



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structures

THEME

ETUDE NUMERIQUE DE L'EFFET
DES PARAMETRES DE CISAILLEMENT
SUR LE COMPORTEMENT D'UNE PENTE

(Application au cas du talus aménagé d'Oued Zenati à Guelma)

Présenté par : Hicham MELOUKI

Dirigé par :

Mr. KHEMISSA Mohamed, Professeur, Encadreur

Mr. SEDDIKI Ahmed, M.A.A., Co-Encadreur

Promotion : 2015/2016.

Remerciements

Je remercie tout d'abord le bon dieu qui m'a aidé de terminer ce travail « الحمد لله ».

Je tiens à remercier mon encadreur **Professeur KHEMISSA Mohammed** pour m'avoir proposé un sujet intéressant et pour la confiance qu'il m'a accordée. Il m'a dirigé tout au long de cette étude et m'a donné les grands axes de recherche. Je le remercie aussi pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Je tiens aussi à remercier vivement et sincèrement mon enseignant Co-encadreur **Mr. SEDDIKI Ahmed** qui m'a aidé et qui m'a appris et m'a pris vers l'âme de la science.

Mes remerciements vont ensuite aux membres de jury : pour avoir accepté de présider le jury de mon mémoire et qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'être mes examinateurs. Leurs idées me seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche.

Je remercie également Monsieur **Dr.Mahamedi Abdelkrim** pour son soutien et son bienveillance tout au long du maitre.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements ainsi que ma grande gratitude reconnaissance envers tous mes enseignants du « Département de Génie civil » à l'université de M'sila.

Je souhaite également remercier mes collègues et amis avec qui j'ai passé des bons moments.

Je tiens à remercier enfin toute ma famille surtout Mon Père, Ma Mère, et tous ceux qui par leur compétence, leur amitié, leur soutien, leurs encouragements ou tout simplement leur présence ont contribué à la réalisation de ce travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

Enfin, je ne peux pas terminer ces remerciements sans une pensée à **Dr. "Melouki Azzedine"**, l'enseignant de Chimie.

Dédicaces

Merci à dieu seul, la prière et le salut sur notre prophète

Mohammed

A Mes parents

A Mes frères et sœurs

Tous Mes amis

A tous, je dédié cette thèse



MELOUKI. H

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS
DÉDICACE
LISTE DES ILLUSTRATIONS
LISTE DES TABLEAUX
LISTES DES NOTATIONS
ملخص
RESUME
ABSTRACT

PREMIERE PARTIE

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE1 : GENERALITES SUR LES PENTES

- 1.1. Introduction : **Erreur ! Signet non défini.**
- 1.2. Définition d'une pente : **Erreur ! Signet non défini.**
- 1.3. Mouvements de terrain : **Erreur ! Signet non défini.**
- 1.4. Classification des glissements de terrain **Erreur ! Signet non défini.**
- 1.5. Principales causes des mouvements de terrains en pentes **Erreur ! Signet non défini.**
- 1.6. Exemples de glissement de terrains survenus dans le monde : **Erreur ! Signet non défini.**
- 1.7. Exemples de glissement de terrains survenus en Algérie : **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE2 : METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE LES PENTES

- 2.1. Méthodes de calcul de la stabilité et de la déformation des talus : **Erreur ! Signet non défini.**
- 2.2. Méthodes de calcul à l'équilibre limite : **Erreur ! Signet non défini.**
- 2.4. Méthode de calcul en déformation (méthode des éléments finis) : **Erreur ! Signet non défini.**
- 2.5. Calcul Automatique A l'Aide d'Ordinateur **Erreur ! Signet non défini.**
- 2.6. La méthode basée sur les éléments finis **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE3 : OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL DE LA STABILITE

3.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
3.2. Le code PLAXIS	Erreur ! Signet non défini.

DEUXIEME PARTIE

ETUDE D'UN CAS

ETUDE PRATIQUE DU TALUS AMENAGE D'OUED ZENATI

4.1. Présentation générale du site	Erreur ! Signet non défini.
4.2. Caractéristiques géologique et géomorphologique :	Erreur ! Signet non défini.
4.3. Caractéristiques géotechniques du massif :	Erreur ! Signet non défini.
4.4. Caractéristiques sismiques considérées :	Erreur ! Signet non défini.
4.5. Calculs de Stabilité :	Erreur ! Signet non défini.
4.5.1. Position du problème	Erreur ! Signet non défini.
4.5.2. Modélisation numérique du talus étudié	Erreur ! Signet non défini.
4.5.3. Utilisation du code PLAXIS	Erreur ! Signet non défini.
4.5.4. Résultats des calculs et discussion	Erreur ! Signet non défini.
4.6. Synthèse :	Erreur ! Signet non défini.
Conclusions Générales	Erreur ! Signet non défini.
Références bibliographiques	Erreur ! Signet non défini.

LISTES DES FIGURES

- Figure 1. 1 : Pententes naturelles. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 2 : Pententes artificiels. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 3 : Digues et barrages en terre. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1.4: Affaissement lié à une exploitation ancienne recouvrement 100m. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 5 : Schéma Explicatif des phénomènes: Tassement à MEXICO. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 6 : Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 7 : Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement ... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 8 : Le phénomène de fluage. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 9 : Phénomène de la Solifluxion. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1.10 : Schéma explicatif du phénomène (effondrements des cavités souterraines)
..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 11 : Schéma explicatif des phénomènes (éboulements, chutes de pierres) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 12 : Schéma qui illustre une coulée de boue. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 13 : Schéma explicatif des phénomènes : L'érosion littorale **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 14 : Glissement plan **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 15 : Glissement rotationnel **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 16 : Différents types de ruptures circulaires. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 17 : Instabilités des talus (cas des routes). **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 18 : Surcharge au sommet de talus. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 19 : Déblais ou excavation à la base du talus **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 20 : Concentration d'eau vers la pente. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 21 : Glissement dû à la déforestation (Amazonie)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 22 : Un glissement de terrain causé par une explosion (Italie). ... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 23 : Glissement de Frank, Alberta 1903 du Canada **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 24 : Glissement de La Clapière en France(Alpes Maritimes-www.wikipedia.fr).
..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 25 : Glissement de Kobé (Japon), 1995 (document NISEE- USA).... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 26 : Glissement de Jijel..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 1. 27 : Glissement terrain à El Biar(Alger), en février 2013. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2. 1 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.
..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2. 2 : Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS. . **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 3. 1 : Interface du code PLAXIS..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 3. 2 : Définition du module d'Young E **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 3. 3 : Essais triaxiaux drainés et modèle élastoplastique type Mohr-Coulomb .. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 1 : Situation du site Oued Zenati (Wilaya de Guelma).... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 2. : Affaissement et glissement du remblai routier **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 3 : Modèle géométrique du profil du talus d'Oued Zenati **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 4. : Déplacements totaux du talus. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 5. : Maillage déformé du talus **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 6. : Déplacements totaux du talus **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 7. : Facteur de sécurité en fonction du déplacement du talus **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 8. : Variation du facteur de sécurité en fonction de la cohésion.. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 9. : Variation du facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4.10. : Déplacements totaux du talus **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4.11. : Facteur de sécurité en fonction du déplacement..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4.12. : Variation du facteur de sécurité en fonction de la cohésion. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4.13. : Maillage déformé du talus **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4.14. : Déplacements totaux du talus **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 15. : Facteur de sécurité en fonction du déplacement..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 16. : Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 17. : Maillage déformé du talus **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 18. : Déplacements totaux du talus **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 19. : Facteur de sécurité en fonction du déplacement..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 20. : Variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 21. : Maillage déformé du talus **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 22. : Déplacements totaux du talus **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 23. : Facteur de sécurité en fonction du déplacement..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 24. : Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 25. : Maillage déformé du talus **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 26. : Déplacements totaux du talus **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 27. : Variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 28. : Déplacements totaux du talus **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 29. : Facteur de sécurité en fonction du déplacement..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. 30. : Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement
..... **Erreur ! Signet non défini.**

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 4.1. : Paramètres de résistance de la couche de remblai....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4.2. : Paramètres de résistance de la couche de marne**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4. 3. : Valeurs du coefficient d'accélération de zone A**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4. 4. : Valeurs du coefficient pseudo-statique horizontal et vertical **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4. 5 : Caractéristiques moyennes de cisaillement des couches de sol .. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4. 6 : Coordonnées du profil.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4. 7. : Valeurs du facteur de sécurité en fonction cohésion**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4. 8. : Valeurs du facteur de sécurité en fonction l'angle de frottement**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4. 9. : Valeurs du facteur de sécurité en fonction cohésion**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4. 10. : Les valeurs des facteurs de sécurité en fonction l'angle de frottement **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4. 11. : Les valeurs des facteurs de sécurité en fonction cohésion **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4. 12. : Les valeurs des facteurs de sécurité en fonction l'angle de frottement **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4. 13. : Les valeurs des facteurs de sécurité en fonction cohésion **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4. 14. : Les valeurs des facteurs de sécurité en fonction l'angle de frottement **Erreur !**

Signet non défini.

LISTE DES NOTATIONS

A = coefficient d'accélération de zone

c = cohésion du sol

c' = cohésion effective du sol

E = module d'élasticité du sol (module d'Young)

E_{ref} = module de référence

E_{50} = module sécant

FS = coefficient de sécurité

G = module de cisaillement du sol (module de Coulomb)

H = effort horizontal

H_{max} = effort horizontal maximal

h = hauteur du talus

K_0 = coefficient des terres au repos

k_h = coefficient pseudo statique horizontal

k_v = coefficients pseudo statique vertical

k_x = perméabilité du sol selon la direction des x

k_y = perméabilité du sol selon la direction des y

L : longueur du talus

U : la résultante des pression interstitielles éventuelles

u = pression interstitielle

W = poids des terres

β = angle du talus

γ = poids volumique du sol

γ_d = poids volumique sec du sol

γ_h = poids volumique humide du sol

γ_{sat} = poids volumique saturé du sol

φ = angle de frottement interne du sol

φ' = angle de frottement interne effectif du sol

ν = coefficient de Poisson

σ = contrainte

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure

σ' = contrainte effective

α : inclinaison de la surface de rupture

ΣM_{sf} coefficient total de sécurité

τ_{ult} = contrainte de cisaillement ultime du sol

τ_{max} = résistance au cisaillement

τ = contrainte de cisaillement mobilisée

ψ = angle de dilatance

ملخص

إن ظاهرة استقرار المنحدرات مسألة شغلت وماتزال في بال المختصين في الشعبة الجيوتقنية نظرا للمشاكل التي تسببها ظاهرة انزلاق التربة.

إن هدف العمل المنجز في هذه الأطروحة هو دراسة تحليلية لمنحدر وحساب معامل الأمان وتأثير الإختلاف من التماسك وزاوية الإحتكاك على سلوك المنحدرات وذلك بطريقة العناصر المنتهية باستعمال برنامج بلاكسيس 8.2.

الكلمات المفتاح : الاستقرار - المنحدر - عامل الأمان - عناصر المنتهية - بلاكسيس.

RESUME

Le phénomène de la stabilité des pentes est une question très répandu pour les spécialistes en géotechniques en raison des problèmes causés par le phénomène des glissements de terrain.

L'objectif du travail effectué dans ce mémoire est de faire une étude analytique paramétrique en faisant varier la cohésion et l'angle de frottement et leur effet sur les résultats de calcul du facteur de sécurité par la méthode numérique "phi- c reduction " implémenté dans le code en éléments finis PLAXIS 2D.

Mots clés : stabilité – talus – facteur de sécurité - éléments finis –PLAXIS.

ABSTRACT

The phenomenon of slope **stability** is a very common issue for geotechnical specialists because of problems caused by the phenomenon of landslides.

The objective of the work done in this paper is to make a parametric analytical study by varying the cohesion and angle of friction and their impact on the calculation results of the **safety factor** by the numerical method "phi- c reduction" implemented in the code **PLAXIS 2D finite elements**.

Key words: stability - talus - safety factor – finite elements -PLAXIS.

INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origine très diverses, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. Ils causent des préjudices économiques et des dommages considérables.

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.

En général, il existe plusieurs méthodes pour étudier la stabilité que ce soit théorique telle que la méthode des éléments finis, la méthode des différences finis, ou expérimentale telle que les essais de laboratoire comme par exemple l'essai de cisaillement, ou même numérique en utilisant des logicielles comme (Plaxis 2D, Flac 2D,).

Pour atteindre l'objectif visé, le travail est divisé en quatre chapitres :

Chapitre 1 *Synthèse bibliographique sur les pentes* : définitions des pentes ; classification des glissements ; principales causes des glissements ;

Chapitre 2 : *Les méthodes de calcul de la stabilité des pentes* : méthodes de calcul de la stabilité et de déformation des talus ;

Chapitre 3 *Outil numérique utilisé* : présentation du code de calcul par éléments finis PLAXIS ;

Chapitre 4 *Etude d'un cas* : elle comporte une application numérique au calcul de stabilité d'un versant situé à oued Zenati (wilaya de Guelma), Analyse et comparaison de l'effet des caractéristiques de cisaillement sur le comportement de la pente

PREMIERE PARTIE

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER

GENERALITES SUR LES PENTES

GENERALITES SUR LES PENTES

1.1. INTRODUCTION :

Le phénomène de glissement de terrain est considéré comme un danger naturel permanent rencontré dans tous les pays du monde car l'importance des effets de glissement pouvant engendrer des dégâts humains et matériels, pouvant se chiffrer en plusieurs millions de Dollars dont les gouvernements doivent prêter beaucoup d'attention. Pour cela, il faut compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements.

1.2. DEFINITION D'UNE PENTE :

Une pente est l'inclinaison d'un terrain .Elle se mesure en degrés ou en pourcentage et ne doit pas être confondue avec le dénivelé, évalué en mètres ou le pendage qui s'applique aux couches du sous - sol. La pente peut être une contrainte naturelle pour l'installation humaine: elle peut être le théâtre d'éboulements, d'avalanches ou de glissement de terrain.

1.2. 1.Pentes naturelles :

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. Les accidents observés dans ce cas montrent qu'il est possible de classer les instabilités de terrain en trois grandes familles :

- Les glissements qui se caractérisent par l'apparition de surfaces de cisaillement relativement bien définies à l'intérieur du milieu. La forme des surfaces de rupture observées permet de classer ces glissements en trois catégories : plane, circulaire et quelconque.
- Les écoulements et les coulées boueuses qui se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide.
- Les éboulements (par perte de la cohésion, fluage).

La majorité du glissement observé se rattache assez correctement à l'une des familles précédentes, la première étant la plus répandue.

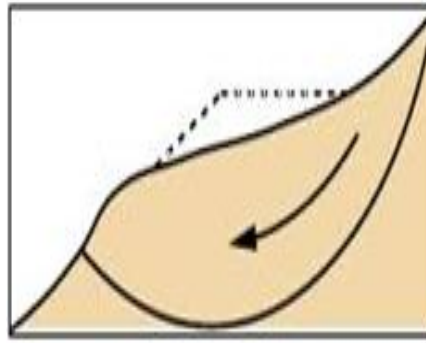


Figure 1. 1 : Pentes naturelles.

1.2. 2. Pentes artificiels :

Les pentes artificielles sont essentiellement affectées par des glissements et parfois par des phénomènes du fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages :

- Talus en déblai.
- Talus en remblai sur sol non compressible.
- Talus en remblai sur sol compressible.
- Dignes et barrages en terre.

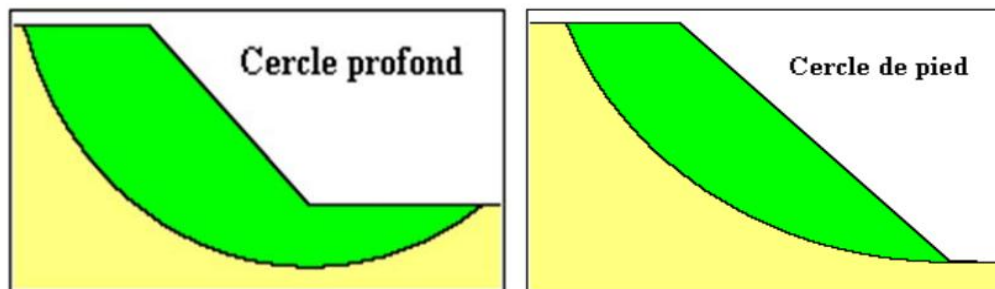


Figure 1. 2 : Pente artificiels.

Pour chaque type, on peut identifier certains modes de rupture, ils sont distingués ci-dessous :

a. Pente en déblais et pente en remblais sur sols non compressibles :

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires on distingue :

- Les cercles de pentes se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistant ;
- Les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages) ;
- Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du

pied du talus est de mauvaise qualité.

b. Pente en remblais sur sols compressibles :

La rupture constatée dans remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse.

Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux

c. Digues et barrage en terre :

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre .Différent cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.

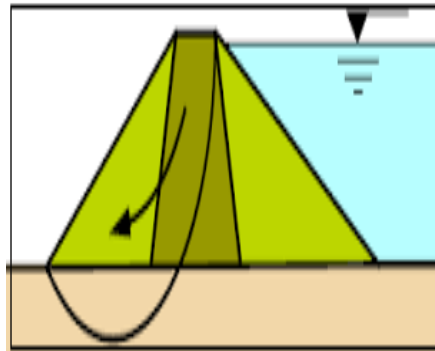


Figure 1. 3 : Digues et barrages en terre.

- Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité FS le long des cercles de glissement supposés ;
- Pendant la construction et peu après la construction ;
- Lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente) ;
- Lors d'une vidange rapide.

1.3. MOUVEMENTS DE TERRAIN :

1.3.1. Définition du mouvement de terrain

Un mouvement de terrain est un déplacement plus au moins brutal du sol ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme...etc.) ou anthropique (ex-

exploitation, déboisement, terrassement,...etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

1.3.2. La classification des mouvements de terrain

Les formes et l'ampleur des mouvements de terrain sont très diverses en raison de la multiplicité des mécanismes d'initiation et d'évolution (érosion, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique,...), liés à :

- la topographie (pente du versant, dénivelée, etc...)
- à la lithologie (caractéristiques physiques et mécaniques et la sensibilité des matériaux solide, plastique, visqueux et liquide),
- à la structure géologique (pendage, fracturation, superposition des couches...)
- aux nappes aquifères,
- à la teneur en eau, etc.

Les mouvements de terrain sont liés à un mouvement gravitaire de masses de terrain déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte de neige, pluviométrie anormalement forte, secousses sismiques, diminution de butée par érosion de la mer,) ou anthropiques(terrassement, vibration, déboisement, exploitation des matériaux ou de nappes aquifères. Toutes les classifications se basent sur l'association de plusieurs informations :

Les types de mouvements et types de matériel auxquels s'ajoutent des informations sur l'activité et la vitesse des déplacements.

1.3.3. Types de mouvement de terrain

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement. Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués :

Les mouvements lents et les mouvements rapides.

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

a. Les mouvements lents et continus

Par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions. Ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'impose.

- **L'affaissement** : L'affaissement c'est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure dû au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes. Dans certains cas il peut être le signe annonciateur d'effondrement des bâtiments.

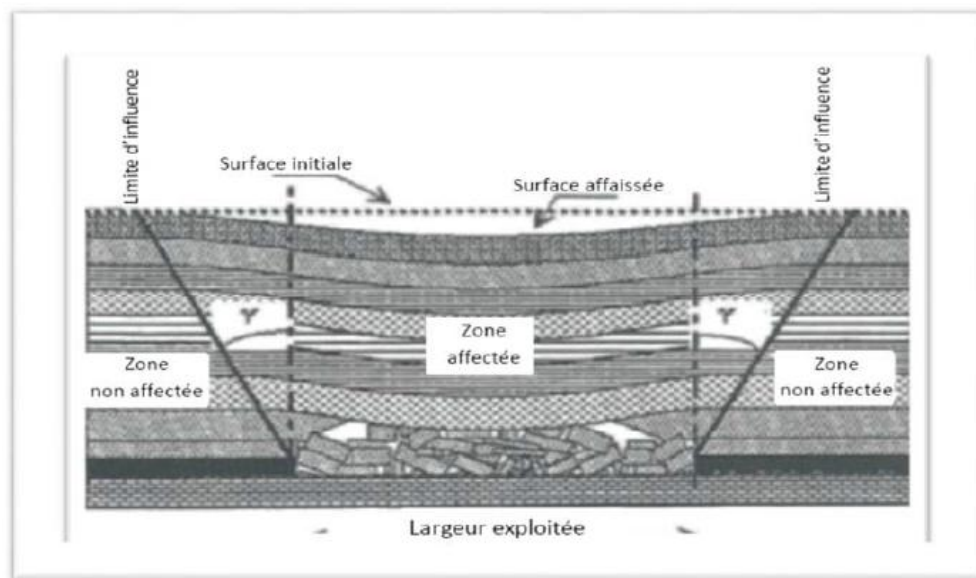


Figure 1.4: Affaissement lié à une exploitation ancienne recouvrement 100m

Cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes, parfois traversâtes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres.

- **Le tassement** : Le tassement c'est une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).

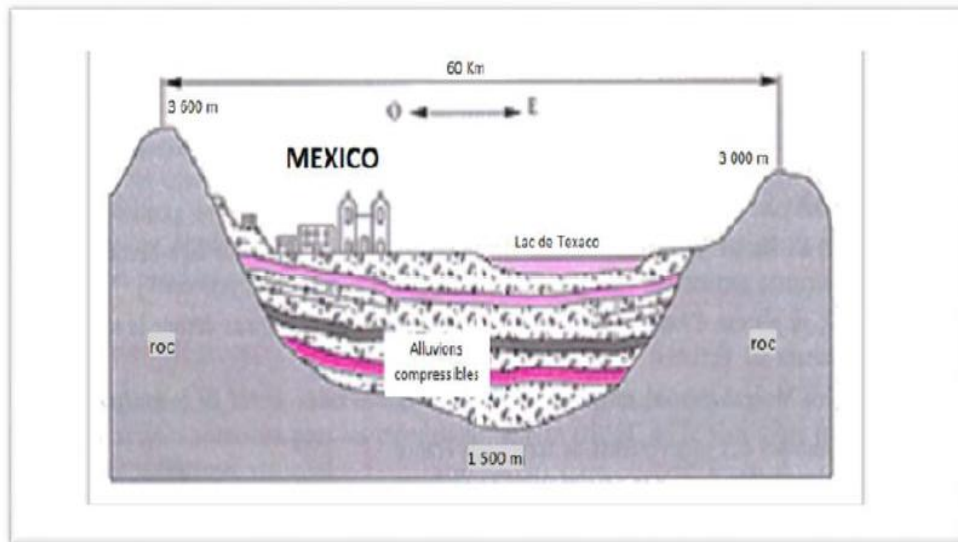


Figure 1. 5 : Schéma Explicatif des phénomènes: Tassement à MEXICO.

- **Le glissement de terrain :** Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres dans des cas exceptionnels. Les volumes de terrain mis en jeu sont considérable, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an. Se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau.

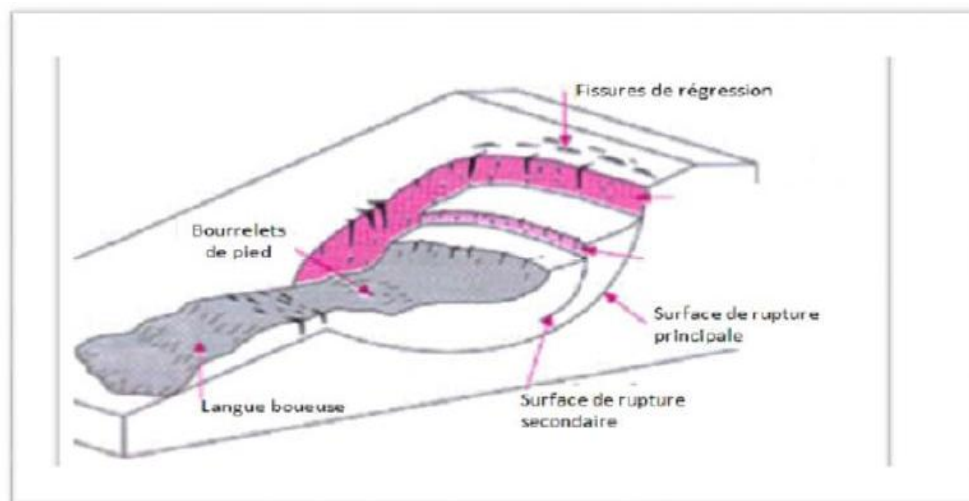


Figure 1. 6 : Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain

- **Le retrait-gonflement :** Le retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

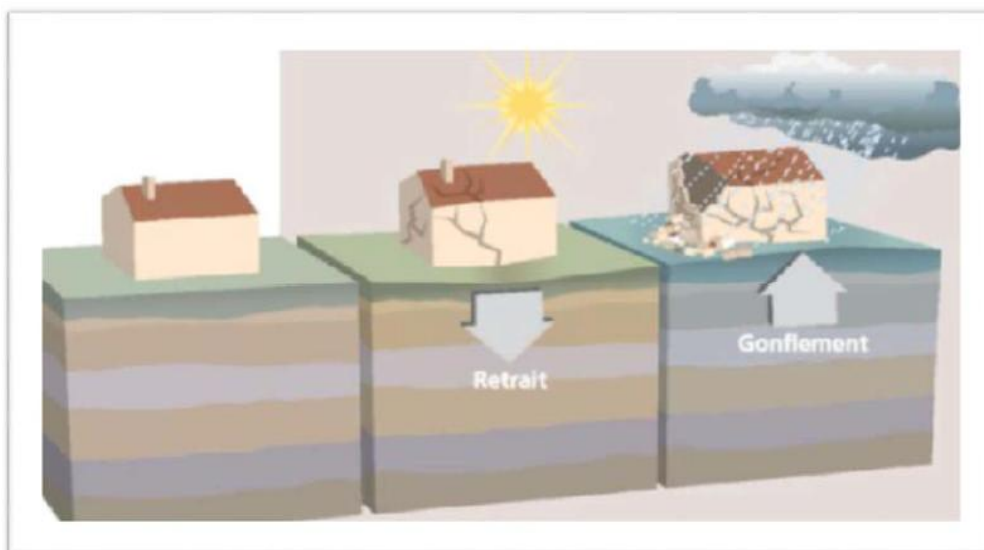


Figure 1. 7 : Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement

- **Le fluage :** Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture.

La figure ci-après (figure 1.8) montre le mécanisme du phénomène de fluage.

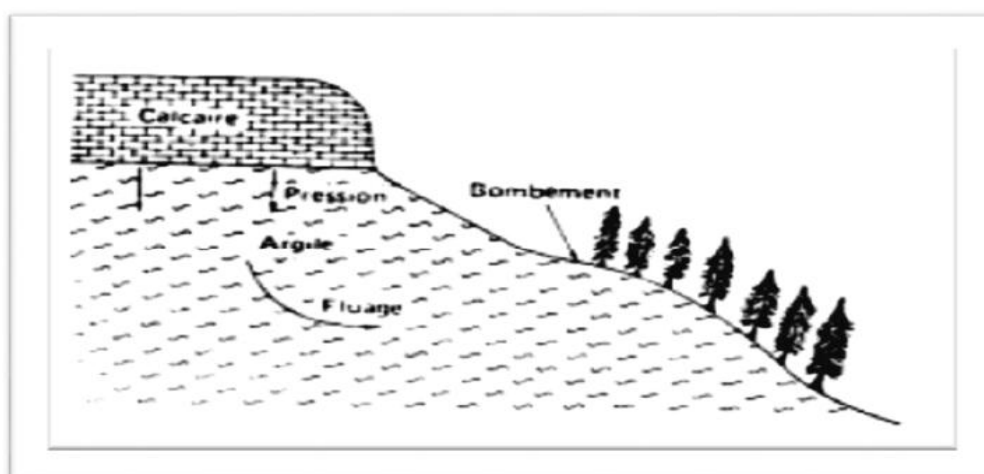


Figure 1. 8 : Le phénomène de fluage.

- **Solifluxion** : La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluier dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau.

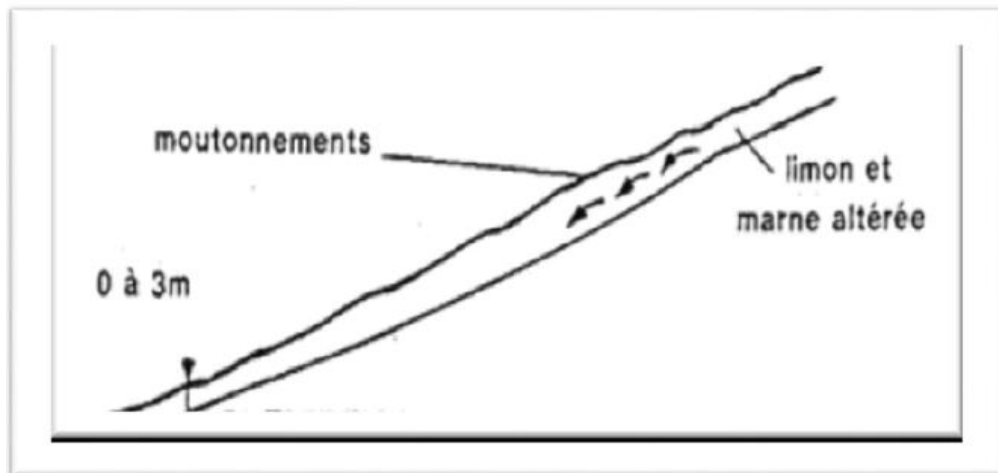


Figure 1. 9 : Phénomène de la Solifluxion.

b. Les mouvements rapides et discontinus

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

- **Les effondrements de cavités souterraines:** Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus au moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique.

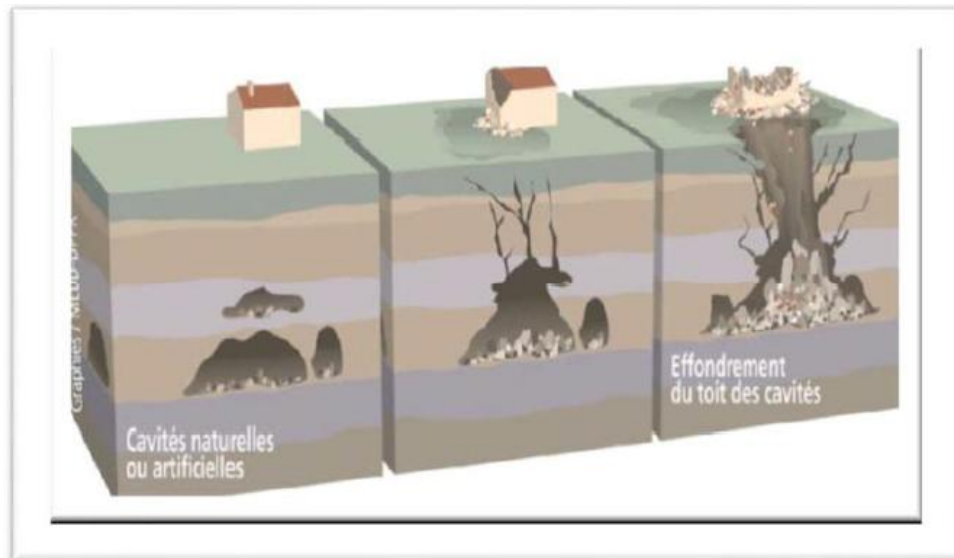


Figure 1.10 : Schéma explicatif du phénomène (effondrements des cavités souterraines)

- **L'éboulement, chutes de blocs et de pierres:** L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (volume $< 1 \text{ dm}^3$), des chutes de blocs (volume $> 1 \text{ dm}^3$), ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m^3).

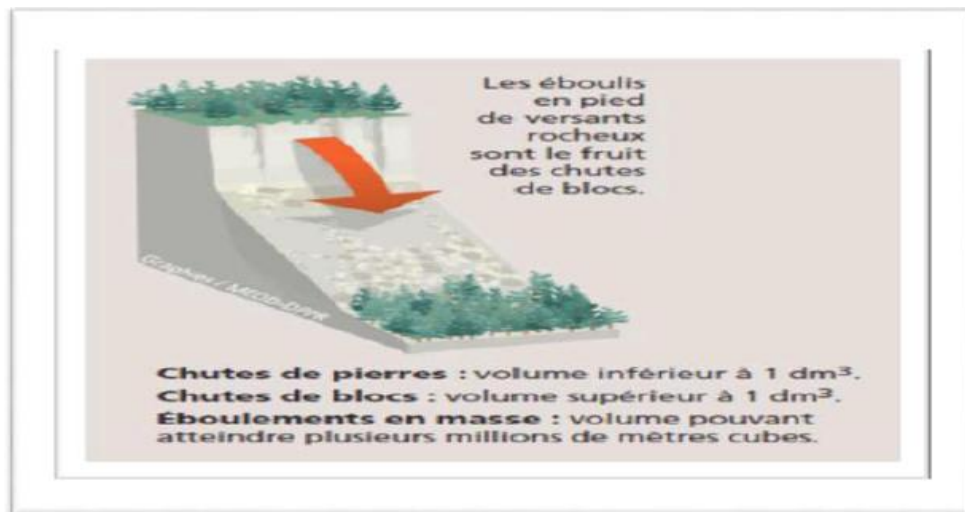


Figure 1.11 : Schéma explicatif des phénomènes (éboulements, chutes de pierres)

- **Les coulées de boues et laves torrentielles:** Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

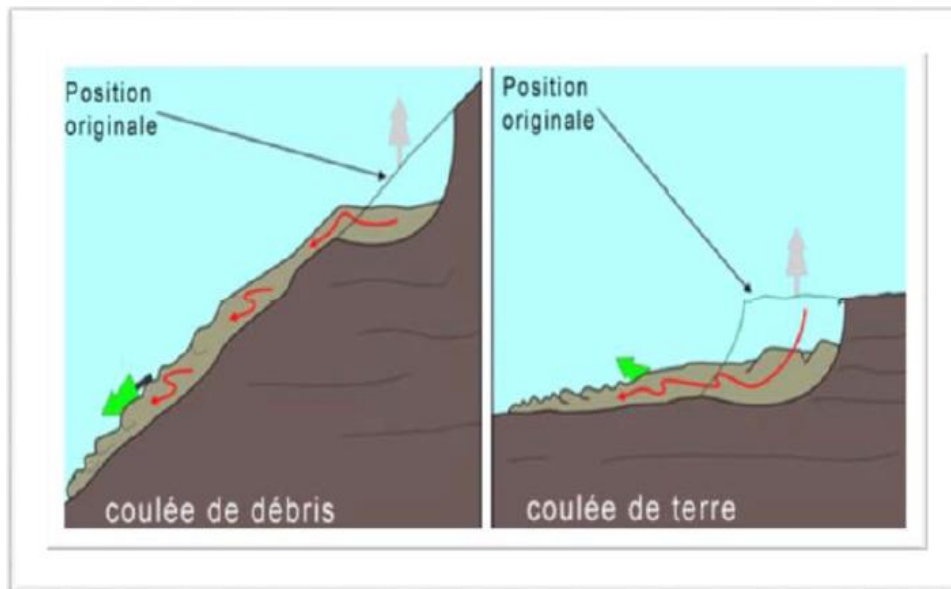


Figure 1. 12 : Schéma qui illustre une coulée de boue.

- **Erosion littorale:** Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements dans le cas de côtes à falaises, érosions dans le cas de côtes basses sableuses.

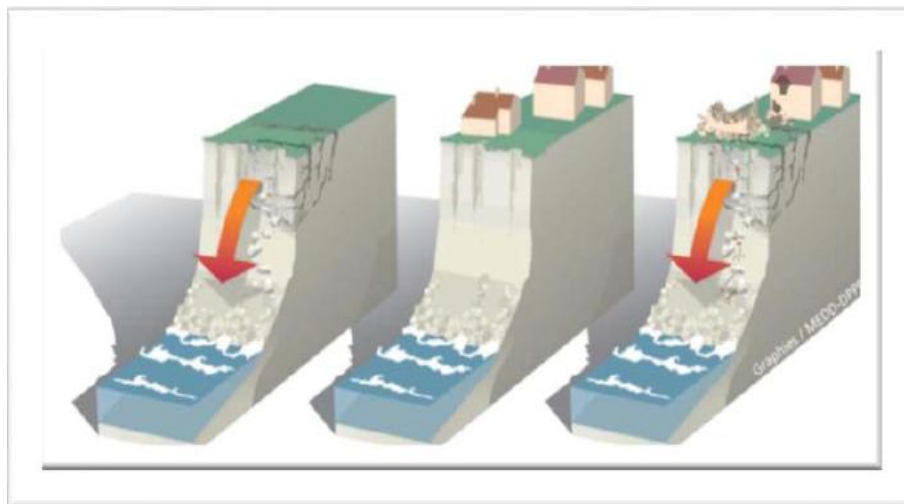


Figure 1. 13 : Schéma explicatif des phénomènes : L'érosion littorale

1.4. CLASSIFICATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

Les glissements de terrains sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents qui se développent dans des massifs de sols meubles, généralement argileux. Ils se produisent dans des circonstances très variées affectant des ouvrages en terre construits par l'homme (talus de déblais ou de remblais) ou tout simplement des versants naturels, qui se manifestent par des petites déformations et le déplacement d'une masse de sol plus ou moins fracturé

le long d'une surface de rupture bien définie. Les glissements de terrains se répartissent en trois classes d'études distinctes (figure 1.14) :

- les glissements plans, qui se produisent par cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture ;
- les glissements rotationnels simples, qui se traduisent par un basculement de la masse le long d'une surface (glissements superficiels) ou en profondeur (glissements profonds) dans un milieu homogène et isotrope ;
- les glissements rotationnels complexes, qui résultent d'un emboîtement les uns dans les autres de glissements rotationnels simples dont la surface de rupture globale est non circulaire (glissements en escaliers - glissements épicycloïdaux - glissements régressifs) évoluant généralement dans les milieux hétérogènes et anisotropes.

1.4.1. Glissements plans

Qui se produisent par cisaillement et translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture.

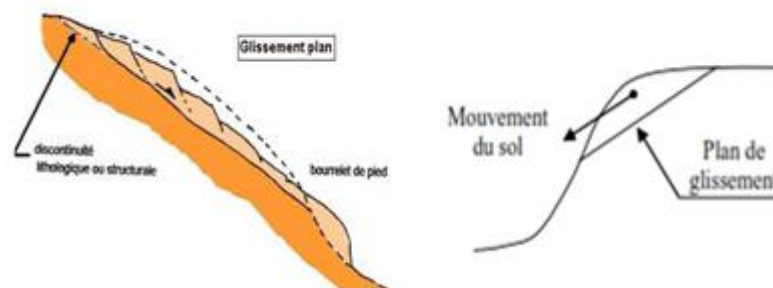


Figure 1. 14 : Glissement plan

1.4.2. Glissements rotationnels

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture correspondante a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas (figure 1.15.).

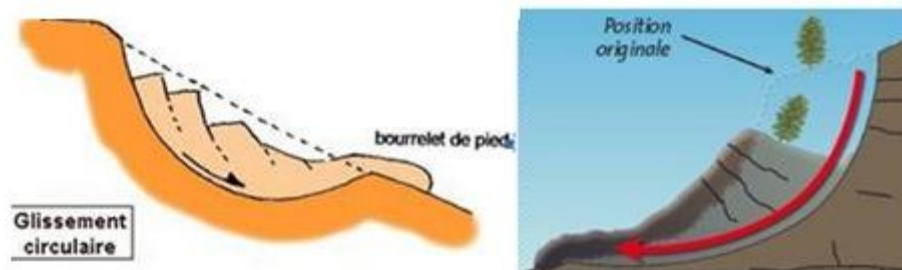


Figure 1. 15 : Glissement rotationnel

Dans la plupart des cas, la courbe de rupture peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire. Dans le cas contraire, le glissement est non circulaire.

1.4.3. Caractères communs aux glissements rotationnels

On distingue essentiellement :

- des fissures de traction apparaissant en tête ;
- un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement ;
- un bourrelet de pieds formé à la base par la masse glissée.

1.4.4. Différentes formes de glissements rotationnels

La figure 1.16 présente les trois types de rupture circulaire affectant les talus routiers (cercle de talus, cercle de pied et cercle profond). Les cercles de pied sont les plus courants. Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

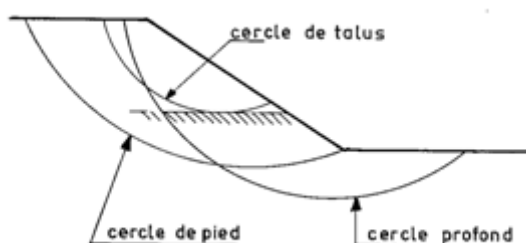


Figure 1. 16 : Différents types de ruptures circulaires.

1.5. PRINCIPALES CAUSES DES MOUVEMENTS DE TERRAINS EN PENTES

Les instabilités des pentes peuvent se produire suite à l'influence de plusieurs facteurs, tels que la topographie, la géologie, les caractéristiques du sol ou leurs changements provoqués

par le développement géologique, ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels (précipitation, séismes, érosion) et artificiels (changements dans la forme de la pente en raison des terrassements, changements dans la nappe phréatique en raison d'un réservoir d'eau...). En particulier, la plupart des glissements affectant les grandes routes sont causés par les changements de la géométrie de la pente dus aux déblais et remblais, (voir figure 1.17).

Une bonne partie des instabilités de terrains (40%) est donc liée à des interventions humaines qui fragilisent des zones déjà susceptibles au glissement.



Figure 1. 17 : Instabilités des talus (cas des routes).

- **Les causes dues à l'intervention humaine :** L'homme en rapport avec ses différentes activités est souvent le principal agent de désordres et déstabilisation des sols en particulier et de la nature en général.
- **Les surcharges au sommet du talus :** L'action de surcharger un talus au sommet par la construction d'un remblais et l'entreposage temporaire ou permanent de matériaux divers tels que terre d'excavation, rebuts, neige, bois, ..., peut nuire à sa stabilité (voir figure 1.18).



Figure 1. 18 : Surcharge au sommet de talus.

Le poids supplémentaire modifie l'état d'équilibre du talus et peut ainsi déclencher un glissement pendant ou après l'intervention. De plus, un remblai augmente généralement la pente du talus, ce qui diminue le coefficient de sécurité. Lorsque le remblai est composé d'argile, l'eau qui s'infiltre exerce une surcharge supplémentaire, en plus il agit sur la structure interne pour modifier les conditions d'eau souterraine et par le fait même, la stabilité du talus.

- **Les déblais ou les excavations à la base du talus :** Le déblai ou l'excavation à la base du talus modifie les conditions d'équilibre en accentuant l'inclinaison et la hauteur du talus, ce qui nuit à sa stabilité. Ce type d'intervention peut provoquer un glissement de terrain lors de l'excavation, ou agir comme facteur aggravant (voir figure 1.19).



Déblai à la base du talus

Excavation à la base du talus (Exp : fossé)

Figure 1. 19 : Déblais ou excavation à la base du talus

- **La concentration d'eau vers la pente :** Le fait de concentrer et de diriger l'eau de drainage, de ruissellement et les eaux usées au sommet ou dans le talus occasionne du ravinement, de l'érosion verticale ou de l'infiltration dans le sol. Une telle concentration d'eau peut agir comme facteur aggravant Ou comme facteur déclenchant en modifiant la géométrie du talus (augmentation de l'inclinaison et géométrie de la hauteur) et les conditions d'eau souterraine, (voir figure1. 20).



Concentration d'eau (érosion verticale). Concentration d'eau (ravinement)

Figure 1. 20 : Concentration d'eau vers la pente.

- **La déforestation :** La déforestation peut être naturelle. Par exemple à cause d'une sécheresse, d'un incendie, de vents violents, d'une éruption volcanique ou d'un raz de marée. Mais plus, généralement, la déforestation est le fruit de l'homme. Pour développer des villes, des routes et des infrastructures, l'homme déboise autant que nécessaire.



Figure 1. 21 : Glissement dû à la déforestation (Amazonie)

- Les forêts jouent un rôle très important de protection et de stabilisation des sols. La déforestation augmente la désertification qui engendre à court ou à long terme des glissements de terrains, des avalanches et des coulées de boues. Suite au phénomène de déboisement, un glissement de terrains s'est produit en 2006, en Indonésie (voir figure 1.21), a causé 105 morts et 200 disparus.
- **Les explosions :** Au cours des travaux de démolition, de carrières, de réalisation de routes et de tunnels, des explosifs sont souvent utilisés pour la destruction des matériaux durs qui présentent des obstacles pour l'avancement des travaux. Les explosions ainsi effectuées, engendrent des surcharges et des secousses importantes et rapides (vibrations). Les pressions interstitielles augmentent en déclenchant des glissements de terrains ou/et les secousses provoquent des chutes de blocs à vitesse très rapide.

Les explosions de conduites de gaz enterrées peuvent également, être source de glissement, tel le glissement de terrain provoqué par l'explosion d'un tuyau d'irrigation, entraînant le train régional 108, qui relie Castelbello à Laces, dans le Nord de l'Italie. Le dernier bilan fait était d'au moins Onze morts et 25 blessés (voir figure 1.22).



Figure 1. 22 : Un glissement de terrain causé par une explosion (Italie).

1.6. EXEMPLES DE GLISSEMENT DE TERRAINS SURVENUS DANS LE MONDE :

Glissement de Frank, Alberta 1903 du Canada

Le 29 avril 1903, à 4 h 30, 30 millions de mètres cubes de calcaire se sont détachés du versant est du mont Turtle et se sont abattus sur la petite ville minière de Frank en Alberta, ensevelissant une partie de la ville sous 82 millions de tonnes de pierres. La structure instable du mont Turtle est la principale cause du glissement de Frank. La présence d'une faille de chevauchement traversant la montagne, de même que l'érosion de grès et de shale sous une roche calcaire plus ancienne présentant des fissures profondes érodées, auraient éventuellement causé la chute de pierres. Au nombre des causes secondaires figure l'exploitation de charbon à l'intérieur de la montagne et de brusques changements des conditions météorologiques - un gel rapide - cette nuit-là. Le glissement de Frank, qui se déplaçait à une vitesse moyenne de 31,2 mètres à la seconde, est désigné comme une avalanche de débris, – une expression créée par les géologues de la Commission géologique du Canada pour décrire l'événement. Il a suffi d'environ 100 secondes pour qu'une épaisse couche de matériau blocailleux recouvre des maisons, des routes, la voie ferrée du Canadien Pacifique et la rivière Oldman. Le glissement de Frank apparaît comme le glissement le plus catastrophique au Canada, ayant causé la mort d'au moins 70 personnes. On présume que le nombre de victimes était plus élevé étant donné la présence à Frank, au moment du glissement, de travailleurs migrants non inscrits. Des mineurs piégés dans la mine de charbon ont été en mesure de se sortir eux-mêmes de ce mauvais pas.



Figure 1. 23 : Glissement de Frank, Alberta 1903 du Canada

Glissement de La Clapière en France, dans les Alpes Maritimes

La Clapière est un glissement de terrain situé en France, dans les Alpes-Maritimes. Ayant connu des pointes de vitesse à 1,5 mètres par an dans les années 1980, il est l'un des mouvements de terrain les plus rapides au monde, le plus important d'Europe avec un volume de 50 millions de mètres cubes et l'un des plus étudiés. Le glissement soudain du versant dans la vallée de la Tinée provoquerait la formation d'un lac qui noierait le village tout proche de Saint-Étienne-de-Tinée et constituerait une grave menace pour les populations et les infrastructures en aval en cas de rupture brutale de ce barrage naturel. Pour éviter ce scénario, un tunnel de dérivation de la Tinée a été construit.

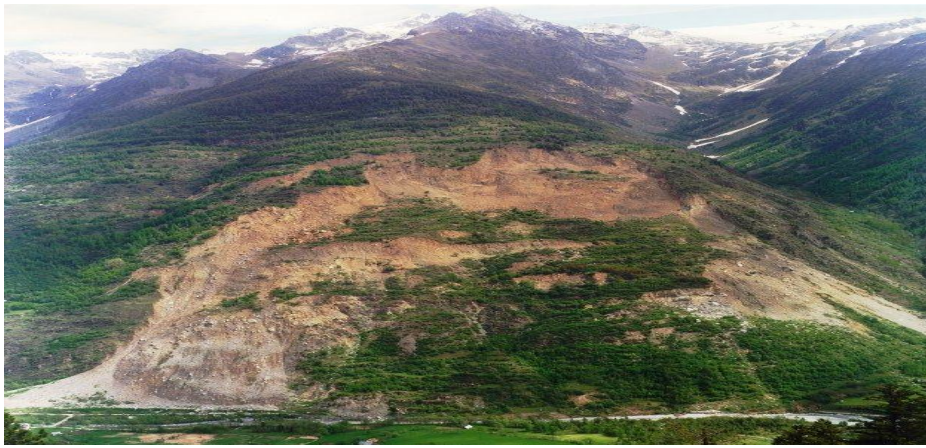


Figure 1. 24 : Glissement de La Clapière en France(Alpes Maritimes-www.wikipedia.fr).

Glissement de Kobé au Japon

Sous l'effet des secousses sismiques, tout ce qui se trouve en situation d'instabilité sur les versants glisse vers l'aval : la terre, les roches, et les bâtiments sur les sols instables comme dans le cas de séisme de Kobé en Japon ou un glissement de terrain ayant entraîné la perte totale d'un bâtiment, (Figure 1.25).



Figure 1. 25 : Glissement de Kobé (Japon), 1995 (document NISEE- USA).

1.7. EXEMPLES DE GLISSEMENT DE TERRAINS SURVENUS EN ALGERIE :

Glissement de terrain à de Jijel



Figure 1. 26 : Glissement de Jijel

Glissement de terrain à El Biar:



Figure 1. 27 : Glissement terrain à El Biar(Alger), en février 20

DEUXIEME CHAPITRE

METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE DES PENTES

METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE DES PENTES

2.1. METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE ET DE LA DEFORMATION DES TALUS :

Actuellement, le dimensionnement des ouvrages géotechniques (talus de déblai, talus de remblais éventuellement renforcés, pentes naturelles) s'effectue par différentes les méthodes : Les méthodes basées sur l'équilibre limite et les méthodes des différences finis ou éléments finis.

2.2. METHODES DE CALCUL A L'EQUILIBRE LIMITE :

Les méthodes à l'équilibre sont les méthodes les plus couramment employées. Elles sont basées sur hypothèses que l'équilibre statique du volume étudié est assuré. En général l'écriture des équations d'équilibre conduit à un système hypostatique et les méthodes diffèrent par les hypothèses qu'elles envisagent pour résoudre le système d'équation (hypothèse sur le point d'application des forces, leur inclinaison ou leur intensité).

L'utilisation de ces méthodes se fait en deux manières :

1^{er} manière : On étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement, telle que la ligne de rupture est généralement supposée circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR, méthode de CAQUOT, méthode de BIAREZ,...).

2^{em} manière : On partage le talus en plusieurs tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la « méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISHOP, méthode des PERTURBATION RRT,...). Cette méthode est fréquemment utilisée.

2.3. METHODE DES TRANCHES :

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement (figure 2.1).

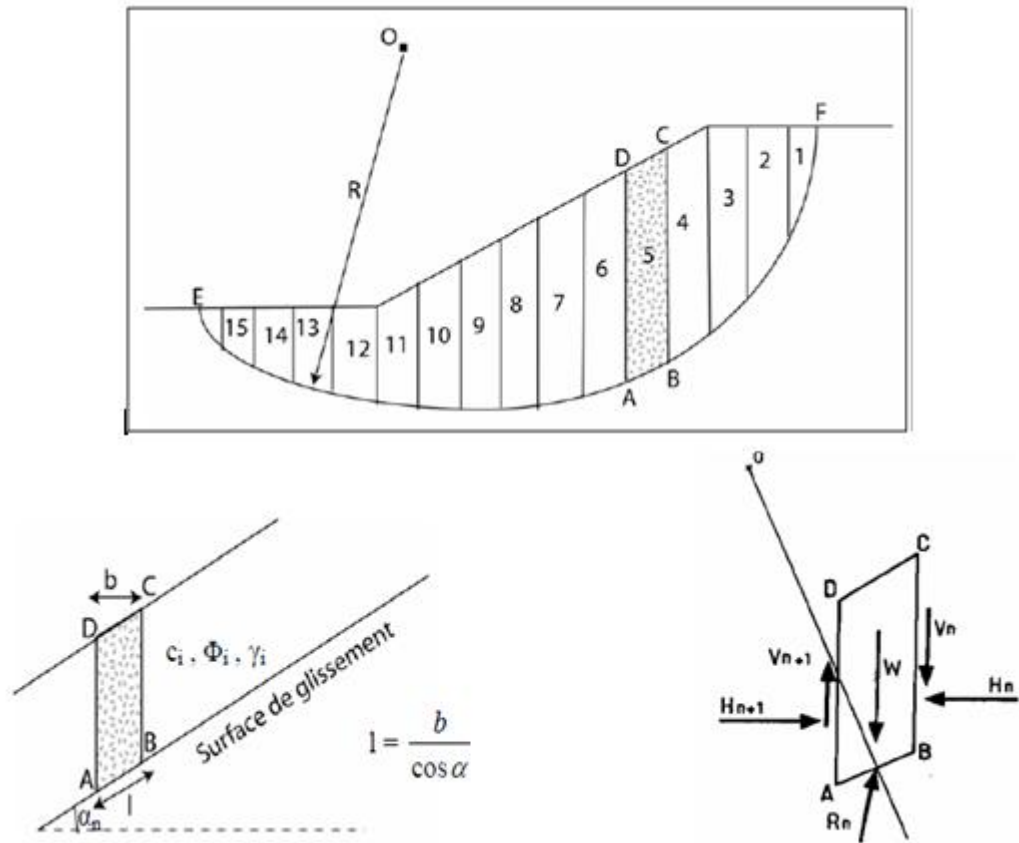


Figure 2. 1 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

Son poids $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$

Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1} .

La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

METHODE DE FELLENIUS : (1963)

Encore appelée aussi méthode suédoise, on suppose que :

- On néglige totalement les efforts inter-tranches.
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W (figure 1.10).

METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE : (1954)

Dans cette méthode, on suppose que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts $(V_n - V_{n+1}) = 0$, ce qui équivaut à considérer les efforts inter-tranches uniquement horizontaux.

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i b_i + W_n \operatorname{tg} \phi_i)}{m_\alpha \sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n}$$

avec $m_\alpha = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{F_s} \right]$

Pour déterminer la valeur de F_s par la méthode de Bishop, il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant F_{s0} , comme valeur de base obtenue par la méthode de Fellenius.

La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop. Les écarts sur F_s peuvent atteindre 10 %. La méthode de Fellenius a l'avantage de simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants.

METHODE DES PERTURBATIONS :

L'idée est de partir d'une valeur approchée de l'effort normal N_{i0} que l'on perturbe en la multipliant par un terme p .

On peut écrire formellement $N_i = N_{i0} p$

N_i : valeur de l'effort normal sur la courbe de rupture dans la tranche i .

N_{i0} : valeur approchée de ce dernier.

P : fonction de perturbation.

D'où n équations supplémentaires.

La surabondance de 2 équations sera supprimée en injectant deux inconnues dans la fonction de perturbation soit, par exemple.

$$P = \mu_1 + \mu_2 \mathfrak{G}(M)$$

μ_1 et μ_2 : paramètres inconnus de perturbation.

$\mathfrak{G}(M)$: fonction de perturbation définie au point M_i de calcul le long de la courbe.

La méthode sera d'autant plus performante que la perturbation sera faible (μ_1 proche de 1 et μ_2 proche de zéro). Cela se traduit par une estimation aussi parfaite que possible du terme à perturber N_{i0} .

2.4. METHODE DE CALCUL EN DEFORMATION (METHODE DES ELEMENTS FINIS) :

La méthode des éléments finis permet de déterminer les efforts et les déformations dans un massif quelconque, de prendre en compte la progressivité de la rupture et de calculer les coefficients de sécurité moyens le long d'éléments particuliers de la surface de glissement.

Cependant son utilisation aux versants naturels n'est pas encore du domaine de la pratique courante car elle nécessite la connaissance précise de deux paramètres qui sont la plupart du temps méconnus pour des pentes naturelles ; l'état initial et la loi de comportement exacte des matériaux. De plus, sa mise en œuvre est très complexe au niveau numérique et réclame, d'importants moyens informatiques.

Des études (Wright. 1973) ont, par ailleurs, montré que la valeur moyenne de F obtenue par la méthode des éléments finis est voisine (une différence de 10% au plus) de la valeur donnée par la méthode de Bishop simplifiée. Compte tenu des imprécisions que l'on introduit au niveau des caractéristiques mécaniques les résultats ne sont donc pas sensiblement meilleurs que ceux qui sont obtenus par les méthodes classiques de calcul à la rupture et la méthode des éléments finis n'est donc pas compétitive, même si elle est plus performante.

2.5. CALCUL AUTOMATIQUE A L'AIDE D'ORDINATEUR

Le calcul de stabilité qui a pour but d'évaluer la valeur minimale du coefficient de sécurité FS et de repérer la surface de glissement la plus probable ne peut s'effectuer manuellement en testant plusieurs centaines de cercles de rupture. A cet effet, des logiciels ont été conçus pour effectuer cet énorme travail avec une grande précision, en un temps record et à moindre coût.

Le logiciel comporte en général trois phases principales:

- L'entrée des données
- Le paramétrage des cercles de rupture potentiels
- Le lancement des calculs

La première phase consiste à introduire trois types de données

- Géométriques (profil topographique)
- Géotechniques (γ , c , φ)
- Hydraulique (profil de la nappe)

La deuxième phase est relative au quadrillage des centres de cercles de glissement.

2.6. LA METHODE BASEE SUR LES ELEMENTS FINIS

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini de composants discrets ou d'éléments, lié entre eux par des nœuds, qui représente un maillage. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis en tant qu'objet de telle sorte qu'on assure l'équilibre et la compatibilité des déplacements réel de la structure.

La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

De nombreux logiciels existent sur le marché, les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ou la méthode dynamique directe.

Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes : Plaxis – Talren – Géo5 – Geostudio – Geoslope – Slide – Clara – Flac ...

TROISIEME CHAPITRE

Outils Numériques de Calcul

OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL

3.1. INTRODUCTION

Le calcul des ouvrages géotechniques (fondations, pentes et talus, etc.) a longtemps été abordé au point de vue de la stabilité (calcul à la rupture), c'est-à-dire selon une approche dans laquelle le comportement du sol est supposé rigide-plastique (plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb).

Cette approche, validée par son application quotidienne au calcul de stabilité des pentes, a besoin d'être améliorée par la prise en compte des déformations avant la rupture et des non-linéarités des déformations des sols (élasticité non-linéaire, élastoplasticité).

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols.

Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

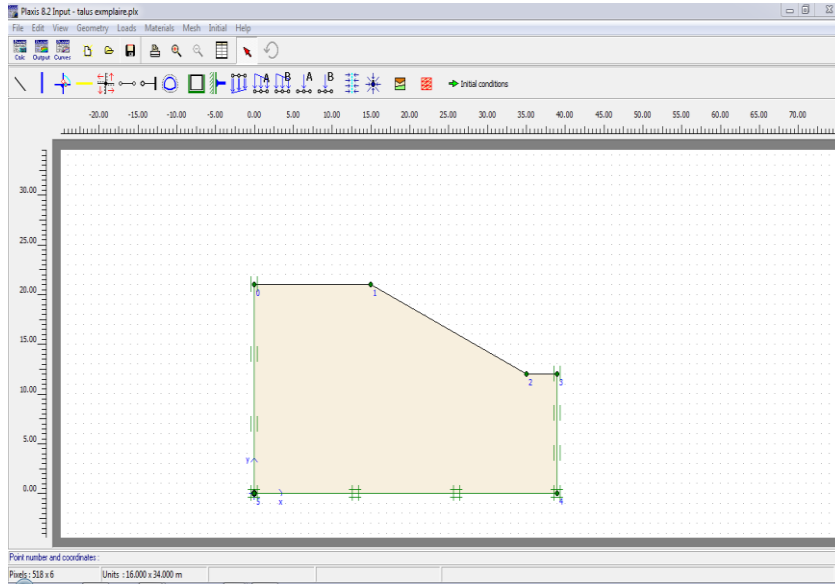
Logiciel de calcul utilisés dans cette étude et présentés ci-après sont fondés sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes sous sollicitations statiques (poids propre et surcharges) ou dynamique (séismes, machines).

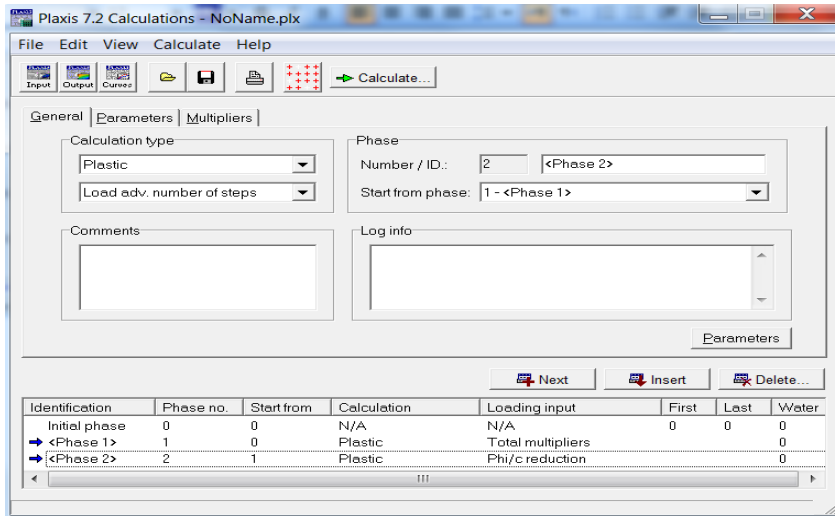
3.2. LE CODE PLAXIS

Le code PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (Les Pays Bas), le code, initialement réalisé pour analyser les digues en terre, a vu son champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement, etc.). PLAXIS permet de réaliser des analyses de déformation et de stabilité des ouvrages géotechniques. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

a/ Données (Input)



b/ Calculs (calculation)



c/ Résultats (Output)

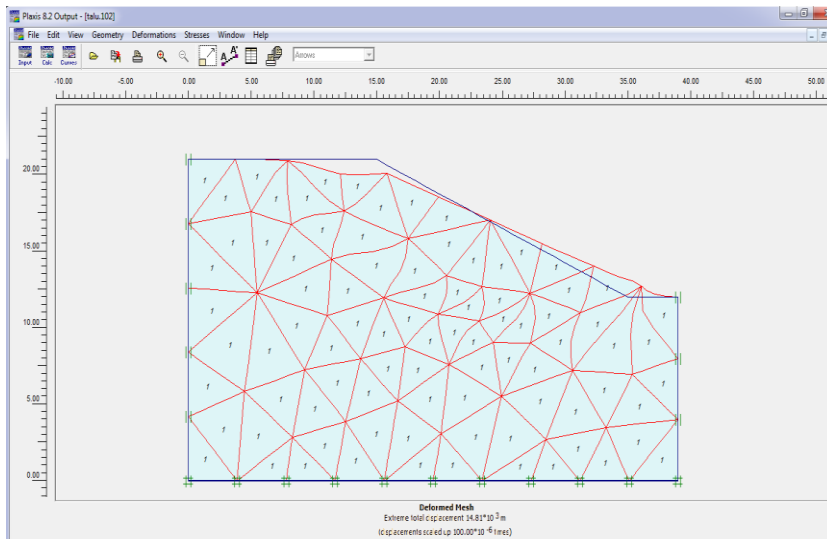


Figure 3. 1 : Interface du code PLAXIS

PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratiques en l'analyse des problèmes élastiques, élastoplastique, élastoviscoplastiques en 2D (bi-dimensionnel) en déformations planes ou 3D (tri-dimensionnel) en déformations axisymétriques. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même de consolidation), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code PLAXIS s'effectue selon un processus itératif permettant de déterminer à chaque pas de temps de calcul les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération correspondant aux chargements appliqués ; l'équilibre est généralement atteint rapidement.

Les modèles de calcul implémentés dans le code PLAXIS couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols courants :

- élasticité linéaire de Hooke pour simuler le comportement des structures rigides massives placées dans le sol ; plasticité parfaite isotrope de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement de la plus part des sols fins ;
- élastoplasticité de type hyperbolique avec écrouissage en cisaillement pour simuler le comportement des sables et des graves, mais aussi de l'argile et des limons ;
- élastoplasticité de type Cam-Clay pour simuler le comportement des argiles molles normalement consolidées ;
- viscoplasticité pour simuler le comportement des sols mous en fonction du temps (fluage et consolidation).
- Aussi se limitera-t-on ci-après à ne décrire que le modèle de Mohr-Coulomb intéressant l'objet de la présente étude.

Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres :

- le module d'Young E : défini soit par le module tangent initial E_0 , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} (figure 3.2) ;
- le coefficient de Poisson ν : évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4;
- la cohésion c : nulle ($c=0$) pour les sables, mais constante non nulle ($c \neq 0$) ou évoluant avec la profondeur pour les argiles ;
- l'angle de frottement interne ϕ : qui conditionne la résistance au cisaillement des sols ;

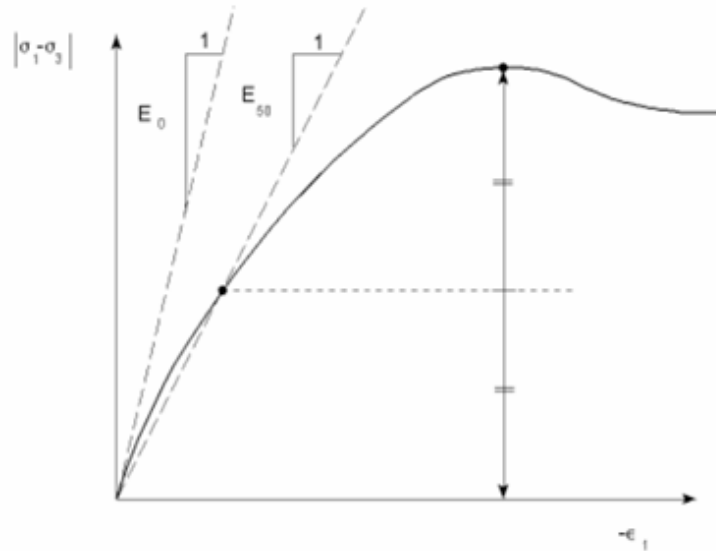


Figure 3. 2 : Définition du module d'Young E

➤ l'angle de dilatance ψ : nul ($\psi=0$) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul ($\psi \neq 0$) pour les sables dont la dilatance dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux, $\psi \approx \phi - 30$.

Ces paramètres peuvent être aisément identifiés sur des résultats d'essais triaxiaux classiques (figure 3.3).

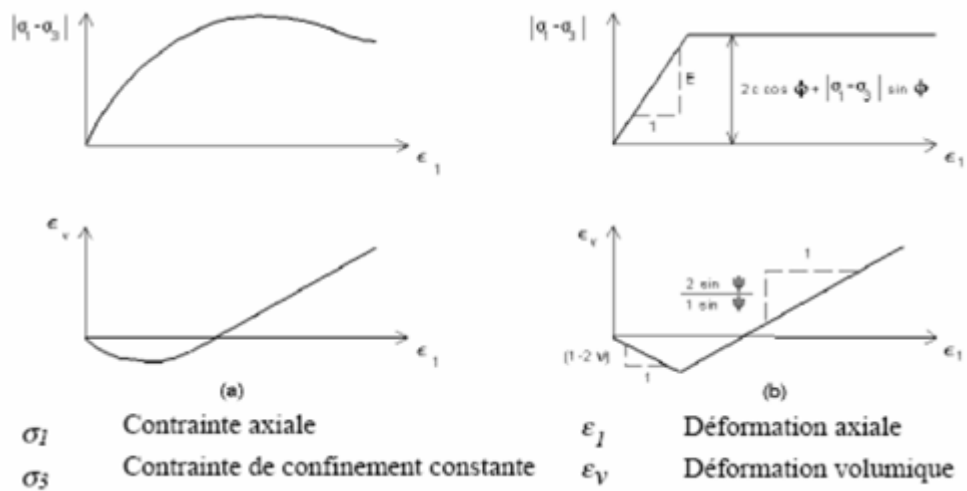


Figure 3. 3 : Essais triaxiaux drainés et modèle élastoplastique type Mohr-Coulomb

Pour la prise en compte des interactions squelette - eau interstitielle dans la réponse du sol, le code PLAXIS distingue entre les comportements drainé et non drainé :

- pour le comportement drainé, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement des sols à long terme (fluage et consolidation) ;
- pour le comportement non drainé, les surpressions interstitielles sont complètement générées. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

Dans PLAXIS, une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c reduction". Dans cette approche, les caractéristiques $\tan\phi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total appelé coefficient de réduction ΣM_{sf} permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \phi_{donnée}}{\tan \phi_{réduit}} = \frac{c_{donnée}}{c_{réduit}}$$

où les caractéristiques notées "donnée" se référant aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se rapportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, ΣM_{sf} vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Le facteur de sécurité global est déterminé comme suit :

$$FS = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } (\Sigma M_{sf}) \text{ à la rupture}$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches).

DEUXIEME PARTIE

ETUDE CAS

QUATRIEME CHAPITRE

Etude Pratique du Talus Aménagé d'Oued Zenati

ETUDE PRATIQUE DU TALUS AMENAGE D'OUED ZENATI

4.1. PRESENTATION GENERALE DU SITE

Oued Zenati est une commune algérienne située dans le nord-est du pays. elle est une daïra (sous-préfecture) de la Wilaya de Guelma à 472 kilomètres à l'est d'Alger, à 40 km (coté sud-ouest) de Guelma, à 100 km d'Annaba et à 70 km de Constantine.

La ville est traversée par un cours d'eau du même nom.

Oued Zenati se situe à une altitude de 621 mètres et le relief y est très montagneux, traversé par la chaîne de montagne de l'Atlas tellien.



Figure 4. 1 : Situation du site Oued Zenati (Wilaya de Guelma)

4.2. CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUE ET GEOMORPHOLOGIQUE :

Le site expertisé est réalisé en profil mixte (déblais - remblai), le remblai instable a une hauteur d'environ 5m, quant au déblai, il ne présente aucun signe d'instabilité.

NB : toutes les dimensions sont basées sur le plan topographique réalisé par le C.T.T.P.

Le tronçon routier traverse les formations géologiques suivantes :

- Sous une couche de remblai de nature argilo- caillouteux, d'une épaisseur de 5m, repose une couche de marne brunâtre, altérée et friable à filon nets de calcite.

- Le toit du substratum constitue de marnes schisteuses gris- noirâtres compactes, est atteint à 18m de profondeur.

Sur le plan hydrogéologique, l'observation sur site a montré la présence de nappe souterraine à la base des talus de remblai.

4.3. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU MASSIF :

4.3.1. Reconnaissance in situ :

Lithologie :

Un (01) sondage carotté de 30m de profondeur a été réalisé en tête du talus de remblai. Ceux-ci ont permis de distinguer les horizons suivants :

- en tête de talus, une couche de remblai de nature argilo limoneux ;
- en profondeur, on retrouve une couche de marne brune altérée et friable devenant compacte à filonets de calcite à partir de 16m de profondeur.
- au-delà de 20m on retrouve une couche de marne schisteuse grise noirâtre.

4.3.2 Essais de laboratoire :

a) Essais d'identification :

- Mesure de teneurs en eau naturelle
- Mesure de densités
- Analyses granulométriques
- Analyses sédimentométriques
- Limites d'Atterberg

b) Essais mécaniques :

- Essais de cisaillement rapide à la boîte de Casagrande

L'interprétation des résultats des essais de laboratoire est comme suit:

Couche de remblai

Les analyses granulométriques réalisées sur ces matériaux présentent des passants à 80 μ m de l'ordre de 60%.

Les limites d'Atterberg mesurées présentent des teneurs en eau de limite de liquidité de 55 % et des indices de plasticité de 25 %.

Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent à la famille des sols fins à savoir des argiles très plastiques (At)

Les densités sèches sont de 17.5kN/m³ et les teneurs en eau naturelle sont de 18 %. Ces matériaux sont moyennant saturés (Sr = 96 %)

L'essai de cisaillement (saturé) rapide réalisé à la boîte de Casagrande a donné les paramètres de résistance suivants :

Tableau 4.1. : Paramètres de résistance de la couche de remblai

Sondage/Prof (m)	Cohésion C (bar)	Angle de frottement Φ (°)
SC (2.5-3.2)	0.67	3
SC (3.7-4.0)	0.65	10

Couche de marne altérée

Les granulométries de ces matériaux sont caractérisées par des passants à 80 μ m de 85 %.

Les limites d'Atterberg mesurées présentent des teneurs en eau de limite de liquidité de 66 % et des indices de plasticité de 35 %.

Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent à la famille des sols fins à savoir des argiles très plastiques (At).

Les densités sèches sont de 14.6kN/m³ et les teneurs en eau naturelle sont de 31%. Ces matériaux sont saturés (Sr de 100%)

Les essais de cisaillement (saturés) rapides réalisés à la boîte de Casagrande ont donné les paramètres de résistance suivants :

Tableau 4.2. : Paramètres de résistance de la couche de marne

Sondage/Prof (m)	Cohésion C (bar)	Angle de frottement Φ (°)
SC- (6.0-6.5)	0.22	5

Le relevé piézométrique effectué en date du 24/12/2004, à révéler un niveau d'eau de 4.3m de profondeur par rapport à la cote de l'accotement de la chaussée.

Les caractéristiques physiques et mécaniques des sols retenues pour le calcul se feront après calage de ces valeurs correspondant au glissement observe et qui sont :

Remblai :

$$\gamma_h = 20.2 \text{ kN/m}^3, \quad C_u = 0.65 \text{ bars}, \quad \varphi = 17^\circ$$

Marne altérée (saturée) :

$$\gamma_h = 18 \text{ kN/m}^3, \quad C_u = 0.02 \text{ bars}, \quad \varphi_u = 17^\circ$$

Marne schisteuse :

$$\gamma_h = 21 \text{ kN/m}^3, \quad C_u = 0.10 \text{ bars}, \quad \varphi_u = 20^\circ$$

4.4. CARACTERISTIQUES SISMIQUES CONSIDEREES :

Toutes les communes de la wilaya de Guelma sont classées dans la zone IIa. Zone de sismicité moyenne les valeurs d'accélération de zone sont définies dans le (Tableau 4.2).

Tableau 4. 3. : Valeurs du coefficient d'accélération de zone A

Groupe IIa	1 A	1B	2	3
Valeur de A	0.25	0.2	0.15	0.1

Le site est de catégorie 4 très meuble $q > 1.5$ Mpa

Les coefficients pseudo-statiques horizontaux et verticaux pris en compte dans le calcul de stabilité des versants

$$k_h = 0.5 A(\%g)$$

$$k_v = \pm 0.3 K_h$$

Avec :

k_h : Coefficient pseudo-statique horizontal

k_v : Coefficient pseudo-statique vertical

A: Valeur du coefficient d'accélération de zone représentant les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes ou ascendantes (Tableau 4.3).

Tableau 4. 4. : Valeurs du coefficient pseudo-statique horizontal et vertical

Groupe	1 A	1B	2	3
Valeur de A	0.25	0.2	0.15	0.1
Valeurs k_h	0.125g	0.1g	0.075g	0.05g
Valeurs k_v	$\pm 0.0375g$	$\pm 0.03g$	$\pm 0.0225g$	$\pm 0.03g$

4.5. CALCULS DE STABILITE :

4.5.1. POSITION DU PROBLEME

Les désordres, qui occupent une superficie visible de 11000m², constituent de plusieurs fissures longitudinales, ouvertes au cœur de la chaussée et du versant et quelques fissures transversales.

Ces désordres du talus de remblai, ont toutefois, évolués pendant la période pluvieuse et entraînent la déformation partielle de la chaussée pluvieuse et entraînent la déformation partielle

de la chaussée.

L'examen de la morphologie du terrain et des gabions existants qui sont restés en place, montre que les désordres sont dus à un glissement avec une déformation du sol support du remblai du a la saturation de celui-ci. Les déformations verticales (tassements) observées sur les gabions sont dues à un ancrage insuffisant dans les argiles stables ; ce qui semble justifier sa déformation.



Figure 4. 2. : Affaissement et glissement du remblai routier

Un cours d'eau, apparemment de faible ampleur superficielle se déverse en constituant deux branches, l'une s'écoule sur le trajet actuel sous dalot, et l'autre branche emprunte un autre trajet naturel qui est l'axe transversal du remblai, les eaux ainsi s'accumulent et tentent de se frayer un autre cheminement en passant sous le remblai existant.

Les désordres sont directement liés aux caractéristiques des sols et aux régimes hydrauliques ou le régime initial est celui de la pente naturelle .La construction des remblais de recharge diminue la perméabilité des sols (sous l'action de son poids propre) d'où une sorte de barrage interne qui oblige la nappe a s'élever et devient presque captive en créant des conditions de stabilité plus défavorable.

4.5.2. MODELISATION NUMERIQUE DU TALUS ETUDIE

La géométrie du talus de Oued Zenati est décrite dans un repère cartésien oxy, l'axe ox étant orienté horizontalement dans la direction amont-aval et l'axe oy dirigé verticalement vers le haut. Le profil est décrit par des segments reliant un ensemble de points.

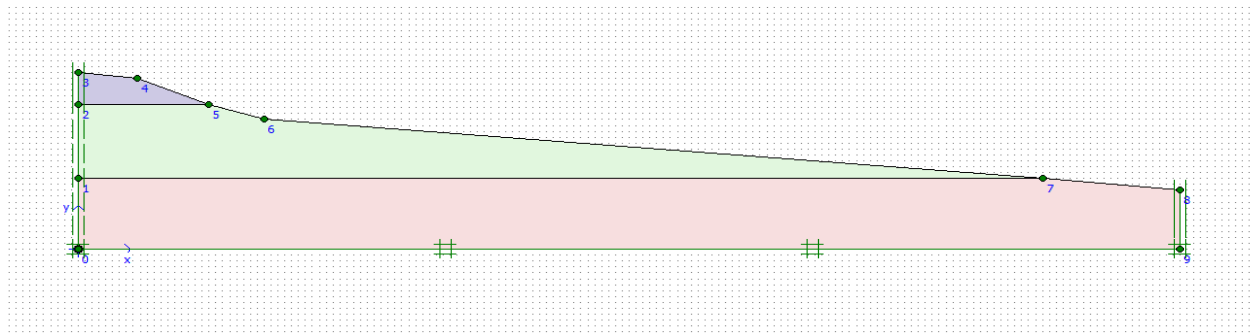


Figure 4. 3 : Modèle géométrique du profil du talus d'Oued Zenati

Le modèle géotechnique considère trois (03) couches de sol, de nature différente. La loi de comportement pour les trois (03) couches est identique mais les paramètres sont différents. La loi de comportement retenue est le modèle de Mohr - Coulomb. Ce modèle a été utilisé pour le calcul avec les données géotechniques qui sont dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4. 5 : Caractéristiques moyennes de cisaillement des couches de sol

Couche de sol	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	c(kPa)	φ (°)
Argile caillouteuse	20.2	17.1	25000	0.3	65	10
Marne altérée	18	13.7	20000	0.33	2	17
Argile schisteuse	21	16	15000	0.35	10	20

4.5.3. UTILISATION DU CODE PLAXIS

4.5.3.1. Présentation du profil étudié :

Pour le logiciel PLAXIS, les données et les résultats des calculs sont sauvegardés dans un même fichier du type Calnum.plx, où num désigne le numéro du calcul considéré.

Le profil est constitué de dix-neuf points, dont les coordonnées sont consignées dans l'encadré ci-après;

La forme de la ligne de rupture n'étant pas imposée dans ce genre d'analyse.

Tableau 4. 6 : Coordonnées du profil.

N° du point	X(m)	Y(m)	N° du point	X(m)	Y(m)
1	0	0	6	19	24.5
2	0	12	7	27	22
3	0	24.5	8	140	12
4	0	30	9	160	10
5	8.5	29	10	160	0

L'état initial est caractérisé par des contraintes de type géostatique, les phases de calcul considérées ici sont les suivantes :

- un calcul plastique avec le modèle de Mohr-Coulomb, en conditions drainées ;
- un calcul de sécurité par la méthode de "phi-c reduction".

Un premier calcul sous chargement gravitaire nous a permis déterminer la position et l'allure de ligne de rupture comme le montre la figure (4.4) .

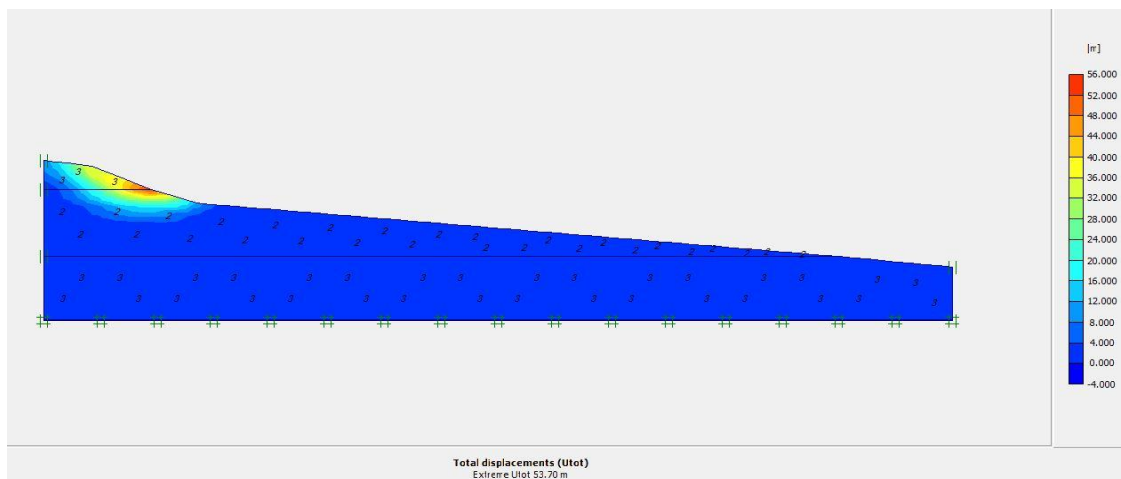


Figure 4. 4. : Déplacements totaux du talus.

Pour la suite nous avons examiné quatre types de calcul de stabilité du versant :

- Le premier calcul : talus sous chargement gravitaire ;
- Le deuxième calcul : talus sous l'effet du séisme ;
- Le troisième calcul : talus sous l'effet de la nappe d'eau (saturation totale) ;
- Le quatrième calcul : talus sous l'effet de la nappe d'eau (h=7m) ;

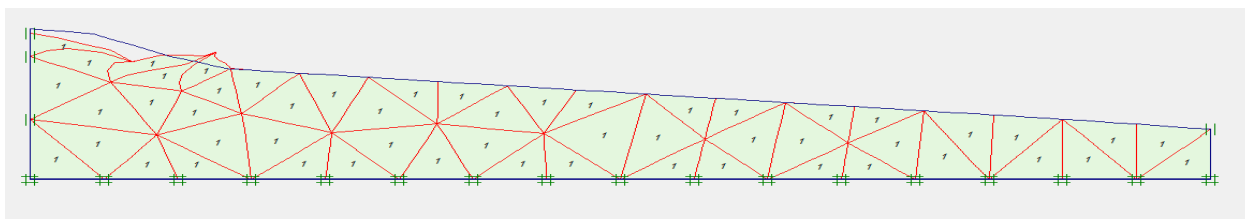
4.5.4. RESULTATS DES CALCULS ET DISCUSSION

4.5.4.1. Talus sous chargement gravitaire :

Deux séries de calcul ont été effectuées pour déterminer les valeurs du facteur de sécurité.

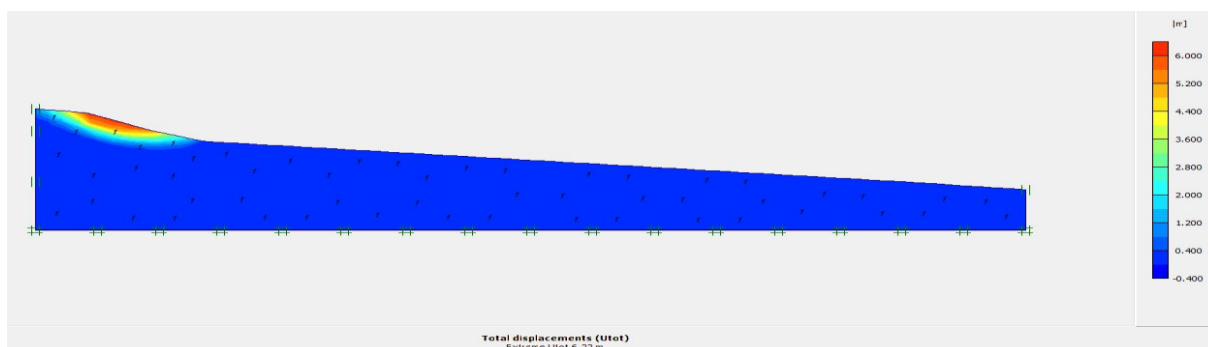
Les résultats des calculs sont représentés sur les figures ci-dessous.

4.5.4.1.1. Variation de la cohésion :



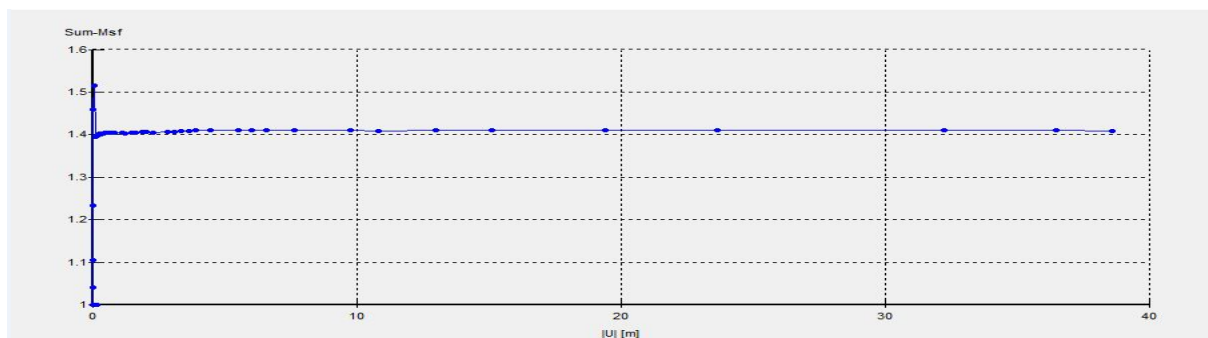
Calcul pour $c=2$ KPa

Figure 4. 5. : Maillage déformé du talus



Calcul pour $c=3$ KPa

Figure 4. 6. : Déplacements totaux du talus



Calcul pour $c=4$ KPa

Figure 4. 7. : Facteur de sécurité en fonction du déplacement du talus

Les autres résultats sont encadrés dans le tableau 4.7 et schématisé sur la figure 4.8.

Tableau 4. 7. : Valeurs du facteur de sécurité en fonction cohésion

Cas	Ref « C=2 »	C=3	C=4	C=5	C=6
Coefficient de sécurité	1.202	1.307	1.409	1.508	1.592

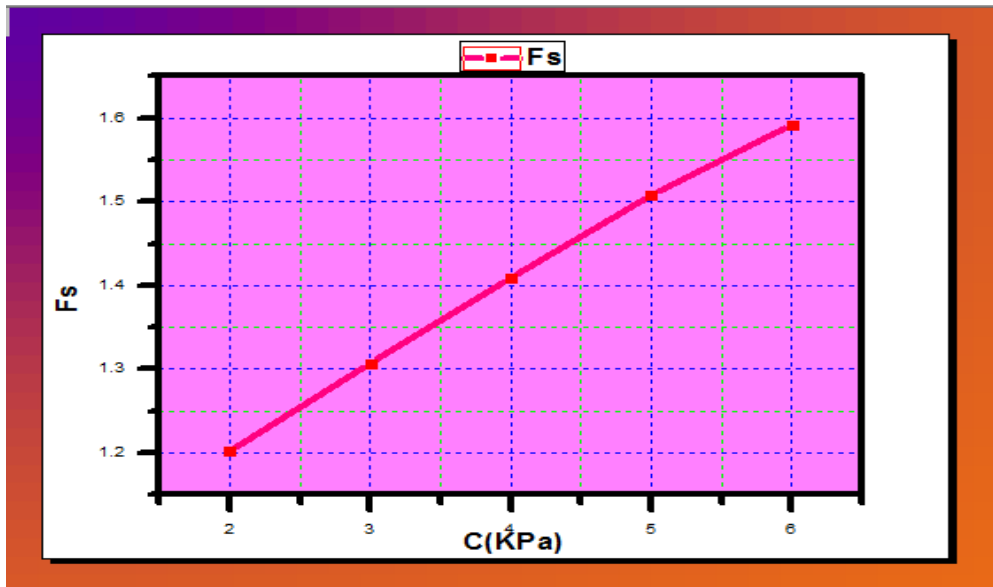


Figure 4. 8. : Variation du facteur de sécurité en fonction de la cohésion

4.5.4.1.2. Variation de l'angle de frottement :

Les résultats des calculs sont représentés sur le tableau 4.8 et la figure 4.9.

Tableau 4. 8. : Valeurs du facteur de sécurité en fonction l'angle de frottement

Cas	Ref « $\varphi=17^\circ$ »	$\varphi=15^\circ$	$\varphi=19^\circ$	$\varphi=21^\circ$	$\varphi=23^\circ$
Coefficient de sécurité	1.202	1.079	1.324	1.566	1.566

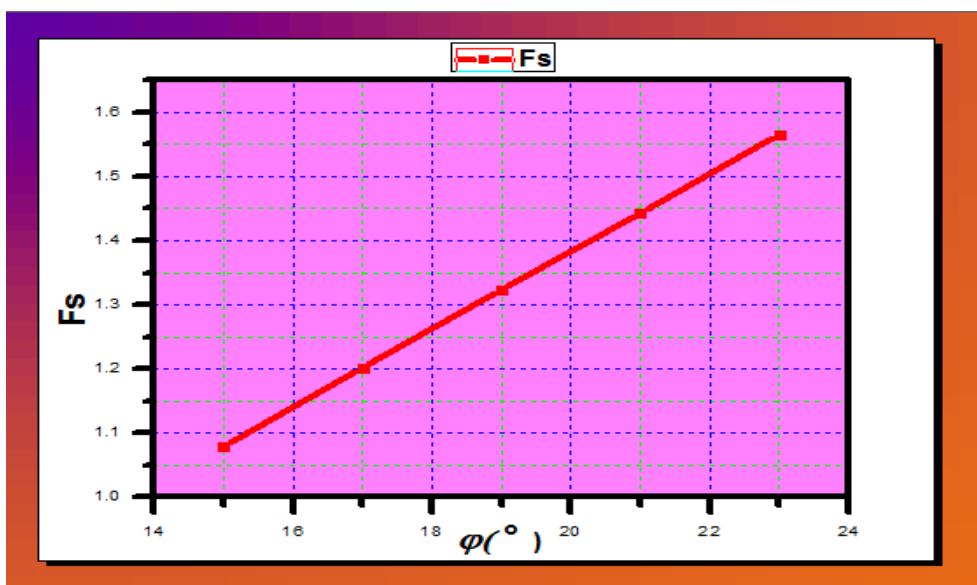
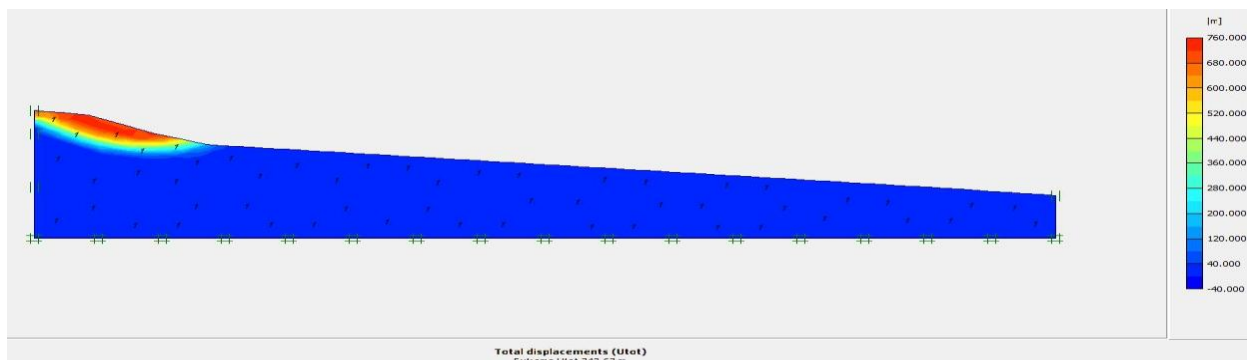


Figure 4. 9. : Variation du facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement

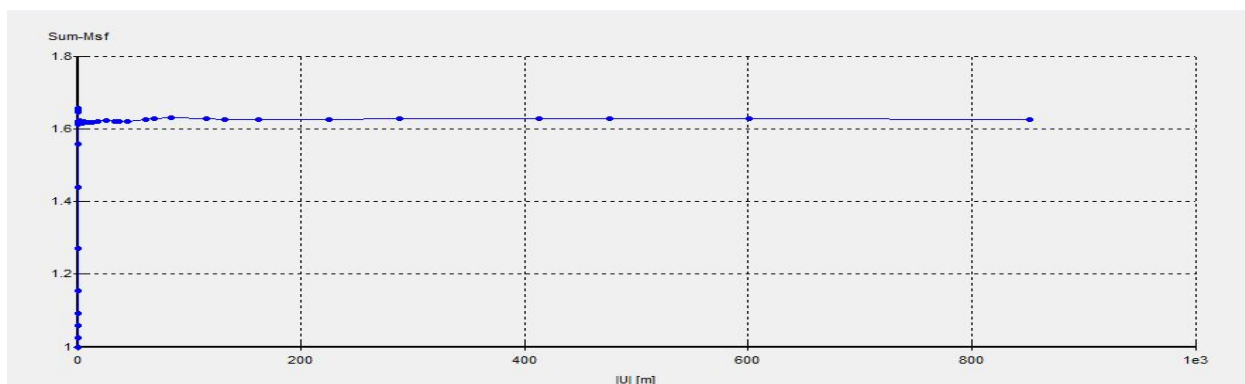
4.5.4.2. Talus sous l'effet du séisme :

4.5.4.2.1. Variation sur la cohésion :



Cas : C=5 KPa

Figure 4.10. : Déplacements totaux du talus



Cas : C=15 KPa

Figure 4.11. : Facteur de sécurité en fonction du déplacement

Les autres résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4. 9. : Valeurs du facteur de sécurité en fonction cohésion

Cas	Ref « C=2 »	C=5	C=7	C=9	C=11	C=13	C=15
Coefficient de sécurité	Rupture	1.07	1.18	1.287	1.388	1.497	1.626

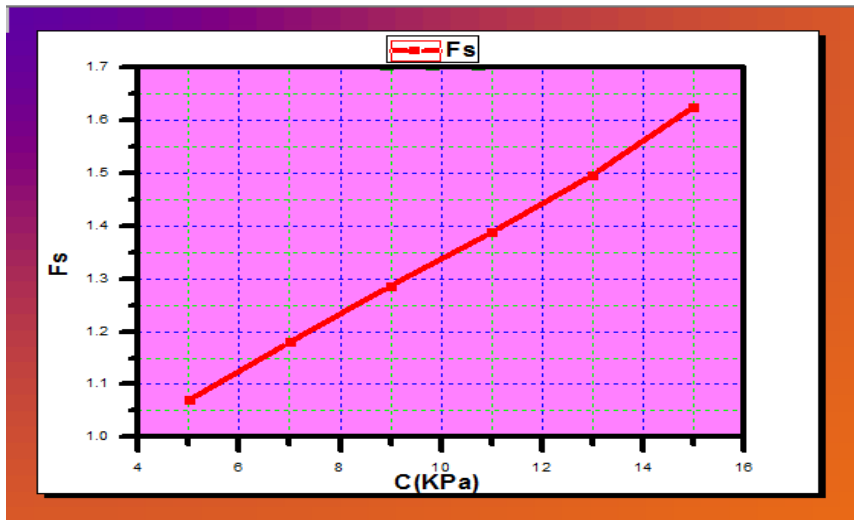
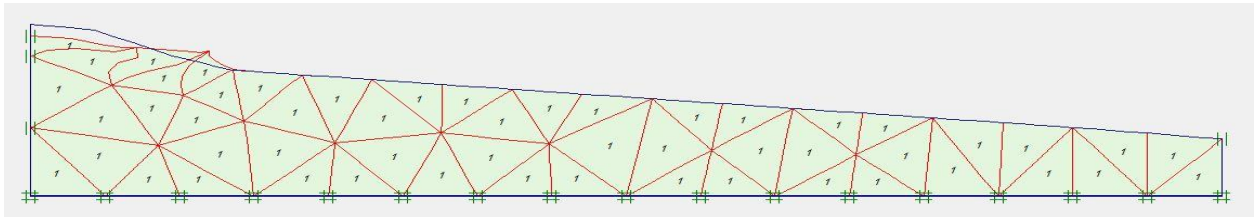


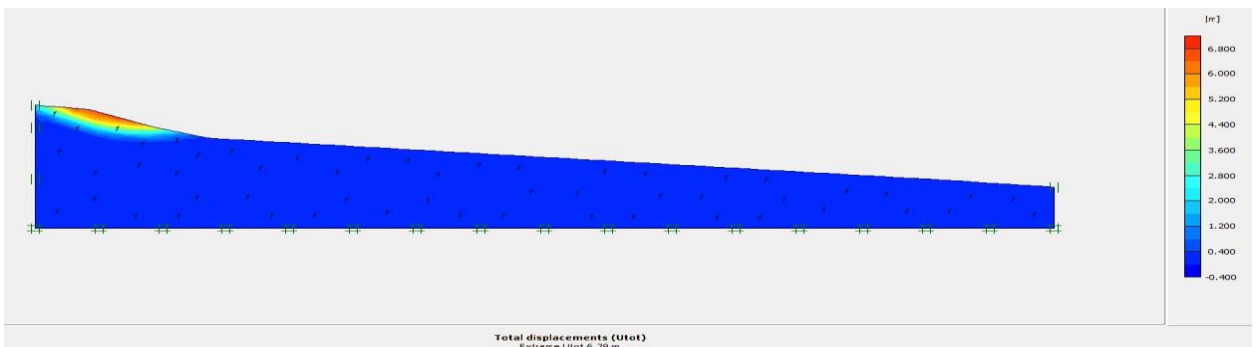
Figure 4.12. : Variation du facteur de sécurité en fonction de la cohésion

4.5.4.2.2. Variation sur l'angle de frottement :



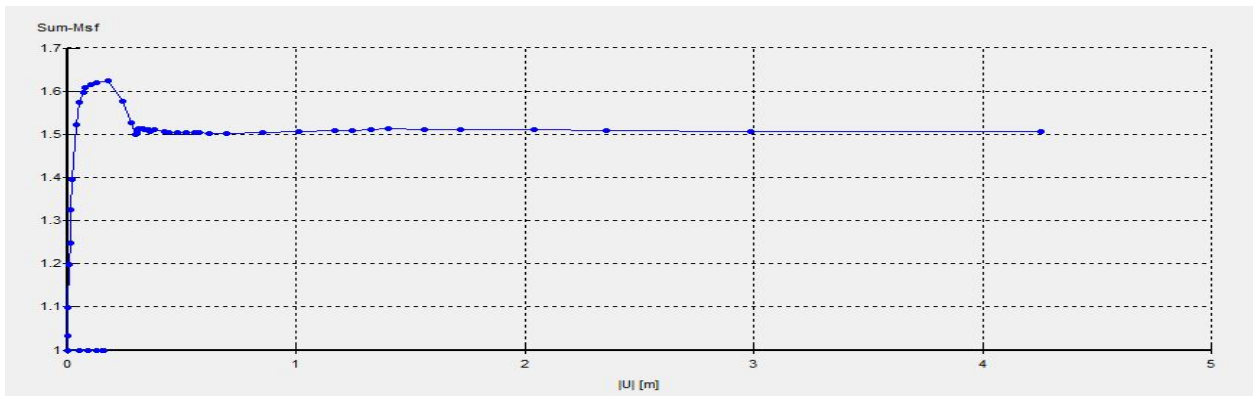
Cas : $\phi=21^\circ$

Figure 4.13. : Maillage déformé du talus



Cas : $\phi=27^\circ$

Figure 4.14. : Déplacements totaux du talus



Cas : $\varphi=31^\circ$

Figure 4. 15. : Facteur de sécurité en fonction du déplacement.

Les autres résultats sont encadrés dans le tableau et la figure ci-dessous.

Tableau 4. 10. : Les valeurs des facteurs de sécurité en fonction l'angle de frottement

Cas	Ref « $\varphi=17^\circ$ »	$\varphi=21^\circ$	$\varphi=23^\circ$	$\varphi=25^\circ$	$\varphi=27^\circ$	$\varphi=29^\circ$	$\varphi=31^\circ$
Coefficient de sécurité	rupture	1.045	1.139	1.239	1.332	1.431	1.507

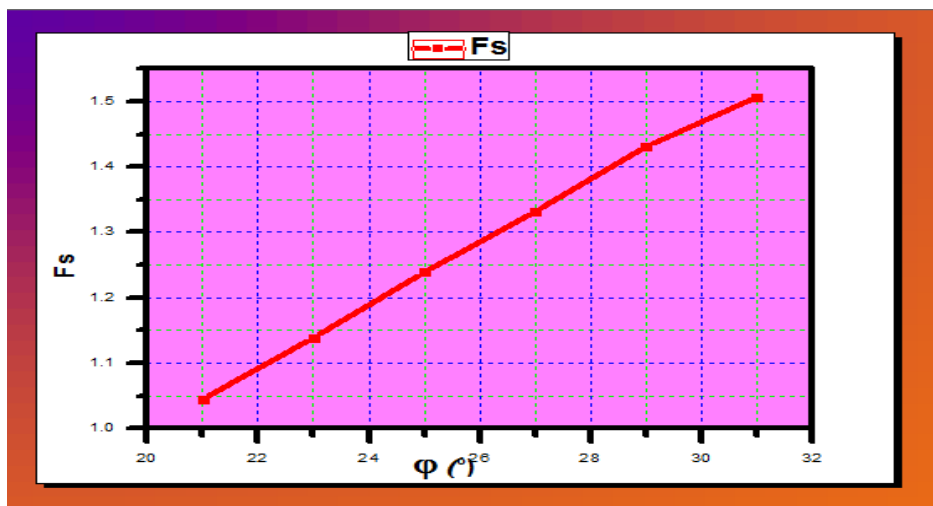
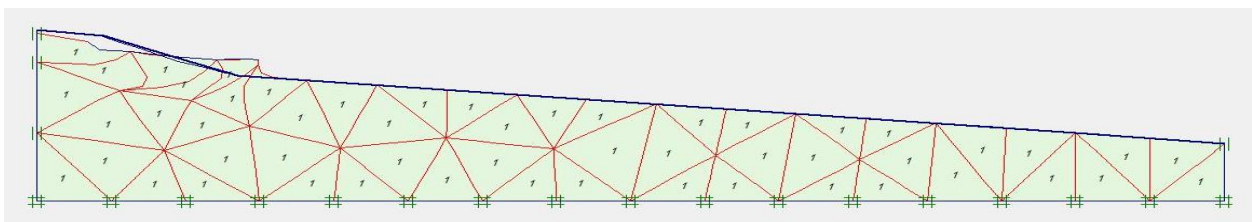


Figure 4. 16. : Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement

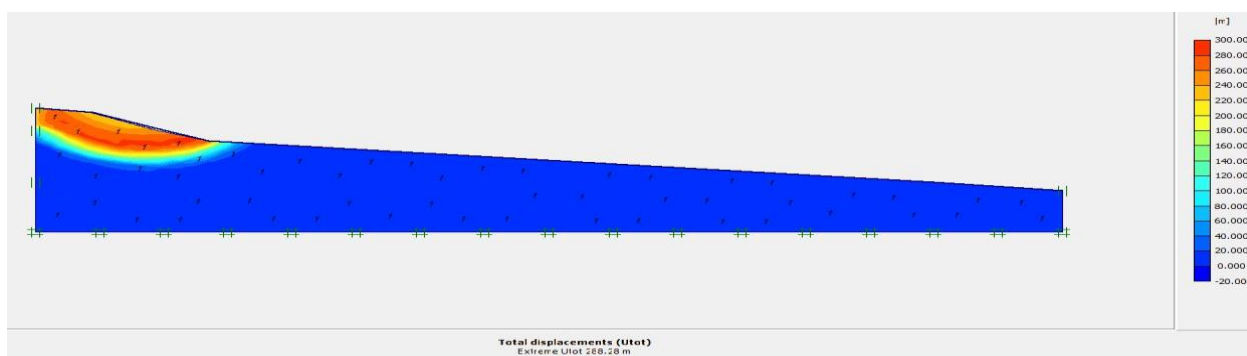
4.5.4.3. Talus sous effet de la nappe d'eau (saturation totale):

4.5.4.3.1. Variation sur la cohésion :



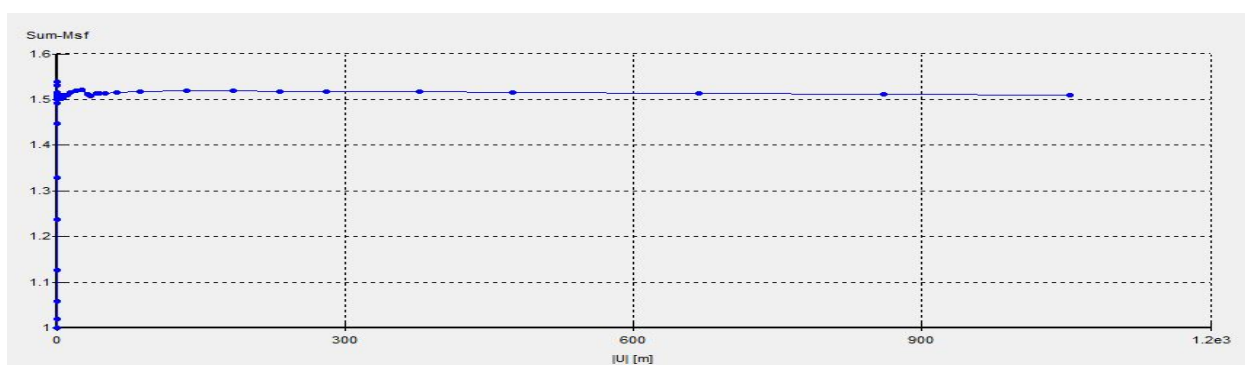
Cas : C=11 KPa

Figure 4. 17. : Maillage déformé du talus



Cas : C=15 KPa

Figure 4. 18. : Déplacements totaux du talus



Cas : C=21 KPa

Figure 4. 19. : Facteur de sécurité en fonction du déplacement

Les autres résultats sont encadrés dans le tableau et la figure ci-dessous.

Tableau 4. 11. : Les valeurs des facteurs de sécurité en fonction cohésion

Cas	Ref « C=2 »	C=11	C=13	C=15	C=17	C=19	C=21
Coefficient de sécurité	Rupture	1.065	1.178	1.284	1.355	1.418	1.510

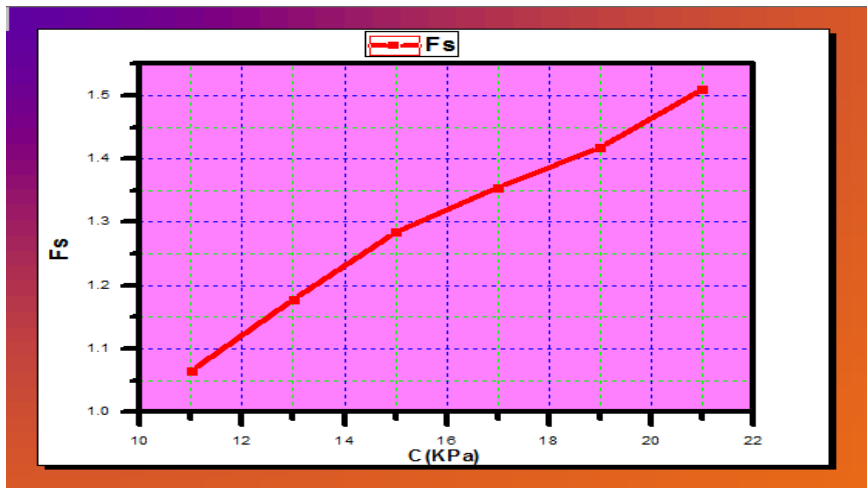
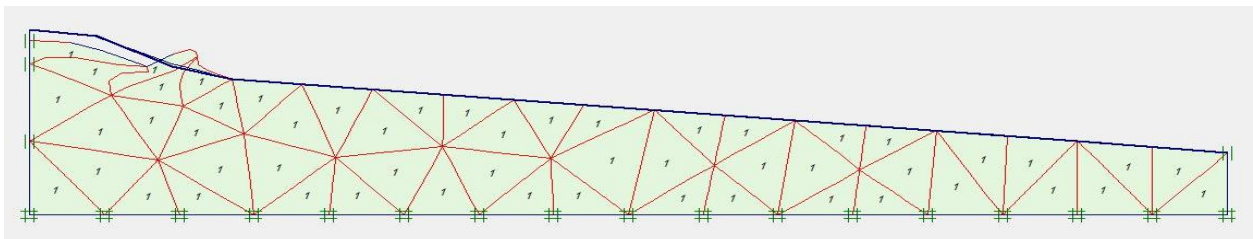


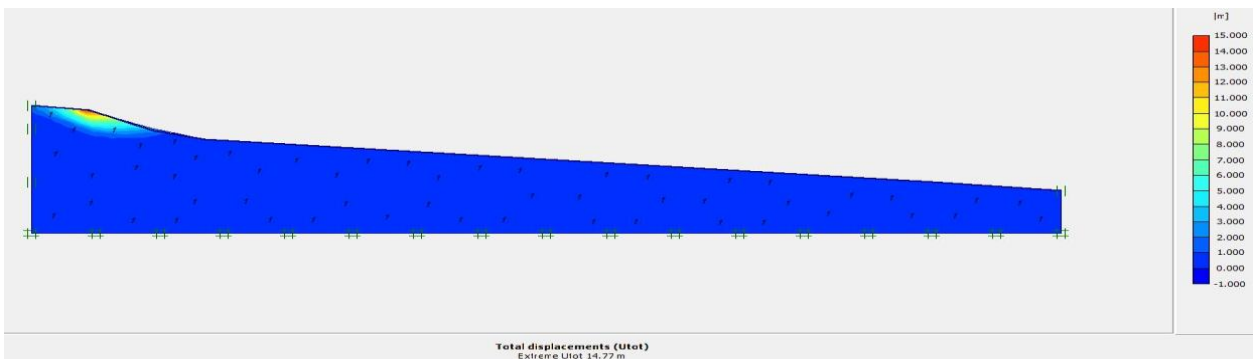
Figure 4. 20. : Variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion

4.5.4.3.2. Variation sur l'angle de frottement :



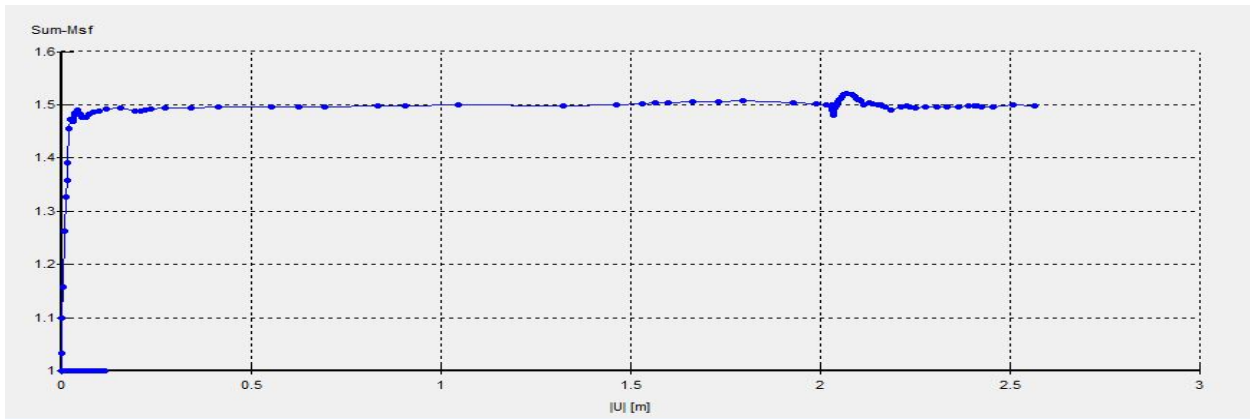
Cas : $\varphi=33^\circ$

Figure 4. 21. : Maillage déformé du talus



Cas : $\varphi=39^\circ$

Figure 4. 22. : Déplacements totaux du talus



Cas : $\varphi=45^\circ$

Figure 4. 23. : Facteur de sécurité en fonction du déplacement

Les autres résultats sont encadrés dans le tableau et la figure ci-dessous.

Tableau 4. 12. : Les valeurs des facteurs de sécurité en fonction l'angle de frottement

Cas	Ref $\varphi=17^\circ$	$\varphi=33^\circ$	$\varphi=35^\circ$	$\varphi=37^\circ$	$\varphi=39^\circ$	$\varphi=41^\circ$	$\varphi=43^\circ$	$\varphi=45^\circ$
Coefficient de sécurité	Rupture	1.044	1.110	1.178	1.255	1.332	1.375	1.499

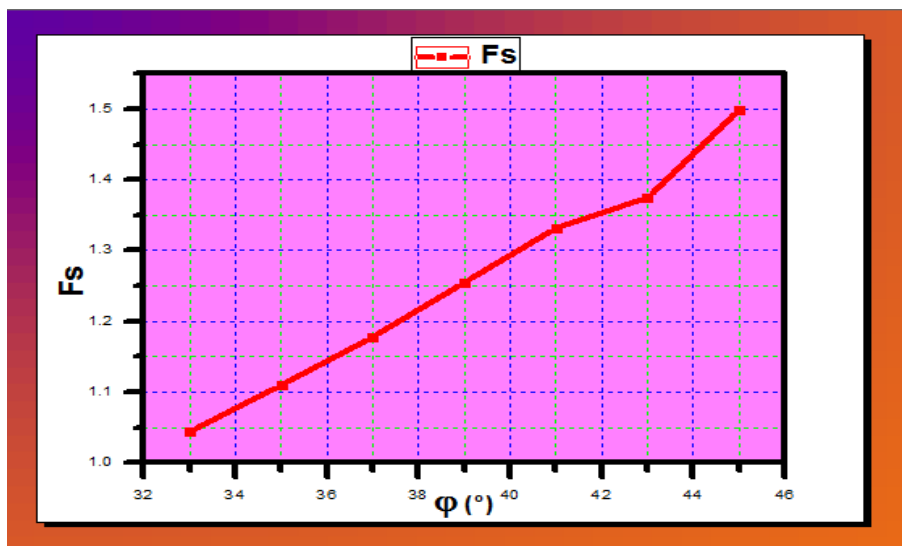
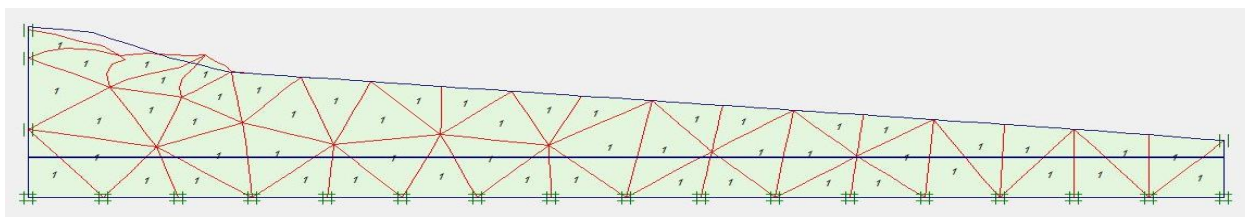


Figure 4. 24. : Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement

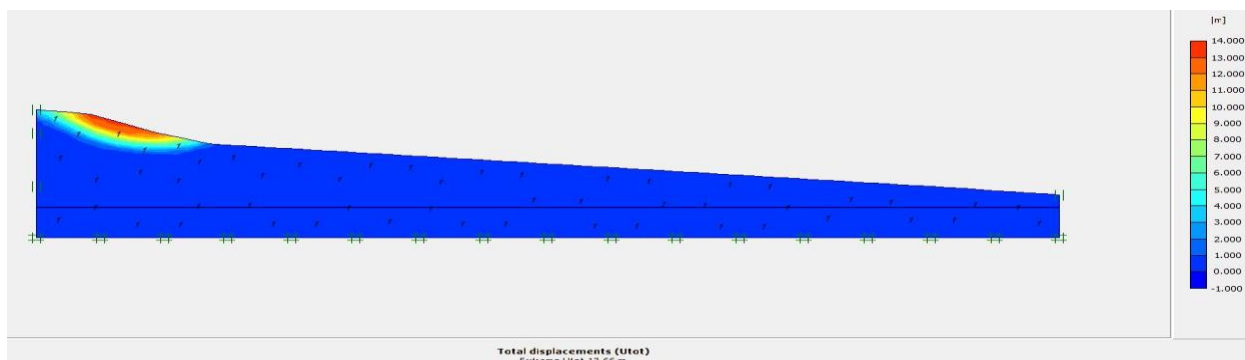
4.5.4.4. Talus sous effet de la nappe d'eau (h=7m) :

4.5.4.4.1. Variation sur la cohésion :



Cas : C=3KPa

Figure 4. 25. : Maillage déformé du talus



Cas : C=5 KPa

Figure 4. 26. : Déplacements totaux du talus

Les autres résultats sont encadrés dans le tableau et la figure ci-dessous.

Tableau 4. 13. : Les valeurs des facteurs de sécurité en fonction cohésion

Cas	Ref « C=2 »	C=3	C=4	C=5	C=6
Coefficient de sécurité	1.202	1.308	1.409	1.505	1.595

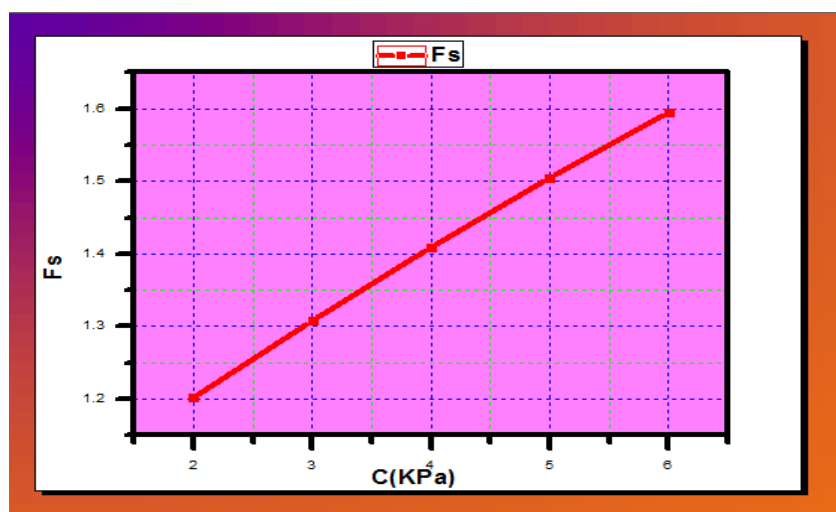
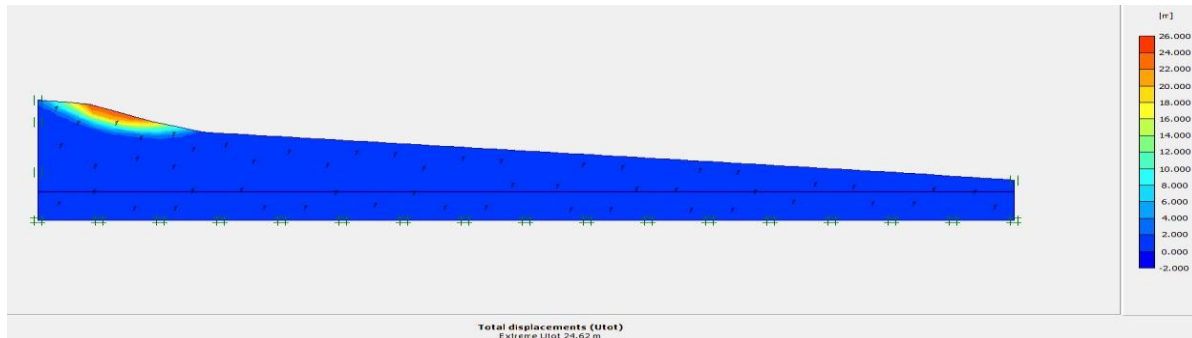


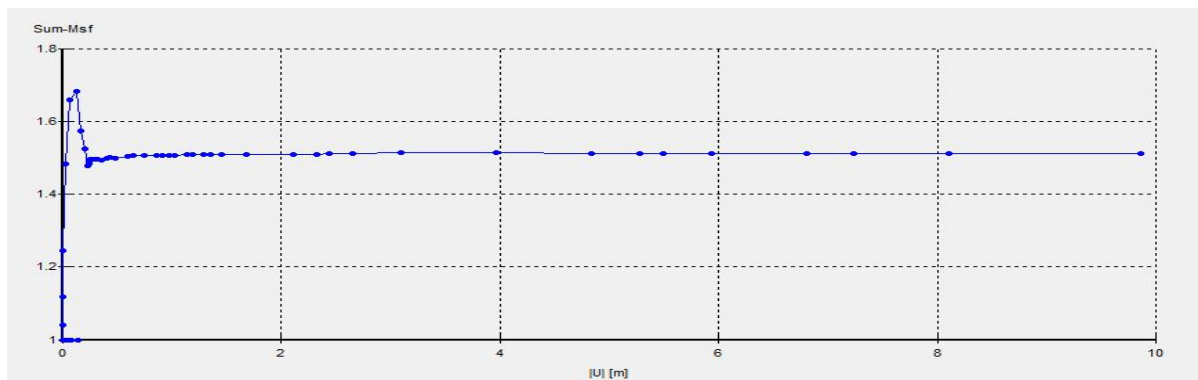
Figure 4. 27. : Variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion

4.5.4.2. Variation sur l'angle de frottement :



Cas : $\varphi=14^\circ$

Figure 4. 28. : Déplacements totaux du talus



Cas : $\varphi=22^\circ$

Figure 4. 29. : Facteur de sécurité en fonction du déplacement

Les autres résultats sont encadrés dans le tableau et la figure ci-dessous.

Tableau 4. 14. : Les valeurs des facteurs de sécurité en fonction l'angle de frottement

Cas	Ref « $\varphi=17^\circ$ »	$\varphi=14^\circ$	$\varphi=16^\circ$	$\varphi=18^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=22^\circ$
Coefficient de sécurité	1.202	1.02	1.142	1.266	1.386	1.512

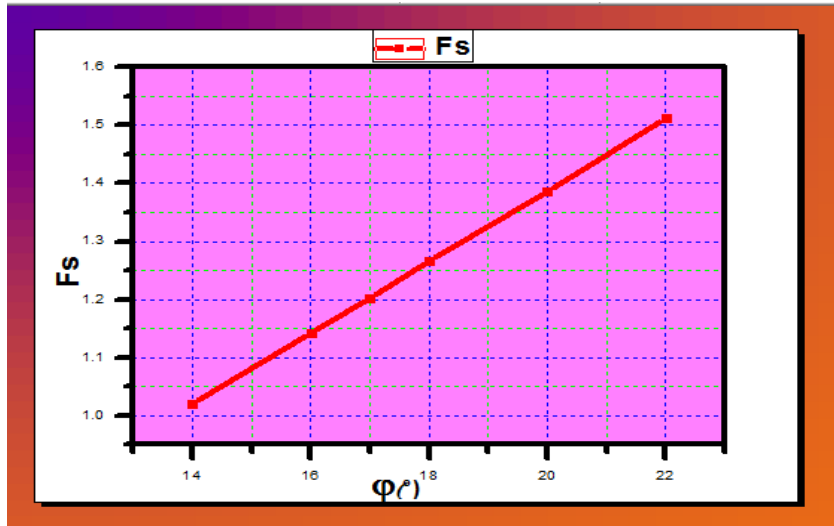


Figure 4. 30. : Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement

4.6. SYNTHÈSE :

Deux séries de calcul comportant chacune quatre cas d'étude ont été envisagés, un calcul sous chargement gravitaire seul, sous séisme, sous l'effet d'une nappe et sous effet combiné.

La première série caractérisée par la variation de la cohésion pour les quatre cas d'étude à montrer que :

Sous chargement gravitaire seul, la variation de la cohésion de (0 à 66)% fait varier le facteur de sécurité de (0 à 24)%.

Sous séisme, la variation de la cohésion de (0 à 66)% fait varier le facteur de sécurité de (0 à 34)%.

Sous effet de la nappe, la variation de la cohésion de (0 à 48)% fait varier le facteur de sécurité de (0 à 30)%.

La deuxième série caractérisée par la variation de l'angle de frottement pour les quatre cas d'étude à montrer que :

Sous chargement gravitaire seul, la variation de l'angle de frottement de (0 à 26)% fait varier le facteur de sécurité de (0 à 23)%.

Sous séisme, la variation de la cohésion de (0 à 32)% fait varier le facteur de sécurité de (0 à 30)%.

Sous effet de la nappe, la variation de la cohésion de (0 à 26)% fait varier le facteur de sécurité de (0 à 30)%.

Les causes de rupture peuvent être multiples. Toutefois, on peut penser qu'elles Proviennent d'une modification notable des caractéristiques de cisaillement du sol.

CONCLUSIONS GENERALES

On a établi un calcul de référence pour un modèle donné d'un versant situé à Oued Zenati dans la wilaya de Guelma. La valeur du facteur de sécurité est de 1,20 indice qui indique que le talus paraît stable sous l'effet du chargement gravitaire seul.

Le calcul à partir du profil initial du talus composé de trois couches de sol, nous a permis de déterminer la position et le type de la ligne de rupture.

Pour le reste des calculs on a retenu un profil ayant la même géométrie constitué d'une seule couche qui la couche la plus touchée par la ligne de rupture.

Deux séries de calcul comportant chacune quatre cas d'étude ont été envisagés, un calcul sous chargement gravitaire seul, sous séisme, sous l'effet d'une nappe et sous effet combiné.

Par cette étude paramétrée on a pu confirmer que l'augmentation de la cohésion ou de l'angle de frottement fait augmenter la stabilité du talus.

La variation de la valeur du facteur de sécurité est plus sensible pour la variation de l'angle de frottement qu'à la variation de la cohésion dans tous les cas de chargement (gravitaire, séisme ou nappe).

L'influence du séisme est très remarquée par rapport à l'influence de la nappe d'eau.

A saturation totale, l'effet du séisme devient très important par rapport aux autres cas d'étude.

Vu le manque de moyens logiciels l'étude présentée s'est limitée à une étude en deux dimensions et elle nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

Le calcul par méthode numérique (MEF) s'avère indispensable pour les calculs de précision en conditions statique qu'en conditions sismique.

Les paramètres qui ont une influence remarquables sur la stabilité des terrains en pente dans le cas d'une étude sismique sous l'effet d'une excitation sismique sont celle de cisaillement du sol (cohésion et angle de frottement) et le niveau de la nappe.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- DURVILLE J.L. ET SEVE G.** Stabilité des pentes : Glissements en terrain meubles. Techniques de l'ingénieur, C254.
- COSTET J. ET SANGLERAT G. (1983).** Cours pratique de mécanique des sols, tome 2. Edition Eyrolles.
- IDENTIFICATION DES RISQUES (2008).** Département de l'Environnement, Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques Maroc. Le risque sismique version 1.0
- KHEMISSA M. (2005).** Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Actes du Séminaire International sur les risques Naturels liés aux Glissements de Terrain et d'éboulement Rocheux, Université de Guelma, CD-ROM, 15-6 novembre 05, CD.
- KHEMISSA M., AYADAT T., RAHMOUNI Z. (2001).** Méthodologie d'étude et techniques de confortement des versants instables. Cnepru_01_r1.
- KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMED A. (2003).** Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Cnepru_03_r1.
- KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMED A. (2003).** Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Cnepru_03_r2.
- KHEMISSA M., RAHMOUNI Z. (2003).** Analyse de la stabilité et stabilisations par pieux du versant instable de Sidi Ahmed (Bejaia, Algérie). Actes du 13^{ème} Congrès Régional Africain de la géotechnique (13 CRA), Marrakech, Maroc, 8-11 décembre 03, Ed.Sahli et al., ISBN 9954-4807-0-2, pp.163-168.
- MAGNAN J.P. (2000).** Cours de Mécanique des sols et des roches.
- MESTAT P. (2001).** Introduction à la Modélisation par éléments finis des ouvrages géotechnique.
- PHILIPPONNAT G.** Fondations et ouvrages en terre. Edition Eyrolles.
- PILOT G.** Stabilité des pentes. Techniques de l'ingénieur, C254.
- RPA 99 VERSION (2003).** Règlement Parasismique Algérien.
- DJEFEL Z. (2014).** Renflouage par clouage et soutènement d'un versant naturel instable urbanisé application au cas du versant de Tizi N'Bechar wilaya de Setif. Mémoire de fin d'étude de Master à l'université de M'sila.
- BOUZIANE F. (2014).** Comportement d'une soute à mazout enterrée au bord de talus sous séisme. Mémoire de fin d'étude de Master à l'université de M'sila.
- SAOUDI S. (2011).** Analyse de la stabilité d'un versant naturel urbanisé application au cas du versant de Tizi N'Bechar wilaya de Setif. Mémoire de fin d'étude de Master à l'université de M'sila.
- SEDDIKI A. (2008).** Analyse de la stabilité des pentes sous séisme application ca du talus d'Aomar wilaya de Bouira. Mémoire de Magister à l'université de M'sila.

