

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la technologie  
Département : **de Génie civil et  
Hydraulique**

Réf : ...../2015



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم: الهندسة المدنية و الري  
المرجع: ..... / 2015

Mémoire de master  
2<sup>ème</sup> année  
Conception et Calcul des Structures

**EFFET DE LA VARIATION DE LA COHETION SUR LE  
COMPORTEMENT DES PENTES**

**Etudiante :**  
Lefriki souad

**Encadreur :**  
DR. BENSMAIL. M

**Juin 2015**

## Introduction générale

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 provoquent mondialement la mort de 800 à 1000 personnes/an et causent des préjudices économiques et des dommages considérables. De nombreux paramètres, naturels ou anthropiques, conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain (géologie, hydrogéologie, urbanisation...etc). En 1979, la commission sur les mouvements de terrain de l'association internationale de géologie de l'ingénieur, estimait que 14% des pertes de vie humaines lors des catastrophes naturelles pouvaient être attribuées aux mouvements de terrain.

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. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme.

Aujourd'hui 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 logiciels comme (Plaxis<sup>2D</sup>, Flac<sup>2D</sup>, cesar-lcpc, Degrés 3.2....).

Un bref aperçu de la méthode des éléments finis (MEF) concerne l'historique, les concepts de base et l'utilisation de cette méthode dans le domaine géotechnique a été présenté.

Pour réaliser l'objectif de ce travail qui consiste à étudier l'effet de la variation de la cohésion sur le comportement des pentes. Nous avons opté pour la méthode numérique avec le code de calcul plaxis<sup>2D</sup>, qui nous permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique, et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement interprétable. Plaxis utilise plusieurs modèles de comportement (ex : Mohr-Coulomb), qui dépendent de la nature du sol et de type d'ouvrage.

après la mise des hypothèses et la définition de la géométrie du modèle ainsi des caractéristiques des matériaux, on passe au calcul par Plaxis, d'abord faire le modèle, utiliser le maillage et mettre les conditions initiales, ceci est fait à l'aide du programme d'entrée des données ensuite calculer par le programme de calcul et les interpréter.

Pour atteindre l'objectif visé, le mémoire sera divisé suivant le plan ci-dessous :

## **Introduction générale**

### **- Chapitre 1.** Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain

Le premier chapitre traite le risque du mouvement de terrain en général et le glissement de terrain en particulier. A ce titre nous essayerons d'avoir une idée sur le phénomène de glissement de terrain, ses types et ses facteurs qui permettent le déclenchement du risque.

### **- Chapitre 2.** Méthodes de calcul de stabilité des talus

Le deuxième chapitre présente quelques méthodes d'analyse de la stabilité des talus, et plus particulièrement les méthodes de calcul à l'équilibre limite.

### **- Chapitre 3.** Présentation des méthodes numériques utilisée dans l'étude de la stabilité.

Le troisième chapitre consiste à présenter de calcul par la méthode des Eléments finie et la méthode des différences finies

### **- Chapitre 4.** Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion

Dans un quatrième chapitre comporte la modélisation numérique de stabilité sous sollicitations dynamiques de deux cas . Le logiciel de calcul PLAXIS est utilisé dans cette étude, il est fondés sur ces principes et il est connu 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 sismique des pentes.

Enfin, ce travail se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelques perspectives.

# **Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain**

---

## **Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain**

### **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.

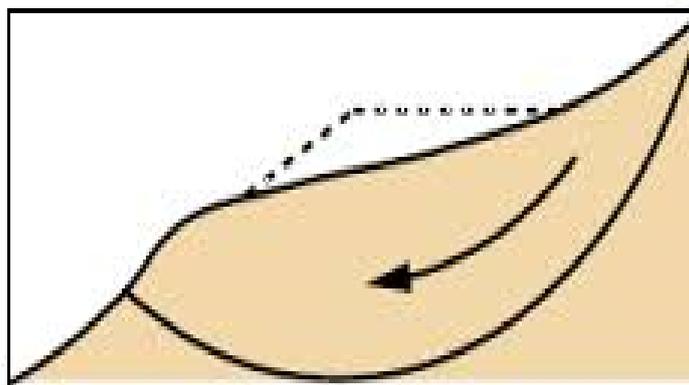
Pour cela, il faut compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements.

### **1.2. définition 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 [29].

#### **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 :



**Figure 1.1.** Pentes naturelles. [30]

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain

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. [30]

### 1.2.2. Pentés 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
- Digue et barrages en terre

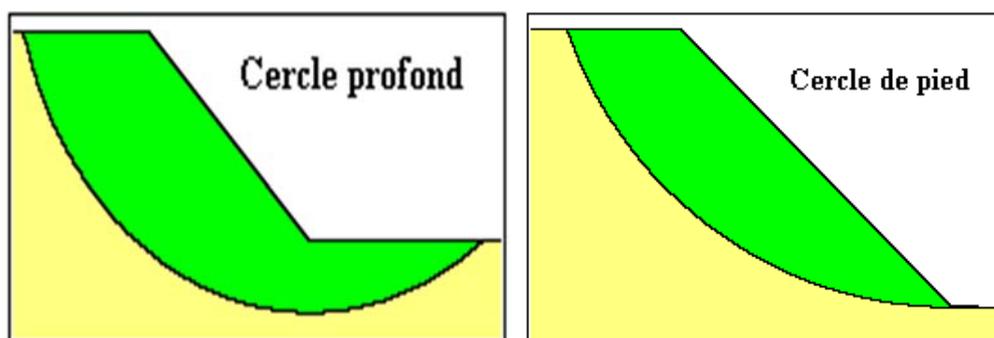


Figure 1.2 Pente artificiels. [30]

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

#### 1.2.2.1. 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 résistante ;
- Les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages) ;

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain

➤ 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. [30]

### 1.2.2.2. 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

### 1.2.2.3. Dignes 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. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.

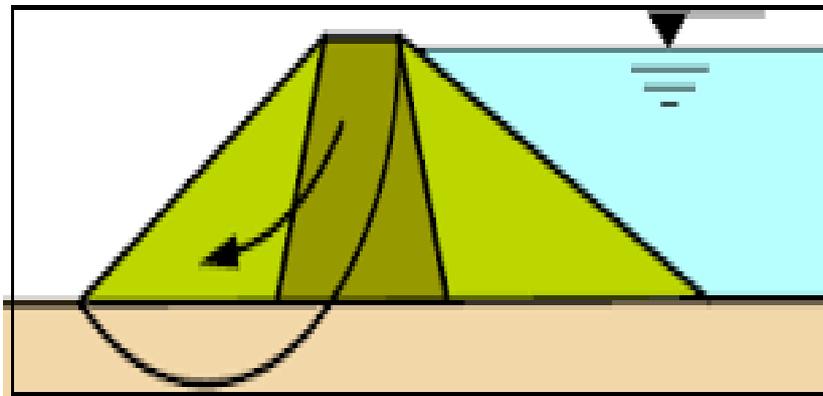


Figure 1.3. Dignes et barrages en terre

- ✓ Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité  $F_s$  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. [30]

# **Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain**

---

## **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 (exploitation, déboisement, terrassement,...etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure. [6]

### **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. [5]

### **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

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain

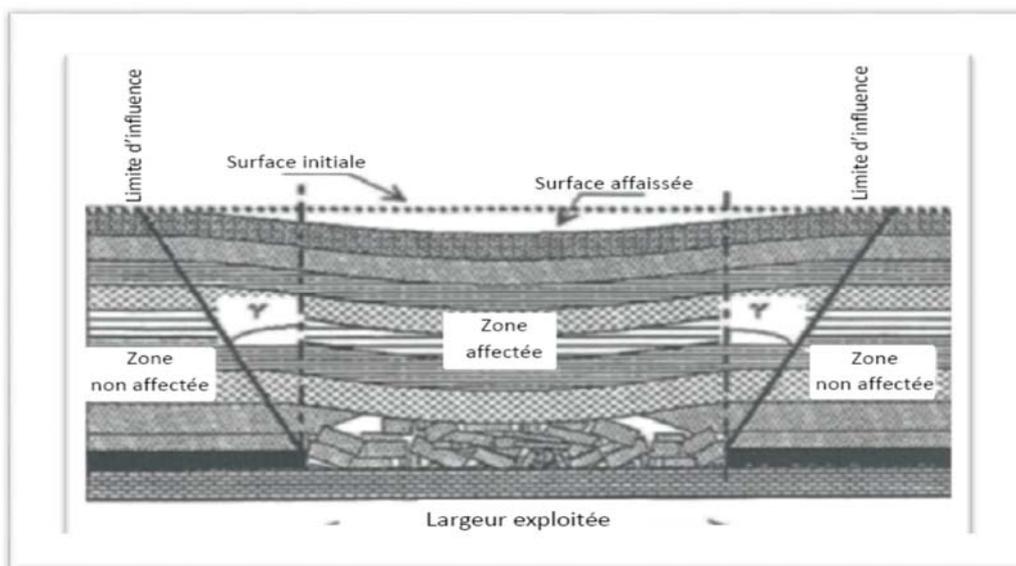
masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. [6]

### 1.3.3.1. 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. [6]

#### ❖ 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 avec un recouvrement d'une centaine de mètre.

Cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes, parfois traversantes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres [6]

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain

### ❖ 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). [6]

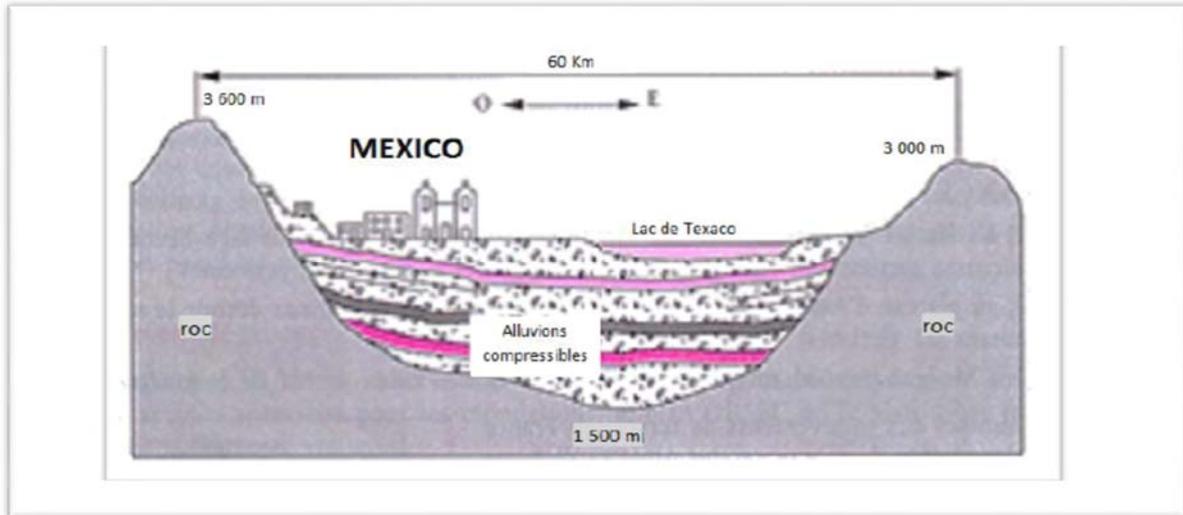


Figure 1.5 : Schéma Explicatif des phénomènes: Tassement à MEXICO

### ❖ 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.

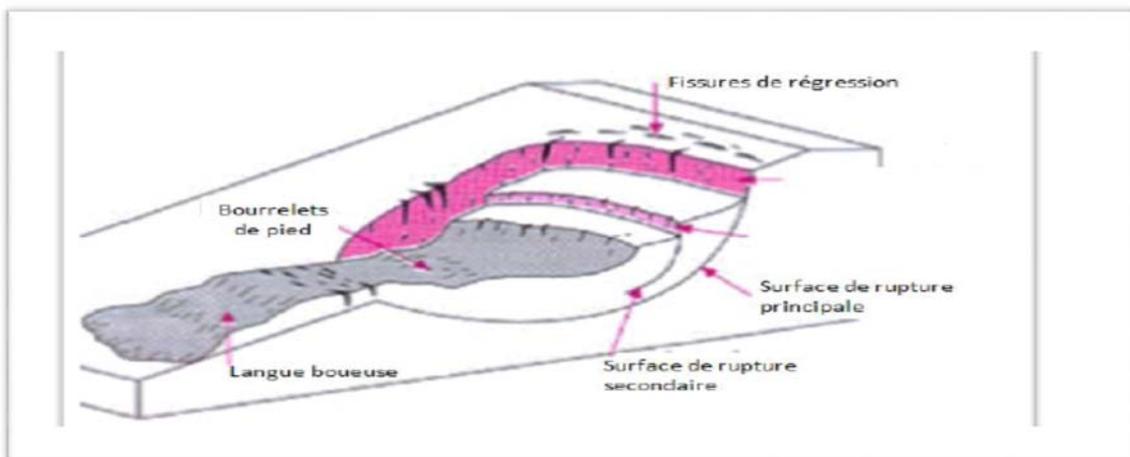


Figure 1.6 : Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements 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.

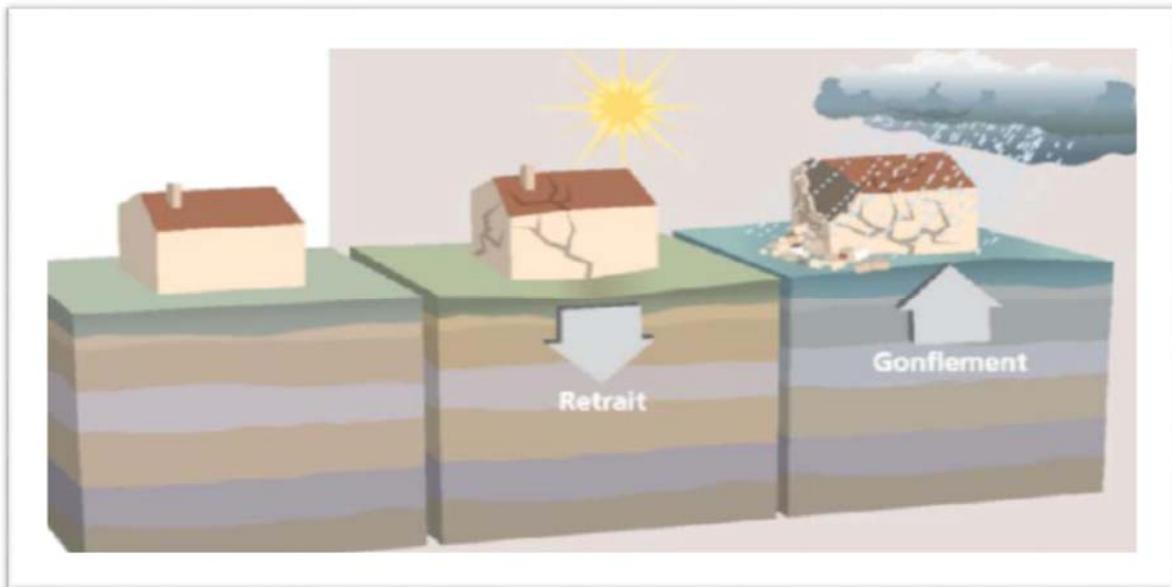


Figure 1.7 : Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement

### ❖ 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 évoluer vers une rupture.

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

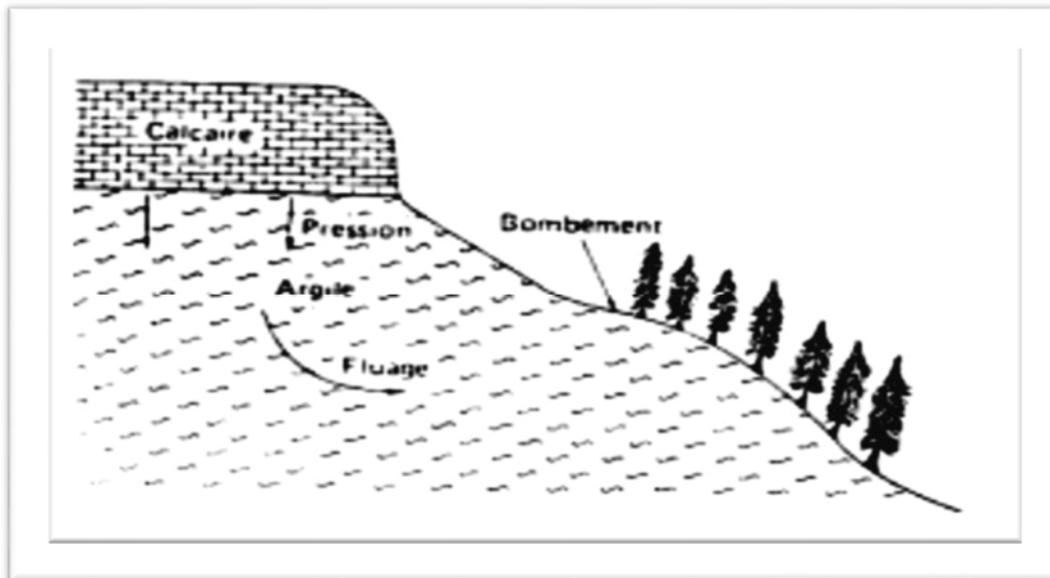


Figure 1.8 : Le phénomène de fluage.

### ❖ 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 fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau.

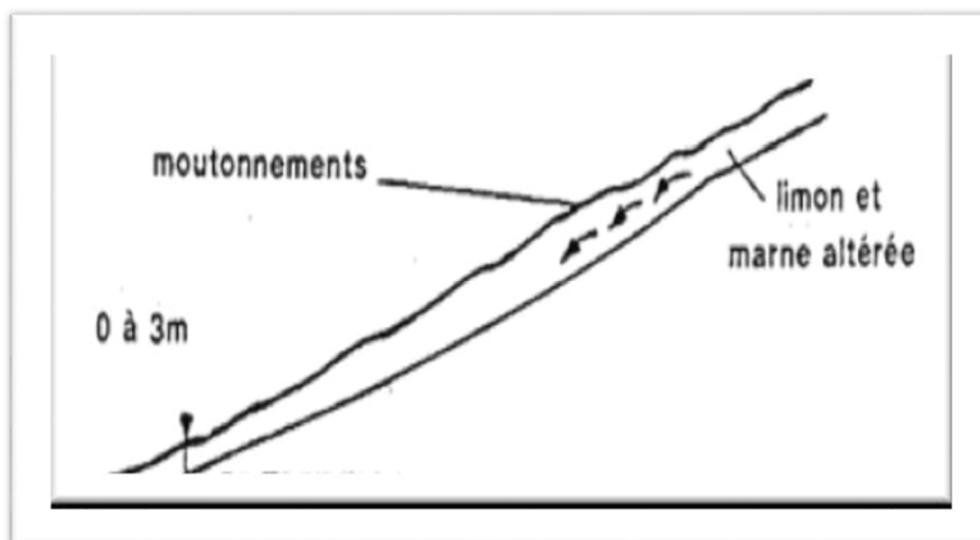


Figure 1.9 : Phénomène de la Solifluxion.

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain

### 1.3.3.2. 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. [6]

#### ❖ 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.

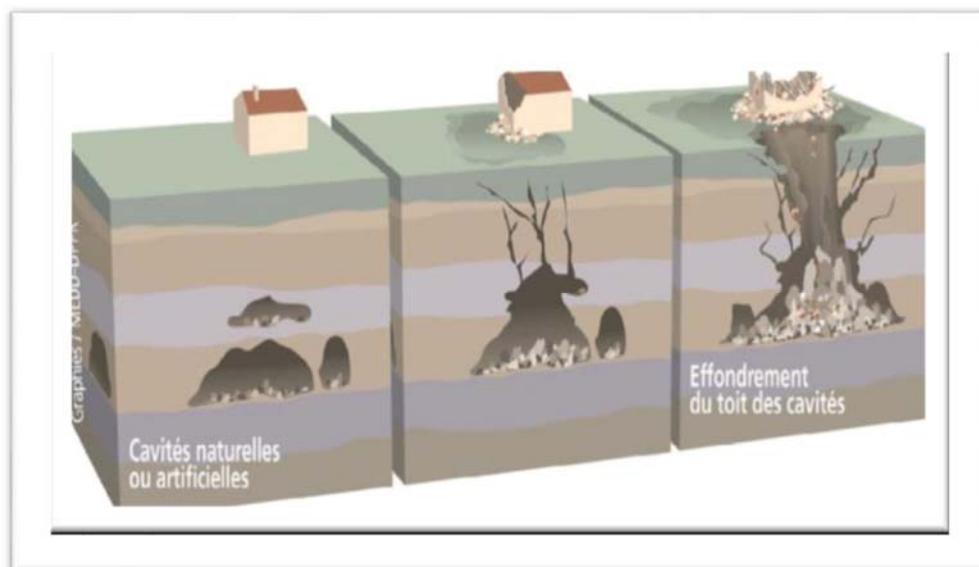


Figure 1.10 : Schéma explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines

#### ❖ L'éboulement, chutes de blocs et de pierres

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

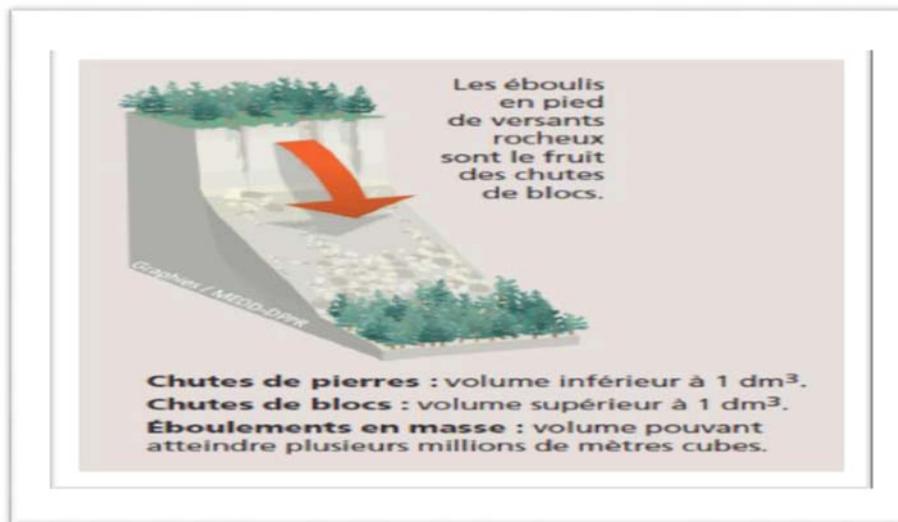


Figure 1.11 : Schéma explicatif des phénomènes : les éboulements, chutes de blocs et de pierres

### ❖ 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.

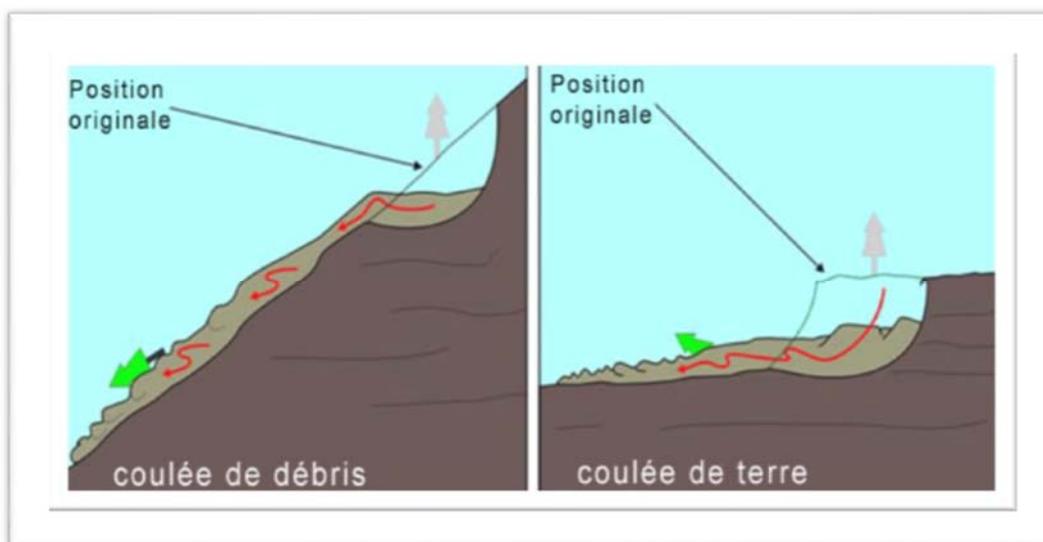


Figure1.12 : Schéma illustre une coulée de boue

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain

### ❖ 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.

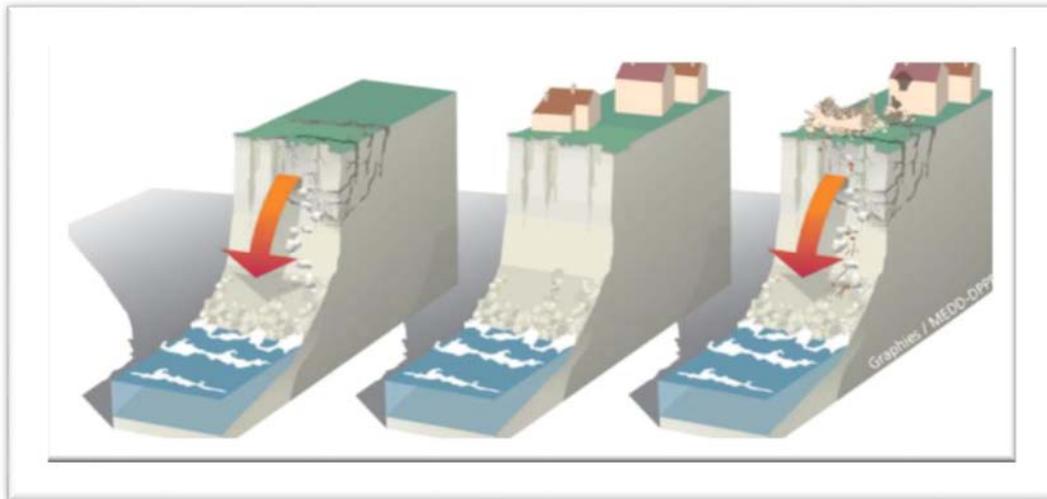


Figure 1.13 : Schéma explicatif des phénomènes : L'érosion littorale

### 1.3.4. Le processus du glissement de terrain

Les glissements de terrain peuvent se produire sur des pentes modérées à raides de  $10^{\circ}$  à  $40^{\circ}$  degrés et se différencient selon la nature du sol et l'influence de l'eau ; Les mouvements de degrés et se vitesse et par leur forme. [6]

#### 1.3.4.1. Différents types des glissements de terrain

En se basant sur la surface de rupture, Robitaille et Tremblay (1997) distinguent trois principaux types de glissements : [7]

#### ❖ Le glissement plan

Le glissement plan (voir figure 1.14), est un mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux feuilletés (schistes).

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain

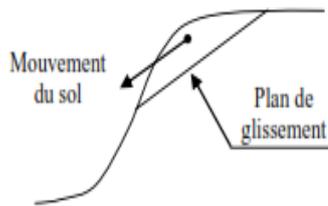


Schéma de glissement plan



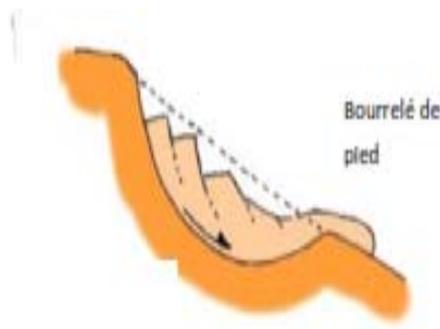
Glissement plan (Québec).

**Figure 1.14 :** Glissement plan

Les ruptures selon des plans de cisaillement rectiligne peuvent adopter différentes positions. Il peut y avoir glissement à flanc de talus ou au pied de talus.

### ❖ Le glissement circulaire ou rotationnel

Dans ce cas de mouvement (voir figure 1.15), la surface de glissement est plus ou moins circulaire. Le mouvement est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.



**Figure.1.15 :** Glissement circulaire (rotationnel).

Les ruptures selon des plans de cisaillement circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à flanc de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus, (voir figure 1.16).

Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions.

# Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain

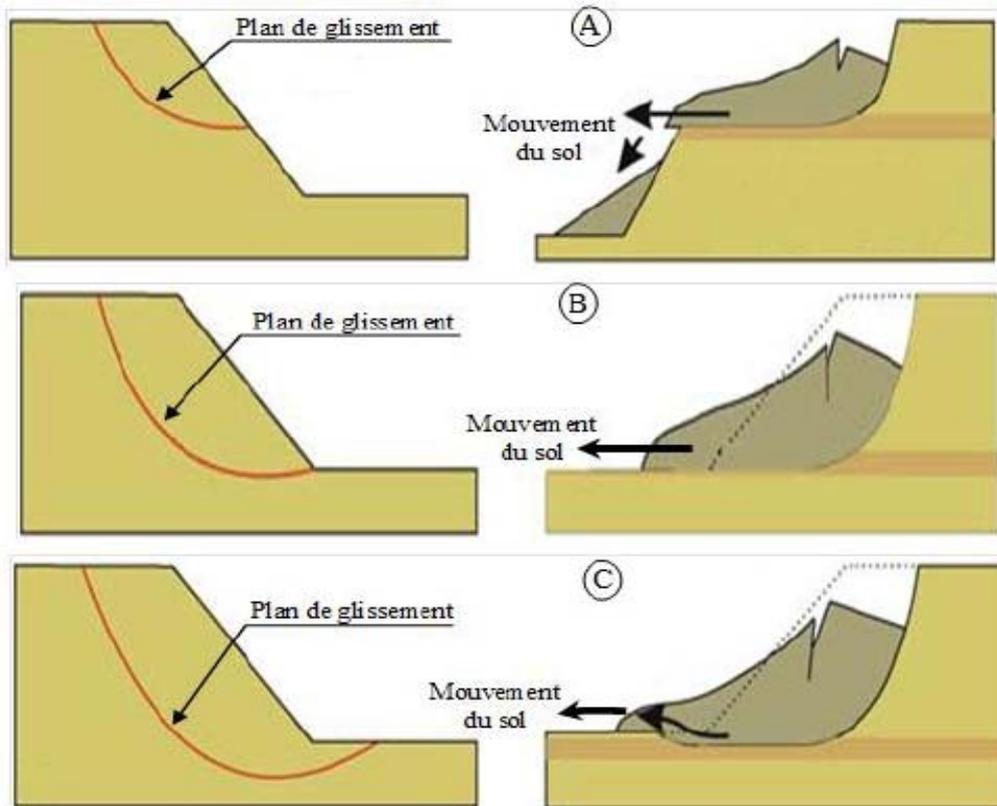


Figure 1.16 : Glissement circulaire : A - à flanc de talus, B -au pied du talus et C- en profondeur.

## ❖ Le glissement quelconque (aléatoire)

Dans ce cas (voir figure 1.17), le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents, (BRGM, 2004). Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance.

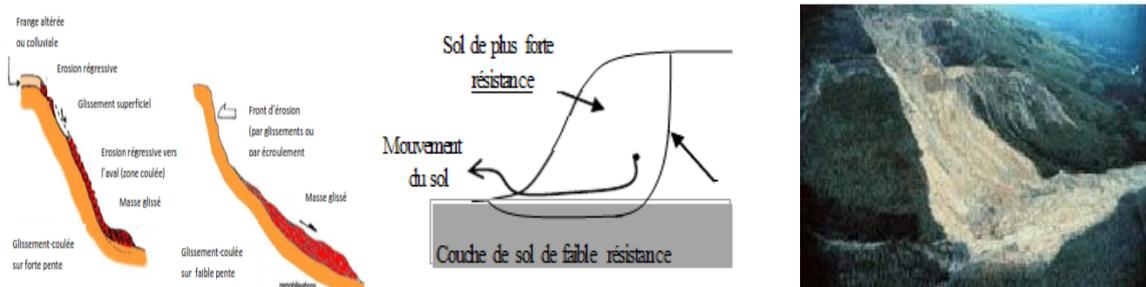


Figure 1.17: Glissement quelconque (aléatoire).

## **Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain**

### **1.3.4.2. 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 1.18).

Une bonne partie des instabilités de terrains (40%) est donc liée à des interventions humaines qui fragilisent des zones déjà susceptibles au glissement. [7]



**Figure 1.18 :** 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 1.19)

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain



Remblai en sommet du talus



Entreposage de rebut en sommet de talus

**Figure 1.19:** Surcharge au sommet de talus.

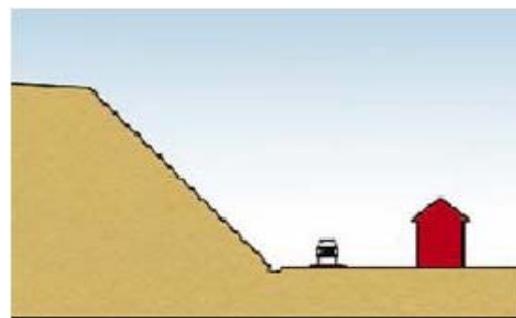
Le poids supplémentaire modifie l'état d'équilibre du talus et peut ainsi déclencher un glissement pendant ou après l'intervention. De plus, un remblai augmente généralement la pente du talus, ce qui diminue le coefficient de sécurité. Lorsque le remblai est composé d'argile, l'eau qui s'infiltré exerce 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 1.20).



Déblai à la base du talus



Excavation à la base du talus (Exp : fossé)

**Figure1. 20 :** Déblais ou excavation à la base du talus

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain

### ➤ 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 figure 1.21)



Concentration d'eau (ravinement)



Concentration d'eau (érosion verticale).

**Figure 1.21 :** 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.



Glissement dû à la déforestation  
(Indonésie)



Glissement dû à la déforestation  
(aAmazone)

**Figure 1.22:** Glissements dû à la déforestation

## **Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain**

---

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 1.22), 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 1.23).



**Figure1. 23 :** Un glissement de terrain causé par une explosion (Italie).

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain

### 1.3.5. Exemples de mouvement de terrain

#### 1.3.5.1. Glissement de terrain des grands vents sur la rocade d'Alger

Il s'agit d'un glissement de terrain sous forme d'une coulée de boues qui a atteint la voie rapide reliant la ville d'Alger à sa banlieue Ouest, qui est un axe routier à fort trafic. Parmi ces causes de déclenchement on a : [6]

❖ L'existence, en amont de la zone, de fondations abandonnées qui forment des cavités de dimensions relativement importantes. Celles-ci jouent le rôle de lagunes. En effet ces cavités sont remplies d'eau. Cette eau alimente en permanence la zone déstabilisée.



**Figure 1.24:** Stagnation des eaux en amont dans des fondations abandonnées.



**Figure 1.25 :** Alimentation en eau de la zone glissée par ruissellement à partir des eaux stagnées en amont.

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain

### ❖ Le déboisement total de la zone fortement perturbée.



Figure 1.26 : Déboisement total de la zone glissée.

### 1.3.5.2. Retrait et gonflement des argiles de la Wilaya de M'sila

Un recensement des sinistres sécheresses a été effectué sur une période de dix ans (1989 à 2000) par l'organisme de contrôle technique des constructions CTC, auprès des différentes communes de la de la Wilaya de M'sila et a montré que les communes les plus atteintes par le phénomène de retrait gonflement sont les communes du Nord: Ain el Hadjel, Berhoum, Chellal Hammam Dhalaa, Maadid, M'sila, Ouled Addi Gueballa, Sidi Aissa, Sidi Hadjras.

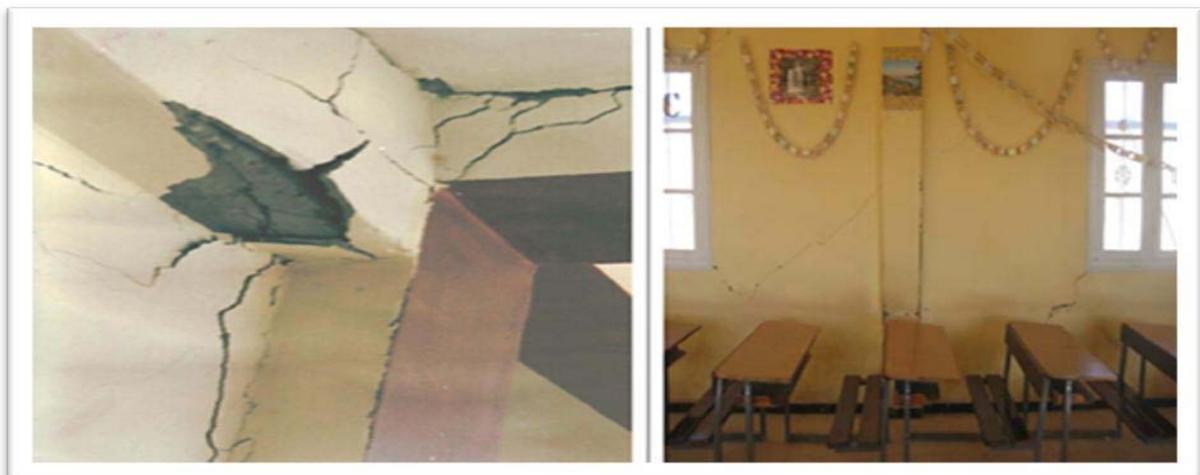
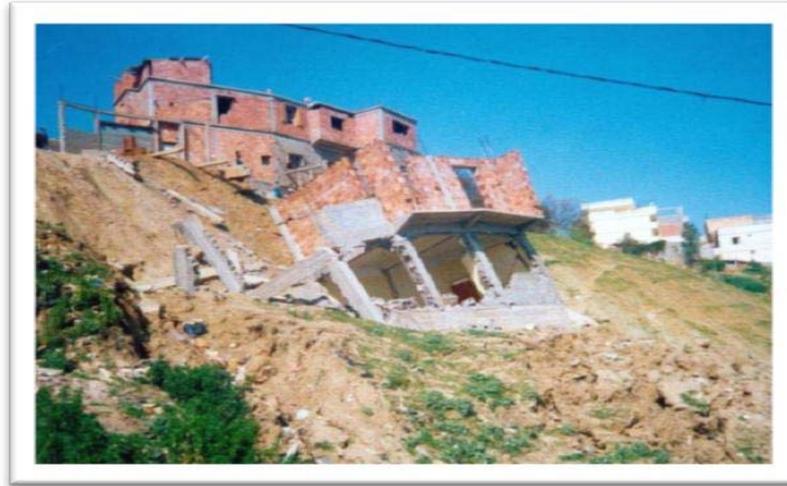


Figure 1.27 : fissuration des poutres et des murs à Ain Hadjel.

## **Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain**

### **1.3.5.3. Le glissement de Tizi BEJAIA**

Situé sur le djebel Sidi Boudraham, le sol avec des pentes supérieures à 20% est composé d'éboulis de pente plaqué contre un substratum de compacité plus forte. Ces éboulis ont des caractéristiques mécaniques très médiocres. En outre des circulations d'eaux d'origines diverses ont été observées in-situ.



**Figure1.28** : Glissement de Tizi quartier de Bejaia. Basculement d'une habitation

### **1.3.5.4. Glissement de terrain à Constantine**

A côté des catastrophes naturelles qui ont ébranlé des villes algériennes ces dernières années, Constantine est touchée par les phénomènes des glissements de terrain. Ce phénomène semble être dû à la conjonction d'un certain nombre de facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains présentés dans la section (I. 1. 4.) à savoir : fragilité naturelle des lieux, La nature des terrains, infiltration des eaux pluviales, action et influence des eaux, mais surtout à la vétusté du réseau de distribution d'eau qui entraîne dans le sous-sol, et qui mine alors les fondations des habitations une perte très importante, Actions anthropiques.

#### **✚ Exemple du glissement de Belouizdad**

Les limites du glissement de Bélouizdad ont été déterminées sur la base des dégradations constatées dans le bâti. Cependant, certains indices de terrain, tel la fissuration des talus conglomératiques et la morphologie moutonnée des formations argileuses, ont contribué à une meilleure identification des zones instables. Ces limites s'étendent sur une longueur d'environ 1000m, entre le boulevard Bélouizdad et Oued Rhumel, et une largeur allant de 200 à 300 m. La dénivelée entre l'escarpement de la tête du glissement (bien visible sur la rue Bélouizdad) et sa base est de l'ordre de 210m.

## Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain



Figure1. 29 : Glissement de terrain à Belouizdad. [2002].

### ✚ Exemple du glissement à Boudraa Salah

La cité EL BIR se trouve dans une zone exposée à des risques évidents de mouvements de sols et de sous-sols aggravés par l'intervention anthropique anarchique. Désordres et dégâts causés aux structures, superstructures et aux façades des constructions par des mouvements de sols et de sous-sols.



Figure 1.30 : Vue partielle d'un alignement de constructions ayant subi des basculements À Boudraa Sala

## **Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain**

---

### **1.4. Conclusion**

A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides. Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs et touchent particulièrement les biens et équipements. Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme. Ces phénomènes d'instabilité de terrain se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol lequel est soumis soit à des variations naturelles tels : le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol,...etc. ou anthropique comme le déboisement, le terrassement, les exploitations des matériaux...etc. Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitations et infrastructures. Ces dégâts se distinguent sous forme de plusieurs pathologies où les critères de constructions peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du glissement de terrain. [6].

## Chapitre:2 Méthodes de calcul de stabilité des talus

### 2.1 Introductions

La mise en mouvement de pentes naturelles (lente ou brutale) peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique non négligeable, et parfois causer des victimes humaines.

L'étude d'une pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Dans ce chapitre, on va citer de nombreuses méthodes pour contrôler la stabilité des pentes par le calcul de leurs facteurs de sécurité. Si le facteur de sécurité n'est pas suffisant ( $FS \leq 1$ ) danger.

### 2.2. Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite

- Le problème est supposé bi – dimensionnel .C'est une hypothèse simplificatrice (assez courante en surface et en volume).
- Il existe une ligne de glissement.
- Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de Coulomb  $\tau=C+\sigma tg\varphi$ .La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture progressive).
- Le coefficient de sécurité « F » traduit l'écart entre l'état d'équilibre et la rupture.

$$F = \frac{\tau_{lim}}{\tau} = \frac{C + \sigma tg\varphi}{Cc + \sigma tg\varphi_c}$$

1.  $C_c$  et  $\varphi_c$  représentent les valeurs de  $C$  et de  $\varphi$  qui conduiraient à une valeur de  $F$  égale 1, donc à la ruine de l'ouvrage.

- A  $F$  peuvent être associés deux coefficients de sécurité :

➤ L'un relatif à la cohésion  $F_c = \frac{C}{Cc}$

➤ L'autre à l'angle de frottement  $F_\varphi = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_c}$

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

Nous prendrons  $F = F_\varphi = F_c$  dans tous les calculs. On supposera que  $F$  est le même en tout point de la ligne de glissement. Le problème se ramène donc à trouver les valeurs de  $C_c$  et  $\varphi_c$  « critiques » qui mettent le volume le plus critique du talus en état rupture. [4]

$$C_c = \frac{C}{F} \quad \text{et} \quad \text{tg}\varphi_c = \frac{\text{tg}\varphi}{F}$$

### 2.2.1. Définition du critère de rupture :

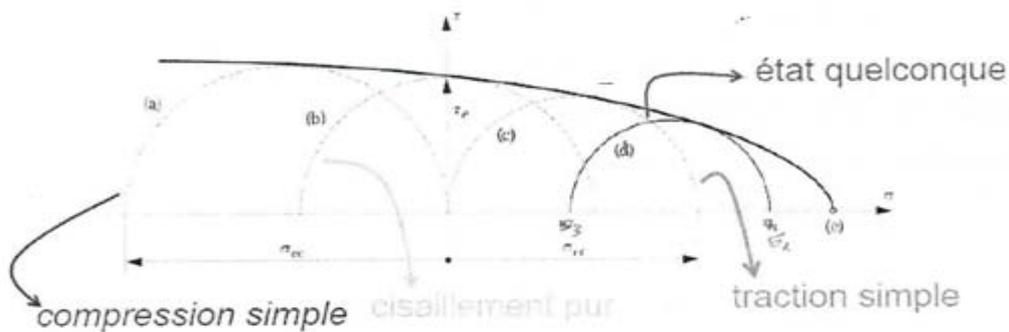
Le critère de la rupture utilisée est le critère Coulomb :

R : Résistance

$$R = C' + (\sigma - u) \text{tg}\varphi_{\text{sol}}$$

$C'$  : La cohésion de la rupture de l'équilibre élastique se produit le plus grande des cercles de Mohr, de diamètre

$(\sigma_1 - \sigma_2)$ , devient tangent à une courbe de plan  $(\sigma - \tau)$ , appelée courbe intrinsèque et caractérisant le comportement de matériau.



**Figure 2.1 :** Critère de rupture (critère de Coulomb)

Pour vérification de la stabilité de la pente par le critère Coulomb :

1. Par contrainte :  $\tau_n = \frac{\tau}{S}$

$$R_n = C' + (\sigma - u) \text{tg} \varphi_{\text{sol}} > \tau_n \quad \rightarrow \quad \text{C.V}$$

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

2. par force :

$$R = [C' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi_{\text{sol}}] * s > \tau \rightarrow C.V$$

### 2.3. Définition du coefficient de sécurité

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité  $F_s$  par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité chacun présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions [28] :

➤ **définition de Bishop**

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximale du sol}}{\text{contrainte de cisaillement mobilisable}}$$

➤  $F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}}$

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée

➤ **Pour une surface testée est plane**

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}}$$

➤ **Pour une surface testée est circulaire**

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en 3D)

$$F = \frac{H_c}{H} \frac{\text{Hauteur critique}}{\text{Hauteur réelle}}$$

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture ( $F = 1$ ).

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

La première définition est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (figure 2.2) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fractions  $\tan\phi/F$  et  $C/F$  des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

Cette définition a donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sol fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de « rupture progressive » [28].

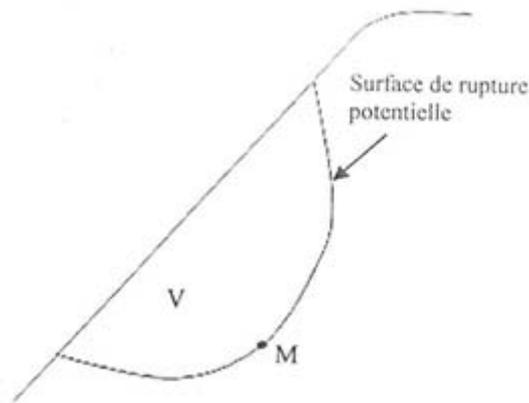


Figure 2.2 : Surface de rupture potentielle

On distingue deux démarches pour le calcul de facteur de sécurité :

1. Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de  $F_s$  inférieure ou égale à 1, donc :

- Soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour  $F_s = 1$ , les caractéristiques correspondantes.
- soit on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

2. La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus [28].

### 2.4. Extraction d'expressions simplifiées de facteur de sécurité ( $F_s$ )

Considérons l'équilibre de la tranche ABCD.

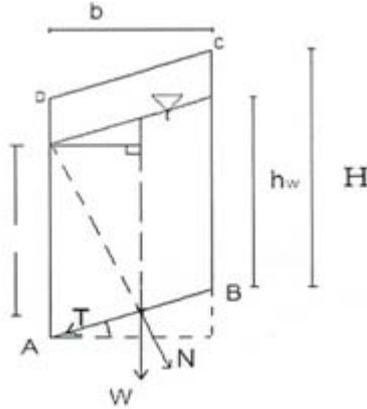
Le poids volumique :  $w = b \sum_0^H \gamma h$

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

L'effort tangentiel de tranche (T)

L'effort normal (N)

$$\begin{cases} T = w \sin \beta \\ N = w \cos \beta \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = b \sum_0^H \gamma h \cos \beta \\ T = b \sum_0^H \gamma h \sin \beta \end{cases}$$



**Figure 2.3.** Tranche de la pente

Nous avons : La surface :  $S = \frac{b}{\cos \beta}$

$$\begin{cases} \text{Contrainte normale : } \sigma_n = \frac{N}{S} \\ \text{Contrainte tangentiel : } \tau_n = \frac{T}{S} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_n = \frac{N}{\frac{b}{\cos \beta}} = (\cos \beta) \sum_0^H \gamma h \\ \tau = \frac{T}{\frac{b}{\sin \beta}} = \sin \beta * \cos \beta \sum_0^H \gamma h \end{cases}$$

$F_s = \frac{\tau_r}{\tau}$  Avec :  $\begin{cases} \tau_r : \text{Resistance mobilisable au cisaillement du sol} \\ \tau : \text{Contrainte de cisaillement due un poids de la tranche.} \end{cases}$

$$\tau_r = C' + (\sigma_n - u) \tan \varphi'$$

La pression interstitielle est exprimée par :

$$\text{Après double projection : } u = \gamma_w \cdot h_w (\cos \beta)^2$$

Ainsi :

$$\begin{aligned} \tau_r &= ((\cos \beta)^2 \sum_0^H \gamma h - \gamma_w \cdot h_w (\cos \beta)^2) \tan \varphi' \\ &= C' + (\sum_0^H \gamma h - \gamma_w \cdot h_w) (\cos \beta)^2 \tan \varphi' \end{aligned}$$

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

⇒ La facteur de sécurité :

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau} = \frac{C' + (\sum_0^H \gamma h - \gamma_w * h_w) (\cos\beta)^2 \operatorname{tg} \phi'}{\sin\beta * \cos\beta \sum_0^H \gamma h}$$

### 2.4.1. Les différents états de sol

#### ❖ Nature sable sec :

Sols (sable) →  $C' = 0$

$$\Rightarrow \left\{ FS = \frac{\tau_r}{\tau} = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \beta} \right.$$

Sols sec →  $\gamma_w = 0$

#### ❖ Etat sable présence d'écoulement :

Sols (Sable) →  $C' = 0$

$$\Rightarrow \left\{ FS = \frac{\tau_r}{\tau} = \frac{(\sum_0^H \gamma h - \gamma_w * h_w) (\cos\beta)^2 \operatorname{tg} \phi'}{\sin\beta * \cos\beta \sum_0^H \gamma h} \right.$$

Sol saturé →  $\gamma_w > 0, h_w \neq 0$

#### ❖ Etat sol argileux :

Sols (Argile) →  $C' > 0$

$$\Rightarrow \left\{ FS = \frac{\tau_r}{\tau} = \frac{C' + (\sum_0^H \gamma h - \gamma_w * h_w) (\cos\beta)^2 \operatorname{tg} \phi'}{\sin\beta * \cos\beta \sum_0^H \gamma h} \right.$$

Sol saturé →  $\gamma_w > 0, h_w > 0$

### 2.4.2. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la Cohésion drainé  $C_u$  <sup>[10]</sup>). Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1.2 voire 1.1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique. Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure. [1]

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

**Tableau .2.1** : Les différentes valeurs de  $F_s$  acceptables.

### 2.5. Méthodes de calcul de stabilité des talus

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrés par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on trouve essentiellement selon Faure [23] :

#### 2.5.1. les méthodes de calcul à la rupture

Lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr- Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement  $\tau$ . Les méthodes dites d'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables ; et le nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices, de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

### 2.5.2. Les méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture (de type éléments finis)

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

### 2.5.3. Les méthodes énergétiques

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

Les méthodes d'équilibre limite sont largement utilisées pour leurs formes simples et leurs résultats qui se rapprochent aux méthodes rigoureuses [3]. Dans ce travail on s'intéresse à ces méthodes à la rupture.

## 2.6. Méthodes de calcul à la rupture

### ❖ Hypothèses communes des méthodes à la rupture

- La rupture se fait dans un plan (analyse bidimensionnelle).
- Les forces extérieures d'entraînement sont le poids et les surcharges.
- Le problème est statique.
- Les lois de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol.
- Le sol est rigide et c'est pourquoi la courbe de rupture est de "bonne allure".
- La relation de Terzaghi est vraie :  $\sigma' = \sigma - u$
- La loi de Coulomb s'applique à la rupture :  $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi$
- Un coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement maximale du sol à celle contrainte de mobilisable.
- Le coefficient de sécurité est constant le long de la courbe de rupture. [31]

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

Classiquement, l'analyse de stabilité d'un talus se fait par des "calculs à la rupture", dans un espace à deux dimensions. Le talus (Fig2.4) est supposé infiniment long et la surface de rupture potentielle(S) est cylindrique. L'étude se fait pour une tranche de talus d'épaisseur unité. Dans la mécanique des sols avancée de stabilité des pentes le calcul consiste à comparer les contraintes de cisaillement  $\tau$  s'exerçant le long de S, à la résistance au cisaillement  $\tau_{max}$  du sol dont on admet un comportement rigide-plastique. On admet également que la rupture se produit simultanément en tout point, le coefficient de sécurité F

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

$F_s < 1$  = Le talus est instable le long de S

$F_s = 1$  = Il y a possibilité de rupture le long de S

On cherche la surface (S) correspondant au coefficient de sécurité minimum, appelé coefficient de sécurité du talus.

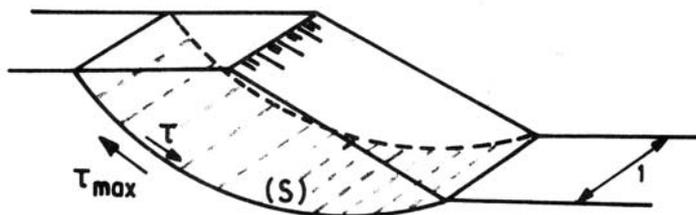


Figure 2.4: Schéma d'analyse de stabilité à la rupture

Les méthodes classiques les plus couramment utilisées :

- Calcul en rupture plane
- Calcul en rupture circulaire par la méthode de BISHOP simplifiée.

Il existe en réalité plusieurs dizaines de méthodes à la rupture. Elles présentent toutes des avantages et des inconvénients, tant théoriques que pratiques. Aucune n'est parfaite, dans la mesure où aucune ne tient compte de la déformabilité du sol. La confiance que l'on peut accorder à une méthode particulière est essentiellement fonction de l'expérience que l'on peut en avoir.

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

---

De façon plus précise, on ne peut dissocier les trois paramètres qui font la validité d'une analyse de stabilité :

- type d'ouvrage calculé (déblai, remblai, versant naturel)
- type d'appareil d'essai de sol utilisé (en laboratoire ou en place) - méthode de calcul retenue. [22]

### 2.6.1. Méthodes des tranches

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes. Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

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

Il existe plusieurs méthodes des tranches, on définit parmi les plus utilisées, les suivantes :

#### 2.6.1.1. Équation d'équilibre

On considère l'équilibre du volume AMB (Fig2.5) considéré comme monolithe rigide. On note :

$Z(x)$  l'équation de la ligne de talus

$Y(x)$  l'équation de la ligne de rupture étudiée

$Tg \alpha(x) = dy/dx$  la tangente à la ligne de rupture

$\alpha(x)$  l'équation de la "ligne d'action" de la force interne s'exerçant sur une section verticale

$V(x), H(x)$  les composantes verticales et horizontale de cette force.

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

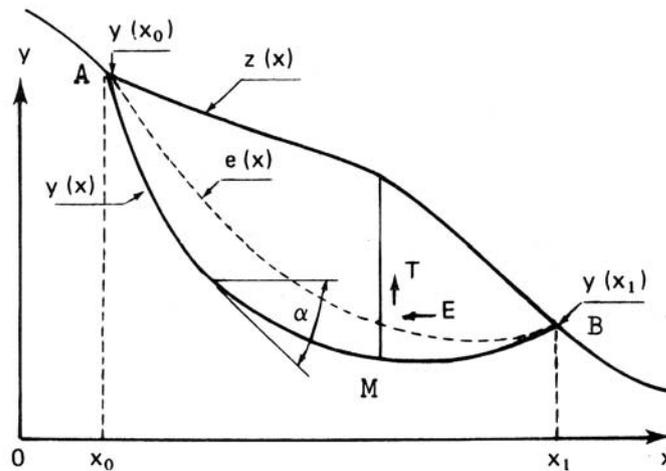


Figure 2.5 : Schéma des forces mécaniques

L'équilibre d'une tranche de sol est donné par la Figure 2.6

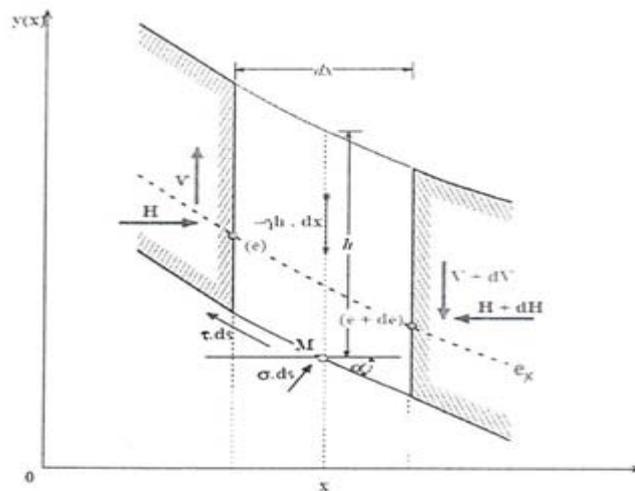


Figure 2.6 : Équilibre d'une tranche de sol

Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces extérieures qui lui sont appliquées.

- Forces volumiques (poids volumique, eau...)
- Forces surfaciques (réactions entre tranches, réactions à la base de la partie stable sur la partie qui glisse)

Les forces en présence sont les suivantes :

- Poids de la tranche  $\gamma h \cdot ds$
- Forces inter tranches horizontales H et (H+ dH)
- Forces inter tranches verticales V et (V+dV)

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

Les forces inter tranches ont leur point d'application sur la courbe  $e(x)$

- Contrainte normale totale  $\sigma$ , pression interstitielle  $u$  et contrainte tangentielle  $\tau$  à la base de la tranche appliquée sur la surface  $ds.l$

D'autre part, l'équation d'équilibre de l'ensemble du volume de sol AMB par rapport à O fournit une équation supplémentaire [18].

### 2.6.1.2. Méthode de Fellenius (1927)

Cette méthode néglige les forces qui existent entre les tranches, elle consiste à admettre que, la résultante de  $H_i$  et  $V_i$  est égale à  $H_{i+1}$  et  $V_{i+1}$  avec une ligne d'action qui coïncide. Cette résultante parallèle à la base de la tranche. Quand les tranches adjacentes ont différentes inclinaison de la base, cette hypothèse simplificatrice conduit à des erreurs [19].

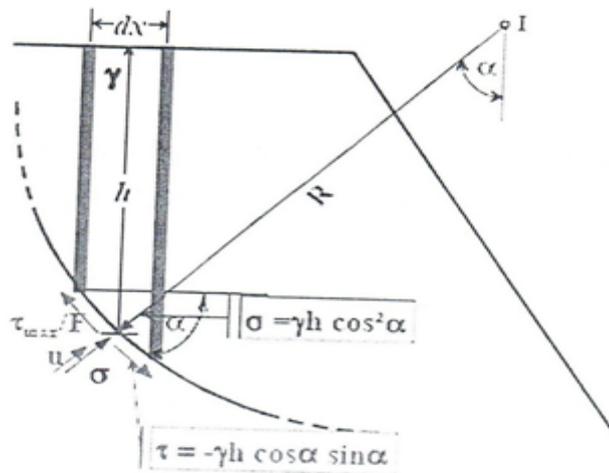


Figure 2.7 : Equilibre d'une tranche de sol

Les équations de la statique ne sont donc pas respectées. Avec les mêmes notations que précédemment pour une tranche  $i$ , on obtient :

$$\sigma = \gamma * h \cos^2 \alpha \quad (2.1)$$

$$\tau = - \gamma * h \cos \alpha * \sin \alpha \quad (2.2)$$

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

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

$$\tau = \frac{\tau_{\max}}{F} \quad (2.3)$$

$$\tau_{\max} = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' + C' \quad (2.4)$$

$$\text{Soit : } \frac{[(\gamma h \cos^2 \alpha) - u] \operatorname{tg} \varphi' + C'}{F} = -\gamma h \cos \alpha \sin \alpha \quad (2.5)$$

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.

$$\begin{aligned} & \sum_1^n \frac{[(\gamma h_i \cos^2 \alpha_i) - u_i] \operatorname{tg} \varphi_i' + C_i'}{F} * R \\ & = \sum_1^n [(\gamma h_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i) * ds_i] * R \end{aligned} \quad (2.6)$$

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

$$F_S = \frac{\sum_1^n [(\gamma h_i \cos^2 \alpha_i) - u_i] \operatorname{tg} \varphi_i' + C_i'}{\sum_1^n [\gamma h_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i] * ds_i} \quad (2.7)$$

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.

$$W_i = \gamma h_i * dx_i \quad (2.8) \quad \text{avec } dx_i = ds_i * \cos \alpha_i$$

D'où  $W_i = \gamma h_i * ds_i$  et en remplaçant  $dx_i$  par  $b_i$  (largeur d'une tranche)

$$F_S = \frac{\sum_1^n \left( w_i \cos \alpha_i - \frac{u_i * b_i}{\cos \alpha_i} \right) \operatorname{tg} \varphi_i' + \frac{C_i' * b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_i^n w_i \sin \alpha_i} \quad (2.9)$$

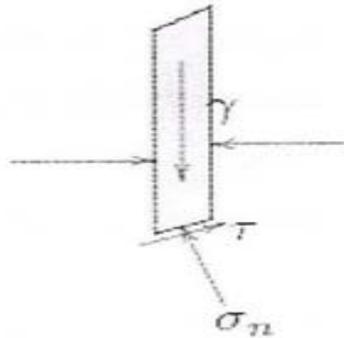
### 2.6.1.3. Méthode de BISHOP

Une méthode qui est souvent utilisée dans la pratique du génie est la méthode de BISHOP. Dans ce procédé, les forces entre les tranches ne sont pas négligées, mais il est supposé que la

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

force résultante est horizontale. En tenant compte de l'équilibre vertical de chaque tranche seulement, les forces horizontales n'entrent pas dans les calculs, cependant. L'équation de base est de nouveau l'équation d'équilibre moment, équilibre vertical d'une tranche exige maintenant que :

$$\gamma h = \sigma_n + \tau \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} = \sigma_n' + u + \tau \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}$$



**Figure 2.8 : Méthode Bishop**

Si dans cette équation la valeur de  $\tau$  est écrit  $\frac{1}{F} (C + \sigma_n' + \text{tg} \varphi)$

Le résultat est 
$$: \sigma_n' \left( 1 + \frac{\text{tg} \alpha \text{tg} \varphi}{F} \right) = \gamma h - u - \frac{c}{F} \text{tg} \alpha \quad (2.10)$$

Remplacement des  $\sigma_n'$  en (2.10) conduit maintenant à l'équation finale pour la méthode de Bishop :

$$F_s = \frac{1}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{C_i' l_i \cos \alpha_i + (w_i + \Delta V_i - u_i l_i \cos \alpha_i) \text{tg} \varphi_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{1}{F} \text{tg} \varphi_i} \quad (2.11)$$

En partant d'une estimation initiale (pour :  $F = 1$ ), et ensuite calcul d'une valeur mise à jour en utilisant de la équation (2.11).

Ceci doit être répété jusqu' à ce que la valeur de  $F$  ne change plus. En général, la procédure converge assez rapidement. Comme les calculs doivent être exécutés par un programme informatique de toute façon (de nombreux cercles doivent être étudiés) les itérations peuvent être facilement intégrées programme.

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

Si  $\varphi = 0$  les méthodes Bishop et Fellenius sont identiques.

Si  $\varphi > 0$  Méthode évêque donne habituellement des valeurs un peu plus faibles. [2]

Parce que la méthode Bishop est plus cohérente (équilibre vertical est satisfaite), et il confirme les résultats connus pour des cas particuliers, il est souvent utilisé en géotechnique ingénierie. D'autres méthodes ont été développées, mais les résultats diffèrent généralement que légèrement de ceux obtenus par la méthode de Bishop.

### 2.6.1.4. Méthode de Bishop simplifiée (1955)

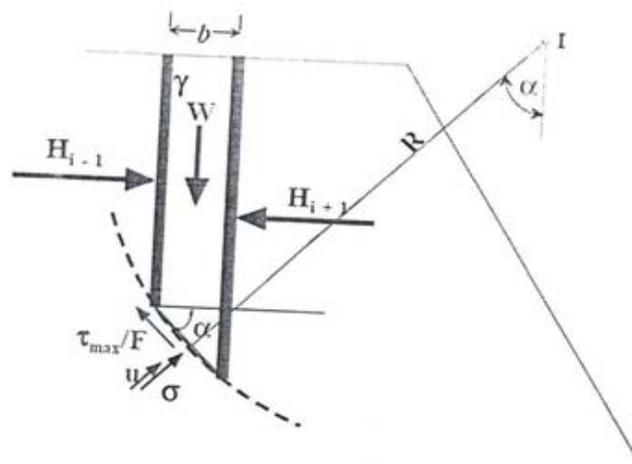


Figure 2.9 : Equilibre d'une tranche de sol

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  $H_i \neq 0$  (Figure 2.9) [2]

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

## Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus

$$\tau = \frac{(\sigma - u) \operatorname{tg} \phi'}{F} + \frac{C'}{F} \quad (2.12)$$

$$W = [(\sigma' + u) b] + \sigma' * b * \operatorname{tg} \alpha \left( \frac{\operatorname{tg} \phi'}{F} \right) + \left( \frac{C'}{F} b * \operatorname{tg} \alpha \right) \quad (2.13)$$

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

$$\frac{1}{F} \sum_1^n [(\sigma' i * \operatorname{tg} \phi' i) + C' i] + \frac{b i}{\cos \alpha i} = \sum_1^n W i \sin \alpha i * R \quad (2.14)$$

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

$$F_s = \frac{1}{\sum_i^n W i \sin \alpha i} \sum_1^n \frac{((W i - u i * b i) \operatorname{tg} \phi' i) + c' i b i}{\cos \alpha i + \sin \alpha i \frac{1}{F} \operatorname{tg} \phi' i} \quad (2.15)$$

La valeur initiale du coefficient  $F_0$  est obtenue, en général, par la méthode de Fellenius ; on opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée. [11]

### 2.6.1.5. Méthode de Spencer (1967)

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante ( $f(x) = 1$ ), et que l'angle d'inclinaison ( $\theta$ ) est constant dans toutes les tranches. Spencer [18] a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire, Wright [25] l'a développé pour une surface non circulaire.

### 2.6.1.6. Méthode de Janbu simplifiée (1965)

Cette méthode elle a comme hypothèse, les forces inter-tranches sont horizontales, ce qui sous-estime le coefficient de sécurité. Dans cette méthode les forces verticales inter-tranches sont supposées nulles. Le facteur de sécurité est calculé à partir d'équilibre des forces horizontales, puis un facteur de correction empirique est multiplié par ce coefficient de sécurité pour pallier au manque de l'effet des forces verticales inter-tranches. L'équilibre des moments n'est pas satisfait. Il existe d'autres méthodes de calcul à la rupture comme : méthodes globales (on trouve : méthodes graphiques, méthode des perturbations...), et des méthodes en trois dimensions. [20]

### 2.6.1.7. La méthode de Coin

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par de 2 ou 3 lignes droites. Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approche pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, ainsi que pour des sols stratifiés ou zones. [24]

### 2.6.1.8. La méthode de Culman (1774) :

Méthode très simple : suppose une surface de rupture

1. Calculer la contrainte de cisaillement nécessaire pour l'équilibre sur un plan supposé de glissement ;
2. Déterminer la résistance mobilisable sur ce plan (indépendante de  $\sigma'$ ) ;
3.  $F_s = \text{résistance mobilisable} / \text{de cisaillement nécessaire pour l'équilibre}$  ;
4. Déterminer la surface critique ;
5. Analyse de stabilité analyse de contrainte pour  $\tau$ .

Culman a trouvé une expression pour obtenir le facteur de sécurité en fonction de  $\beta$ ,  $H$ ,  $\alpha$ ,  $\gamma$  et  $C_u$ . Cette méthode montre que pour  $\varphi = 0$  [32]

$$F_s = f(\beta, H, \gamma, C_u)$$

## 2.7. Autres alternatives pour l'analyse de la stabilité des pentes

Jusqu'à présent, toutes les méthodes qui ont été présentées sont basées sur des formes relativement simples à la surface de rupture: un plan ou un cercle. Mais dans la plupart des temps la surface de rupture est plus complexe, souvent à la suite des zones ou des couches de sol relativement faibles. Dans de tels cas, il est nécessaire de calculer la stabilité en utilisant des formes plus complexes de la surface de glissement. À cause des incertitudes impliquées dans l'évaluation de la résistance au cisaillement et d'autres paramètres caractérisant le modèle analysé, le coefficient de sécurité doit vérifier un indice utile pour que la stabilité d'une pente soit assurée. Les méthodes d'équilibre limite, malgré leurs considérables approches, présentent parfois des insuffisances remarquables pour le cas des pentes naturelles. Ce qui a donné naissance à d'autres alternatives pour l'analyse de la stabilité des pentes telles que les méthodes probabilistes et les méthodes numériques. [24]

### 2.8. Conclusion

Les massifs de terre limités par des talus aménagés ou par des versants naturels peuvent perdre leur stabilité par détachement et glissement d'un volume de terre au long d'une surface critique de rupture, par la suite de dépassement de la résistance au cisaillement sur cette surface. Le danger de l'apparition d'un glissement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et de la position de la surface possible de glissement. C'est la surface de glissement pour laquelle le facteur de sécurité a la valeur minimale qui représente la surface critique de rupture. Les méthodes qui considèrent l'équilibre limite, admettant la formation d'une surface de rupture dans le massif et opérant par la division du massif qui glisse dans des tranches verticales, sont les méthodes les plus utilisées, grâce à leur capacité de prendre en considération des variétés géométriques et des conditions complexes de stratification et de chargement. Ces méthodes diffèrent entre elles par les conditions d'équilibre statique utilisées et par les hypothèses admises pour annuler l'indétermination statique du problème [12]. Ces différences dues essentiellement aux hypothèses faites sur les forces inter-tranches.

## Chapitre 3 : Présentation des méthodes numériques utilisé dan l'étude de la stabilité

---

### Chapitre3 : Présentation des méthodes numériques utilisée dan l'étude de la Stabilité.

#### 3.1. Introduction

Depuis une vingtaine d'années, encouragées par l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des coûts d'accès et de mise en œuvre, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Leur utilisation est aujourd'hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement, de contrôler que les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d'aider au dimensionnement des structures. Pour l'analyse des contraintes et des déformations autour d'une excavation, on peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

- **La méthode des éléments finis**: En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments.
- **La méthode des différences finies** : La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977) , c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.<sup>[26]</sup>

#### 3.2. Méthodes numériques

Les études de stabilité sont souvent réalisées pour des excavations de géométries complexes situées dans un massif possédant des caractéristiques complexes.

Les méthodes conventionnelles, bien qu'adéquates pour certaines situations, impliquent souvent des simplifications importantes ne permettant pas de bien cerner les mécanismes clés. Les méthodes numériques par contre, permettent le transfert de notions géologiques et géométriques en plus de tenir compte de paramètres essentiels souvent ignorés lors des

## **Chapitre 3 : Présentation des méthodes numériques utilisé dan l'étude de la stabilité**

---

simplifications. Ainsi, l'anisotropie du matériel, le comportement non linéaire, les familles de fractures, les contraintes in situ et la présence de paramètres tels que les vibrations, les séismes (analyse dynamique) et les écoulements d'eau souterraine peuvent être intégrés en vue de recréer les mécanismes d'instabilités. Ces méthodes permettent l'analyse en deux ou trois dimensions. Enfin, un des grands avantages de la modélisation numérique par rapport aux autres méthodes est qu'elle permet le calcul des déplacements et des déformations.

### **3.3. Aperçu de la méthode des éléments finis**

#### **3.3.1. Historique**

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établit les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes. [9]

#### **3.3.2. Concepts de base de la méthode aux éléments finis**

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un

## **Chapitre 3 : Présentation des méthodes numériques utilisé dan l'étude de la stabilité**

---

grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique. [17]

### **3.3.3. Calculs par la MEF**

La méthode aux éléments finis est la méthode, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

#### **Elle nécessite :**

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay, ... etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

#### **Elle permet :**

- D'effectuer les calculs d'écoulement.
- De simuler toutes les phases de travaux.
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain

#### **Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :**

- Les déplacements des ouvrages.
- Les sollicitations internes des ouvrages.

#### **Et pour le sol :**

- Les déplacements du sol.
- Les déformations du sol.
- Les contraintes totales et effectives dans le sol.
- Les pressions interstitielles.

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages existants.

Parmi les principaux logiciels utilisés, sont :

1. CESAR (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.
2. PLAXIS (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) : Logiciel 2D dédié à la

## **Chapitre 3 : Présentation des méthodes numériques utilisé dan l'étude de la stabilité**

---

géotechnique. Pour notre problème, on utilise Plaxis. [9]

### **3.4. Logiciel cesar-lcpc**

#### **3.4.1. Presenttion de la structure generale du logiciele cesar -lcpc**

Le logiciel CESAR-LCPC est un ensemble de programmes de calculs par la méthode des éléments finis.

Il comprend plusieurs sous ensembles appelés modules, et désignés sous les noms de :

- Géométrie (contour)
- Découpage
- Maillage
- Modèle et propriétés
- Données d'initialisation du modèle
- Conditions aux lim
- Cas de charges
- Calculs
- Exploitation des résultats

Le module géométrie (contour) a pour objet la définition de la « géométrie » de la structure.

Par géométrie de la structure nous entendons, l'ensemble des points et des lignes (frontières) servant de support à la définition du maillage (régions surfaciques, éléments linéiques.....).Les frontières générées sont de type « segments de droites », « arc de cercles », « arc d'ellipse »ou « courbe spline ».

Le module « découpage » entraine l'activation d'un module permettant de caractériser la finesse du maillage par la définition des découpages associés aux frontières du modèle.

Le module « Maillage » prépare le maillage et les données nécessaires aux calculs, il génère automatiquement les éléments quadrilatères iso paramétriques à huit(08) nœuds et triangulaires à six(06) nœuds.

De manière générale, un modèle sera caractérisé par les éléments suivants :

- Un domaine d'application

### Chapitre 3 : Présentation des méthodes numériques utilisé dan l'étude de la stabilité

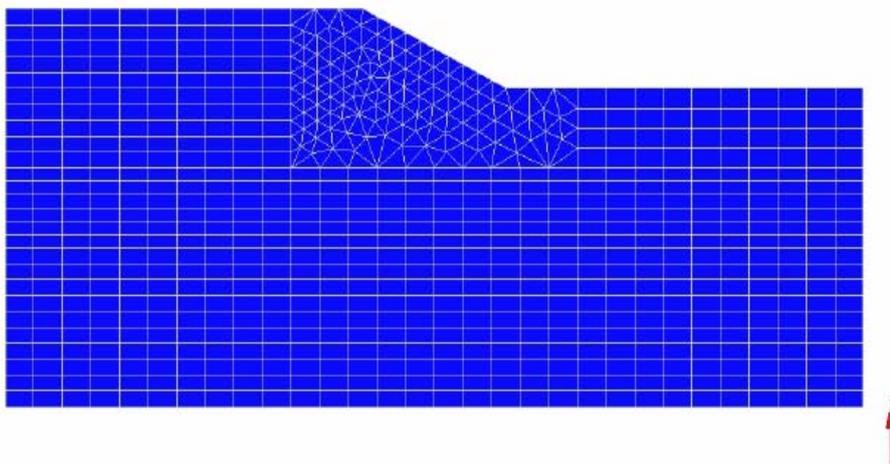
---

- Le « module de calcul » considéré ;
- Les « propriétés »des éléments finis du modèle considéré ;
- Un ou plusieurs ensembles de conditions aux limites (conditions sur les inconnues principales du problème) ;
- Un ou plusieurs ensembles de conditions de « chargement » ;
- Un ensemble de données caractérisant le modèle de calcul choisi.

Le fonctionnement de certains modules de calcul réclame la définition de «valeurs initiales ». Dans le cas d'un module de calcul permettant par exemple la résolution d'un problème statique, il conviendra ainsi de définir au minimum les déplacements et les contraintes initiaux à chacun des nœuds du modèle.Le choix du modèle « conditions aux limites » entraine l'activation d'un module permettant de définir les caractéristiques de l'ensemble de conditions aux limites courantes.

Pour un modèle donné, il est dans certain cas possible de définir plusieurs « cas de charges ».

Le module « exploitation des résultats » permet la visualisation graphique des principaux résultats obtenus pour le « modèle courant » considéré.



**Figure 3.1 :** Représentation du maillage par le logiciel CESAR-LCP

Les paramètres à fournir pour chaque couche de sol sont :  $E$ ,  $\gamma$ ,  $\rho$ ,  $c$ ,  $\phi$  ; les calculs sont menés en contraintes totales avec l'hypothèse de déformation plane dans tout les cas d'études considérés. [21]

## Chapitre 3 : Présentation des méthodes numériques utilisé dan l'étude de la stabilité

---

### 3.5. Logiciel plaxis

#### 3.5.1. Présentation de Plaxis

Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité (5paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage). [14]

#### 3.5.2. Le système d'options du code Plaxis

- **Le Maillage:** l'opérateur peut bien entendu de spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran.
- **Les conditions aux limites en déplacement:** si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran.
- **Les contraintes initiales dues au poids des terres:** peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre.
- **Les pressions interstitielles:** ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

## Chapitre 3 : Présentation des méthodes numériques utilisé dan l'étude de la stabilité

---

- **Le coefficient de sécurité:** c'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. [14]

### 3.6. La méthode des différences finie

En analyse numérique, la méthode des différences finies est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres. La plupart des méthodes utilisant cette technique adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement, [Desai & Christian 1977]. On peut donner n'importe quelle forme aux limites, et faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. [15]

#### 3.6.1. Description le code de calcul «FLAC»

#### 3.6.2. Définition

Le logiciel FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), développé par la société américaine ITASCA Consulting group, est spécialement conçu pour les problèmes de géo mécanique en général, et pour les problèmes de mécanique des sols en particulier. Le code de calcul FLAC est basé sur la méthode des différences finies. Les concepteurs de ce code ont utilisé un concept appelé « méthode des éléments lagrangiens ». Il consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites [Billiaux 1993]. [15]

#### 3.6.3. Principe de résolution numérique dans du logiciel FLAC

FLAC est un logiciel de modélisation mécanique de problèmes géotechniques. Contrairement à la plupart des autres codes basés sur la méthode des éléments finis, FLAC utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoires ; mais un grand nombre d'itérations, (**Itasca Flac User's guide, [2005]**). Ce code a été développé pour traiter les problèmes non linéaires de la mécanique appliquée à la

## Chapitre 3 : Présentation des méthodes numériques utilisées dans l'étude de la stabilité

géotechnique, intégrant un mode de résolution explicite des équations de la mécanique. La Figure 3.1 précise la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps  $\Delta t$ . [15]

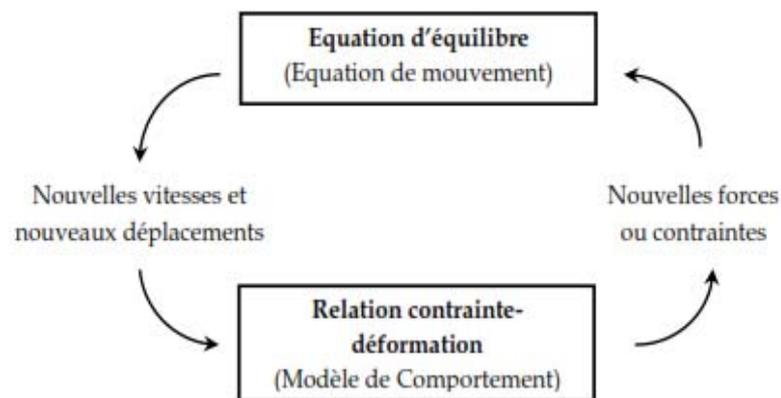


Figure 3.2: Cycle élémentaire du calcul explicite par différences finies, D'après Itasca

### 3.6.4. Présentation du Cod de calcul Flac

FLAC (Fast Lagrangien Analysis of Continua) est un programme explicite de différence finies en deux et en trois dimensions, il permet de simuler le comportement des structures établies dans les sols, les roches, ou d'autres matériaux pouvant subir l'écoulement plastique quand leurs limites d'élasticité est atteinte, il permet de mener à bien des études complexes de géotechnique et d'interaction sol-roche/structure tels que :

- Dimensionnement de pentes, talus ou fouilles et analyse de leurs stabilités,
- Dimensionnement de fondations superficielles et profondes,
- Etude de barrage en terre ou en béton,
- Excavations souterraines avec phasages complexes,
- Interaction sol-structure,
- Matériaux à loi de comportement spécifique développée par l'utilisateur.

Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones formant un maillage qui sera ajusté par l'utilisateur pour obtenir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon une loi de comportement (contrainte/déformation) linéaire ou non linéaire, en

## **Chapitre 3 : Présentation des méthodes numériques utilisé dan l'étude de la stabilité**

---

réponse aux forces appliquées ou aux conditions aux limites. Le matériau peut s'écouler et le maillage peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente.

de cette intervalle de temps, des éléments voisins ne pourront pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de « l'onde de calcul » est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pendant la durée  $\Delta t$ . [24]

### **3.6.5. Les modèles de comportement utilisées par Flac**

Les modèles de comportement utilisés par le logiciel Flac sont au nombre de douze, ils sont classés en trois principaux groupes :

- Le groupe des modèles nuls
- Le groupe des modèles élastiques.
- Le groupe des modèles plastiques. [24]

## **3.7. Présentation du logiciel DEGRÉS 3.2**

### **3.7.1. définition**

Le logiciel DEGRÉS (Détection Générale des Risques de rupture et Évaluation de la Stabilité, Tanays, 1989) est un outil d'aide à la décision. Sa structure est modulaire, chaque module étant constitué d'une ou plusieurs procédures, reliées entre elles et aux autres modules par des appels entre fonctions et par des blocs mémoires partagés. Cette conception fait de DEGRÉS un logiciel aisément évolutif, puisque la modification d'un module nécessite peu de corrections à apporter aux autres modules. La Figure 3.2 décrit le schéma de fonctionnement du logiciel DEGRÉS. [26]

## Chapitre 3 : Présentation des méthodes numériques utilisé dan l'étude de la stabilité

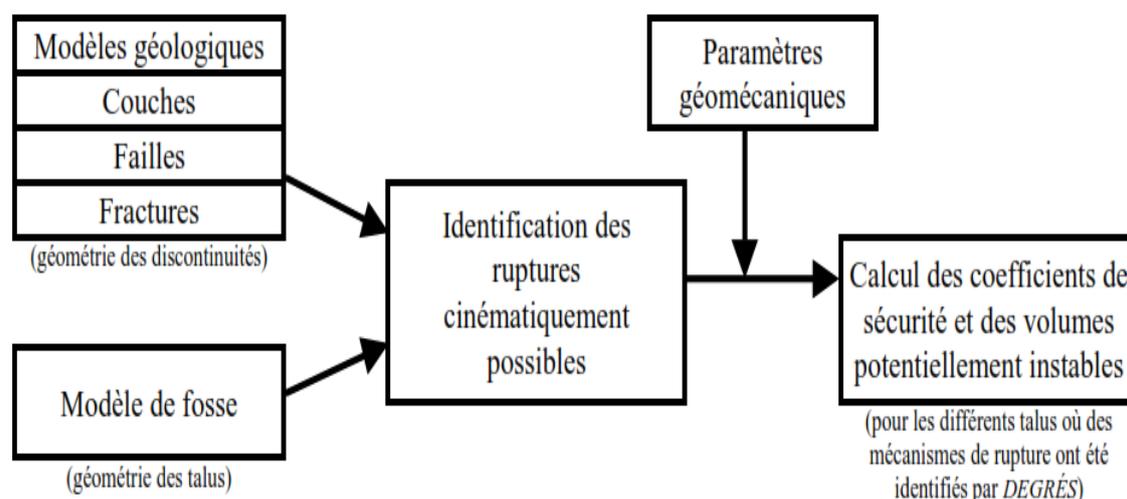


Figure 3.3 : Schéma de principe du logiciel DEGRÉS

DEGRÉS a été conçu pour étudier la stabilité de flancs de fosses, de mines à ciel ouvert, pour chacun desquels il permet l'évaluation d'un facteur risque, dépendant de paramètres géométriques, géo mécaniques, hydrogéologiques et dynamiques. Ce coefficient de sécurité, déterminé localement pour chaque zone sensible du modèle global, est égal au rapport des efforts résistants sur les efforts moteurs. Il est évalué par une méthode à l'équilibre limite. [24]

### 3.7.2. Génération d'un modèle de fosse

#### 3.7.2.1. Construction du modèle géométrique

DEGRÉS génère automatiquement un modèle géométrique de fosse « à partir d'un nombre fini Optimal de paramètres synthétiques décrivant la géométrie de la fosse » (Tanays, 1989). La construction de ce modèle géométrique passe tout d'abord par la définition d'un contour de base, représentant une ligne polygonale fermée, située en crête ou en fond de fosse, qui délimite verticalement la structure étudiée. Chaque segment de ce contour définira une facette du flanc de la fosse. Des secteurs à géométrie constante sont alors définis. Ils s'appuient sur le contour de base, et nécessitent l'introduction de paramètres géométriques spécifiques décrivant les flancs et/ou les gradins constituant ces flancs : l'angle de pente moyenne, la hauteur et l'angle

## **Chapitre 3 : Présentation des méthodes numériques utilisé dan l'étude de la stabilité**

---

de pente des gradins et la largeur des banquettes. A partir de ces données, DEGRÉS génère le modèle géométrique de fosse, facette après facette, en prenant en compte la disparition éventuelle de facettes. [26]

### **3.7.2.2. Construction du modèle de petite fracturation**

La petite fracturation regroupe l'ensemble des discontinuités dont l'extension est faible (décimétrique à hectométrique) et qui, après un traitement statistique, ont été organisées dans l'espace en familles directionnelles distinctes. DEGRÉS recense l'ensemble des paramètres géométriques et mécaniques (cohésion et angle de frottement) pour toutes les familles présentes dans le massif rocheux étudié, ce qui constitue un modèle de petite fracturation. La position de ces discontinuités est définie de façon relative, ce qui signifie qu'un point donné de la fosse peut être point de passage ou de concours d'une ou plusieurs discontinuité(s). Des discontinuités des autres familles peuvent se situer à son voisinage en fonction de leurs caractéristiques géométriques moyennes (espacement en particulier). [26]

### **3.7.2.3 Insertion d'une discontinuité majeure**

Les grands accidents géologiques, qui sont souvent uniques et de grandes dimensions, ne peuvent pas être traités de manière statistique comme les familles de discontinuités. Localisées et limitées à parfois un ou deux secteurs de la fosse, il faut donc aborder le problème des failles majeures de façon déterministe. Chacune d'elle est traitée individuellement par le logiciel, qui prend en compte l'influence d'une faille principale sur un secteur si au moins trois de ses points appartiennent au volume contenu dans le secteur. Le niveau de risque réel est ensuite évalué par association avec des discontinuités de la petite fracturation. [26]

## **3.8. Le logiciel UDEC**

### **3.8.1. Présentation du modèle numérique**

Le logiciel UDEC (Universel Distinct Elément Code) <sup>[13]</sup> permet de représenter le milieu par un assemblage de blocs discrets. Les discontinuités sont traitées comme des conditions de contact entre les blocs. Les grands déplacements le long de discontinuités et les rotations de

## **Chapitre 3 : Présentation des méthodes numériques utilisé dan l'étude de la stabilité**

---

blocs sont autorisés. Le calcul est de type incrémental. La taille de chaque incrément est limitée par l'hypothèse que les vitesses et les accélérations sont supposées constantes pendant le pas de temps. La première étape d'une modélisation numérique consiste à définir le maillage du domaine traité.

### **3.8.2. Domaines d'application**

- Analyse de la stabilité de pentes, talus ou fouilles, à court ou à long terme,
- Analyse du comportement d'une roche fracturée ou d'une structure maçonnée soumise à un chargement monotone ou cyclique (séisme ou autre),
- Analyse de la stabilité de barrages fondés sur des massifs rocheux fracturés, soumis à un chargement hydraulique et/ou dynamique,
- Analyse thermo-hydro- mécanique de massifs rocheux fracturés dans les domaines aussi divers que l'industrie pétrolière, l'agriculture, le stockage de déchets, la pollution, le stockage de gaz et la stabilité de pente. [33]

### **3.8.3. Capacites techniques**

#### **➤ Maillage**

Le milieu discontinu est représenté par un assemblage de bloc rigides ou déformables.

Les blocs Déformables sont constitués d'éléments dont le comportement est régi par des lois contraintes /déformations. UDEC possède un générateur automatique de fractures qui permet de créer rapidement des familles de fractures à partir de données d'orientation, de longueur, d'espacement... Les commandes "arc ", "tunnel", "crack" ," jset" permettent de créer des formes idéales de manière automatique. [33]

#### **➤ Modeles de comportement**

De nombreux modèles de comportement pour les blocs et les factures sont prédéfinis dans UDEC.

#### **Pour les blocs :**

- **Modèles Elastiques :**
  - ✓ Nul (matériel excavé)

## Chapitre 3 : Présentation des méthodes numériques utilisé dan l'étude de la stabilité

---

- ✓ Isotrope
- **Modèles Elasto-plastiques**
  - ✓ Drucker-Prager
  - ✓ Mohr-Coulomb
  - ✓ Loi à deux mécanismes (option)
  - ✓ Radoucissant /durcissant (option)

### **Pour les fractures :**

- Glissement de Mohr-Coulomb
- Loi à endommagement continu
- Loi de Barton-Bandis (option)<sup>[32]</sup>

### **3.9. Conclusions**

L'objectif avoué dans ce chapitre était d'introduire le lecteur aux deux méthodes numérique les plus couramment utilisées en mécanique des solides déformables : la méthode des différences finies pour la discrétisation temporelle et la méthode des éléments finis pour la discrétisation spatiale. Dans l'étude que nous avons faite, on a choisi le code élément finis Plaxis, qui permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique.

PLAXIS utilise plusieurs modèles de comportement qui dépendent de la nature du sol et de type d'ouvrage.

## **Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion**

---

### **Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion**

#### **4.1. Introduction**

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et des divers aspects du loi de comportement des sols. Le logiciel de calcul PLAXIS est utilisé dans cette étude, il est fondés sur ces principes et il est connu pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants. La relative simplicité du modèle étudié a permis de réaliser une étude paramétrique sur le paramètres de cohésion  $c$ , et donc d'acquérir une meilleure compréhension des mécanismes des déstabilisations d'un versant.

Dans notre travail on a étudié un exemple, et on a fait une comparaison avec le travail de M. Khemissa (2010)

#### **4.2. Le code Plaxis version 8**

##### **4.2.1. Aperçu historique**

Le développement du logiciel PLAXIS a commencé en 1987 à l'université technique de Delft à l'initiative du département allemand des travaux publics et gestion des eaux. L'objectif initial était réservé à développer un code d'éléments finis en 2D facile à manier permettant l'analyse des talus en sols mous implantés aux bords des rivières situées dans les plaines Hollandaises. Quelques années plus tard, PLAXIS a été étendu pour couvrir d'autres domaines de la géotechnique. Avec l'extension des différentes activités géotechniques, une compagnie nommée PLAXIS b. v. a vu le jour en 1993. En 1998, la première version PLAXIS pour Windows a été lancée. En même temps le module kernel pour le calcul en 3D a commencé de connaître son développement. Plusieurs années de développement, il y a eu le lancement en 2001 du programme tunnel PLAXIS 3D.

Le but principal de PLAXIS est de pourvoir un outil adéquat pour une analyse pratique dans le domaine de la géotechnique pour des utilisateurs qui ne soient nécessairement des spécialistes en calcul numérique. Souvent, les ingénieurs considèrent les calculs non-linéaires par éléments finis sont laborieux et consomment beaucoup de temps. Le groupe de recherche

## Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion

---

et de développement de PLAXIS ont, à cet effet, recherché à mettre à la disposition des utilisateurs un logiciel facile à utiliser, basé sur des procédures théoriques robustes. [10]

### 4.2.2. Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis

#### 4.2.2.1. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme. Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai [26]

#### 4.2.2.2. Modèle élastique

Le modèle élastique linéaire utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. [8]

Les relations entre le module d'Young  $E$  et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)}$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

## Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion

Le modèle élastique linéaire de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches. Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure 4.1 :

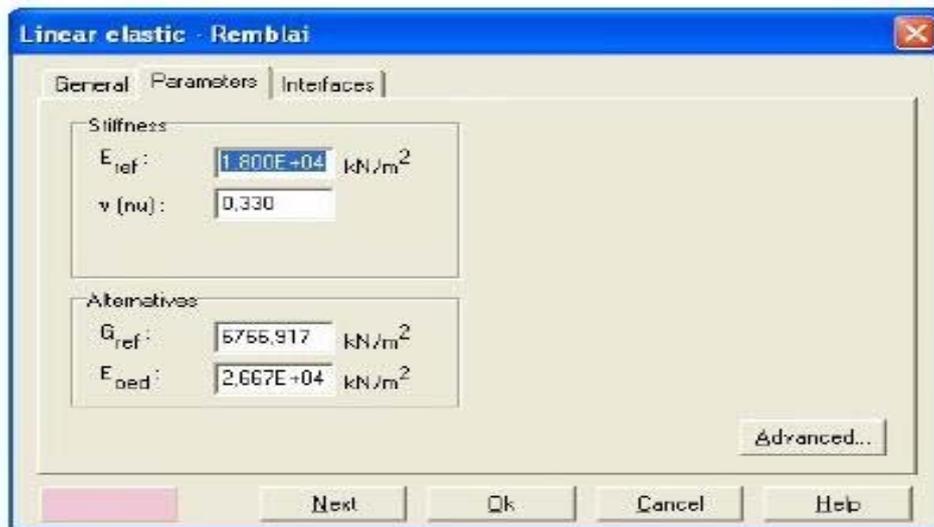


Figure 4.1: Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire

Et les paramètres avancés sur la figure 4.2 :

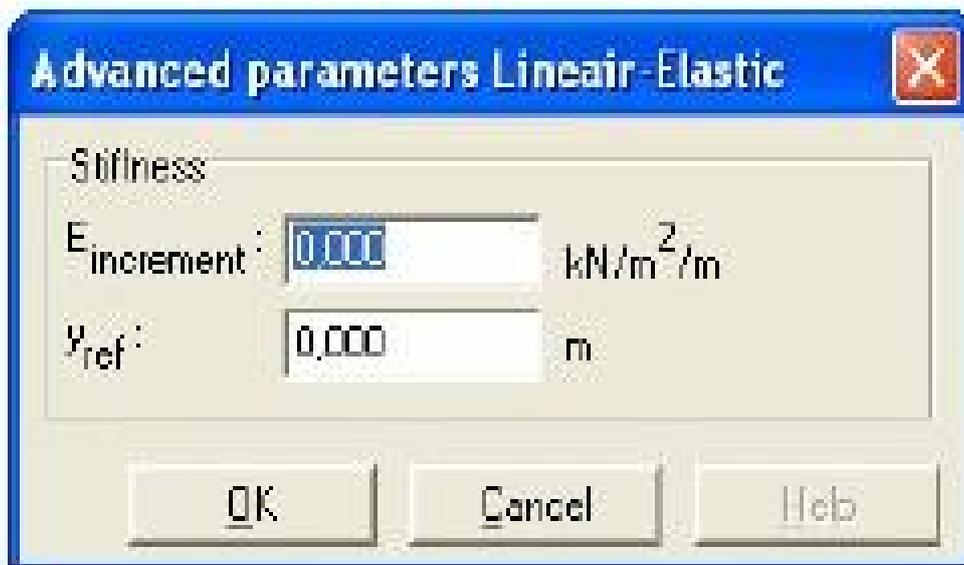


Figure 4.2: Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique

## Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{oed} = E_{ref} + (y_{ref} - y) E_{increment} \text{ avec } y < y_{ref}^{[35]}$$

### 4.2.2.3. Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c$$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\phi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure4.3).

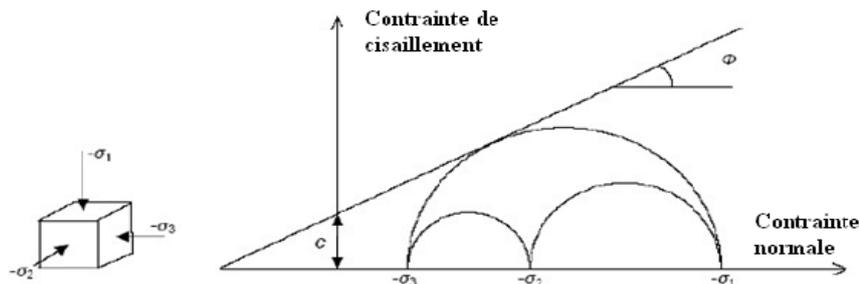


Figure4.3: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 4.4). Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $\phi$ , respectivement et l'angle de dilataance  $\psi$ . Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. [16]

## Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion



Figure 4.4: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

### a) Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant.

### b) Coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure  $K_0$  ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

### c) Angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs

## Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion

---

à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement  $\varphi_{cv}$  (à volume constant, au palier). On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure 4.3).

### d) Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $\phi = 0$ , Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en kPa/m).

### e) Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté  $\psi$  ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\begin{aligned}\psi &= \varphi - 30^\circ && \text{pour } \varphi > 30^\circ \\ \psi &= 0^\circ && \text{pour } \varphi < 30^\circ\end{aligned}$$

Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

### f) Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 4.4). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (Tensile strength).

## Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion

---

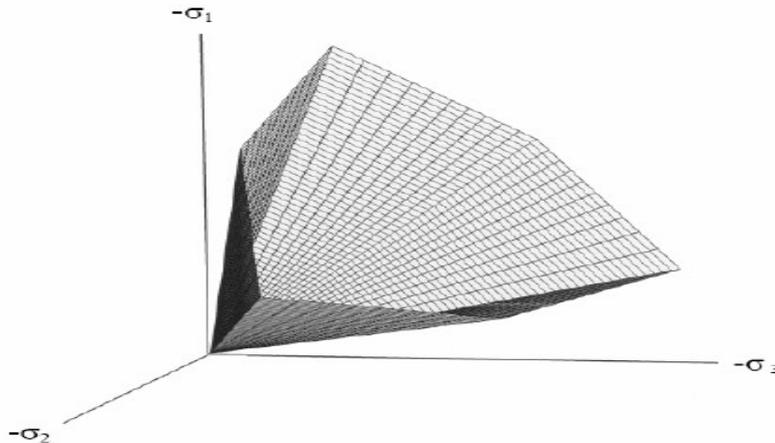


Figure 4.5: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c=0$

### g) Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Figure 4.7).

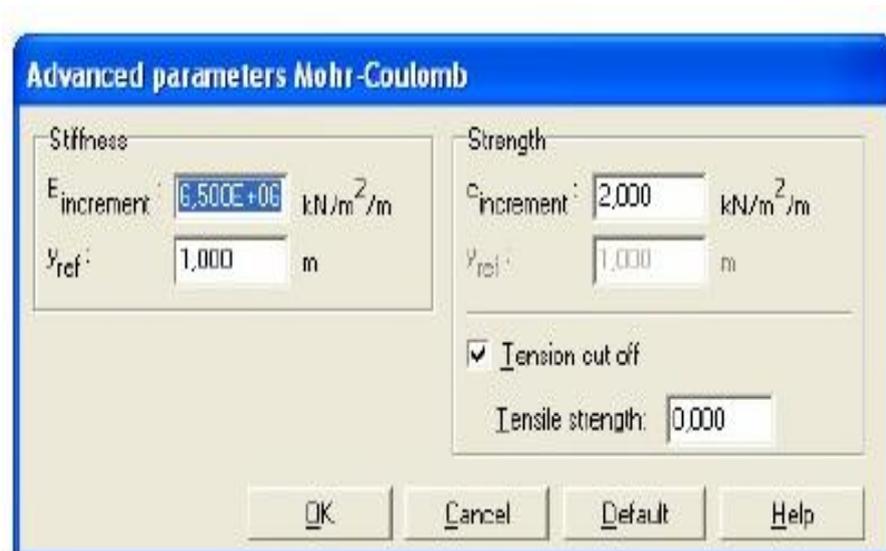


Figure 4.6: Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb . [16]

## Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion

---

### 4.3. Présentation du modèle

#### 4.3.1. Géométrie et maillage

L'analyse est réalisée dans le cadre des déformations planes. L'écoulement étant supposé inexistant, les calculs se font en contraintes effectives et à court terme, c'est-à-dire avec les paramètres de cisaillement effectifs du sol (cohésion effective  $c'$  et angle de frottement interne  $\phi'$ ) et sans drainage. La taille du modèle est fixée de sorte que ses frontières soient absorbantes, c'est-à-dire, qu'elles soient autant éloignées que possible de la pente. Le maillage se compose d'éléments triangulaires à 15 nœuds. [10]

#### 4.3.2. Les conditions initiales et les conditions aux limites :

Les conditions aux limites est une phase obligatoire dans la construction d'une grille PLAXIS, consiste généralement à imposer, le long des frontières latérales du modèle et sa base les conditions suivantes :

- Déplacement horizontaux sur les bords latéraux = 0
- Déplacement sur base inférieure du modèle = 0
- Les actions considérées sont le poids du massif p. [10]

### 4.4. Procédure et résultats de calculs

Le but de la série des calculs effectués est de déterminer les valeurs du coefficient de sécurité au glissement du talus par l'approche pseudo-statique par la méthode " Phi-c réduction " à l'aide du code PLAXIS.

L'état initial est caractérisé par des contraintes de type géostatique, le calcul du modèle de référence considérées se fait définie en deux phases:

- un calcul plastique avec le critère de Mohr-Coulomb, en conditions non drainées.
- un calcul de coefficient de sécurité par la méthode de "phi-c réduction ".

#### 4.4.1. Présentation des cas étudiés

##### ➤ Exemple 1 :

La figure 4.8 représente la configuration générale de ce modèle géométrique.

## Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion

---

On souhaite étudier le comportement d'un talus constitué par trois couches. La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la figure 4.7 pour le sol non renforcé. Le problème est modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 20m de largeur et 12 m hauteur.

L'influence de paramètre cohésion sur le coefficient de sécurité est donnée par cinq valeurs de ce paramètre (8, 12, 16, 20, 24) KPa.

Les résultats des calculs sont représentés sur les figures au-dessous. La figure 4.9 représente le maillage déformé du talus, les déplacements totaux (figure 4.10), et la courbe représentant l'évolution du coefficient de réduction en fonction du déplacement (figure 4.11).

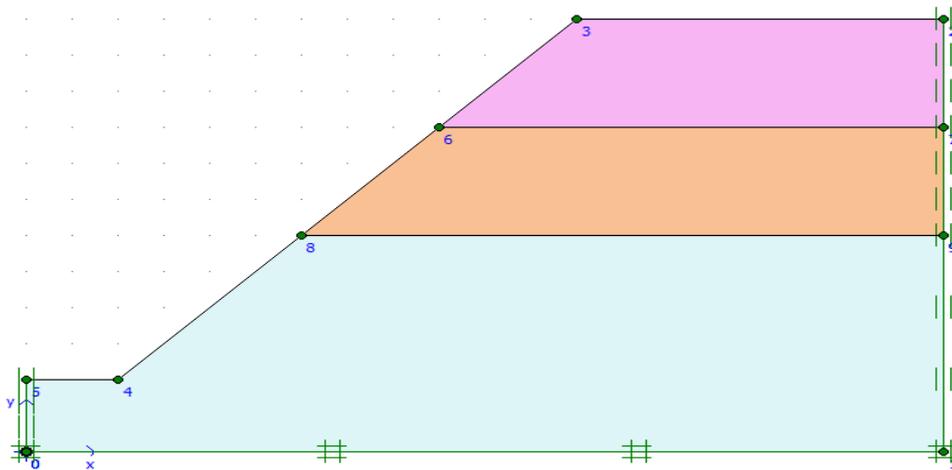


Figure 4.7 : géométrie du modèle de référence

## Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion

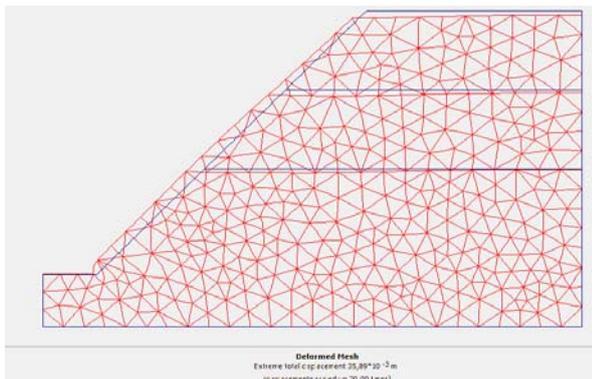
- **Les données géotechniques :**

Les caractéristiques géotechniques spécifiques aux calculs sont regroupées dans le tableau 4.1.

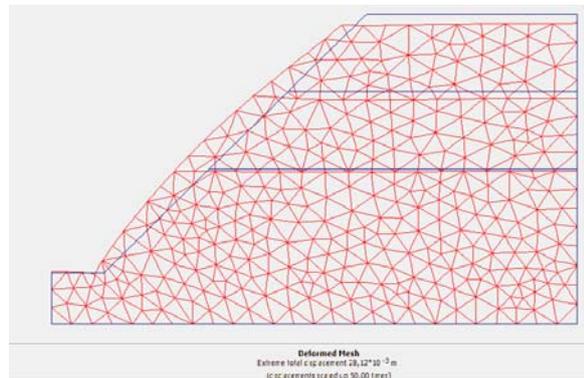
Nature	$\gamma_d$ KN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{sat}$ KN/m <sup>3</sup>	C KN/m <sup>2</sup>	$\phi'$ (°)	$\Psi$	E KN/m <sup>2</sup>	$\nu$	K (m/jour)
Argile graveleuse	17	19.5	15	12	0	$1.300 \cdot 10^4$	0.300	$1,157 \cdot 10^{-5}$
Argiles marneuses sableuses	18	21.5	30	21	0	$1.000 \cdot 10^4$	0.350	$1,157 \cdot 10^{-8}$
Sable et gravier	15	17.5	8	21	0	$1.300 \cdot 10^4$	0.300	$1,157 \cdot 10^{-5}$

**Tableau 4.1 :** données géotechniques

- ❖ **Les résultats des calculs :**

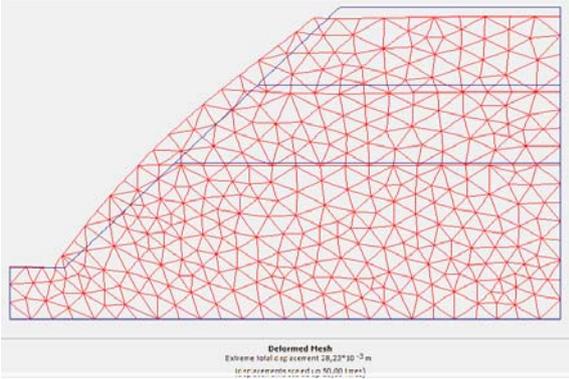


a) pour c = 8KPa

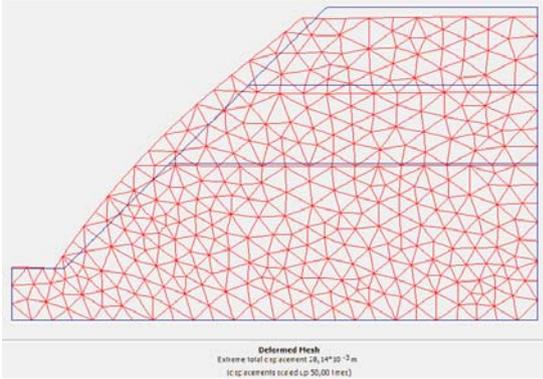


B) pour c = 12KPa

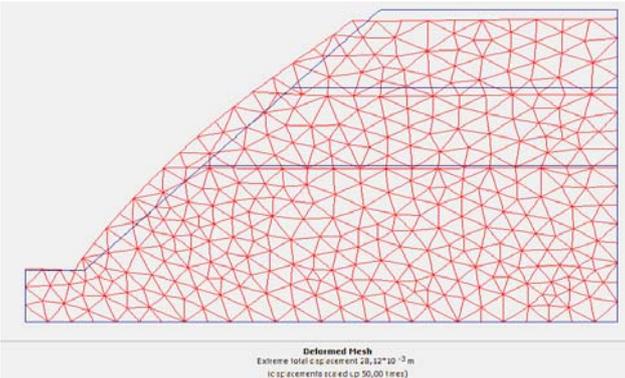
# Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion



c) pour c =16KPa

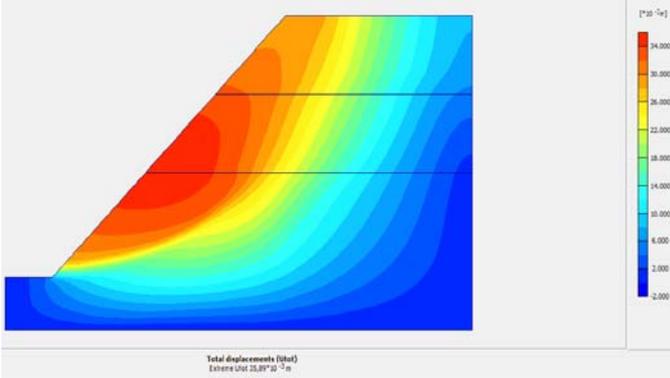


d) pour c = 20KPa



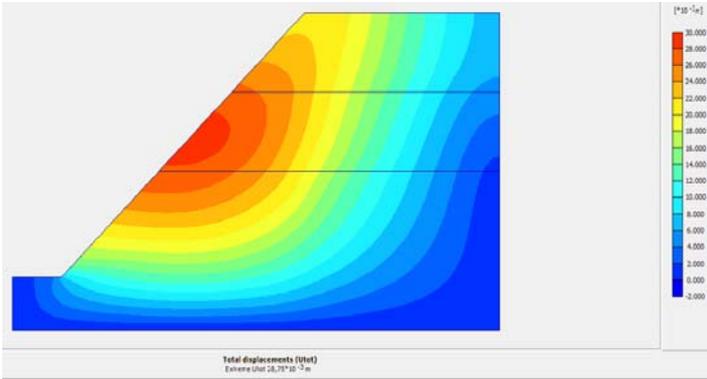
e) pour c =24KPa

**Figure 4.8** : Maillage déformé du talus pour différents cas ;a) c =8 kPa,  
b) c =12 kPa, c) c =16 kPa, d) c =20 kPa, e) c =24 kPa.

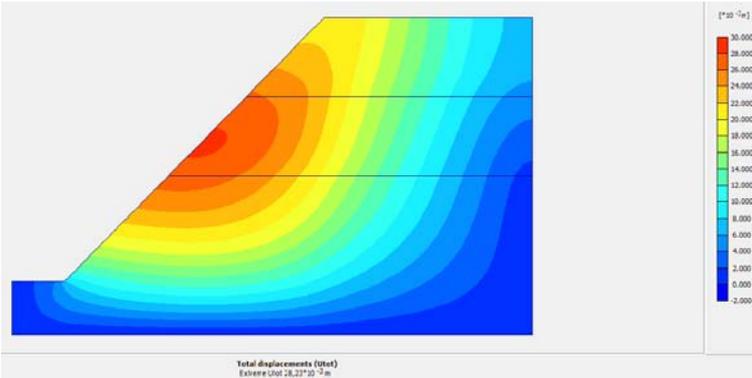


a) Pour c =8KPa

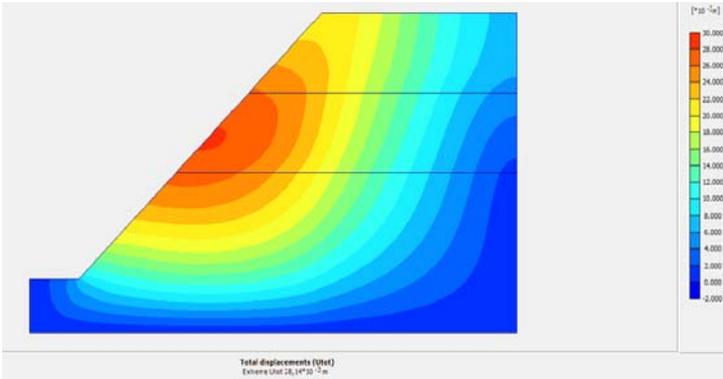
# Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion



b) Pour  $c = 12\text{KPa}$

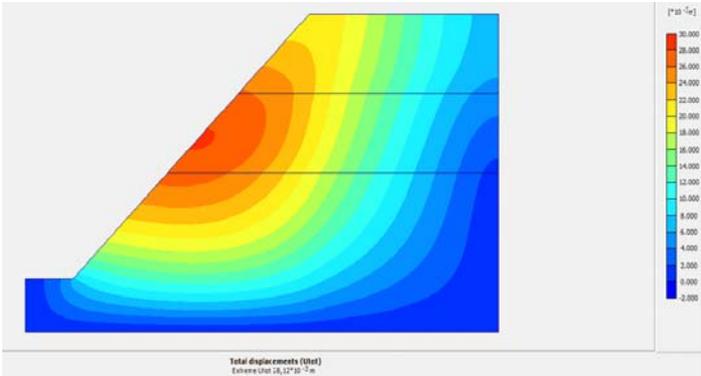


C) pour  $c = 16\text{ KPa}$



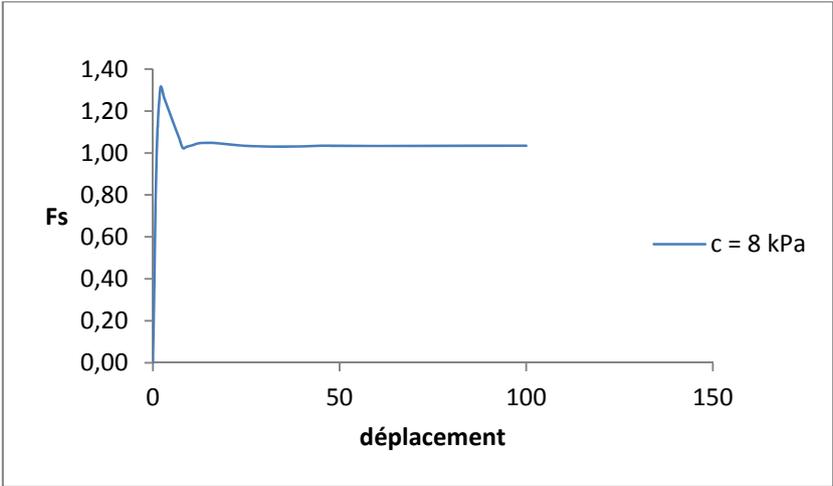
d) pour  $c = 20\text{ KPa}$

# Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion



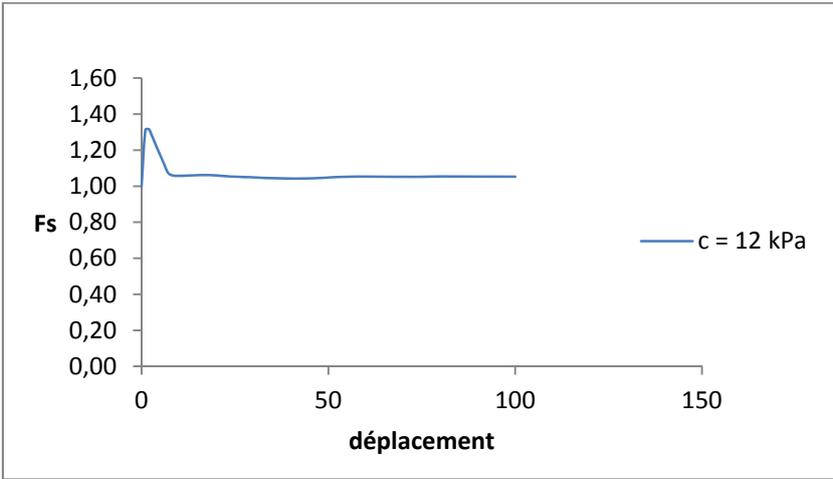
e) Pour  $c = 24$  kPa

Figure 4.9: Déplacements totaux du talus pour différents cas ;a)  $c = 8$  kPa, b)  $c = 12$  kPa, c)  $c = 16$  kPa, d)  $c = 20$  kPa, e)  $c = 24$  kPa.

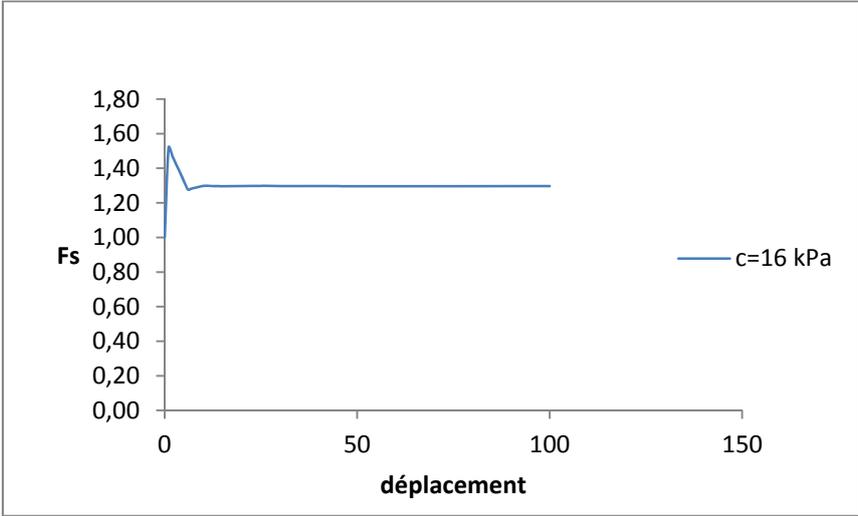


a) Pour  $c = 8$  kPa

# Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion

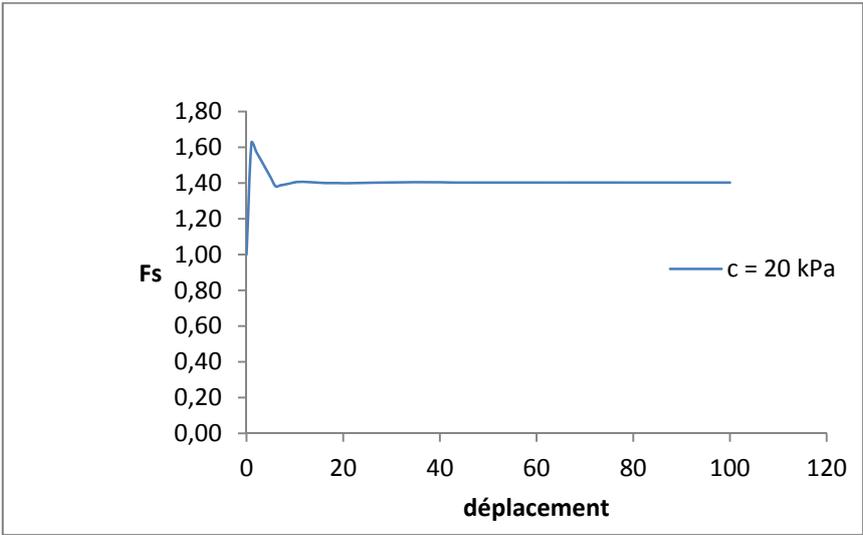


b) Pour c =12 kPa

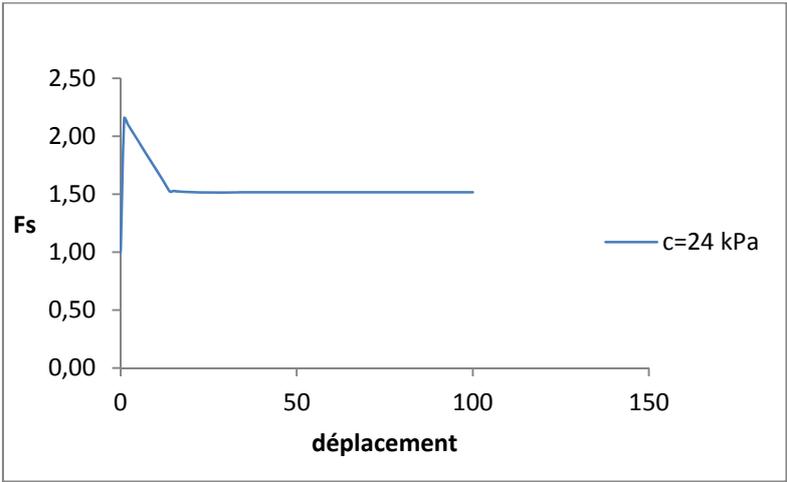


c) Pour c =16 kPa

# Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion



d) pour  $c = 20$  kPa



e) Pour  $c = 24$  kPa

**Figure 4.10:** évolution du coefficient de sécurité en fonction du déplacement du talus pour différents cas ;a)  $c = 8$  kPa, b)  $c = 12$  kPa, c)  $c = 16$  kPa, d)  $c = 20$  kPa, e)  $c = 24$  kPa.

## Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion

❖ Les valeurs du coefficient de sécurité déduites de calcul des cinq cas sont données dans le tableau 4.2

Cas	C = 8	C = 12	C = 16	C = 20	C = 24
Coefficient de sécurité	1.034	1.053	1.297	1.403	1.517

Tableau 4.2 : les valeurs des facteurs de sécurité en fonction cohésion

❖ La courbe :

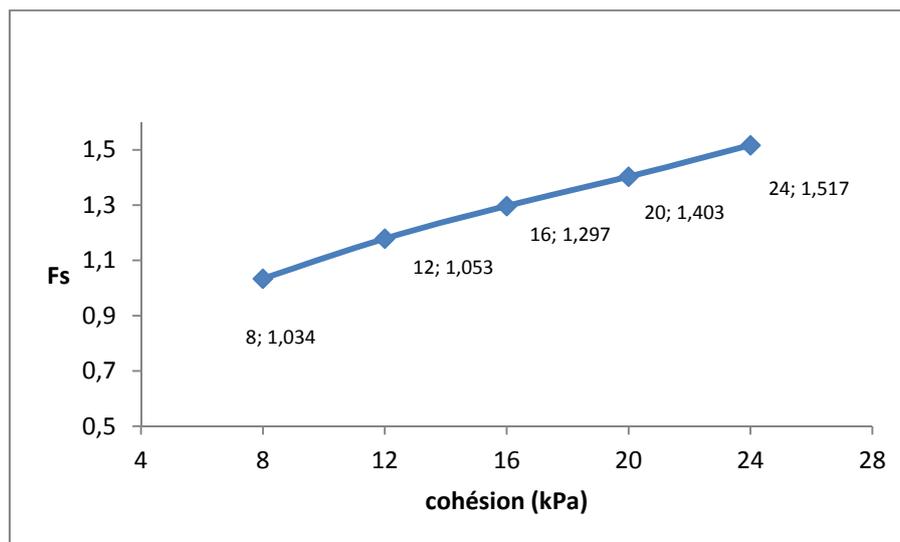


Figure 4.11 : variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion

❖ **Interprétation des résultats**

On remarque que l'augmentation des valeurs de la cohésion provoque l'accroissement des valeurs du facteur de sécurité, comme il est indiqué sur le tableau 4.2 et la figure 4.11 qui montre la variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion. Par exemple on a enregistré une valeur  $F_s = 1.034$  pour  $c = 8$  KPa et  $F_s = 1.053$  pour  $c = 12$  KPa, c.-à-d. un accroissement du facteur de sécurité d'ordre de 1.9%, pour un pas de 4 KPa de cohésion.

## Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion

Comme on a enregistré  $F_s = 1.517$  pour  $c = 24$  KPa, c.-à-d. un accroissement du facteur de sécurité d'ordre de 46.7%, pour une augmentation correspondante à 16 KPa de cohésion.

### ❖ Travaux similaires M.khmissa

- Cohésion

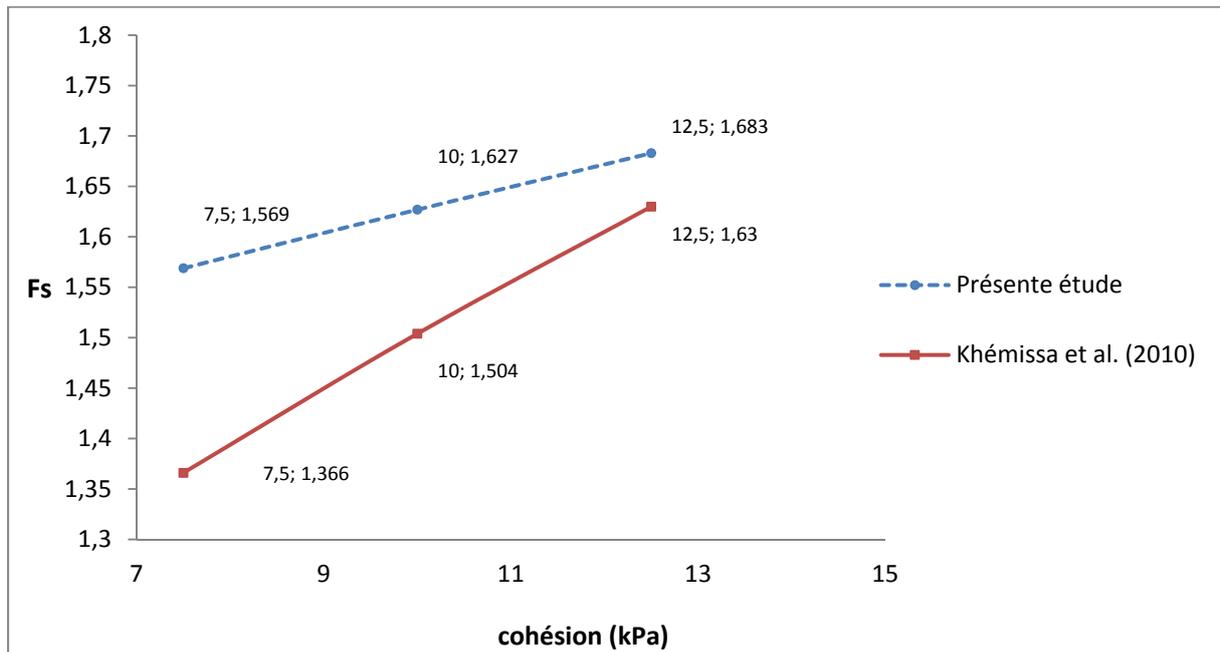


Figure 4.12 : Influence de la cohésion effective sur le facteur de sécurité

### ❖ Interprétation des résultats

La variation de la cohésion effective d'une valeur de plus ou moins 25 %, fait varier le facteur de sécurité d'une valeur de 9 à 10 % (figure 4.12).

Les causes de rupture peuvent être multiples. Toutefois, on peut penser qu'elles Proviennent d'une modification notable des caractéristiques mécaniques des sols soit la cohésion.

## Chapitre 4: Analyse numérique de comportement des pentes sous l'effet de Cohésion

---

### 4.5. Conclusion

La résistance au cisaillement des sols sous l'effet de chargement est dépend de la cohésion comme suit:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Donc la variation de la cohésion du sol  $c$  à une influence sur la résistance au cisaillement, et par conséquent elle influe sur le coefficient de sécurité, d'où, plus le sol est cohérent plus il résiste aux efforts de cisaillement pour les deux exemples envisagés.

Les résultats obtenus sont semblable à ceux élaborés par M. Khemissa (2010), par exemple pour comparativement avec les résultats obtenus par khemissa on observe qu'il ya similitude entre les résultats par exemple pour  $c = 7.5$  kpa il ya une différence de 14.8% de  $F_s$  pour  $c = 10$  kpa il ya une différence 8.1% de  $F_s$  et pour  $c = 12.5$  kpa il ya une différence de 3.75% de différence entre les valeurs  $s$  de  $F_s$  où  $c'$  est résultats sont acceptables les valeurs de khemissa sont élaborés par khemissa qui utilise la méthode des tranches( équilibre limite).