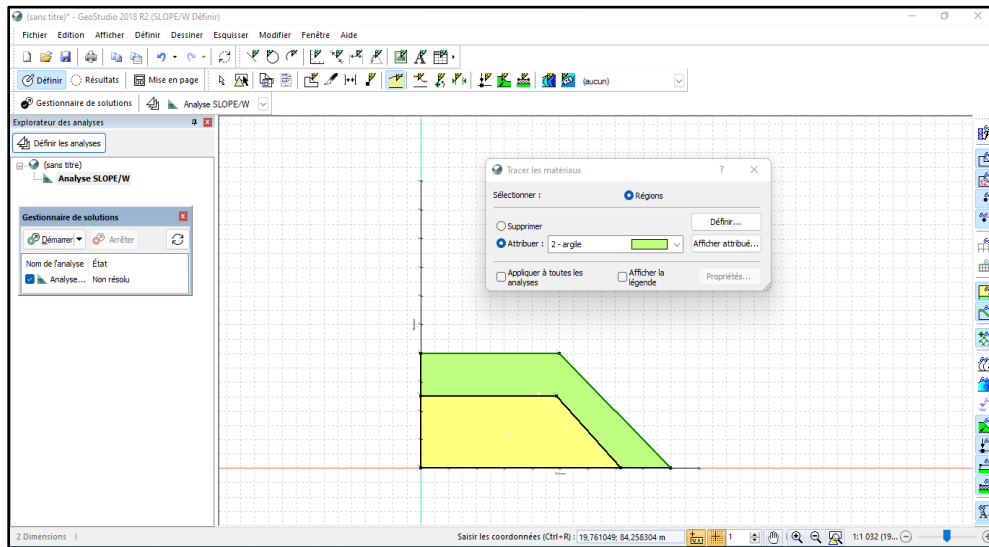


Figure III.3 exemple de définitions des matériaux par geoslope

Esquisser : Cette option permet de créer des esquisses pour les objets qui seront utilisés dans le projet Geoslope, tels que les profils de sol, les pentes, les talus, etc.

Modifier : Cette option permet de modifier les propriétés des objets sélectionnés dans le projet Geoslope, tels que la géométrie, les propriétés matérielles, les conditions de charge, etc.

Chapitre III : Les méthodes numériques de calcul de stabilité des pentes.

Le gestionnaire de solutions est une option dans Geoslope qui permet de gérer les différentes solutions créées pour un projet. Voici le fonctionnement ou le rôle de chaque option dans le gestionnaire de solutions

1. Créer une nouvelle solution : Cette option permet de créer une nouvelle solution pour le projet Geoslope en spécifiant les paramètres de calcul tels que les conditions initiales, les propriétés des matériaux, les conditions de charge, etc.
2. Modifier une solution existante : Cette option permet de modifier les propriétés de la solution sélectionnée, telles que les propriétés matérielles, les conditions de charge, etc.
3. Exécuter la solution : Cette option permet de lancer le calcul de la solution sélectionnée pour obtenir les résultats correspondants.
4. Visualiser les résultats : Cette option permet de visualiser les résultats de la solution sélectionnée, tels que les déformations, les contraintes, les courbes de contrainte-déformation, etc.
5. Comparer les solutions : Cette option permet de comparer les résultats de deux solutions différentes pour le même projet Geoslope.
6. Supprimer une solution : Cette option permet de supprimer la solution sélectionnée du projet Geoslope.
7. En somme, le gestionnaire de solutions permet de gérer les différentes solutions créées pour un projet Geoslope, de les modifier, de les exécuter et de visualiser leurs résultats pour en analyser les performances

4. Le logiciel Plaxis 2D

4.1.Introduction

Dans de nombreux projets de construction, les fondations superficielles sont couramment utilisées pour soutenir les charges des structures sur le sol. L'analyse précise de la capacité portante et du comportement des fondations superficielles est essentielle pour assurer la stabilité et la sécurité des structures. Plaxis 2D est un logiciel puissant qui permet d'effectuer des analyses détaillées des fondations superficielles en prenant en compte les interactions sol-structure, les contraintes appliquées et les propriétés du sol.

4.2.Outils de Plaxis 2D

4.2.1. Modélisation géométrique de la fondation

La première étape consiste à créer le modèle géométrique de la fondation dans Plaxis 2D. Le logiciel offre des outils de modélisation pour définir la forme, la taille et la profondeur de la fondation. Les paramètres géométriques, tels que la largeur, la longueur et l'épaisseur, peuvent être spécifiés en fonction des caractéristiques de la fondation réelle.



Figure III.4 la barre d'outils de Plaxis 2d

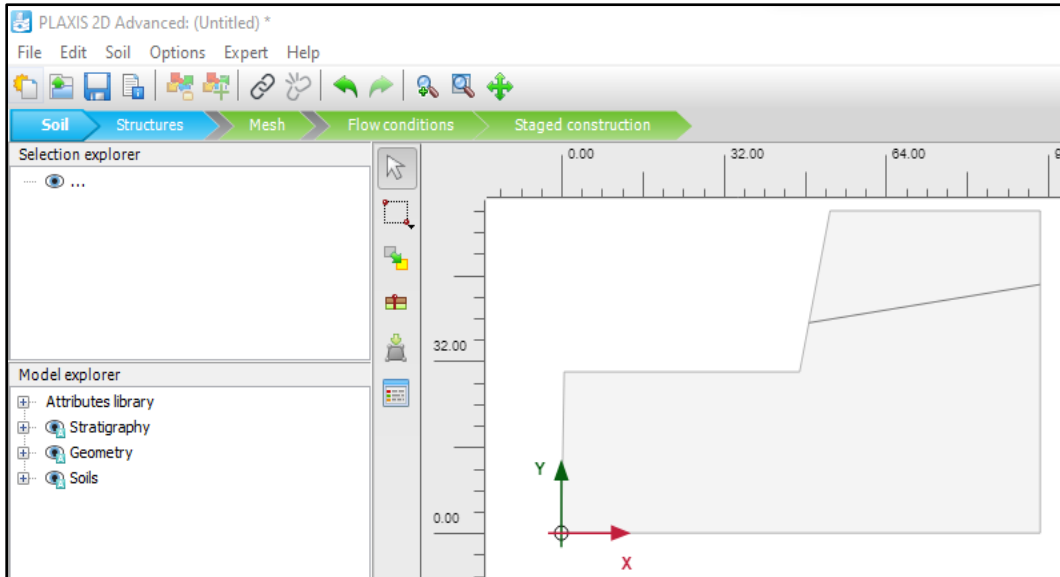


Figure III.5 exemple d'un model géométrique crée par Plaxis 2d

4.2.2. Caractérisation du sol

Plaxis 2D permet de définir les propriétés géotechniques du sol sur lequel repose la fondation. Les paramètres tels que la cohésion, l'angle de frottement interne, la densité, la compressibilité, peuvent être attribués à chaque couche de sol du modèle. Il est possible de définir différents types de sols dans le modèle pour représenter la stratification du sol réel.

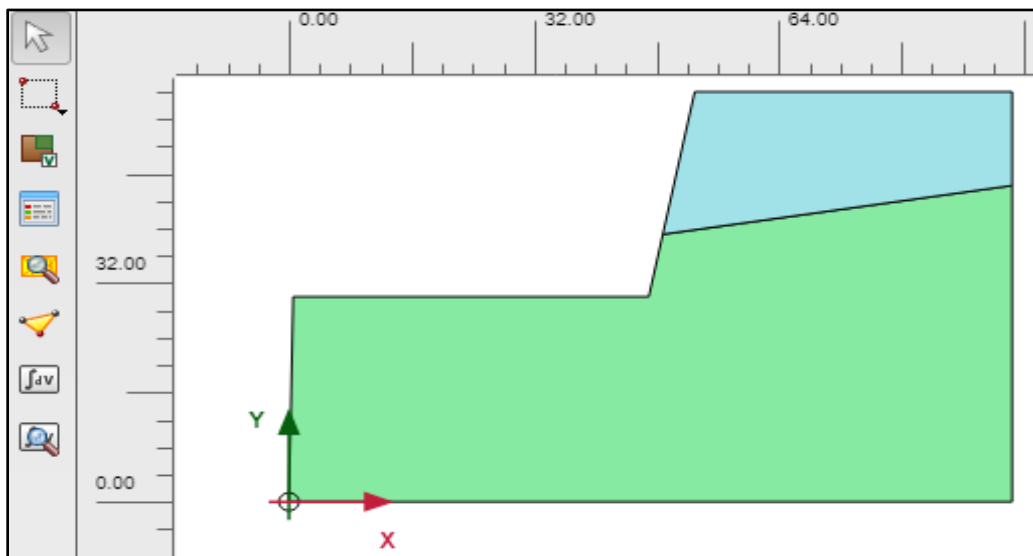


Figure III.6 exemple de définitions des matériaux par Plaxis 2d

4.2.3. Chargement de la fondation

Plaxis 2D permet de spécifier les charges appliquées à la fondation. Cela peut inclure les charges verticales provenant des charges permanentes et variables de la structure, ainsi que les charges horizontales provenant des forces latérales ou des moments. Les charges peuvent être appliquées de manière statique ou dynamique, en fonction des conditions réelles du projet.

4.2.4. Modèles de comportement du sol

Le logiciel offre une gamme de modèles de comportement du sol pour représenter le comportement réel du matériau. Les modèles couramment utilisés incluent le modèle élastoplastique, le modèle de sol plastique Mohr-Coulomb, etc. Le choix du modèle dépend des propriétés du sol et des conditions de contrainte spécifiques à la fondation.

4.2.5. Analyse des résultats

Plaxis 2D effectue une analyse des fondations superficielles en calculant les contraintes, les déformations et les facteurs de sécurité de la fondation. Le logiciel utilise des méthodes d'analyse numérique avancées, telles que la méthode des éléments finis, pour résoudre les équations du comportement du sol et prédire le comportement de la fondation.

4.2.6. Interprétation des résultats

Plaxis 2D fournit des outils de visualisation des résultats pour analyser les contraintes, les déformations, les facteurs de sécurité et les surfaces de rupture de la fondation. Ces résultats permettent d'évaluer la capacité portante de la fondation, d'identifier les zones critiques et de comprendre le comportement de la fondation sous différentes charges. Les ingénieurs peuvent interpréter ces résultats pour prendre des décisions éclairées concernant la conception, le dimensionnement et la sécurité de la fondation.

4.2.7. Analyse de la stabilité de la fondation

En plus de l'analyse de la capacité portante, Plaxis 2D permet d'évaluer la stabilité de la fondation. Cela inclut l'analyse de la stabilité contre le renversement, le glissement et le soulèvement. Les résultats de l'analyse de stabilité aident à identifier les risques potentiels et à prendre les mesures nécessaires pour renforcer la fondation si nécessaire.

4.2.8. Renforcement de la fondation

Si les résultats de l'analyse révèlent des problèmes de stabilité ou une capacité portante insuffisante, Plaxis 2D peut être utilisé pour évaluer différentes techniques de renforcement. Cela peut inclure l'ajout de pieux, la mise en place de semelles plus larges, l'utilisation de géotextiles, etc. Les ingénieurs peuvent simuler ces techniques dans le modèle Plaxis 2D pour évaluer leur efficacité et choisir la solution de renforcement appropriée.

5. Conclusion

En conclusion, les méthodes numériques de calcul de stabilité sont des outils précieux dans l'analyse géotechnique. Elles permettent de modéliser et de simuler le comportement des sols et des structures, offrant ainsi une compréhension approfondie de la stabilité des terrains.

Les méthodes numériques de calcul de stabilité, telles que Geoslope et Plaxis 2d, offrent des solutions puissantes pour l'analyse géotechnique. Le choix de la méthode dépendra des besoins spécifiques du projet, de la complexité de la modélisation requise et de l'expertise disponible. L'utilisation judicieuse de ces outils, combinée à une solide connaissance des principes géotechniques, contribuera à une évaluation précise et fiable de la stabilité géotechnique des terrains.

Chapitre IV

Conditions géologiques et géotechniques de projet d'étude

1. Introduction

La carrière de Meftah a subi un glissement énorme en 2010 dans son premier périmètre d'exploitation Zerouala 1 d'où vient l'importance d'étudier la stabilité de le deuxième périmètre d'exploitation Zerouala 2 qui est une extension du premier afin de prévenir un tel problème d'instabilité.

Dans ce chapitre, nous allons parler sur deux axes principaux à partir la recherche documentaire et des données recueillies sur terrain. Le premier se base sur la connaissance de la situation géologique et hydrogéologique afin de déterminer toutes les structures qui peuvent influencer la stabilité de la zone en question. Le second axe concerne les essais géomecanique qui sont eux aussi des critères à considérer lors de l'évaluation de la stabilité. Ces deux axes, nous permettent de faire une première appréciation de l'état actuel sur la carrière de calcaire Zerouala 2, Meftah. (W. Blida).

2. Situation géographique

La région d'étude est située sur le versant nord du Djebel Zerouala (500m) qui domine la plaine de la Mitidja au Nord. Cette région montagneuse est limitée au Nord par la ville de Meftah, situé à une vingtaine de kilomètres au Sud-Est d'Alger. On y accède en empruntant le chemin de wilaya CW118 à partir de la Nationale N5 à hauteur d'oued Semar ou par la route nationale N°29 reliant l'Arbaa à Khemis el Khechna.

La plaine de la Mitidja s'étend sur une superficie de 1300Km². Orientée suivant un axe WSW-ENE, cette plaine est limitée au Nord par les collines du Sahel d'Alger (260 m d'altitude) et au Sud par les reliefs de l'Atlas Blidéen.

La région appartient au découpage administratif de la commune de Meftah (wilaya de Blida) qui s'étale sur une superficie de 52,12 km². Elle est limitée :

- au sud par les communes de Djebabra et Sohane ;
- à l'est par la commune de Khemis-El-Khechna ;
- à l'ouest par la commune de Larbaa.

La zone d'étude est circonscrite les entre les Longitudes= 3°10'50'' et 3°18'50'' et les latitudes 36°33'30'' et 36°39'30'' (Clark 1880) et est couverte par la feuille topographique de Larbaa au 1/50000 (ancien découpage de l'INCT).

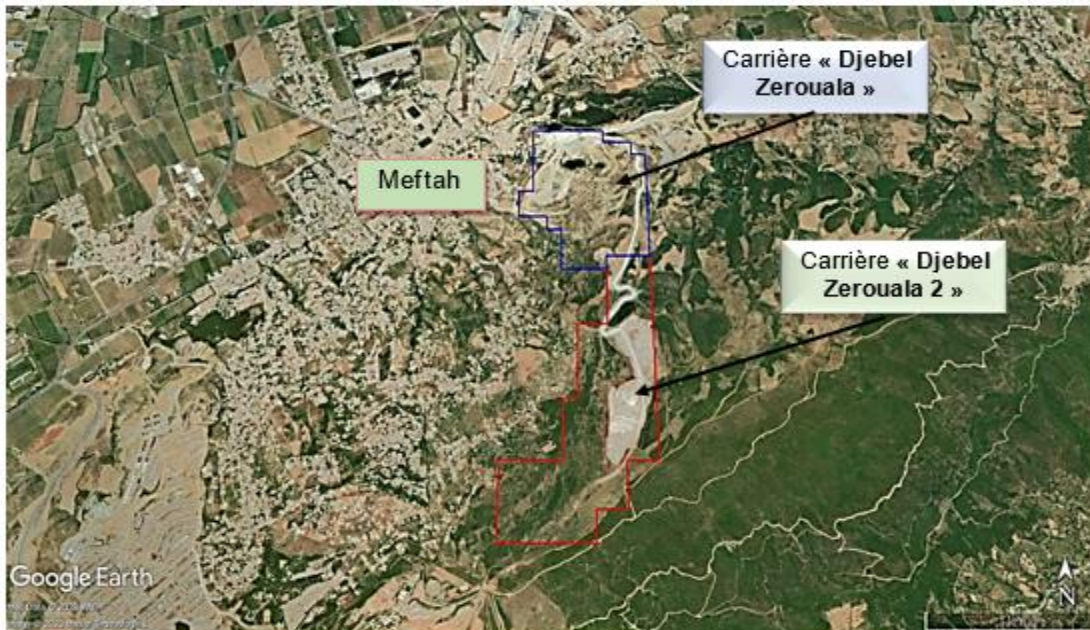


Figure IV.1 : Image prise par Google earth du gisement de calcaire Zerouala 2, Meftah. (W. Blida) [31]

Les coordonnées utilisées pour le périmètre du permis d'exploitation de carrières code 5331 PXC, relèvent de la projection du système UTM Nord-Sahara, fuseau 31, et sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Coordonnées UTM du périmètre d'exploitation de Zerouala 2. [31]

Point	X	Y
1	521 800	4 051 800
2	521 800	4 050 400
3	521 600	4 050 400
4	521 600	4 050 100
5	521 400	4 050 100
6	521 400	4 049 900
7	520 800	4 049 900
8	520 800	4 050 400
9	521 200	4 050 400
10	521 200	4 050 800
11	521 300	4 050 800
12	521 300	4 051 300
13	521 500	4 051 300
14	521 500	4 051 800

Le périmètre est de surface de 100 Ha, **S= 100 Ha**

3. Géologie de Site d'étude

3.1. Géologie régionale

La wilaya de Blida, est située dans la partie centrale de l'Algérie septentrionale. Elle englobe une grande partie de la Mitidja ainsi que des montagnes appartenant à l'Atlas Blidéen. La géologie de la région dans son contexte lithostratigraphique, montre les terrains présents de bas en haut où on distingue le suivant :

- Le **Trias** : il se présente entre marin et lagunaire ; représenté par des grès et des conglomérats. Sa puissance atteint environ 1500 m où on a localisé les indices d'El Maaden et de Blida.
- Le **Crétacé** : les monts de l'Atlas Blidéen, sont constitués principalement de formations de cet âge. Ce sont des calcaires, sables et argiles, avec des intercalations de calcaires et de grès. La puissance de ces dépôts est de 1000m environ.
- Le **Néogène** : il affleure surtout au Sud-ouest de la wilaya et en lentilles dans la région de Blida et Meftah. Ses formations appartiennent au Miocène et au Pliocène.
- Le **Miocène** : il est constitué de marnes compactes et d'argiles marneuses, avec des intercalations de grès peu importantes, sa puissance est de 1000m.
- Le **pliocène** : est représenté par des argiles marneuses, des calcaires, du sable et des grès calcaires. Sa puissance est de 150 m.
- Le **Quaternaire** : il recouvre une grande partie de la Mitidja. Les dépôts de cet âge sont constitués de sable d'alluvions anciens, des galets de roches argilo-carbonatées, de terrasses marines, de limons sableux, alluvions et d'éluvions. La puissance de cette série atteint environ 3000 m.

3.2. Tectonique de la région

Dans le massif de l'Atlas Blidéen, comme la plupart des massifs de la région du littoral, plusieurs phases de plissements ont superposé leurs effets pendant le tertiaire.

- Des plissements post-Eocène qui ont duré probablement jusqu'au début du quaternaire, se manifestent par des plis simples.
- Une phase tectonique majeure, d'âge Lutétien supérieur-Priabonien inférieur ayant violemment disloqués les couches.

On peut séparer les deux phases, en observant que le flysch d'âge éocène supérieur est transgressif et discordant sur les plis d'âge Lutétien (Koudiat-El-Maaden, Koudiat Tichat etc..).

Chapitre IV : Conditions géologiques et géotechniques de projet d'étude.

Dans les plissements post-Eocène on distingue :

A. Des plissements intéressant le Néogène et le Quaternaire.

- Au Nord-ouest, l'anticlinal post-astien du Sahel d'Alger, bordé au Sud par la flexure Nord Mitidjienne.
- Le synclinal ou « flexure-graben » correspond à la plaine Mitidjienne.
- Une flexure (flexure sub-Mitidjienne), borde la Mitidja au Sud d'une ligne passant par Meftah, Khemis-El-Khechna. Le long de cette ligne, toutes les couches néogènes sont redressées. Les couches pliocènes elles-mêmes, sont verticales au voisinage de Meftah.
- Au Sud de cette flexure, le Djebel Zerouala, correspond à un brachy-anticlinal de direction Sud-ouest Nord-est.

B. Des plissements intéressant l'Eocène supérieur et les terrains antérieurs.

- Au Nord, le synclinal de l'Arbatache.
- Une zone anticlinale, se présentant sous forme d'un chapelet de dômes, dôme de Korilla, du Djebel Guergour et du Koudiat-El- Maaden.
- Synclinal de Dra-El-Diss.
- Anticlinal de Djraïdia.
- Synclinal du Djebel Zima.

Enfin, la bordure de la région de Meftah est suivie par une zone anticlinale où affleure largement le Crétacé.

Les dernières manifestations orogéniques dans cette région, sont nettement postérieures à l'Astien, et paraissent même avoir intéressé les marnes d'El-Harrach (Pliocène supérieur, quaternaire inférieur).

3.3. Hydrogéologie

La plaine de la Mitidja est riche en eaux souterraines et possède plusieurs niveaux aquifères: Astien sablo-gréseux (profond), villafranchien et quaternaire graveleux et caillouteux. Entre ces deux principales formations aquifères, les marnes d'El-Harrach, ne constituent pas un bon aquifère malgré l'existence de quelques passées caillouteuses.

A partir de la carte hydrogéologique de la région d'Alger, il a été déduit que :

- L'écoulement général des eaux souterraines se fait au Sud vers le Nord (vers la mer).
- Les zones d'alimentation en eau de la nappe, sont localisées au niveau des reliefs (atlas Blidéen et piémonts Sud du Sahel d'Alger) ;

Chapitre IV : Conditions géologiques et géotechniques de projet d'étude.

Dans la zone de Meftah, pas loin de la cimenterie, le niveau hydrostatique de la nappe est relativement profond. Il varie entre 40m et 50m.

Le forage-F2, localisé dans l'enceinte de cette usine, atteint 250 m de profondeur. Il se pourrait que quelques lentilles graveleuses, peu profondes, soient le siège de circulation d'eau souterraine, mais leurs potentialités seront faibles.

Constituée de couches de remblais perméables, séparées par des intercalations d'argile et de limons, la décharge peut être le lieu d'infiltration d'une partie des eaux de pluies, ce qui créera une humidification des sols, mais ne donnera pas naissance à une nappe aquifère.

3.4. Géologie du gisement

Le gisement de Djebel Zerouala est constitué d'un calcaire Helvétien, d'âge miocène inférieur recouvrant les plus vieilles roches de la région, reposant sur des grès et sur le conglomérat, il est en majeure partie fort en calcium, mais se réduit graduellement en calcaire siliceux. Le pendage général du calcaire est incliné vers le Nord, mais il est totalement interrompu par les plissements.

Il existe un certain nombre de failles, d'où une déformation structurale a affecté toute la région de MEFTAH, ce qui a produit généralement un plissement orienté NE-SW, et des failles le long de deux principales orientations NNE-SSO et ONO-ESE. La topographie de surface s'élève vers le Sud, le calcaire de haute qualité est bien exposé avec des falaises proéminentes, il est généralement cristallin ou granuleux.

Le calcaire de qualité inférieure ou siliceux est moins dominant que le calcaire de haute qualité. Le dépôt de calcaire a la forme d'une lentille, ayant une surface rectangulaire reposant sur le flanc Ouest d'une formation d'argile à faible pente. La lentille de calcaire affleure sur une surface de 775 x 425 m.

L'épaisseur totale de la formation lenticulaire, varie considérablement. Elle est maximale au centre du gisement, pour atteindre 80m, et elle diminue graduellement au fur et à mesure que l'on avance vers les extrémités. Le dépôt se divise minéralogiquement en trois (03) couches parallèles, soit une couche épaisse à haute teneur en carbonate suivie de deux couches minces à teneurs décroissantes.

- Couche 3 C : $\text{CaO} > 48\%$
- Couche 3 B : $40\% < \text{CaO} < 48\%$
- Couche 3 A : $\text{CaO} < 40\%$

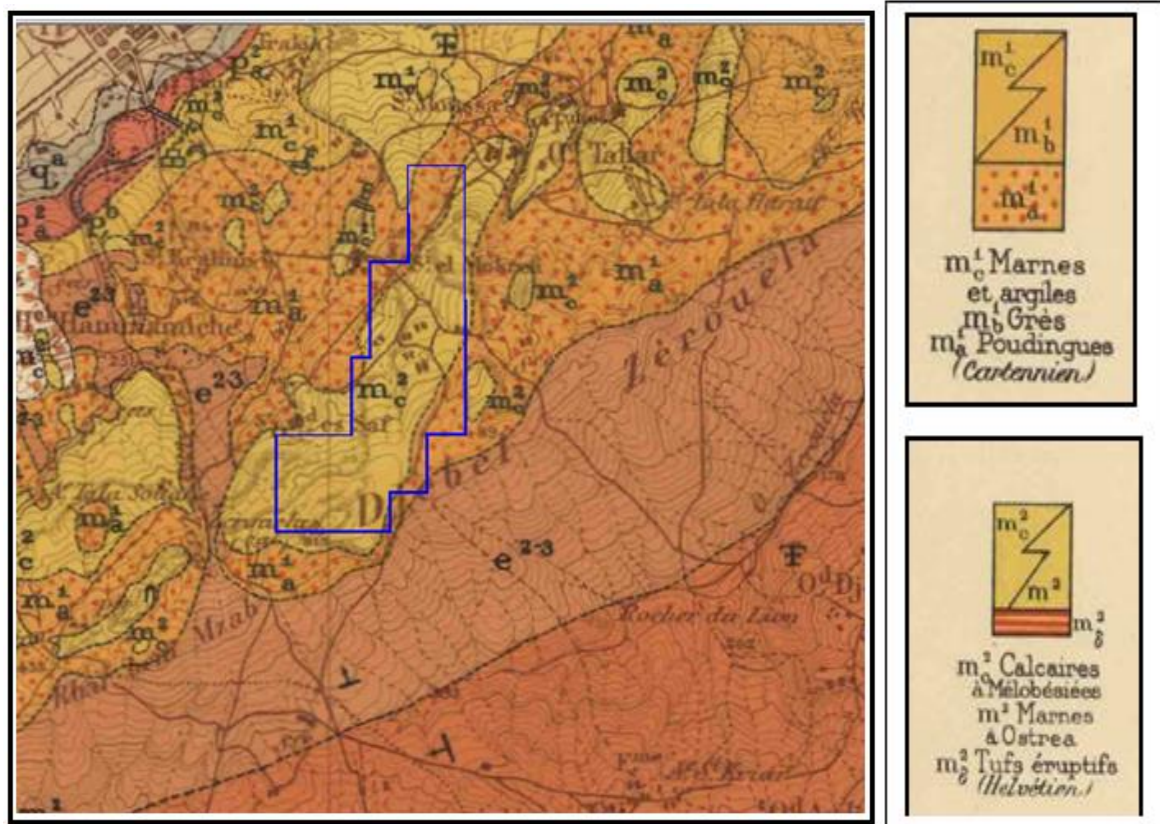


Figure IV.2 : Situation Géologique du gisement de calcaire « Zerouala 2 » (Extrait de la carte géologique ARBA FEUILLE N° 42, Échelle 1/50 000) [31]

3.5. Lithostratigraphie

Le gisement de calcaire du Djebel Zerouala, est caractérisé par une structure géologique complexe telle qu'en témoignent les nombreuses discordances, et différents plissements ayant affectés la roche. De plus, les travaux de sondages, ont révélé l'existence de failles à travers des rejets de fortes à moyenne amplitude.

Le calcaire Helvétien, d'âge Miocène inférieur, recouvre les plus anciennes formations de la région, reposant sur les grès et conglomérats. Les formations géologiques qui prennent part à la constitution du gisement, sont les dépôts quaternaires, miocène et l'éocène.

- **Quaternaire (q_a)** : Les dépôts du quaternaire, sont peu représentés au niveau du gisement puisqu'ils n'ont été rencontrés que localement dans quelques ouvrages miniers.

Chapitre IV : Conditions géologiques et géotechniques de projet d'étude.

- **Miocène (Helvétien) (m2 c)** : Le calcaire Helvétien, d'âge Miocène inférieur, recouvre les plus anciennes formations de la région, repose sur les grès et conglomérats.

Cette formation repose en transgression et en discordance sur le Cartennien et l'Eocène supérieur, a été attribuée à l'Helvétien. Ce faciès de calcaire de Meftah, constitue l'assise utile du gisement étudié et se caractérise par la présence de fossiles en nids abondants qu'on a rencontrés dans la plupart des ouvrages miniers.

D'après les sondages, les calcaires ont des épaisseurs très variables et imprévisibles. Le maximum atteint est de 54,40m (S-606) alors que le minimum ne dépassant guère 9,40m (S-617). L'assise calcaire est composée de deux couches lithologiques principales, qui se distinguent nettement l'une de l'autre par la couleur et l'aspect dont :

- Calcaire franc (couche supérieure).
- Calcaire gréseux (couche inférieure).

- a) **Calcaires francs** : Ils représentent 90% du volume global de l'assise utile, de couleur jaune-clair à blanchâtres, dures à moins dures, cristallins, à grains fins, riches le plus souvent en débris de coquilles. Ces calcaires sont parcourus de veinules stylolitiques le long des parois de la carotte, et quand ils sont fissurés, on note très souvent la présence d'argile rougeâtre avec des filonnets de calcite.

Ces fissures ont des dimensions variables qui vont de quelques mm à plusieurs dizaines de centimètres auxquelles l'argile rouge est toujours associée. On note également la présence de karsts et cavités à l'intérieur qu'à l'extérieur de la carotte. Le pendage général des couches de calcaires est de 20° dans le sens Sud-Est / Nord-Ouest.

b) **Calcaires gréseux**

Ils ne représentent en fait que 10% de l'assise utile, de couleur ocre qui tranche nettement sur la première. Ces calcaires sont rugueux au toucher, parfois tendres. Par ailleurs, ils présentent les mêmes caractéristiques que les précédents : présence de fossiles et karstification.

- **Grès et poudingues (Cartennien) (m1a)** : Les poudingues se trouvent à la base des calcaires précédents. Ils sont constitués d'un ciment rouge brique. Ce sont des roches très dures, ressemblant à des quartzites, avec des épaisseurs considérables. Ils sont rugueux également au toucher et très souvent, se trouvent associés aux argiles de même couleur.

Cependant, on a rencontré quelques variétés de poudingues suivant les différents sondages où on a observé des poudingues à grains fins et grains grossiers. De même on a rencontré des poudingues à ciment rouge mais également des poudingues de couleur bleuâtre.

[31]

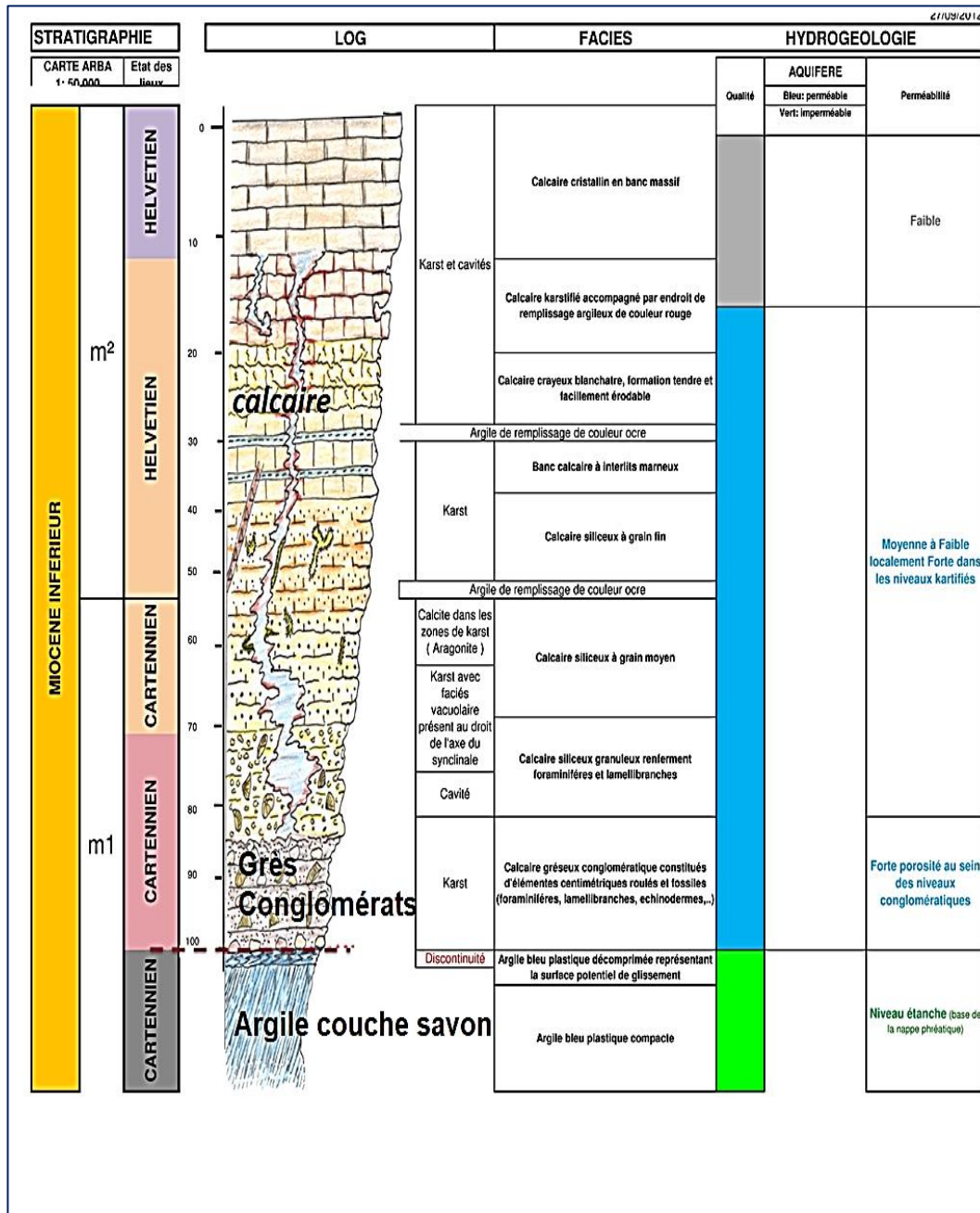


Figure IV.3 : Log stratigraphique synthétique du site de la Carrière de Meftah [32]

4. Programme de reconnaissance géotechnique

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. Il existe, pour ce but des essais physico-mécaniques en laboratoire ont été réalisés.

4.1. Essais physico-mécaniques

En 2016, 06 sondages ont été réalisés par GEOMAG laboratoire afin de faire des essais physico-mécaniques sur les carottes de sondages. Le tableau suivant présente les coordonnées UTM des sondages et leurs profondeurs respectives.

Tableau IV.2 : Coordonnées UTM des sondages et leurs profondeurs respectives [32]

Code du Sondage	Coordonnées UTM				Profondeur Finale (m)	Piézomètre
	X-NS	Y-NS	X-WGS	Y-WGS		
SS-1	521278	4 052254	521 212	4 052 556	40.05	OUI
SS-2	521297	4 052150	521 231	4 052 452	21.20	OUI
SS-3	521315	4 052056	521 249	4 052 358	20.20	OUI
SS-4	521352	4 052364	521 286	4 052 666	39.20	OUI
SS-5	521422	4 052277	521 356	4 052 579	21.30	OUI
SS-6	521456	4 052233	521 390	4 052 535	19.90	OUI



Figure IV.4 : caisse a carotte de sondage SS-1 [33]

4.1.1. Analyse granulométrique selon la norme NF P 94-057

4.1.1.1. Domaine d'application

L'analyse granulométrique par tamisage au moyen de tamis à mailles carrées de dimension inférieur ou égale à 100 mm s'applique aux sols, aux matériaux rocheux et aux sous-produits industriels utilisés dans le domaine du bâtiment et du génie civil. Pour les particules de taille inférieure à $80\mu\text{m}$, l'analyse granulométrique est faite par la méthode de sédimentation ; cette analyse s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification de conditions granulométriques imposées.

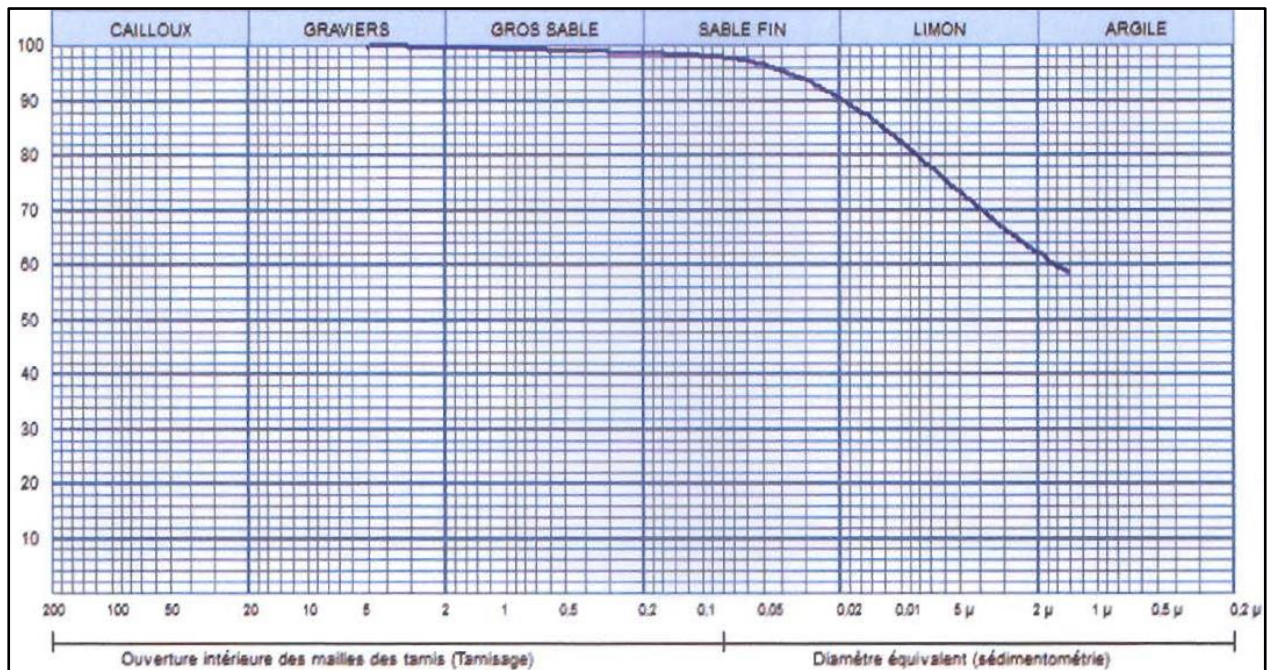


Figure IV.5 : Courbe d'analyse granulométrique d'échantillon de sondage SS-1 [34]

4.1.1.2. Principe de l'essai

L'essai d'analyse granulométrique consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau par brassage sous l'eau. L'échantillon de sol est ensuite séché et fractionné à l'aide d'une série de tamis de mailles spécifiques. Le refus cumulé, c'est-à-dire la masse des particules retenues sur chaque tamis, est pesé successivement. Ces masses de refus cumulés sont ensuite rapportées à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse.

4.1.2. Les limites d'Atterberg selon la norme NF P 94-51

4.1.2.1. Domaine d'application

L'essai est destiné à la détermination des deux limites d'atterberg (limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité du rouleau) .elle s'applique aux sols dont les éléments passent à travers le tamis de dimension nominale d'ouverture de maille 400 μm .

4.1.2.2. Définition de limite d'atterberg

Les limites d'atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance. Limites d'atterberg : (limite de liquidité et limite de plasticité) : c'est les teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol.

W_L Limite de liquidité : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.

W_p Limite de plasticité : différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique.

4.1.2.3. La limite de liquidité

La limite de liquidité est déterminée à l'aide de l'appareil de Casagrande. En étendue une couche d'argile sur une coupelle et en traçant une rainure de 1 cm à l'aide d'un instrument de forme V, une série des chocs similaires sont appliqués à cette coupelle. La limite de liquidité W_L est la teneur en eau du matériau qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 1 cm des lèvres de la rainure après 25 chocs.

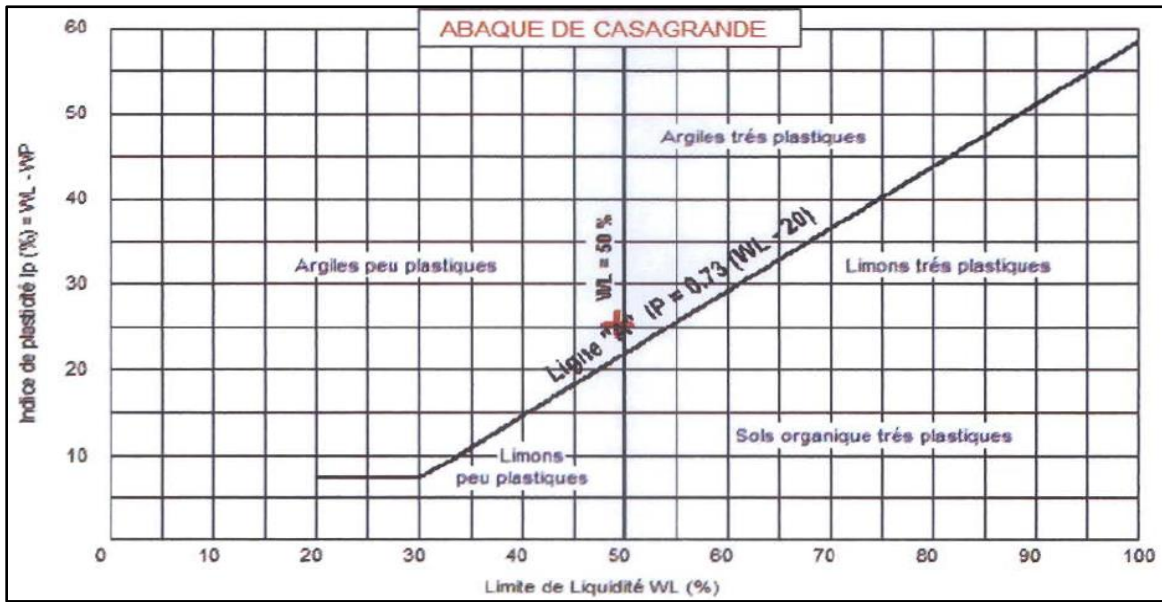


Figure IV.6 : abaque de Casagrande pour le sondage SS-3 [34]

4.1.2.4. La limite de plasticité

La limite de plasticité W_p est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint $3,0 \text{ mm} + 0,5 \text{ mm}$. W_p est la moyenne arithmétique des teneurs en eau obtenues à partir de deux essais. La valeur de la limite de plasticité est exprimée en pourcentage et l'intervalle d'arrondissement est de 1.

Limite de plasticité	
Ech N°	W (%)
1	23,86
2	23,97
3	23,91

Figure IV.7 : Résultats de limite de plasticité de sondage SS-3. [34]

4.1.2.5. Indice de plasticité I_p

C'est la différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique. $I_p = W_L - W_p$

Chapitre IV : Conditions géologiques et géotechniques de projet d'étude.

4.1.2.6. Indice de consistance I_C

C'est un Rapport défini par la formule suivante $I_C = \frac{W_L - W}{I_P}$

W est la teneur en eau du sol dans son état naturel et ne comportant pas d'éléments supérieurs à 400 μm .

Tableau IV.3 : récapitulatif des résultats de l'analyse granulométrique et limites d'atterberg [32]

Nombre de sondage	Profondeur (m)	% < 2mm	% < 80 μm	% < 2 μm	W_L	W_P	I_P	I_C
SS-1	35.00-35.70	99.97	98.14	62	62.53	25.68	36.85	1.20
SS-2	12.20-12.60	-	-	-	58.38	25.26	33.12	1.06
SS-3	6.30-6.60	-	-	-	42.05	20.61	21.44	1.14
	8.17-8.45	-	-	-	49.26	23.85	25.41	1.10
SS-4	30.95-31.25	100	99.81	63.4	54.71	24.12	30.59	1.25
SS-5	11.10-11.50	100	99.19	63	44.81	19.02	25.79	1.17
	13.28-13.90	100	99.11	63	45.08	20.21	24.87	1.30
	17.13-17.70	100	98.99	62.5	47.63	19.85	27.78	1.27
SS-6	11.50-12.20	-	-	-	47.27	22.97	24.30	1.34
	13.10-13.60	-	-	-	44.61	21.69	22.92	1.25
SS-7	8,50-9.00	85.34	43.76	27	-	-	-	-
	21.50-22.60	88.67	56.73	28	-	-	-	-

Chapitre IV : Conditions géologiques et géotechniques de projet d'étude.

On a trouvé à partir de ces résultats que les échantillons d'argiles testes sont denses à très denses moyennement à parfois plastique selon de Casagrande, et d'un état très ferme à dure, avec une teneur en eau varié entre 10 à 20%.

Les analyses granulométriques des Argiles montrent que les minéraux argileux représentent environ 63%.

Les résultats pour obtenir la teneur en eau, la densité sèche et la densité humide sont récapitulés dans les tableaux ci-après :

Tableau IV.4 : Résultats de la teneur en eau, la densité sèche et la densité humide [32]

Sondage	Profondeur (m)	Nature lithologique	Teneur en eau	Densité humide $Y_h(g/cm^3)$	Densité sèche (g/cm^3)
SS-1	10.00-10.50	Grès	1.25	2.40	2.37
	34.60-35.00	Grès conglomératique	9.15	2.36	2.16
	35.00-35.70	Argile grise	18.48	2.13	1.80
SS-2	12.20-12.60	Argile grise	23.19	2.05	1.66
SS-3	6.30-6.60	Argile grise	17.65	2.15	1.83
	8.17-8.45	Argile grise	21.36	2.08	1.71
SS-4	30.90-31.25	Argile grise	16.33	2.09	1.79
SS-5	11.10-11.50	Argile grise	14.59	2.22	1.94
	13.28-13.90	Argile grise	12.82	2.26	2.00
	17.13-17.70	Argile grise	12.27	2.28	2.03
SS-6	11.50-12.00	Argile grise	14.60	2.22	1.94
	13.10-13.60	Argile grise	16.06	2.19	1.88

4.1.3. Essais de cisaillement UU et CD selon la norme NF P 94-71 :

Les essais de cisaillement UU et CD sont deux méthodes couramment utilisées pour caractériser le comportement mécanique des sols. Ces essais permettent d'évaluer la résistance au cisaillement d'un échantillon de sol dans des conditions spécifiques.

4.1.3.1. L'essai de cisaillement UU (non consolidé non drainé) :

Cet essai est conçu pour simuler les conditions de sol saturé sans drainage. Le but principal de cet essai est de déterminer la résistance au cisaillement non drainée du sol. Lors de cet essai, un échantillon intact de sol saturé est prélevé et conservé dans cet état. L'échantillon est ensuite placé dans un appareil de cisaillement triaxial. Une contrainte de cisaillement est appliquée sur l'échantillon de manière progressive, sans permettre l'écoulement de l'eau à travers l'échantillon. Les déformations horizontales et verticales de l'échantillon sont mesurées pour enregistrer les résultats.

4.1.3.2. L'essai de cisaillement CD (consolidé et drainé) :

Cet essai est utilisé pour évaluer la résistance au cisaillement drainée d'un échantillon de sol consolidé. L'objectif de cet essai est de représenter les conditions où le sol est suffisamment consolidé et peut se drainer. Dans cet essai, un échantillon de sol est prélevé et soumis à des contraintes de consolidation pour éliminer les vides d'air. L'échantillon consolidé est ensuite placé dans un appareil de cisaillement triaxial. Une contrainte de cisaillement est appliquée progressivement sur l'échantillon, en permettant le drainage de l'eau à travers l'échantillon. Les déformations horizontales et verticales de l'échantillon sont mesurées et enregistrées.

Ces essais permettent de déterminer des paramètres clés pour la caractérisation des sols, tels que l'angle de frottement interne (φ) et la cohésion (c). L'angle de frottement interne représente la résistance au cisaillement du sol en fonction de la friction entre les particules, tandis que la cohésion représente la résistance cohésive du sol. Ces paramètres sont déduits à partir des enregistrements des contraintes maximales obtenues lors des essais, en utilisant des méthodes d'analyse appropriées comme la méthode de Mohr-Coulomb.

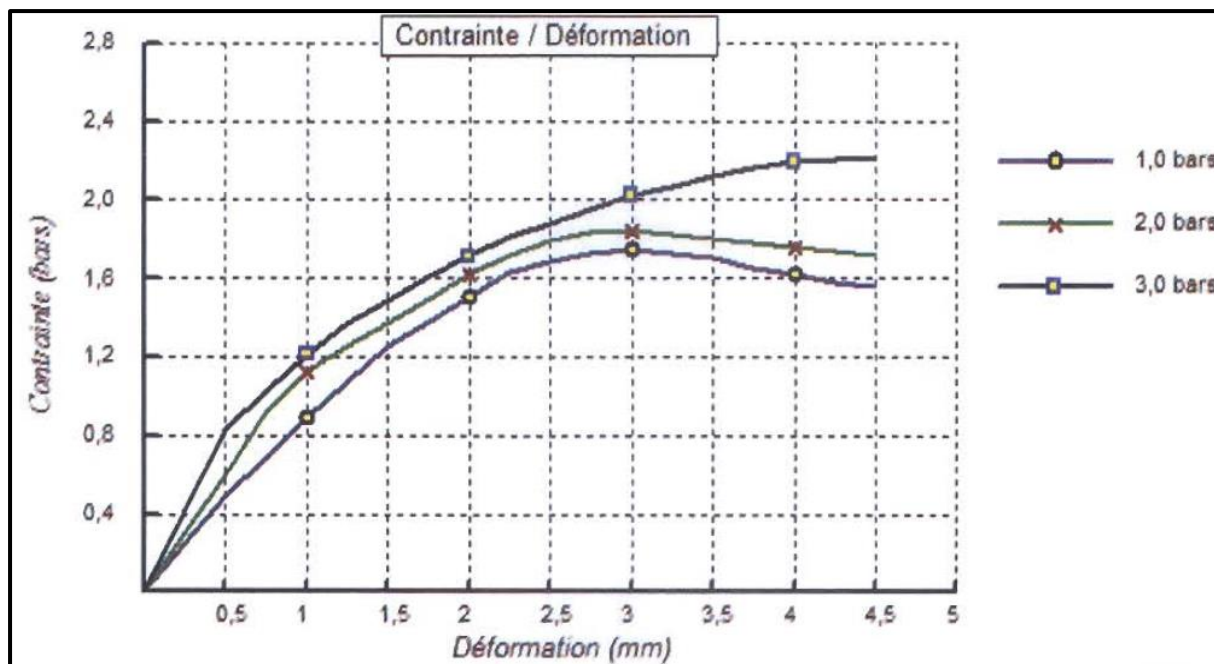


Figure IV.8 : Courbe de contrainte-déformation de sondage SS-3 [34]

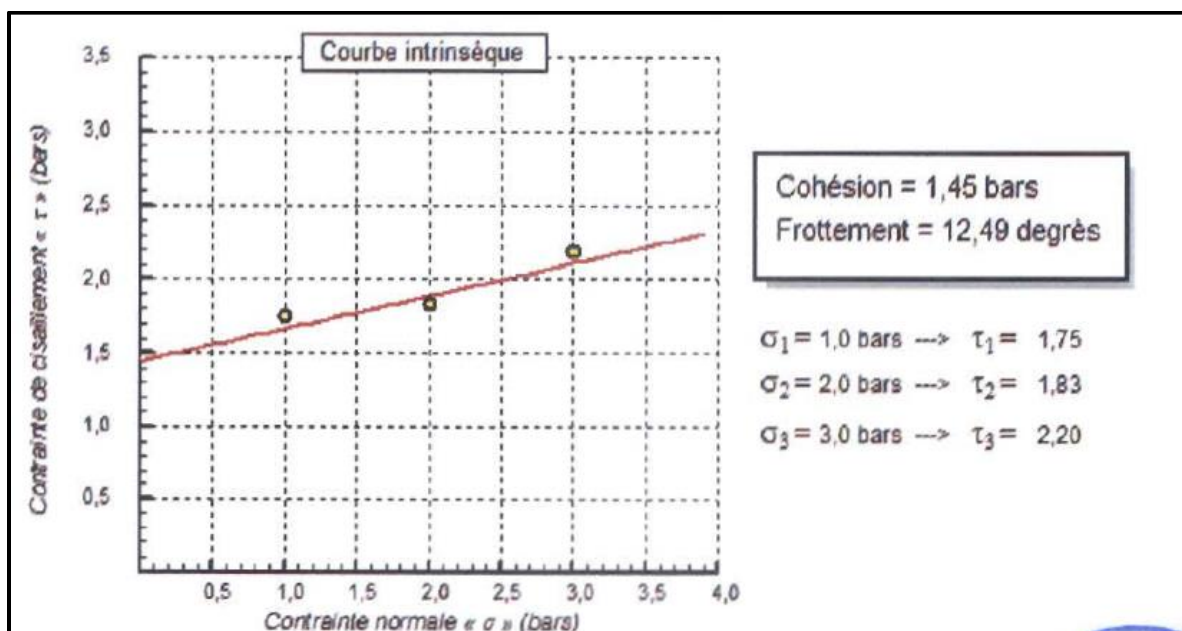


Figure IV.9 : Courbe d'intrinsèque de sondage SS-3 [34]

Tableau IV.5 : Récapitulatif des résultats des essais mécaniques [32]

Nombre de sondage	Profondeur (m)	Essais de cisaillement				La Résistance a la compression
		(UU)		(CD)		Rc (bars)
		C (bars)	Φ (°)	C (bars)	Φ (°)	
SS-1	34.60-35.00	-	-	-	-	25.69
	35.00-35.32	-	-	0.79	13.78	-
SS-3	6.30-6.60	1.45	12.49	-	-	-
	8.17-8.45	0.87	15.45	-	-	-
SS-4	30.90-31.25	-	-	0.7	19.68	-
SS-5	11.10-11.50	2.14	36.63	-	-	-
	13.28-13.90	-	-	-	-	4.43

4.1.4. La résistance à la compression

On détermine cette résistance par des essais 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 : diamètre) 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 et la force axiale est augmentée jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

On appelle résistance à la compression la contrainte maximale supportée par l'échantillon avant la rupture lors d'un essai de compression et on la note Rc.

La résistance à la compression est exprimée par la relation suivante

$$R_c = \frac{F}{S}$$

F : effort maximal atteint juste avant la rupture en (kgf)

Chapitre IV : Conditions géologiques et géotechniques de projet d'étude.

S : la surface de la section de l'éprouvette sur laquelle on applique l'effort (cm^2)

Sondage	Profondeur (m)	Caractéristique de l'éprouvette						Charge maximale (KN)	Résistance à la compression Rc (Bar)	
		Longueur (cm)	Diamètre (cm)	Section (cm^2)	Volume (cm^3)	Masse (gr)	Densité			Elongement λ
SS-1	34.60 – 35.00	16	7.8	47.78	764.53	1804	2.35	2.05	12.277	25.69

Figure IV.10 : Caractéristiques de l'essai de compression [34]

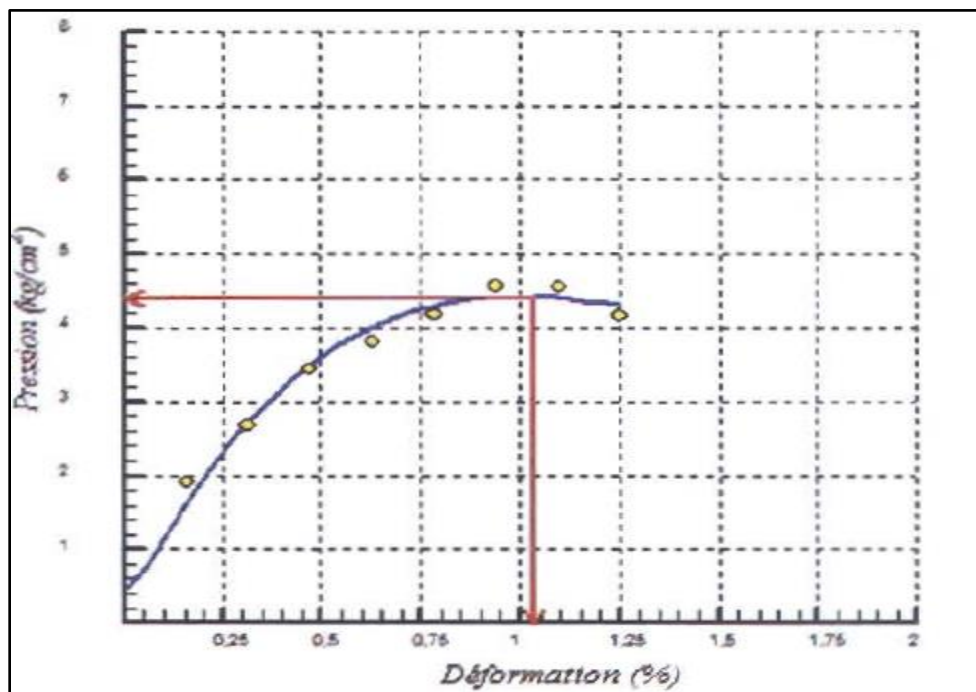


Figure IV.11 : Courbe de pression-déformation de sondage SS-3 [34]



Figure IV.12 : photo d'échantillon de sondage SS-1 utilise pour l'essai de compression [34]

(Pour d'autres résultats d'analyses de reste des sondages voir annexe).

L'analyse des données géotechniques relève la présence des unités géotechnique suivantes :

- Couche de calcaire.
- Couche de grès.
- Couche d'argile grise.

Tableau IV.6 : Propriétés des différentes couches

Nature de couche	Poids volumique humide (KN/m^3)	Cohésion C' (Kpa)	Angle de frottement interne ϕ' ($^\circ$)
Calcaire	25	20000	40
Grès	20	10	30
Argile	20	58	15

5. Conclusion

D'après les informations de ce chapitre on conclue que le cas d'étude présent contient principalement trois couche qui sont la couche de calcaire la couche des grès et la couche d'argile en allant respectivement de haut vers le bas du gisement, on constate clairement qu'il y a une possibilité d'avoir un problème d'instabilité à cause des facteurs critiques de la carrière de Meftah comme l'existence de la couche d'argile qui généralement provoque des problèmes d'instabilité dans les carrières ,la présence de nappe d'eau et la forte sismicité de la zone.

Les essais de laboratoire ont permis de déterminer les propriétés de chaque couche, ces propriétés sont des données nécessaires pour effectuer le calcul de stabilité ce qui est l'objet de notre prochain chapitre.

Chapitre V
**Calcul de stabilité par la méthode
analytique**

1. Introduction

Dans le domaine de la géotechnique, l'évaluation de la stabilité des talus est une préoccupation majeure pour garantir la sécurité des structures et des personnes. Pour cela, différentes méthodes sont utilisées, parmi lesquelles les méthodes analytiques qui jouent un rôle important. Dans ce chapitre, nous nous intéresserons spécifiquement à la méthode de Fellenius, une méthode analytique largement utilisée pour évaluer la stabilité des talus.

La méthode de Fellenius repose sur le principe de l'équilibre limite et permet d'estimer le coefficient de sécurité des talus en évaluant les forces résistantes et les forces mobilisantes. Elle utilise des équations dérivées du critère de Mohr-Coulomb pour représenter le comportement du sol.

Cette méthode analytique offre l'avantage de fournir une évaluation préliminaire de la stabilité des talus, en utilisant des données géotechniques et des hypothèses simplificatrices. Elle permet de déterminer si un talus est susceptible de subir un glissement ou un effondrement, et aide à prendre des décisions éclairées concernant la conception et la construction des structures géotechniques.

Dans ce chapitre, nous appliquerons la méthode de Fellenius pour évaluer la stabilité de deux cas d'études spécifiques (le cas d'avancement dans les grès et le cas d'avancement dans les argiles). Et nous examinerons les paramètres géotechniques nécessaires, tels que la cohésion, l'angle de frottement interne, et les conditions des eaux souterraines, afin de réaliser une analyse approfondie de la stabilité des talus dans chaque cas.

En utilisant cette méthode analytique, nous pourrions évaluer la stabilité des talus et déterminer les coefficients de sécurité correspondants, ce qui nous permettra de prendre des décisions éclairées en matière de conception et de construction. En combinant les aspects théoriques et les applications pratiques, nous approfondirons notre compréhension de la méthode de Fellenius et de son utilisation pour l'évaluation de la stabilité des talus.

2. Cas d'étude

Dans cette étude, on a entrepris une analyse de la stabilité des talus en proposant deux cas intermédiaires d'exploitation. On a pris l'initiative de simuler deux scénarios distincts dans lesquels on progresse dans un gradin jusqu'à la couche de grès dans le premier cas, puis on poursuit l'avancement jusqu'à atteindre la couche d'argile dans le deuxième cas.

Cette approche méthodique permet de mieux comprendre les variations de stabilité du talus au fur et à mesure qu'on se déplace à travers les différentes couches géologiques. On effectue des analyses détaillées en utilisant la méthode de Fellenius, en tenant compte des paramètres géotechniques spécifiques à chaque couche ainsi que des forces mobilisantes et résistantes correspondantes.

3. Logiciel géométrique utilisé

On a utilisé le logiciel AutoCAD pour dessiner le modèle géotechnique du talus, y compris le cercle de glissement et les tranches. AutoCAD nous a fourni les outils nécessaires pour créer des représentations précises du terrain, des couches géologiques et des éléments de la géométrie du talus.

Comme dans le chapitre précédent, la coupe géologique choisie pour notre étude est la coupe IV-IV' extrait du plan de calcul de code 5331 PXC (SCMI 2020).

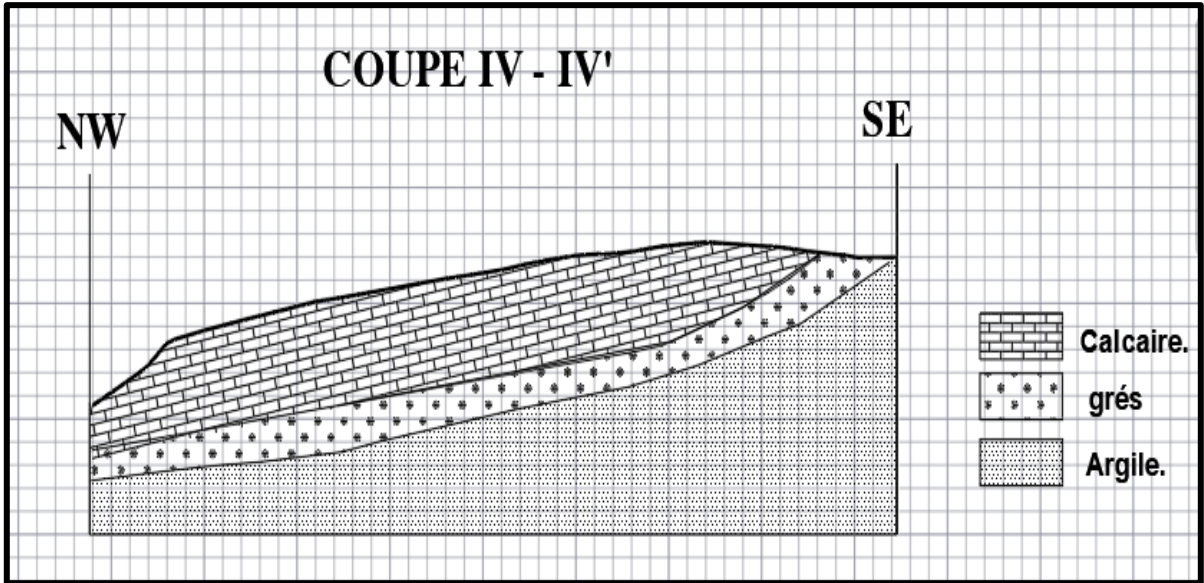


Figure V.1 : La coupe géologique IV-IV', extrait de plan de calcul (2020) à l'échelle 1/2000

Dans ce qui suit, on a les deux figures proposées à partir de la coupe qui représentent les deux cas, le premier, lors de l'avancement jusqu'à la couche des grès, et le deuxième, lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile afin d'effectuer l'étude de stabilité.

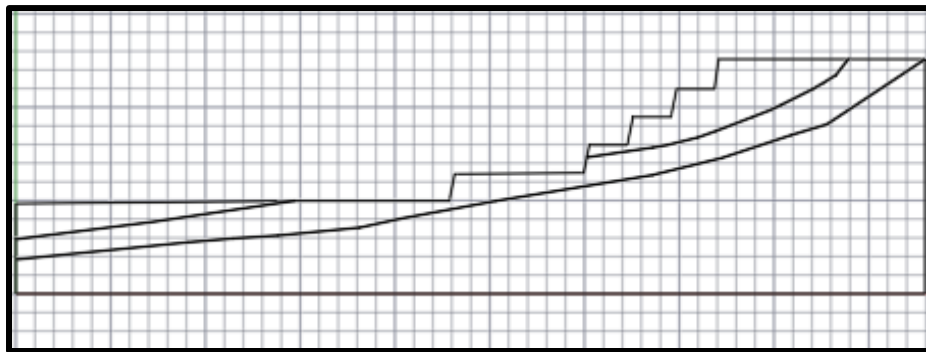


Figure V.2 : Model géométrique qui représente le cas d'avancement jusqu'à les grès.

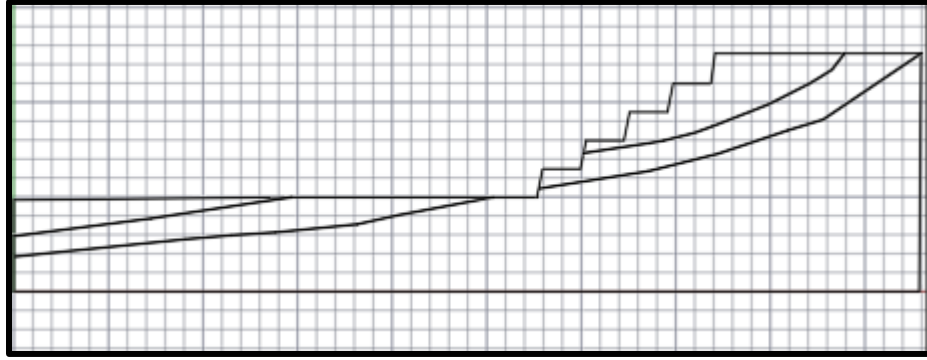


Figure V.3 : Model géométrique qui représente le cas d'avancement jusqu'à l'argile.

Tableau V.1 : dimensions des modèles géométriques proposés.

Paramètres de model	Dimensions
Hauteur des gradins H_g	15 m
Angle des talus β	79°

4. Choix de position de cercle de glissement

Dans notre étude, le positionnement du cercle de glissement a été réalisé de manière réfléchie, en tenant compte des conditions géologiques spécifiques et de l'endroit où l'instabilité commence à se manifester. Nous avons choisi de positionner le cercle de glissement au niveau du gradin où nous avons avancé dans les grès pour le premier cas, et au niveau du gradin où nous avons avancé dans l'argile pour le deuxième cas.

5. Calcul du Facteur de Sécurité (Fs) par la Méthode de FELLENIUS

Nous avons appliqué la méthode de Fellenius pour évaluer la stabilité du talus, et les résultats obtenus ont été présentés dans le tableau suivant. Ce tableau regroupe les données relatives aux paramètres géotechniques, aux forces mobilisantes et résistantes, ainsi qu'aux valeurs de sécurité calculées pour chaque cas d'étude.

5.1. Cas de l'avancement jusqu'à la couche des grès

5.1.1. État sec

- Dans le premier cas, on a pris en considération une configuration où le talus avance jusqu'à la couche de grès. En utilisant les paramètres géotechniques spécifiques à ces couches et en analysant les forces mobilisantes et résistantes, on a pu calculer le facteur de sécurité et évaluer la stabilité du talus dans ce scénario.



Figure V.4 : Modèle du talus avec avancement dans la couche de grès

Tableau V.2 : Résultat de facteur de sécurité à l'état sec avec la méthode de FELLENIUS

N° tranche	ai	wi	WiCosai	1/cos ai	WiSinai	tgφ(WiCosai) *1/Cosai	Cibi
1	15,07	376,75	0	1,414	266,402	217,516	53,3
2	27,74	664,1	86,007	1,367	452,915	383,418	38,1
3	31,45	712,4	222,941	1,325	467,376	411,304	26,8
4	12,22	265,7	123,721	1,286	167,210	153,401	13,3
5	4,97	99,4	79,384	1,252	59,820	57,388	10,5
					Σ=1413,724	Σ=1223,029	Σ=142
							Fs = 0,965

5.1.2. État saturé

On a aussi privilégié l'étude du cas de saturation en raison de son importance cruciale dans l'évaluation de la stabilité des talus. Les conditions de saturation peuvent entraîner des changements significatifs dans les propriétés du sol, tels que la diminution de la cohésion et l'augmentation de la pression interstitielle, ce qui peut potentiellement conduire à des défaillances telles que les glissements. En analysant attentivement ce scénario le plus défavorable, on peut identifier les facteurs clés de risque.

Chapitre V : Calcul de stabilité par la méthode analytique.

Tableau V.3 : Résultat de facteur de sécurité à l'état saturé avec la méthode de FELLENIUS

N° tranche	ai	wi	WiCosa _i	1/cosa _i	WiSinai	Ub	(1/cosa _i) [cb+(WiCos 2ai-ub)tgφ]	Cibi
1	15,07	376,75	0	1,414	266,402	36,064	217,516	53,3
2	27,74	664,1	86,007	1,367	452,915	72,912	383,418	38,1
3	31,45	712,4	222,941	1,325	467,376	102,508	411,304	26,8
4	12,22	265,7	123,721	1,286	167,210	90,552	153,401	13,3
5	4,97	99,4	79,384	1,252	59,820	40,18	57,388	10,5
					Σ=1413,724		Σ=314.877	Σ=142
								Fs = 0,223

5.2. Cas de l'avancement jusqu'à la couche d'argile

5.2.1. État sec

- Dans le deuxième cas, on a pris en considération une configuration où le talus avance jusqu'à la couche d'argile. En utilisant les paramètres géotechniques spécifiques à ces couches et en analysant les forces mobilisantes et résistantes, on a pu calculer le facteur de sécurité et évaluer la stabilité du talus dans ce scénario.

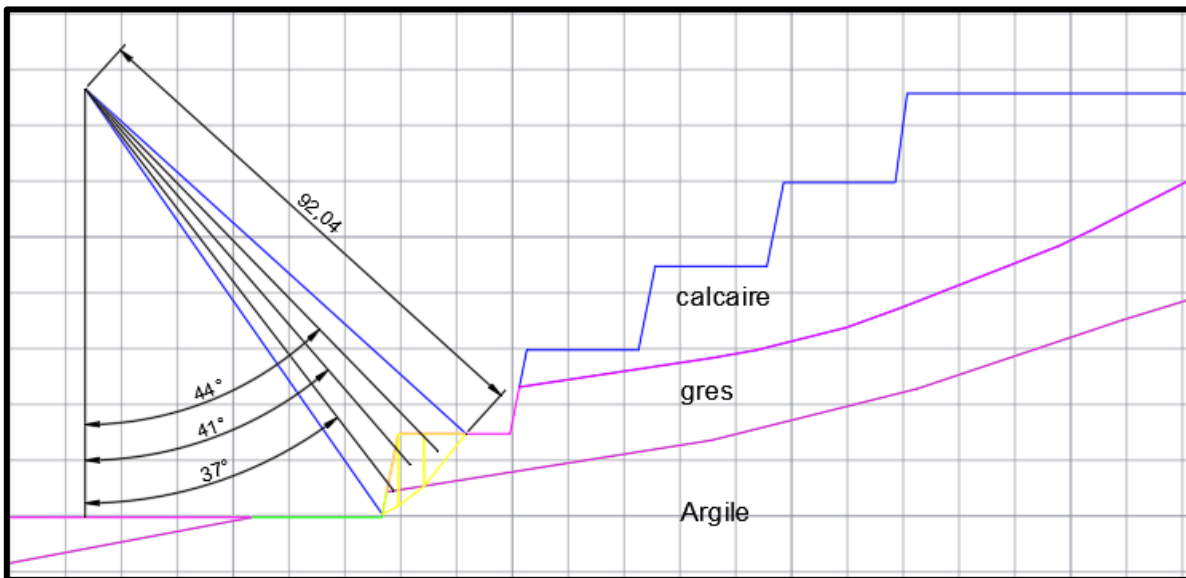


Figure V.5 : Modèle du talus avec avancement dans la couche d'argile

Chapitre V : Calcul de stabilité par la méthode analytique.

Tableau V.4 : Résultat de facteur de sécurité à l'état sec avec la méthode de FELLENIUS

N° tranche	ai	wi	WiCos α_i	1/cos α_i	WiSin α_i	tg ϕ (WiCos α_i) *1/Cos α_i	Cibi
1	35,230	704,6	506,85	1,414214	489,46	188,19	75,3
2	51,350	1027	775,09	1,367327	673,77	274,30	236,06
3	18,730	374,6	299,17	1,325013	225,44	100,05	112,52
					$\Sigma=1388,66$	$\Sigma=562,55$	$\Sigma=423,88$
							Fs = 0,710

5.2.2. État saturé

On a aussi privilégié l'étude du cas de saturation en raison de son importance cruciale dans l'évaluation de la stabilité des talus. Les conditions de saturation peuvent entraîner des changements significatifs dans les propriétés du sol, tels que la diminution de la cohésion et l'augmentation de la pression interstitielle, ce qui peut potentiellement conduire à des défaillances et des glissements. En analysant attentivement ce scénario le plus défavorable, on peut identifier les facteurs clés de risque.

Tableau V.5 : Résultat de facteur de sécurité à l'état saturé avec la méthode de FELLENIUS

N° tranche	ai	wi	WiCos α_i	1/cos α_i	WiSin α_i	ub	(1/cos α_i) [cb+(WiCos $2\alpha_i$ - ub)tg ϕ]	Cibi
1	35,230	704,6	506,85	1,414	489,46	462,688	-18,294	75,3
2	51,350	1027	775,09	1,367	673,77	388,889	181,134	236,06
3	18,730	374,6	299,17	1,325	225,44	165,404	67,176	112,52
					$\Sigma=1388,66$		$\Sigma=230,01$	$\Sigma=423,88$
								Fs = 0,166

6. Analyse des Résultats et Interprétation

- Les résultats obtenus à l'aide de la méthode de Fellenius révèlent des valeurs de coefficient de sécurité F_s relativement bas pour les deux cas d'avancement, tant à l'état sec qu'à l'état saturé. Cela suggère que les talus étudiés peuvent présenter un risque d'instabilité, nécessitant une attention particulière en termes de conception et de renforcement.
- Comparativement, les valeurs de F_s obtenues pour le cas d'avancement jusqu'à la couche de grès sont légèrement supérieures à celles du cas d'avancement jusqu'à la couche d'argile. Cela indique que la couche d'argile présente une plus grande propension à l'instabilité, étant donné que sa capacité à résister aux forces mobilisantes est relativement plus faible que celle du grès.
- Les valeurs de F_s diminuent significativement entre l'état sec et l'état saturé pour les deux cas d'avancement. Cela suggère que la présence d'eau peut avoir un impact considérable sur la stabilité des talus. L'eau réduit la cohésion du sol et augmente la pression interstitielle, affaiblissant ainsi la résistance du talus aux forces mobilisantes.

7. Conclusion

La méthode de Fellenius fournit une évaluation préliminaire de la stabilité des talus, elle est basée sur certaines hypothèses simplificatrices qui ne capture pas tous les aspects complexes des interactions entre les couches géologiques, les forces mobilisantes et les forces résistantes, Par conséquent, ces résultats soulignent la nécessité de prendre des mesures appropriées pour renforcer la stabilité du talus, en tenant compte des conditions de saturation et en utilisant des méthodes d'analyse plus avancées .

Pour des cas plus complexes ou pour obtenir des résultats plus précis, il est recommandé d'utiliser des méthodes plus avancées, telles que les méthodes numériques en utilisant des logiciels de calcul de stabilité géotechnique qui est l'objet du prochain chapitre.

Chapitre VI

Etude de stabilité par la méthode numérique

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

1. Introduction

Dans le but d'étudier la stabilité de la carrière Meftah (zone de Zerouala 2), on a fait une étude analytique par la méthode de FELLENIUS, mais cette méthode n'est qu'un outil préliminaire pour avoir une idée sur la stabilité, c'est la raison pour laquelle on a décidé d'aller un peu plus loin en utilisant des méthodes plus sophistiquées à travers une modélisation numérique avec deux logiciels, l'un est basé sur les méthodes d'équilibre limite (GeoSlope), et l'autre sur la méthode des éléments finis (plaxis 2d) afin de mieux comprendre l'état de stabilité de notre cas, et modéliser les surfaces de ruptures et les formes de déformations ainsi que les déplacements.

Comme dans le chapitre précédent, la coupe géologique choisie pour notre étude est la coupe IV-IV' extrait de plan de calcul de code 5331 PXC (SCMI 2020)

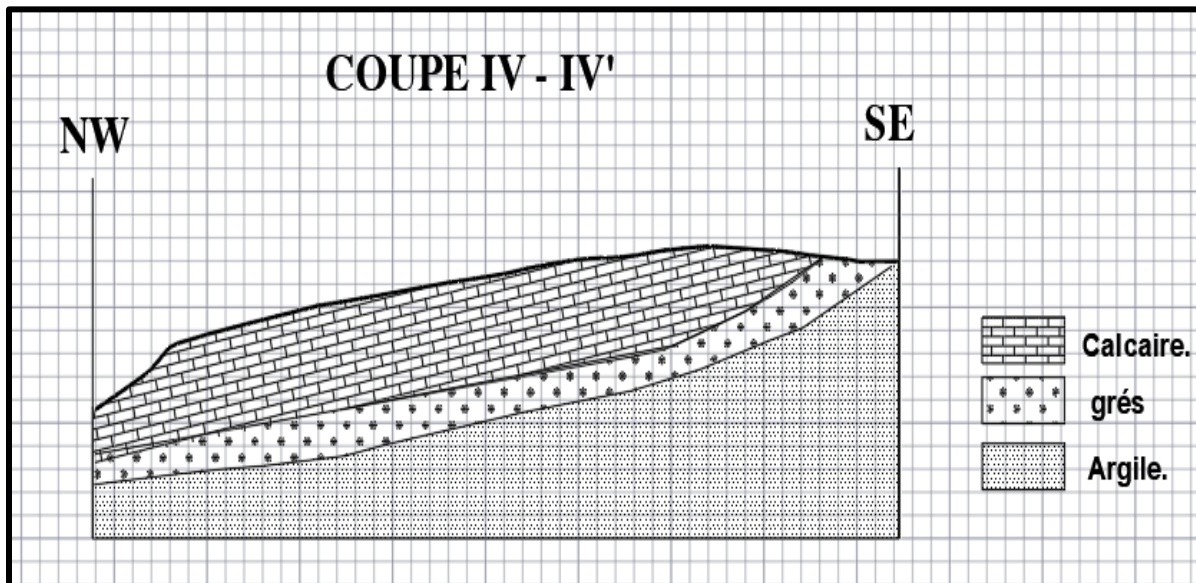


Figure VI.1 : La coupe géologique IV-IV' extrait de plan de calcul de code 5331 PXC (SCMI 2020)

Comme s'est indiqué dans la coupe VI-VI', les trois couches présentées dans notre cas sont le calcaire, les grès et l'argile.

- Pour faire l'étude de stabilité de l'influence de l'avancement jusqu'aux couches inférieures, on a dessiné deux modèles géométriques similaires à ceux du chapitre précédent, le premier, représente un cas intermédiaire de l'exploitation lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile et le deuxième, lors de l'avancement jusqu'à la couche des grès.

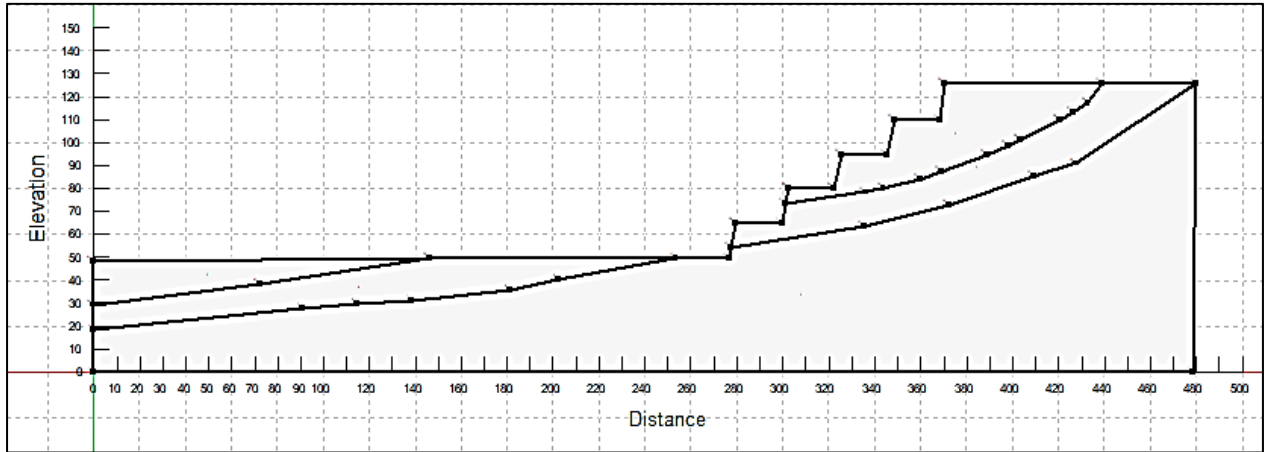


Figure VI.2 : Model géométrique du cas d'avancement jusqu'à l'argile

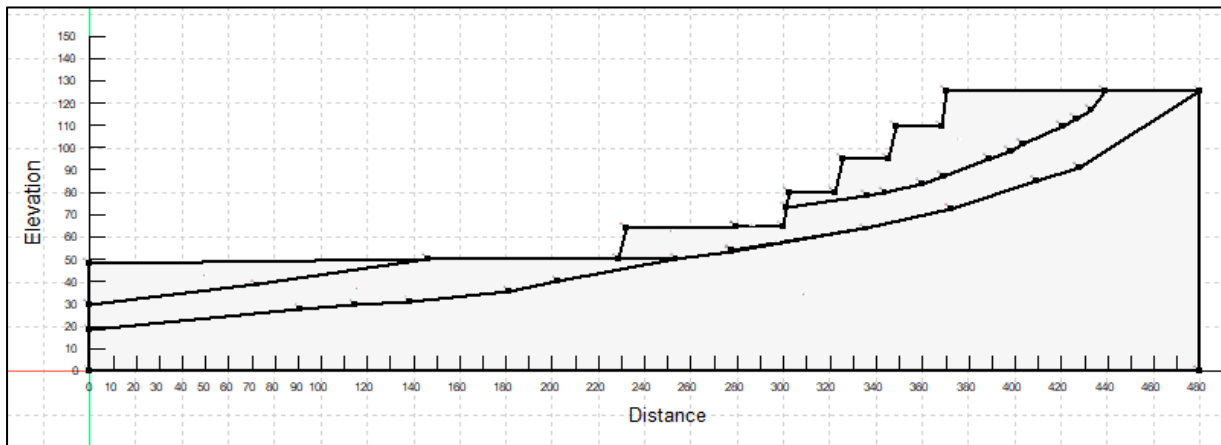


Figure VI.3 : Model géométrique du cas d'avancement jusqu'au grès

2. Modélisation avec le logiciel GeoSlope

2.1. Cas de l'avancement jusqu'à l'argile

- Pour le premier cas de notre étude, on a tracé à partir de la coupe VI-VI' un cas intermédiaire d'exploitation dont l'avancement a atteint la couche d'argile.

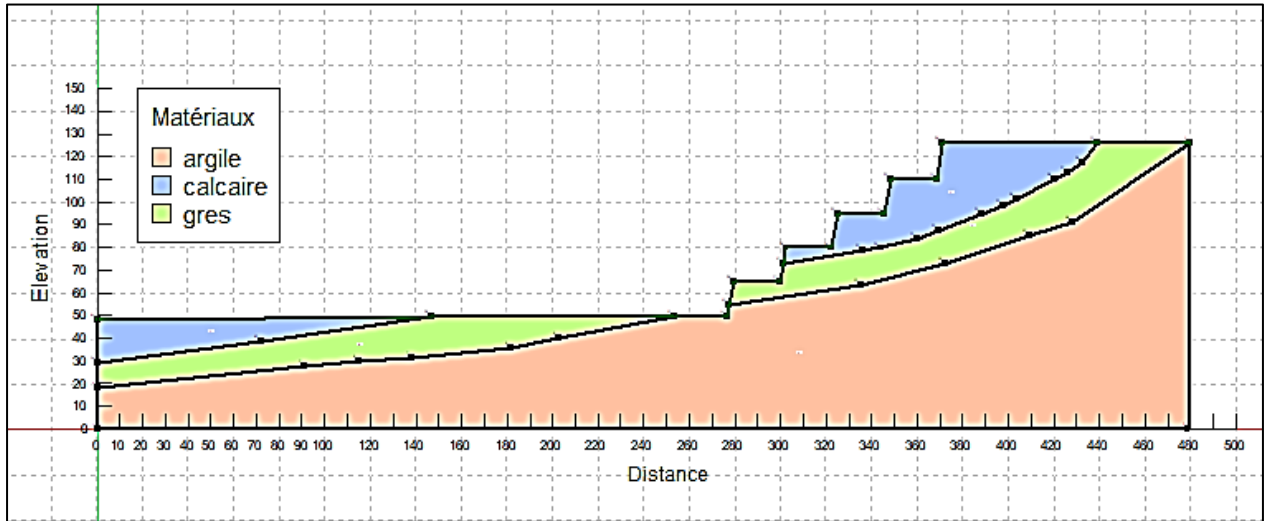


Figure VI.4 : Modèle géométrique de geoslope lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile

Le tableau suivant représente les matériaux présentés dans notre coupe qui sont l'argile, les grès et le calcaire indiqués chacun par une couleur avec leurs propriétés géotechniques, qui sont le Poids volumique en (kN/m^3), la Cohésion en (KPa) et l'angle de frottement interne en degré ($^\circ$).




Couleur	Nom	Modèle	Poids volumique (kN/m^3)	Cohésion' (kPa)	Phi' ($^\circ$)
	argile	Mohr-Coulomb	20	58	15
	calcaire	Mohr-Coulomb	25	20 000	40
	gres	Mohr-Coulomb	20	10	30

Figure VI.5 : Tableau récapitulatif des matériaux présentés dans la coupe et leurs propriétés géotechniques

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

2.1.1. Cas à l'état sec

On faisant l'étude de stabilité par Geoslope de notre cas, on a choisit la méthode d'équilibre limite, appelée méthode de Bishop pour calculer les facteurs de sécurité, la valeur qu'on vise est celle du facteur de sécurité critique, ce qui représente la valeur minimale du facteur de sécurité, elle constitue notre repère pour décider si notre système de gradins est stable ou pas, Si le système est instable, elle correspond à la valeur qu'on cherche à augmenter.

La valeur affichée par le logiciel représente le facteur de sécurité critique, dans notre cas, on a commencé par la méthode de bishop et on a obtenu $F_s = 0.958$

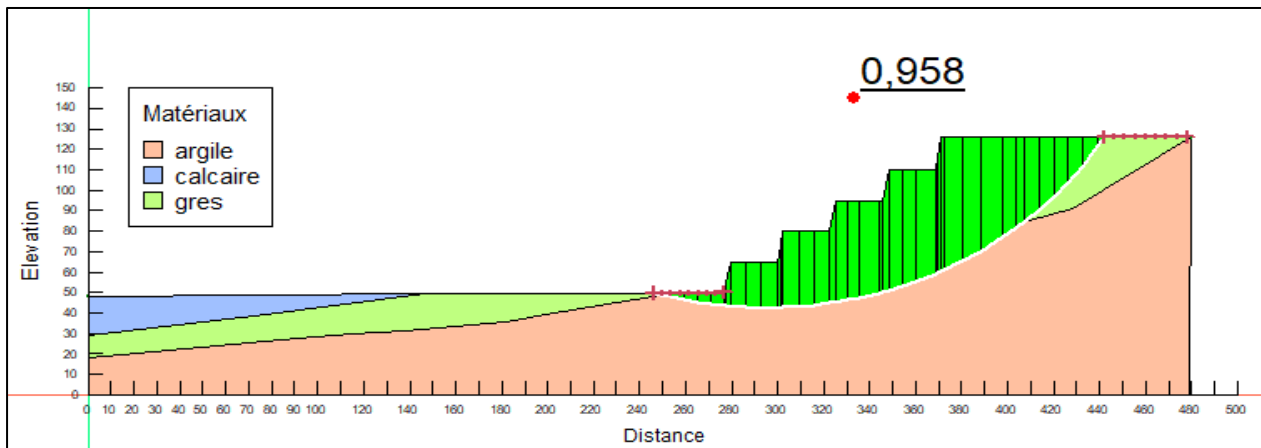


Figure VI.6 : le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile (cas sec)

On peut par la suite afficher toutes les surfaces de glissements possibles en utilisant la commande (afficher toutes les surfaces de glissements)

Chaque surface de glissement possible possède son propre facteur de sécurité, la surface présentée en blanc, représente la surface de facteur de sécurité critique, ce qui est l'objet de notre cas d'étude,

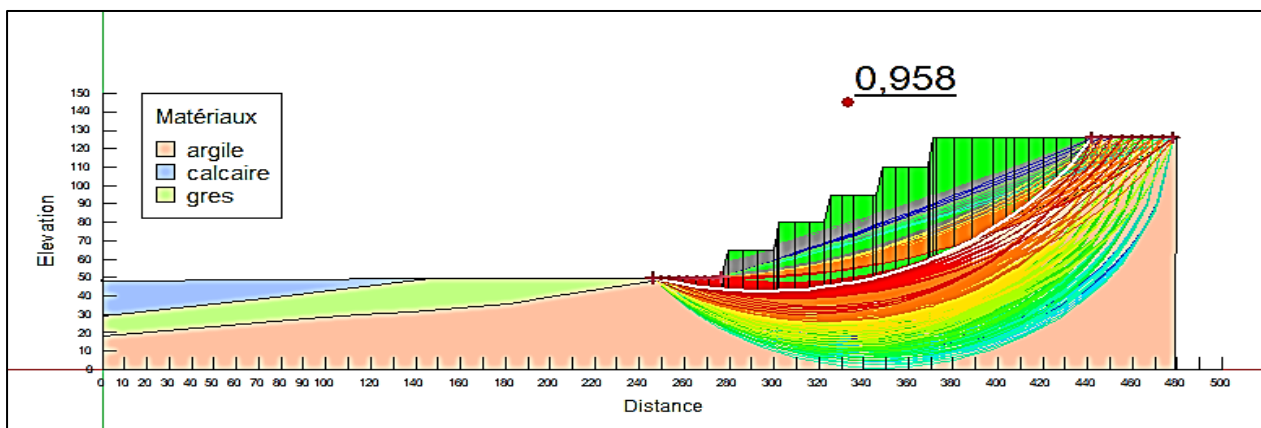


Figure VI.7 : les surfaces de glissement possibles par la méthode de Bishop lors de l'avancement jusqu'à la couche des argiles (cas sec)

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

Lors de l'affichage de toutes les surfaces de glissement possibles, on remarque qu'il y a différentes couleurs de surface de ruptures (surfaces de glissement), chaque couleur représente un intervalle de facteur de sécurité, ces intervalles peuvent être affichés par la commande (dessiner la carte colorée des surfaces de glissement)

Afin d'obtenir une image plus claire à propos de nos résultats, on a utilisé d'autres méthodes d'équilibre limites, pour notre cas d'étude, on a choisi la méthode de Bishop qu'on a expliqué et les deux autres méthodes sont la méthode de Janbu et la méthode de Morgenstern-Price.

A partir de la commande Type d'analyse, on choisit la méthode de Janbu et on calcule le facteur de sécurité critique, on a obtenu une valeur de $F_s = 0.899$.

On procède par les mêmes étapes pour calculer le facteur de sécurité critique par une troisième méthode, dans notre cas, on a choisi la méthode de Morgenstern-Price. La valeur de facteur de sécurité obtenu est $F_s = 0.953$.

2.1.2. Cas à l'état de saturation

Afin de mieux comprendre l'influence de l'eau sur la stabilité du cas d'argile (très sensible à l'humidité), on a modélisé un cas où il y a l'existence de l'eau, le cas choisi est le cas de saturation car c'est le cas le plus défavorable qu'on peut avoir.

On procédant par les mêmes étapes précédentes, on dessine le niveau d'eau, dans le cas de saturation, le niveau de l'eau atteint la surface.

On dessine la ligne piézométrique, en choisissant l'option ligne piézométrique dans la barre de (condition de pression d'eau interstitielle) et on fait les mêmes calculs.

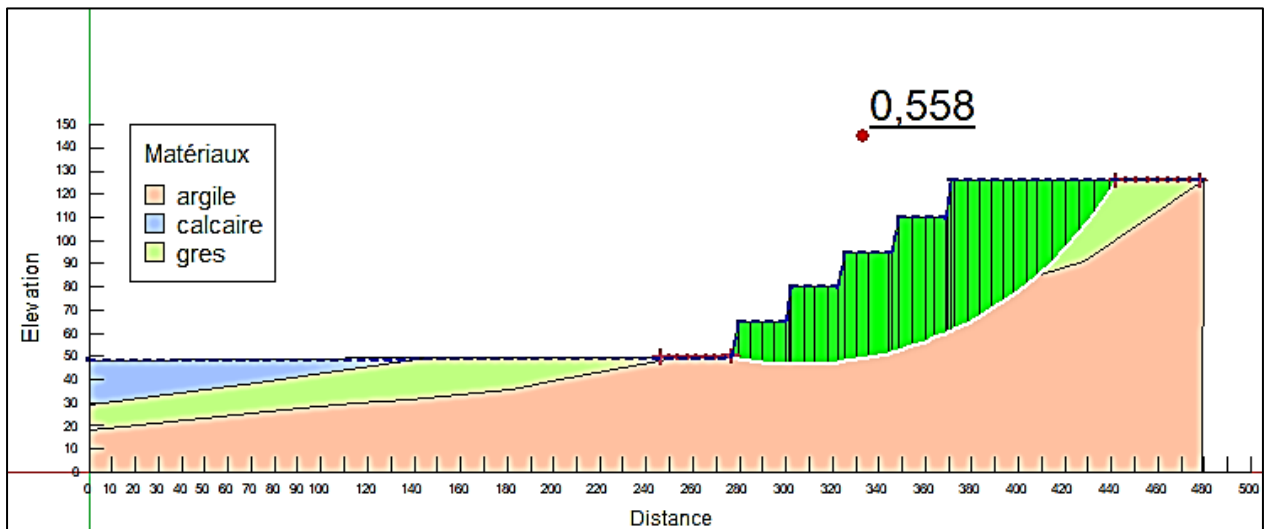


Figure VI.8 : le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile (cas saturé)

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

A partir de la commande du type d'analyse, on choisit la méthode de Janbu et on calcule le facteur de sécurité critique, on a obtenu une valeur de $F_s = 0.509$

On procède les mêmes étapes pour calculer le facteur de sécurité critique par une troisième méthode, dans notre cas on a choisis la méthode de Morgenstern-Price. La valeur de facteur de sécurité obtenu est $F_s = 0.554$

2.2. Cas d'avancement jusqu'au grès

2.2.1. Cas à l'état sec

- Pour le deuxième cas de notre étude, on a tracé à partir de la coupe VI-VI' un cas intermédiaire d'exploitation dont l'avancement a atteint seulement la couche de grès afin de comparer les résultats qu'on va avoir dans ce cas à ceux qu'on a obtenu dans le premier cas (l'avancement jusqu'à la couche d'argile).

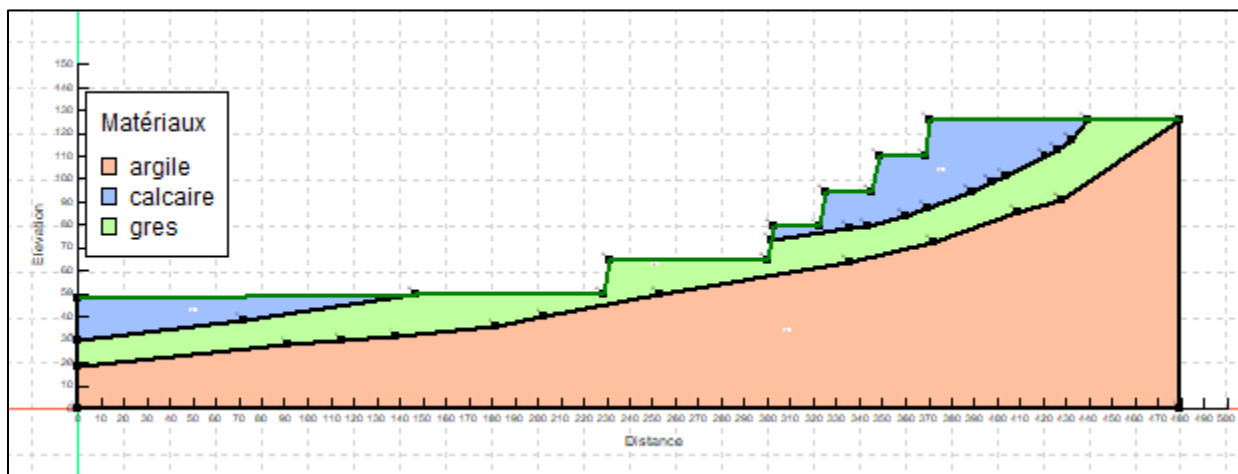


Figure VI.9 : Modèle géométrique de geoslope lors de l'avancement jusqu'à la couche grès.

On a fait l'étude de stabilité en choisissant l'une des méthodes d'équilibre limite qui est la méthode de Bishop, le facteur de sécurité critique obtenu par la méthode de Bishop est $F_s = 1.086$.

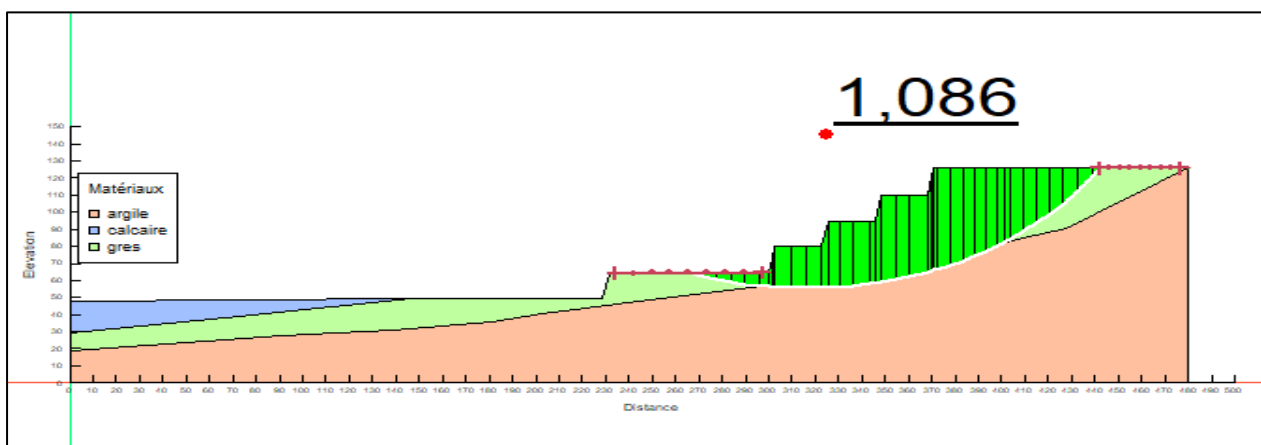


Figure VI.10 : le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop lors de l'avancement jusqu'à la couche des grès. (cas sec)

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

On peut par la suite afficher tous les surfaces de glissement possibles

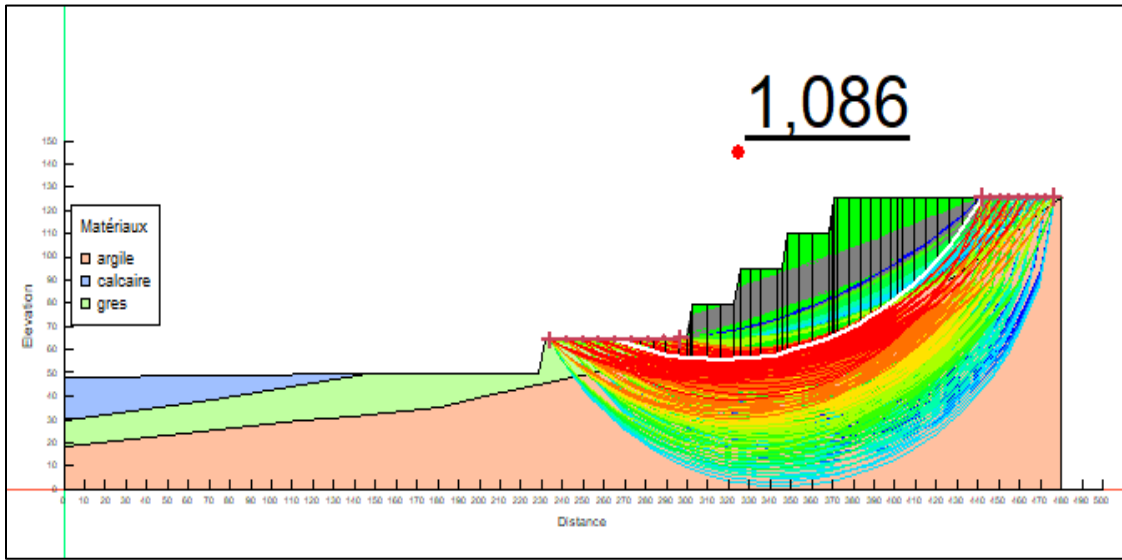


Figure VI.11 : les surfaces de glissement possibles par la méthode de Bishop lors de l'avancement jusqu'à la couche des grès.(cas sec)

On choisissant la commande afficher la Légende on peut avoir un tableau qui affiche les intervalles de facteurs de sécurité, les couleurs des surfaces de ruptures indiquent l'intervalle de facteur de sécurité pour cette rupture comme c'est indiqué dans la figure suivante.

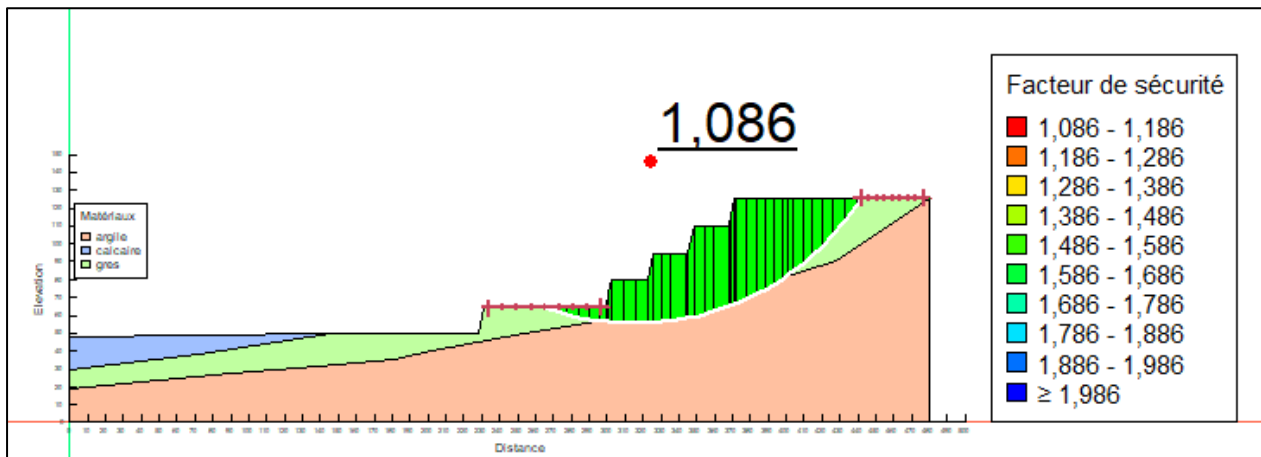


Figure VI.12 : Affichage des intervalles de facteurs de sécurité

On a également réalisé notre étude en variant la méthode utilisée pour inclure les approches de Janbu et Morgenstern-price.

On procédant les mêmes étapes pour calculer le facteur de sécurité avec la méthode de Janbu et on a obtenu $F_s = 1.024$.

Pour la méthode de Morgenstern-Price on a obtenu un facteur de sécurité critique de $F_s = 1.083$.

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

2.2.2. Cas de saturation

Pour mieux comprendre l'influence de l'eau sur la stabilité, on a modélisé un cas où il y a l'existence de l'eau, le cas choisit est le cas de saturation car c'est le cas le plus défavorable qu'on peut avoir. Avec les mêmes étapes précédentes, on dessine le cas de saturation avec la ligne piézométrique.

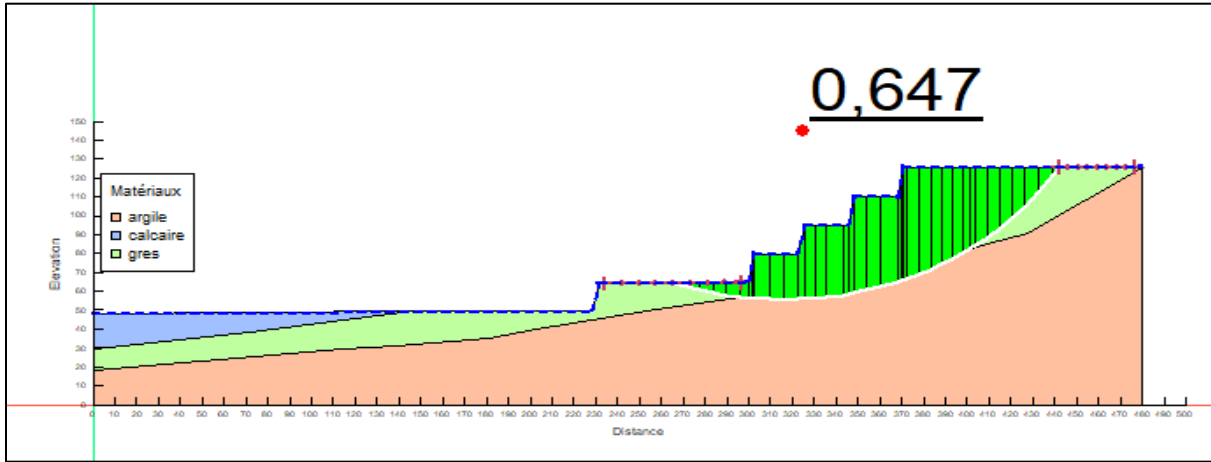


Figure VI.13 : le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop lors de l'avancement jusqu'à la couche des grès (cas saturé)

A partir de la commande Type d'analyse, on choisit la méthode de Janbu et on calcule le facteur de sécurité critique, on a obtenu une valeur de $F_s = 0.597$.

On procède par les mêmes étapes pour calculer le facteur de sécurité critique par une troisième méthode, dans notre cas, on a choisi la méthode de Morgenstern-Price. La valeur de facteur de sécurité obtenue est $F_s = 0.647$.

Tableau VI.1 : récapitulatif des résultats de facteur de sécurité F_s obtenus par le logiciel geoslope par différentes méthodes

Cas d'étude	Facteur de sécurité F_s	Conditions	Janbu	Bishop	Morgenstern-Price
lors d'avancement jusqu'à la couche d'argile.	F_s	Sous chargement gravitaire	0.899	0.958	0.953
		Sous chargement gravitaire + nappe d'eau	0.509	0.558	0.554
lors d'avancement jusqu'à la couche des grès.	F_s	Sous chargement gravitaire	1.024	1.086	1.083
		Sous chargement gravitaire + nappe d'eau	0.597	0.647	0.647

3. Modélisation avec le logiciel Plaxis 2d

Afin d'avoir une idée beaucoup plus claire sur la stabilité, on a utilisé le logiciel Plaxis 2d pour modéliser les déformations dans chaque cas et définir les valeurs de déplacements.

3.1. Cas de l'avancement jusqu'à l'argile

➤ Inputs

- Pour le premier cas de notre étude, on a tracé dans Plaxis 2d à partir de la coupe VI-VI' un cas intermédiaire d'exploitation dont l'avancement a atteint la couche d'argile

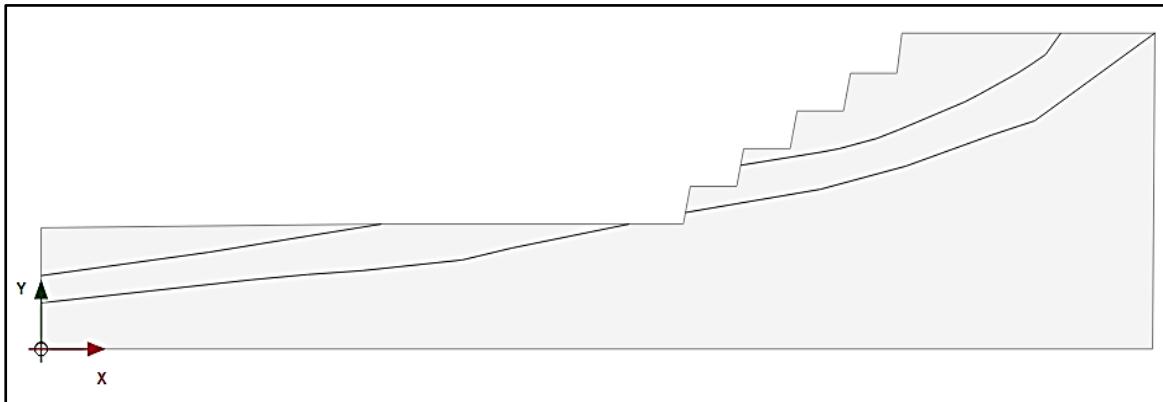


Figure VI.14 : Modèle géométrique par Plaxis 2d de geoslope lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile

On a intégré les propriétés de chaque couche et on a fixé les bords du model qui ne sont pas concernés par la déformation.

Tableau VI.2 : Récapitulatif de données intégrées dans chaque couche

Couche	γ_{unsat} (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	C' (Kpa)	ϕ' ($^{\circ}$)	E (KN/m^2)	Coefficient de poisson	Couleur choisis
Calcaire	22	27	20000	40	30×10^6	0.2	bleu
Grès	19	21	10	30	10×10^6	0.2	move
argile	16	22	58	15	13000	0.3	marron

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

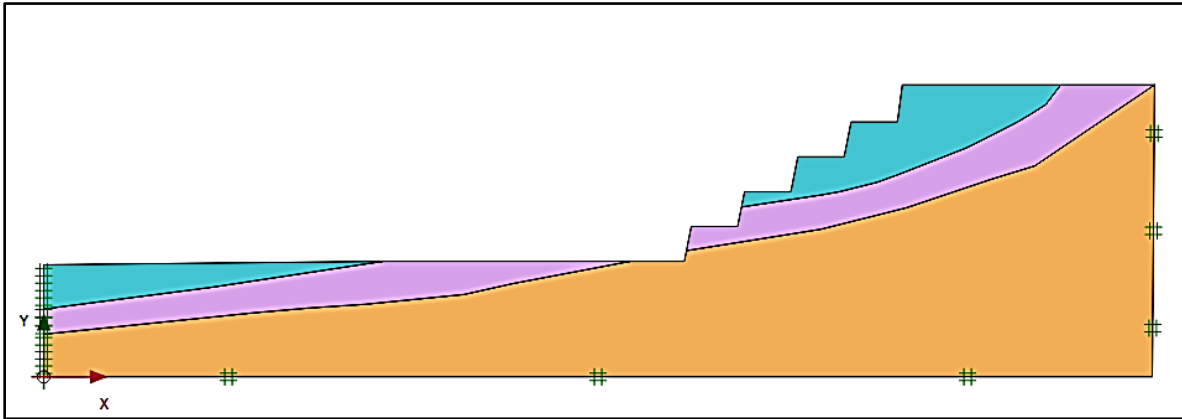


Figure VI.15 : Initialisation des propriétés des couches dans Plaxis 2d (cas d'argile)

Afin de calculer la déformation, on a créé une phase de type de calcul plastique, on lance la génération de la maille et on lance le calcul.

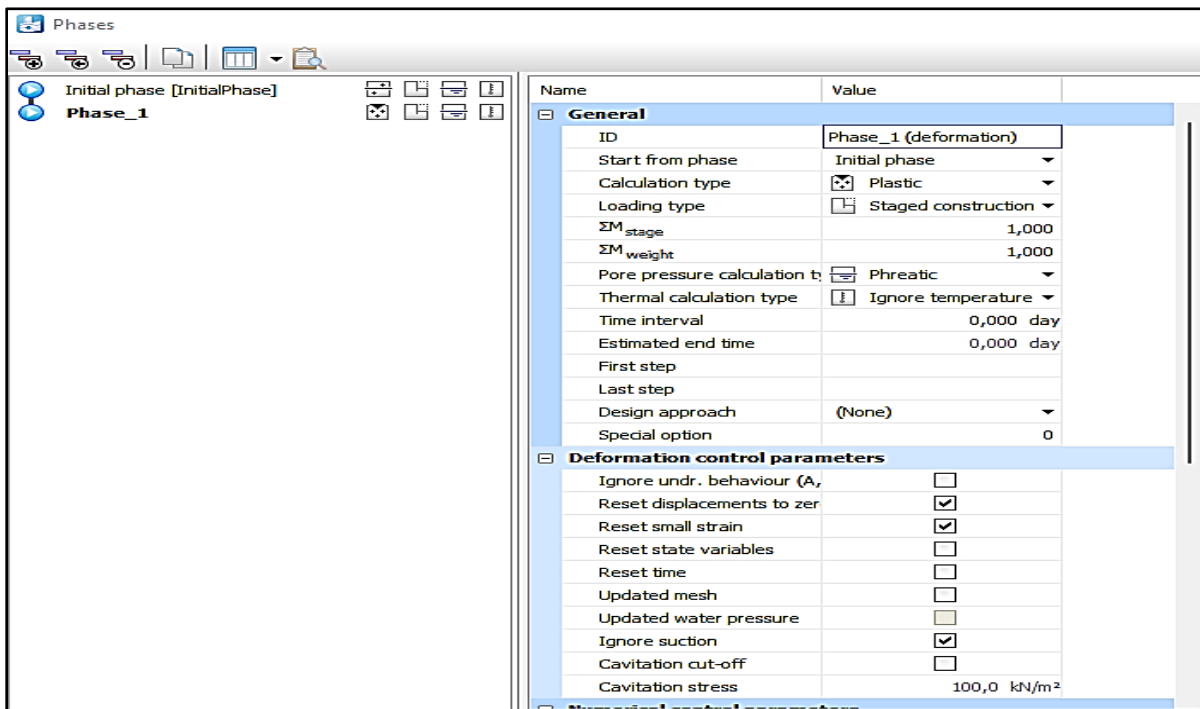


Figure VI.16 : création de phase 1 (phase de déformation)

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

➤ Outputs

3.1.1. Cas à l'état sec

3.1.1.1. Déformation de maillage

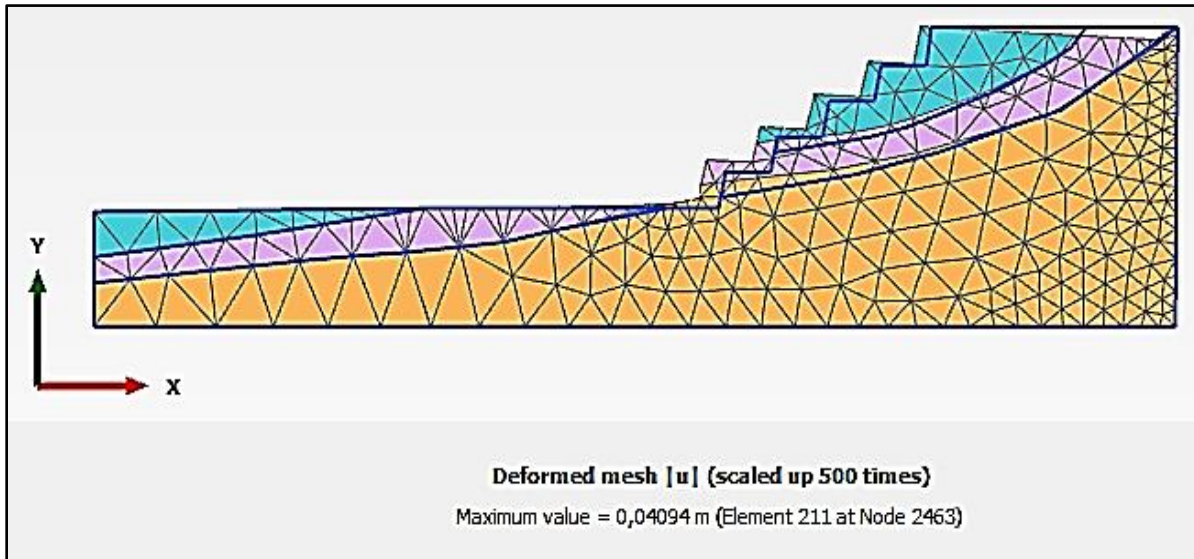


Figure VI.17 : Résultat de déformation de la maille (état sec)

3.1.1.2. Modélisation des déplacements

➤ Le déplacement horizontal

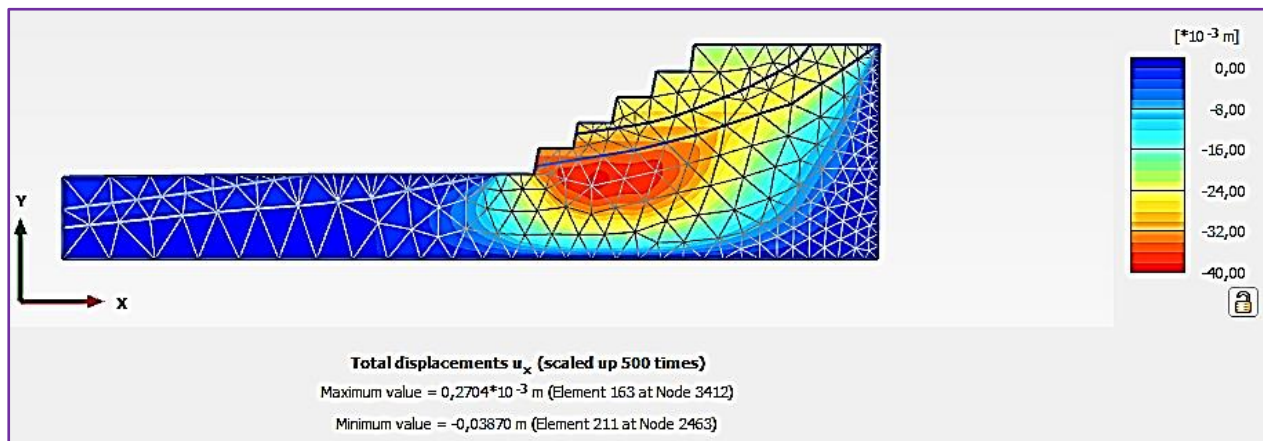


Figure VI.18 : Déplacement horizontal lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état sec)

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

➤ Le déplacement vertical

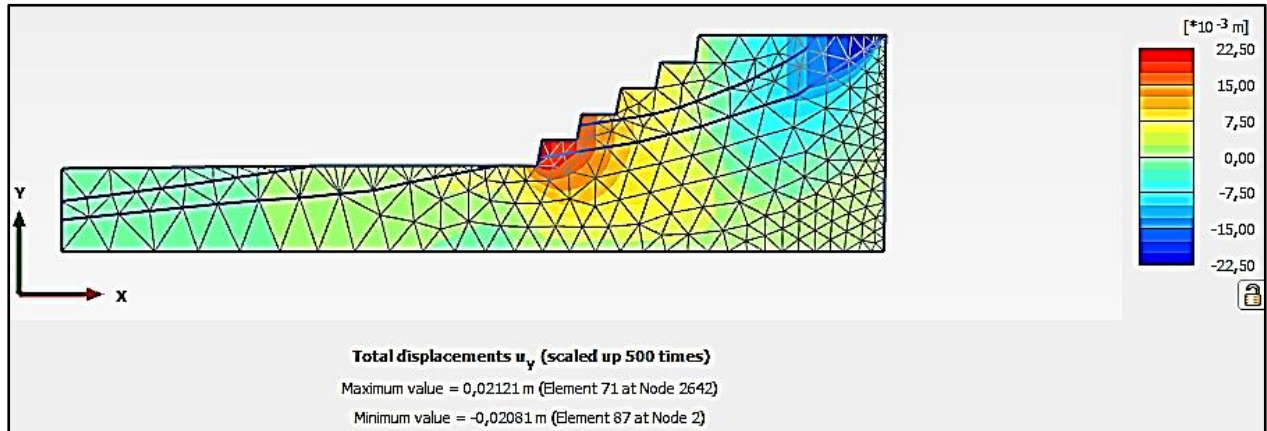


Figure VI.19 : Déplacement vertical lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état sec)

➤ Le déplacement total

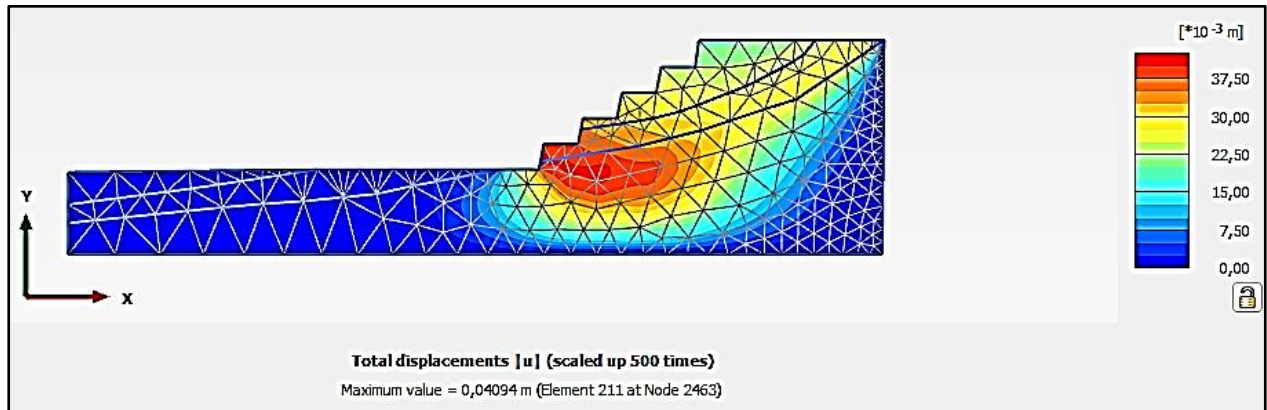


Figure VI.20 : Déplacement total lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état sec)

3.1.1.3. Résultat de modélisation de contrainte principale effective

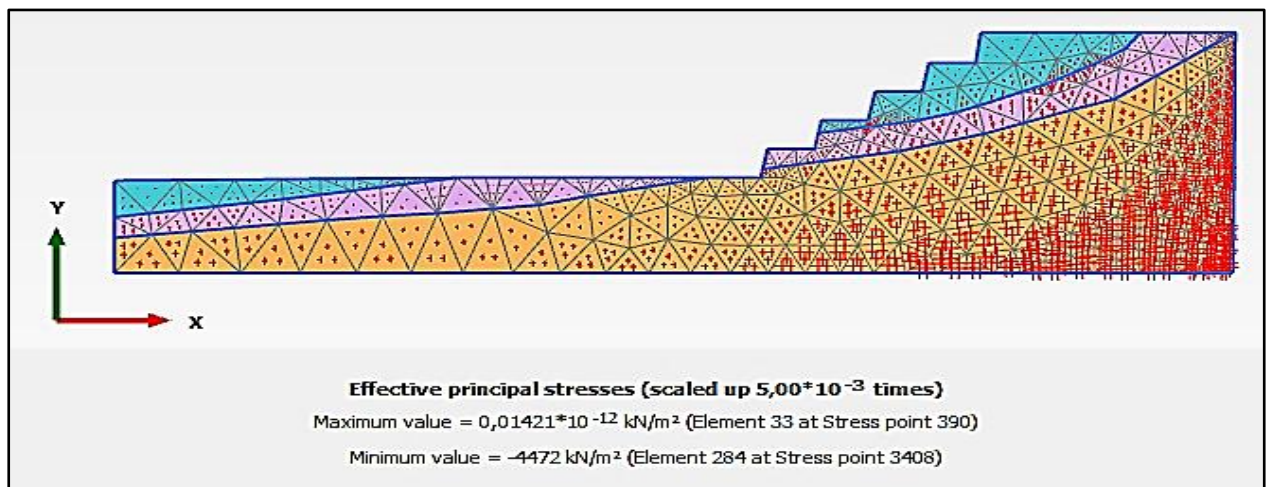


Figure VI.21 : Contraintes principales effectives lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état sec)

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

3.1.2. Cas saturé

Sur le model précédent, on trace le niveau d'eau pour un cas saturé qui montre que le niveau d'eau a atteint la surface du model.

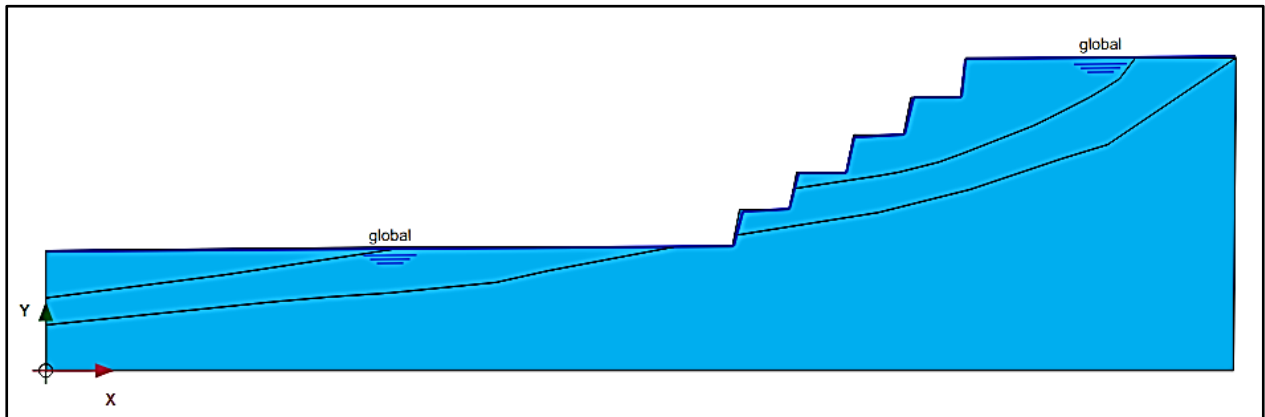


Figure VI.22 : le niveau d'eau pour la saturation lors de l'avancement jusqu'à l'argile

3.1.2.1. Déformation de maillage

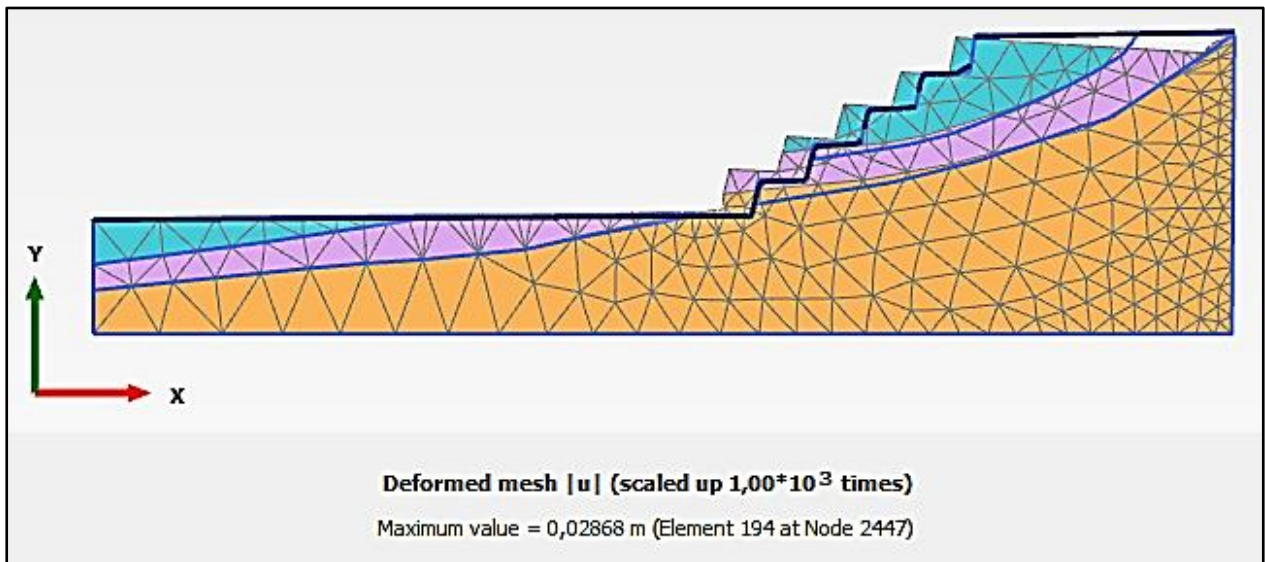


Figure VI.23 : résultat de déformation de la maille (état saturé)

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

3.1.2.2. Modélisation des déplacement

➤ Le déplacement horizontal

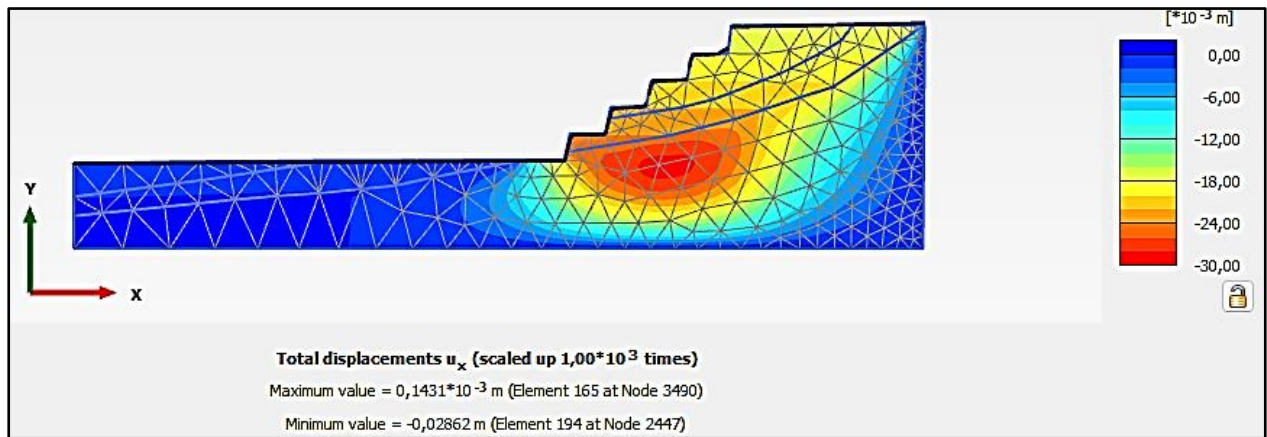


Figure VI.24 : déplacement horizontal lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état saturé)

➤ Le déplacement vertical

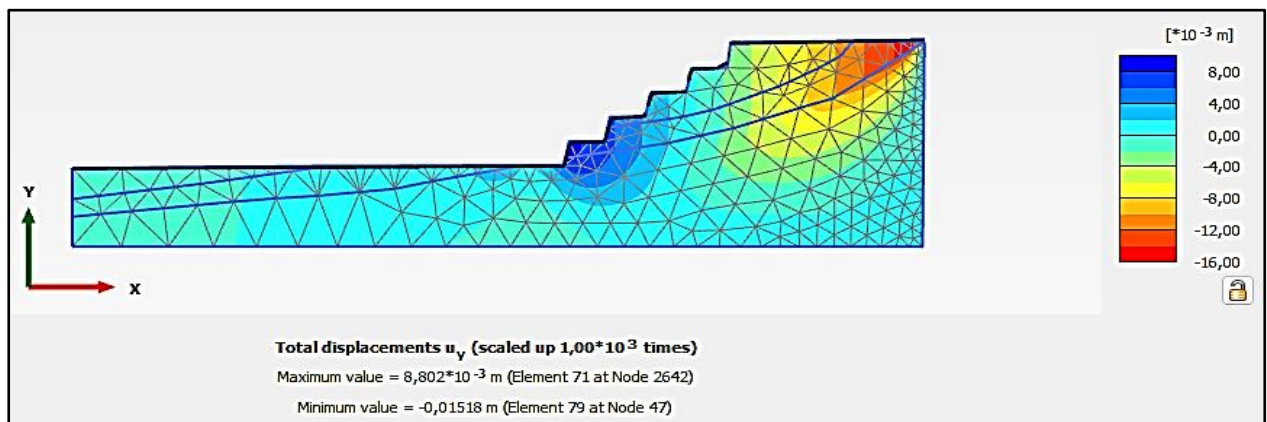


Figure VI.25 : déplacement vertical lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état saturé)

➤ Le déplacement total

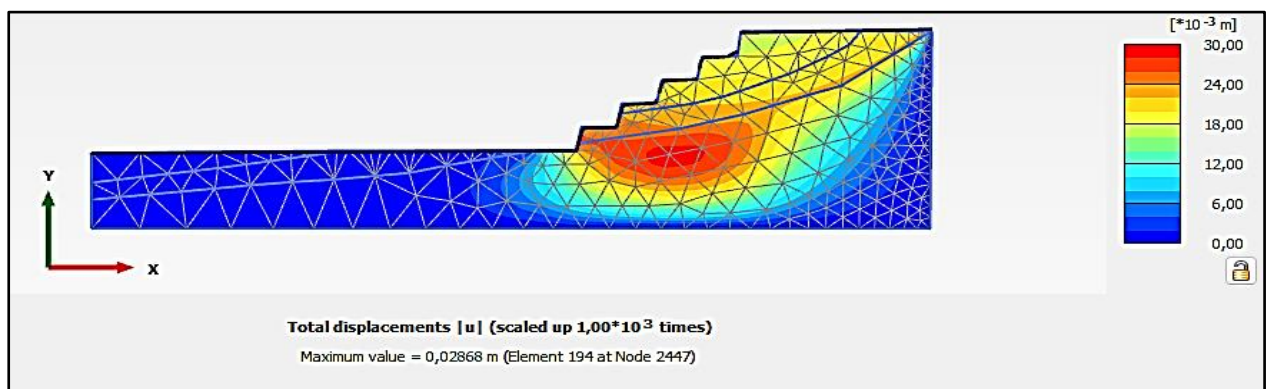


Figure VI.26 : déplacement total lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état saturé)

3.1.2.3. Résultat de modélisation de contrainte principale effective

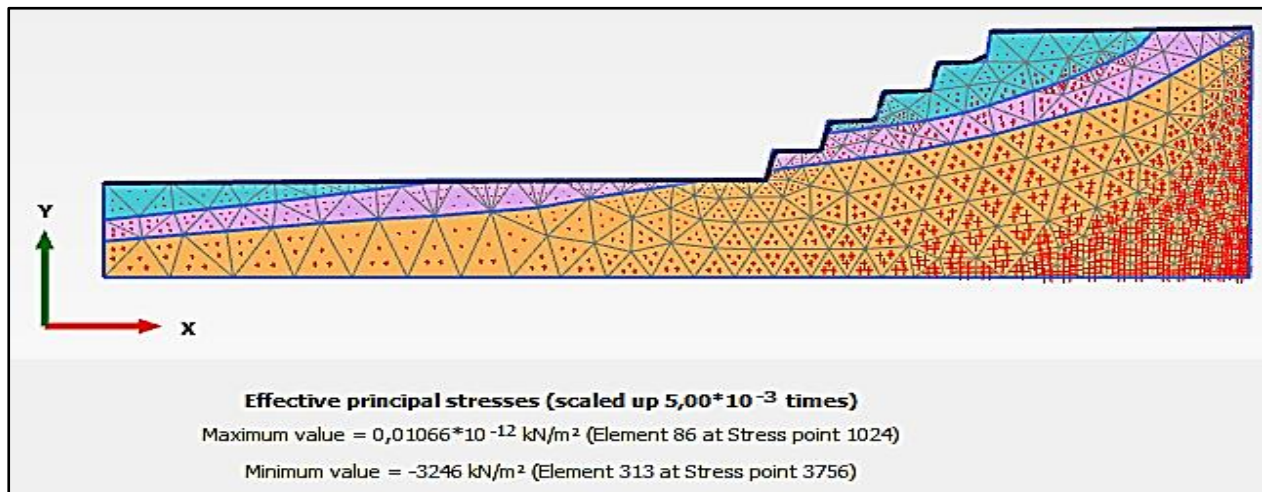


Figure VI.27 : contraintes principales effectives lors de l'avancement jusqu'à l'argile (état saturé)

3.2. Cas d'avancement jusqu'au grès

➤ Inputs

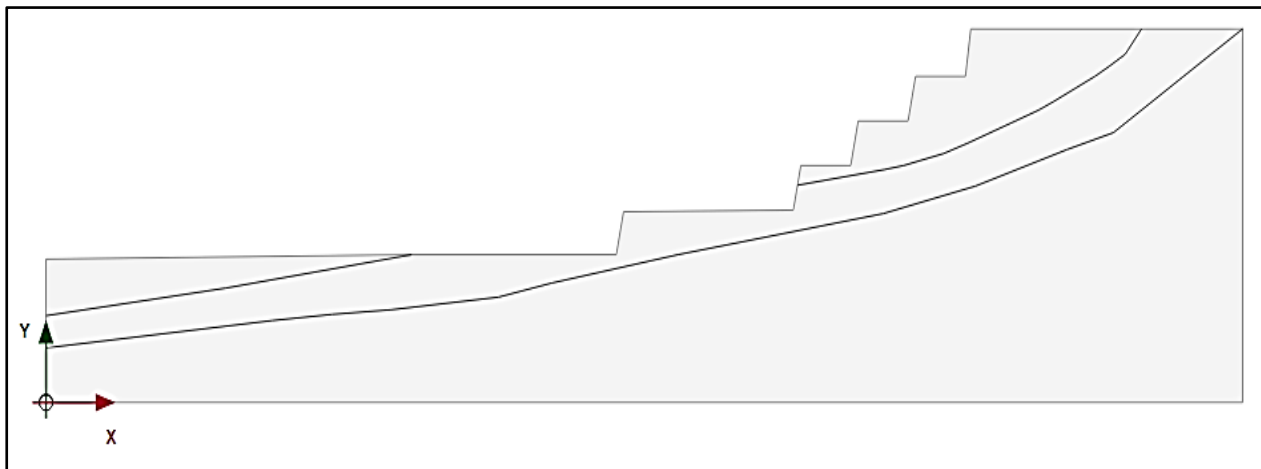


Figure VI.28 : Modèle géométrique par Plaxis 2d de geoslope lors de l'avancement jusqu'à la couche des grès.

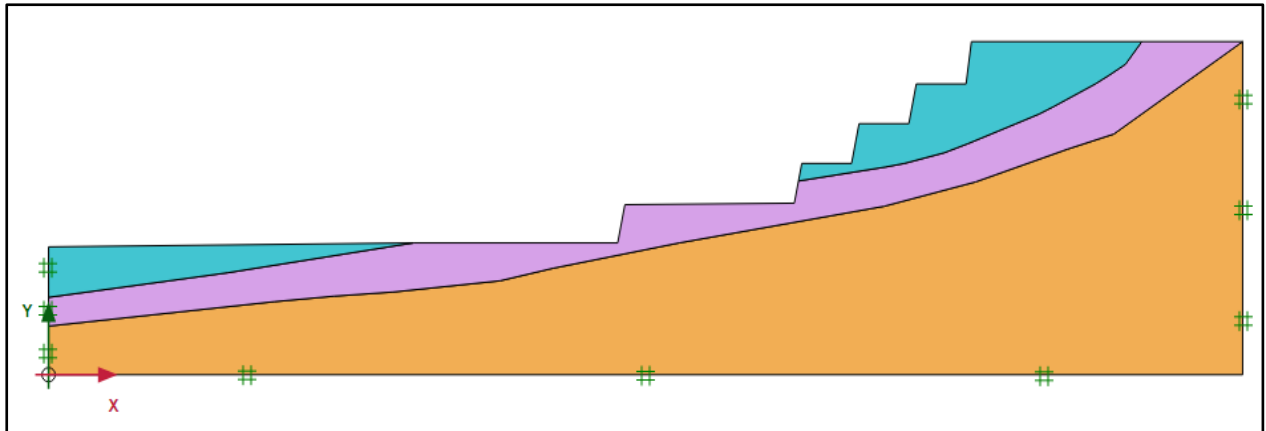


Figure VI.29 : initialisation des propriétés des couches dans Plaxis 2d (cas des grès)

➤ **Outputs**

3.2.1. Cas à l'état sec

3.2.1.1. Déformation de maillage

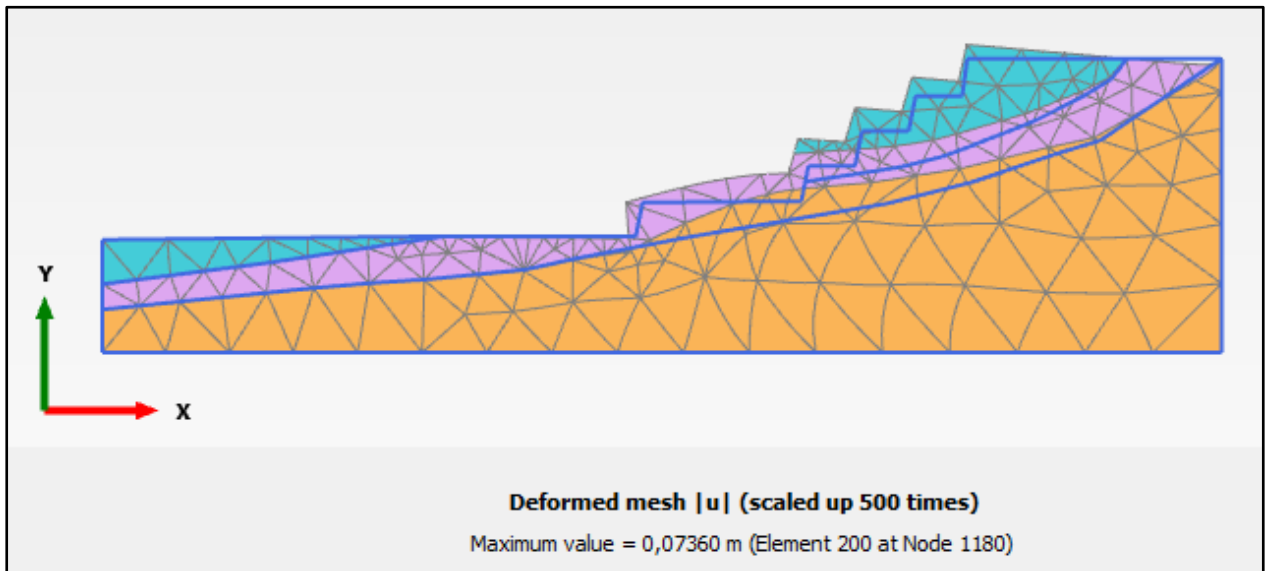


Figure VI.30 : résultat de déformation de la maille (cas de grès a l'état sec)

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

3.2.1.2. Modélisation des déplacement

➤ Le déplacement horizontal

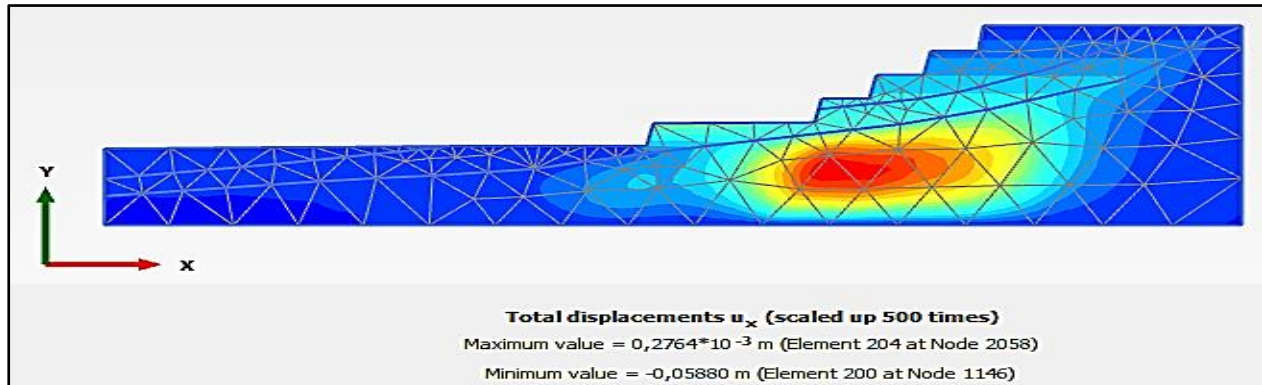


Figure VI.31 : déplacement horizontal lors de l'avancement jusqu'au grès (état sec)

➤ Le déplacement vertical

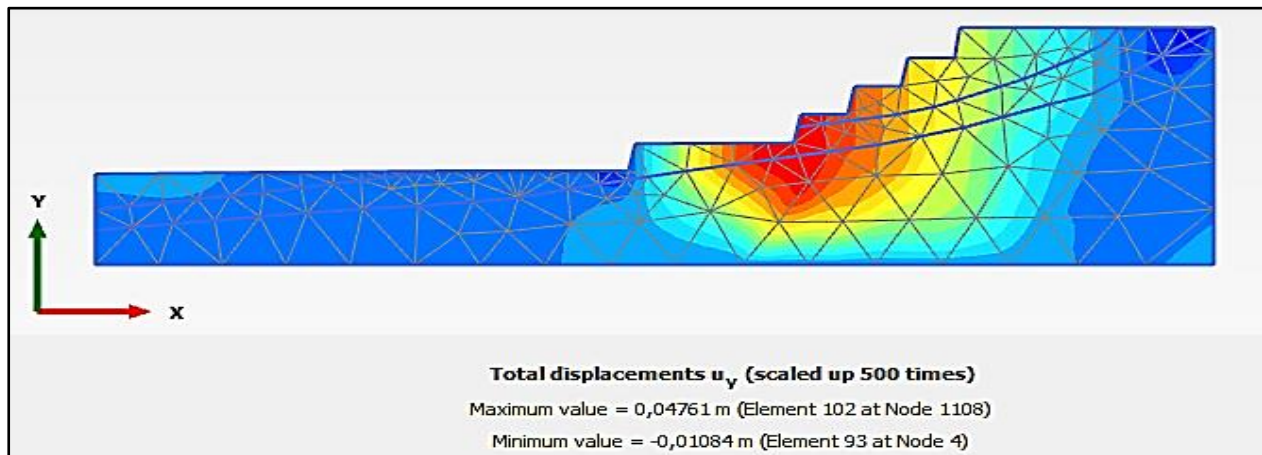


Figure VI.32 : déplacement vertical lors de l'avancement jusqu'au grès (état sec)

➤ Le déplacement total

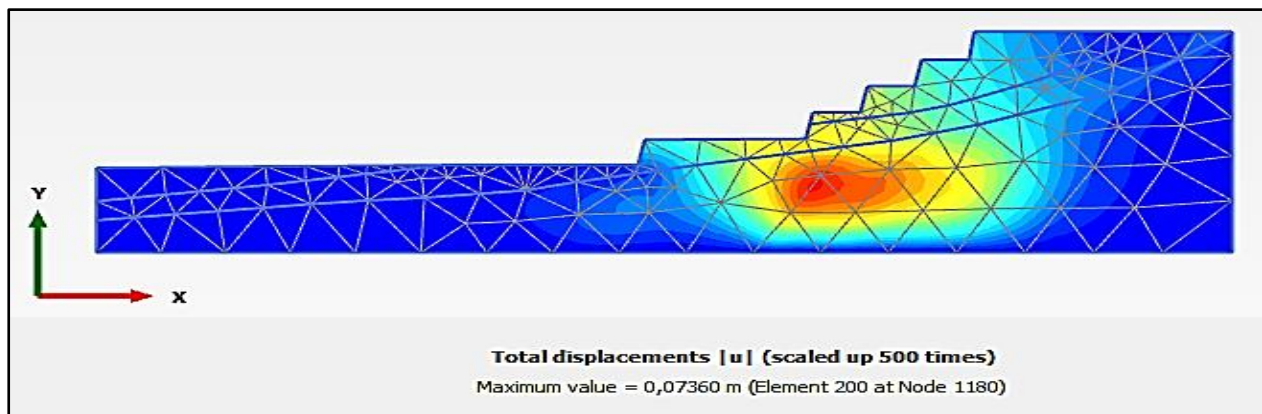


Figure VI.33 : déplacement total lors de l'avancement jusqu'à les grès (état sec)

3.2.1.3. Résultat de modélisation de contrainte principale effective

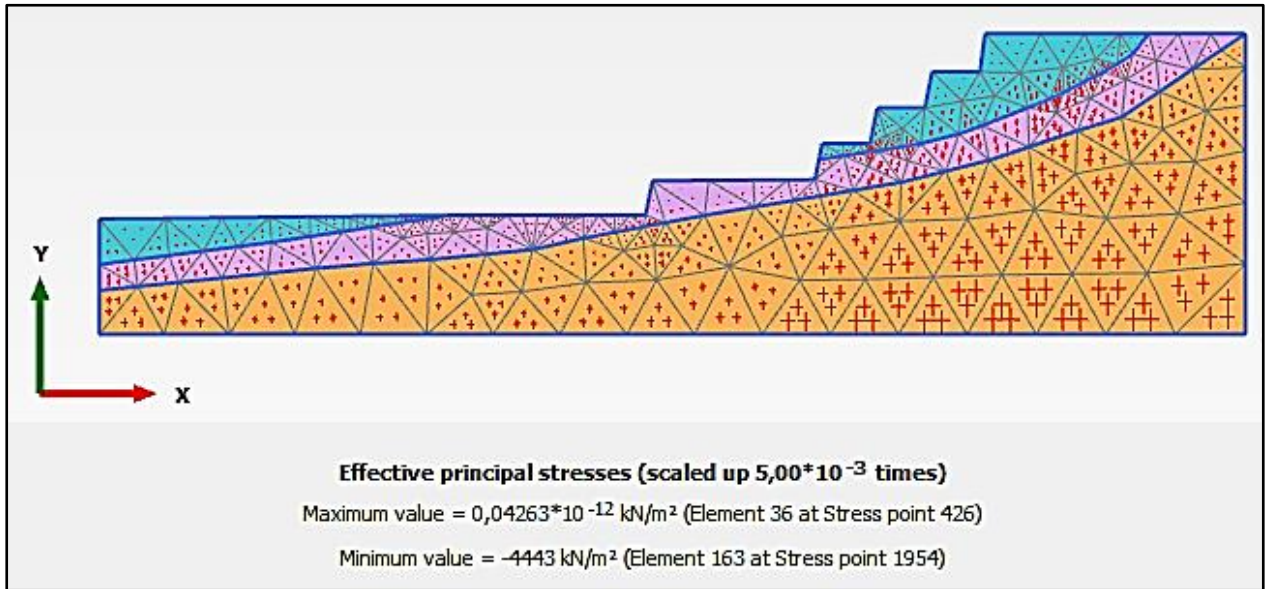


Figure VI.34 : contraintes principales effectives lors de l'avancement jusqu'au grès (état sec)

3.2.2. Cas à l'état saturé

3.2.2.1. Déformation de maillage

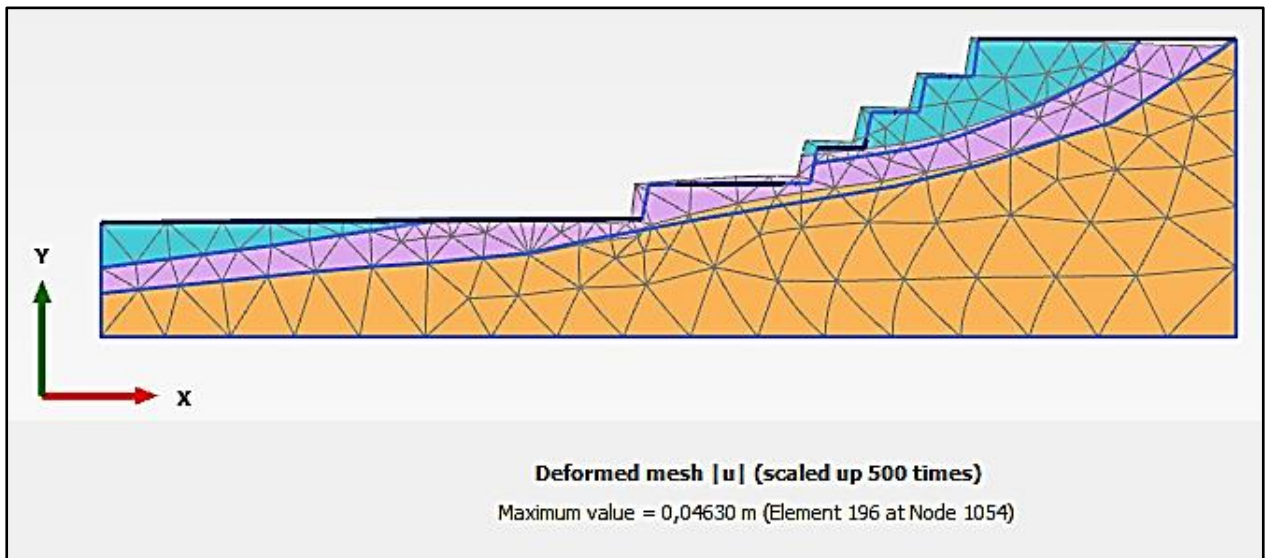


Figure VI.35 : résultat de déformation de la maille (cas de grès a l'état saturé)

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

3.2.2.2. Modélisation des déplacement

➤ Le déplacement horizontal

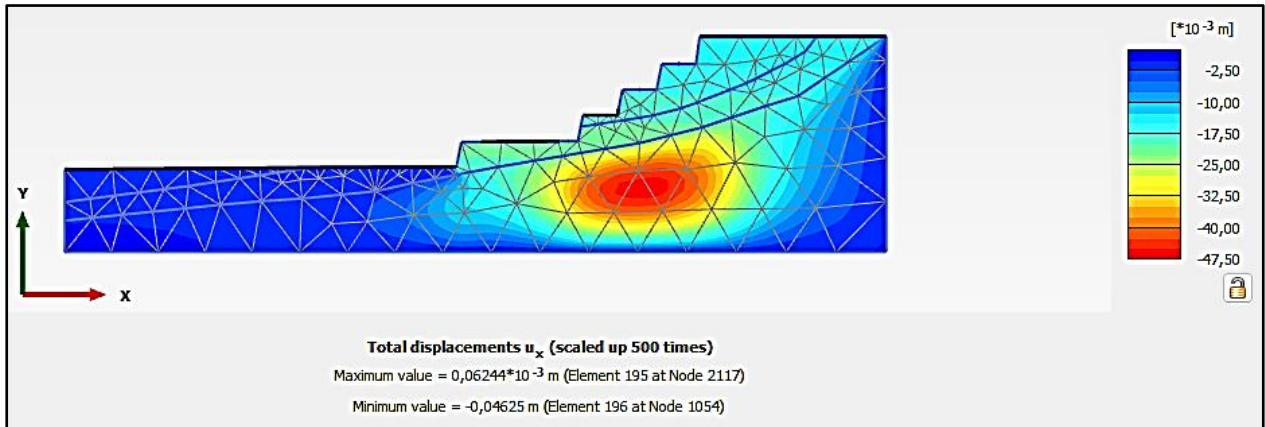


Figure VI.36 : déplacement horizontal lors de l'avancement jusqu'au grès (état saturé)

➤ Le déplacement vertical

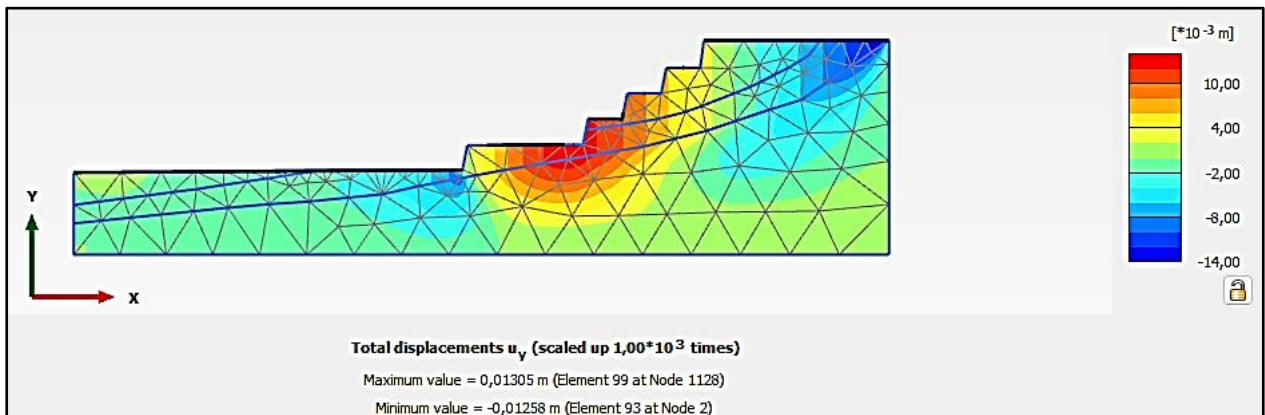


Figure VI.37 : déplacement vertical lors de l'avancement jusqu'au grès (état saturé)

➤ Le déplacement total

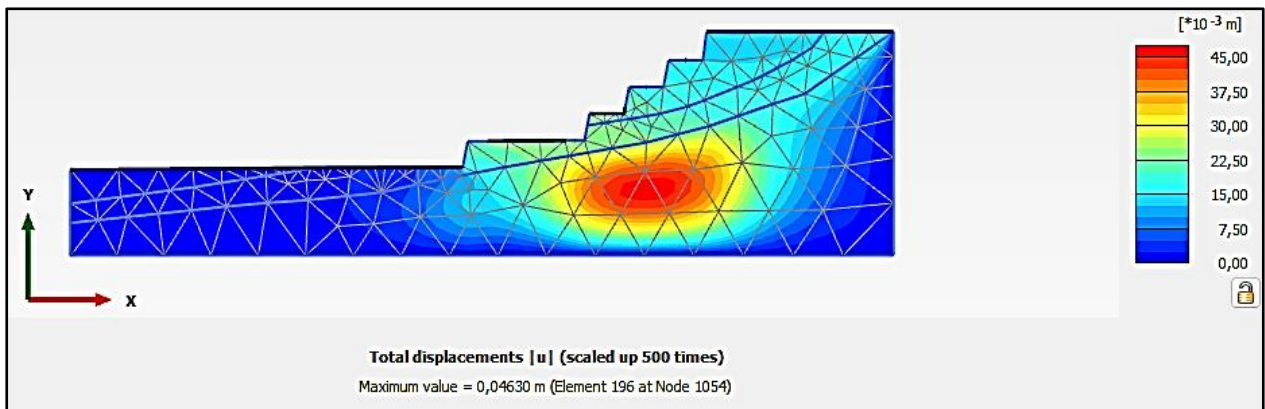


Figure VI.38 : déplacement total lors de l'avancement jusqu'au grès (état saturé)

3.2.2.3. Résultat de modélisation de contrainte principale effective

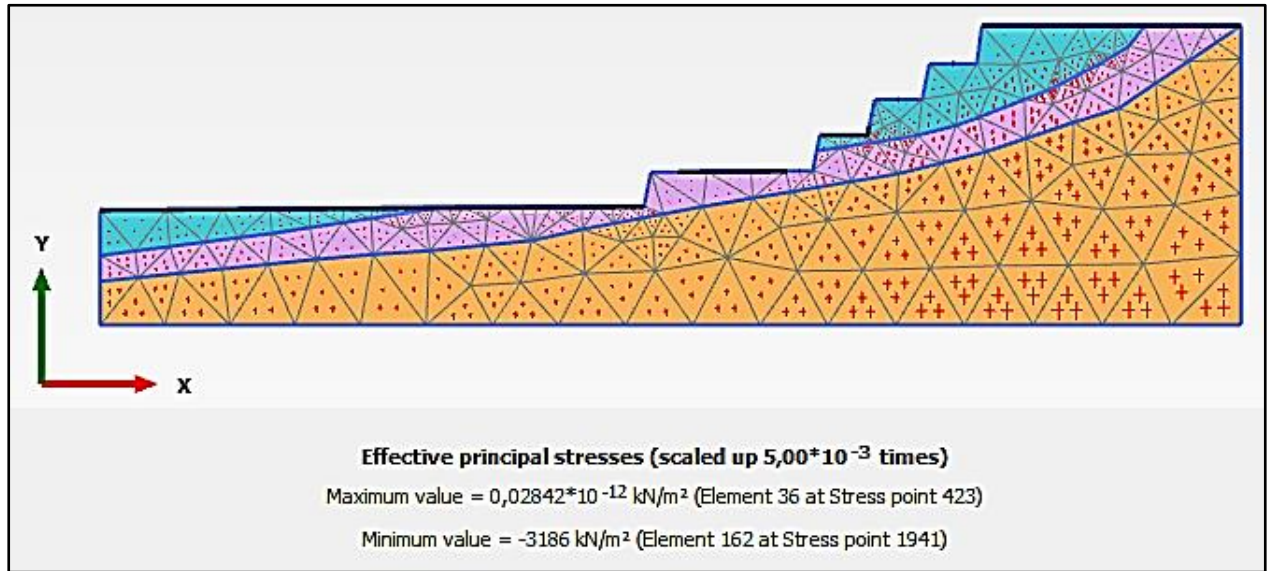


Figure VI.39: contraintes principales effectives lors de l'avancement jusqu'au grès (état saturé)

Tableau VI.3 : Récapitulatif des valeurs des déplacements de l'avancement jusqu'au grès et argile (à l'état sec)

Type de déplacement	Type de valeur	Valeurs de déplacement à l'état sec (m)	
		Cas d'avancement jusqu'à l'argile	Cas d'avancement jusqu'à les grès
Déplacement horizontal (U _x)	Min	-0.038	-0.058
	Max	0.27×10^{-3}	0.276×10^{-3}
Déplacement vertical (U _y)	Min	-0.02	-0.010
	Max	0.021	0.047
Déplacement total (U)	Max	0.040	0.073

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

Tableau VI.4 : Récapitulatif des valeurs des déplacements de l'avancement jusqu'au grès et argile (à l'état saturé)

Valeurs de déplacement à l'état saturé (m)			
Type de déplacement	Valeur	Cas d'avancement jusqu'à l'argile	Cas d'avancement jusqu'à les grès
Déplacement horizontal (U_x)	Min	-0.028	-0.046
	Max	0.143×10^{-3}	0.06×10^{-3}
Déplacement vertical (U_y)	Min	-0.015	-0.012
	Max	8.802×10^{-3}	0.013
Déplacement total (U)	Max	0.028	0.046

Tableau VI.5 : Récapitulatif des valeurs des contraintes principales effectives

Type d'avancement	Cas	Type de valeur	Valeur de contrainte principale effective (kN/m ²)
Cas d'avancement jusqu'au grès	Sec	Min	-4443
		Max	0.042×10^{-12}
	Saturé	Min	-3186
		Max	0.028×10^{-12}
Cas d'avancement jusqu'à l'argile	Sec	Min	-4472
		Max	0.014×10^{-12}
	saturé	Min	-3244
		Max	0.01×10^{-12}

4. Interprétation des résultats

- lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile

Facteur de sécurité selon Janbu : 0.899 (sous chargement gravitaire) et 0.509 (sous chargement gravitaire + nappe d'eau)

Facteur de sécurité selon Bishop : 0.958 (sous chargement gravitaire) et 0.558 (sous chargement gravitaire + nappe d'eau)

Facteur de sécurité selon Morgenstern-Price : 0.953 (sous chargement gravitaire) et 0.554 (sous chargement gravitaire + nappe d'eau)

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

Ces valeurs de facteur de sécurité, indiquent la stabilité de la pente par rapport à un glissement potentiel. Des facteurs de sécurité inférieurs à 1 indiquent une instabilité potentielle. Dans notre cas, les facteurs de sécurité sont inférieurs à 1, ce qui suggère que la stabilité de la pente est précaire lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile.

➤ Lors de l'avancement jusqu'à la couche de grès

Facteur de sécurité selon Janbu : 1.024 (sous chargement gravitaire) et 0.597 (sous chargement gravitaire + nappe d'eau)

Facteur de sécurité selon Bishop : 1.086 (sous chargement gravitaire) et 0.647 (sous chargement gravitaire + nappe d'eau)

Facteur de sécurité selon Morgenstern-Price : 1.083 (sous chargement gravitaire) et 0.647 (sous chargement gravitaire + nappe d'eau)

Les facteurs de sécurité pour la couche de grès sont supérieurs à 1, ce qui indique une stabilité relativement meilleure par rapport à la couche d'argile. Cependant, les facteurs de sécurité sont toujours inférieurs à des valeurs idéales de sécurité, ce qui suggère que des mesures de renforcement ou de stabilisation peuvent être nécessaires pour assurer une stabilité suffisante.

Les résultats des déplacements obtenus par Plaxis dans le cadre de notre étude revêtent une grande importance pour évaluer la stabilité des pentes. Les déplacements horizontaux (U_x), déplacements verticaux (U_y) et déplacements totaux (U) sont des paramètres clés qui permettent de comprendre les déformations et les mouvements de la pente.

En analysant les résultats des déplacements horizontaux, nous constatons des valeurs minimales de -0.038 (pour l'argile) et -0.058 (pour le grès), tandis que les valeurs maximales sont de 0.27×10^{-3} (pour l'argile) et 0.276×10^{-3} (pour le grès). Ces déplacements horizontaux mettent en évidence les mouvements de la pente dans la direction x et fournissent des informations sur les éventuelles déformations latérales.

En ce qui concerne les déplacements verticaux, nous observons des valeurs minimales de -0.02 (pour l'argile) et -0.010 (pour le grès), tandis que les valeurs maximales atteignent 0.021 (pour l'argile) et 0.047 (pour le grès). Ces déplacements verticaux décrivent les mouvements de la pente dans la direction y et reflètent les variations de la surface du sol.

Le déplacement total (U) indiquant des mouvements significatifs de la pente dans son ensemble.

Pour les contraintes principales effectives les valeurs maximales positives et faibles suggèrent une contrainte principale effective modérée exercée sur le sol. Cela peut indiquer une charge relativement légère ou une répartition uniforme des contraintes dans les zones considérées.

En revanche, les valeurs minimales négatives et très importantes indiquent des contraintes de traction ou de dépression significatives dans ces zones spécifiques. Cela peut être le résultat de forces de cisaillement importantes, de contraintes appliquées spécifiques ou d'interactions complexes entre le sol et les forces externes.

5. Recommandations

Sur la base des résultats de cette étude relative à l'analyse de stabilité des pentes, voici quelques recommandations clés pour garantir la stabilité et prévenir les risques de glissement de terrain :

- **La couche de grès doit être conservée comme une couche de sécurité** : La couche de grès est une formation géologique plus résistante et stable que l'argile. Il est recommandé de laisser cette couche intacte et de ne pas l'excaver afin de maintenir la stabilité du système de gradins.
- **Hauteur des gradins** : Pour réduire les risques de déstabilisation, il est conseillé de limiter la hauteur des gradins à 10 mètres. Des gradins plus élevés pourraient exercer une pression excessive sur les couches inférieures, augmentant ainsi le risque de glissements de terrain ou de ruptures.
- **Bermes** : Les bermes sont des surfaces horizontales entre les gradins qui aident à réduire les contraintes exercées sur les matériaux sous-jacents. Il est recommandé de concevoir des bermes de largeurs variables de manière à éviter de pénétrer dans les couches de grès
- **Sens de l'exploitation** : Il est recommandé d'orienter le sens d'exploitation perpendiculairement aux couches géologiques afin de préserver la stabilité lors de l'exploitation.
- **Études géotechniques approfondies** : Il est essentiel de réaliser des études géotechniques détaillées pour mieux comprendre les propriétés mécaniques des sols, les conditions hydrogéologiques et les paramètres nécessaires à une analyse précise de la stabilité. Cela inclut des investigations sur le terrain, des essais de laboratoire et la collecte de données géotechniques pertinentes.
- **Gestion des eaux souterraines** : Une gestion efficace des eaux souterraines est cruciale pour réduire les pressions interstitielles et minimiser l'impact de la présence de la nappe d'eau sur la stabilité de la pente. Des mesures de drainage appropriées, telles que des systèmes de drainage et des puits de décompression, doivent être envisagées pour contrôler le niveau de la nappe.
- **Mesures de renforcement spécifiques** : En fonction des caractéristiques géotechniques du site, il est recommandé de mettre en place des mesures de renforcement adaptées pour améliorer la stabilité de la pente. Cela peut inclure des techniques telles que le renforcement du sol, la construction de murs de soutènement, l'utilisation d'ancrages ou d'autres méthodes de consolidation du sol. Il est important d'engager des ingénieurs spécialisés dans ces techniques pour garantir leur conception et leur mise en œuvre appropriées
- **Surveillance géotechnique continue** : Il est recommandé d'installer un système de surveillance géotechnique pour suivre en temps réel les déformations, les mouvements et les variations des conditions géotechniques de la pente. Cela permettra de détecter rapidement tout comportement anormal, de prendre des mesures correctives précoces et de faciliter la prise de décision en matière de maintenance et de réparation.

Chapitre VI : Etude de stabilité par la méthode numérique.

- **Sensibilisation et formation** : Il est essentiel de sensibiliser et de former le personnel chargé de la gestion des pentes sur les principes de la stabilité géotechnique, les risques associés aux glissements de terrain et les mesures de sécurité à prendre. La formation continue permettra de maintenir une expertise de qualité dans le domaine de la géotechnique et de garantir une approche proactive de la gestion des risques liés aux pentes, il faut mettre en évidence que le glissement de la carrière de Meftah, en 2010, a eu lieu à cause d'avancement dans l'argile sans prendre en compte la sensibilité de ce type de sol.

6. Conclusion

Ce chapitre a permis de réaliser une analyse de la stabilité des pentes par la méthode numérique en utilisant les logiciels Geoslope et Plaxis. L'objectif principal de cette étude consiste à évaluer la stabilité de notre cas d'étude qu'on a proposé lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile et de grès, en se basant sur les facteurs de sécurité et les déplacements obtenus.

Les résultats obtenus ont révélé des conclusions importantes concernant la stabilité de la pente dans ces différentes conditions géotechniques. Lors de l'avancement jusqu'à la couche d'argile, les facteurs de sécurité calculés selon les méthodes de Janbu, Bishop et Morgenstern-Price ont tous indiqué une instabilité potentielle, avec des valeurs inférieures à 1. Ces résultats soulèvent des inquiétudes quant à la capacité de la pente à résister aux charges gravitaires et à la présence d'une nappe d'eau, mettant en évidence un risque élevé de glissements de terrain.

En avançant jusqu'à la couche de grès, une amélioration relative de la stabilité a été observée, avec des facteurs de sécurité supérieurs à 1. Cependant, il est important de noter que ces facteurs de sécurité demeurent inférieurs aux valeurs idéales de sécurité, ce qui suggère la nécessité de prendre des mesures de renforcement et de stabilisation supplémentaires pour garantir une stabilité adéquate de la pente.

Les déplacements mesurés ont également fourni des informations précieuses sur le comportement de la pente. Ces déplacements significatifs mettent en évidence la nécessité de prendre en compte les déformations pour une évaluation globale de la stabilité.

Dans le but de garantir la stabilité de la pente et de prévenir les risques de glissement, il est primordial de mettre en œuvre des mesures de sécurité appropriées, basées sur les recommandations formulées précédemment. Cela peut impliquer l'adoption de techniques de renforcement spécifiques adaptées aux caractéristiques géotechniques du site en Algérie, telles que le retraitement du sol, la construction de murs de soutènement ou l'utilisation d'ancrages. De plus, la mise en place d'un système de surveillance géotechnique permettra de suivre en temps réel les déformations et les mouvements de la pente, offrant ainsi la possibilité d'anticiper et de réagir aux éventuels signes d'instabilité. En combinant ces mesures de sécurité, il sera possible d'assurer une stabilité durable de la pente et de minimiser les risques potentiels de glissements de terrain, garantissant ainsi la sécurité des infrastructures et des personnes concernées.

Conclusion générale

Notre travail de recherche a été consacré à la modélisation numérique de la stabilité d'un système de gradins dans la carrière de Meftah, ayant pour objectif la prévention des mouvements de terrains et la garantie de la sécurité des opérations. La carrière de Meftah a été sélectionnée comme zone de cas d'étude en raison de l'importance d'un événement majeur survenu en 2010, marqué par un glissement de terrain dans le premier périmètre d'exploitation (Zerouala 1). Cette catastrophe a mis en évidence la nécessité d'une évaluation approfondie de la stabilité des pentes dans la région, et a motivé la réalisation de ce projet afin de prévenir de tels incidents dans le deuxième périmètre d'exploitation, connu sous le nom de Zerouala 2, qui représente une extension du premier périmètre.

L'étude a été conduite en suivant une approche méthodique, en commençant par une revue approfondie des mouvements de terrains, en mettant en évidence les différentes causes et conséquences de ces phénomènes géologiques complexes. Cela a permis de comprendre les enjeux liés à la stabilité des pentes et de situer l'importance de l'étude réalisée dans un contexte géotechnique et environnemental plus large.

Dans le cadre de l'évaluation de la stabilité des pentes, deux méthodes ont été explorées : les méthodes analytiques et les méthodes numériques. La méthode analytique de Fellenius, a été utilisée pour obtenir des estimations préliminaires des facteurs de sécurité, permettant ainsi une évaluation initiale de la stabilité des pentes dans la carrière de Meftah. Cette méthode a fourni des résultats encourageants, mais il était nécessaire de procéder par une analyse plus détaillée en utilisant des méthodes numériques afin d'obtenir une meilleure compréhension des déformations et des déplacements de la pente.

Les méthodes numériques, utilisant les logiciels Geoslope et Plaxis, ont permis une modélisation plus précise et réaliste de la stabilité des pentes. En utilisant ces outils, il a été possible de prendre en compte les conditions géotechniques spécifiques de la carrière de Meftah, en considérant les différentes couches d'argile et de grès, ainsi que les variations de l'état de saturation des sols. Les résultats obtenus à partir de la modélisation numérique ont fourni des informations précieuses sur les déplacements de la pente et les facteurs de sécurité, offrant ainsi une vision plus complète de la stabilité des pentes dans différents scénarios.

L'analyse des facteurs de sécurité révèle une meilleure stabilité dans la couche de grès par rapport à la couche d'argile. Cependant, il est important de noter que les facteurs de sécurité dans les deux cas sont en deçà des valeurs recommandées, ce qui souligne la nécessité de mettre en œuvre les mesures de renforcement ou stabilisation pour garantir une stabilité plus adéquate.

Dans le cas de l'avancement jusqu'à la couche d'argile, les facteurs de sécurité indiquent un risque accru de glissement de terrain, en particulier lorsqu'une nappe d'eau est présente. Cela met en évidence l'importance de prendre en compte les conditions hydrogéologiques et de drainage dans la conception des mesures de stabilisation.

En ce qui concerne l'avancement jusqu'à la couche de grès, bien que les facteurs de sécurité soient légèrement supérieurs, ils ne sont pas encore optimaux. Il est donc nécessaire de renforcer davantage la stabilité des pentes dans cette zone.

Dans le contexte de notre étude, bien que les valeurs de déplacement soient faibles, elles peuvent indiquer des zones de faible résistance, des variations de la teneur en eau ou d'autres facteurs géotechniques qui peuvent compromettre la stabilité des pentes à long terme. Il est important de prendre en compte ces déplacements pour évaluer la stabilité globale de la carrière de Meftah et prendre les mesures appropriées pour garantir la sécurité des opérations. Il est important de considérer même les petits déplacements dans l'analyse de la stabilité des pentes pouvant présenter des signes précurseurs de futurs mouvements plus importants et nécessitent une attention toute particulière pour prévenir les risques potentiels.

Il est donc essentiel de mettre en œuvre des mesures de renforcement appropriées, telles que la stabilisation des pentes, le drainage des eaux souterraines ou d'autres techniques de renforcement spécifiques aux caractéristiques géotechniques de la carrière de Meftah. Ces mesures visent à garantir une stabilité suffisante des pentes et à minimiser les risques de glissements de terrain, même en présence de déplacements initialement faibles.

Finalement, cette étude, inscrite dans notre projet de fin d'études a permis d'approfondir la compréhension de la stabilité des pentes dans la carrière de Meftah, en utilisant à la fois des méthodes analytiques et numériques. Les résultats obtenus ont fourni des informations précieuses pour prévenir les risques géotechniques et ont permis de formuler des recommandations spécifiques pour garantir une exploitation sûre et durable de la carrière. Il est fortement recommandé de mettre en œuvre des mesures de renforcement appropriées, telles que la stabilisation des pentes, le drainage des eaux souterraines et le suivi régulier de l'évolution de la stabilité.

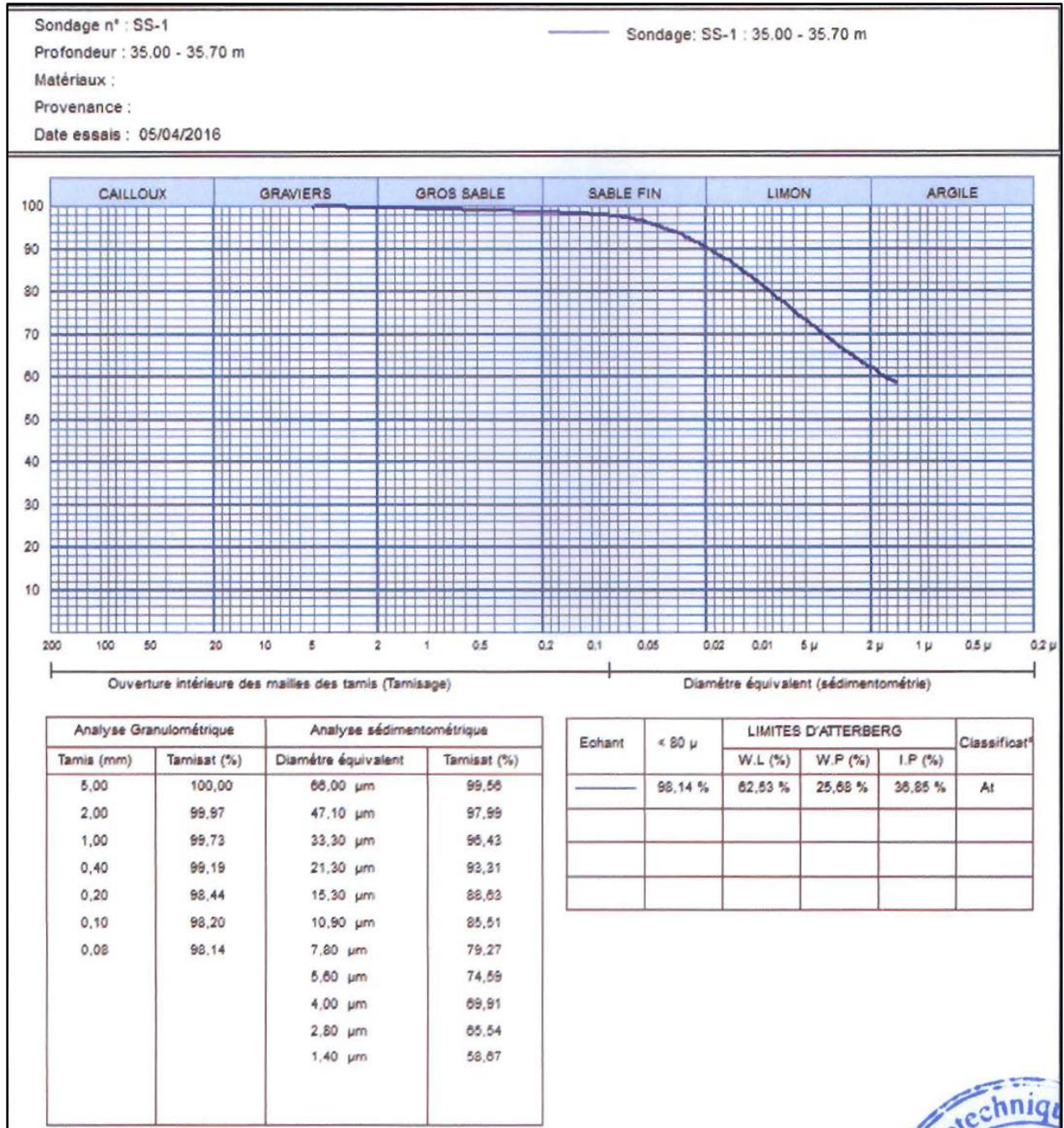
Bibliographie

- [1]. **REIFFSTECK.PH**, « Mécanique des Sols Avancée Stabilité des pentes », LCPC div. MSRGI sec. CSOG.
- [2]. **OLIVIER LATELTIN**, OFEFP-SHGN et Berne « Dangers naturels » Office fédéral de l'aménagement du territoire OFAT, Office fédéral de l'économie des eaux OFEE et Office fédéral de l'environnement des forêts et du paysage OFEFP.
- [3]. **G. PHILIPPONAT** et **BERTRAND HUBERT** [2003], « Fondation et ouvrages en terre », édition Eyrolles.
- [4]. **POLE GRENOBLOIS D'ÉTUDES ET DE RECHERCHE POUR LA PRÉVENTION DES RISQUES NATURELS** [2008], Impacts observés et potentiels du changement climatique sur les aléas naturels Synthèse - Mouvements de terrain.
- [5]. **ASTRID, LEUTWILER**, [2009], « Processus de glissement de terrain », Office fédéral de l'environnement (OFEV), Confédération suisse.
- [6]. **HAMMADI, YOUNES**, [2011], « Cartographie Géotechnique, des Risques de Glissements (CRG) et de Risques d'Inondations (CRI) de la ville de Bejaia », Mémoire de magister, Université de Bejaia.
- [7]. **PHILIPPONAT G.**[1979] Fondations et ouvrages en terre. Edition Eyrolles. (1979).
- [8]. Instabilité des pentes, consulté le 10/06/2023, heritage.nf.ca
- [9]. www.planat.ch/fr/bon-a-savoir/glissement-et-chute-de-pierres/, consulté le 11/06/2023
- [10]. le risque gravitaire un mal invisible mais bien présent, www.over-view.fr (2020) consulté le 19/06/2023
- [11]. **BADACHE ADEL, LOUNISSI IBRAHIM**, étude de la corrélation entre compression, flexion et compactage de la couche surfacique d'un talus stabilise par les liants hydrauliques, mémoire de fin d'études université Mohamed el-Bachir el-Ibrahimi bordj Bouarrerdj.
- [12]. **MOHAMED FREDJ**, Étude de la stabilité des talus des mines à ciel ouvert. Cas de la mine de Phosphate de Djebel El-Onk, Tébessa.2019 thèse de doctorat université Badji Mokhtar Annaba.
- [13] **Tchouani Nana, M (avril 1999)**. Mécanique des sols tome II, fondations et ouvrages en terre. École inter-états des techniciens supérieurs de l'hydraulique et de l'équipement rural Burkina Faso.
- [14]. **Masekanya Jean-Pierre**. « Stabilité des pentes et saturation partielle, Etude expérimentale et modélisation numérique ». Thèse présentée en vue de l'obtention du grade de Docteur en Sciences de l'Ingénieur. UNIVERSITE DE LIEGE.2008.

- [15]. **Yang H. Huang, Sc.D., P.E. (2014).** Slope Stability Analysis by the limit equilibrium method and insight 2ed
- [16]. **L. Closset, F. Wojtkowiak (1993).** Géotechnique appliquée à la sécurité des exploitations à ciel ouvert en terrains alluvionnaires. BRGM.
- [17]. **R.M.Faure (N°92, 2000).** L'évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes. Partie I Méthodes à la rupture, Revue Française de Géotechnique.
- [18]. **Hamadou Noureddine (2011).** « Risques liés aux mouvements de terrain dans le Tell Constantinois : Cas du glissement de Douar Souadek (Zighoud Youcef) ». Mémoire de Magister. Université de Batna.
- [19]. **Jean-Pierre Masekanya (2008).** Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique.
- [20]. Analyse et modélisation d'un glissement de terrain, mémoire fin d'étude.
- [21]. **Naima Rahmani (2011).** Méthodes stochastiques de calcul de stabilité des pentes. MÉMOIRE DE MAGISTÈRE. Université TIZI OUZOU.
- [22]. **Mendjel Djenatte (2012).** ANALYSE INVERSE DANS LE CALCUL GEOTECHNIQUE-APPLICATION AU CALCUL DE LA STABILITE DES TALUS. UNIVERSITE BADJI-MOKHTAR-ANNABA.
- [23]. **Boubidi, S (23janvier 2012).** étude de la stabilité d'un remblai cas de glissement de l'autoroute
- [24]. **Sayit, E (June 2012).** An Investigation Of Geotechnical Characteristics And Stability Of A Tailings Dam. Middle East Technical University.
- [25] **Ladghem Chikouche Fadhila (2009).** « Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres ». Mémoire de magister. Université de M'sila.
- [26]. **Shahram Tadjbakhsh (1984).** Étude par la méthode des éléments finis du comportement élastoplastique de sols dilatants. Application aux pieux sous charge axiale. Géologie appliquée. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [27]. **B. Boncompain et J. P. Sauty** avec la collaboration de **P. Ernek et U. Weyer (1975).** Evaluation de la stabilité des pentes utilisation d'abaques description et notice d'emploi du programme stabil.

- [28]. **E. Hock (1970)**. “Estimating the stability of excavated slopes in open-cast mines” Transactions Inst. Mining and Metallurgy. Vol. 79.
- [29]. **Kérisel. (1966)**. Glissement de terrains, Dunod, Paris.
- [30]. **Hoek E. & Bray J.H. (1981)**. Rock slope engineering, Inst. Min. & Met. Londres.
- [31]. Plan de développement et d’exploitation (2020), Carrière de Calcaire Djebel Zerouala 2 ,code 5331 PXC
- [32]. Rapport d’étude de stabilité, étude de stabilité de la carrière de Meftah 2020.
- [33]. Rapport géotechnique final des travaux de sondages carottés (2016), carrière de Meftah (W.Blida).
- [34]. Rapport géotechnique final des essais en laboratoire (2016), GICA SIMI.

Annexe



ANNEXE IV.1 : résultats d'essai d'analyse granulométrique sondage SS-1

Sondage n° : SS- 4

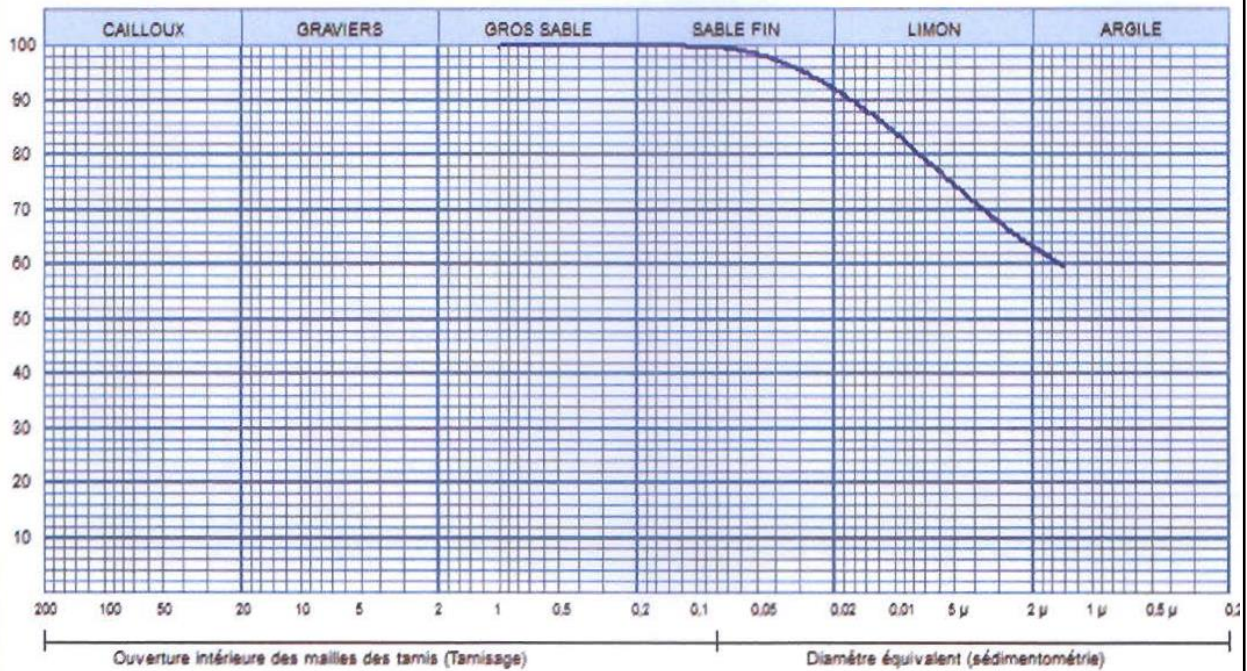
Profondeur : 30.95 - 31.25 m

Matériaux :

Provenance :

Date essais : 20/04/2016

— Sondage: SS- 4 : 30.95 - 31.25 m



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamais (mm)	Tamaisat (%)	Diamètre équivalent	Tamaisat (%)
1,00	100,00	66,00 µm	101,25
0,40	99,96	47,10 µm	99,66
0,20	99,93	33,30 µm	98,08
0,10	99,84	21,30 µm	94,80
0,08	99,81	15,30 µm	90,14
		10,90 µm	86,97
		7,80 µm	80,62
		5,60 µm	75,88
		4,00 µm	71,10
		2,80 µm	66,65
		1,40 µm	59,67

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—	99,81 %	54,71 %	24,12 %	30,59 %	At

ANNEXE IV.2 : résultats d'essai d'analyse granulométrique sondage SS-4

Sondage n° : SS-5

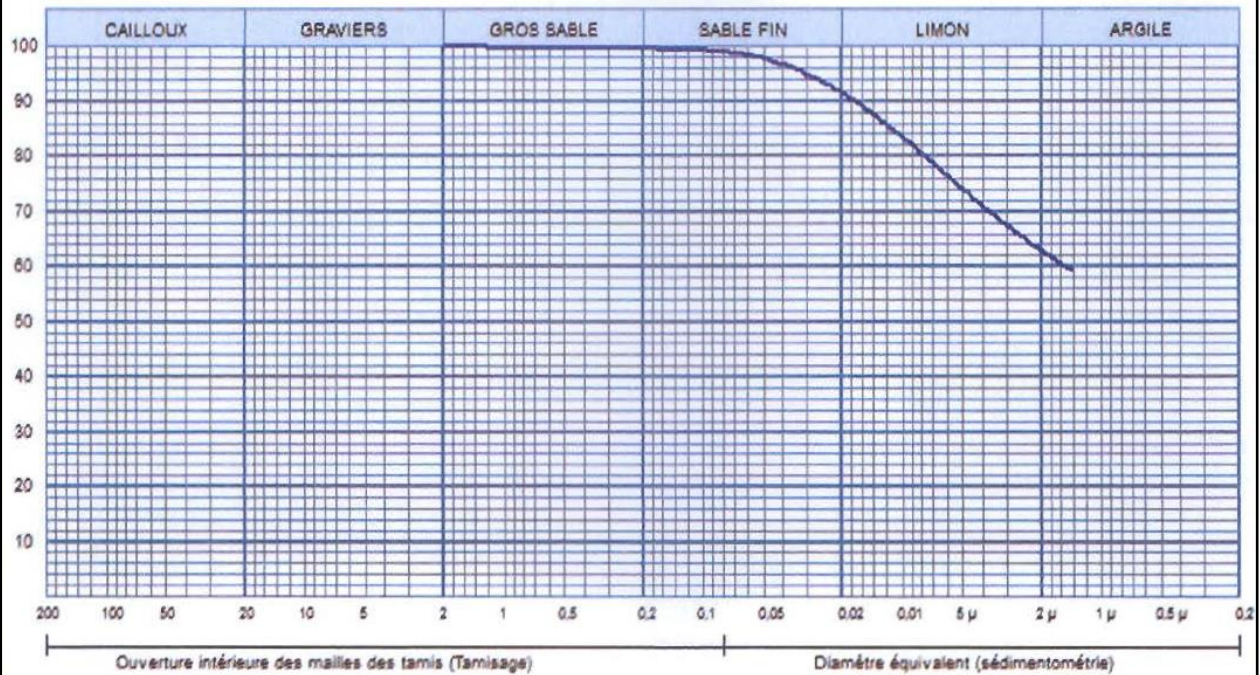
Profondeur : 11.10 - 11.50 m

Matériaux :

Provenance :

Date essais : 20/03/2016

Sondage: SS-5 : 11.10 - 11.50 m



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamais (mm)	Tamaisat (%)	Diamètre équivalent	Tamaisat (%)
2,00	100,00	66,00 μm	100,62
1,00	99,94	47,10 μm	99,04
0,40	99,83	33,30 μm	97,47
0,20	99,66	21,30 μm	94,31
0,10	99,38	15,30 μm	89,66
0,08	99,19	10,90 μm	86,43
		7,80 μm	80,12
		5,60 μm	75,39
		4,00 μm	70,66
		2,80 μm	66,24
		1,40 μm	59,30

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ¹
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—	99,19 %	44,81 %	19,02 %	25,79 %	Ap

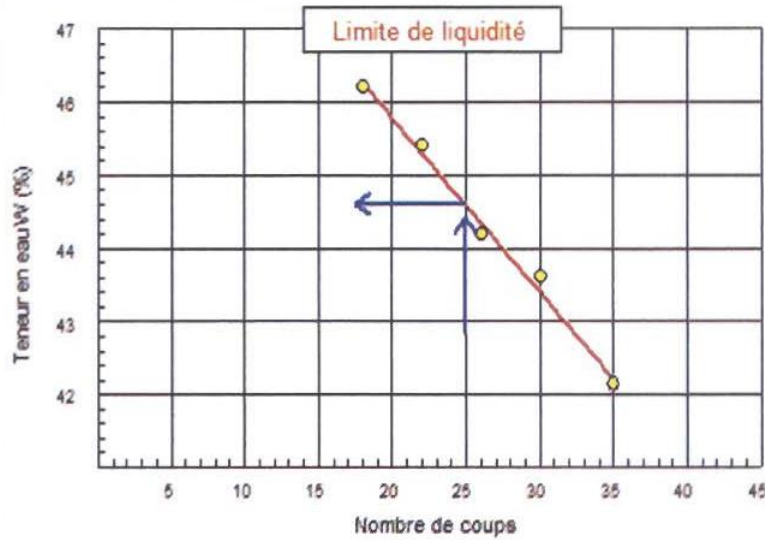
ANNEXE IV.3 : résultats d'essai d'analyse granulométrique sondage SS-5

Sondage n° : SS-6
 Profondeur : 13.10 - 13.60 m
 Nature :

Date essais : 29/05/2016

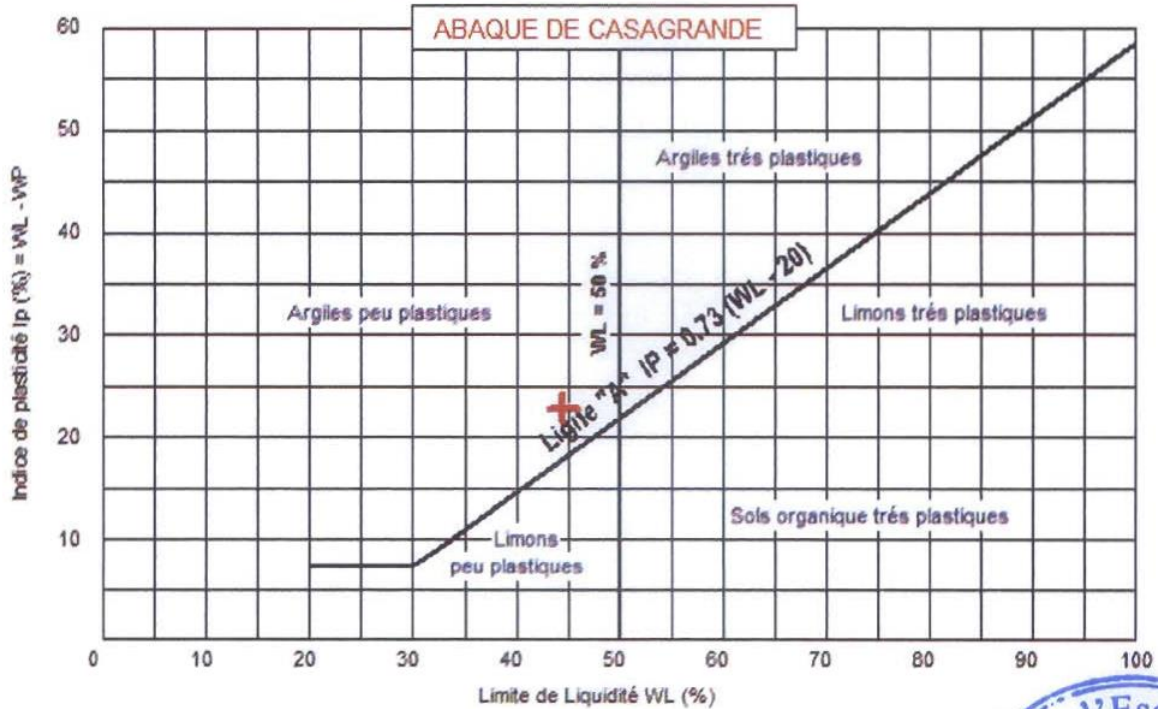
Limite de Liquidité (%) : WL = 44,61
 Limite de Plasticité (%) : WP = 21,69
 Indice de Plasticité (%) : IP = 22,92

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 16.06



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	21,9
2	21,13
3	22,03



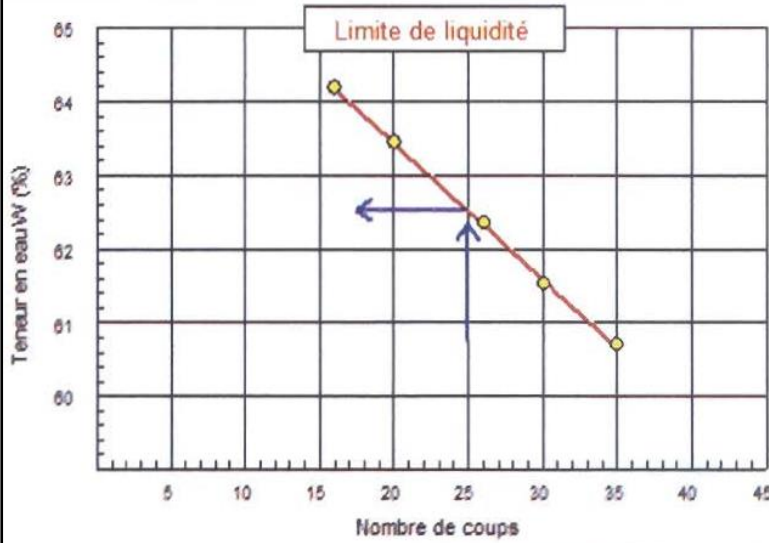
ANNEXE IV.4 : résultats d'essais de limite d'atterberg sondage SS-6

Limite de Liquidité (%): WL = 62,63

Teneur en eau naturelle (%): Weau = 18.48

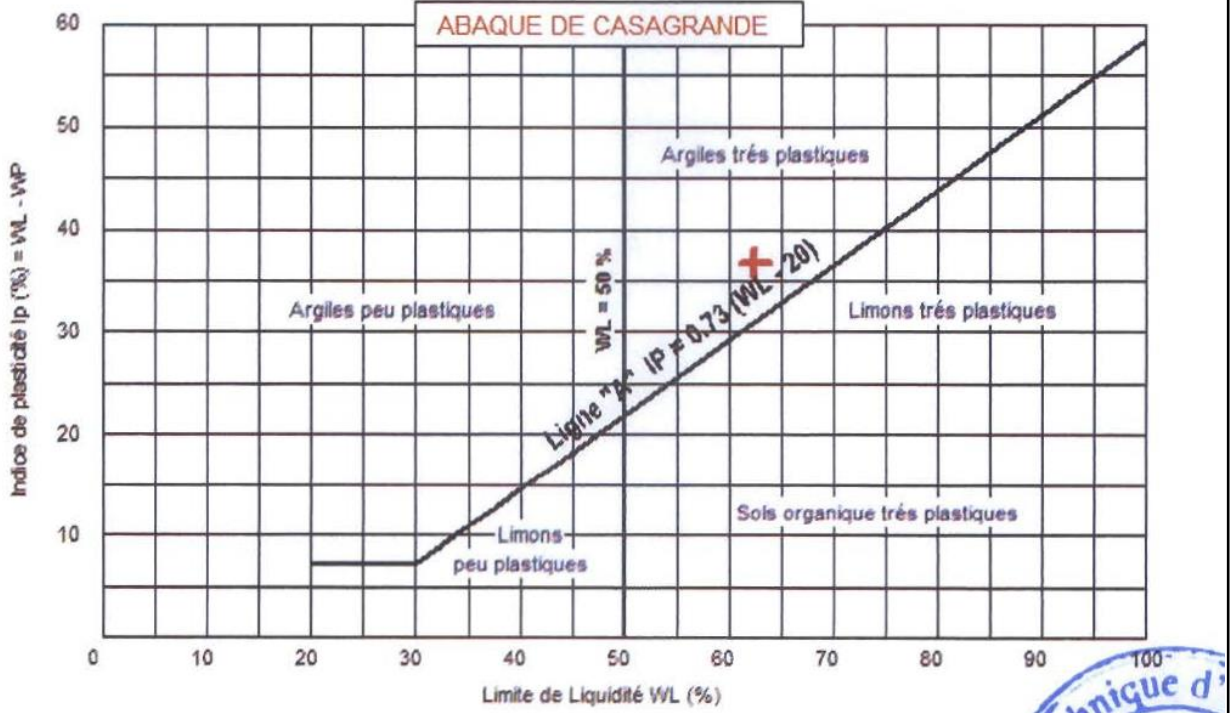
Limite de Plasticité (%): WP = 26,68

Indice de Plasticité (%): IP = 36,85



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	25,36
2	25,36
3	28,32



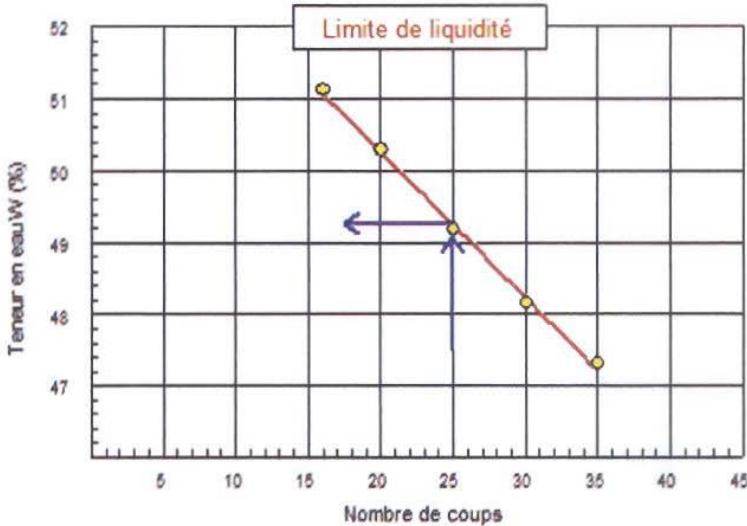
ANNEXE IV.5 : résultats d'essais de limite d'atterberg sondage SS-1

Sondage n° : SS-3
 Profondeur : 8.17 - 8.45 m
 Nature :

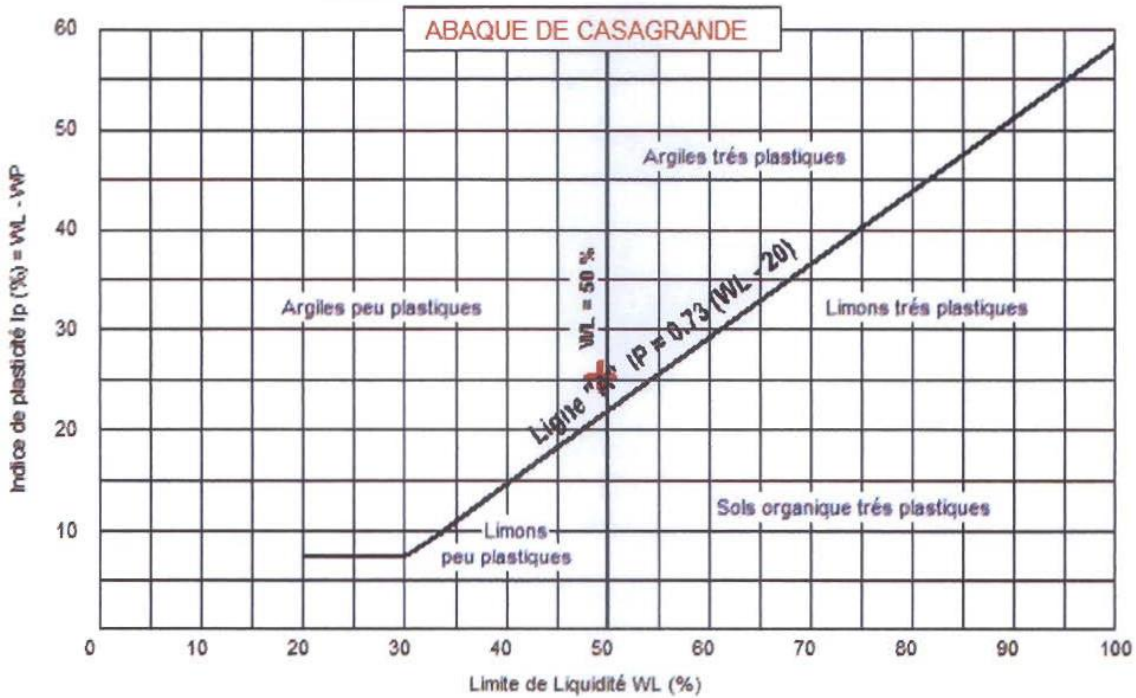
Date essais : 29/05/2016

Limite de Liquidité (%) : WL = 49,26
 Limite de Plasticité (%) : WP = 23,85
 Indice de Plasticité (%) : IP = 25,41

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 21.36



Limite de plasticité	
Ech N°	W (%)
1	23,86
2	23,97
3	23,91



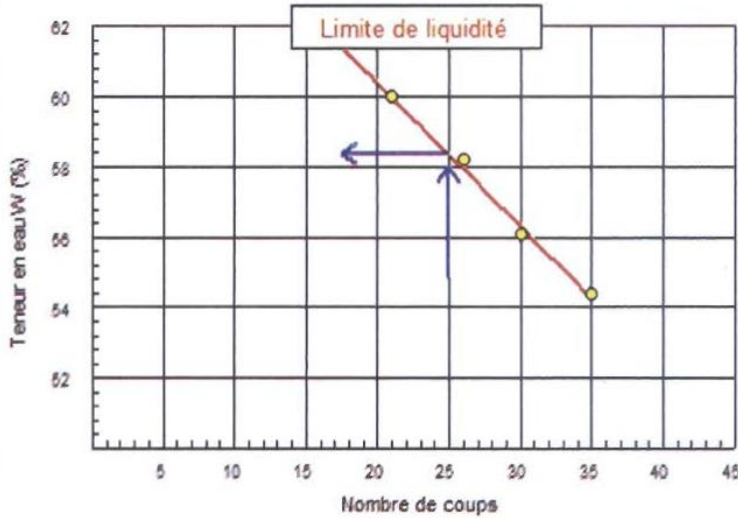
ANNEXE IV.6 : résultats d'essais de limite d'atterberg sondage SS-3

Sondage n° : SS -2
 Profondeur : 12.20 - 12.60 m
 Nature :

Date essais : 29/05/2016

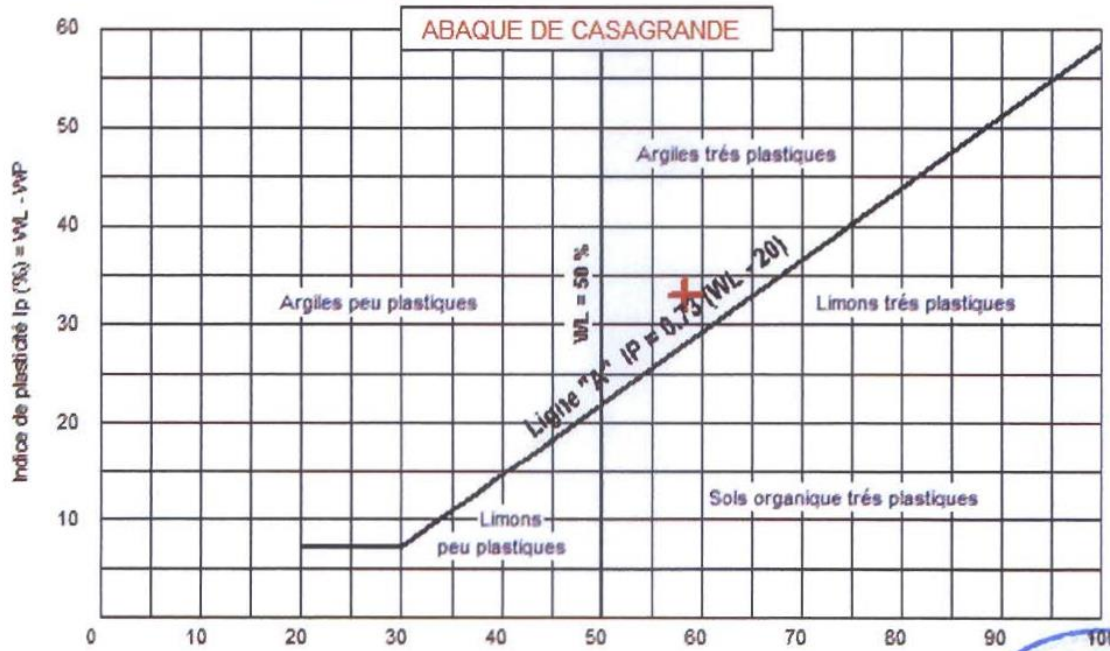
Limite de Liquidité (%) : WL = 58,38
 Limite de Plasticité (%) : WP = 25,26
 Indice de Plasticité (%) : IP = 33,12

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 23.19



Limite de plasticité

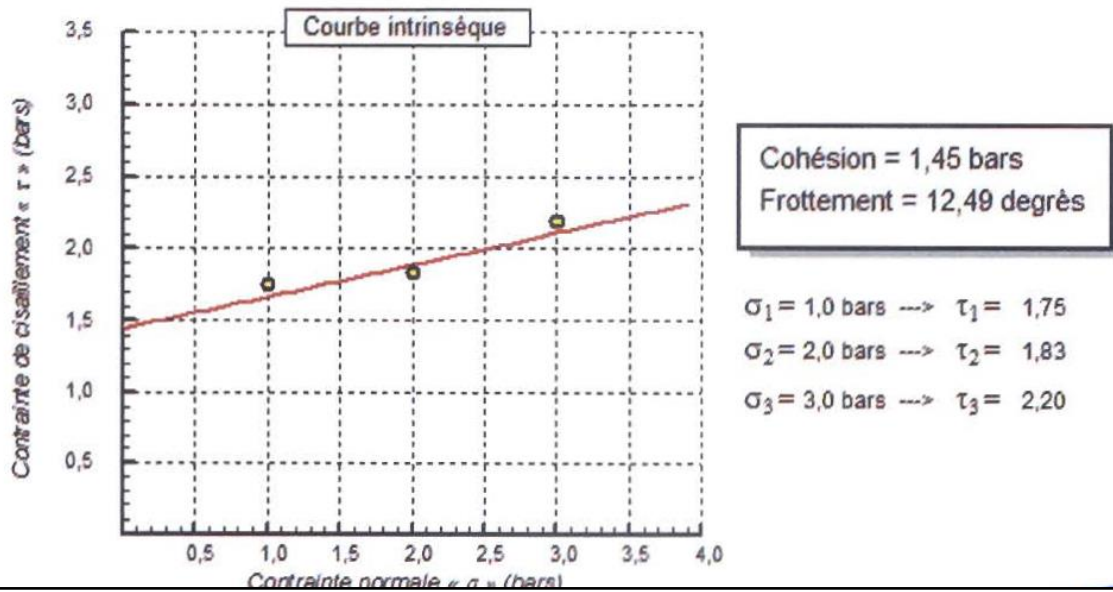
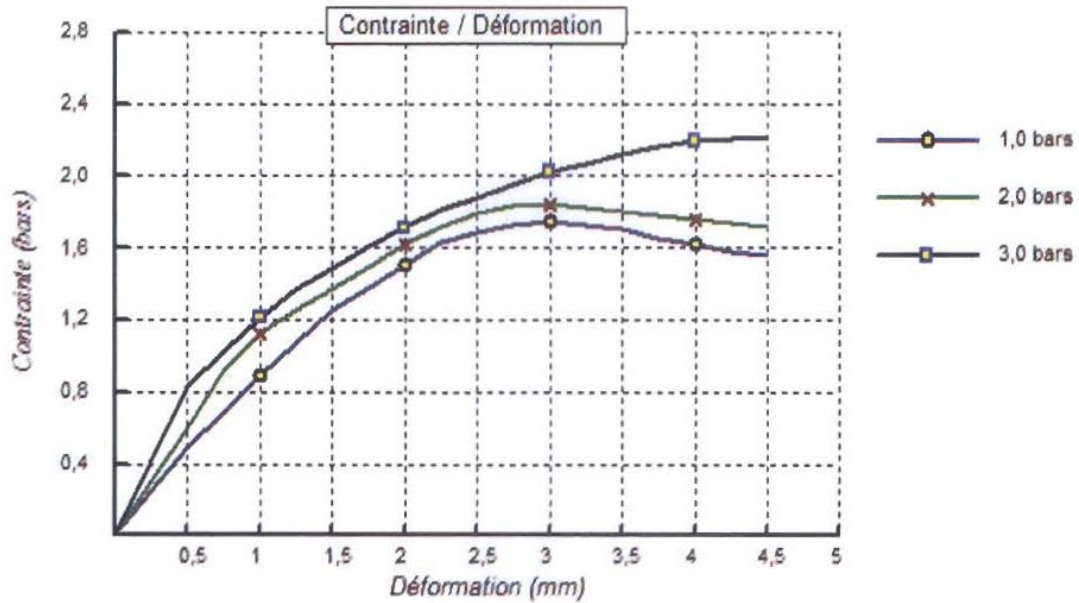
Ech N°	W (%)
1	25
2	25,19
3	25,58



ANNEXE IV.7 : résultats d'essais de limite d'atterberg sondage SS-2

Sondage n° : SS-3
 Profondeur : 6.30 - 6.60 m
 Nature : Argile grise
 Date essais : 25/05/2016

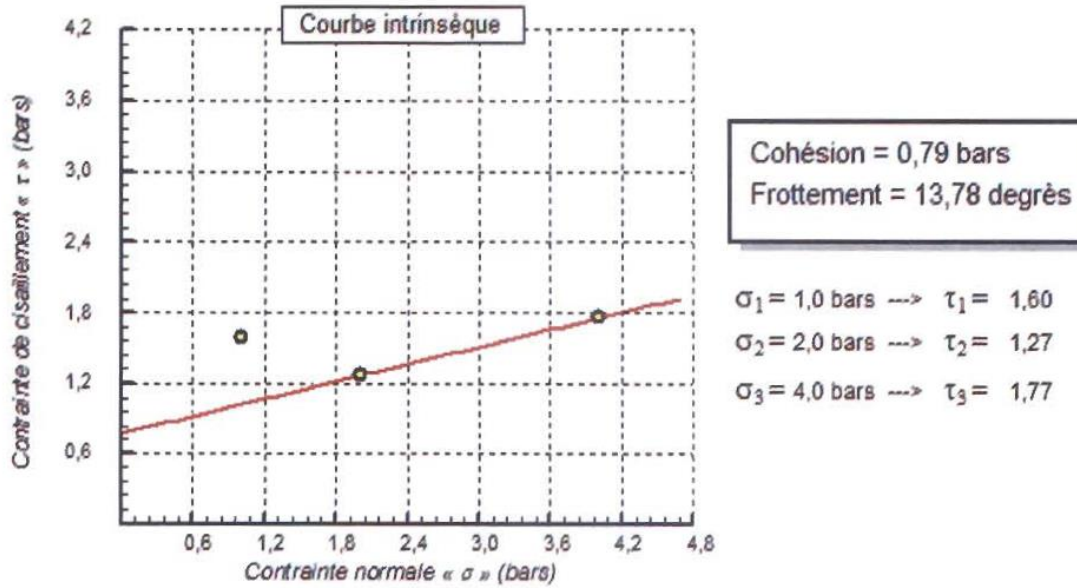
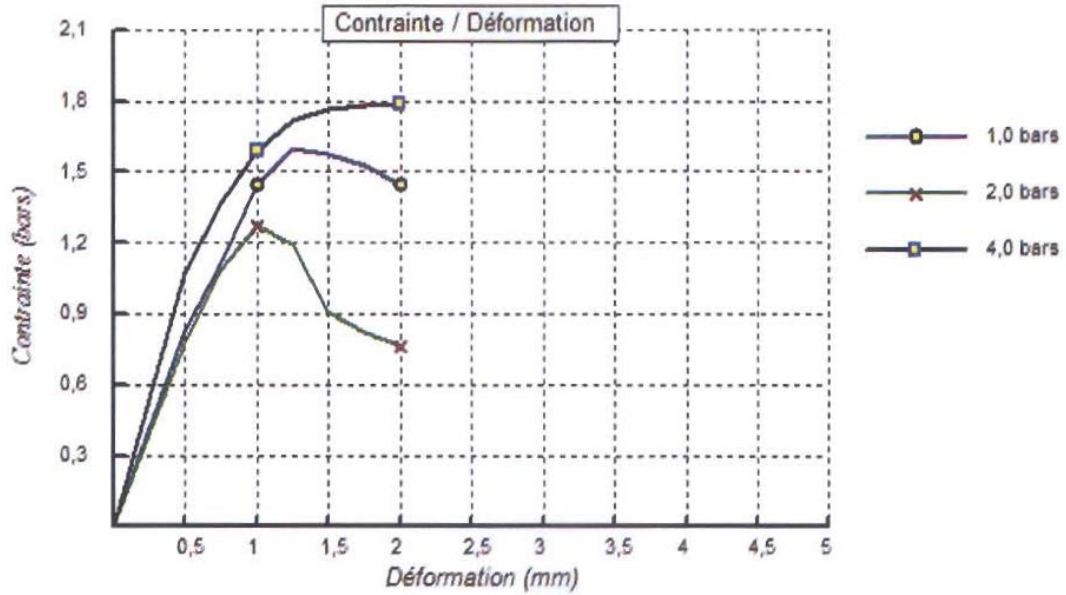
Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 0,9 mm/mn



ANNEXE IV.8 : résultats d'essais de cisaillement direct sondage SS-3

Sondage n° : SS-1
 Profondeur : 35.00 - 35.32 m
 Nature : Argile grise
 Date essais : 03/04/2016

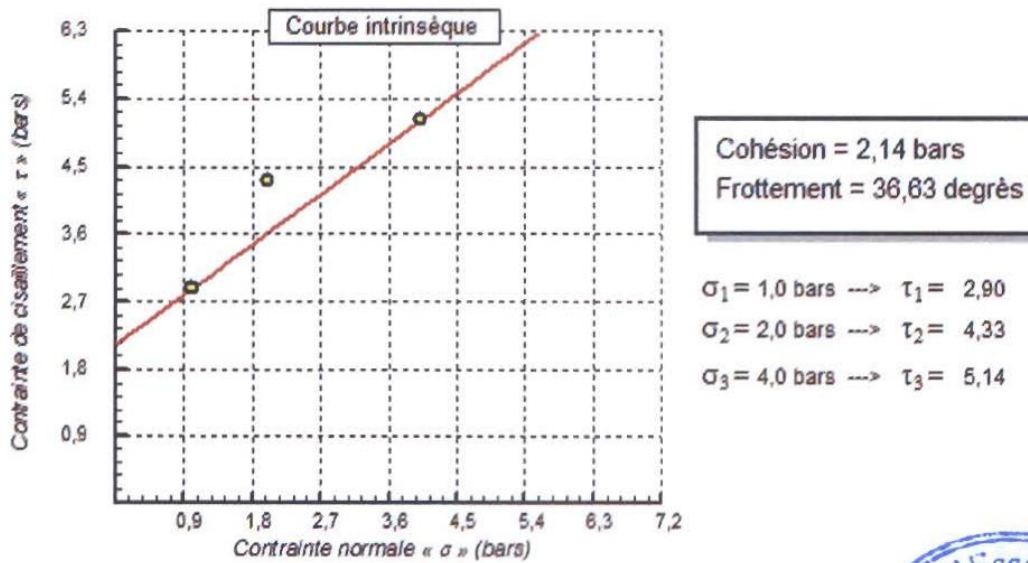
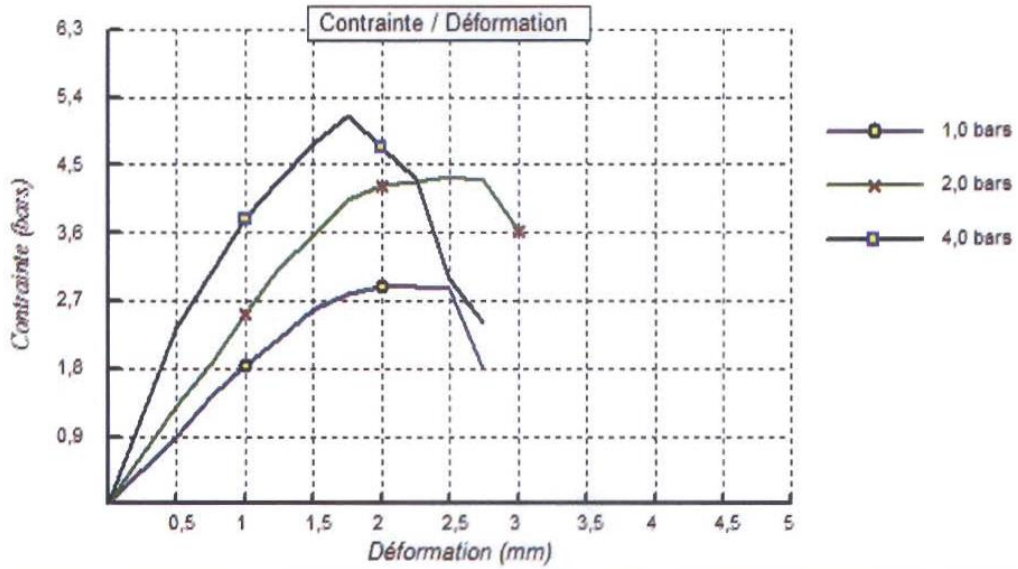
Type d'essai : CD
 Vitesse de cisaillement : 0,004 mm/mn



ANNEXE IV.9 : résultats d'essais de cisaillement direct sondage SS-1

Sondage n° : SS-5
 Profondeur : 11.10 - 11.50 m
 Nature :
 Date essais : 17/03/2016

Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 0,9 mm/mn



ANNEXE IV.10 : résultats d'essais de cisaillement direct sondage SS-5

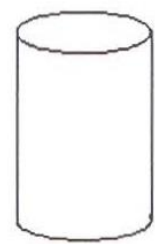
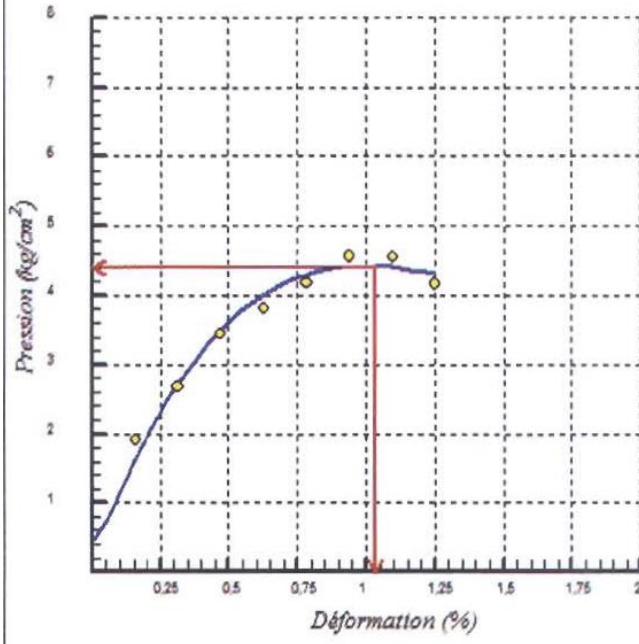
Sondage n° : SS-5
 Profondeur : 13.28 - 13.90 m
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais : 17/03/2016

Diamètre : 8 cm
 Hauteur : 16 cm
 Section : 50,240 cm²
 Densité sèche (t/m³) :
 Poids échantillon (kg) : 1,747

Coefficient anneau «K» : 19,34
 Vitesse de compression : 1 mm/mn

Déformation (%)	Section modifiée (cm ²)	Force nette (kgf)	R.C.S (bars)
1,03	50,758	224,74	4,43

Lecture Anneau	Déformation (%)	Section (modifié)	Pression (bars)
5	0,16	50,319	1,92
7	0,31	50,397	2,69
9	0,47	50,476	3,45
10	0,63	50,554	3,83
11	0,78	50,633	4,20
12	0,94	50,711	4,58
12	1,09	50,790	4,57
11	1,25	50,868	4,18



Forme de la rupture



ANNEXE IV.11 : résultat compression uniaxiale

SOL

Sondages	SS-5
Profondeur (m)	11.10 – 11.50
Teneur en carbonates CaCO ₃ (%)	21.23
Teneur en sulfates SO ₄ ²⁻ (%)	0.1236
Teneur en chlorures Cl ⁻ (%)	0.023
PH	7.42

Les

sont représentés en %

résultats

EAU

Provenance	Composition	Résultats en mg/l
SS-5 (Piézomètre)	Calcium Ca ²⁺	129.77
	Magnésium Mg ²⁺	98.09
	Chlorures Cl ⁻	202.00
	Sulfates SO ₄ ²⁻	241.16
	PH	7.26

Provenance	Composition	Résultats en mg/l
Eau de lac	Calcium Ca ²⁺	135.96
	Magnésium Mg ²⁺	101.08
	Chlorures Cl ⁻	219.20
	Sulfates SO ₄ ²⁻	276
	PH	6.90



ANNEXE IV.12 : résultat d'analyse chimique eau/sol

ANNEXE V.1 : résultats des facteurs de sécurité trouve par Excel lors de l'application de la méthode analytique de fellenius

N°	ai	tracc	calcaire	ai	yh calcaire	Yh	R	phi calcaire	phi rad	u'	urad	phi argil	phi argil	phi argil	rad	calcaire	Wi	ai'	urad	Sini	Coszi	wical'coszi	Wicoszi	wi total	W'Sini	W'coszi	W'Coszi	W'Coszi	W'Coszi	ci	bi	Cibi	Fs																										
1	15,07	0,000	25,000	20	116,9	40	0,688	30	0,524	0,000	0,000	376,750	0,000	45	0,705	0,707	0,707	266,402	0,000	376,750	266,402	1,404	247,517	10,000	5,320	53,200	0,966																																
2	21,06	5,100	25,000	20	116,9	40	0,688	30	0,524	0,000	0,000	546,500	117,600	43	0,750	0,602	0,721	399,615	16,007	644,100	482,915	1,267	302,401	10,000	3,810	38,100																																	
3	16,69	14,770	25,000	20	116,9	40	0,688	30	0,524	0,000	0,000	417,000	295,400	41	0,716	0,686	0,755	314,714	222,941	712,400	467,276	1,325	411,304	10,000	2,680	26,800																																	
4	4,24	7,460	25,000	20	116,9	40	0,688	30	0,524	0,000	0,000	106,500	99,200	39	0,661	0,629	0,777	82,766	123,722	245,700	167,210	1,217	93,402	10,000	1,320	13,200																																	
5	0	4,970	25,000	20	116,9	40	0,688	30	0,524	0,000	0,000	0,000	99,400	37	0,646	0,602	0,799	0,000	79,384	99,400	59,820	1,252	97,319	10,000	1,050	10,500																																	
cas gres etat sec																									140,725	1023,030	142,000																																
N°	ai	tracc	calcaire	ai	yh calcaire	Yh	R	phi calcaire	phi rad	u'	urad	phi argil	phi argil	phi argil	rad	calcaire	Wi	ai'	urad	Sini	Coszi	wical'coszi	Wicoszi	wi total	W'Sini	W'coszi	W'Coszi	W'Coszi	ci	bi	Cibi	Fs																											
1	0	35,220	25,000	20	92,04	40	0,688	30	0,524	15,000	0,261	0,000	704,600	44	0,763	0,695	0,719	0,000	506,047	704,600	409,456	1,290	106,193	10,000	7,520	75,200	0,719																																
2	0	51,250	25,000	20	92,04	40	0,688	30	0,524	15,000	0,261	0,000	1027,000	41	0,716	0,656	0,755	0,000	775,017	1027,000	673,773	1,325	274,204	10,000	4,070	40,700																																	
3	0	10,720	25,000	20	92,04	40	0,688	30	0,524	15,000	0,261	0,000	374,600	37	0,646	0,602	0,799	0,000	299,169	374,600	225,640	1,252	100,053	10,000	1,940	19,400																																	
Cas argile etat sec																									130,669	912,590	423,000																																
N°	ai	tracc	calcaire	ai	yh calcaire	Yh	R	u'	urad	ai	phi argil	phi argil	phi argil	rad	calcaire	Wi	ai'	urad	Sini	Coszi	Dos2ni	W'Cos2	W'Sini	wi total	W'coszi	W'Coszi	W'Coszi	ci	bi	Cibi	W'Cos2ni-bi	W'Cos2	h	U	U'b	Fs																							
1	15,07	0,000	25,000	20	116,9	30	0,524	0,000	0,000	376,750	0,000	0,000	0,000	45	0,705	0,707	0,707	0,000	109,275	266,402	376,750	1,404	-3,046	10,000	5,320	53,200	48,454	40,379	3,631	36,064	192,221	0,223																											
2	21,06	5,100	25,000	20	116,9	30	0,524	0,000	0,000	546,500	117,600	43	0,750	0,602	0,721	0,635	355,213	482,915	644,100	1,267	77,441	10,000	3,810	38,100	26,000	15,510	91,193	7,441	72,412	277,795																													
3	16,69	14,770	25,000	20	116,9	30	0,524	0,000	0,000	417,000	295,400	41	0,716	0,686	0,755	0,570	405,773	467,276	712,400	1,325	131,052	10,000	2,680	26,800	197,852	120,750	10,461	102,501	274,721																														
4	4,24	7,460	25,000	20	116,9	30	0,524	0,000	0,000	106,500	99,200	39	0,661	0,629	0,777	0,604	160,471	167,210	245,700	1,287	40,037	10,000	1,320	13,200	53,337	29,625	9,241	90,552	120,624																														
5	0	4,970	25,000	20	116,9	30	0,524	0,000	0,000	0,000	99,400	37	0,646	0,602	0,799	0,630	63,299	99,400	59,820	1,252	21,210	10,000	1,050	10,500	21,710	22,924	4,111	40,111	42,109																														
cas gres satire																									140,725																																		
N°	ai	tracc	calcaire	ai	yh calcaire	Yh	R	u'	urad	ai	phi argil	phi argil	phi argil	rad	calcaire	Wi	ai'	urad	Sini	Coszi	Dos2ni	W'Cos2	W'Sini	wi total	W'coszi	W'Coszi	W'Coszi	ci	bi	Cibi	W'Cos2ni-bi	W'Cos2	h	U	U'b	Fs																							
1	0	35,220	25,000	20	116,9	30	0,524	15,000	0,261	0,000	704,600	44	0,763	0,695	0,719	0,571	344,955	409,456	704,600	1,290	-90,193	10,000	7,520	75,200	-22,793	-10,294	1,271	61,440	462,641	0,166																													
2	0	51,250	25,000	20	116,9	30	0,524	15,000	0,261	0,000	1027,000	41	0,716	0,656	0,755	0,570	514,965	673,773	1027,000	1,325	196,077	10,000	4,070	40,700	236,777	101,034	9,751	95,551	300,889																														
3	0	10,720	25,000	20	116,9	30	0,524	15,000	0,261	0,000	374,600	37	0,646	0,602	0,799	0,620	220,927	225,640	374,600	1,252	73,522	10,000	1,940	19,400	92,922	67,176	8,271	95,241	105,404																														
cas argile satire																									130,669	130,669	220,015	220,015																															