



Université Mohamed khider –Biskra

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : génie civil

Spécialité :géotechnique

Présenté et soutenu par :

Necib zakaria

Le : jeudi 13 juin 2024

Modélisation numérique d'un glissement de terrain

Jury :

Encadreur : Pr. Ben meddour Djamel

Année universitaire : 2023/2024

Remerciement

Je tiens tout d'abord à remercier Allah tout puissant qui m'a donné la force de mener à bien ce travail. El hamdoulillah.

Un remerciement spécial à Ma Mère , pour son amour, son soutien et sa patience tout au long de mon parcours académique .merci d'être le phare de ma vie, sa force et sa compassion inébranlables ont sculpté la personne que je suis aujourd'hui.

ma profonde gratitude va à mon encadreur Pr. BENMEDDOUR Djamel, pour son encadrement, son soutien constant et ses précieux conseils tout au long de ce travail. Je remercie également l'ensemble des membres du jury.

Un remerciement spécial à mon père, mon frère, ma sœur et ma chère tante Fouzia pour leur amour, leur soutien et leur patience tout au long de mon parcours académique. Sans leur encouragement constant, ce travail n'aurait pas été possible.

Un remerciement spécial à ma chère tante Karima Souici, pour son amour, son soutien, sa patience tout au long de mon parcours académique. Merci d'être toujours là avec les bons mots au bon moment.

Mes remerciements vont aussi à mes amis surtout Réda et Akram et Okba, pour tous les moments partagés durant ces années d'étude.

Je remercie enfin toute personne ayant contribué de près ou de loin dans l'aboutissement de ce travail.

Lakaria N.E.G.B

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*À ma chère maman , j'espère que ce travail vous rendra fiers de
votre fils.*

*À mon père, mon frère et ma sœur , ma sœur Tasnime et ma sœur
sara, ainsi qu'à mon cher neveu Ibrahim.*

À mes chères tantes Fouzia , Mona et Karima

À toute la famille. À tous mes amis de l'université.

Résumé

Ce mémoire aborde de façon exhaustive la problématique de la stabilité des pentes, phénomène préoccupant en géotechnique due aux conséquences potentiellement désastreuses des mouvements de terrain. À travers une étude bibliographique solide, l'ouvrage décrit les différents types de glissements de terrain, les mécanismes sous-jacents, et souligne l'importance des variables géologiques et environnementales.

La recherche propose une analyse des méthodes de calcul de stabilité des pentes, en explorant des méthodes traditionnelles comme celles des tranches de Fellenius et de Bishop, ainsi que des techniques plus récentes basées sur les éléments finis. Un intérêt particulier est accordé à l'utilisation d'OptumG2, un outil numérique avancé qui permet des simulations précises et adaptatives grâce à la modélisation par éléments finis.

Les simulations réalisées avec OptumG2 démontrent son efficacité dans l'analyse des facteurs de sécurité, des pressions interstitielle et des contraintes, offrant ainsi des perspectives précieuses pour l'évaluation et la gestion des risques de glissement. La recherche contribue également à l'optimisation des stratégies de prévention, soulignant l'impact de l'intégration des technologies de pointe dans la pratique de l'ingénierie géotechnique.

En conclusion, ce mémoire enrichit la compréhension des interactions complexes entre les paramètres géotechniques et les méthodes d'analyse, offrant des recommandations pratiques pour améliorer la sécurité des infrastructures situées en zones à risque. Cela représente une avancée significative dans le domaine de la géotechnique et dans la mise en œuvre de solutions innovantes pour la stabilité des pentes.

Abstract

This thesis provides an exhaustive exploration of slope stability, a critical concern in geotechnical engineering due to the potentially disastrous consequences of land movements. Through a comprehensive literature review, the document delineates various types of landslides, underlying mechanisms, and highlights the significance of geological and environmental variables.

The research presents an analysis of slope stability calculation methods, exploring traditional techniques such as the Fellenius and Bishop slice methods, as well as more recent finite element-based techniques. Particular attention is given to the use of OptumG2, an advanced numerical tool that allows for precise and adaptive simulations through finite element modeling.

Simulations conducted with OptumG2 demonstrate its effectiveness in analyzing safety factors, pore pressures, and stresses, thus providing valuable insights for risk assessment and management of landslides. The study also contributes to the optimization of prevention strategies, underscoring the impact of integrating cutting-edge technology into geotechnical engineering practice.

In conclusion, this thesis enhances the understanding of complex interactions between geotechnical parameters and analytical methods, offering practical recommendations for improving the safety of infrastructures in risk-prone areas. This represents a significant advancement in the field of geotechnical engineering and in the implementation of innovative solutions for slope stability.

ملخص

توفر هذه المذكرة استكشافاً شاملاً لاستقرار المنحدرات، وهي قضية حرجة في الهندسة الجيوتقنية بسبب العواقب الكارثية المحتملة لحركات الأرض. من خلال مراجعة أدبية شاملة، يحدد الوثيقة أنواعاً مختلفة من الانزلاقات الأرضية، والآليات الكامنة وراءها، ويبرز أهمية المتغيرات الجيولوجية والبيئية.

يبدأ البحث بتحليل لطرق حساب استقرار المنحدرات، مستكشفة التقنيات التقليدية مثل طرق شرائح فيلينوس ويشوب، وكذلك التقنيات الأحدث المستندة إلى العناصر المحددة. يُعطى اهتمام خاص لاستخدام OptumG2، أداة رقمية متقدمة تسمح بمحاكاة دقيقة ومتكيفة من خلال نمذجة العناصر المحددة.

تُظهر المحاكاة التي أُجريت باستخدام OptumG2 فعاليته في تحليل عوامل الأمان، وضغوط المسام، والضغط، وبالتالي توفير رؤى قيمة لتقييم المخاطر وإدارة الانهيارات الأرضية. كما يساهم البحث في تحسين استراتيجيات الوقاية، مؤكداً على تأثير دمج التكنولوجيا المتطورة في ممارسات الهندسة الجيوتقنية.

في الختام، يعزز هذا العمل البحثي فهم التفاعلات المعقدة بين المعايير الجيوتقنية والطرق التحليلية، ويقدم توصيات عملية لتحسين سلامة البنية التحتية في المناطق المعرضة للمخاطر. وهذا يمثل تقدماً كبيراً في مجال الهندسة الجيوتقنية وفي تنفيذ حلول مبتكرة لاستقرار المنحدرات.

SOMMAIRE

| | |
|-------------------------------------|-----|
| Remerciement | I |
| Dédicace | II |
| Résumé | III |
| Sommaire | VII |
| Liste des figures et tableaux | XI |

INTRODUCTION GENERALE1

1. Chapitre 01 : revue bibliographique sur la stabilité des terrains2

Définition :.....2

1.1 classification des glissements de terrains :.....3

1.1.1 Affaisements et effondrements.4

1.1.2 Les écoulements6

1.1.3 Les glissements.....7

1.2 différents type des glissements de terrains.....8

1.2.1 glissements de terrains naturels8

1.2.1.1 Causes des glissements de terrain :8

1.2.1.2 Types de glissements de terrain :9

1.2.1.3 Conséquences des glissements de terrain :9

1.2.1.4 Prévention et gestion :9

1.2.2 Glissements de terrains artificiels.....9

1.2.2.1 Causes des glissements de terrain artificiels :.....10

1.2.2.2 Types de glissements de terrain artificiels :.....10

1.2.2.3 Conséquences des glissements de terrain artificiels :.....10

1.2.2.4 Prévention et gestion des glissements de terrain artificiels :10

1.3 Mode de mouvements de terrains.....11

1.3.1 Glissements plan :.....11

| | | |
|--------------|--|-----------|
| 1.3.2 | Glissements circulaire..... | 12 |
| 1.3.3 | Glissements quelconque..... | 13 |
| 1.4 | Revue Bibliographique | 14 |
| | Conclusion : | 16 |
| 2. | Chapitre 02: Méthodes de calcul de stabilité des pentes | 18 |
| | Définition :..... | 18 |
| 2.1 | Méthodes d'équilibres limites :..... | 20 |
| 2.1.1 | Méthode globale | 20 |
| 2.1.2 | Méthode de FELLENIUS (1927) | 20 |
| 2.2 | Méthode des tranches de BISHOP | 23 |
| 2.2.1 | Méthode détaillée (1954) | 23 |
| 2.2.2 | Méthode de BISHOP simplifiée (1954)..... | 23 |
| 2.3 | Méthode simplifiée de Janbu et al. 1956 : | 25 |
| 2.4 | Méthodes des éléments finis | 26 |
| 2.5 | Méthode de Morgenstern-Price 1965 : | 27 |
| 2.6 | La méthode des perturbations | 29 |
| 2.7 | Méthode d'analyse limite :..... | 30 |
| 2.7.1 | Théorème de la Borne Inférieure :..... | 30 |
| 2.7.2 | Théorème de la Borne Supérieure | 31 |
| | Conclusion : | 31 |
| 3 | Chapitre 03: Outil numérique utilisé présentation de logiciels utilisé pour le calcul | 33 |
| | Introduction :..... | 33 |
| 3.1 | L'histoire:..... | 33 |
| 3.2 | Présentation du logiciel OptumG2: | 33 |
| 3.3.1 | Définition optum G2:..... | 34 |
| 3.3.2 | Ce qui fait OPTUM G2 différent? | 34 |
| 3.2.2.1 | Robustesse et efficacité: | 34 |

| | | |
|----------|---|----|
| 3.2.2.2 | Réponses directes aux questions directes: | 35 |
| 3.2.2.3 | Limites supérieure et inférieure: | 35 |
| 3.2.2.4 | Amélioration automatique du maillage adaptatif: | 35 |
| 3.2.2.5 | Types d'analyses intégrées: | 35 |
| 3.2.2.6 | Compatibilité Eurocode 7 | 36 |
| 3.2.2.7 | Interface utilisateur graphique moderne: | 36 |
| 3.2.2.8 | Analyse stochastique: | 36 |
| 3.2.2.9 | Version en ligne de commande : | 36 |
| 3.2.3 | Théorie | 37 |
| 3.2.3.1 | Théorie de plasticité : | 37 |
| 3.2.3.2 | Pressions des pores et stress efficace : | 38 |
| 3.2.3.3 | Principes variationnels : | 38 |
| 3.2.3.4 | Plasticités rigides : | 38 |
| 3.2.3.5 | Analyse limite : | 39 |
| 3.2.3.6 | Élasticité : | 41 |
| 3.2.3.7 | Elastoplasticité : | 41 |
| 3.2.3.8 | Règles de débit non associées : | 42 |
| 3.2.3.9 | L'écoulement : | 42 |
| 3.2.3.10 | Consolidation : | 42 |
| 3.2.3.11 | Analyse stochastique : | 43 |
| 3.2.3.12 | Technologie des éléments finis : | 43 |
| 3.2.3.13 | Optimisation numérique : | 43 |
| 3.2.3.14 | Vérification et validation : | 44 |
| 3.2.4 | Matériaux : | 44 |
| 3.2.4.1 | Mohr-coulomb : | 44 |
| 3.2.4.2 | Drucker-prager : | 44 |
| 3.2.4.3 | Tresca : | 45 |

| | | |
|----------|---|------------------------------------|
| 3.2.4.4 | Cisaille non drainée anisotrope (AUS) :..... | 45 |
| 3.2.4.5 | Hoek-Brown :..... | 45 |
| 3.2.4.6 | Argile cam modifiée :..... | 45 |
| 3.2.4.7 | Durcissement du Mohr-coulomb (HMC) : | 46 |
| 3.2.4.8 | -Élastique linéaire :..... | 46 |
| 3.2.4.9 | Rigide :..... | 46 |
| 3.2.4.10 | Fluides :..... | 46 |
| 3.2.4.11 | Assiettes :..... | 47 |
| 3.2.4.12 | Connecteurs :..... | 47 |
| 3.2.4.13 | Charnières : | 47 |
| 3.2.4.14 | Rangées de piles :..... | 47 |
| 3.2.4.15 | Rangées de clous : | 48 |
| 4 | Chapitre 04: la stabilité d'une pente simple (sans renforcement) | 50 |
| | Introduction :..... | 50 |
| 4.1 | Présentation du cas étudié :..... | 50 |
| 4.2 | Présentation et Discussion des résultats : | 52 |
| 4.2.1 | Cas d'un sol non consolidé non drainé (UU) (cohésion $\neq 0$ et l'angle de frottement=0) :..... | 52 |
| 4.2.1.1 | Contexte de l'Étude..... | Erreur ! Signet non défini. |
| 4.2.1.2 | Paramètres d'Étude | Erreur ! Signet non défini. |
| 4.2.1.3 | Méthodologie | Erreur ! Signet non défini. |
| 4.2.1.4 | Résultats et Interprétations..... | Erreur ! Signet non défini. |
| 4.2.1.5 | Discussion..... | 57 |
| 4.2.2 | Cas d'un sol consolidé drainé (CD) (cohésion =0 et l'angle de frottement $\neq 0$) :..... | 58 |
| 4.2.2.1 | Contexte de l'Étude..... | Erreur ! Signet non défini. |
| 4.2.2.2 | Paramètres d'Étude | Erreur ! Signet non défini. |
| 4.2.2.3 | Méthodologie | Erreur ! Signet non défini. |

| | | |
|---------|--|------------------------------------|
| 4.2.2.4 | Résultats et Interprétations..... | Erreur ! Signet non défini. |
| 4.2.3 | Cas d'un sol consolidé drainé (CD) (cohésion $\neq 0$ et l'angle de frottement $\neq 0$) :..... | 63 |
| 4.2.3.1 | 1 ^{er} cas le cohésion égale 12 et l'angle de frottement variable :..... | 63 |
| 4.2.3.2 | 2 ^{ème} cas le cohésion égale 16 et l'angle de frottement variable :... | 68 |
| 4.2.3.3 | 3 ^{ème} cas le cohésion égale 20 et l'angle de frottement variable : | 72 |
| 4.2.3.4 | 4 ^{ème} cas le cohésion égale 24 et l'angle de frottement variable : | 76 |
| | Conclusion: | 80 |
| | CONCLUSION GNENERALE | 81 |
| | REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES | 86 |
| | Références bibliographiques | 87 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|-----------------------------|
| Figure 1: Glissement de terrain sur la route du lac Cecil, Peace River (3) | 3 |
| Figure 2: Schéma de principe d'un affaissement – effondrement(6)..... | 5 |
| Figure 3: Conséquence d'un affaissement[6]..... | 6 |
| Figure 4: Différents types d'écroulement(8) | 7 |
| Figure 5: Différents types de glissement | 8 |
| Figure 6: Glissement plan(17.1) | 12 |
| Figure 7: glissements Circulaire (17.3)..... | 13 |
| Figure 8: Quelconque(17.5)..... | 14 |
| Figure 9: Equilibre d'une tranche de sol (Fellenius)..... | 21 |
| Figure 10: Equilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié) | 24 |
| Figure 11: diagramme illustré..... | 26 |
| Figure 12 : les fonctions typiques de $f(x)$ | 28 |
| Figure 13 : des feuilles supplémentaires | 29 |
| Figure 14: Méthode des perturbations en 3D | 30 |
| Figure 15 Surface de rupture | 37 |
| Figure 16 Solide de volume V avec limite $s = su \cup s\sigma \cup$ soumis à des tractions ut sur $s\sigma$ et encastré $ensu$ | 39 |
| Figure 17 Dimension de la pente adoptée | 51 |
| Figure 18 Conditions aux limites et maillage du modèle | 51 |
| Figure 19 variation de deviateur de contrainte $\sigma_1 - \sigma_3$ cohésion=12 | Erreur ! Signet non défini. |

| | |
|---|----|
| Figure 20 maillage adaptatif pour la cohésion=12..... | 54 |
| Figure 21 maillage adaptatif pour la cohésion=16..... | 54 |
| Figure 22 variation de deviateur de contrainte $\sigma_1 - \sigma_3$ cohésion=16 | 55 |
| Figure 23 maillage adaptatif pour la cohésion=20..... | 55 |
| Figure 24 maillage adaptatif pour la cohésion=24..... | 56 |
| Figure 25 le coefficient de sécurité en fonction de cohésion | 57 |
| Figure 26 maillage adaptatif pour l'angle de frottement $20(\varphi)$ | 59 |
| Figure 27 maillage adaptatif pour l'angle de frottement $25(\varphi)$ | 59 |
| Figure 28 variation de deviateur de contrainte $\sigma_1 - \sigma_3$ l'angle de frottement $25(\varphi)$... | 60 |
| Figure 29 maillage adaptatif pour l'angle de frottement $30(\varphi)$ | 60 |
| Figure 30 maillage adaptatif pour l'angle de frottement $35(\varphi)$ | 61 |
| Figure 31 Facteur de sécurité en fonction l'angle de frottement..... | 62 |
| Figure 32 : maillage adaptatif pour la Cohesion C 12/ l'angle de frottement $\Phi 20$ | 63 |
| Figure 33 maillage adaptatif pour la cohesion C12 / l'angle de frottement $\Phi 25$ | 64 |
| Figure 34 variation de deviateur de contrainte $\sigma_1 - \sigma_3$ cohesion C12 / l'angle de frottement $\Phi 30$ | 64 |
| Figure 35 maillage adaptatif pour la cohesion C12 / l'angle de frottement $\Phi 35$ | 65 |
| Figure 36 l'effet de cohésion et l'angle de frottement sur F_s | 66 |
| Figure 37 maillage adaptatif pour la cohesion C16 / l'angle de frottement $\Phi 20$ | 68 |
| Figure 38 Déformation au cisaillement pour la cohesion C16 / angle de frottement $\Phi 25$ | 68 |
| Figure 39 variation de deviateur de contrainte $\sigma_1 - \sigma_3$ cohesion C16 / angle de frottement $\Phi 30$ | 69 |

| | |
|---|----|
| Figure 40 maillage adaptatif pour la cohésion C16 / angle de frottement Φ 35 | 69 |
| Figure 41 l'effet de cohésion et l'angle de frottement sur F_s | 70 |
| Figure 42 maillage adaptatif pour la cohésion C20 angle de frottement Φ 20 | 72 |
| Figure 43 maillage adaptatif pour la cohésion C20 angle de frottement Φ 25 | 73 |
| Figure 44 variation de deviateur de contrainte $\sigma_1 - \sigma_3$ cohésion C20 angle de frottement Φ 30 | 73 |
| Figure 45 Déformation au cisaillement pour la cohésion C20 angle de frottement Φ 35 | 73 |
| Figure 46 l'effet de cohésion et l'angle de frottement sur F_s | 74 |
| Figure 47 maillage adaptatif pour la cohésion égale C24 angle de frottement Φ 20 .. | 76 |
| Figure 48 maillage adaptatif pour la cohésion égale C24 angle de frottement Φ 25 .. | 76 |
| Figure 49 maillage adaptatif pour la cohésion égale C24 angle de frottement Φ 30 .. | 77 |
| Figure 50 maillage adaptatif pour la cohésion égale C24 angle de frottement Φ 35 .. | 77 |
| Figure 51 l'effet de cohésion et l'angle de frottement sur F_s | 78 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|--|----|
| Tableau 1: Valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions Particulières qui l'entourent [18]..... | 19 |
| Tableau 2 Les caractéristiques géotechniques du sol..... | 51 |
| Tableau 3 :facteur de sécurité en fonction de coefficient..... | 56 |
| Tableau 4 Facteur de sécurité en fonctionL'angle de frottement | 61 |
| Tableau 5 : F_s en fonction C/ Φ | 65 |
| Tableau 6 F_s en fonction C/ Φ | 70 |

| | |
|---|----|
| Tableau 7 Fs en fonction C/Φ | 74 |
| Tableau 8 Fs en fonction C/Φ | 77 |

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'homme et son environnement ont toujours été les victimes des catastrophes naturelles. Ces dernières années, avec l'expansion démographique, les populations ont tendance à s'installer dans des zones considérées à haut risque, malgré leur caractère potentiellement inconstructible. Cette tendance accroît de manière significative le niveau de danger auquel sont exposées ces communautés. En Algérie, de nombreux risques naturels ont été répertoriés, parmi lesquels le glissement de terrain constitue une menace majeure pour de nombreuses villes. La géomorphologie caractéristique du nord de l'Algérie, marquée par des pentes raides et abruptes, est souvent le théâtre de mouvements de terrain plus ou moins importants. Ce phénomène représente l'un des défis les plus préoccupants dans cette région du pays. En effet, ces mouvements sont observés dans plusieurs wilayas telles que Alger, Constantine, Mila, Médéa, Tizi-Ouzou, où l'activité des glissements de terrain s'est intensifiée au cours des dernières années.

L'analyse de la stabilité des talus est cruciale en ingénierie géotechnique et dans la gestion des risques naturels. Qu'ils soient d'origine naturelle ou le résultat d'activités humaines, les talus représentent des structures inclinées susceptibles de subir des mouvements de masse, tels que les glissements de terrain, les chutes de pierres ou les affaissements. Ces phénomènes peuvent causer d'importants dommages matériels et représenter un risque significatif pour la sécurité humaine. Dès lors, il est essentiel de comprendre les mécanismes qui contribuent à la stabilisation des talus et les divers facteurs qui influencent leur stabilité pour concevoir des structures sûres, élaborer des stratégies de gestion des risques efficaces et prévenir les catastrophes géotechniques.

Au cours des dernières décennies, l'étude de la stabilisation des talus a bénéficié de progrès notables, propulsés par le développement de méthodes d'analyse et de modélisation plus sophistiquées et une compréhension approfondie des phénomènes géotechniques. Alors que les méthodes traditionnelles s'appuyaient principalement sur des analyses simplifiées et des calculs de sécurité déterministes.

L'examen approfondi des facteurs déterminants la stabilité des talus, conjugué à l'analyse des méthodes d'évaluation et de modélisation en vigueur, met en lumière les défis et

les perspectives actuels dans le domaine de l'ingénierie géotechnique des pentes. En maîtrisant ces principes essentiels, il est possible d'aborder de manière plus efficace les questions liées à la stabilité des talus et de concevoir des stratégies pertinentes pour la protection des infrastructures et la sauvegarde des communautés exposées aux risques de mouvements de terrain.

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels se produisant soit dans les régions montagneuses à surface en pente naturelle ou dans les pentes artificielles (zones de stockages de matériaux miniers tel que le charbon, le fer, l'argile ...). L'instabilité de ces massifs causée par l'infiltration des eaux ou par des surcharges qui entraînent des mouvements dans le sol, ces derniers peuvent conduire à des dégâts humains et matériels très importants. Le calcul de la stabilité des pentes se fait par différentes méthodes telle que, la méthode d'équilibre limite, la méthode des lignes de glissement, la méthode d'analyse limite et les méthodes numériques, L'objectif de cette recherche concerne l'étude numérique de la stabilité d'une pente et de présenter l'influence des différents paramètres sur sa stabilité. Cette étude comporte les points suivants :

- Synthèse bibliographique sur le Comportement des sols instables.
- Présentations des méthodes de calcul de stabilité des pentes
- Présentations de l'outil de calcul
- Exemples de calcul numérique

En somme, la stabilité des talus est un domaine d'une importance capitale pour la sécurité des personnes et des infrastructures, et son étude et sa compréhension sont essentielles pour assurer un développement durable et résilient dans les régions où les pentes jouent un rôle prépondérant. Au fil des pages suivantes, nous plongerons dans les détails de cette discipline passionnante et vitale pour l'ingénierie géotechnique moderne.

Chapitre 01

Revue bibliographique sur la stabilité des terrains

1. Chapitre 01 : revue bibliographique sur la stabilité des terrains

Définition :

La stabilité des pentes : étudie l'équilibre mécanique des masses de sol ou de roches (talus ou pentes naturelles) pouvant être mises en mouvement par des phénomènes naturels (érosion des versants montagneux, tremblement de terre) ou anthropiques (terrassements de déblais, mise en oeuvre de remblais, constructions). D'un point de vue matériel, les glissements de terrains affectant des zones urbaines, des ouvrages routiers ou des voies ferrées nécessitent des réparations très coûteuses. Le domaine de la stabilité des pentes est vaste et difficile à traiter. GORGE P (2020) a exposé les différents aspects de l'analyse de stabilité, s'intéresse à certains ouvrages spécifiques : remblais, déblais, versants naturels, et détaille les méthodes de surveillance.[1]

Les surfaces de glissement peuvent varier en profondeur, allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. On distingue les glissements superficiels, caractérisés par des signes visibles en surface tels que des fissures dans les murs des habitations ou des déformations dans les champs, des glissements profonds, moins apparents et donc plus difficiles à détecter.[2]

La nature géologique des terrains joue un rôle majeur dans l'apparition de ces phénomènes, de même que la présence d'eau et la topographie. Les matériaux concernés peuvent être divers, allant des roches marneuses ou schisteuses aux colluvions fines, mais la forte proportion d'argile est généralement défavorable en raison de ses faibles propriétés mécaniques. La saturation des sols en eau, due à des sources, des précipitations abondantes ou une fonte soudaine des neiges, peut également déclencher ces glissements. .[2]



Figure 1: Glissement de terrain sur la route du lac Cecil, Peace River (3)

1.1 classification des glissements de terrains :

On distingue trois grandes catégories de mouvements de terrain :

- les affaissements et effondrements de massifs sous minés;
- les écroulements (roches);
- les glissements (roches et sols).

Plus le mouvement de terrain prévisible est important, plus les études géologiques, hydrologiques et hydrogéologiques devront être poussées, tout calcul de stabilité de pentes devenant illusoire s'il ne prend pas en compte l'ensemble de ces données.

Pour les pentes naturelles

Les mécanismes suivants peuvent être distingués

écroulements

Glissement

glissement plan

glissement rotationnel simple

glissement rotationnel complexe

Talus artificiels

Les talus artificiels sont principalement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage.(4)

1.1.1 Affaissements et effondrements.

Les affaissements et les effondrements du sol sont des phénomènes géologiques qui peuvent avoir des conséquences graves sur les infrastructures, l'environnement et la sécurité des populations. Ces événements peuvent être déclenchés par divers facteurs, tels que la dissolution des matériaux souterrains, l'extraction minière, la compression des sols, ou encore les mouvements tectoniques. Comprendre les mécanismes de formation et de progression des affaissements et des effondrements est crucial pour évaluer les risques associés et développer des stratégies de prévention et de gestion efficaces.

Les cavités peuvent être naturelles (vides de dissolution ou karsts) ou provenir d'anciennes carrières ou de bassins miniers.(5)

On distingue les affaissements si le phénomène est lent et progressif, créant une dépression topographique continue et les effondrements brutaux qui sont limités en surface par des bords subverti caux qui délimitent le fontis. Les effondrements profonds peuvent se traduire, dans un premier temps par des affaissements de surface, puis évoluer vers des fontis.

nous explorerons les recherches menées par plusieurs chercheurs renommés dans le domaine des affaissements et des effondrements. Leurs contributions ont permis de mieux comprendre ces phénomènes et ont ouvert la voie à de nouvelles approches pour la surveillance, la prévision et l'atténuation des risques associés.

Dario Pedrazzini :

Pedrazzini et al. (2017) ont étudié les affaissements et les effondrements liés aux cavités souterraines dans la région de Bâle, en Suisse. Leur recherche a identifié les caractéristiques géotechniques des zones affectées et a proposé des mesures pour atténuer les risques associés.

Dans une étude ultérieure (Pedrazzini et al., 2020), ils ont approfondi la caractérisation géotechnique des affaissements et des effondrements dans la même région, en mettant l'accent sur les méthodes de surveillance et de gestion des risques.

Olivier Maquaire :

Maquaire et al. (2018) ont utilisé l'interférométrie radar pour surveiller les affaissements dans la plaine de Watten, dans le nord de la France. Leur étude a permis de cartographier les zones affectées et d'identifier les causes sous-jacentes des mouvements de terrain.

Dans une recherche subséquente (Maquaire et al., 2020), ils ont utilisé l'analyse de séries temporelles de données satellitaires pour étudier les affaissements dus aux cavités souterraines dans la même région, fournissant des informations importantes pour la gestion des risques.

Alain Tabbagh :

Tabbagh et al. (2012) ont utilisé l'interférométrie radar différentielle pour surveiller les affaissements urbains à Paris, en France, fournissant des données précieuses pour évaluer les mouvements du sol dans les zones urbanisées.

Leur recherche ultérieure (Tabbagh et al., 2017) a utilisé des techniques de télédétection pour surveiller les affaissements urbains à Paris, ce qui a permis de mieux comprendre les processus de déformation dans un environnement urbain.



Figure 2:Schéma de principe d'un affaissement – effondrement(6)



Figure 3: Conséquence d'un affaissement[6]

1.1.2 Les écroulements

Les écroulements, également connus sous le nom de glissements de terrain, représentent des phénomènes géologiques majeurs caractérisés par le mouvement descendant de masses de sol ou de roche le long d'une surface de rupture. Ils sont souvent associés à des massifs rocheux plus ou moins fracturés, qui peuvent se rompre progressivement par fauchage, tassement, basculement d'un pan de falaise subverticale, ripage de bancs rocheux à pendage aval, ou rupture de bancs rocheux. Ces événements géologiques ont des implications significatives sur les infrastructures, l'environnement et la sécurité publique.

Les écroulements peuvent être déclenchés par une variété de facteurs, notamment les conditions météorologiques extrêmes, l'activité sismique, l'érosion des pentes, ou encore l'influence humaine. Comprendre les mécanismes de formation, les facteurs de déclenchement et les caractéristiques des écroulements est crucial pour évaluer les risques associés et élaborer des stratégies efficaces de prévention et de gestion des catastrophes naturelles.(7)

Nous examinerons les recherches menées par plusieurs chercheurs éminents dans le domaine des écroulements, en mettant en évidence leur impact significatif sur la compréhension et la gestion de ces phénomènes géologiques.

Jean-Philippe Malet :

- Malet et al. (2010) ont étudié les mécanismes de déclenchement des écoulements dans les Alpes françaises, mettant en évidence l'importance des précipitations et de l'hydrologie dans la survenue de ces événements.
- Dans une recherche ultérieure (Malet et al., 2016), ils ont analysé l'évolution temporelle des écoulements dans les zones montagneuses, en examinant les variations saisonnières et les tendances à long terme.

Dario Pedrazzini :

- Pedrazzini et al. (2014) ont mené une étude sur les écoulements liés à l'activité minière dans les régions montagneuses, identifiant les facteurs de risque associés à cette activité humaine.
- Dans une autre étude (Pedrazzini et al., 2018), ils ont examiné les conséquences des changements climatiques sur la fréquence et l'intensité des écoulements dans les Alpes suisses, mettant en évidence l'importance de l'adaptation aux risques naturels.

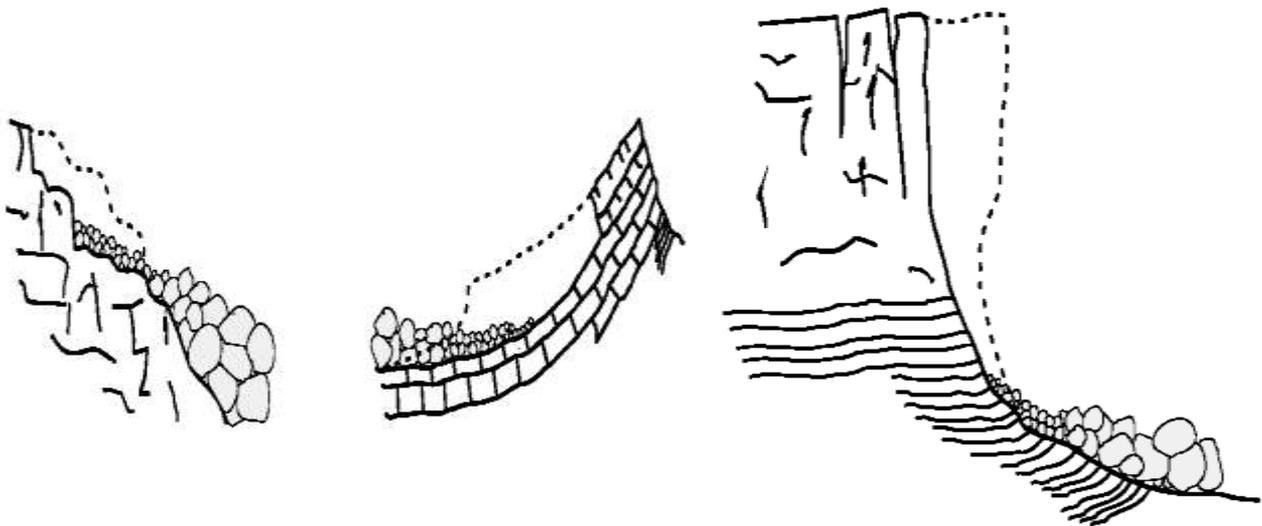


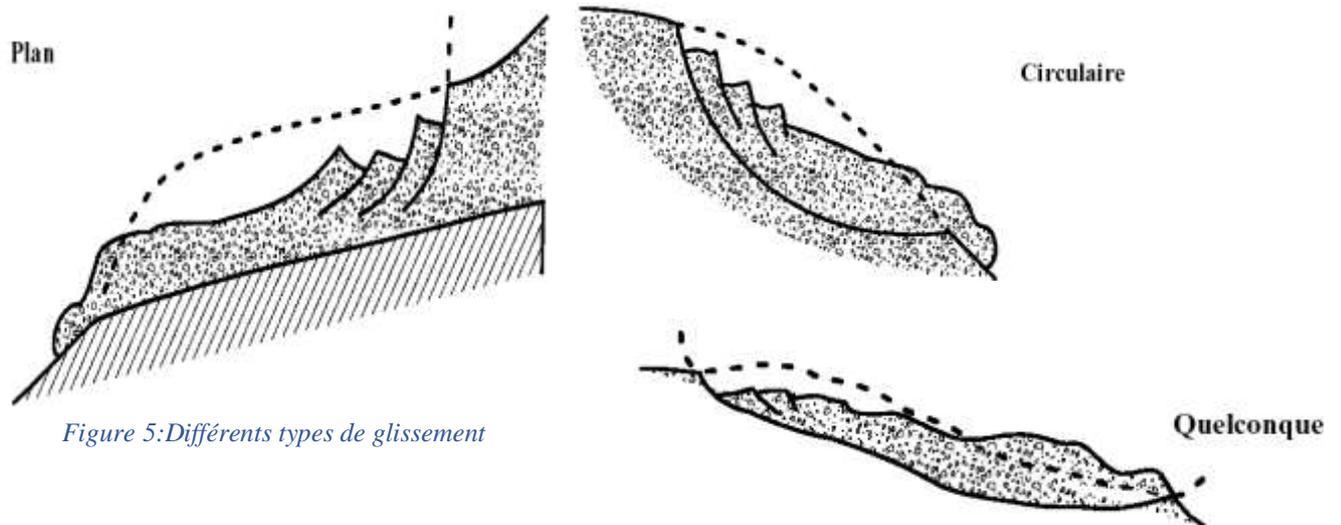
Figure 4: Différents types d'écroulement(8)

Pendant l'écroulement la vitesse est généralement considérable et l'extension importante (Mont Granier, 20km² sur environ 7,5km). Il n'existe pas de méthodes de calcul simples, ni d'ouvrages de protection, mais les mesures de prévention, voire d'évacuation sont possibles, ruines de Séchilienne, par exemple.

1.1.3 Les glissements

Selon la géométrie de la surface de glissement on distingue (Fig5):

- le glissement plan, en milieux rocheux et en terrain meuble, s'effectue le long d'une surface de rupture sensiblement plane;
- le glissement rationnel, en terrain meuble et en débris de roches très fragmentées, s'effectue suivant une surface plus ou moins circulaire, il se caractérise par un escarpement à l'amont et un bourrelet à l'aval, généralement on rencontrera plusieurs glissements emboîtés;
- glissement quelconque, est une combinaison des deux cas précédents.



1.2 différents type des glissements de terrains

1.2.1 glissements de terrains naturels

Les glissements de terrain naturels sont des phénomènes géologiques complexes qui peuvent avoir des conséquences dévastatrices sur les populations et l'environnement. Voici quelques informations supplémentaires sur les glissements de terrain naturels, avec des références pour approfondir vos recherches :

1.2.1.1 Causes des glissements de terrain :

- Pentes instables : Les pentes raides ou surchargées peuvent conduire à des instabilités du sol.
- Érosion : L'érosion par l'eau, le vent ou la glace peut affaiblir les pentes et favoriser les glissements.
- Pluies intenses : Les précipitations abondantes peuvent saturer le sol, augmentant ainsi le risque de glissements.

- Activité sismique : Les tremblements de terre peuvent déstabiliser les pentes et déclencher des mouvements de terrain.(9)

1.2.1.2 Types de glissements de terrain :

- Glissements en masse : Mouvement en bloc de matériaux sur une surface de rupture.
- Glissements de terrain en plan : Déplacement horizontal du sol le long d'une surface de rupture plane.
- Glissements rocheux : Déplacement de masses rocheuses importantes le long de plans de faiblesse.(10)

1.2.1.3 Conséquences des glissements de terrain :

- Dommages matériels : Destruction d'infrastructures, de bâtiments et de terres agricoles.
- Victimes humaines : Les glissements de terrain peuvent entraîner des pertes en vies humaines directes ou indirectes.
- Impact environnemental : Dégradation des écosystèmes, contamination des cours d'eau et des sols.(11)

1.2.1.4 Prévention et gestion :

- Cartographie des zones à risque : Identification des zones susceptibles de glissements de terrain.
- Surveillance géotechnique : Utilisation de capteurs pour détecter les mouvements du sol et anticiper les glissements.
- Mesures d'atténuation : Aménagement du territoire, reboisement, construction de structures de protection.
- Plans d'urgence : Élaboration de plans d'évacuation et de gestion de crise en cas de glissements de terrain.(12)

1.2.2 Glissements de terrains artificiels

Les glissements de terrain artificiels, également appelés glissements de terrain provoqués par l'homme, sont des mouvements de sol ou de roche déclenchés ou aggravés par des activités humaines. Voici quelques informations sur les glissements de terrain artificiels :

1.2.2.1 Causes des glissements de terrain artificiels :

- **Déforestation** : La suppression de la végétation peut réduire la stabilité des pentes et augmenter le risque de glissements.
- **Excavations** : Les travaux de terrassement, les mines à ciel ouvert et les carrières peuvent altérer la structure du sol et déclencher des mouvements de terrain.
- **Construction** : Les activités de construction telles que l'ajout de poids aux pentes ou la modification des cours d'eau peuvent déclencher des glissements.
- **Irrigation et drainage** : Les changements dans les schémas d'irrigation ou de drainage peuvent saturer ou assécher le sol, affectant sa stabilité.
- **Dépôts de déchets** : L'élimination inadéquate des déchets peut créer des surcharges sur les pentes et causer des glissements. (13)

1.2.2.2 Types de glissements de terrain artificiels :

- Glissements induits par l'eau : Changements dans les niveaux d'eau dus à des réservoirs, des canaux ou des précipitations excessives.
- Glissements dus à des excavations : Effondrements de pentes résultant d'activités minières, de construction ou de terrassement.
- Glissements causés par des charges supplémentaires : Ajout de poids sur les pentes par des constructions, des décharges de déchets, etc.(14)

1.2.2.3 Conséquences des glissements de terrain artificiels :

- Dommages aux infrastructures : Routes, bâtiments, ponts endommagés ou détruits.
- Risques pour la sécurité : Menace pour la vie humaine dans les zones affectées par les glissements.
- Pollution : Déversement de matériaux contaminés (déchets, produits chimiques) lors des glissements.(15)

1.2.2.4 Prévention et gestion des glissements de terrain artificiels :

- Études géotechniques : Évaluation des risques potentiels avant toute activité humaine majeure.
- Surveillance : Utilisation de capteurs pour détecter les mouvements du sol et des systèmes d'alerte précoce.
- Gestion des eaux : Contrôle des niveaux d'eau dans les réservoirs et les canaux pour minimiser les pressions sur les pentes.

- Planification urbaine durable : Éviter les constructions dans les zones à risque élevé et adopter des pratiques de construction respectueuses de l'environnement.(16)

1.3 Mode de mouvements de terrains

1.3.1 Glissements plan :

Caractérisés par le mouvement le long d'une surface relativement plane, les glissements plan sont souvent liés à la présence de plans de faiblesse au sein du sol ou de la roche. Cette catégorie de glissement peut être exacerbée par des facteurs tels que l'augmentation de la pression de l'eau interstitielle, souvent due à des précipitations intenses ou à la fonte des neiges. Pour une étude détaillée sur les mécanismes sous-jacents et les techniques d'analyse de ce type de glissement, "Principles of Geotechnical Engineering" par Braja M. Das et Khaled Sobhan est une ressource inestimable.

Les glissements plans sont caractérisés par le déplacement d'une masse de sol ou de roche le long d'une surface de rupture plane. Voici quelques caractéristiques clés des glissements plans

Surface de rupture : La surface de rupture dans un glissement plan est généralement plane ou légèrement incurvée. Cette surface peut être horizontale, mais elle peut aussi être inclinée, en fonction des conditions géologiques et des contraintes qui influencent le glissement.

Mécanisme de déclenchement : Les glissements plans peuvent être déclenchés par divers facteurs, notamment l'augmentation de la saturation du sol due aux précipitations, les tremblements de terre, l'activité humaine comme la construction ou l'excavation, et même la déforestation. (17)

Conditions géologiques : Les glissements plans se produisent souvent dans des zones où il y a une forte cohésion entre les particules de sol ou de roche. Les matériaux argileux et les schistes fissurés sont souvent associés à ce type de glissement en raison de leur tendance à se séparer le long de plans de faiblesse.

Conséquences : Les glissements plans peuvent avoir des conséquences graves, notamment des dommages aux infrastructures, des pertes de vies humaines et des perturbations environnementales. Ils peuvent également entraîner des coûts économiques importants pour la réparation des dommages et la mise en œuvre de mesures d'atténuation des risques.

En ce qui concerne les chercheurs travaillant sur les glissements plans, il y a un certain nombre de scientifiques et d'ingénieurs qui ont contribué à la compréhension de ce phénomène. Voici quelques-uns des chercheurs renommés dans ce domaine :

David J. Varnes : Il a travaillé sur la classification des glissements de terrain et a contribué à notre compréhension des différents types de glissements, y compris les glissements plans.

John N. Hutchinson : Ses travaux ont porté sur la géotechnique des glissements de terrain et il a contribué à l'identification des facteurs qui influencent la stabilité des pentes, y compris les glissements plans.

Richard M. Iverson : Il est connu pour ses recherches sur les processus de déclenchement des glissements de terrain, y compris l'infiltration d'eau dans les sols et son rôle dans la formation des glissements plans.

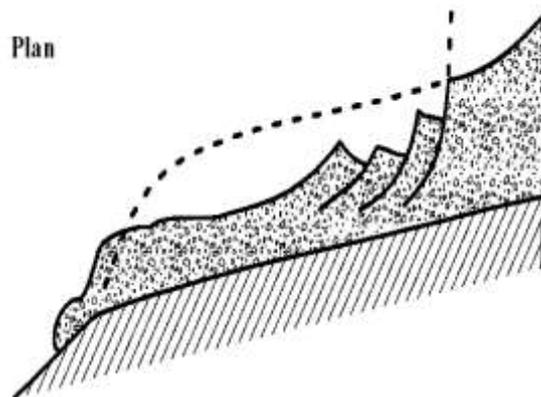


Figure 6: Glissement plan(17.1)

1.3.2 Glissements circulaires

Les glissements circulaires se produisent le long d'une surface de rupture courbe ou sphérique, typiquement dans des sols homogènes. La rotation du massif glissant crée des caractéristiques distinctives telles que des escarpements en amont et des bourrelets en aval. Ces glissements sont particulièrement communs dans des pentes naturelles ou artificielles et peuvent être déclenchés par des surcharges, de l'érosion, ou des changements dans les

conditions hydrologiques. "Geotechnical Engineering: Soil and Foundation Principles and Practice" par R.F. Scott offre un aperçu approfondi des principes fondamentaux liés à ces phénomènes. Les glissements circulaires peuvent être subdivisés en différents types, tels que les glissements rotatifs et les glissements translatoires, en fonction de la nature du mouvement et de la forme de la surface de rupture.(17.2)

Ils peuvent être particulièrement dangereux en raison de leur capacité à emporter de grandes quantités de matériaux sur de longues distances, menaçant ainsi les communautés en aval.

Concernant les chercheurs qui travaillent sur les glissements circulaires, il y en a plusieurs dans le domaine de la géotechnique, de la géologie et de la géophysique. Certains exemples de chercheurs renommés dans ce domaine incluent David Cruden, Richard Goodman, et Kyoji Sassa. Ils ont contribué à la compréhension des mécanismes et à la modélisation des glissements de terrain circulaires à travers leurs travaux de recherche et leurs publications.

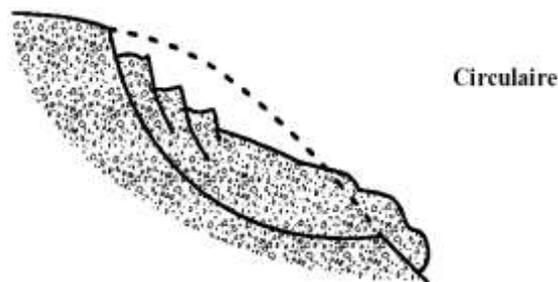


Figure 7: glissements Circulaire (17.3)

1.3.3 Glissements quelconque

Représentant une catégorie complexe, les glissements quelconques englobent les mouvements qui ne s'alignent pas strictement sur les descriptions de glissements plan ou circulaire. Ces phénomènes peuvent inclure des combinaisons de surfaces de rupture et des mécanismes de mouvement variés, nécessitant des analyses détaillées pour leur compréhension et mitigation. Pour explorer la diversité et la complexité de ces mouvements, "Soil Mechanics and Foundations" par Muni Budhu propose des explications théoriques et pratiques précieuses.(17.4)

La recherche sur les glissements de terrain quelconques a mobilisé de nombreux scientifiques dans divers domaines tels que la géotechnique, la géologie et la géophysique. Leur objectif principal est de comprendre les mécanismes complexes qui sous-tendent ces phénomènes et de développer des méthodes permettant de prédire et de gérer les risques associés.

Des chercheurs éminents comme David Cruden, Richard Goodman et Kyoji Sassa ont apporté des contributions significatives à ce domaine à travers leurs travaux et leurs publications. Leurs recherches ont permis d'approfondir notre compréhension des glissements de terrain quelconques, en mettant en lumière les facteurs déclenchants, les processus de formation et les méthodes de surveillance. Grâce à ces efforts de recherche, des progrès importants ont été réalisés dans l'élaboration de stratégies de prévention et d'atténuation des risques liés aux glissements de terrain quelconques. Leurs travaux continuent d'influencer la prise de décision et la planification des mesures de protection des communautés exposées à ces phénomènes géologiques complexes.



Figure 8: Quelconque(17.5)

1.4 Revue Bibliographique

La recherche bibliographique a été menée à travers des bases de données académiques telles que Google Scholar, IEEE Xplore, et ScienceDirect. Les mots-clés utilisés incluent "stabilité des terrains", "glissements de terrain", "mécanique des sols", etc. Les articles sélectionnés ont été évalués en fonction de leur pertinence, de leur qualité méthodologique et de leur impact dans le domaine.

1. "Analysis of Landslide Stability Using Finite Element Method" (Wang et al., 2019) : Cette étude présente une analyse de la stabilité des glissements de terrain en utilisant la méthode des éléments finis. Les chercheurs ont développé un modèle numérique pour évaluer les facteurs influençant la stabilité des terrains et ont proposé des mesures d'atténuation des risques.

2. "Geotechnical Investigation of Slope Stability in Mountainous Regions" (Chen et al., 2020) : Cette recherche examine les défis spécifiques liés à la stabilité des pentes dans les régions montagneuses. Les auteurs ont mené des investigations géotechniques approfondies pour comprendre les processus de dégradation des sols et proposer des solutions d'ingénierie adaptées.

3. "Remote Sensing Techniques for Landslide Monitoring and Prediction" (Li et al., 2021) : Cette étude explore l'utilisation de techniques de télédétection pour surveiller et prédire les glissements de terrain. Les chercheurs ont utilisé des données satellitaires et des techniques d'imagerie avancées pour détecter les signes précurseurs de l'instabilité des terrains.

4. "Advances in Machine Learning Applications for Terrain Stability Assessment" (Singh et al., 2022) : Cette revue examine les récents progrès dans l'application de l'apprentissage automatique pour l'évaluation de la stabilité des terrains. Les auteurs discutent des avantages et des limites des techniques de machine learning et proposent des orientations pour de futures recherches.

5. A system reliability approach for evaluating stability of rock wedges with correlated failure modes (Dianqing Li, Chuangbing Zhou, Wenbo Lu, Qinghui Jiang, 2009) : Cet article propose une approche de fiabilité du système pour évaluer la stabilité des coins rocheux, en prenant en compte plusieurs modes de défaillance corrélés. Il utilise un arbre de défaillances probabiliste pour modéliser les aspects du système. L'analyse de fiabilité du système est réalisée à l'aide d'une méthode équivalente à N dimensions, tenant compte des corrélations entre les différents modes de défaillance.

6. Prévention et stabilisation des glissements de terrain : Conception, mise en oeuvre et maintenance des dispositifs : Guide technique (Jean-Louis DURVILLE, Jean-Pierre MAGNAN, Pierre POUGET, Christian CHAPEAU, Gilles SEVE, December 2010) : cet article présente : guide technique, intitulé "Prévention et stabilisation des glissements de

terrain", actualise un document précédent datant de 1998 en intégrant de nouveaux éléments relatifs à la conception, à la mise en œuvre et à la maintenance des dispositifs de stabilisation. Ces ouvrages spécifiques jouent un rôle crucial dans la stabilisation et la sécurisation des sites, et il est donc essentiel, au-delà du simple dimensionnement, de prendre en compte les principes de maintenance dès la phase de conception pour garantir leur bon fonctionnement à long terme.

Conclusion :

Ce chapitre vise à classifier les différents types de glissements de terrain en fonction de leur vitesse (écoulements, affaissements et effondrements, glissements) ainsi que de la morphologie de leur surface de rupture. Il examine ensuite les principales causes susceptibles de déclencher ces glissements et fournit les informations nécessaires pour identifier le type de glissement probable et évaluer son niveau de danger en fonction de son intensité. La détermination du type de glissement de terrain (plan, circulaire ou autre) en fonction des données disponibles, telles que la géométrie du terrain, ses caractéristiques mécaniques et élastiques, ainsi que la présence d'eaux souterraines, permet de proposer des analyses et des méthodes de calcul adaptées à chaque mode de rupture.

Ce chapitre a établi une compréhension fondamentale de la stabilité des terrains en définissant et classifiant les glissements de terrain. Il a mis en lumière l'impact des activités humaines et l'importance de distinguer entre les glissements naturels et artificiels. En explorant les différents modes de mouvements de terrains, ce travail souligne la complexité des phénomènes géologiques et leur importance dans la prévention des risques. La connaissance approfondie des mécanismes de glissement est vitale pour élaborer des stratégies de mitigation efficaces, visant à protéger les vies et les infrastructures. La stabilité des terrains représente un enjeu majeur pour la géotechnique et l'aménagement du territoire, nécessitant une recherche continue pour s'adapter aux changements environnementaux et au développement urbain. La classification et l'analyse présentées ici fournissent des outils essentiels pour anticiper et gérer les risques associés, soulignant l'importance d'intégrer cette connaissance dans la planification des projets de développement pour un avenir plus sûr.

En résumé, ce chapitre souligne la nécessité de comprendre les glissements de terrain pour garantir la sécurité publique et assurer la durabilité environnementale.

Chapitre 02:

Méthodes de calcul de stabilité des pentes

Chapitre 02: Méthodes de calcul de stabilité des pentes

Définition :

L'analyse de la stabilité des pentes constitue une étape cruciale dans la conception et la construction d'infrastructures géotechniques. Ce chapitre explore différentes méthodes utilisées pour évaluer cette stabilité, mettant en lumière des approches historiques ainsi que des méthodes plus avancées.

Ce chapitre examinera en détail chacune de ces méthodes, mettant en évidence leurs principes fondamentaux, leurs avantages et leurs limites, ainsi que leurs applications spécifiques dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. On présentera dans cette partie les méthodes qui sont les plus utilisées pour étudier des glissements. Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessitent de connaître : La géologie, Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités, La géométrie en deux dimensions ou trois dimensions du talus, Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements). On peut distinguer deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus

- Les méthodes des éléments finis
- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

1 définition du coefficient de sécurité :

L'estimation de la stabilité des talus est généralement par le calcul de coefficient de

sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme : $F_s = \tau_{max} / \tau$ (I.1)

Où :

τ_{max} : Résistance au cisaillement du sol.

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Colomb.

$$\tau_{\max} = c + \sigma \tan \varphi \quad (I.2)$$

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi / f_s \quad (I.3)$$

Ou c et φ sont la cohésion et l'angle de frottement du sol, respectivement, et σ est la Contrainte totale normale sur le plan de cisaillement.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effectives :

$$\tau = c' + (\sigma - U) \tan \varphi' / f_s \quad (I.4)$$

- c' et φ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effectifs.
- U est la pression interstitielle de l'eau.

Dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

- Si $F > 1$, il n'y a pas rupture (pas de glissement).
- Si $F < 1$, il y a rupture (présence d'un glissement).
- Si $F = 1$, il y a équilibre limite.

Tableau 1: Valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions Particulières qui l'entourent [18]

| F_s | Etat de l'ouvrage |
|----------|---|
| <1 | Danger |
| 1.0-1.25 | Sécurité contestable |
| 1.25-1.4 | 1.Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants 2.Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique |
| >1.4 | Satisfaisante pour les barrages |

2.1 Méthodes d'équilibres limites :

Les méthodes d'équilibres limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches (Fellenius, Bishop...) et les méthodes de stabilité globale.

2.1.1 Méthode globale

Un calcul global peut être effectué dans le cas :

- Un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : γ , c , et par la pression U de l'aquifère.
- Un talus de hauteur H faisant un angle β avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface la plus défavorable dans ces cas simple (Méthode de Tylor ou de Biarrez) [19].

2.1.2 Méthode de FELLENIUS (1927)

Dans cette méthode, on suppose que la **surface de rupture potentielle** est **circulaire**, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les **tranches sont indépendantes** : $H_i = V_i = 0$. La méthode de Fellenius, développée par le géotechnicien suédois Karl Terzaghi en 1927, est une approche classique utilisée pour analyser la stabilité des pentes dans le domaine de la géotechnique. Cette méthode est également connue sous le nom de méthode des tranches ou méthode des tranches infiniment petites. [20]

Voici un aperçu des principes fondamentaux de la méthode de Fellenius :

1. **Modèle de tranches** : La méthode divise la pente en une série de tranches verticales, chacune étant considérée comme une tranche indépendante. Cela simplifie l'analyse en permettant d'évaluer la stabilité de chaque tranche séparément.
2. **Forces agissant sur chaque tranche** : Les forces qui agissent sur chaque tranche incluent le poids du sol, les forces de cohésion et les forces de frottement. Ces forces sont calculées en fonction des propriétés du sol et de la géométrie de la pente.

$$\sigma = \gamma.h.\cos^2 \alpha$$

$$\tau = -\gamma.h.\cos \alpha \sin \alpha$$

conformes aux équations (4) et (5)

Pour la tranche élémentaire, les contraintes se rapportant au même élément de surface

$$\tau = \frac{\tau_{\max}}{F} \quad \text{et} \quad \tau_{\max} = (\sigma - u)tg \varphi' + C'$$

$$\text{Soit : } \frac{[(\gamma.h.\cos^2 \alpha) - u]tg \varphi' + C'}{F} = -\gamma.h.\cos \alpha \sin \alpha$$

Pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan.

Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple.

$$\sum_{i=1}^n \frac{[(\gamma_i.h_i.\cos^2 \alpha_i) - u_i]tg \varphi'_i + C'_i}.ds_i \times R = \sum_{i=1}^n [(\gamma_i.h_i.\cos \alpha_i \sin \alpha_i).ds_i] \times R$$

R est constant et F par hypothèse le même dans chaque tranche, d'où

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [((\gamma_i.h_i.\cos^2 \alpha_i) - u_i)tg \varphi'_i + C'_i].ds_i}{\sum_{i=1}^n (\gamma_i.h_i.\cos \alpha_i \sin \alpha_i).ds_i}$$

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites (30 à 50 tranches maximum, généralement) et on fera le calcul à partir des poids de chaque tranche.

$$W_i = \gamma_i.h_i.dx_i \quad \text{avec} \quad dx_i = ds_i \cos \alpha_i$$

d'où $W_i = \gamma_i.h_i.\cos \alpha_i.ds_i$ et en remplaçant dx_i par bi (largeur d'une tranche)

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [(W_i \cdot \cos \alpha_i) - (u_i \cdot b_i / \cos \alpha_i)] \operatorname{tg} \varphi'_i + C'_i \cdot (b_i / \cos \alpha_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

2.2 Méthode des tranches de BISHOP

2.2.1 Méthode détaillée (1954)

Les composantes V_i , V_{i+1} , H_i , H_{i+1} les réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB et influencent la réaction R_i .

En 1954, Bishop a publié une méthode appelée méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité F en tenant compte de ces sollicitations.[19]

Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F = \frac{\sum_1^n \frac{[(W_i + (V_i - V_{i+1}) - u_i \cdot b_i) \operatorname{tg} \varphi'_i] + (C'_i \cdot b_i)}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi'_i}}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

2.2.2 Méthode de BISHOP simplifiée (1954)

Dans cette méthode, on suppose également que la **surface de rupture potentielle** est **circulaire** ; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une **réaction horizontale entre les tranches** : $V_i = 0$ et $H_i \neq 0$.[19]

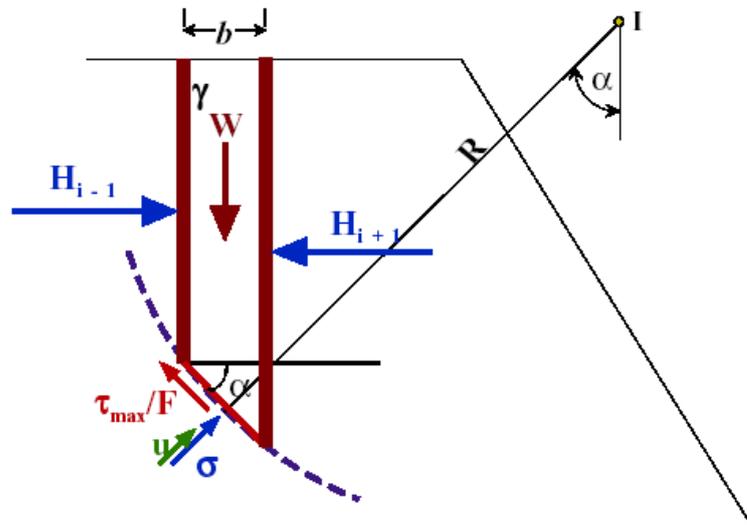


Figure 10: Equilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié)

En écrivant directement la projection sur l'axe vertical, avec

$$\tau = \frac{(\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi'}{F} + \frac{C'}{F}$$

$$W = [(\sigma' + u).b] + \sigma'.b.\operatorname{tg} \alpha \left(\frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F} \right) + \left(\frac{C'}{F} \times b.\operatorname{tg} \alpha \right)$$

d'où l'on tire la valeur de σ' que l'on reporte dans l'équation des moments par rapport au centre du cercle I, de l'ensemble des tranches.

$$\frac{1}{F} \sum_1^n [(\sigma'_i \operatorname{tg} \varphi'_i) + C'] + \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = \sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha_i \cdot R$$

Tous calculs faits, on obtient l'expression implicite de F.

$$F = \frac{\sum_1^n \frac{[(W_i - u_i \cdot b_i) \operatorname{tg} \varphi'] + (C'_i \cdot b_i)}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{F}}}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

La valeur initiale du coefficient **F₀** est obtenue, en général, par la méthode de **Fellenius** ; on opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée.

2.3 Méthode simplifiée de Janbu et al. 1956 :

La méthode simplifiée de Janbu et al. 1956 est une approche classique utilisée en géotechnique pour évaluer la stabilité des pentes. Elle a été développée par le géotechnicien norvégien Laurits Bjerrum et ses collègues, notamment Janbu, Bjerrum, et Kjaernsli, et publiée en 1956 dans un article intitulé "Stabilité des pentes dans les argiles non saturées".

Cette méthode est basée sur le concept d'équilibre limite et suppose que la surface de rupture potentielle d'une pente est circulaire. Elle prend en compte les caractéristiques du sol telles que la cohésion et l'angle de frottement interne, ainsi que la géométrie de la pente et les conditions de contrainte. La méthode simplifiée de Janbu et al. est souvent utilisée pour analyser la stabilité des pentes naturelles et des pentes artificielles créées lors de la construction d'infrastructures telles que les routes, les barrages, et les digues. C'est une bonne méthode à utiliser à la main. Cette méthode assume la localisation des forces $P = N-1$ hypothèses. On a donc $3N-1$ inconnus et $3N$ équations. Nous nous retrouvons avec un système sur-déterminé. Ceci peut causer certaines instabilités de la solution surtout lorsqu'on utilise l'ordinateur.[21]

La méthode utilise un coefficient correcteur f_0 pour tenir compte des forces entre les tranches. On calcule d'abord un facteur de sécurité non corrigé

$$F.S_0 = \frac{\sum (c' l \cos \alpha + (P - ul) \tan \varphi' \cos \alpha)}{\sum P \sin \alpha}$$

$$P = [W - c' / \sin \alpha / F.S. + u / \tan \phi' \sin \alpha / F.S.] / m_\alpha$$

Le coefficient de sécurité corrigé est :

$$F.S. = f \cdot F.S$$

Pour obtenir les valeurs de f_0 , on se sert du diagramme illustré à la figure 8 Il existe aussi la méthode dite rigoureuse de Janbu où les forces de cisaillement sont incluses dans le calcul de P.

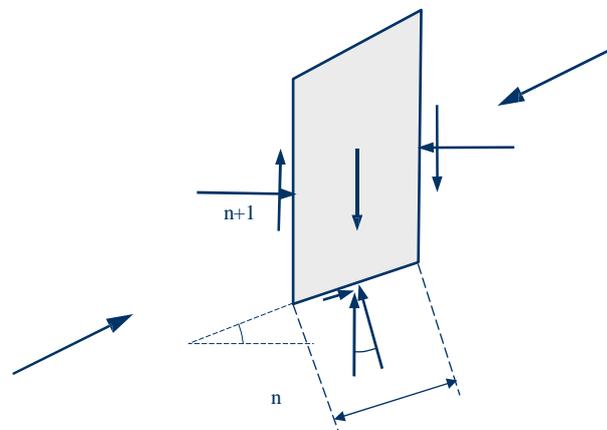
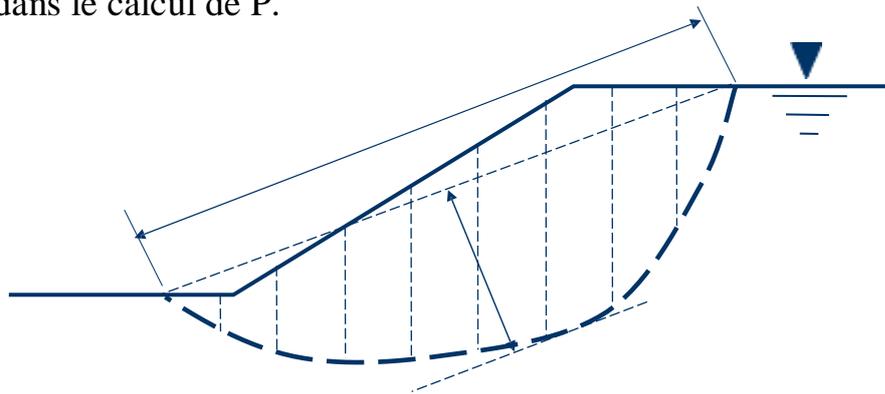


Figure 11:diagramme illustré

2.4 Méthodes des éléments finis

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variable dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se

propose d'évaluer les contraintes et déformation aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené par tout programme général d'éléments finis, ou avec le logiciel spécialisé dans la modélisation géotechnique, tel que le Plaxis, César, Crip[19].

2.5 Méthode de Morgenstern-Price 1965 :

La méthode de Morgenstern-Price, développée par les ingénieurs canadiens Zbigniew Morgenstern et Norman Albert Price en 1965, est une approche classique utilisée pour l'analyse de la stabilité des pentes dans le domaine de la géotechnique. Cette méthode est également connue sous le nom de méthode des éléments finis pour l'analyse des pentes.[22]

Voici un aperçu des principes fondamentaux de la méthode de Morgenstern-Price :

1. **Modèle d'éléments finis :** La méthode divise la masse de sol de la pente en un certain nombre d'éléments finis, ce qui permet une analyse plus détaillée de la stabilité. Chaque élément est considéré comme un petit bloc de sol, et les interactions entre ces éléments sont prises en compte dans les calculs.
2. **Surface de rupture potentielle :** Contrairement à la méthode de Fellenius, qui suppose une surface de rupture en forme de courbe concave vers le haut, la méthode de Morgenstern-Price permet à la surface de rupture de prendre différentes formes, en fonction des propriétés du sol et de la géométrie de la pente.
3. **Conditions de contrainte :** Les conditions de contrainte à l'intérieur du sol sont prises en compte dans l'analyse, y compris les contraintes dues au poids du sol, aux charges appliquées et aux forces de pore interstitiel.
4. **Résistance au cisaillement :** La résistance au cisaillement du sol est déterminée en fonction des propriétés du sol telles que la cohésion et l'angle de frottement interne, ainsi que des paramètres spécifiques à chaque élément fini.
5. **Calcul des forces :** Les forces agissant sur chaque élément fini, y compris les forces de stabilisation et les forces de déstabilisation, sont calculées pour évaluer la stabilité de la pente.

6. Facteur de sécurité : Comme dans d'autres méthodes d'analyse de la stabilité des pentes, le facteur de sécurité est utilisé pour évaluer si la pente est stable ou non. Un facteur de sécurité supérieur à 1 indique une stabilité suffisante.

La méthode de Morgenstern-Price est largement utilisée pour l'analyse de la stabilité des pentes dans des conditions géotechniques complexes, et elle offre une approche plus avancée et plus détaillée que les méthodes plus simplifiées telles que la méthode de Fellenius.

Dans cette méthode, on suppose que la direction des forces entre les tranches est définie par une fonction mathématique arbitraire :

$T/E = \lambda f(x)$ N-1 hypothèses

L peut varier entre 0 et 1. La figure 12 montre les fonctions typiques de $f(x)$.

Dans cette méthode, les forces entre les tranches sont déterminées de la même façon que dans la méthode rigoureuse de Janbu. Dans la première itération, les forces de cisaillement verticales sont égales à 0. Les coefficients de sécurité sont obtenus par la détermination de deux séries de coefficients de sécurité pour divers valeurs de λ . La première série correspond à l'équilibre des moments et la deuxième à l'équilibre des forces. Ces coefficients de sécurité sont mis en graphique en fonction de λ . Le point d'intersection satisfait les deux conditions d'équilibre (figure 13 des feuilles supplémentaires). Cette méthode est précise, mais demande une certaine pratique pour donner le bon $f(x)$.

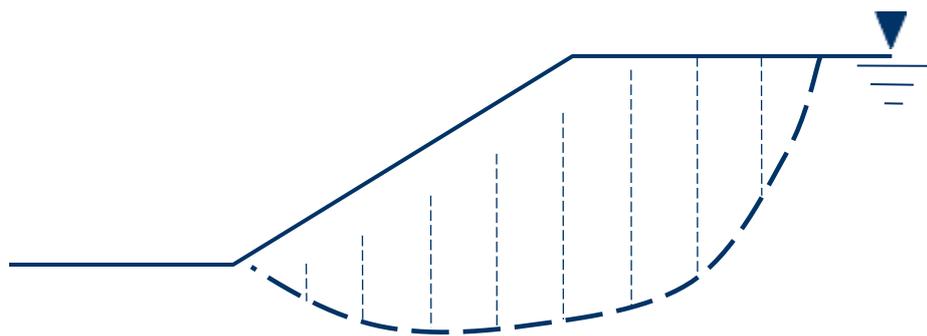


Figure 12 : les fonctions typiques de $f(x)$.

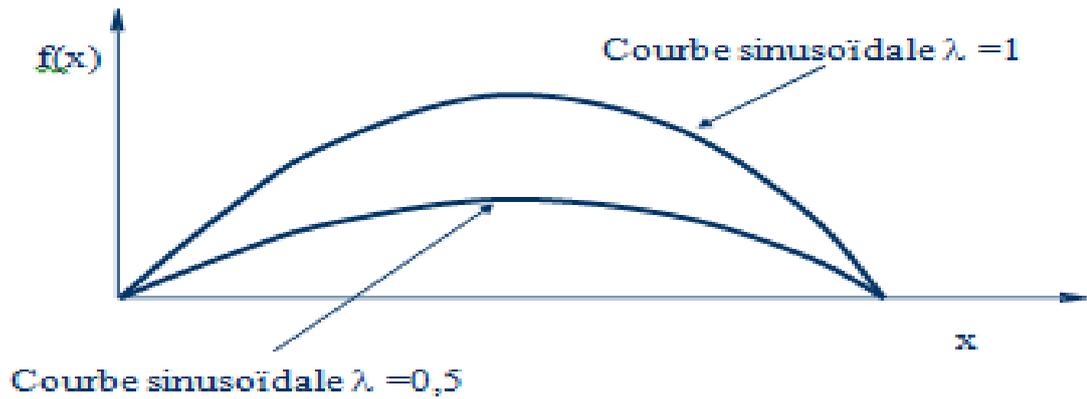


Figure 13 : des feuilles supplémentaires

2.6 La méthode des perturbations

La méthode des perturbations en géotechnique est particulièrement utile pour évaluer la stabilité et la sécurité des structures soumises à des conditions environnementales variables, telles que les fondations de bâtiments dans des zones sujettes aux tremblements de terre, les digues dans des zones à risque d'inondation, etc. Elle permet également de prendre en compte les effets à long terme de facteurs environnementaux tels que l'érosion, le tassement du sol, les variations de température.[23]

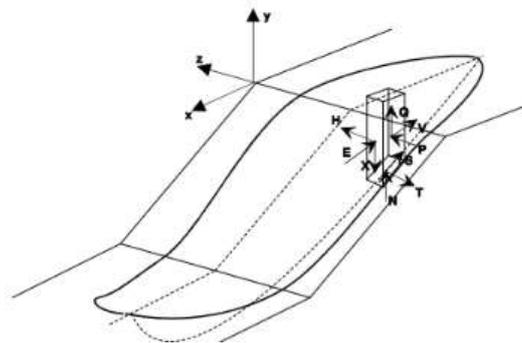
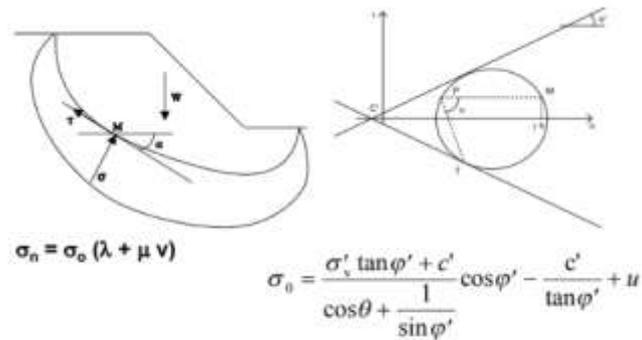


Figure 14: Méthode des perturbations en 3D

2.7 Méthode d'analyse limite :

L'un des aspects les plus puissants de la théorie de la plasticité réside dans sa capacité à prédire facilement les valeurs approximatives de la charge d'effondrement dans une large gamme d'applications. Cela est rendu possible par deux théorèmes, appelés le théorème de la limite supérieure et le théorème de la borne inférieure. Comme leurs noms l'indiquent, ces théorèmes fournissent des limites pour la charge d'effondrement. L'utilisation de ces théorèmes est souvent appelée analyse limite. La prédiction des charges d'effondrement vise à déterminer les charges qui amèneront la structure ou le corps à un état d'effondrement imminent, sans se préoccuper des déformations élastiques ou de l'écoulement plastique avant ou après cet état.

2.7.1 Théorème de la Borne Inférieure :

L'effondrement ne se produira pas si un état de contrainte existe, répondant aux équations d'équilibre et aux conditions de limite de traction, tout en étant partout "en dessous du rendement".

2.7.2 Théorème de la Borne Supérieure

L'effondrement doit se produire si, pour toute déformation plastique compatible, le taux de travail des forces externes sur le corps est égal ou dépasse le taux de dissipation d'énergie interne.

Conclusion :

Les méthodes de calcul de stabilité des pentes offrent une variété d'approches pour évaluer et prévenir les risques de glissements de terrain et d'instabilité. Des méthodes historiques telles que celles de Fellenius et de Bishop fournissent des bases solides pour des analyses simplifiées, tandis que des approches plus avancées telles que celles de Janbu et de Morgenstern-Price offrent une modélisation plus détaillée et précise.

Chaque méthode présente des avantages et des limites, et le choix de la méthode appropriée dépend souvent de la complexité du projet, des données disponibles et des objectifs de l'analyse. En outre, il est essentiel de prendre en compte les incertitudes et les variations environnementales dans l'évaluation de la stabilité des pentes, et la méthode des perturbations offre une approche utile pour prendre en compte ces facteurs variables.

Ensemble, ces méthodes fournissent aux ingénieurs géotechniciens des outils puissants pour concevoir et construire des infrastructures géotechniques sûres et durables dans une variété de conditions géologiques et environnementales.

Chapitre 03:
Outil numérique utilisé
présentation de logiciels
utilisé pour le calcul

3 Chapitre 03: Outil numérique utilisé présentation de logiciels utilisé pour le calcul

Introduction :

OptumG2 10 est un logiciel de calcul par éléments finis (en 2D) pour les ouvrages géotechniques, développé par la société OptumCE en partie fondée par K. Krabbenhfft et A. Lyamin de l'Université de Newcastle (Australie). Sorti en 2013, il s'agit vraisemblablement du premier logiciel mettant en œuvre de manière systématique une approche par éléments finis du calcul à la rupture, pour la statique comme pour la cinématique. En ce qui concerne la procédure d'optimisation, OptumG2 tire avantage des progrès récents dans le domaine de la programmation conique. Plusieurs critères de résistance pour le sol sont disponibles et il offre également la possibilité d'inclure des éléments de barres, de poutres en axes ou d'interfaces.

3.1 L'histoire:

Le projet Optum a été lancé à l'été 2010 à Copenhague, au Danemark, où se trouve actuellement le siège social de l'entreprise. Les frères Kristian et Jørgen Krabbenhøft, accompagnés d'un troisième collaborateur, Andrei Lyamin, ont décidé de développer un logiciel de calcul par éléments finis basé sur une approche entièrement nouvelle. La vision était claire : fournir des solutions avancées de conception par éléments finis accessibles aux praticiens en génie sans aucune connaissance préalable en éléments finis. Cette vision nécessiterait essentiellement une refonte complète de l'approche traditionnelle des éléments finis. En combinant leurs connaissances de l'industrie et du milieu universitaire, le groupe a réussi à donner vie à leur vision et à sortir le premier logiciel commercial en 2014. Depuis lors, Optum CE compte des utilisateurs dans plus de 50 pays, et plus de 400 universités utilisent aujourd'hui le logiciel dans leurs activités d'enseignement et de recherche.

3.2 Présentation du logiciel OptumG2:

3.3.1 Définition optum G2:

OptumG2 est un logiciel d'analyse limite par éléments finis des ouvrages géotechniques. Il utilise la méthode de réduction de la résistance au cisaillement décrite ci-dessus (détermination de la résistance au cisaillement nécessaire pour éviter l'effondrement de la pente), ainsi que la théorie de l'analyse limite (détermination des bornes inférieure et supérieure qui encadrent la charge ultime) pour effectuer des calculs de stabilité des pentes. La théorie de l'analyse limite avec des solutions inférieures et supérieures rigoureuses permet une évaluation rapide de la stabilité des pentes sans avoir à effectuer une analyse élastoplastique exhaustive. Elle fournit deux bornes, l'une inférieure (déterminée par l'approche statique par l'intérieur) et l'autre supérieure (déterminée par l'approche cinématique par l'extérieur). Dans chacune de ces deux approches, des multiplicateurs de charges sont appliqués puis amplifiés jusqu'à atteindre un état de rupture franche. Le facteur de sécurité au glissement correspondant à chacune d'elles est défini par le multiplicateur de charges par lequel les charges appliquées doivent être amplifiées pour provoquer l'effondrement du talus.

3.3.2 Ce qui fait OPTUM G2 différent?

OPTUM G2 est un programme d'éléments finis conçu spécifiquement pour les applications géotechniques. Bien qu'il partage certaines caractéristiques avec les programmes d'éléments finis conventionnels, il offre également :

3.2.2.1 Robustesse et efficacité:

Le cœur de calcul d'OPTUM G2 repose sur des algorithmes numériques de pointe qui marquent une rupture radicale par rapport aux approches traditionnelles. Ces algorithmes permettent d'obtenir un niveau de robustesse et d'efficacité inégalé par rapport à tous les programmes existants pour l'analyse des éléments finis en géotechnique. Les problèmes de convergence et les "problèmes numériques" similaires qui continuent de tourmenter les programmes d'éléments finis conventionnels ne posent aucun problème dans OPTUM G2. En conséquence, il n'est pas nécessaire de passer du temps à régler laborieusement les paramètres algorithmiques, et toute l'attention peut être consacrée à ce qui compte réellement, à savoir la physique d'un problème donné.

3.2.2.2 Réponses directes aux questions directes:

OPTUM G2 propose une gamme de types d'analyse conçus spécifiquement pour fournir des réponses directes à des questions directes, sans avoir à passer par des analyses longues et superflues. Un exemple est l'analyse limite, qui permet d'évaluer rapidement la capacité portante des géo structures sans avoir à passer par une analyse élastoplastique incrémentale longue. D'autre part, si la courbe complète charge-déplacement est nécessaire, elle peut également être calculée. La capacité à fournir la réponse la plus directe à une question donnée rend OPTUM G2 idéal pour la conception.

3.2.2.3 Limites supérieure et inférieure:

Les programmes d'éléments finis conventionnels fournissent des solutions approximatives qui peuvent être sûres ou dangereuses, mais on ne sait pas dans quelle mesure. Par conséquent, le processus de raffinement progressif du maillage est considéré comme une partie standard de toute analyse par éléments finis.

OPTUM G2 offre une alternative à ce processus long (et souvent in conclusif) en permettant le calcul de bornes supérieures et inférieures rigoureuses pour les quantités d'intérêt. Avec de telles bornes disponibles, une estimation de la solution exacte et une mesure de l'erreur maximale sont immédiatement disponibles, toutes deux pouvant être améliorées en utilisant davantage d'éléments.

3.2.2.4 Amélioration automatique du maillage adaptatif:

En tant que partie standard de toutes les analyses, il est possible d'utiliser un raffinement automatique adaptatif du maillage. Associé à la capacité de calculer des bornes supérieures et inférieures sur les quantités d'intérêt, le raffinement adaptatif du maillage offre un moyen puissant de maximiser la précision tout en minimisant le coût de calcul. Cette fonctionnalité n'est pas disponible dans les packages existants pour l'analyse des éléments finis en géotechnique.

3.2.2.5 Types d'analyses intégrées:

La plupart des analyses géotechniques nécessitent plusieurs analyses indépendantes avant que l'analyse principale puisse être effectuée. Dans OPTUM G2, des analyses préliminaires sont réalisées automatiquement dans le cadre de l'analyse principale. Cela inclut l'analyse des écoulements en fonction de la théorie générale des écoulements saturés variables

et une procédure unique de calcul des contraintes initiales sur la base d'un coefficient de pression des terres spécifié.

3.2.2.6 Compatibilité Eurocode 7

Les types d'analyses disponibles dans OPTUM G2 sont très bien alignés sur la philosophie de l'Eurocode 7. Les états limites ultimes (ULS) peuvent être traités via l'analyse limite et la réduction de résistance, tandis que les états limites de service (SLS) sont traités par une analyse élastoplastique ou de consolidation.

De plus, OPTUM G2 comprend des fonctionnalités permettant d'appliquer des coefficients partiels selon les différentes approches de conception prescrites par l'Eurocode 7.

3.2.2.7 Interface utilisateur graphique moderne:

L'interface utilisateur graphique d'OPTUM G2 a été conçue pour garantir une efficacité maximale dans la définition des problèmes et l'interprétation des résultats. Associée à un noyau de calcul qui pose très peu de limitations, le résultat est un programme facile et intuitif à utiliser, tant pour les problèmes simples que pour les problèmes impliquant de nombreuses étapes de construction, des matériaux différents et des types d'analyses variés.

3.2.2.8 Analyse stochastique:

Pour tenir compte de l'incertitude inhérente et de la variabilité des paramètres matériels décrivant les propriétés de résistance et de déformation des géomatériaux, OPTUM G2 offre la possibilité de mener une analyse stochastique sur la base du concept de champs aléatoires. Des distributions aléatoires d'un paramètre spécifié sont générées et l'analyse est effectuée de manière Monte-Carlo. Au lieu d'une seule valeur de tassement, de capacité portante ou similaire, le résultat final est représenté par des distributions de probabilité de ces quantités.

Alternativement, une analyse stochastique peut être réalisée en important des distributions de paramètres générées en dehors d'OPTUM G2.

3.2.2.9 Version en ligne de commande :

Bien que la plupart des problèmes soient traités facilement à l'aide de la version standard d'OPTUM G2, il est possible de contourner l'interface utilisateur graphique et

d'appeler le cœur de calcul à partir d'une invite de commandes ou via des fichiers batch. Cette fonctionnalité est utile lorsque de nombreux problèmes similaires doivent être traités et est idéale pour les études de paramètres.

3.2.3 Théorie

3.2.3.1 Théorie de plasticité :

Les caractéristiques de résistance et de déformation des géo matériaux sont généralement prises en compte par une combinaison d'élasticité et de plasticité, comme résumé ci-dessous.

a-Contrainte et rupture :

La prémisse fondamentale de la théorie de la plasticité est qu'il existe un seuil au-delà duquel les états de contrainte ne peuvent pas exister. Cette limite est définie par une fonction de limite d'élasticité $F(\sigma)$ telle que $F(\sigma) \leq 0$ définit le domaine des états de contrainte admissibles, tandis que $F(\sigma) = 0$ définit la surface de limite d'élasticité (**Figure 15**). La surface de limite d'élasticité peut être ouverte ou fermée, mais elle est toujours convexe.

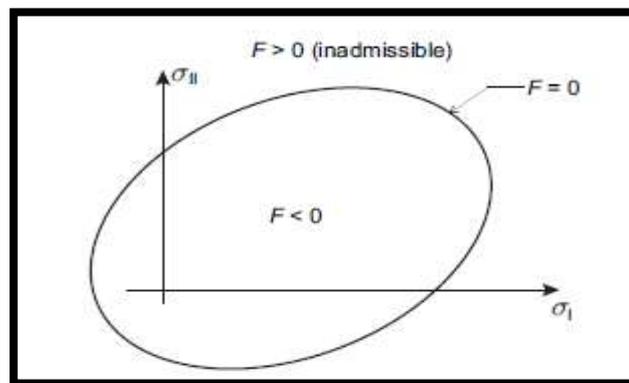


Figure 15 Surface de rupture

b-Déformation et écoulement :

La théorie classique de la plasticité fonctionne avec le postulat d'une décomposition additive de la déformation totale en parties élastique et plastique :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^p$$

où $\boldsymbol{\varepsilon}$ est la déformation totale, $\boldsymbol{\varepsilon}^e$ est la déformation élastique et $\boldsymbol{\varepsilon}^p$ est la déformation plastique. Les déformations élastiques sont liées aux contraintes par une relation de type :

$$\boldsymbol{\varepsilon}^e = \mathbb{C}\boldsymbol{\sigma}$$

où \mathbb{C} est un module de conformité élastique.

3.2.3.2 Pressions des pores et stress efficace :

Une caractéristique distinctive des problèmes de géomécanique est que les pressions interstitielles jouent souvent un rôle important et doivent être pris-en compte en détail dans de nombreuses analyses. Dans un milieu saturé de fluide, la pression interstitielle totale, \mathbf{P}_F , peut être divisée en deux parties :

$$\mathbf{P}_F = \mathbf{P}_S + \mathbf{P}_e$$

où \mathbf{P}_S est la pression interstitielle due à l'écoulement ou à une nappe d'eau statique et \mathbf{P}_e est une pression interstitielle excessive générée en réponse à la déformation du matériau.

3.2.3.3 Principes variationnels :

Les principes variationnels sont au cœur d'OPTUM G2 et tous les problèmes sont formulés - et résolus- en tant que tels. Les sections suivantes détaillent les concepts fondamentaux des principes variationnels et les spécificités de leur utilisation dans OPTUM G2.

Quels sont les principes variationnels?

On peut considérer un principe variationnel comme un problème d'optimisation qui offre une autre façon d'énoncer les équations gouvernant un système physique. Prenons l'exemple simple de la loi de Hooke : $\mathbf{F} = \mathbf{k}\mathbf{x}$

Une formulation alternative de cette équation gouvernante est donnée par :

$$\text{minimiser } \frac{1}{2}\mathbf{k}\mathbf{x}^2 - \mathbf{f}\mathbf{x}$$

3.2.3.4 Plasticités rigides :

Équations gouvernantes :

Les matériaux rigides-plastiques ne subissent aucune déformation en dessous du point de limite élastique, tandis qu'au point de limite élastique, une déformation plastique illimitée se produit. Par conséquent, les équations gouvernantes doivent être formulées en termes de

taux de déplacement (vitesses) et de taux de déformation, plutôt que de déplacements et de déformations totales. De plus, nous supposons que la déformation jusqu'au point de rupture est suffisamment petite pour négliger les changements de géométrie.

3.2.3.5 Analyse limite :

On considère une structure d'un matériau rigide plastique soumise à un ensemble des charges de volume \mathbf{b} , provenant par exemple du poids propre. Un ensemble des tractions \mathbf{t} , sont appliqués aux limites de la structure. La question principale de l'analyse limite est posée comme :

Quelle est la magnitude maximale Des tractions qui peuvent être soutenu sans avoir la rupture. Ou alternativement, quelle est la magnitude minimale des tractions qui cause la rupture. On définit un multiplicateur de charge α d'une façon que les tractions appliquées sur la structure sont donné par $\alpha \mathbf{t}$ (Figure 16).

En supposant que la structure est en rupture, les déplacements dans ce cas sont infinis. Alors il est nécessaire d'introduire une grandeur des déplacements ou une quantité de travail approprié ou une autre chose similaire.

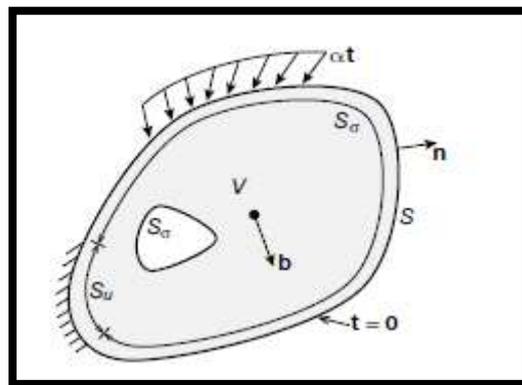


Figure 16 Solide de volume V avec limite $s = s_u \cup s_\sigma \cup s_\tau$ soumis à des tractions αt sur s_σ et encastré en s_u .

Les équations gouvernantes sont donnés par :

L'équilibre et les conditions aux limites statiques :

$$\nabla^T \sigma + \mathbf{b} = \mathbf{0}, \text{ dans } V \quad \mathbf{P}^T \sigma = \alpha \mathbf{t}, \text{ sur } s_\sigma$$

$$\text{Ou : } \nabla^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \mathbf{0} & \frac{\partial}{\partial y} & \mathbf{0} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}$$

$$\text{Et : } \mathbf{P}^T = \begin{bmatrix} \mathbf{n}_x & \mathbf{0} & \mathbf{n}_y \\ \mathbf{0} & \mathbf{n}_y & \mathbf{n}_x \end{bmatrix}$$

Les conditions de rupture : $(\sigma) \leq 0$

On considère une condition de rupture linéarité à la place de celle originale qui est non linéaire, alors on remplace $F(\sigma) \leq 0$ par un ensemble des restrictions linéaire de type :

$$f_i^T \sigma - k_i \leq 0, \quad i = 1, \dots, n$$

Ou d'une forme matricielle :

$$\mathbf{F}^T \sigma - \mathbf{k} \leq 0$$

Où F et K regroupent les contributeurs f_i et k_i respectivement, de chaque restriction linéaire. Alternativement, introduire les variables indolents, les restrictions de rupture sont écrites comme suit :

$$\mathbf{F}^T \sigma - \mathbf{k} + \mathbf{s} = 0, \quad \mathbf{s} \geq 0; \quad \mathbf{F}^T \sigma - \mathbf{k} + \mathbf{s} = 0$$

La compatibilité de la règle découlement associé avec les déformations et les déplacements : $\nabla u = F\lambda$

Grandeur :

$$\int_{S_\sigma} t^T \dot{u} dS = 1$$

Les conditions complémentaires :

$$s^T \dot{\lambda} = 0, \quad s \geq 0, \dot{\lambda} \geq 0$$

D'où la grandeur a été appliquée en respectant le taux de travail appliqué par référence des tractions t. Il est clair que la solution des équations au-dessus, si elle existe, elle est unique en termes de multiplicateur α . Cependant, il peut exister plus qu'une seule distribution des contraintes ou champ de déplacements qui conduit à la même valeur de multiplicateur de rupture. Les équations gouvernantes peuvent être présentées en termes d'un nombre des principes variationnels qui permettent, dans certain cas, l'établissement des bornes au multiplicateur de rupture exacte α pour être déterminer.

a-Principe de la borne inférieure :

Une possibilité d'écrire les équations gouvernantes est en termes du principe de la borne inférieure :

Maximiser α

Sujet à $\nabla^T \sigma + b = 0$ dans V

$$\mathbf{p}^T \sigma = \alpha t \text{ sur } S_\sigma$$

$$\mathbf{F}^T \boldsymbol{\sigma} - \mathbf{k} + \mathbf{s} = \mathbf{0}, \mathbf{s} \geq \mathbf{0}$$

En d'autres termes, la solution pour le problème ci-dessus satisfait les équations dominantes. Les quantités cinématiques, qui sont absentes dans le problème ci-dessus, évaluent comme les multiplicateurs de Lagrange quand on résout le problème. Le point fort principal du principe de la limite inférieure est qu'il permet d'obtenir une borne inférieure du multiplicateur de rupture exacte, principalement par la construction d'un champ de contrainte qui satisfait les restrictions sans nécessairement être optimale.

b-Principe de la borne supérieure :

Les équations gouvernantes peuvent aussi être écrites en termes du problème d'optimisation suivant :

$$\begin{array}{ll} \text{Minimiser} & \int_V k^T \dot{\lambda} dV - \int_V b^T \dot{u} dV \\ \text{Sujet à} & \nabla \dot{u} = F \dot{\lambda}, \dot{\lambda} \geq 0 \\ & \int_{S_\sigma} t^T \dot{u} dS = 1 \end{array}$$

Ce problème nécessite la considération des quantités cinématiques et offre la possibilité de calculer une borne supérieure du multiplicateur de rupture exacte, principalement en supposant un champ du déplacement compatible qui satisfait la règle d'écoulement. Cela est fait d'une manière que le taux de travail appliqué par référence des tractions est de grandeur d'unité. La fonction objective, qui contient le taux de travail interne moins la contribution des forces de volume constantes, est alors le multiplicateur de rupture cherché.

3.2.3.6 Élasticité :

Les principes variationnels pour les problèmes de valeurs limites de l'élasticité linéaire et non linéaire sont depuis longtemps disponibles et ont souvent été utilisés comme base pour la construction d'approximations par éléments finis.

3.2.3.7 Elastoplasticité :

Dans ce qui suit, une formulation thermomécanique générale de l'élastoplasticité est d'abord envisagée, après quoi un certain nombre de principes variationnels utiles sont dérivés et discutés. Dans un souci de commodité notationnelle, les effets des pressions interstitielles sont initialement négligés.

3.2.3.8 Règles de débit non associées :

Les principes variationnels dérivés dans les sections précédentes reposent tous de manière cruciale sur le concept d'écoulement associé. Pour certains matériaux, notamment les métaux, cette hypothèse est en accord raisonnable avec les expériences et les principes sont donc directement applicables. Pour les matériaux de friction, en revanche, l'hypothèse d'écoulement associé est généralement en contradiction avec les expériences. En effet, la dilatation impliquée par la règle d'écoulement associée au Mohr-Coulomb, Drucker-Prager ou à d'autres critères de défaillance pertinents est généralement bien plus importante que celle réellement observée dans les expériences.

3.2.3.9 L'écoulement :

De nombreux problèmes en géotechnique impliquent l'écoulement de l'eau à travers le sol. Des problèmes typiques comprennent l'écoulement à travers les barrages en terre et dans et hors des excavations. Les problèmes d'infiltration peuvent être divisés en deux catégories : confinés et non confinés. Dans le premier cas, toutes les conditions aux limites sont connues a priori, tandis que dans le second cas, certaines des conditions aux limites doivent être trouvées dans le cadre de la solution.

Alternativement, une approche plus générale saturée/non saturée peut être adoptée, où les équations régissant le problème sont valables dans l'ensemble du domaine, mais impliquent des paramètres matériels qui varient significativement en fonction du degré de saturation. Dans ce qui suit, c'est cette approche qui est adoptée.

3.2.3.10 Consolidation :

le problème de consolidation le plus basique est celui d'un sol finement granulaire entièrement saturé soumis à une charge appliquée rapidement, qui est ensuite maintenue constante. Cela entraînera des tassements immédiats et la génération de pressions interstitielles excessives. Avec le temps, ces pressions se dissiperont et d'autres tassements se produiront.

Dans les cas simples, la théorie classique de Terzaghi peut être utilisée, tandis que dans le cas plus général, la théorie de Biot est applicable. Cette dernière, qui est à la base de l'analyse de consolidation dans OPTUM G2, englobe la première en tant que cas particulier.

3.2.3.11 Analyse stochastique :

Il est généralement reconnu que les paramètres du sol typiques pertinents pour la conception présentent une variation spatiale non négligeable. Dans la conception traditionnelle, cela est pris en compte en utilisant des "estimations prudentes" spatialement indépendantes des paramètres pertinents. Par exemple, si un paramètre donné a été mesuré à plusieurs endroits différents, on peut décider de la valeur finale en utilisant une moyenne pondérée inclinée vers l'extrémité défavorable de la plage de mesure du paramètre.

En alternative à l'analyse déterministe traditionnelle, OPTUM G2 offre la possibilité de mener des analyses stochastiques. La variabilité spatiale est ici incluse dans l'analyse de telle sorte que l'on n'obtient pas seulement une seule valeur de capacité portante, tassement, facteur de réduction de la résistance, etc., mais plutôt une distribution de probabilité de ces valeurs.

Dans OPTUM G2, la variation spatiale des paramètres peut être prise en compte en générant des champs aléatoires pour des paramètres spécifiques, puis en exécutant l'analyse via une série de simulations de Monte-Carlo. Le résultat final est une distribution de probabilités des résultats clés de l'analyse, par exemple la capacité portante (analyse limite), le tassement (analyse élastoplastique) ou le facteur de réduction de la résistance (analyse de réduction de la résistance).

3.2.3.12 Technologie des éléments finis :

Dans cette section, les éléments solides disponibles dans OPTUM G2 sont détaillés. Cela comprend des éléments qui permettent d'obtenir des bornes supérieures et inférieures rigoureuses sur la solution exacte, ainsi que des éléments "mixtes" qui sont souvent plus précis mais qui ne conduisent pas à des solutions rigoureusement bornées.

3.2.3.13 Optimisation numérique :

L'association entre l'optimisation et l'analyse limite computationnelle est établie depuis longtemps. En effet, toutes les procédures d'analyse limite computationnelle conduisent directement à des problèmes d'optimisation. En revanche, l'application des méthodes d'optimisation pour résoudre des problèmes élastoplastiques est moins courante. Cependant, l'idée d'appliquer des algorithmes d'optimisation à de tels problèmes est ancienne et remonte au moins aux travaux de Giulio Maier et de ses collègues dans les années 1960 (Maier 1968a, b, 1984).

3.2.3.14 Vérification et validation :

Une question centrale à laquelle est confronté l'utilisateur d'un logiciel à éléments finis est dans quelle mesure les résultats peuvent être considérés comme fiables - dans quelle mesure représentent-ils la réalité, dans quelle mesure reproduisent-ils des solutions analytiques bien connues, etc. L'idée fondamentale derrière les concepts de vérification et de validation (**V&V**) est d'aider à répondre à ces questions de manière systématique. La (**V&V**) a été largement utilisée dans la conception de produits et l'ingénierie logicielle et a également trouvé sa place ces dernières années dans la mécanique des matériaux, la mécanique numérique et les domaines connexes.

3.2.4 Matériaux :

OptumG2 comprend des modèles de différents degrés de complexité, chacun avec des atouts particuliers pour des types particuliers de géomatériaux. Au minimum, un matériau typique implique des propriétés de résistance et de rigidité. De plus, un certain nombre de caractéristiques sont communes à tous les matériaux. Ceux-ci incluent le poids unitaire, le coefficient de pression du sol et les propriétés hydrauliques. Enfin, un certain nombre d'améliorations utiles ont été incluses dans de nombreux modèles, par exemple les coupures de tension, les bouchons de compression et les fissures intégrées. Un bref aperçu des modèles de matériaux disponibles dans OptumG2 est donné ci-dessous.

3.2.4.1 Mohr-coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb est utilisé pour décrire la rupture par cisaillement des sols. Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour représenter le comportement des sols pulvérulents (sable) et des sols cohérents à court et long terme (argiles et limons). En OptumG2, Le model Mohr-Coulomb offre trois différents types d'élasticité : isotrope linéaire, isotrope non linéaire et anisotrope non linéaire. Dans le premier cas, les paramètres de matériau peut être définie en deux manières :

(Ensemble A) : • Module de Young, **E [MPa]** • Coefficient de poisson, **ν**
(Ensemble B) : • Module de masse, **K [MPa]** • Module de cisaillement, **G [MPa]**

3.2.4.2 Drucker-prager :

Le matériau Drucker-Prager est très similaire au matériau Mohr-Coulomb, mais utilise des expressions légèrement différentes pour la limite d'élasticité et la fonction du potentiel plastique.

3.2.4.3 Tresca :

Le critère de Tresca est un cas particulier du critère Mohr-coulomb où $\phi=0$. Il est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle. En supposant les conditions de la déformation plane, il est montré que la somme des contraintes effectives reste constante. Cette somme peut être identifiée comme la somme de contraintes effectives majeures et mineures. Et deux options sont disponibles :

- Standard, nécessitant la saisie de la résistance au cisaillement non drainée, s_u (kPa).
- Généralisé, nécessitant la saisie des résistances au cisaillement non drainées en compression triaxiale et en extension triaxiale, s_{uc} et s_{ue} (kPa), respectivement.

3.2.4.4 Cisaille non drainée anisotrope (AUS) :

Le modèle de cisaillement non drainé anisotrope (AUS) peut être considéré comme un développement ultérieur du modèle Tresca généralisé. Il s'agit d'un modèle de stress total destiné aux argiles et similaires matériaux. Les paramètres d'entrée comprennent des données de matériau qui peuvent être facilement déterminées dans des tests de laboratoire standard non drainés. Le modèle AUS pour l'analyse avancée de soft sols présentant une résistance anisotrope et la rigidité.

3.2.4.5 Hoek-Brown :

Le critère de Hoek-Brown est couramment utilisé pour décrire la résistance des roches fracturées. Le modèle de Hoek-Brown implémenté dans OPTUM G2 utilise la version de 2007 du critère de Hoek-Brown (Hoek 2007) comme critère de rupture, tandis que la surface de Mohr-Coulomb est utilisée comme potentiel plastique. De plus, il est possible d'incorporer une casquette de compression comme dans le modèle de Mohr-Coulomb. De même, en ce qui concerne l'élasticité, le modèle élastique linéaire simple est utilisé.

3.2.4.6 Argile cam modifiée :

Les modèles d'état critique développés par Roscoe et ses collaborateurs (Roscoe et Burland 1968 ; Schofield et Wroth 1968) dans les années 1960 ont été largement appliqués en géomécanique et constituent la base d'un grand nombre de modèles ultérieurs. Le modèle Modified Cam Clay de Roscoe et Burland (1968) a été particulièrement populaire. Une version légèrement étendue de ce modèle (incluant une cohésion finie) est implémentée dans

OPTUM G2 selon le schéma proposé par Krabbenhoft et Lyamin (2012). Les paramètres matériels de Modified Cam Clay sont dans une certaine mesure interdépendante et il n'est pas possible de distinguer aussi nettement entre les paramètres de résistance et de rigidité que pour d'autres matériaux. Les paramètres sont décrits dans l'ordre dans lequel ils apparaissent dans OPTUM G2.

3.2.4.7 Durcissement du Mohr-coulomb (HMC) :

Le modèle Hardening Mohr-Coulomb (HMC) est conçu pour remédier à certaines limites du modèle standard de Mohr-Coulomb décrit dans la section 8. Le modèle HMC a été initialement proposé par Muir Wood (2004) en référence à l'espace des contraintes triaxiales, puis étendu à l'espace des contraintes générales par Doherty et Muir Wood (2013). La version du modèle implémentée dans OPTUM G2 suit étroitement ces développements tout en incorporant plusieurs nouvelles caractéristiques qui permettent une meilleure correspondance du modèle avec les données expérimentales.

3.2.4.8 -Élastique linéaire :

Le type de matériau élastique linéaire met en œuvre la loi de Hooke et ne comporte aucune limitation de résistance sous forme de conditions de limite ou similaires. Toutes les autres propriétés - drainage, rigidité, poids unitaires, conditions initiales et modèle hydraulique - sont les mêmes que celles du matériau de Mohr-Coulomb.

3.2.4.9 Rigide :

Le type de matériau rigide décrit un matériau parfaitement rigide et infiniment résistant. Ses seules propriétés - drainage, poids unitaires et modèle hydraulique - sont les mêmes que celles du matériau de Mohr-Coulomb. Le matériau rigide est pratique pour la modélisation de fondations, de murs de soutènement et de structures similaires, à condition d'être sûr que les défaillances ainsi que la majorité des déformations se produisent ailleurs.

3.2.4.10 Fluides :

Dans OptumG2, les fluides sont des cas particuliers de solides. En interne, ils sont modélisés comme des solides élastoplastiques capables de supporter une quantité indéfinie de compression hydrostatique et sans contrainte de cisaillement. Ils sont utiles dans la modélisation des masses d'eau et évitent d'avoir à appliquer des conditions aux limites supplémentaires pour tenir compte de la présence de pressions d'eau.

3.2.4.11 Assiettes :

Les plaques sont des éléments structuraux utilisés pour modéliser des éléments dont l'épaisseur est suffisamment petite pour être négligeable par rapport aux dimensions globales du problème. Des exemples courants sont les plaques de fondation et les murs en palplanches. Les plaques peuvent également être utiles dans un certain nombre d'autres situations pour modéliser des objets dont les propriétés globales ne sont pas bien définies, à part le fait qu'ils sont très rigides (ou très flexibles) par rapport aux matériaux solides environnants. Deux types de plaques sont disponibles : Plaque et Plaque rigide.

3.2.4.12 Connecteurs :

Les matériaux de la catégorie Connecteurs peuvent être assignés à des Connecteurs et des Ancrages à extrémité fixe. Les Connecteurs sont des éléments de treillis unidimensionnels qui n'interagissent pas avec le domaine solide. En d'autres termes, on peut les considérer comme existant dans une couche en dehors du domaine solide. Ces éléments sont couramment utilisés pour tenir compte des systèmes d'ancrage. Comme pour les géogrilles, les Connecteurs ne peuvent supporter que des forces normales. Tous les paramètres se réfèrent aux tiges individuelles.

3.2.4.13 Charnières :

Des charnières peuvent être appliquées à l'extrémité des plaques. Ce sont des éléments élastoplastiques définis par deux paramètres de matériau :

- Rigidité rotationnelle, **k** (**kNm / m / rad**)
- Moment de rendement, **m_p** (**kNm / m**)

3.2.4.14 Rangées de piles :

Alors que la modélisation rigoureuse des pieux soumis à une charge arbitraire (latérale, axiale, moment) nécessite une analyse tridimensionnelle complète, plusieurs cas spéciaux peuvent être traités en deux dimensions spatiales. Un seul pieu soumis à une charge axiale peut être modélisé comme une structure axisymétrique. De plus, une rangée de pieux soumise à une charge plus générale peut être modélisée à l'aide d'un élément de plaque dans une analyse de contrainte plane, à condition que l'espacement entre les pieux soit suffisamment petit pour que la rangée se comporte plus ou moins comme une structure monolithique. Le cas d'une rangée de pieux avec un espacement de l'ordre de plusieurs diamètres de pieux est plus difficile à modéliser. D'une part, les pieux individuels

interagissent avec le sol de la même manière qu'un élément de plaque. D'autre part, le sol peut s'écouler entre les pieux. En effet, si l'espacement est suffisamment grand, une partie du sol entre les pieux ne sera pas affectée par le mouvement des pieux.

3.2.4.15 Rangées de clous :

Les rangées de clous sont un cas spécial de rangées de pieux correspondant aux paramètres. Les entrées utilisateur sont : le diamètre du clou (cm), le module de Young (MPa), l'espacement (m) et la force axiale le long du clou (kN / m). La force de base est nulle tandis que la force latérale est illimitée, ce qui implique une défaillance du sol environnant plutôt que des ressorts reliant le clou au sol. Enfin, contrairement aux pieux, aucune zone élastique autour du clou n'est prise en compte.

Chapitre 04:

la stabilité d'une pente simple (sans renforcement)

4 Chapitre 04: la stabilité d'une pente simple (sans renforcement)

Introduction :

Les glissements de terrain représentent l'une des menaces naturelles les plus préoccupantes dans de nombreuses régions du monde, posant des risques pour la vie humaine, les infrastructures critiques et l'environnement. En raison de leur nature complexe et souvent imprévisible, la modélisation numérique est devenue un outil essentiel pour comprendre, prédire et atténuer ces événements dévastateurs.

Ce chapitre présente un exemple de calcul basé sur le modèle numérique développé dans les chapitres précédents. L'objectif est d'illustrer l'application pratique du modèle à un cas spécifique de glissement de terrain.

4.1 Présentation du cas étudié :

Le cas étudié correspond à une pente simple de 3m D'hauteur et une inclinaison avec l'horizontal $\beta=27^\circ$ (Figure17). Pour les conditions aux limites, les déplacements sont bloqués horizontalement et verticalement ($\mu_x=0$, $\mu_y=0$) au niveau de la base de la fondation de la pente, et bloqués horizontalement ($\mu_x=0$) au niveau des deux frontières verticales. Le comportement du sol est modélisé comme un matériau élastique, parfaitement plastique, régi par le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les caractéristiques géotechniques du sol représentées dans le Tableau 2.

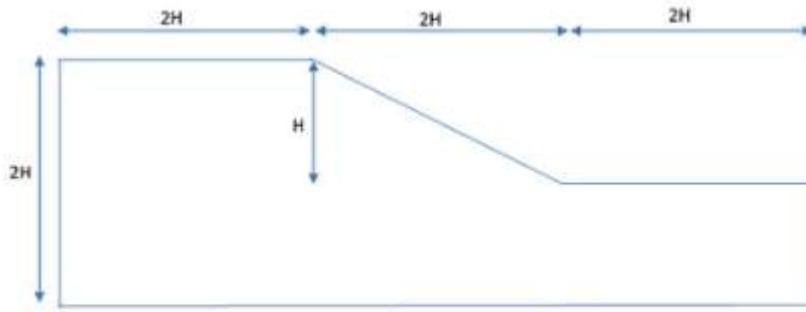


Figure 17 Dimension de la pente adoptée

Le modèle numérique a été établi en déformation plane, avec des éléments finis triangulaire de la borne supérieure. Cet élément a été choisi, parce qu'il évite toute utilisation explicite de la fonction de dissipation (qui peut ne pas être simple à dériver bien que cela puisse en principe être fait une fois que la fonction de rendement est disponible) (Manuel d'optumG2, 2016). Plusieurs tests numériques préliminaires ont été effectués pour étudier l'effet de la taille du modèle et du maillage sur les résultats de calcul. Le maillage adaptatif représenté sur la Figure 17 a été adopté dans cette étude. Seules les forces générées par le poids propre du sol ont été appliquées. Le modèle numérique a simulé le comportement d'un sol argileux sur-consolidé sous des conditions non drainées. Cependant, dans le cas d'un massif de sol à surface inclinée ($\beta \neq 0$), le chargement par gravité a été appliqué. Dans ce cas, deux phases de calcul ont été envisagées, la première concerne l'application du chargement gravitaire pour calculer les contraintes effectives initiales, et la deuxième phase concerne l'initialisation les déplacements engendrés à zéro.

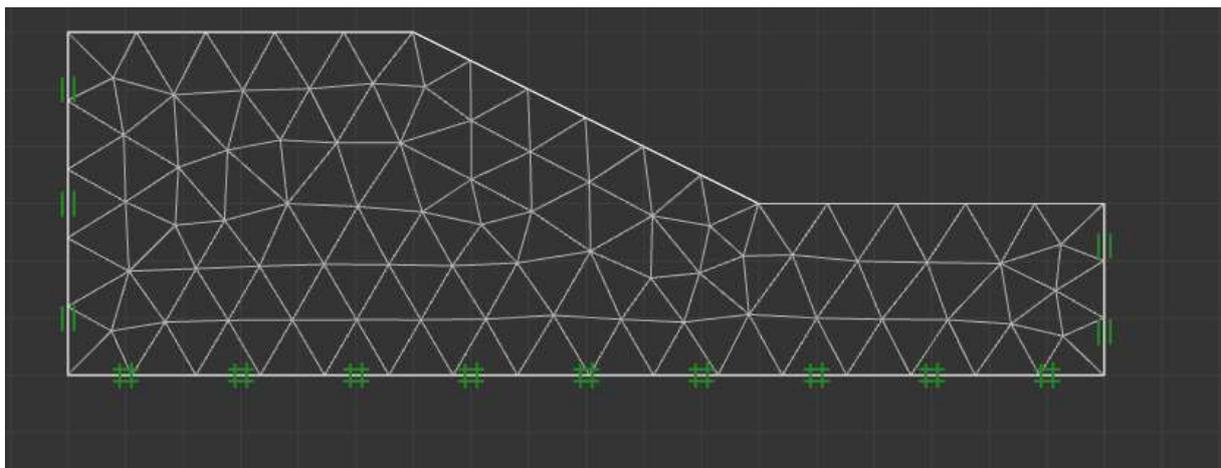


Figure 18 Conditions aux limites et maillage du modèle

Tableau 2 Les caractéristiques géotechniques du sol

| MC Basic | |
|-------------------------------------|--------------|
| Color | |
| Material Type | Mohr-Coulomb |
| E (MPa) | 30 |
| ν (-) | 0.45 |
| c (kPa) | 12 |
| ϕ (°) | 0 |
| k_t (kPa) | 0 |
| ϕ_t (°) | 90 |
| γ_{dry} (kN/m ³) | 18 |
| γ_{sat} (kN/m ³) | 20 |
| K_0 (-) | 0.58 |
| σ_0 (kPa) | 0 |

4.2 Présentation et Discussion des résultats :

Dans ce chapitre nous avons étudié numériquement la stabilité d'une pente simple (sans renforcement), en déterminant le coefficient de sécurité F_s pour le cas d'un sol non consolidé non drainée (cohérent) et cas d'un sol Consolidée drainée

4.2.1 Cas d'un sol non consolidé non drainé (UU) (cohésion $\neq 0$ et l'angle de frottement=0) :

Dans ce cas nous avons étudié l'influence de la cohésion sur la stabilité de massif de sol en fixant l'inclinaison $\beta=27^\circ$ ainsi que d'autre caractéristique. Pour mettre on évidence l'effet de la cohésion sur surface de glissement du massif nous avons choisir 4 valeur de cohésion de C égal 12 ,16 , 20 et 24 KPa

4.2.1.1 Contexte de l'Étude

Dans cette étude, nous examinons la stabilité d'une pente simple sans renforcement. Le but est de déterminer le coefficient de sécurité (F_s) pour différents niveaux de cohésion dans un sol non consolidé non drainé (cohérent) et un sol consolidé drainé

4.2.1.2 Paramètres d'Étude

- Cohésion (c) : 12, 16, 20, 24 kPa.
- Angle de frottement interne (φ) : 0° (non drainé).

4.2.1.3 Méthodologie

Le modèle numérique est réalisé à l'aide d'un logiciel de calcul aux éléments finis. La pente est analysée pour différentes valeurs de cohésion, en tenant l'angle de frottement constant à zéro. Les figures montrent les réseaux de maillage et les zones de déformation potentielle pour chaque valeur de cohésion.

4.2.1.1 Résultats et Interprétations

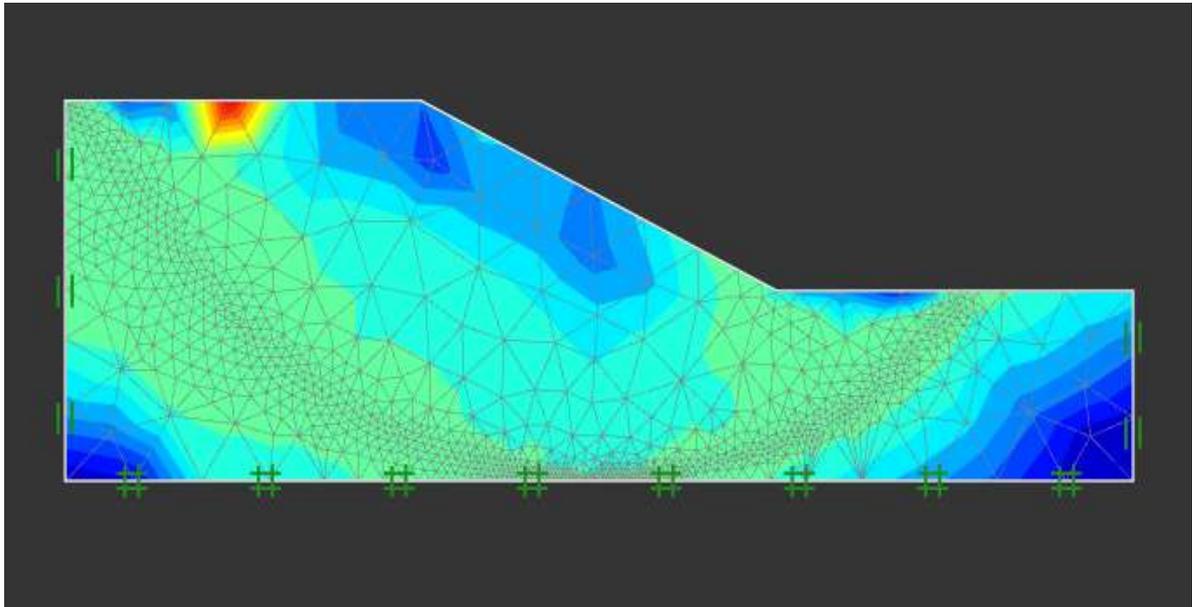


Figure 19 variation de deviateur de contrainte $\sigma_1 - \sigma_3$ cohésion=12

1. Cohésion = 12 kPa :
 - o Figures 19 et 20 : Montre la distribution des contraintes avec une faible cohésion. On observe que la zone de déformation (en rouge et jaune) est significativement large, indiquant une faible stabilité.
 - o Facteur de sécurité (Fs) : 1,287

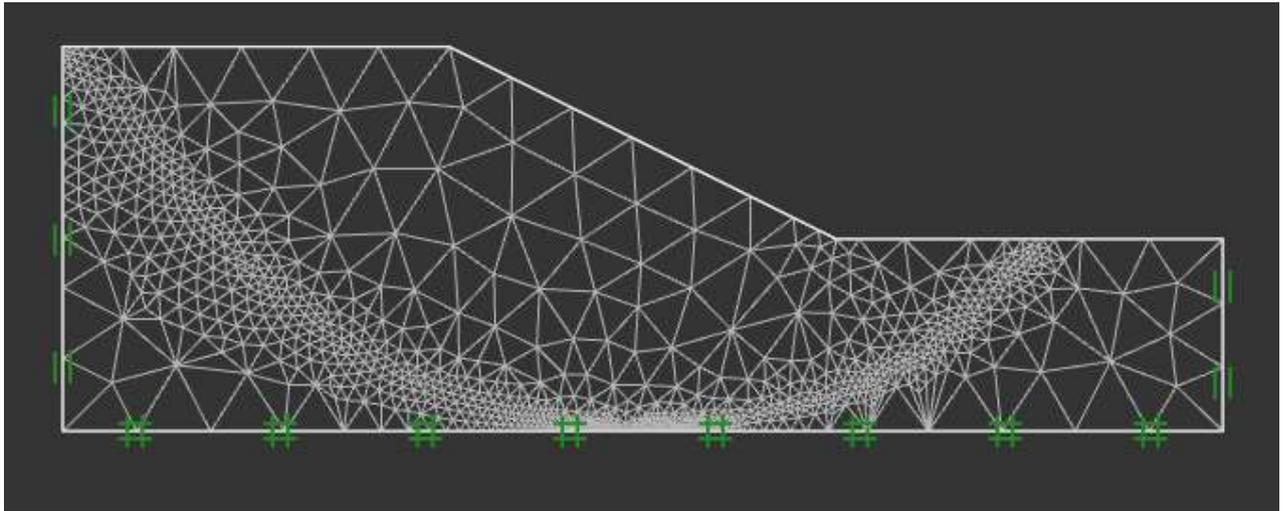


Figure 20 maillage adaptatif pour la cohésion=12

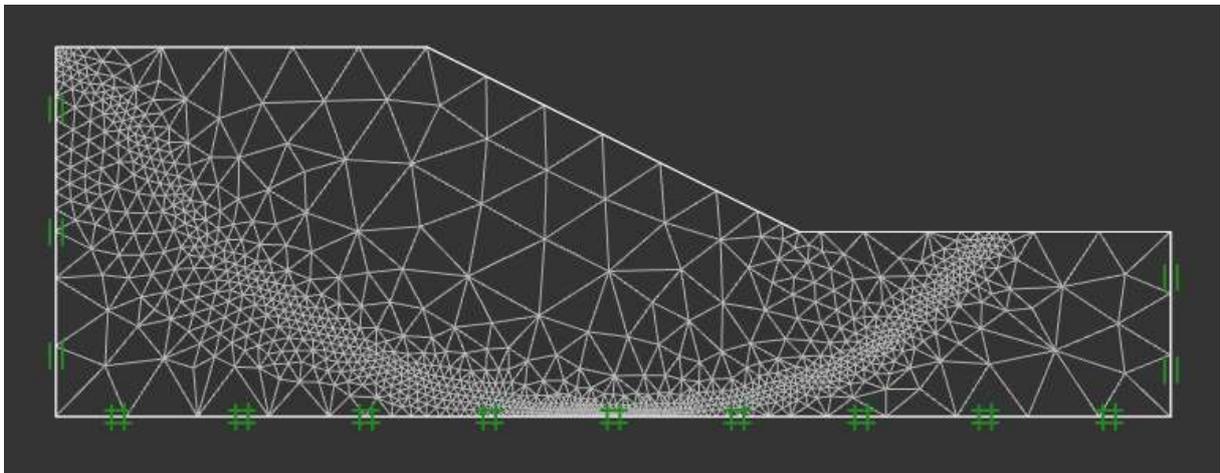


Figure 21 maillage adaptatif pour la cohésion=16

2 Cohésion = 16 kPa :

- **Figures 21 et 22** : Une augmentation de la cohésion à 16 kPa réduit la zone de déformation. La stabilité est améliorée, ce qui est visible par la diminution des zones de haute déformation.
- **Facteur de sécurité (Fs) : 1,72**

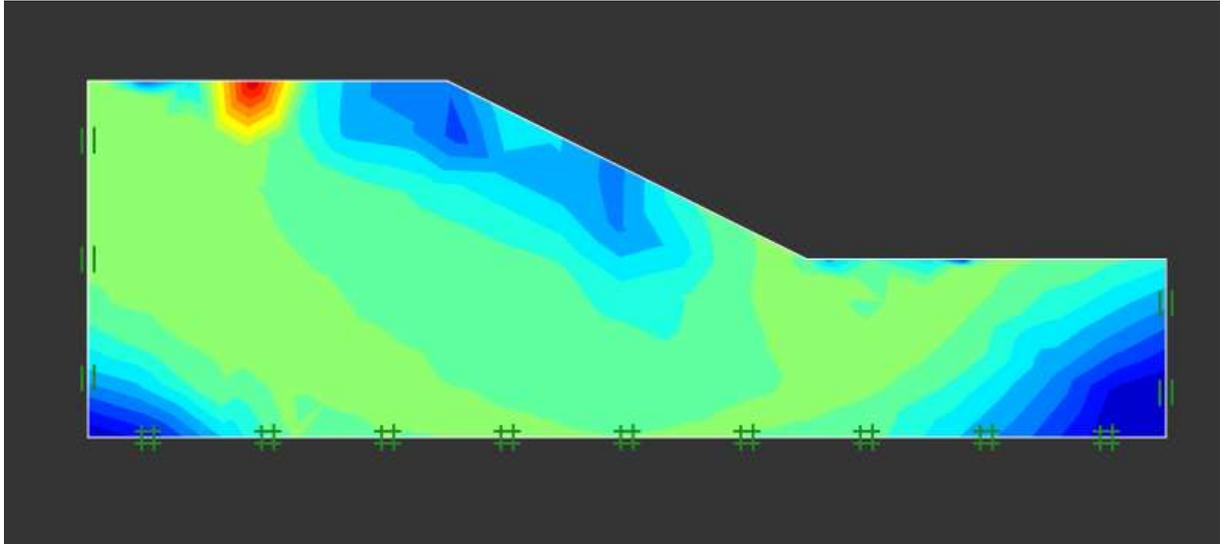


Figure 22 variation de deviateur de contrainte $\sigma_1 - \sigma_3$ cohésion=16

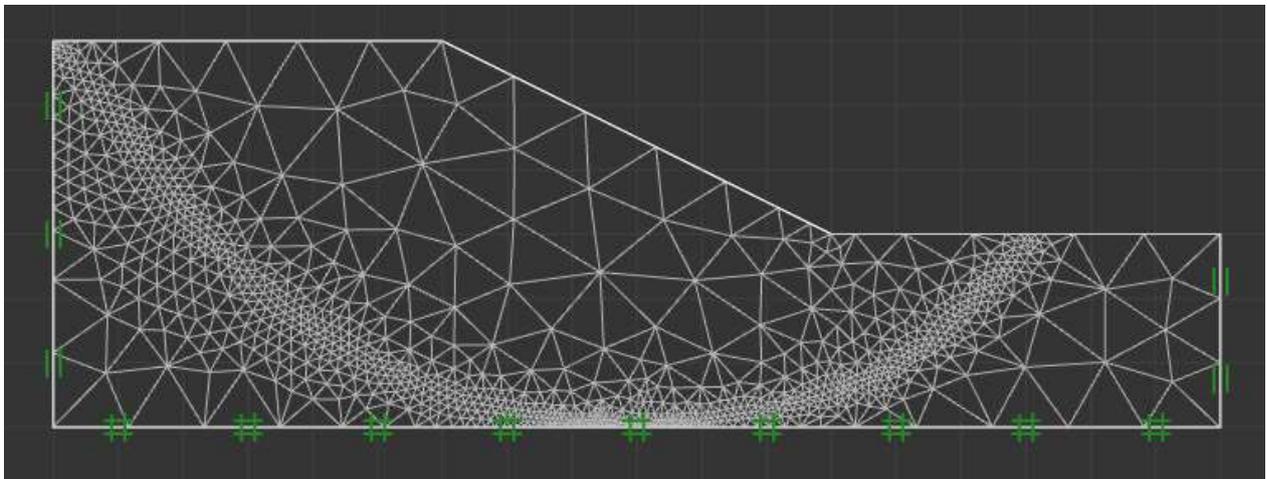


Figure 23 maillage adaptatif pour la cohésion=20

3 Cohésion = 20 kPa :

- **Figure 23** : À 20 kPa, la zone de déformation continue de diminuer. La pente montre une plus grande stabilité par rapport aux conditions précédentes.
- **Facteur de sécurité (Fs)** : 2,15

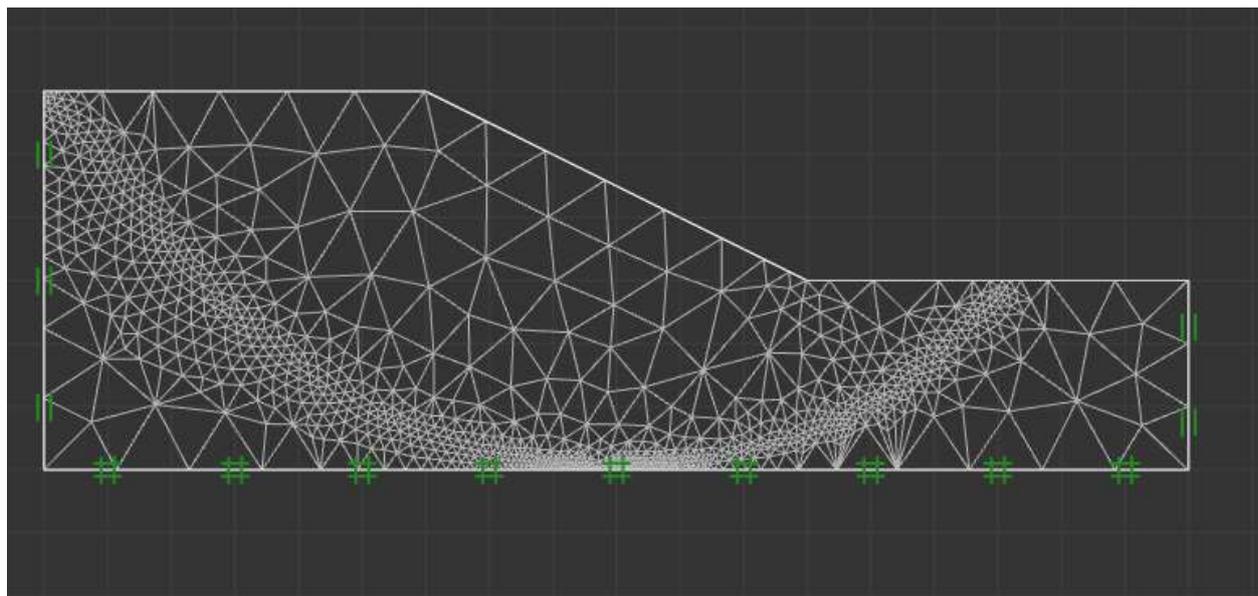


Figure 24 maillage adaptatif pour la cohésion=24

4 .Cohésion = 24 kPa :

- **Figure 24** : La stabilité de la pente est encore améliorée avec une cohésion de 24 kPa. Les zones de haute déformation sont presque inexistantes.
- **Facteur de sécurité (Fs) : 2,57**

Tableau 3 :facteur de sécurité en fonction de coefficient

| Cohésion | Facteur de sécurité |
|----------|---------------------|
| 12 | 1,287 |
| 16 | 1,72 |
| 20 | 2,15 |
| 24 | 2,57 |

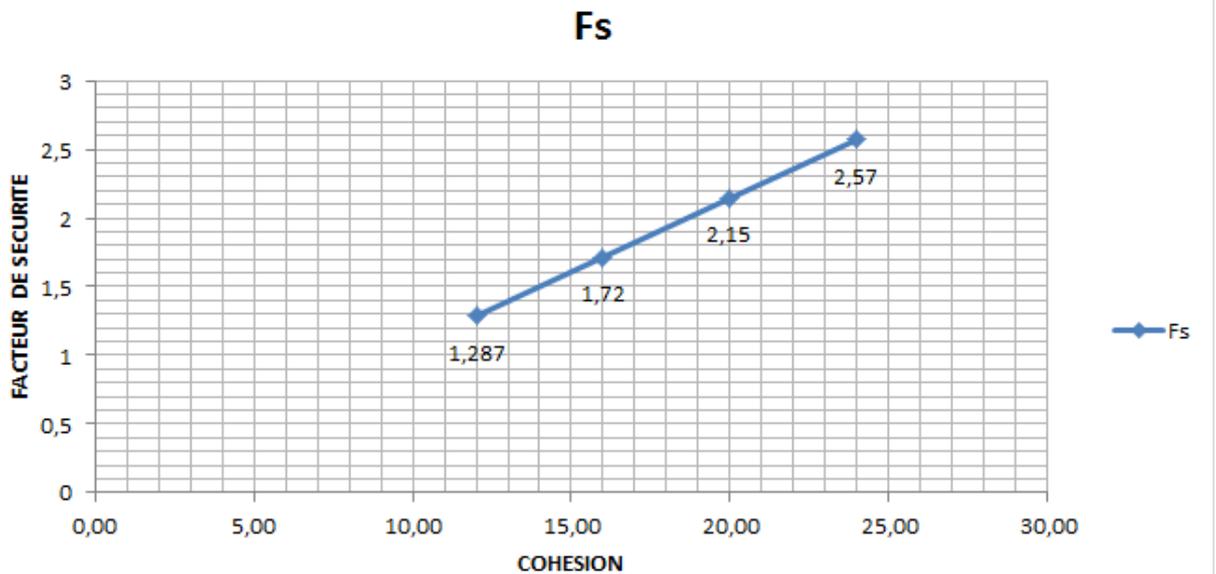


Figure 25 le coefficient de sécurité en fonction de cohésion

Graphique et Tableau de Résultats

Le Tableau 3 et la Figure 25 résument les résultats obtenus pour les différentes valeurs de cohésion. Le facteur de sécurité (Fs) augmente linéairement avec l'augmentation de la cohésion. Cela montre que la cohésion du sol joue un rôle crucial dans la stabilité des pentes.

4.2.1.2 Discussion

Les résultats démontrent clairement que l'augmentation de la cohésion du sol améliore significativement la stabilité de la pente. Dans des conditions de sol non consolidé non drainé, l'angle de frottement interne étant nul, la cohésion devient le principal paramètre influençant le facteur de sécurité.

4.2.2 Cas d'un sol consolidé drainé (CD) (cohésion =0 et l'angle de frottement $\neq 0$) :

Dans ce cas nous avons étudié l'influence de l'angle de frottement sur la stabilité de massif de sol en fixant l'inclinaison $\beta=27^\circ$ ainsi que d'autre caractéristique. Pour mettre en évidence l'effet de l'angle de frottement sur surface de glissement du massif nous avons choisi 4 valeurs de l'angle de frottement de (φ) égal $20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$ et 35°

4.2.2.1 Contexte de l'Étude

Cette étude se concentre sur la stabilité d'un talus avec une cohésion nulle et un angle de frottement variable. Le but est de déterminer le coefficient de sécurité (F_s) pour différentes valeurs de l'angle de frottement.

4.2.2.2 Paramètres d'Étude

- **Cohésion (c)** : 0 kPa (sol non cohérent).
- **Angles de frottement interne (φ)** : $20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$.

4.2.2.3 Méthodologie

Le modèle numérique utilise un maillage aux éléments finis pour simuler la pente et évaluer les zones de déformation et les facteurs de sécurité pour chaque angle de frottement.

4.2.2.4 Résultats et Interprétations

1. **Angle de frottement = 20°** :
 - **Figure 26** : Montre la distribution des contraintes pour un angle de frottement de 20° . La pente présente une zone de déformation étendue, indiquant une faible stabilité.
 - **Facteur de sécurité (F_s)** : 0,731

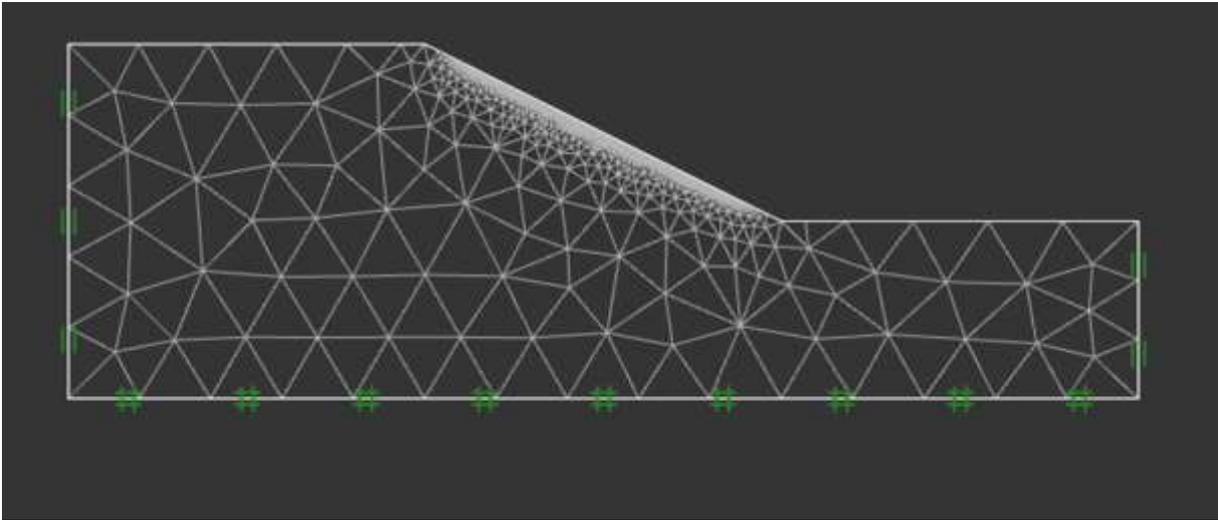


Figure 26 maillage adaptatif pour l'angle de frottement $20(\varphi)$

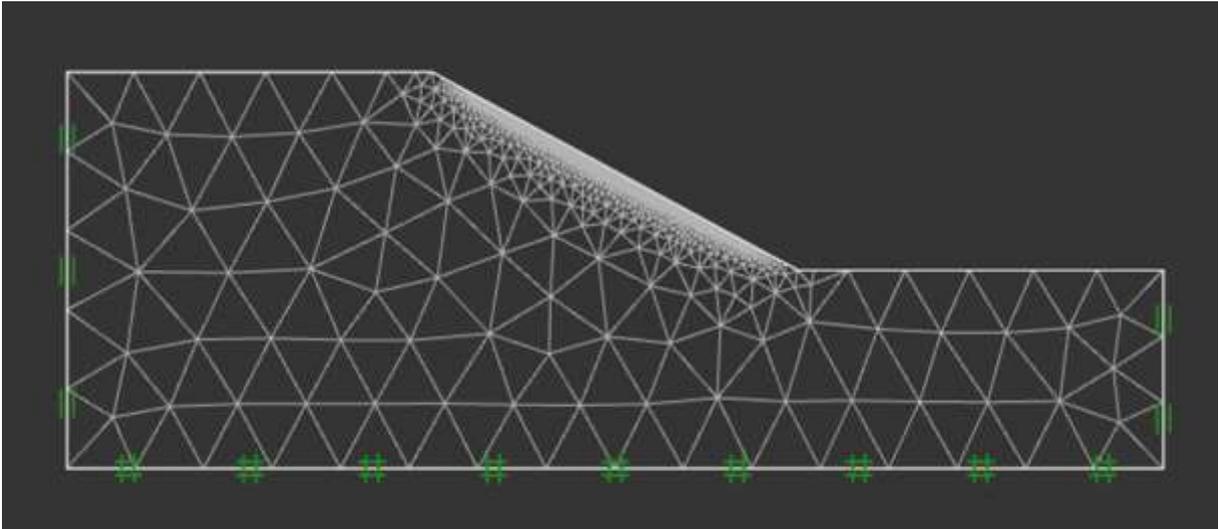


Figure 27 maillage adaptatif pour l'angle de frottement $25(\varphi)$

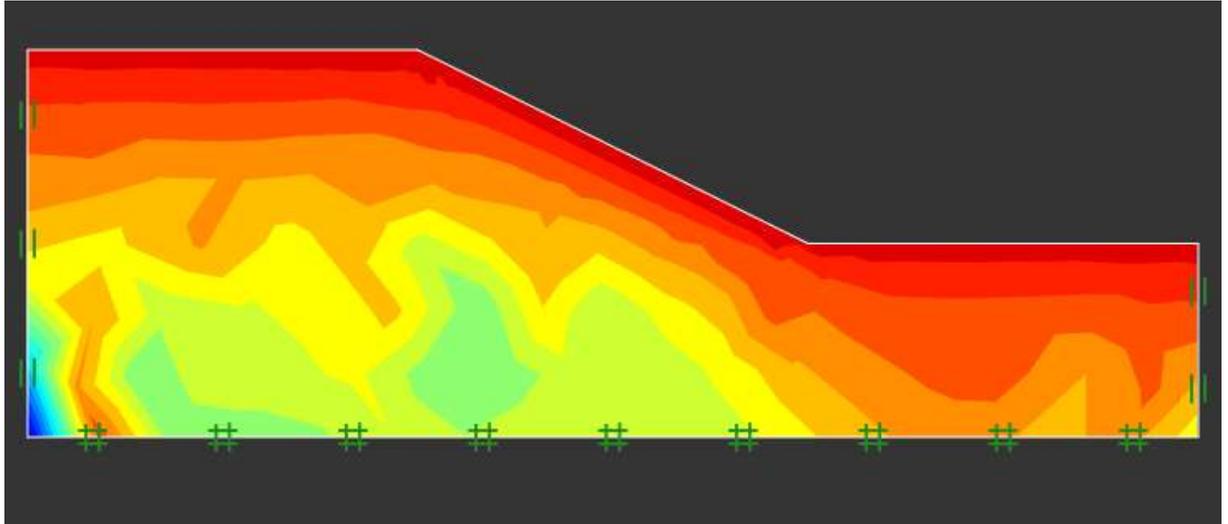


Figure 28 variation de deviateur de contrainte $\sigma_1 - \sigma_3$ l'angle de frottement $25(\varphi)$

2. Angle de frottement = 25° :

- **Figures 27 et 28** : L'augmentation de l'angle de frottement à 25° réduit la zone de déformation. La stabilité de la pente est améliorée, mais des zones de haute déformation subsistent.
- **Facteur de sécurité (Fs)** : 0,94

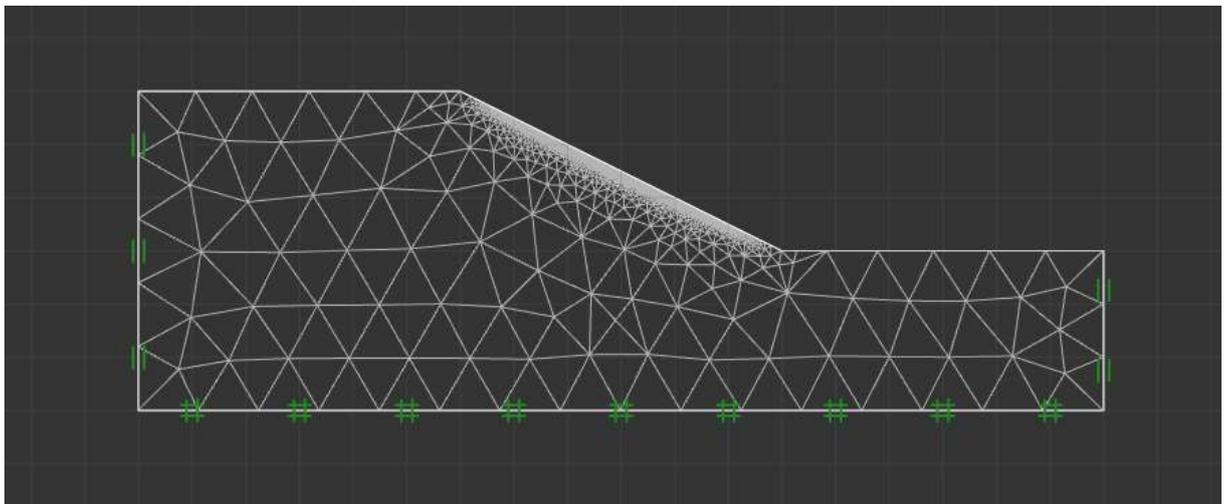


Figure 29 maillage adaptatif pour l'angle de frottement $30(\varphi)$

3. Angle de frottement = 30° :

- **Figure 29** : À 30° , la zone de déformation diminue encore. La pente montre une meilleure stabilité comparée aux conditions précédentes.

- **Facteur de sécurité (Fs) : 1,16**

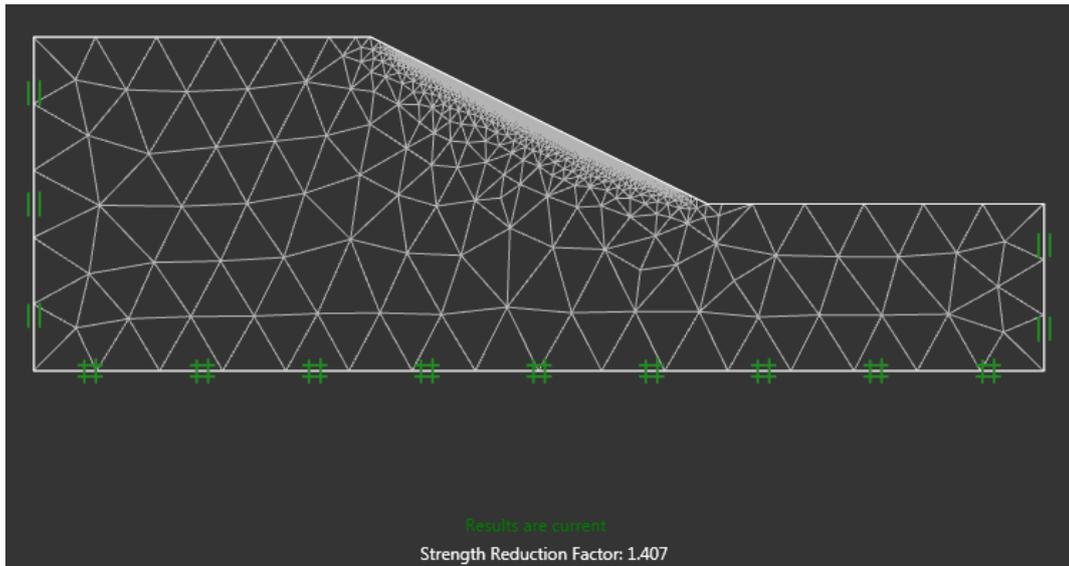


Figure 30 maillage adaptatif pour l'angle de frottement 35(φ)

4. Angle de frottement = 35° :

- **Figure 30** : Pour un angle de 35°, la zone de déformation est considérablement réduite. La pente est beaucoup plus stable avec une haute valeur de facteur de sécurité.
- **Facteur de sécurité (Fs) : 1,41**

Tableau 4 Facteur de sécurité en fonction L'angle de frottement

| L'angle de frottement(φ) | Facteur de sécurité(Fs) |
|------------------------------------|-------------------------|
| 20 | 0,731 |
| 25 | 0,94 |
| 30 | 1,16 |
| 35 | 1,41 |

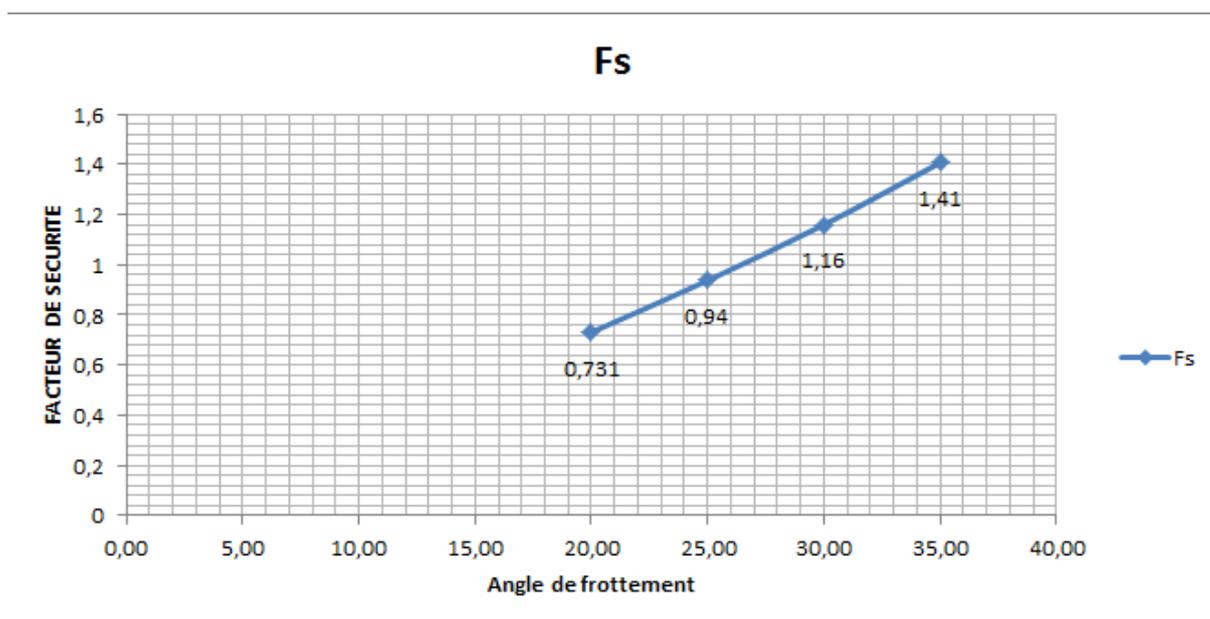


Figure 31 Facteur de sécurité en fonction l'angle de frottement

Tableau de Résultats

Le Tableau 4 et la Figure 31 les résultats obtenus pour les différents angles de frottement. Le facteur de sécurité (Fs) augmente de manière quasi linéaire avec l'augmentation de l'angle de frottement.

4.2.3 Cas d'un sol consolidé drainé (CD) (cohésion $\neq 0$ et l'angle de frottement $\neq 0$) :

Dans ce cas nous avons étudié l'influence de l'angle de frottement et la cohésion et l'angle de frottement sur la stabilité de massif de sol en fixant l'inclinaison $\beta=27^\circ$ ainsi que d'autre caractéristique. Pour mettre en évidence l'effet de l'angle de frottement et la cohésion sur surface de glissement du massif nous avons choisi 4 valeur de cohésion de C égal 12, 16, 20 et 24 KPa et dans un chaque cas de cohésion on va essayer 4 valeur de l'angle de frottement $20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$ et 35°

4.2.3.1 1^{er} cas la cohésion égale 12 et l'angle de frottement variable :

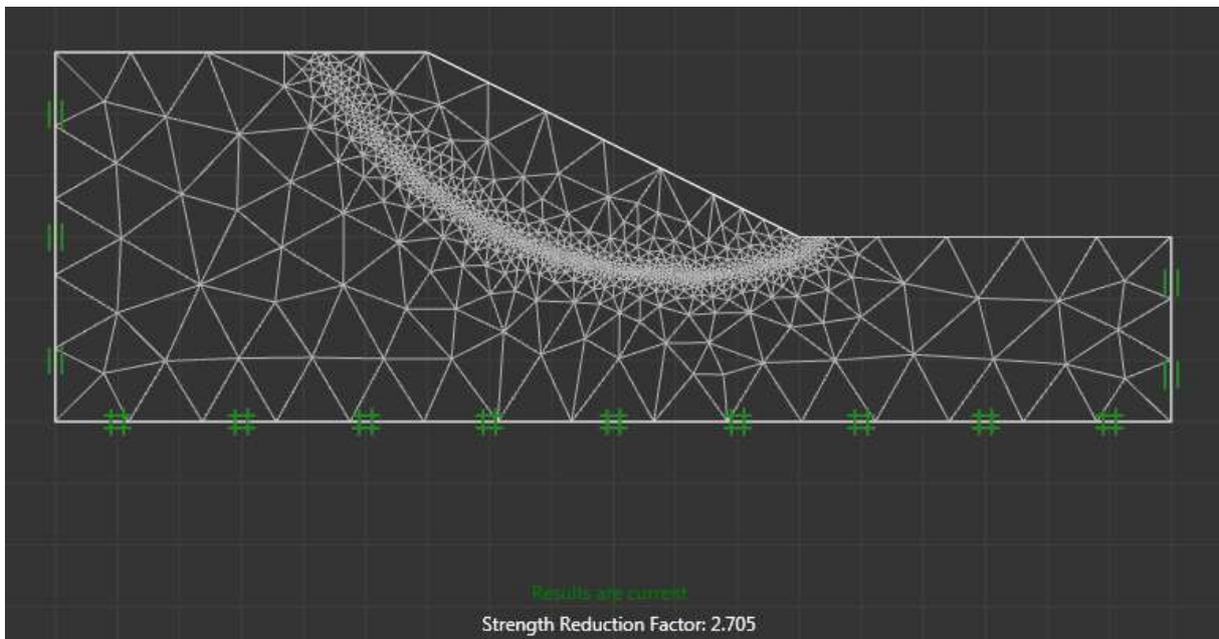


Figure 32 : maillage adaptatif pour la Cohesion C 12/l'angle de frottement $\Phi 20$

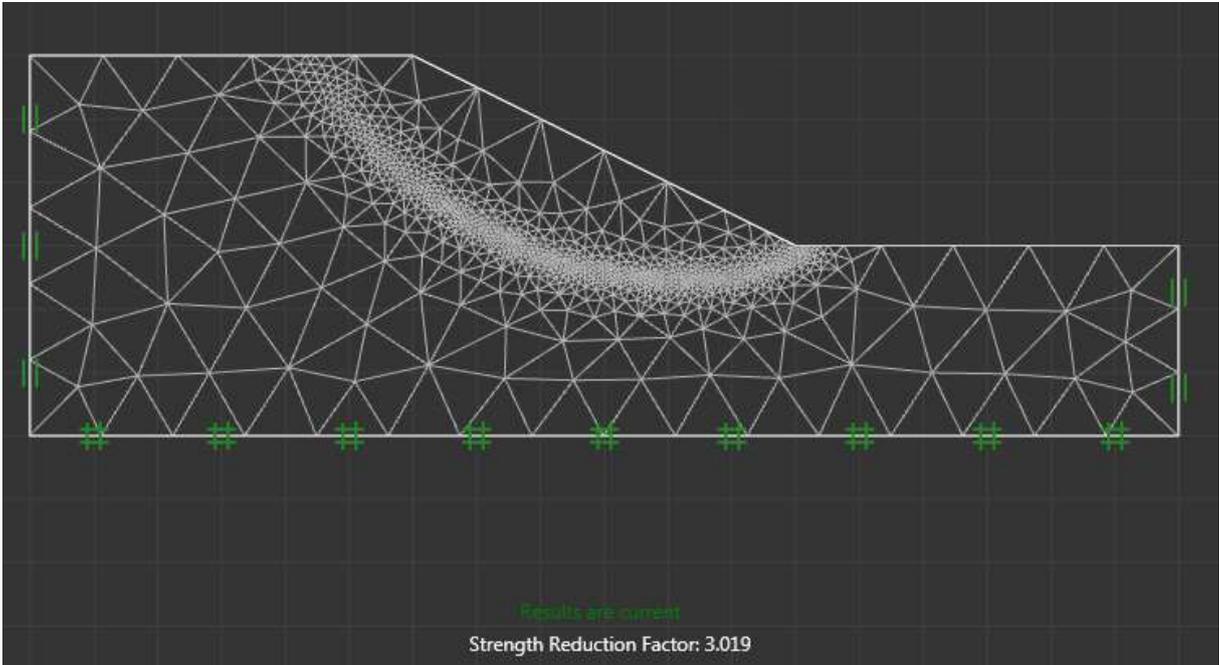


Figure 33 maillage adaptatif pour la cohesion C12 / l'angle de frottement $\Phi 25$

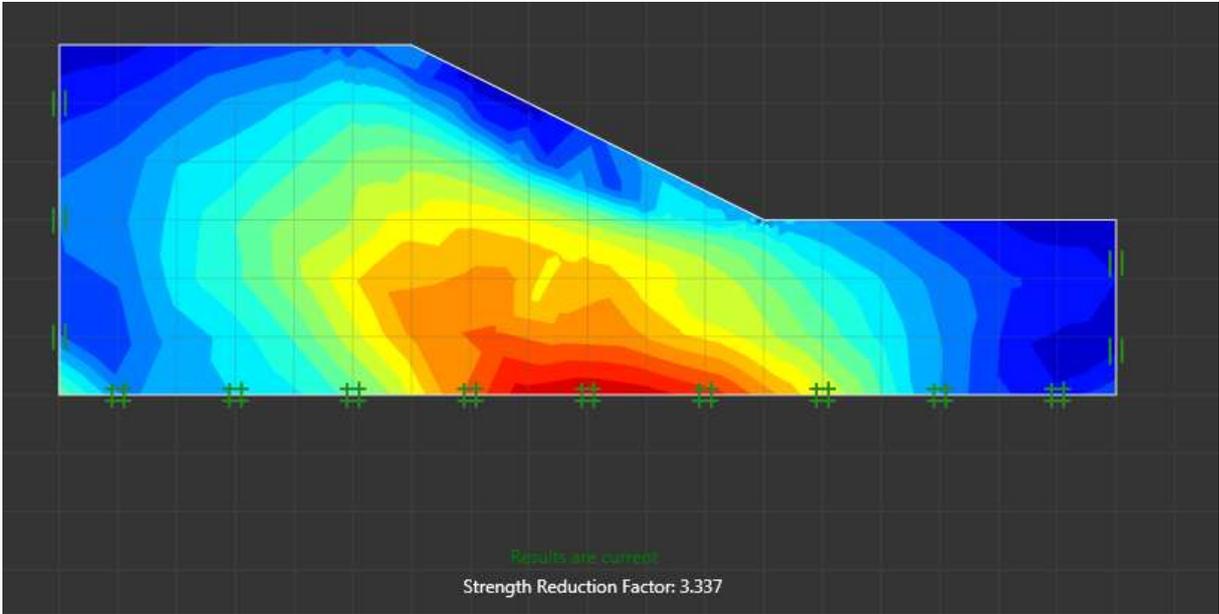


Figure 34 variation de deviateur de contrainte $\sigma_1 - \sigma_3$ cohesion C12 / l'angle de frottement $\Phi 30$

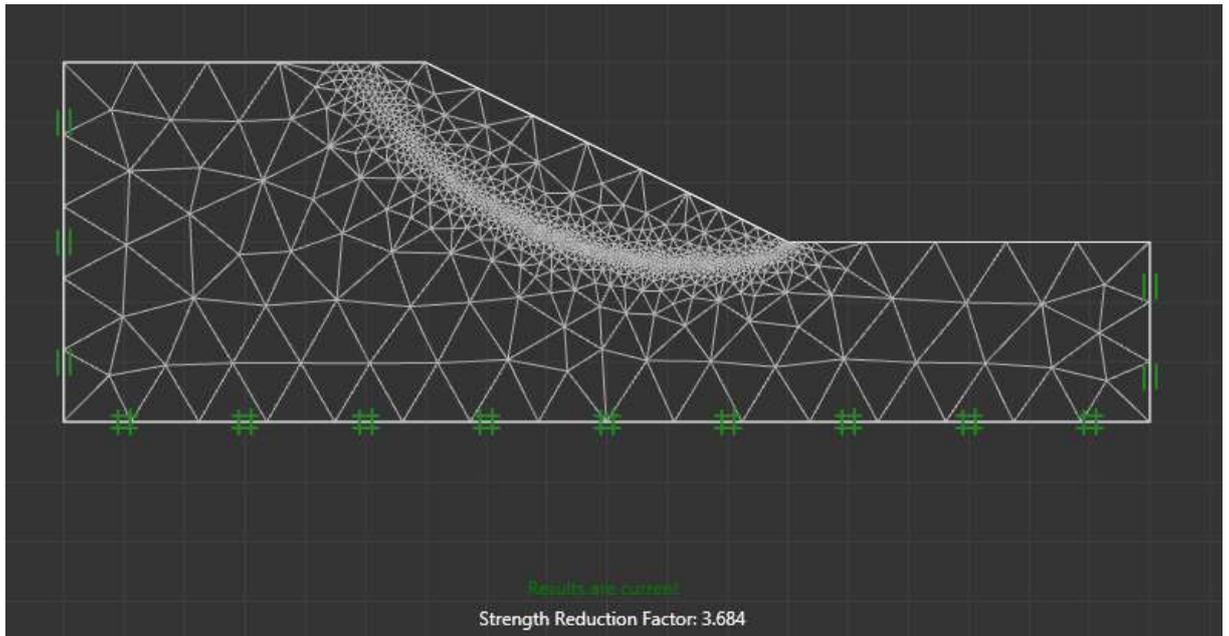


Figure 35 maillage adaptatif pour la cohésion C12 / l'angle de frottement $\Phi 35$

Tableau 5 : F_s en fonction C/Φ

| C12/Φ | F_s |
|------------------------------|-------------------------|
| 20 | 2,705 |
| 25 | 3,02 |
| 30 | 3,34 |
| 35 | 3,68 |

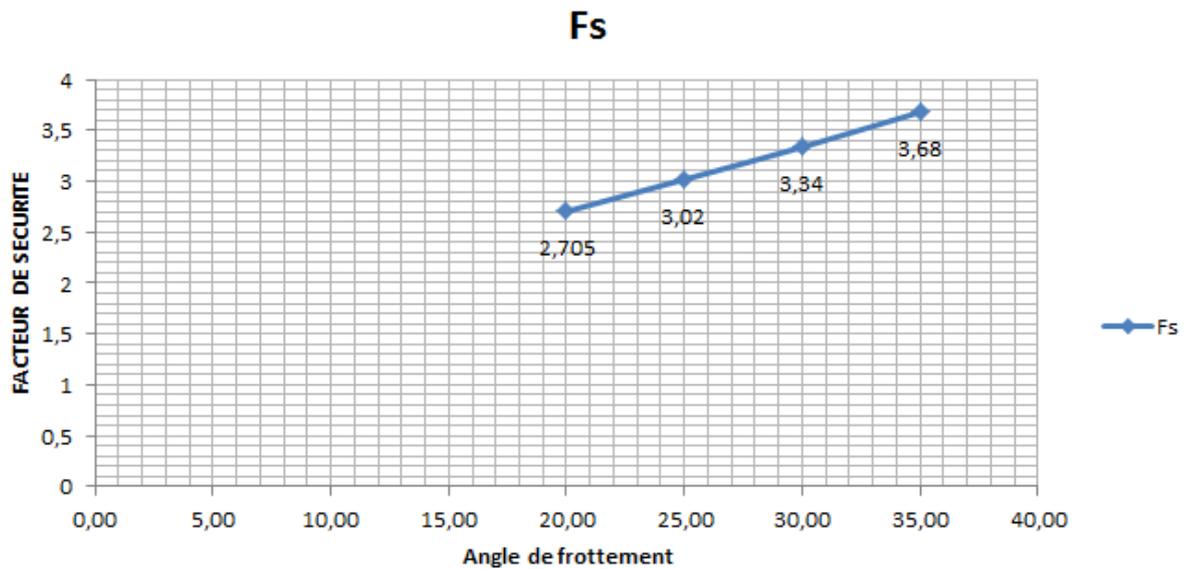


Figure 36 l'effet de cohésion et l'angle de frottement sur Fs

4.2.3.1.1 Contexte de l'Étude

Cette étude examine la stabilité d'un talus avec une cohésion non nulle et un angle de frottement variable. Le but est de déterminer le coefficient de sécurité (Fs) pour une cohésion fixée à 12 kPa et des angles de frottement différents.

4.2.3.1.2 Paramètres d'Étude

- **Cohésion (c)** : 12 kPa.
- **Angles de frottement interne (ϕ)** : 20°, 25°, 30°, 35°.

4.2.3.1.3 Méthodologie

Le modèle numérique utilise un maillage aux éléments finis pour simuler la pente et évaluer les zones de déformation et les facteurs de sécurité pour chaque combinaison de cohésion et d'angle de frottement.

4.2.3.1.4 Résultats et Interprétations

1. **Cohésion = 12 kPa et Angle de frottement = 20°** :
 - **Figure 32** : Montre la distribution des contraintes avec une cohésion de 12 kPa et un angle de frottement de 20°. La pente présente une zone de déformation étendue, indiquant une stabilité modérée.
 - **Facteur de sécurité (Fs)** : 2,705

2. **Cohésion = 12 kPa et Angle de frottement = 25° :**

- **Figure 33 :** L'augmentation de l'angle de frottement à 25° réduit la zone de déformation. La stabilité de la pente est améliorée, ce qui est visible par la réduction des zones de haute déformation.
- **Facteur de sécurité (Fs) :** 3,019

3. **Cohésion = 12 kPa et Angle de frottement = 30° :**

- **Figure 34 :** À 30°, la zone de déformation continue de diminuer. La pente montre une meilleure stabilité par rapport aux conditions précédentes.
- **Facteur de sécurité (Fs) :** 3,337

4. **Cohésion = 12 kPa et Angle de frottement = 35° :**

- **Figure 35 :** Pour un angle de 35°, la zone de déformation est considérablement réduite. La pente est beaucoup plus stable avec une haute valeur de facteur de sécurité.
- **Facteur de sécurité (Fs) :** 3,684

Tableau de Résultats

Le tableau 5 et la figure 36 résument les résultats obtenus pour la cohésion de 12 kPa et différents angles de frottement. Le facteur de sécurité (Fs) augmente de manière significative avec l'augmentation de l'angle de frottement.

4.2.3.1.5 Discussion

Les résultats montrent que l'augmentation de l'angle de frottement interne, en combinaison avec une cohésion non nulle, améliore significativement la stabilité du talus. Un faible angle de frottement de 20° donne un facteur de sécurité modéré, mais avec l'augmentation de l'angle de frottement, la stabilité s'améliore de manière marquée.

4.2.3.2 .2ème cas le cohésion égale 16 et l'angle de frottement variable :

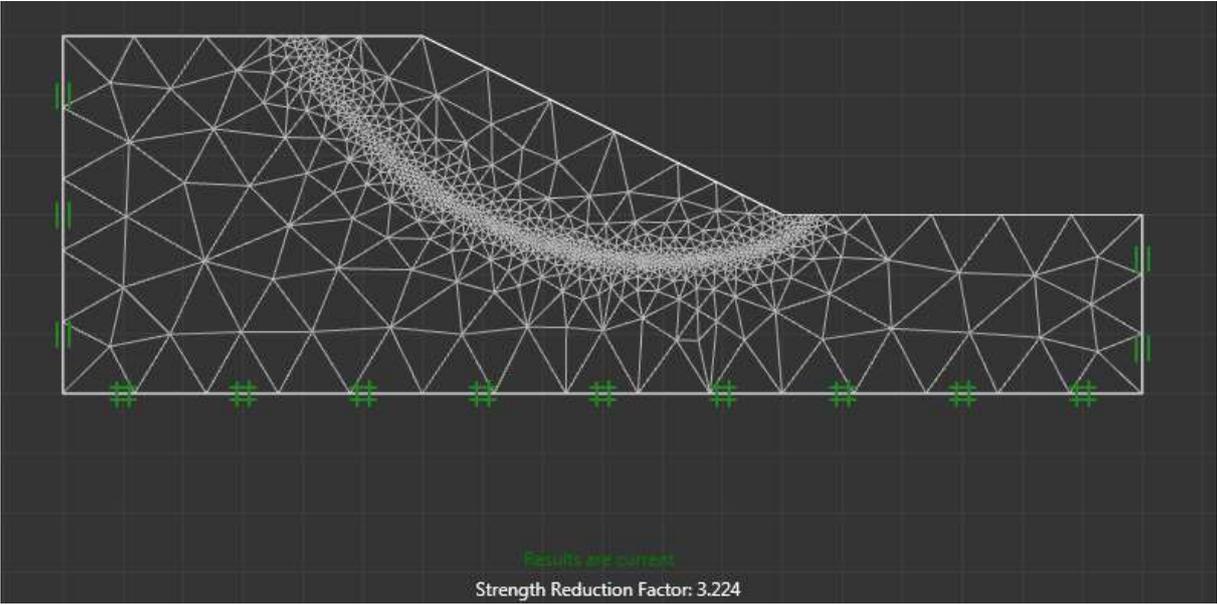


Figure 37 maillage adaptatif pour la cohésion C16 / l'angle de frottement Φ20

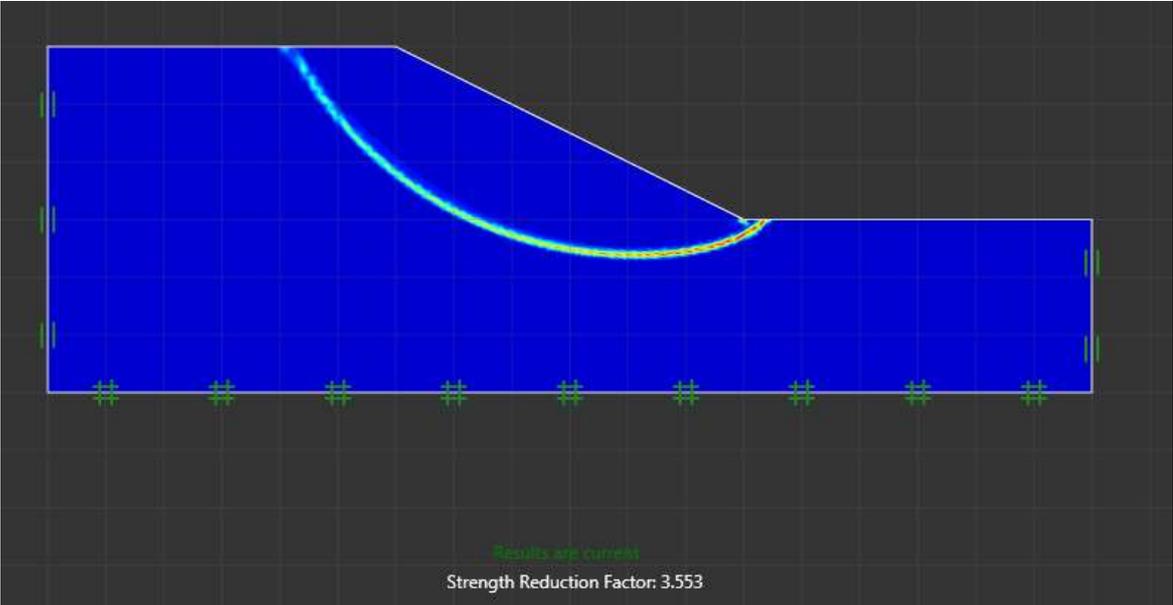


Figure 38 Déformation au cisaillement pour la cohésion C16 / angle de frottement Φ25

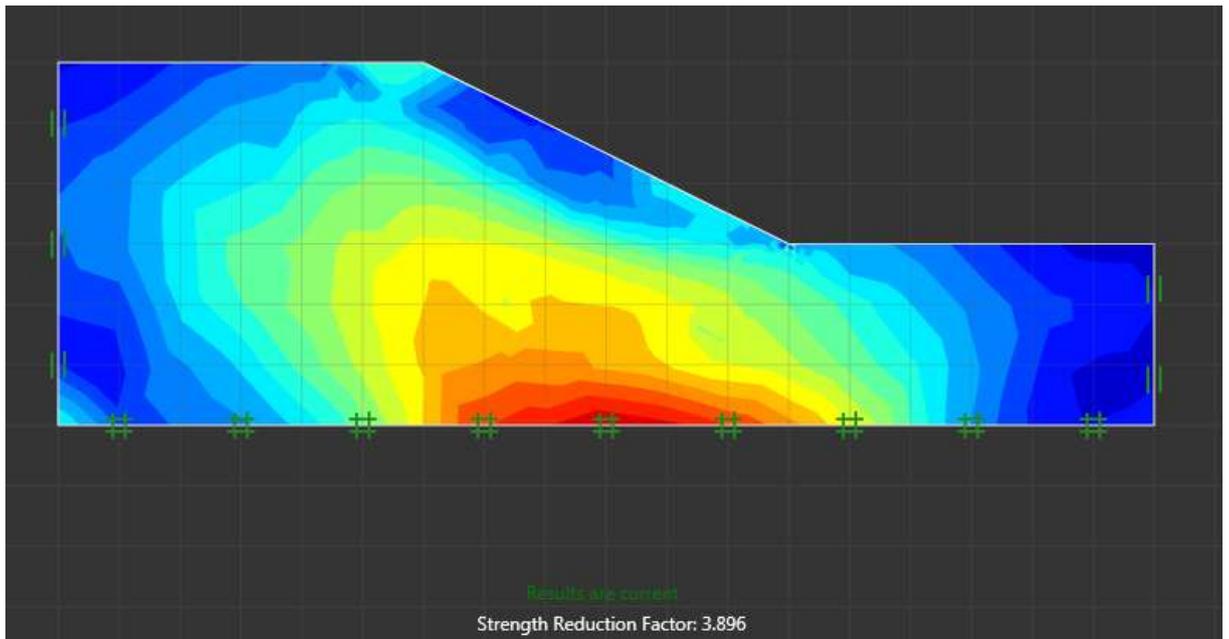


Figure 39 variation de deviateur de contrainte $\sigma_1 - \sigma_3$ cohésion C16 / angle de frottement $\Phi 30$

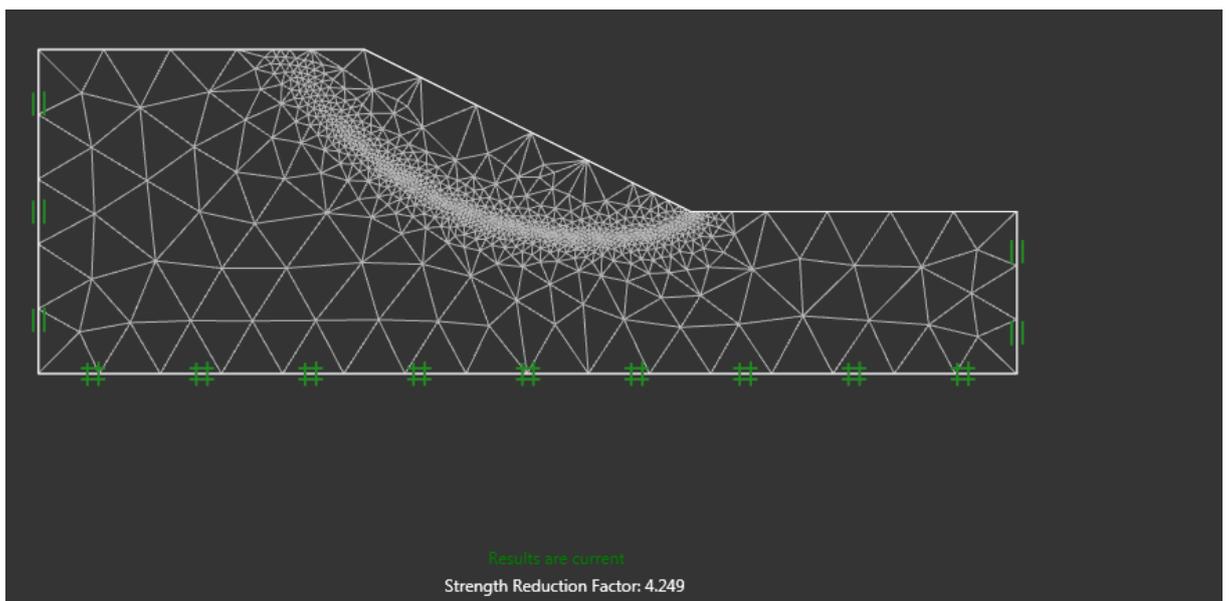


Figure 40 maillage adaptatif pour la cohésion C16 / angle de frottement $\Phi 35$

Tableau 6 F_s en fonction C/Φ

| $C16/\Phi$ | F_s |
|------------|-------|
| 20 | 3,22 |
| 25 | 3,55 |
| 30 | 3,89 |
| 35 | 4,24 |

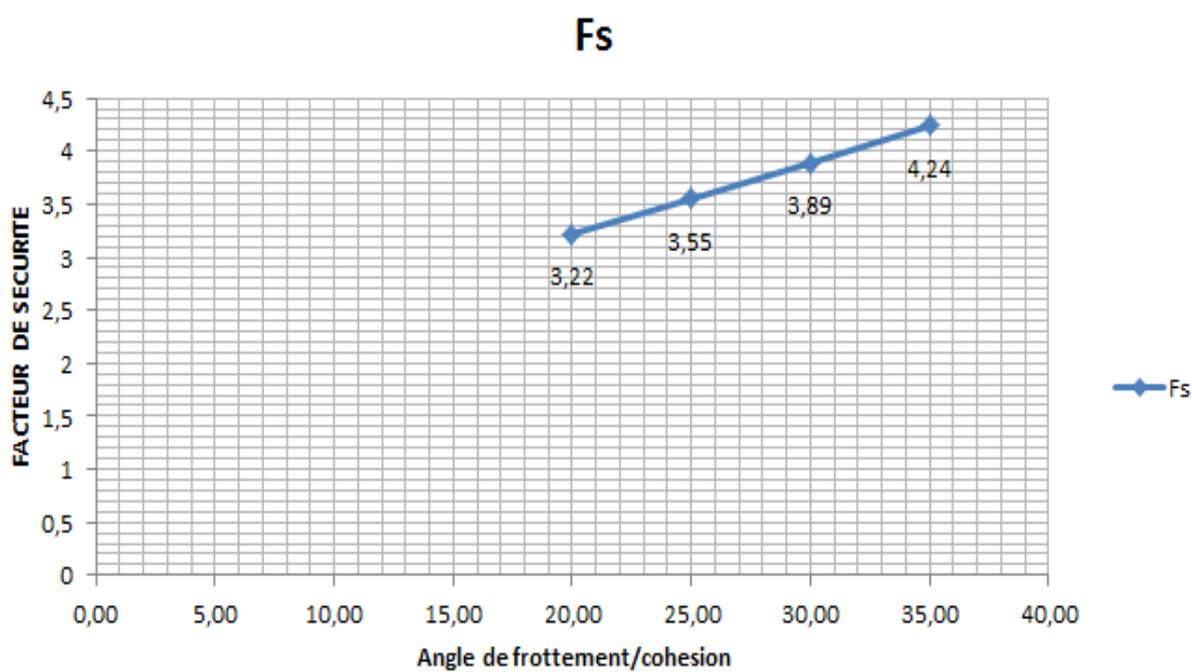


Figure 41 l'effet de cohésion et l'angle de frottement sur F_s

4.2.3.2.1 Contexte de l'Étude

Cette étude examine la stabilité d'un talus avec une cohésion de 16 kPa et un angle de frottement variable. Le but est de déterminer le coefficient de sécurité (Fs) pour différents angles de frottement.

4.2.3.2.2 Paramètres d'Étude

- **Cohésion (c)** : 16 kPa.
- **Angles de frottement interne (ϕ)** : 20°, 25°, 30°, 35°.

4.2.3.2.3 Méthodologie

Le modèle numérique utilise un maillage aux éléments finis pour simuler la pente et évaluer les zones de déformation et les facteurs de sécurité pour chaque combinaison de cohésion et d'angle de frottement.

4.2.3.2.4 Résultats et Interprétations

1. **Cohésion = 16 kPa et Angle de frottement = 20° :**
 - **Figure 37** : Montre la distribution des contraintes avec une cohésion de 16 kPa et un angle de frottement de 20°. La pente présente une zone de déformation notable, indiquant une stabilité améliorée mais encore limitée.
 - **Facteur de sécurité (Fs)** : 3,224
2. **Cohésion = 16 kPa et Angle de frottement = 25° :**
 - **Figure 38** : L'augmentation de l'angle de frottement à 25° réduit la zone de déformation. La stabilité de la pente est améliorée, ce qui est visible par la diminution des zones de haute déformation.
 - **Facteur de sécurité (Fs)** : 3,553
3. **Cohésion = 16 kPa et Angle de frottement = 30° :**
 - **Figure 39** : À 30°, la zone de déformation continue de diminuer. La pente montre une meilleure stabilité comparée aux conditions précédentes.
 - **Facteur de sécurité (Fs)** : 3,896
4. **Cohésion = 16 kPa et Angle de frottement = 35° :**

- **Figure 40** : Pour un angle de 35° , la zone de déformation est considérablement réduite. La pente est beaucoup plus stable avec une haute valeur de facteur de sécurité.
- **Facteur de sécurité (Fs)** : 4,249

Tableau de Résultats

Le tableau 06 et la figure 41 résument les résultats obtenus pour la cohésion de 16 kPa et différents angles de frottement. Le facteur de sécurité (Fs) augmente de manière significative avec l'augmentation de l'angle de frottement.

4.2.3.2.5 Discussion

Les résultats montrent que l'augmentation de l'angle de frottement interne, en combinaison avec une cohésion de 16 kPa, améliore significativement la stabilité du talus. Un faible angle de frottement de 20° donne un facteur de sécurité modéré, mais avec l'augmentation de l'angle de

4.2.3.3 3ème cas la cohésion égale 20 et l'angle de frottement variable :

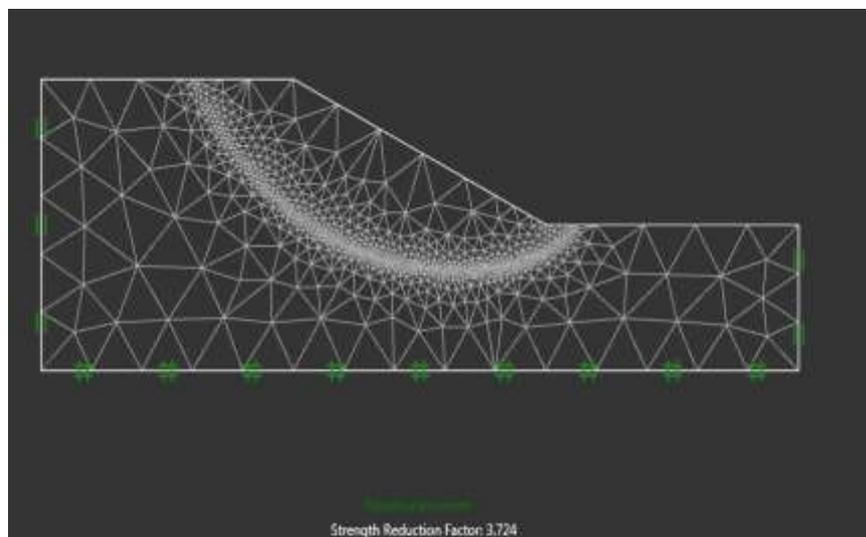


Figure 42 maillage adaptatif pour la cohésion C20 angle de frottement $\Phi 20$

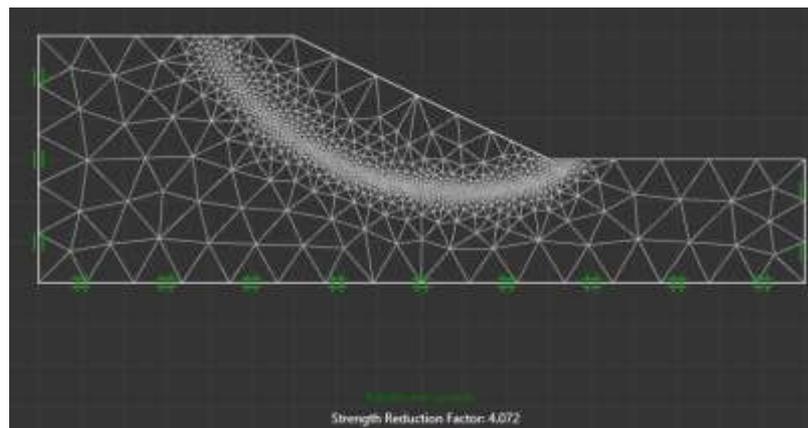


Figure 43 maillage adaptatif pour la cohésion C20 angle de frottement $\Phi 25$

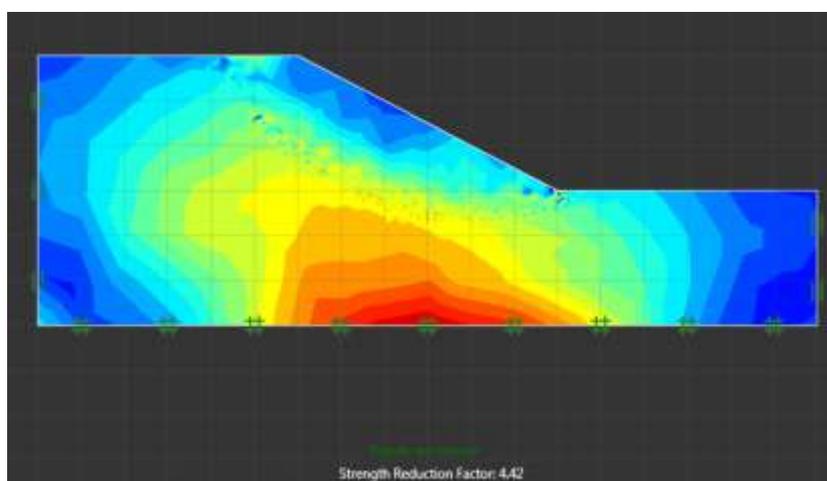


Figure 44 variation de deviateur de contrainte $\sigma 1 - \sigma 3$ cohésion C20 angle de frottement $\Phi 30$

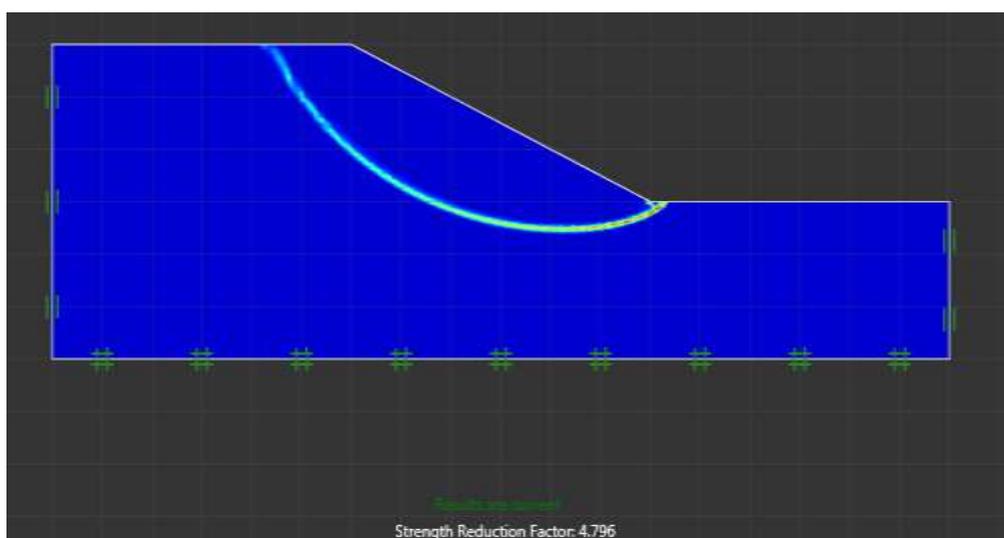


Figure 45 Déformation au cisaillement pour la cohésion C20 angle de frottement $\Phi 35$

Tableau 7 F_s en fonction C/Φ

| $C20/\Phi$ | F_s |
|------------|-------|
| 20 | 3,72 |
| 25 | 4,07 |
| 30 | 4,42 |
| 35 | 4,79 |

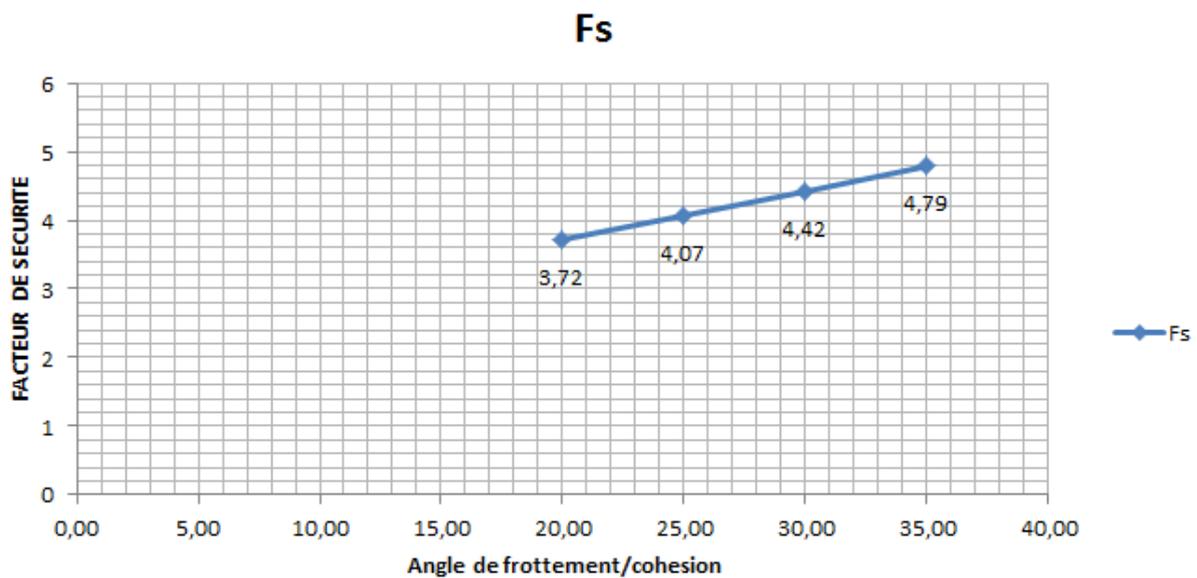


Figure 46 l'effet de cohésion et l'angle de frottement sur F_s

4.2.3.3.1 Contexte de l'Étude

Cette étude examine la stabilité d'un talus avec une cohésion de 20 kPa et un angle de frottement variable. Le but est de déterminer le coefficient de sécurité (F_s) pour différents angles de frottement.

4.2.3.3.2 Paramètres d'Étude

Cohésion (c) : 20 kPa.

Angles de frottement interne (φ) : 20°, 25°, 30°, 35°.

4.2.3.3.3 Méthodologie

Le modèle numérique utilise un maillage aux éléments finis pour simuler la pente et évaluer les zones de déformation et les facteurs de sécurité pour chaque combinaison de cohésion et d'angle de frottement.

4.2.3.3.4 Résultats et Interprétations

1. Cohésion = 20 kPa et Angle de frottement = 20° :

- **Figure 42** : Montre la distribution des contraintes avec une cohésion de 20 kPa et un angle de frottement de 20°. La pente présente une zone de déformation notable, indiquant une stabilité améliorée mais encore limitée.
- **Facteur de sécurité (Fs)** : 3,72

2. Cohésion = 20 kPa et Angle de frottement = 25° :

- **Figure 43** : L'augmentation de l'angle de frottement à 25° réduit la zone de déformation. La stabilité de la pente est améliorée, ce qui est visible par la diminution des zones de haute déformation.
- **Facteur de sécurité (Fs)** : 4,07

3. Cohésion = 20 kPa et Angle de frottement = 30° :

- **Figure 44** : À 30°, la zone de déformation continue de diminuer. La pente montre une meilleure stabilité comparée aux conditions précédentes.
- **Facteur de sécurité (Fs)**: 4,42

4. Cohésion = 20 kPa et Angle de frottement = 35° :

- **Figure 45** : Pour un angle de 35°, la zone de déformation est considérablement réduite. La pente est beaucoup plus stable avec une haute valeur de facteur de sécurité.
- **Facteur de sécurité (Fs)**: 4,79

Tableau de Résultats

Le tableau 07 et la figure 46 résument les résultats obtenus pour la cohésion de 20 kPa et différents angles de frottement. Le facteur de sécurité (Fs) augmente de manière significative avec l'augmentation de l'angle de frottement.

4.2.3.3.5 Discussion

Les résultats montrent que l'augmentation de l'angle de frottement interne, en combinaison avec une cohésion de 20 kPa, améliore significativement la stabilité du talus. Un faible angle de frottement de 20° donne un facteur de sécurité modéré, mais avec l'augmentation de l'angle de frottement, la stabilité s'améliore de manière marquée.

4.2.3.4 4ème cas le cohésion égale 24 et l'angle de frottement variable :

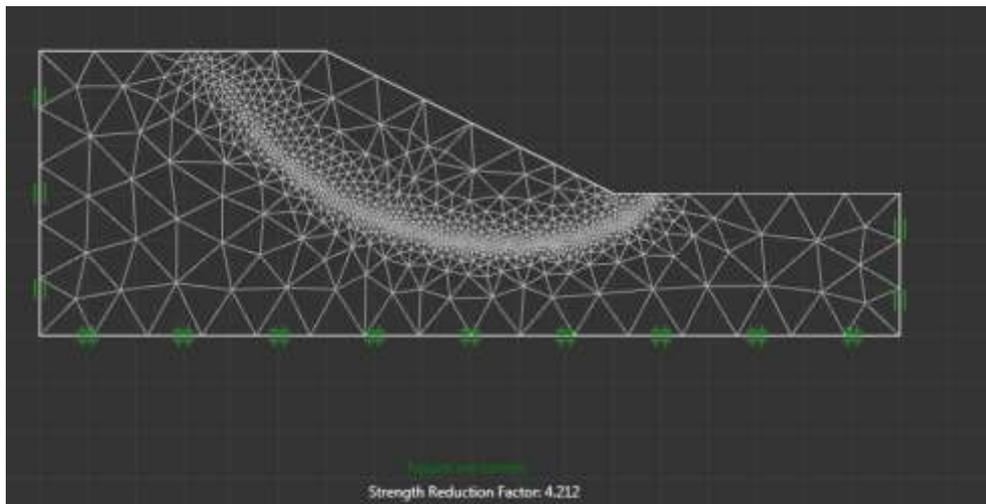


Figure 47 maillage adaptatif pour la cohésion égale C24 et l'angle de frottement $\Phi 20$

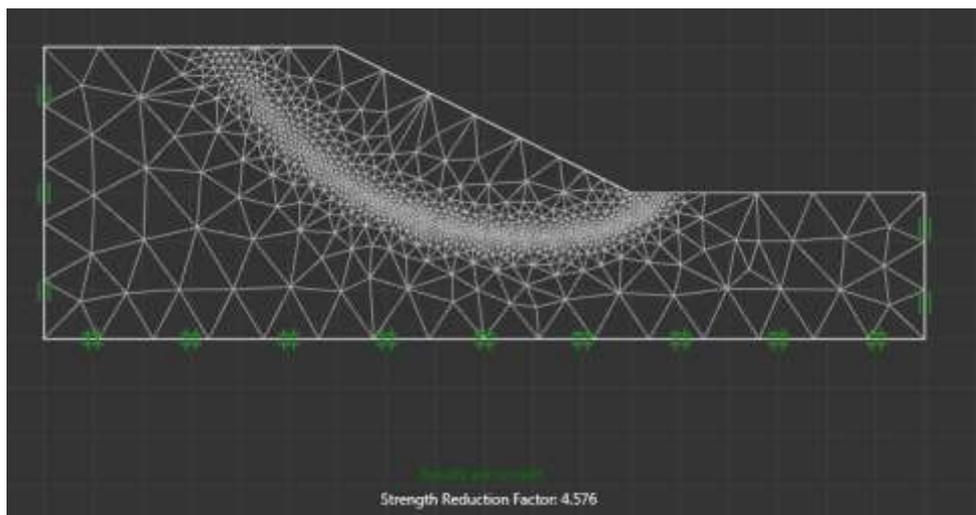


Figure 48 maillage adaptatif pour la cohésion égale C24 et l'angle de frottement $\Phi 25$

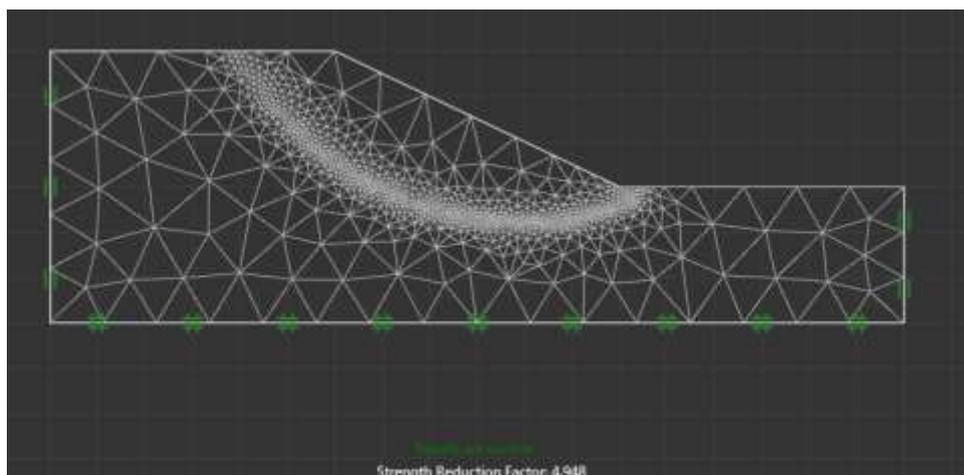


Figure 49 maillage adaptatif pour la cohésion égale C24 angle de frottement Φ 30

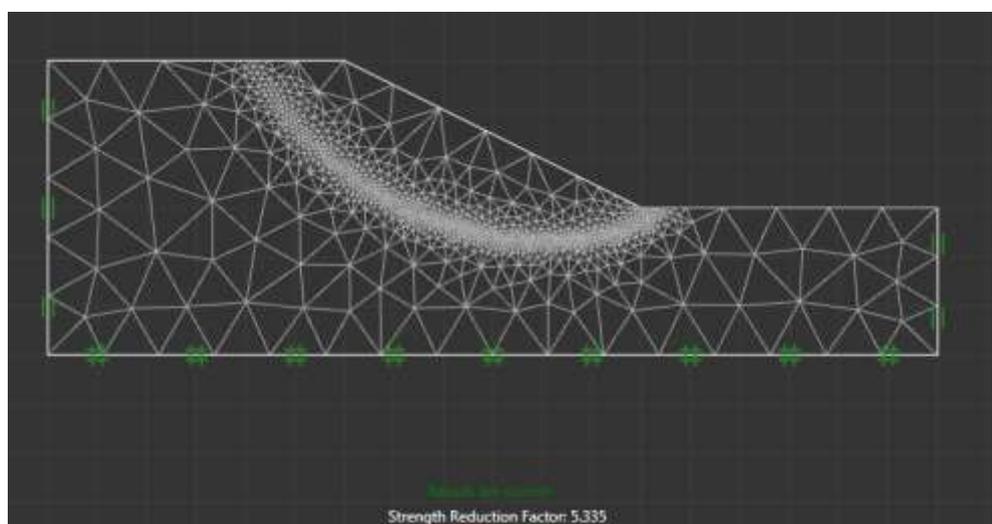


Figure 50 maillage adaptatif pour la cohésion égale C24 angle de frottement Φ 35

Tableau 8 F_s en fonction C/Φ

| C24/Φ | F_s |
|------------------------------|-------------------------|
| 20 | 4,21 |
| 25 | 4,57 |
| 30 | 4,94 |
| 35 | 5,33 |

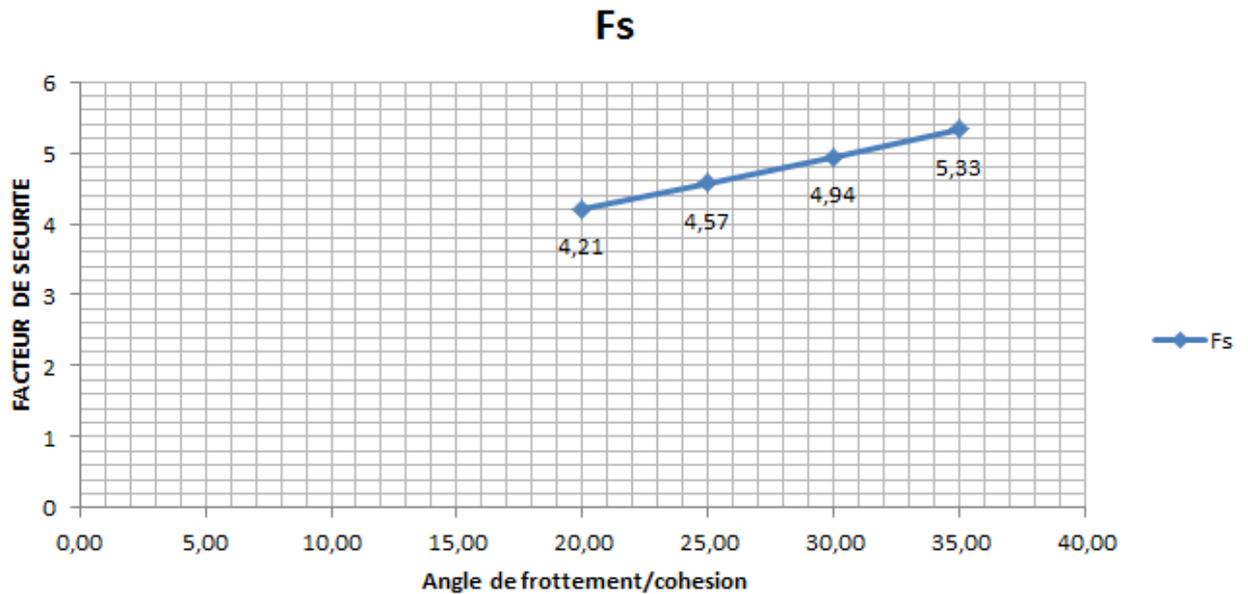


Figure 51 l'effet de cohésion et l'angle de frottement sur Fs

4.2.3.4.1 Contexte de l'Étude

Cette étude examine la stabilité d'un talus avec une cohésion de 24 kPa et un angle de frottement variable. Le but est de déterminer le coefficient de sécurité (Fs) pour différents angles de frottement.

4.2.3.4.2 Paramètres d'Étude

- Cohésion (c) : 24 kPa.
- Angles de frottement interne (φ) : 20°, 25°, 30°, 35°.

4.2.3.4.3 Méthodologie

Le modèle numérique utilise un maillage aux éléments finis pour simuler la pente et évaluer les zones de déformation et les facteurs de sécurité pour chaque combinaison de cohésion et d'angle de frottement.

4.2.3.4.4 Résultats et Interprétations

1. Cohésion = 24 kPa et Angle de frottement = 20° :

- **Figure 47** : Montre la distribution des contraintes avec une cohésion de 24 kPa et un angle de frottement de 20°. La pente présente une zone de déformation significative, indiquant une bonne stabilité.
- **Facteur de sécurité (Fs)** : 4,21

2. Cohésion = 24 kPa et Angle de frottement = 25° :

- **Figure 48** : L'augmentation de l'angle de frottement à 25° réduit la zone de déformation. La stabilité de la pente est améliorée, ce qui est visible par la réduction des zones de haute déformation.
- **Facteur de sécurité (Fs)**: 4,57

3. Cohésion = 24 kPa et Angle de frottement = 30° :

- **Figure 49** : À 30°, la zone de déformation continue de diminuer. La pente montre une meilleure stabilité comparée aux conditions précédentes.
- **Facteur de sécurité (Fs)** : 4,94

4. Cohésion = 24 kPa et Angle de frottement = 35° :

- **Figure 50** : Pour un angle de 35°, la zone de déformation est considérablement réduite. La pente est beaucoup plus stable avec une haute valeur de facteur de sécurité.
- **Facteur de sécurité (Fs)** : 5,33

4.2.3.4.5 Tableau de Résultats

Le tableau 8 et la figure 51 résument les résultats obtenus pour la cohésion de 24 kPa et différents angles de frottement. Le facteur de sécurité (Fs) augmente de manière significative avec l'augmentation de l'angle de frottement.

4.2.3.4.6 Discussion

Les résultats montrent que l'augmentation de l'angle de frottement interne, en combinaison avec une cohésion de 24 kPa, améliore significativement la stabilité du talus. Un faible angle de frottement de 20° donne un facteur de sécurité déjà élevé, mais avec l'augmentation de l'angle de frottement, la stabilité s'améliore encore davantage.

Conclusion:

Cette étude met en évidence l'importance cruciale de la cohésion et de l'angle de frottement interne dans la stabilité des talus. Les résultats montrent que pour des valeurs plus faibles de cohésion, telles que 12 kPa, la pente présente un risque élevé de glissement. Cependant, une augmentation de la cohésion à des niveaux plus élevés, comme 24 kPa, offre une sécurité nettement supérieure, ce qui se traduit par une augmentation significative du facteur de sécurité (Fs).

L'angle de frottement interne joue également un rôle déterminant. Les talus avec des angles de frottement plus faibles sont plus susceptibles de glisser. En augmentant l'angle de frottement interne, la stabilité des talus s'améliore considérablement, même pour des sols non cohérents. Pour chaque niveau de cohésion étudié (12 kPa, 16 kPa, 20 kPa, 24 kPa), l'augmentation de l'angle de frottement interne de 20° à 35° a considérablement amélioré le facteur de sécurité, assurant ainsi une meilleure stabilité du talus. Par exemple, pour une cohésion de 24 kPa, le facteur de sécurité passe de 4,21 à 5,33 lorsque l'angle de frottement interne augmente de 20° à 35°.

Ces observations montrent que l'ajustement des propriétés du sol, notamment la cohésion et l'angle de frottement interne, est essentiel pour assurer la stabilité des talus et prévenir les glissements de terrain. Ces résultats peuvent guider les ingénieurs dans l'évaluation des risques et la conception de mesures de stabilisation pour les pentes naturelles et artificielles.

CONCLUSION GNENERALE

Ce mémoire, a été commencé par une approche bibliographique sur les Mouvements de terrain, pour aboutir à une recherche sur les différents types de glissements de terrain.

On a exposé dans ce mémoire plusieurs méthodes de calcul des glissements de Terrain.

On a étudié un modelé de la stabilité d'une pente simple (sans renforcement) ce modelé a déjà lancée par thèse de doctorat de Dr khawla Boudiaf qui a fait l'analyse numérique et probabiliste de la stabilité des talus renforcées par géo synthétique. Le logiciel utilisé pour cette étude est optumG2 dans cette partie consiste à étudier **l'importance de la Cohésion** : La cohésion du sol est un paramètre critique influençant la stabilité des talus. Une faible cohésion augmente considérablement le risque de glissement, tandis qu'une cohésion plus élevée améliore la stabilité. Par exemple, une cohésion de 12 kPa présente des risques élevés de glissement, tandis qu'une cohésion de 24 kPa offre une stabilité nettement supérieure avec des facteurs de sécurité élevés.

Rôle de l'Angle de Frottement Interne : L'angle de frottement interne du sol est un autre facteur déterminant dans la stabilité des talus. Les talus avec des angles de frottement plus faibles sont plus susceptibles de glisser. Cependant, en augmentant l'angle de frottement interne, la stabilité s'améliore significativement. Pour chaque niveau de cohésion étudié, une augmentation de l'angle de frottement interne de 20° à 35° conduit à une amélioration notable du facteur de sécurité.

Effet Combiné de la Cohésion et de l'Angle de Frottement : L'effet combiné de la cohésion et de l'angle de frottement interne est crucial pour la stabilité des talus. Une augmentation conjointe de ces paramètres assure une stabilité optimale. Par exemple, pour une cohésion de 24 kPa, l'augmentation de l'angle de frottement interne de 20° à 35° améliore

le facteur de sécurité de 4,21 à 5,33. Ces résultats montrent que l'ajustement des propriétés du sol est essentiel pour garantir la stabilité des talus.

Utilisation de la Modélisation Numérique : La modélisation numérique permet une analyse précise et détaillée des comportements des talus sous différentes conditions. Elle offre un outil puissant pour simuler divers scénarios et évaluer l'efficacité des mesures de stabilisation proposées. Grâce à cette approche, les ingénieurs peuvent anticiper les risques de glissement et concevoir des solutions adaptées pour prévenir ces phénomènes.

La modélisation numérique des glissements de terrain est un outil indispensable pour évaluer et améliorer la stabilité des talus. Elle permet de comprendre l'impact des paramètres géotechniques clés, tels que la cohésion et l'angle de frottement interne, sur le comportement des pentes. Les résultats de cette étude montrent que l'ajustement de ces propriétés du sol peut considérablement améliorer la stabilité des talus et prévenir les glissements de terrain. Les ingénieurs doivent intégrer ces connaissances dans leurs évaluations des risques et dans la conception de mesures de stabilisation appropriées pour garantir la sécurité des infrastructures et des communautés situées à proximité des pentes.

Pour améliorer la stabilité des talus et prévenir les glissements de terrain, d'après les résultats obtenus, on propose plusieurs solutions innovantes et futuristes peuvent être envisagées. Ces solutions intègrent des avancées technologiques et des approches de pointe en ingénierie géotechnique et en modélisation numérique Par exemple :

Utilisation de Matériaux Renforcés et Géosynthétiques :

- **Géogrilles et Géotextiles :** Intégrer des géogrilles et des géotextiles dans la conception des talus pour renforcer le sol et améliorer sa stabilité. Ces matériaux augmentent la résistance à la traction et réduisent les déplacements horizontaux du sol.
- **Fibres Synthétiques :** Incorporer des fibres synthétiques dans le sol pour augmenter sa cohésion et sa résistance au cisaillement, améliorant ainsi la stabilité globale des pentes.

Technologies de Surveillance et de Détection Précoce :

- **Capteurs Intelligents :** Déployer des réseaux de capteurs intelligents pour surveiller en temps réel les déformations et les mouvements des pentes.

Ces capteurs peuvent détecter les premiers signes de glissement et alerter les autorités pour des interventions rapides.

- **Drones et Imagerie 3D** : Utiliser des drones équipés de capteurs lidar et de caméras haute résolution pour effectuer des relevés topographiques détaillés et créer des modèles 3D des talus. Ces données permettent de suivre l'évolution des pentes et de détecter les changements potentiellement dangereux.

Modélisation Numérique Avancée :

- **Intelligence Artificielle et Apprentissage Automatique** : Intégrer l'intelligence artificielle et l'apprentissage automatique dans les logiciels de modélisation pour améliorer la précision des prédictions de stabilité. Ces technologies peuvent analyser de grandes quantités de données géotechniques et identifier des modèles de comportement complexes.
- **Modélisation Multi-Physique** : Utiliser des modèles numériques multi-physiques qui intègrent des paramètres hydrauliques, thermiques et mécaniques pour simuler les interactions complexes dans le sol et prévoir plus précisément les risques de glissement.

Solutions de Gestion des Eaux :

- **Systèmes de Drainage Avancés** : Concevoir et installer des systèmes de drainage efficaces pour contrôler l'infiltration d'eau dans les talus. Des drains verticaux et horizontaux peuvent être utilisés pour réduire la pression interstitielle et améliorer la stabilité.
- **Revêtements Perméables** : Utiliser des revêtements perméables pour recouvrir les talus et faciliter l'écoulement de l'eau de surface, réduisant ainsi l'accumulation d'eau et les risques de saturation du sol.

Approches Écologiques et Durables :

- **Végétation et Bioingénierie** : Planter des espèces végétales à enracinement profond pour stabiliser les pentes naturellement. Les racines renforcent le sol et réduisent l'érosion, tout en améliorant la biodiversité.
- **Mur de Soutènement Vert** : Construire des murs de soutènement en utilisant des matériaux recyclés et des techniques de bioingénierie. Ces

murs sont à la fois structuraux et écologiques, offrant une stabilité tout en intégrant des éléments naturels.

L'avenir de la modélisation numérique des glissements de terrain et de la stabilité des talus repose sur l'intégration de technologies avancées, de matériaux innovants et d'approches durables. En combinant ces solutions futuristes, les ingénieurs peuvent améliorer la résilience des infrastructures face aux risques de glissement de terrain et garantir la sécurité des communautés. Ces efforts doivent être soutenus par une recherche continue et une adoption proactive des nouvelles technologies pour répondre aux défis géotechniques complexes du futur

La stabilité des talus est fortement influencée par les propriétés mécaniques du sol, notamment la cohésion et l'angle de frottement interne. Les études montrent que l'augmentation de ces paramètres améliore significativement la stabilité des pentes. Par conséquent, l'ajustement des propriétés du sol, à travers l'utilisation de matériaux renforcés et de techniques de bioingénierie, est essentiel pour prévenir les glissements de terrain et garantir la sécurité des infrastructures situées sur ou à proximité des pentes. Les glissements de terrain constituent un défi complexe qui nécessite une approche intégrée et proactive pour la prévention et la gestion des risques. Les propriétés mécaniques du sol, les changements climatiques, les innovations technologiques et les politiques de gestion des risques sont autant de facteurs à considérer pour améliorer la stabilité des talus. En adoptant une approche multidisciplinaire et en utilisant des technologies avancées, il est possible de concevoir des solutions efficaces et durables pour prévenir les glissements de terrain et protéger les infrastructures et les populations.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

1. George, P. (2020). Stabilité des pentes. techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/archives-th12/archives-mecanique-des-sols-et-geotechnique-tiach/archive-1/stabilite-des-pentes-
2. Khadidja, B. (2014). Étude d'un glissement de terrain survenu sur la RN60 au PK 77+000 à Kser El Boukhari. Mémoire de Master en Génie Civil.
3. Clément, D., Julien, L. H., & Hélène, H. (2017). Les glissements de terrain, modélisation et prévision. École normale Paris-Saclay.
4. Ressources Naturelles Canada. (2017). Glissements de terrain. Récupéré de <https://ressources-naturelles.canada.ca/le-bureau-de-la-scientifique-principale/science-et-recherche/dangers-naturels/glissements-de-terrain/10672>
5. Université d'Annaba. (2022). Cours N°8 L'érosion par glissement de terrain. Récupéré de :
https://elearning-facsct.univ-annaba.dz/pluginfile.php/5279/mod_resource/content/0/COURS%20N8%201%C3%A9rosion%20par%20glissement%20de%20terrain%20.pdf
6. Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie. (2006). Dossier départemental sur les risques majeurs dans les Bouches-du-Rhône. Récupéré de <https://www.ecologie.gouv.fr/sites/> <https://www.bouches-du-rhone.gouv.fr/>
7. Préfecture du Territoire de Belfort. (2022.). Affaissement et effondrement. Récupéré de
https://www.territoire-de-belfort.gouv.fr/contenu/telechargement/20381/152121/file/A4_ficheALEA_1_Affaissement_v2.pdf
8. Hungr, O., Leroueil, S., & Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11(2), 167-194.
9. Cruden, D. M., & Varnes, D. J. (1996). Landslide types and processes. In *Landslides: Investigation and mitigation (Special Report 247)* (pp. 36-75). Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
10. Glade, T., Anderson, M., & Crozier, M. J. (2005). Landslide hazard and risk: Issues, concepts, and approach. In *Landslide risk management* (pp. 1-40).
11. Corominas, J. (1996). The angle of reach as a mobility index for small and large landslides. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(2), 260-271.
12. Petley, D. (2012). Global patterns of loss of life from landslides. *Geology*, 40(10), 927-930.

13. Dai, F. C., Lee, C. F., & Ngai, Y. Y. (2002). Landslide risk assessment and management: An overview. *Engineering Geology*, 64(1), 65-87.
14. Chandler, R. J., & Van Asch, T. W. (1998). Slope instability and hazardous situations in relation to engineering activities in mountainous regions. *Geomorphology*, 26(1-3), 65-108.
15. Bendadouche, H., & Lazizi, S. (2013). Glissement de terrain et confortement. Pages Bleues.
16. Philipponnat, G. (1998). Fondations et ouvrages en terre. Paris: Éditions Eyrolles.
17. Habib, P. (1997). Génie Géotechnique - Application de la mécanique des sols et des roches. Paris: Éditions Ellipses.
18. Costet, G., & Sanglerat, G. (n.d.). Cours pratique de mécanique des sols, Tome 1 - Plasticité et calcul des tassements. Paris: Éditions Dunod.
19. Achir, F., & Medjoudj, M. (2017). Étude géotechnique d'un tronçon de la pénétrante autoroutière reliant le Port de Bejaia à l'Autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif de PK35+000 au PK36+800. Mémoire de Master, Université A. Mira-Bejaia.
20. Benissa, A. E. (2003). Glissement de terrain, calcul en stabilité. Édition OPU.
21. Dysli, M., & Vaisy, J. (1969). Bulletin technique de la Suisse romande.
22. Faure, R. (1985). Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations.
23. OPTUMG2 (2018). Optum computational engineering. Geotechnical analysis software, Academic version 2018.07.28. K. Krabbenhoft, ed. Copenhagen, Denmark. Available from: www.optumce.com.

