

## I-1- Généralité:

### I-1-1- Définition d'un mouvement de terrain

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc.). Ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc...)

Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement.

Une bonne connaissance du risque "mouvements de terrain" doit permettre de répondre aux 6 questions reproduites ci-après (Figure I.1) :

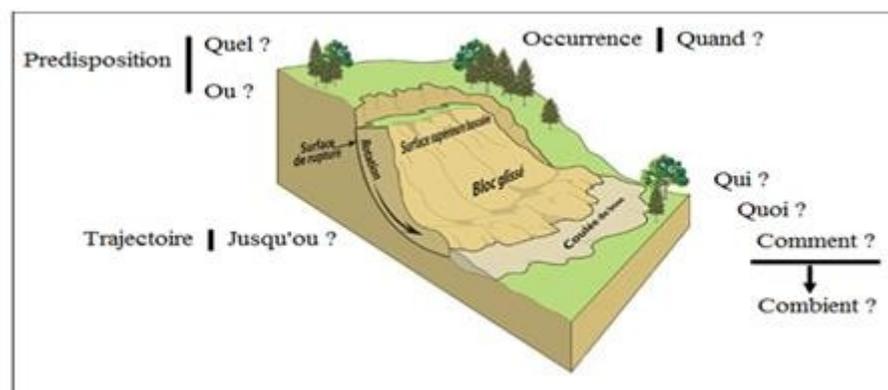


Figure I.1 : mouvement de terrain.

### I-1-2- Description des mouvements du terrain

La classification des mouvements des terrains, qui est un moyen de dénomination des principaux types, a préoccupé les spécialistes depuis plus d'une centaine d'années (Colas pilot 1976 ; Antoine et Fabre 1980;flageollet 1989). Chaque auteur selon sa formation et les cas localement constatés propose une classification en se basant sur des critères tels que :

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

- L'âge de la rupture.

Les principaux critères de classement des glissements sont :

- ✓ La géométrie (hauteur de chute, la pente moyenne et le volume en déplacement).
- ✓ La vitesse du mouvement.

D'une façon sommaire, les classifications peuvent être groupées en deux grandes catégories selon les processus des mouvements (flageollet, 1989):

a) Des processus lents et continus:

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

b) Des processus rapides et discontinus:

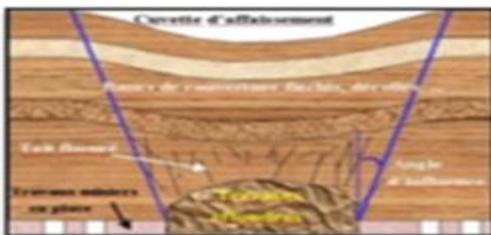
- Les coulées boueuses et les laves torrentielles.
- Les écroulements rocheux.
- Les effondrements des cavités.

## I-1-2-1- Les processus lents et continus:

Entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme, ils regroupent :

### A. Les affaissements:

Ce sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues aux fléchissements lents et progressifs des terrains de couverture (figure I.2). [1]



(a) : un schéma d'affaissements



(b) : exemple de l'affaissements

Figure I.2: le phénomène d'affaissements.

## A- Les tassements:

Quelques sols sont compressibles comme les argiles, les vases, ou les marnes. Ils peuvent entraîner un tassement qui se manifeste par une diminution de volume sous l'effet des charges appliquées (figure I.3) et ou l'abaissement du niveau des nappes aquifères par surexploitation.

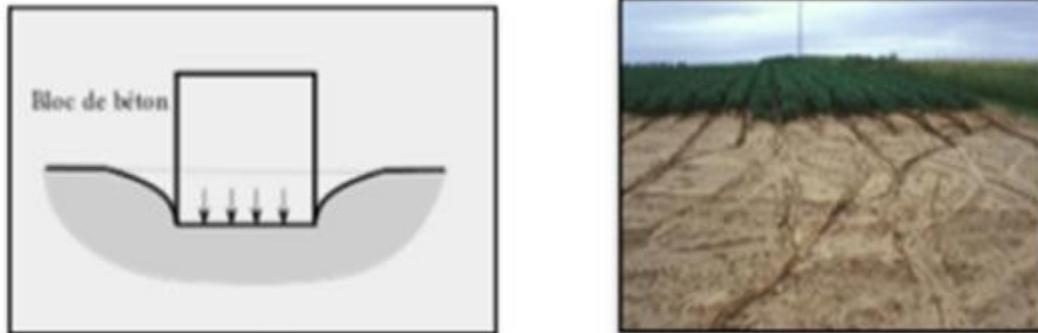
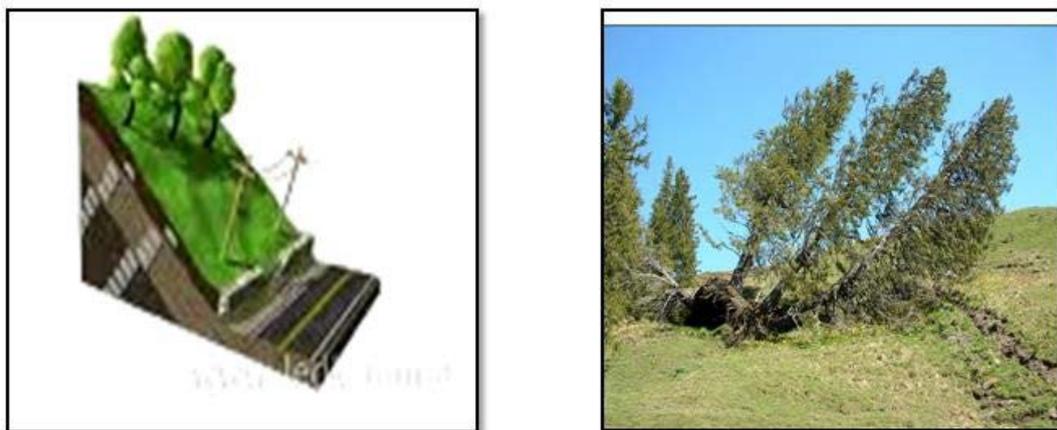


Figure I.3 : le phénomène des tassements.

## B- Le fluage des terrains:

Le fluage des terrains peut avoir plusieurs actions. Il affecte des pentes argileuses superficiellement (figure I.4), sans surface de glissement précise. Il peut aussi se manifester par le fluage de masses argileuses ou marneuses provoquées par le poids d'un massif rocheux qui leur est superposé, les déplacements dus au fluage peuvent provoquer des fissures et des failles dans le rocher.[1]



(a) : un schéma de fluage

(b) : exemple de fluage

Le fluage, au moins au début du processus, induit des vitesses très lentes des déplacements.

Figure I.4 Le phénomène du fluage

## C- Les solifluxions

La solifluxion est un cas spécial de fluage. Ce phénomène est la conséquence des climats préglaciaires (figure I.5).



**Figure I.5: grandes loupes de solifluxion**

## E- glissements :

Un glissement de terrain, est un versant instable de montagne ou de colline qui se détache et glisse dans le sens de la pente. Le volume du glissement dépend de la surface et de la profondeur de la rupture.

### I-1-2-2- Les processus rapides et discontinus

#### A- Les coulées boueuses et les laves torrentielles:

Les coulées boueuses (figure I.6 ou laves torrentielles (figure I.7), également nommées coulées de débris, sont des écoulements visqueux ou fluides dans des milieux fins saturés d'eau. Ils peuvent entraîner des gros blocs sur des pentes très faibles et sur des distances considérables, à des vitesses qui peuvent être très importantes. C'est un phénomène répétitif



**Figure I.6: les coulées boueuses.**



**Figure I.7 : les laves torrentielles.**

## B- les écoulements rocheux:

Ils concernent les massifs rocheux plus ou moins fracturés qui vont se rompre progressivement par fauchage (ruine de Séchilienne), tassement, basculement d'un pan de falaise subverticale, ripage de bancs rocheux à pendage aval, rupture de bancs rocheux..... leur étude appartient au domaine de la mécanique des roches, mécanique de blocs, contrairement à la mécanique des sols, mécanique de milieux continus.

C'est le réseau de discontinuités qui régit le comportement de ces massifs rocheux. Les causes déclenchant l'écroulement sont les phénomènes climatiques (pluie, fonte de neige, gel-dégel) et les séismes.

Les volumes des écoulements vont du bloc à plusieurs millions mètre cubes (figure I.8).

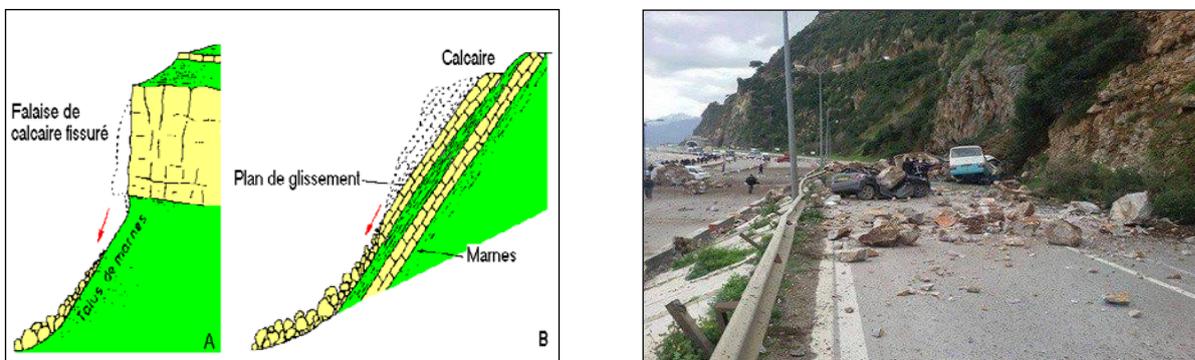


figure I.8: les écoulements rocheux

## C- Les effondrements

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture figure (I.9).



(a) : mécanisme de l'effondrement

(b) : exemple de l'effondrement

Figure I.9 : le phénomène de l'effondrement.

## I-2- Les glissements:

Les glissements affectent les sols et sont fréquents dans les travaux de terrassement et de soutènement. Les vitesses de rupture peuvent être très variables. la rupture est parfois précédée de signes précurseurs mais parfois brutale.

### I-2-1- Classification des glissements

Selon la géométrie de la surface de glissement on distingue :

- Glissement plan.
- Glissement rotationnel .
- Glissement quelconque.

#### I-2-1-1- Glissement plan :

Il se produit suivant un plan (figure I.10), au niveau d'une surface de discontinuité géologique : Zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification.

En général les lignes de rupture suivent une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. une telle couche est appelée « Couche savon ».

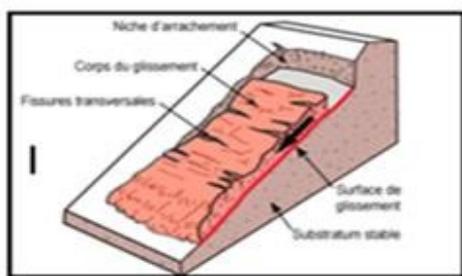


Figure (a) : Schéma de glissement plan



Figure (b) : exemple d'un glissement plan

Figure I.10 : le glissement plan.

## I-2-1-2- Glissement rotationnel :

C'est le type de glissement le plus fréquent. la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre (figure I.11). l'analyse du risque de rupture par le calcul. Les glissements rotationnels ont quelques caractères communs, dont on distingue essentiellement:

- En tête, des fissures de traction apparaissant.
- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
- A la base, Un bourrelet de pieds formé par des matériaux glissés.[3]

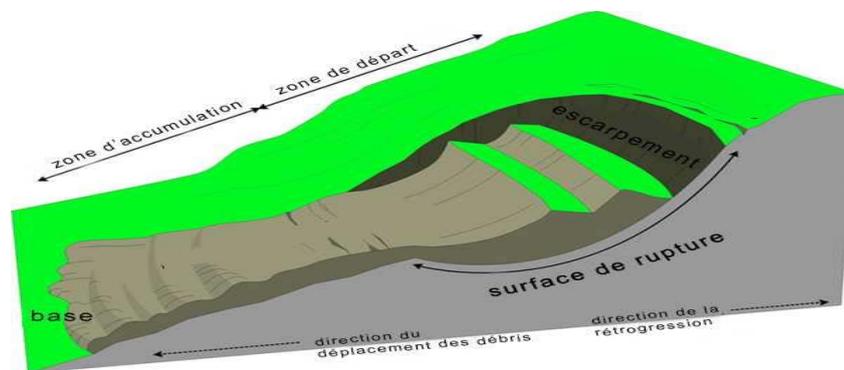


Figure 1.11 : le glissement rotationnel.

## I-2-1-3- Glissement quelconque :

Qui est une combinaison des deux cas précédant. Comme pour le glissement plan, la reconnaissance des sols doit identifier la surface de glissement qui est ici complexe et nécessite des reconnaissances précises.

## I-2-2- Principales cause des glissement de terrain :

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

### I-2-2-1- Nature du terrain:

La nature de terrain dépend de la :

#### A- Géométrie de terrain:

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif. [2]

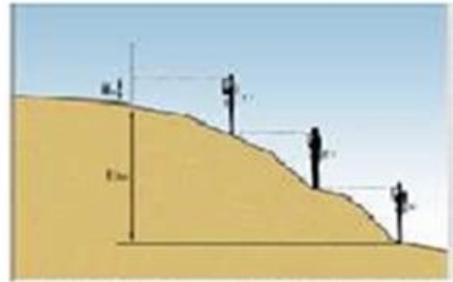


Figure 1.12 : géométrie de terrain.

#### B- Résistance au cisaillement des sols ou des roches :

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches constituent un élément essentiel.

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement.

Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contrainte qui règne au point considéré. L'état de contrainte est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc.)

En cas de réactivation de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de la surface de rupture préexistante. Sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée résistance résiduelle.

La détermination de l'état de stabilité de versant nécessite donc la connaissance de deux types de paramètres des terrains rencontrés :

La résistance au cisaillement à court ou long terme

La résistance au cisaillement résiduelle

Dans le cas des argiles raides, que l'on rencontre fréquemment dans les versants instables (marnes oligocènes du bassin de la Limagne, argile, marnes, argile, etc.), la courbe effort-déformation relevée lors d'un essai de cisaillement présente un pic de résistance plus ou moins marqué, suivi d'une décroissance sensible de la résistance au cisaillement : la valeur ultime est la résistance résiduelle. Cette dernière s'obtient en laboratoire par un essai de cisaillement alterné.

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite prenant en compte la résistance au cisaillement de pic. Dans le cas d'une première rupture, et la résistance au cisaillement résiduelle, dans le cas de la réactivation d'un glissement.

En général, ce sont les paramètres de résistance drainés  $c'$  et  $\phi'$  (valeur de pic) et  $cR'$  et  $\phi R'$  (valeurs résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente.[2]

## I-2-2-2- Les actions extérieures qui agissent sur le sol :

### A. Actions hydrauliques:

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

Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement :

en effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre de couches de terrains situées bien en amont.

La connaissance des conditions hydrauliques les plus défavorables nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Par exemple, on peut choisir de prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale. Ceci étant rarement possible, des extrapolations peuvent être utilisées pour juger des conditions les plus défavorables.



Figure 1.13 : concentration d'eau.

La détermination du régime hydraulique est souvent très difficile du fait de l'étendue des zones à prospector et de l'hétérogénéité des sols rencontrés, et notamment de la présence d'accidents tectoniques qui perturbent sensiblement les nappes.

Certains éléments sont de première importance. Il s'agit :

Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture ; la nappe peut être statique ou présenter des gradients mettant en charge la couche le long de laquelle se produisent les mouvements.

De l'alimentation hydraulique du site : des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante sont susceptibles d'exister et il est alors intéressant de les drainer ; d'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement.

De l'évolution de la nappe au cours du temps ; les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique.

## **B-Les actions climatiques et anthropiques :**

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

## **C- Les actions hydrauliques (Pluie, neige, évapotranspiration) :**

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

## **D. Séismes :**

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- ✓ La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes,
- ✓ La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même [2]

## **I-3 ANALYSE DE STABILITE:**

### **I-3-1- Objectif d'un calcul de stabilité :**

Un calcul de stabilité peut être effectué sur un versant dans deux circonstances bien distinctes : avant ou après apparition de glissement.

#### **I-3-1-1- Sur un versant apparemment stable :**

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement qui, parmi l'infinité de surfaces de rupture envisageables, aurait le plus de chances d'apparaître, par tâtonnements, à tester le plus grand nombre de surfaces de rupture possible.

Chaque surface testée nécessite donc un calcul de stabilité, lequel fournit la valeur du coefficient de sécurité  $F$  dont est doté le versant au regard d'une rupture sur la surface envisagée.

Après un nombre suffisant de surfaces ainsi testées, la plus petite des valeurs de  $F$  obtenues, définit le coefficient de sécurité du site étudié. La surface testée qui lui correspond, est donc la surface de rupture la plus probable pour le site considéré.

Ainsi, le calcul de stabilité préalable à toute rupture effective permet :

- D'apprécier la marge de sécurité dont dispose le versant considéré vis-à-vis de la rupture.
- D'examiner le risque associé à la réalisation sur ce site de certains travaux (terrassements, constructions...), lesquels vont nécessairement modifier la valeur du coefficient de sécurité qui a été défini pour le versant.

#### **I-3-1-2- Sur un versant où un glissement est apparu :**

Le calcul de stabilité permet de chiffrer la valeur de  $F$  correspondant à la rupture observée, et donc d'apprécier la marge qui sépare l'état actuel du versant de l'état de l'équilibre.

En principe, on connaît dans ce cas, par les investigations appropriées décrites ci-dessus, la valeur des paramètres à introduire dans le calcul : géométrie de la surface de rupture, forces extérieures à prendre en compte, caractéristiques géotechniques du terrain sur la surface de glissement.

## **I-3-2- Eléments nécessaires à un bon traitement de glissement**

Pour un bon traitement d'un séisme différentes données doivent être collectés et plusieurs mesures doivent être entamées :

### **I-3-2-1- Parametres mesurés:**

- Cinématiques : en surface (topométrie, extensométrie) ou en profondeur (inclinométrie) : le premier objectif de l'étude cinématique est la délimitation en plan et en profondeur du volume en mouvement. Pour cela on peut utiliser divers instruments, en particulier les nivelles et les inclinomètres. Les nivelles micrométriques servent à mesurer les rotations de la plaque support sur l'horizontale, la plaque est fixée sur un ouvrage ou sur un plot scellé dans le sol. La mesure inclinométrique, réalisée au moyen d'une sonde descendue dans un tube scellé dans un forage, fournit l'inclinaison sur la verticale du tube et par intégration, sa déformation, elle permet en particulier de déterminer la profondeur de la surface de rupture. L'étude cinématique permet aussi d'obtenir un ordre de grandeur de la vitesse de mouvement, d'analyser la sensibilité aux facteurs extérieurs, ou de contrôler l'efficacité d'une stabilisation.
- piézométriques (en particulier, pression interstitielle au niveau de la surface de rupture) et hydrauliques.
- Météorologiques (pluviométrie, nivométrie).
  - la position et le nombre des points de mesure ; dans les sites à risque grave, une redondance des systèmes de mesure s'impose.
  - la fréquence d'acquisition : mensuelle, hebdomadaire, quotidienne ou plus fréquente.
  - le mode de transmission et de dépouillement des informations.
  - leur exploitation, notamment en ce qui concerne les alertes. [5]

### **I-3-2-2- Surveillance d'évolution du glissement:**

Lorsque les travaux de confortement ne sont pas envisageables, techniquement ou financièrement, ou qu'ils ne peuvent être réalisés avant un certain temps, une solution de surveillance peut être choisie. L'objectif est de prévoir la rupture suffisamment à l'avance pour que des mesures préventives soient prises : mise en place d'un confortement supplémentaire, évacuation de la zone instable, fermeture d'un tronçon de route, etc.

## **I-3-2-3- La définition d'un confortement**

Le choix de la meilleure solution pour satisfaire à ces critères résulte alors de considérations sur la mise en œuvre, le coût, la sécurité et l'efficacité. La mise en place d'une surveillance poussée permet alors de vérifier les hypothèses des calculs et d'optimiser la réalisation finale tout en satisfaisant au respect de la sécurité.

Les travaux confortatifs et les traitements décrits ci-après sont envisageables:

- Soit à titre curatif pour les glissements proprement dits ou les versants de stabilité de stabilité précaire ( $F=1$ ).
- Soit à titre préventif pour les sites stables dont la stabilité risque d'être détruite par certains travaux dont l'exécution est projetée.

Dès lors que l'on dispose d'une bonne définition de la géométrie de glissement ; ainsi que des caractéristiques mécaniques des terrains concernés, un calcul de stabilité devient possible

L'intérêt du calcul tient ici aux points suivants :

- Il permet d'analyser le mécanisme de la rupture en comparant l'importance relative des forces en présence et donc parmi plusieurs causes possibles, de repérer celles qui jouent un rôle décisif dans l'apparition de la rupture.
- Il permet de définir les dispositifs confortatifs c'est-à-dire les forces à introduire pour ramener  $F$  à une valeur supérieur à 1. [5]

## **I-3-3- Methode de calcul:**

### **I-3-3-1- Rappel sur les caractéristiques mécaniques des sols**

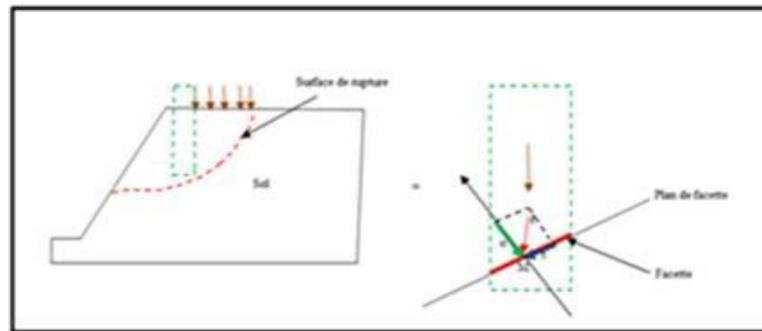
#### **A- Notion de rupture**

On considère le massif de la (figure I.14) ci-dessous et on se propose d'étudier sa stabilité le long d'une surface, quelconque, de rupture potentielle.

Les efforts extérieurs qui s'exercent en un point M, quelconque, de cette surface sont ceux qui agissent sur une facette parallèle à la surface potentielle de rupture et centrée sur le point M.

Ces efforts extérieurs sont le poids propre de la colonne de sol située au-dessus de la facette, plus la portion des surcharges appliquées à la surface du massif et peuvent être décomposés en une contrainte normale  $\sigma$  et une contrainte tangentielle  $\tau$ .

La contrainte normale a tendance à « plaquer » le prisme du sol qui cherche à se détacher du massif, tandis que la contrainte tangentielle pousse ce prisme à glisser le long de la surface potentielle de rupture. [4]



**Figure I.14 Schéma simplifié des contraintes normal et tangentielle dans un massif**

L'augmentation de la contrainte de cisaillement due aux efforts extérieurs peut être obtenue par un apport progressif des surcharges appliquées à la surface du massif. Celui-ci résiste jusqu'à une certaine limite, au-delà de laquelle le prisme situé au-dessus de la ligne de rupture se détache et glisse le long de cette ligne.

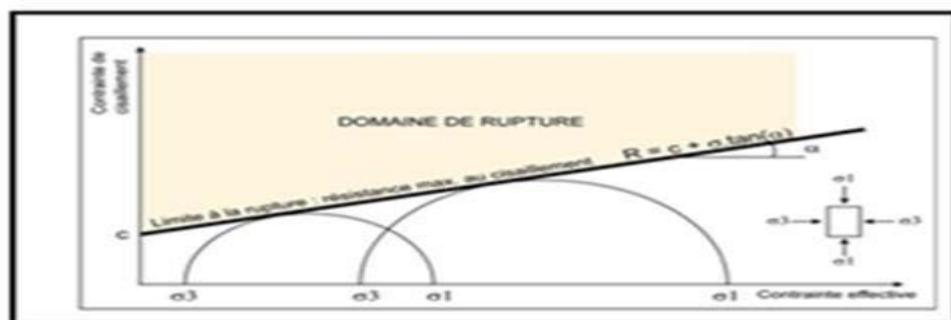
## B- Critère de rupture

Le critère de rupture utilisé dans la plupart des méthodes est le critère de Coulomb.  $\tau = C + \sigma \cdot \tan \varphi$  (1.1)

Dans lequel  $\tau$  et  $\sigma$  désignent les contraintes tangentielles et normales sur une surface donnée;  $C$  et  $\varphi$  la cohésion et le frottement du sol au point considéré.

## C- La résistance au cisaillement d'un sol

La résistance d'un sol au cisaillement dépend de ses caractéristiques internes  $C$  et  $\varphi$ . Dans cette équation de la droite de Coulomb, on voit bien l'effet favorable de la contrainte normale  $\sigma$  dans l'amélioration de la résistance du sol au cisaillement et par conséquent, à sa résistance au glissement et donc à sa stabilité



**Figure I.15 : Représentation de la droite de Mohr-Coulomb**

## I-3-3-2- Classes de méthodes de calcul de stabilité

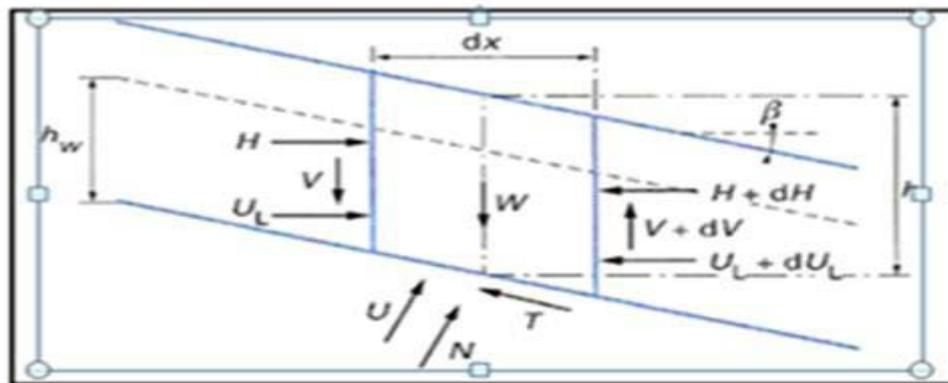
### I-3-3-2-1- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

Ces méthodes supposent que la rupture se manifeste le long d'une courbe plane au sein du massif, le reste du sol en équilibre surabondant. Le principe est de déterminer la surface de rupture probable. Le matériau caractérisé par l'angle de frottement  $\phi$ , la cohésion  $c$  et le poids volumique  $\gamma$ . On a la largeur  $B$  du talus supposée très grande par rapport à la hauteur  $H$  et la longueur  $L$  du talus, ce qui revient à traiter un problème de glissement bidimensionnel.

#### A- La rupture plane

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface « guide » le glissement (cas de formations meubles reposant sur un substratum, par exemple) : la surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure ( I.16) représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées :  $W$  le poids du bloc de sol considéré,  $V$  et  $H$  les efforts sur les côtés du bloc,  $N$  et  $T$  les réactions normales et tangentielles à la base du bloc,  $U_L$  l'effort dû à la pression d'eau latérale, et  $U$  l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que

$V = 0$  et que  $H$  et  $U_L$  s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer  $N$  et  $T$ , ainsi que le coefficient de sécurité.[4]



**Figure I.16 : la rupture en surface plane (glissement plan)**

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$\tau_{\max} = c + \sigma \tan \varphi \quad (1.2)$$

Or:

$$F_s = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{\tau} \quad (1.3)$$

$$\sigma = W \cdot \cos \beta \quad (1.4)$$

$$\tau = W \cdot \sin \beta \quad (1.5)$$

Avec:

$$W = \gamma \cdot h \cdot \cos \beta \quad (1.6)$$

$\gamma$ : le poids volumique du sol

$\beta$ : L'inclinaison de la pente

W : poids du bloc

On remplace (1.4) dans (1.5) et (1.6) on obtient :

$$\sigma = \gamma \cos^2 \beta \quad (1.7)$$

$$\tau = \gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \quad (1.8)$$

En remplace (1.7) et (1.8) dans (1.3) on obtient la formule de coefficient de

$$\text{sécurité: } F_s = \frac{c + \gamma \cdot h \cos^2 \beta \cdot \tan \varphi}{\gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (1.9)$$

Si l'écoulement est parallèle à la pente et caractérisé par la hauteur d'eau  $h_w$  au-dessus du plan de rupture étudié (Figure 1.30), le coefficient de sécurité vaut alors :

$$F_s = \frac{c + (\gamma_h - \gamma_w \cdot h_w) \cos^2 \beta \cdot \tan \varphi}{\gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (1.10)$$

## **B- La méthode des tranches**

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement (figure I.17).

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol

(compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des verticaux.

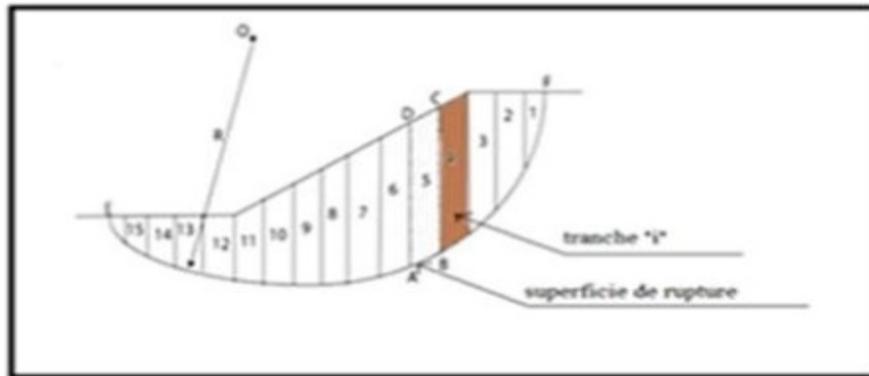


Figure 1.17 : découpage d'un talus en tranches.

**Mise en équation du problème :** Soit une tranche  $i$  soumise à :

Le poids  $W_i = \gamma_i h_i b_i$

L'effort normal  $N$

L'effort tangentiel  $T$

Les efforts inter tranches verticaux  $V_i$  et  $V'_i$

Les efforts inter tranches horizontales  $H_i$  et  $H'_i$

Les fonctions du profil du talus  $y(H_i)$  et  $y'(H'_i)$

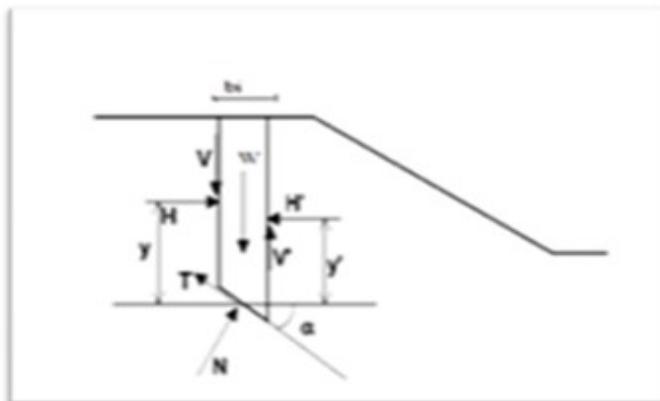


Figure 1.18 : force agissante sur une tranche «  $i$  » .

$$N_i = \sigma_i l_i = \frac{B_i}{\cos \alpha_i} \quad (1.11)$$

Avec : 
$$l_i = \frac{B_i}{\cos \alpha_i} \quad (1.12)$$

$$(1.13)$$

Or: 
$$T_i = \tau_i l_i$$

$$\tau_i = C_i + \sigma_i \tan \phi_i = \frac{C_i}{F} + \sigma_i \frac{\tan \phi_i}{F} \quad (1.14)$$

T<sub>i</sub>, N<sub>i</sub>, V<sub>i</sub>, V'<sub>i</sub>, H<sub>i</sub>, H'<sub>i</sub> pour chaque tranche 6n inconnues.

y(H<sub>i</sub>) et y' (H'<sub>i</sub>) pour chaque tranche 2n inconnues.

F coefficient de sécurité 1 inconnue.

Soit 8n+1 inconnues.

Equations : 3n (équilibre) + 3(n-1) (interaction) + n (Coulomb) + 6 (CL) n-2 équations à rajouter

Donc on ajoutera une équation supplémentaires sous forme d'une hypothèse pour avoir résoudre le système.[7]

➤ **Les hypothèses utilisées dans le cas de la méthode des tranches**

- **Sur les efforts intertranches**
  - Méthode de Fellenius(1927)
  - Méthode de Bishope(1955)
- **Sur la ligne depoussée**
  - Méthode de Jumbu
- **Sur l'orientation des efforts intertranchent**
  - Méthode de Spencer

## C- La méthode de Fellenius(1927)

Hypothèses :

- La ligne de glissement est de forme circulaire
- On néglige totalement les efforts inter tranches (Figure I.19)
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids

W. Par rapport au centre O, on peut définir:

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.
- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de  $R_n$

D'après la loi de Coulomb :

$$R_n = c_i \cdot AB + N_i \cdot \tan \varphi_i \quad (1.15)$$

Par ailleurs:  $N_i = W_i \cos \alpha_i \quad (1.16)$

Donc:  $R_i = c_i \cdot AB + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i \quad (1.17)$

D'autre part:  $AB = l_n = b_i / \cos \alpha_i \quad (1.18)$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum R \left( c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i \right) \quad (1.19)$$

Où : m = nombre total de tranches.

$C_i, \varphi_i$  = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

- Le moment moteur est dû à  $T_n$  et égal à  $T_n \cdot R$

Par ailleurs:  $T_n = W_i \sin \alpha_i \quad (1.20)$

En remplaçant (1.17) et (1.16) dans l'équation (1.3) on obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[ \sum W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right] \quad (1.21)$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de  $F_s$  sont donc :

- b, la largeur des tranches.
- $\alpha$ , l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

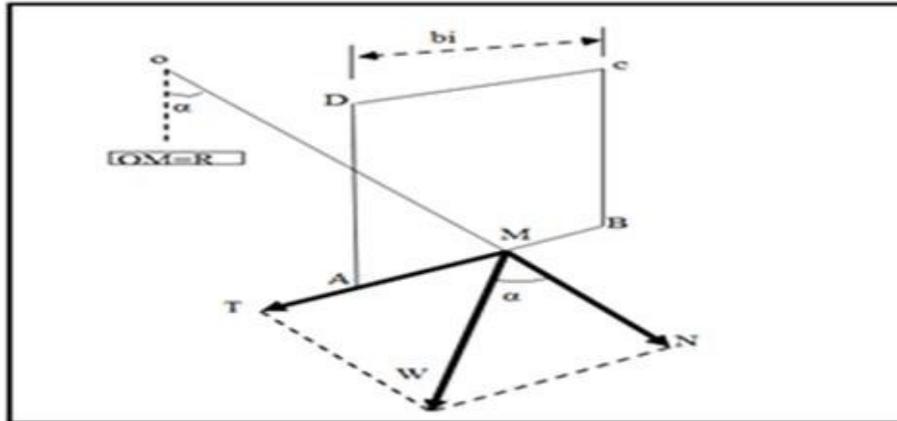


Figure I.19 : forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de Fellenius.

### D- La méthode de Bishop généralisée

Nous présentons ici la méthode de Bishop, développée par Nonveiller en 1965.

Dans le cas où la ligne de glissement est circulaire, l'équilibre vertical s'écrit :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \quad (1.22)$$

$$= \frac{C_i}{F_s} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{\tan \varphi_i}{F_s} \sin \alpha_i \quad (1.23)$$

D'où la valeur de  $N_i$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - \frac{C_i b_i}{F_s} \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \varphi_i}{F_s}} \quad (1.24)$$

Ou bien sous forme compacte, en désignant la quantité

$$m \alpha_i = \left( \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F_s} + 1 \right) \cos \alpha_i \quad (1.25)$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_s} \operatorname{tg} \alpha_i}{m \alpha} \quad (1.26)$$

L'équilibre global des moments ne fait pas intervenir que les forces extérieures ; il s'écrit par rapport au centre du cercle de glissement :

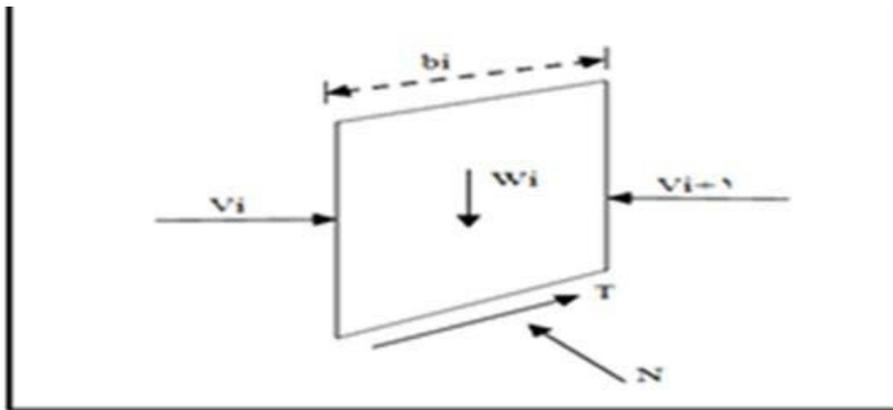
$$\rho \sum_{i=1}^n \left( \frac{C_i}{F_s} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F_s} \right) = \rho \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i \quad (1.27)$$

Cette dernière équation permet de calculer  $F_s$ , qui est indépendant de  $\rho$  pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \operatorname{tg} \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (1.28)$$

On porte alors dans l'expression de  $F_s$ , la valeur de  $N_i$  précédemment calculée

$$F_s = \frac{1}{\sum w_i \sin \alpha_i} + \left[ \sum \left[ \frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + \operatorname{tg} \varphi_i \left[ \frac{W_i + (V_i + V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{m \alpha} \right] \right] \right] \quad (1.29)$$



**Figure I.20: Représentation des efforts par la méthode de bishop**

## E- La méthode de Bishop simplifiée

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode générale a conduit Bishop à faire des hypothèses supplémentaires pour en rendre l'application abordable il suppose donc que:

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux intertranches sont nuls ( $V_n - V_{n+1} = 0$ ).

-Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum w_i \sin \alpha_i} + \left[ \sum \left[ \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + \operatorname{tg} \varphi_i \left[ \frac{W_i - c_i \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{m \alpha_i} \right] \right] \right] \quad (1.30)$$

Ou: 
$$m \alpha_i = \left( \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F_s} + 1 \right) \cos \alpha_i \quad (1.31)$$

## F- La méthode de Jumbu généralisée

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, Jumbu (1954,1957) propose de considérer la force et le moment d'équilibre d'une tranche verticale typique et la force d'équilibre de toute la masse glissée.

L'équilibre horizontal nous donne F :

$$F = \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (w_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i} \quad (1.32)$$

Avec :

$$s_i = \frac{c_i + \frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} \operatorname{tg} \varphi_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F}} \quad (1.33)$$

Les forces inter tranchés peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les considérations d'équilibre :

$$H_i - H_{i+1} = \Delta H_i (W_i + \Delta V) \operatorname{tg} \alpha_i - \frac{s_i b_i}{F} \frac{1}{\cos^2 \alpha_i} \quad (1.34)$$

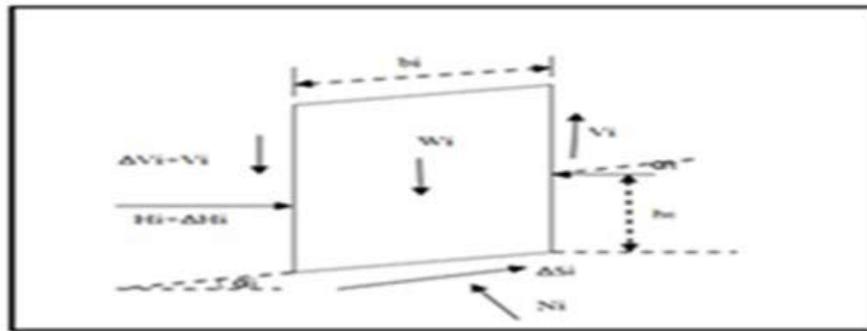
$$V_i = -h_i \tan \alpha_i + h_i \frac{\Delta H_i}{b_i} \quad (1.35)$$

Dans laquelle :

$\Delta H_i$ : est la différence des forces normales aux cotés de deux tranches successives.

$\Delta V_i$ : est la différence des forces parallèles aux cotés de deux tranches successives

$\alpha_i$ ,  $h_i$ : définissent la direction et la position de la ligne de poussée (Figure I.21).



**Figure I.21 : La méthode de Jumbo-force en présence.**

### G- Méthode de Jumbu simplifiée

Malgré le large emploi des calculatrices électroniques il est parfois utile de dégager assez rapidement un coefficient de sécurité approximatif. Aussi la méthode de Jumbu propose –telle une formule simplifiée, dans laquelle on ignore totalement les efforts intertranches.

$$F = \frac{\sum b_i c_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum w_i \tan \alpha_i} \quad (1.36)$$

Et  $f$  étant un coefficient correcteur empirique, dépend du rapport  $d/L$  (profondeur de la surface de glissement à sa longueur).

Avec :

$$S_i = \frac{C_i + \frac{W_i}{b_i} \tan \varphi_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F}} \quad (1.37)$$

## H- La méthode de Spencer

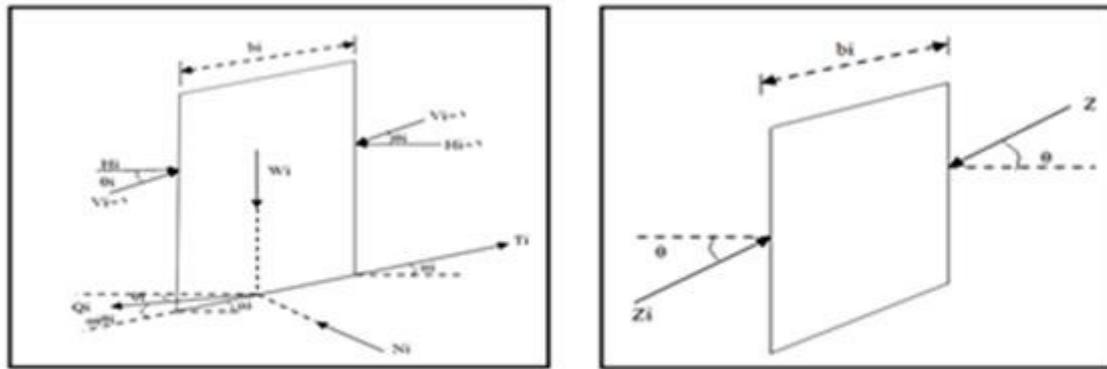
### Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- elle considère que les efforts inter tranches sont parallèles entre eux (figure I.22).
- elle suppose aussi que la force normale N agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. [10]

Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol. L'équation de l'équilibre des forces:

Parce que les forces intertranches sont supposées être parallèles,  $Q_i$ ,  $Z_i$ ,  $Z_{i+1}$  ont la même direction et  $Q_i$  est tout simplement la différence scalaire entre les forces intertranches de gauche et de droite de la tranche (figure I.22). et:  $Q_i = Z_i - Z_{i+1}$



(a) : les efforts inter tranches selon la méthode de Spenc (b) : Hypothèse de spencer sur une tranche « i »

Figure I.22: la méthode de Spencer.

Q représente la résultante des efforts inter tranches .elle fait un angle égal à  $(\alpha - \theta)$  avec la base de la tranche i.

Rappel :

$$T_i = \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\tan \phi_i}{F} \quad (1.38)$$

A l'équilibre la projection des forces parallèlement à la base de la tranche donne :

$$T_i - Q_i \cos (\alpha_i - \theta_i) - w_i \sin \alpha_i = 0 \quad (1.39)$$

De même la projection des forces sur la normale à cette base donne:

$$N_i + Q_i \sin (\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0 \quad (1.40)$$

Remplaçons T par sa valeur on obtient:

$$\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\tan \phi_i}{F} - Q_i \cos (\alpha_i - \theta_i) - \sin w_i \alpha_i = 0 \quad (1.41)$$

Soit:

$$C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \tan \phi_i - F Q_i \cos (\alpha_i - \theta_i) - F w_i \sin \alpha_i = 0 \quad (1.42)$$

$$N_i + Q_i \sin (\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0 \quad (1.43)$$

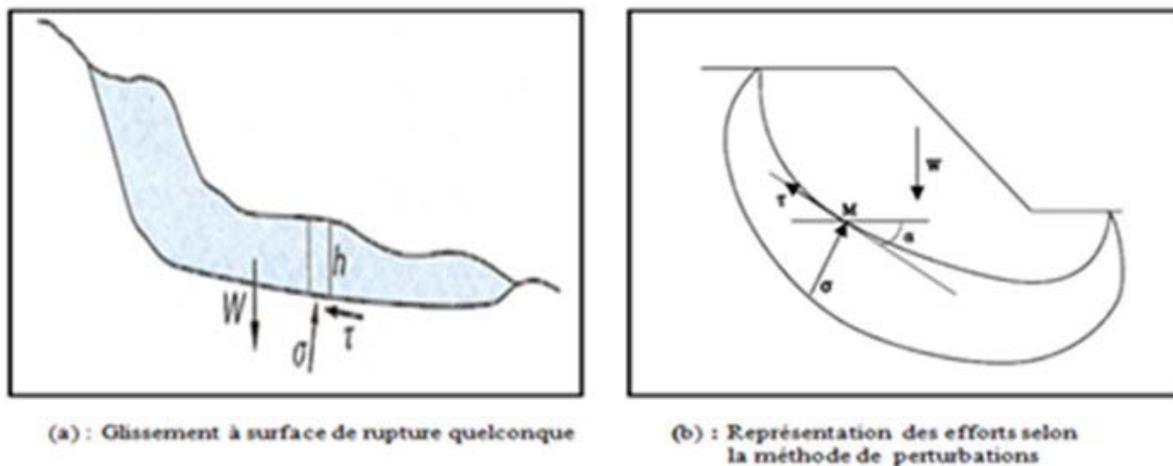
En <éliminant> Ni entre ces deux expressions on peut calculer Q

$$Q = \frac{\frac{c_i b_i}{F \cos \alpha_i} + \frac{tg \varphi_i}{F} W \cos \alpha_i - w \sin \alpha_i}{\cos(\alpha - \theta) \left[ 1 + \frac{tg \varphi_i}{F} tg(\alpha - \theta) \right]} \quad (1.44)$$

$$F_s = \frac{\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} [w \cos \alpha_i - Q \sin(\alpha - \theta)] + tg \varphi_i}{Q \cos(\alpha - \theta) - w \sin \alpha_i} \quad (1.45)$$

### I- Les ruptures en surface quelconque (la méthode des perturbations)

Une autre méthode de calcul, utilisée dans le cas d'une surface de rupture de forme quelconque, est la méthode dite des perturbations. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture, ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes et  $\tau$  le long de la surface de rupture (figure I.23).



**Figure I.23 : La méthode de perturbation.**

La méthode pose l'hypothèse suivante : la contrainte normale  $\sigma$  sur une facette tangente à la surface de rupture (inclinaison  $\alpha$ ) s'écrit comme une perturbation de la contrainte normale à une facette inclinée à  $\alpha$ , à une profondeur  $h$ , dans un massif infini incliné à  $\alpha$ .

$$N_i = W_i \cos \alpha_i (\mu_1 + \mu_2 tg \alpha_i) \quad (1.46)$$

$\alpha_i$  : angle de la facette de rupture avec l'horizontale

$W_i$  : poids de tranche  $i$

$N_i$  : effort à la base de tranche  $i$

Equation de la statique

- Equilibre vertical :

$$-W_i - (V_i - V_{i+1}) + \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{\tan \varphi_i}{F} \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (1.47)$$

-Equilibre horizontale :

$$(H_i - H_{i+1}) + \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cos \alpha_i + N_i \frac{\tan \varphi_i}{F} \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i = 0 \quad (1.48)$$

-Moment par rapport à l'origine des axes

D'où la formulation de  $F_s$

$$F_s = \frac{\sum \left[ N_i \tan \varphi_i + \frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} \right] [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{b_i} + y_{b_{i+1}}) \cos \alpha_i]}{\sum 2x_{G_i} W_i N_i [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i - (y_{b_i} + y_{b_{i+1}}) \sin \alpha_i]} \quad (1.49)$$

### I-3-2-1-1- Les avantages et les inconvénients de méthode de l'équilibre limite :

#### A- Les avantages :

- Facile à utiliser vue les hypothèses simplificatrices ;
- Pour les formes simples leurs résultats différent peu de ceux des méthodes rigoureuses ;
- Moins coûteuses en moyen et en temps d'exécution.

#### B- Les inconvénients :

- Les hypothèses de ces méthodes sont loin être vérifiées pour les cas complexes ;
- Elles ne considèrent pas les relations contraintes-déformations ;
- Elles ne calculent pas les déplacements au sein de la pente ;
- Elles ne tiennent pas en compte le mécanisme d'interaction de sol- structure. [8]

### I-3-3-2-2- Méthodes basées sur la réduction de la résistance au cisaillement:

Cette classe de méthodes est implémenté dans des logiciels utilisant des méthodes numériques telles que les méthodes des éléments finis et celle des différences finies, ces permettent de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variables dans l'espace.

Ces méthodes tiennent compte de la déformation aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené avec tout programme général d'éléments finis ou de différences finies, ou avec les logiciels spécialisés dans la modalisation géotechnique, tels que Plaxis, Oasys, Crisp et Flac pour les différences finies.

### **I-3-3- Les avantages et les inconvénients de méthode de réduction de résistance au cisaillement :**

#### **A- Les avantages :**

- Aucune hypothèse sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture
- Il n'est pas nécessaire d'émettre des hypothèses sur les forces latérales de tranche
- les solutions par SSRM peuvent donner des informations sur les déformations développées par les contraintes.

#### **B- Les inconvénients :**

L'inconvénient majeur la méthode de réduction de la résistance au cisaillement est son coût moyen et en temps, mais ceci est largement dépassé par l'évolution et la baisse des coûts de matériel informatique. Un ordinateur de bureau avec un processeur standard peut effectuer dans un temps acceptable les calculs concernant un problème de moyenne ampleur.

### **I-3-4- Choix de la méthode de calcul**

Le choix de la méthode se fait selon le mode de la rupture (plane, circulaire ou quelconque).

Pour les ruptures planes les calculs sont très simples et des formules peuvent être définies pour obtenir facilement les conditions de stabilité.

En ce qui concerne les ruptures circulaire, les méthodes de calculs font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes et les coefficients de sécurité que l'on évalue sont donc différents. Des études comparatives ont montré que la méthode de Bishop fournit de bons résultats. La méthode simplifiée est généralement employée car la méthode exacte n'améliore pas sensiblement la valeur de F et demande des calculs supplémentaires.

En première approximation, il est également possible d'utiliser la méthode de Fellenius qui est conservative. On estime voisin de 10% la différence entre les coefficients de sécurité de Bishop et de Fellenius.

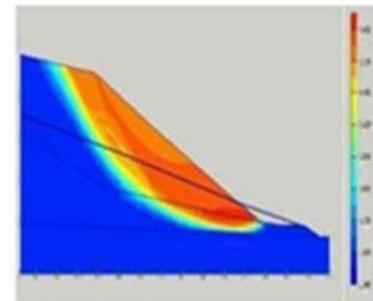


Figure 1.24 : modélisation numérique

## **I-3-4-1- Méthodes numériques**

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères des terrains (sols et roches). Les comportements des terrains sont souvent méconnus et non linéaires sous des sollicitations induites, ce qui nécessite un effort particulier.

Ces méthodes ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base des lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

Les calculs en contraintes-déformations sont beaucoup plus lourds à mettre en œuvre que les calculs à la rupture, ils nécessitent la connaissance des lois de comportement des matériaux et des contraintes initiales dans le massif, de plus ils ne conduisent pas à des résultats aussi faciles à analyser que les calculs à la rupture (un coefficient de sécurité), c'est pourquoi ces dernières sont encore largement utilisées. Dans la suite nous décrirons essentiellement les calculs à l'équilibre limite.

Ces méthodes de calcul ne permettront pas de répondre complètement aux questions sur les Déplacements (on ne pourra jamais reproduire parfaitement la géométrie, l'hétérogénéité et le comportement des terrains in situ), mais ils donneront un certain nombre d'éléments.

D'autres méthodes font des hypothèses différentes : il s'agit, entre autres, des méthodes dites de :

### **A- Jambu**

La ligne d'action des forces intertranches est située à 1/3 de la hauteur des tranches. Le calcul du coefficient de sécurité dépend du rapport de la profondeur de la surface de glissement à sa longueur ainsi que de la nature du sol.

### **B - Spencer**

Dans cette méthode le rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces intertranches est constant.

### **C- Morgenstern et Price**

Ils ont proposé un rapport de la composante horizontale  $E$  et la composante verticale  $X$  des forces intertranches sont données avec la formule suivante :  $X(x) = \lambda \cdot f(x) \cdot E(x)$

### **D- Jaulin et al**

Ils ont proposé deux méthodes satisfaisant les équations de l'équilibre avec une hypothèse portant sur la répartition des contraintes le long de la ligne de rupture, et que ces contraintes

soient régulières et acceptables.

## **E- Méthode des perturbations**

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

On peut écrire formellement  $\sigma_i = \sigma_{i0} P$ .

Le choix consiste à formuler  $\sigma_{i0}$  à partir de la méthode de Fellenius ; considérons une tranche de sol vertical sans effort intertranches (hypothèse de Fellenius), son poids est  $w_i$ . La composante normale de ce poids sur la facette inclinée à  $\alpha$  en un point:

$$\sigma_{i0} = w_i \cos \alpha_i.$$

## **I-5- Les techniques de stabilisation :**

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- ❖ L'investissement consenti
- ❖ L'accessibilité du site
- ❖ La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux
- ❖ La cinématique du glissement.

Le choix d'une technique de stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects :

- ❖ L'analyse des paramètres techniques du site.
- ❖ La connaissance des techniques de stabilisation.
- ❖ Les impératives technico-économique.

Parmi les moyens de confortement usuels on distinguera les catégories suivantes :

### **I-4-1- Mise en œuvre de terrassements :**

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

- ❖ Les conditions sur l'équilibre des masses (allégement en tête et butée en pied).
- ❖ Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage).
- ❖ Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons).



Figure 1.25 : mise en œuvre de terrassements.

## I-4-2- Butée de pied et allégement en tête :

Le chargement en pied ou le déchargement en tête d'un glissement sont des techniques généralement efficaces, qui sont très fréquemment utilisées.

### A- Butée de pied:

Le chargement en pied (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières: d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité (méthode de calcul d'équilibre limite) au grand glissement de la pente instable en tenant compte de la modification géométrique envisagée. La surface de rupture étudiée et celle qui

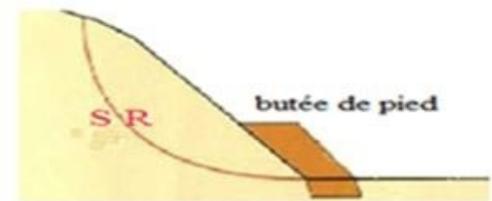


Figure 1.26 : butée de pied.

résulte de l'investigation (inclinométrie, coupes de sondages, observation de terrain). On recherche généralement une amélioration de la sécurité  $F/F_0$  de 20 à 30%.

La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications :

- L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont.
- L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autre glissement, par exemple à l'aval. [7]

## B- Allègement en tête:

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieur.

Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclaré dans la figure suivante en prenant en compte la modification de géométrie en tête.

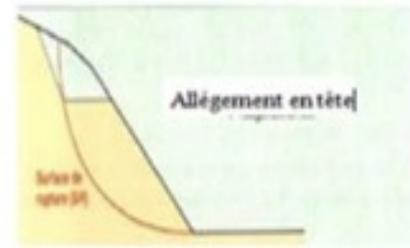


Figure 1.27 : Allègement en tête.

Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, tel qu'il apparaît dans la figure (I.27), peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme.

## I-4-3- Purge et reprofilage

### A- Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau glissé.

Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas purger l'ensemble du matériau glissé à condition que la surface mise à nu soit stable ( $F=1.5$ ). C'est souvent le cas des éboulements rocheux. Cette technique est parfois utilisée dans les glissements de terrains.

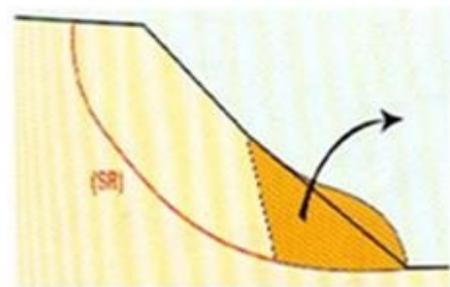


Figure 1.28 : Purge

Quand le terrain est en fort pente et donc

difficilement admissible aux engins autres que les bouteurs, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de rupture est faible.

## B- Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

On recherchera un accroissement de sécurité  $F / F_0$  égal à 20%.

L'action sur la géométrie, dans ce cas, portera essentiellement sur :

- Le rééquilibrage des masses en tête et en pied de glissement.
- Le raidissement des talus intermédiaires avec création de risbermes (cela diminue localement la stabilité, mais améliore la stabilité d'ensemble).

### I-4-4- Substitutions (bêches, contreforts, masques et éperons)

La solution a priori la plus simple pour traiter un glissement est d'éliminer la masse glissée en tout ou partie, et de reconstituer le talus à l'aide d'un matériau frottant de bonne qualité, qui assure, le plus souvent, un drainage en plus de son action mécanique.

### I-4-5- Substitution totale des matériaux glissés :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on prenne un certain nombre de précautions:

- Reconnaître à l'avance le volume de matériaux concerné.
- Excaver plus profondément que la surface de rupture sous peine d'inefficacité totale
- Assure un bon accrochage entre le substratum et le massif de sol d'apport, une purge parfaite des matériaux glissés et la réalisation de redans donnent généralement satisfaction
- Prévoir un drainage correct du massif de substitution et un exutoire

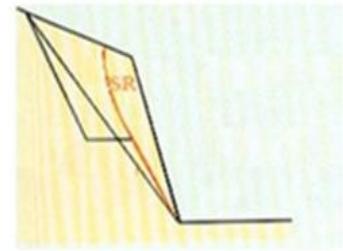


Figure 1.29 : Reprofilage

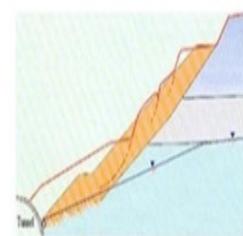


Figure 1.30 : Substitution totale des matériaux glissés.

- Vérifier que les phases dangereuses des travaux sont prises en compte dans le processus d'exécution et que l'on ne risque pas d'engendrer une régression des désordres.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend principalement des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales : il est donc toujours recommandé de travailler par plots de faible largeur, de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant des durées trop importantes et de veiller à l'assainissement du chantier

#### **I-4-6- Substitution partielle des matériaux glissés :**

En pratique, la substitution totale est limitée par les conditions de réalisation de la purge (profondeurs importantes, présence d'eau, mauvaise tenue des matériaux).

On peut toutefois limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation.

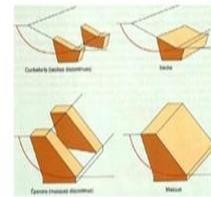


Figure 1.31 : Substitution partielle des matériaux glissés.

Une bêche est une fouille réalisée en partie basse d'un glissement et sur toute sa largeur remblayée par des matériaux flottants et drainant. Les dimensions courantes sont :

4 à 10 m de largeur,

5 à 6m de profondeur.

Elle permet de reporter une partie de la charge sur un horizon plus compact (substratum) avec un ancrage de 1m ou plus.[11]

La bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais sur un massif de sol instable de faible épaisseur (moins de 5m). Elle permet de transmettre la surcharge de remblai au substratum et, si un exutoire peut être trouvé de constituer un drainage à l'aval de glissement.

On dimensionne la bêche en prenant en compte le long de la surface de rupture sur la longueur substituée, les caractéristiques mécaniques de matériau rapporté. Eventuellement on tient également compte de rabattement de la nappe lorsqu'un exutoire existe. On recherche une amélioration de la sécurité F/F de 20%.

On appelle contreforts ce même type d'ouvrage lorsqu'il est discontinu. Pour assurer un exutoire, ces contreforts sont souvent reliés par des tranchées drainantes.

Comme pour les bûches, leur rôle est d'améliorer le frottement le long de la surface de glissement interceptée et de reporter les efforts sur le substratum.

## I-4-7- Dispositifs de drainage :

Très souvent, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi, et bien quelles soient plus délicate à dimensionner et à mettre en œuvre que des techniques de terrassements, le géotechnicien doit étudier des solutions ayant pour objectif de réduire l'action de l'eau. Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain.

Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif. Elles relèvent de deux options fondamentales :

Eviter l'alimentation en eau de site ;

Expulser l'eau présente dans le massif instable afin de réduire les pressions interstitielles.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité, l'anisotropie et la fissuration des sols, les alimentations et les exutoires, de ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité est difficile à atteindre, aussi doit-on s'assurer de l'efficacité du drainage par des mesures de suivi de débits, de pressions interstitielles et de déplacement de sol.[11]

On distingue schématiquement : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les drains verticaux, les galeries, tunnels et autres ouvrages profonds.

### A- Collecte et canalisation des eaux de surface (drainage de surface)

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir d'une couche superficielle aquifère, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou sur un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente ou en contre-pente, mettant ainsi en pression la surface de rupture. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes)

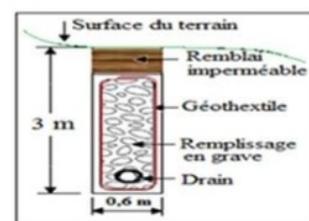


Figure 1.32 : Coupe d'une tranchée drainante.

et l'étanchéification des fissures de surface, sont éalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissement.

Ces ouvrages sont d'usage courant en génie civil dû leurs coûts modérés, une mise en œuvre simple, mais il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

## B- Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages conçus essentiellement pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (linges de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis) dépend des résultats de l'étude et conditionne l'efficacité de la tranchée.

L'écran drainant est composé d'une âme drainante, d'un géotextile et de tuyaux collecteurs. Cette technique permet de réaliser des tranchées drainantes jusqu'à 6 m de profondeur.

## C- Drains subhorizontaux

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux peuvent être disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Dans certains cas, on peut forer les drains en faisceaux sur deux ou trois plans subhorizontaux différents. Les drains subhorizontaux permettent de drainer des versants instables dans les cas suivants:

- Nappe de versant.
- Couche et poches aquifères, éventuellement en charge.
- Circulations d'eau localisées (dans les fractures, dans des couches de faible épaisseur).

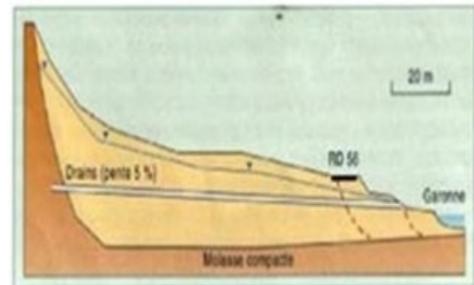


Figure 1.33 : Drains subhorizontaux.

## D- Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action.[11]

Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage). Cette technique est utilisée lorsqu'on veut atteindre des profondeurs de rabattements importantes mais inférieures à 10 mètres.

## E- Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

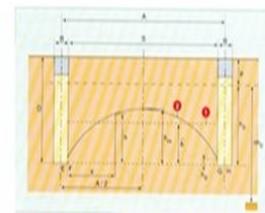


Figure 1.34 : Rabattement entre des éperons drainants.

## I-4-8- Introduction d'éléments résistants

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- Murs de soutènement.
- Tirants d'ancrage et mur sancrés.
- Clouages par des barres, des microspieux.
- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

On a recourt à ces techniques dans le cas où les techniques qui sont présentées précédemment (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

Comme ces techniques visent à réduire ou à arrêter les déformations, on peut introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, qui pourraient avoir pour conséquence de diminuer la résistance au cisaillement des sols.

Deux grands types de structures peuvent être distingués :

- Les ouvrages rigides tels que les murs en béton, les tirants précontraints, les pieux et les barrettes.
- Les ouvrages souples tels que les remblais renforcés, les murs cellulaires, les clous et les micros-pieux.

### **I-4-9- Ouvrage de soutènement**

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte :

- le glissement de l'ouvrage sur sa base.
- la rupture interne de l'ouvrage.
- la rupture par poinçonnement du sol.
- le renversement ou le basculement de l'ouvrage.

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.[11]

## I-4-10- Tirants d'ancrages

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain résistante.

Le principe consiste à réduire les forces actives de glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

Pour ce faire, on ancre des tirants constitués d'une armature (barre ou câble à haute résistance élastique) dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et



Figure 1.35:Tirant d'encrage.

on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface de terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- Que l'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante de coefficient de sécurité,
- Que l'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Tous les types de tirant d'ancrage précontraints provisoires ou définitifs, sont mis en œuvre par GEOFI dans une gamme allant de 10 tonnes à 180 tonnes, pour assurer:

- Le maintien des parois berlinoises, parois cloutées ou parois moulées
- stabilité de radier par compensation des poussées dues aux sous pressions.

Les tirants d'ancrage sont utilisés dans les divers cas, et notamment :

- Lorsqu'on exécute les fouilles profondes dans les zones urbaines avec ouvrages existants à proximité ou procède à la reconstruction des vieux bâtiments les sites très restreints,
- Quand il est nécessaire d'assurer la stabilité des talus susceptibles au glissement ou des murs de soutènement d'une hauteur importante.

## **I-4-11- Clous et micros pieux**

Le clouage des pentes ou talus consiste à « clouer » les masses instables sur le substratum fixe, à l'aide de groupes d'inclusions. Lorsqu'il s'agit d'inclusions de faible inertie, résistant principalement à la traction, elles sont placées subhorizontalement. Quand elles sont résistantes à la flexion, elles sont généralement disposées verticalement ou perpendiculairement à la surface de glissement.

Le déplacement du sol instable se traduit par une pression appliquée sur l'inclusion au contact sol-inclusion qui mobilise préférentiellement les efforts de cisaillement et de flexion dans les renforcements. Alors, la démarche de calcul d'un ouvrage cloué se fait en tenant compte de :

- La pression maximale que le clou peut imposer au sol.
- Le frottement latéral limite sol-clou.
- La résistance au cisaillement du clou.
- La résistance à la flexion du clou.

Deux types de clouage existent :

- Le coulage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts, le frottement mobilisable sera maximum avec un déplacement,
- Le coulage actif où le clou est préalablement mis en tension, alors la mise en tension est censée supprimer tout déplacement lors du creusement.

La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement, on renforce d'abord avant de créer le déséquilibre de masse.

## **I-4-12- Pieux**

Ces ouvrages font partie de la famille des protections actives les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement.

Le dimensionnement d'un renforcement par pieux consiste à déterminer la cinématique des déplacements le long de la surface de rupture, et d'en déduire la géométrie des pieux (maillage, longueur, diamètre) de façon à ce que leur résistance à la flexion augmente le coefficient de sécurité global du massif.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable tout en recherchant un gain de sécurité de 10 à 20 %.

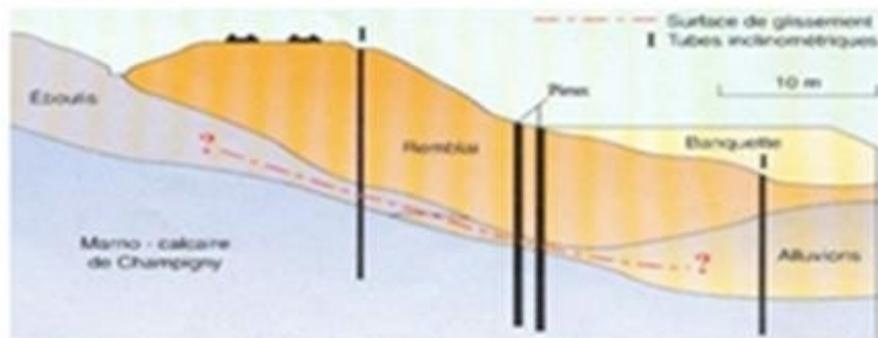


Figure 1.36 :Clouage par des pieux.

## I-4-13 CHOIX DE LA TECHNIQUE DE CONFORTEMENT :

Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement), l'accessibilité du site, la période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordre en phase de travaux, les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux, la pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation et les moyens en matériel et la technicité des entreprises locales.

# CHAPITRE1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

## I-4-14 Synthèse .

	Amélioration de F	contraintes
<b>Butée de pied</b>	30 à 40%	- Accès nécessaire pour compactage. - Substratum superficiel
<b>Allègement en tête</b>	30 à 40%	- Accée nécessaire
<b>Roprofilage</b>	30 à 40%	- Terrassement important
<b>Substitution totale</b>	50%	- Terrassement important - S'applique pour petits volumes - Travail par plot
<b>Substitution partielle</b>	30 à 40%	- Travaille par plot - Gérer le drainage
<b>Substitution en tête, Matériau allégé</b>	30 à 40%	- Protection du matériau allégé
<b>Drainage</b>	30 à 40%	- Connaissance du réseau d'écoulement - Entretien indispensable (colmatage)
<b>Mur de soutènement</b>	50%	- Gérer le drainage derrière le mur - En béton armé - Mur poids
<b>Gabion</b>	30 à 40%	- Substratum superficiel - Hauteur limitée (3m)
<b>Tirants d'encrage</b>	30 à 40%	- Gérer le drainage - Etudier saignée du sol -
<b>Clous (pieux)</b>	30 à 40%	-

**Tableau I.1 : Amélioration du coefficient de sécurité.**

### Introduction

L'évaluation de la stabilité d'une pente vis-à-vis du glissement et son traitement dans le cas où cette stabilité est compromise nécessite la collecte, l'analyse, l'interprétation et la classification des différentes données topographique, géologique, géotechniques et autre du site et ce afin de pouvoir créer le modèle permettant de mener un tel calcul.

Ces données touchent un grand éventail de disciplines, ce qui rend difficile la tâche de leur collecte. Plusieurs consultation et contacts ont été effectués afin de rassembler, trier et classer les informations nécessaires

L'acquisition de ces données nous a imposé à solliciter les organismes suivants :

la DTP de la wilaya de Sétif maître de l'ouvrage de confortement du glissement de terrain prévenu sur la RN 77 au PK 91+900 entre EL Eulma et Béni Aziz.

Le LTPE de Sétif qui a effectué la campagne de reconnaissance du sol du site.

L'Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics (C.T.T.P) qui a procédé à l'étude géotechnique. Les documents recueillis sont :

- Lithologie (Coupes des sondages)
- Résultats des essais de laboratoire
- Plan topographique
- Un ensemble de photos prises sur place

### II-1- présentation du glissement étudié :

#### II-1-1- Localisation :

Le glissement est localisé entre el Eulma et Béni Aziz sur la RN 77 au PK 91+900.



**Figure II.1 : vue satellitaire du site (source Google Earth).**

Ces photos illustrent le glissement survenu :



**Figure II. 2 : Escrablement en tête du talus**



**Figure II.3 : Gabion endommagé**



**Figure II. 4 : Fissures au niveau du talus**



**Figure II. 5 : vue général du site**

### **II-1-2- Description du glissement :**

La RN 77 traverse un site vallonné, dont le régime hydraulique, la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et des eaux souterraines se dirigeant vers l'aval, favorisent les mouvements des sols supportant le remblai.

En effet après des années d'exploitation, il à été constaté des dégradations persistantes au niveau de la route, malgré les multiples travaux de réparation (gabions) ; ceci dénote que le glissement est actif. Ces désordre se manifestent par :

- Des affaissements de la route au droit des demies chaussées cotées remblai en allant vers la commune de Béni Aziz.
- Déformation des gabions par le mouvement des terrains
- Fissuration de la chaussée et au niveau du remblai.
- Absence de caniveau du cote amont (accotement droit)
- L'amorce de glissement de talus de remblai entraînant un important affaissement en tête.
- La présence de fissures sur le versant supportant le remblai.
- L'absence d'un système de drainage des eaux pluviales en amont.
- Il y a lieu de noter, cependant, que le talus en déblai ne présente pas de signes 'instabilités apparents.

### II-2-3-Cause probable du glissement

L'analyse et l'observation de l'état des lieux montrent que les principales causes ayant engendré et continuent d'aggraver le risque de glissement sont :

- La morphologie défavorable du versant sur lequel repose la route impliquant une érosion intense en pied de talus.
- L'altération des propriétés géotechniques des sols.
- L'infiltration des eaux provoquant des érosions internes et une saturation du toit des argiles caillouteuses altérées (interface argiles caillouteuses – toit des marnes potentiellement instable).
- Les pressions engendré par l'écoulement des eaux sous le remblai et traversant les argiles caillouteuses et marnes altérées.

### II-2- Présentation des données du site

#### II-2-1-Contexte géologique :

Dans la willaya de Sétif, trois zones géostructurales sont à distinguer, elles constituent les principales zones morphologiques, à savoir :

➤ **Les édifices montagneux de l'Atlas tellien :**

Se caractérisent par un relief très accidenté et des altitudes de 1200 m ou se développent les terrains du Crétacé, du Paléogène et du Néogène. Les dépôts du Quaternaire sont rencontrés dans les dépressions intramontagneuses.

➤ **Le plateau Sétifien :**

Il constitue la partie centrale de la wilaya et s'étend d'Est en Ouest en une plaine peu vallonnée, avec des altitudes de 900 à 1100 m. Les terrains qui s'y développent sont le néogène et le quaternaire.

➤ **Les édifices montagneux du Hodna :**

Ils occupent la partie sud de la wilaya et sont orientés dans une direction générale Est-Ouest. Ils sont constitués d'anticlinaux formés de roches carbonatées du Crétacé, au cœur desquelles affleurent des terrains du Jurassique.

La région d'étude appartient aux édifices montagneux de l'Atlas tellien ou se développent les terrains alluvionnaires quaternaires (éboulis, terrasses et formation de pente) et les formations néogènes, mi-pliocènes continentale (sables, graviers, argiles et calcaires lacustres rougeâtre).

A Béni Aziz, située au Nord-est de wilaya de Sétif, se développent les formations paléogène représentées par :

-La nappe numidienne : grés et argiles

-L'Yprésien-Lutétien : calcaire massifs bitumineux, marnes schistifiées de couleur blanche à cassure noire et silex noirs.

### II-2-2- Résultats de reconnaissance géotechnique

Le programme d'investigations géotechnique, établi par le CTTT, comporte les investigations suivantes :

- **Essai in –situ :**

-02 sondages carottés (SC 01 en tête et SC 02 en pied de talus) dont un équipé piézomètre

- **Essais de laboratoire :**

-Identification sur échantillons intacts

-Cisaillement à la boîte

#### II-2-2-1- Lithologie :

Le sondage carotté SC-1, réalisé en tête de talus au niveau de la route, révèle une couche de marne grise altérée, localement friable et fracturée rencontrée à une profondeur à 15m de profondeur, surmontée par des argiles brun-rougeâtres caillouteuses d'une épaisseur de 13m et d'un remblai routier (alluvions et encroutements calcaires) de 2m d'épaisseur.

Le sondage carotté SC-2, réalisé au pied de talus, relève un substratum argileux rougeâtre situé à une profondeur de 14m, surmonté par une couche de marne grise altérée de 8m d'épaisseur, des argiles caillouteuses de près de 6m d'épaisseur et un léger remblai. Le niveau piézométrique se situe à -2 de profondeur.

#### II-2-2-2-Essais de laboratoire :

Le programme d'essai comporte les entités suivantes :

✓ Identification physique :

-Granulométrie.

-Limites d'Atterberg

\*Limite de liquidité  $W_l(\%)$ .

\*Limite de plasticité  $W_p(\%)$ .

\*Indice de plasticité  $I_p$ .

\*Indice de consistance  $I_c$ .

## Chapitre II : Acquisition et présentation des données

- Densité sèche apparente  $\gamma_d$  (T/ m<sup>3</sup>).
- Teneur en eau  $W_n$  (%).
- Degrés de saturation  $S_r$  (%).
- ✓ Identification mécanique
- Caractéristiques mécanique de résistance au cisaillement de la boîte de casagrande :  
(Essai de type UU et essai de type CD )
  - Cohésion  $C_u$ .
  - Angle de frottement interne  $\phi_u$ .
  - Cohésion  $C'$ .
  - Angle de frottement  $\phi'$ .

Les résultats des essais sont indiqués comme suite

### A- Essai identification du sol :

Nature des sols	Sondage	Prof (m)	$\gamma_d$ (t/ m <sup>3</sup> )	$W_n$ (%)	$W_l$ (%) )	IP
Argile caillouteuse	SC 01	3.1-3.4	1.94	13.19	54.8	29.3
	SC 02	3-3.5	1.74	19.52	58	31.5
Marne	SC01	13.1-13.6	1.97	7.92	48.8	25.2
	SC02	13-13.6	2.06	10.43	47.5	25.1
	SC01	15-15.7	1.96	8.6	49.4	25.9
Argile rougeâtre	SC 01	18.5-18.8	2.12	9.67	39.3	18.8

Tableau II.1 : Résultats des essais d'identification

- Argile caillouteuse
- Les analyses granulométriques présentent des passants 0.08mm variant de 92à 100%.

## Chapitre II : Acquisition et présentation des données

---

-les valeurs des limites de liquidité variant de 54.5% à 58% et de 25.5% à 26.5% correspondant à des indices de plasticités de 29.3% à 31.5%.

- Les densités sèches varient de 1.74% à 1.94 t/m<sup>3</sup>. avec des teneurs en eau naturelle variant de 13.19% à 19.52.

- les degrés de saturation ( $S_r$ ) varient de 90% à 96.05 % témoignant d'un sol détrempe.

Selon la classification USCS, ces matériaux font partie des sols fins, soient des argiles très plastiques CH.

- Marne altérée

-la granulométrie est caractérisée par des passants à 0.08mm variant de 88% à 100%.

-Les valeurs des limites de liquidité et de plasticité varient de 47.5% à 49.4% et de 22.4% à 23.6% avec des indices de plasticités variant de 25.1% à 25.9%

-Les densités sèches varient de 1.96% à 2.06% t/m<sup>3</sup> avec des teneurs en eau naturelle de 7.92% à 10.43%.

-Les degrés de saturations ( $S_r$ ) varient de 58% à 89.72% traduisant que le sol est mouillé à détrempe.

Selon la classification USCS, ces matériaux font partie des sols fins, soient des argiles peu plastiques CL.

- Argile rougeâtre

- Les analyses granulométrique réalisées sur les échantillons prélevés de cette formation, présentent des passants à 0.08mm de l'ordre de 78%.

-les valeurs des limites de liquidité et de plasticité sont de 39.3% et de 20.5%  
Correspondants à un indice de plasticité de 18.8%.

-La densité sèche mesurée est de 2.12 t/m<sup>3</sup>, avec une teneur en eau naturelle de l'ordre de 13.6%.

-le degré de saturation ( $S_r$ ) est de 95.6% témoignant que le sol est détrempe.

Selon la classification USCS, ces matériaux font partie des sols fins, soient des argiles peu plastiques CL.

### B- Essai mécanique

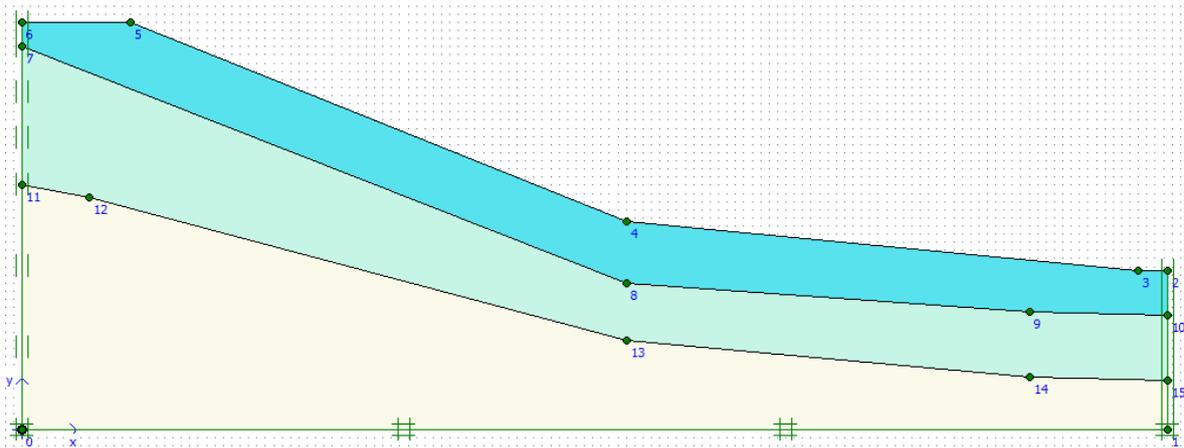
Les résultats d'essai de cisaillement :

Nature des sols	Sondage	Prof (m)	$C_u$ (bar)	$\Phi_u$ (°)	$C'$ (bar)	$\Phi'$ (°)
Argile caillouteuse	SC 01	3.1-3.4	0.55	18.21	-	-
	SC 02	3-3.5	-	-	0.04	28.92
Marne	SC01	13.1-13.6	-	-	-	-
	SC02	13-13.6	0.59	29.84	0.06	33.69
	SC01	15-15.7	0.47	4.09	-	-
Argile rougeâtre	SC 01	18.5-18.8	-	-	-	-

**Tableau II.1 : Résultats des essais mécanique**

### II-3- Conclusion : Modèle et Hypothèse géotechniques de calcul :

La synthèse des données recueillies au cours des différentes phases de l'étude nous a permis de définir les hypothèses géotechniques nécessaires à l'évaluation de la stabilité du site et au dimensionnement de solutions retenues pour son confortement



**Figure 2.6: Géométrie du modèle de la zone étudiée**

## Chapitre II : Acquisition et présentation des données

---

Les données des différentes couches sont regroupées dans le tableau suivant :

Sol N°	Désignation	$\gamma_{\text{unsat}}$	$\gamma_{\text{sat}}$	E	$\varphi$	C	$\nu$	$\psi$
	Argiles caillouteuse	18,4	21	15000	29	4	0,35	0
	Argiles marneuse	20	21,7	15000	33	5,9	0.33	0
	Argiles rougeâtre	21,2	23,5	100000	35	8	0.3	0

**Tableau 2.3: Les données géotechniques de la zone étudiée**

## CHAPITRE III : Etude de confortement

### Introduction

L'étude de la stabilité d'une pente ou d'un talus est une opération délicate nécessitant la modélisation adéquate du problème et la prise en compte des différents paramètres influant son comportement et l'utilisation d'outils fiable de calcul,

Dans ce qui suit nous allons présenter le code de calcul utilisé, et présenter le modèle adopté pour représenter fidèlement le cas étudié ensuite l'étude de la stabilité du glissement de Beni Aziz est effectuée en présentant à la fin les résultats concernant la sécurité du talus étudié dans les cas non traité et traité.

### III-1- Présentation du code de calcul utilisé

Le logiciel utilisé pour évaluer la stabilité du site avant et après confortement est le PLAXIS (Version 8.2)

Le logiciel PLAXIS est un logiciel d'élément finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel est sorti en 2001.

Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien il en résulte que PLAXIS est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniques de nos jours dans le monde entier [12].

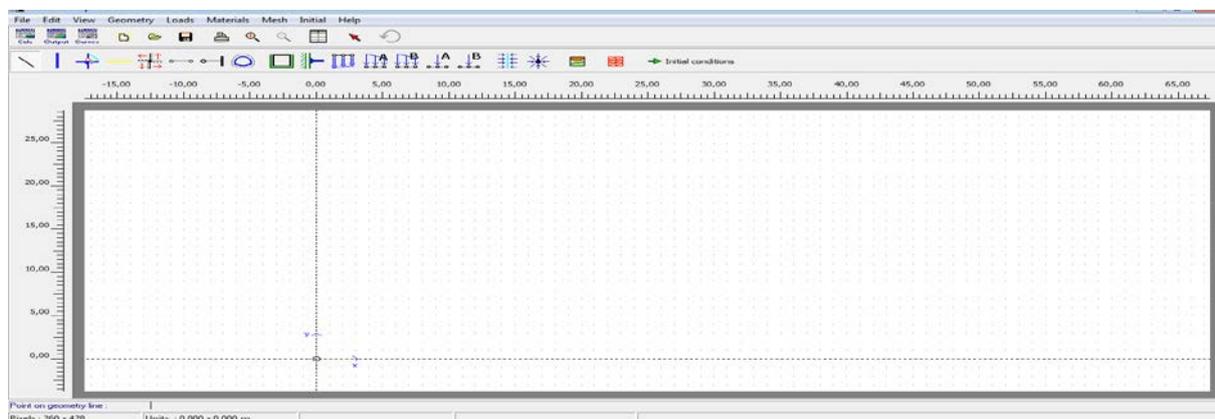


Figure III.1 : Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS

### III-1-1- Création du modèle :

#### A- Géométrie :

La génération du modèle d'élément finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches.

#### B- Condition aux limites :

On a choisi les conditions aux limites par défaut (déplacement verticaux libres pour les limites verticales du modèle et déplacements bloqués au fond [13])

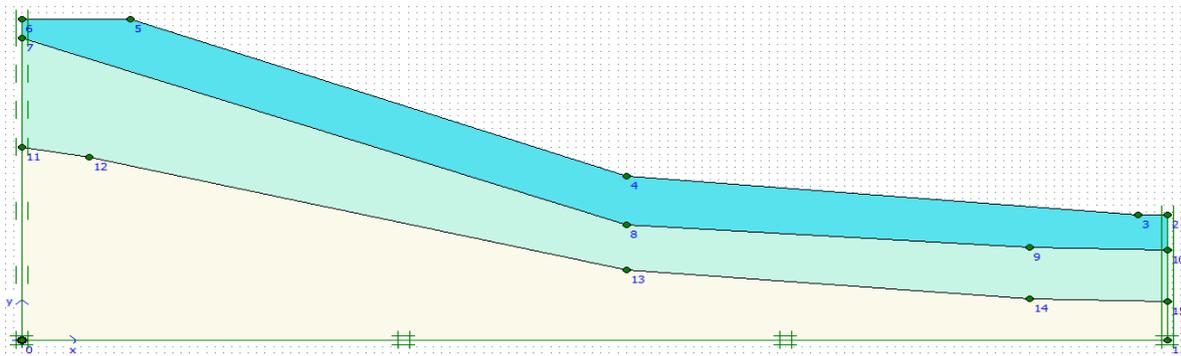


Figure III.2 : Géométrie et conditions aux limites du modèle PLAXIS

#### C- Caractéristique des matériaux :

Dans PLAXIS, les propriétés du sol et les propriétés des matériaux des structures sont toutes stockées dans une base de données. Il y a quatre types différents de matériaux : sols et interfaces (*sol et interface*), plaque (*plates*), géogrilles (*Geogrids*) et ancrages (*Anchors*). A partir de la base de données, ces paramètres peuvent être assignés à des couches de sol, ou aux éléments de structure dans le modèle géométrique.

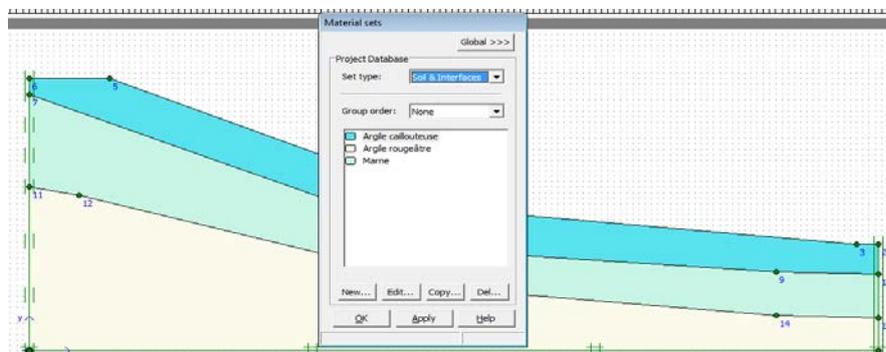


Figure III.3 : Fenêtre d'entre les caractéristiques des matériaux dans PLAXIS

### III-1-2- Introduction des éléments structuraux :

#### A- Génération du Maillage :

Le maillage est généré automatiquement. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options « refine » dans le « mesh menu ».

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédures passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.[12]

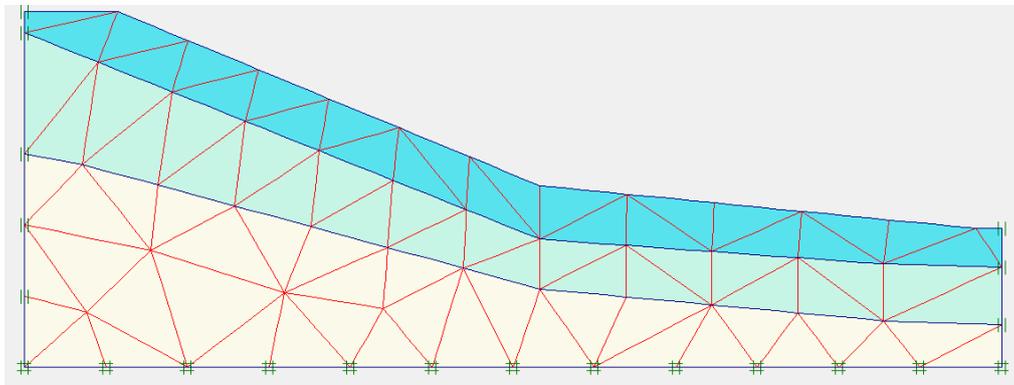


Figure III.4 : Génération du maillage du modèle PLAXIS

#### B- Génération des conditions initiales :

La définition des conditions initiale se fait en deux étapes distinctes tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé l'opérateur doit activer tout élément (Déplacement et/ou contraintes imposé, ancrage) correspondant à l'instant initiale et désactive les autres éléments qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un « switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtre différent chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle « initiale pore pressure » permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression) [12]

### III-1-3- Définition et exécution des phases de calcul :

Après la définition d'un modèle éléments finis qui reflète d'une manière fidèle les données du problème étudié, les calculs proprement dits peuvent être effectués.

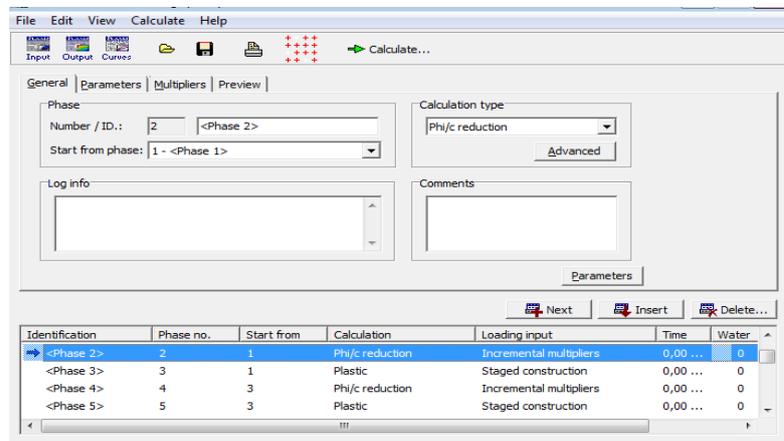


Figure III.5: Fenêtre de phase de calcul en PLAXIS

- **Le panneau Général :** permet de choisir le type de calcul (plastique, Consolidation, Coefficient de sécurité...)
- **Le panneau paramètre :** sert à définir les paramètres correspondant au calcul choisi (Les étapes de construction, activation ou désactivation des éléments entrant dans le calcul par le biais du bouton Define qui permet de revenir sur les écrans de dessin.
- **Le bouton points de contrôle sert :** à sélectionner des points pour tracer des courbes effort- déplacement et de chemins de contraintes.

Pendant les calculs, les résultats relatifs aux points sélectionnés sont stockés dans un fichier à part. Après le calcul, le programme de tracé des courbes (*curves*) permet de générer des courbes effort-déplacement et des chemins de contraintes. La génération de ces courbes repose sur les informations placées dans le fichier spécifique.

Il n'est donc pas possible de générer des courbes pour des points qui n'ont pas été sélectionnés avant le calcul.

Après avoir effectué ces étapes le calcul peut être lancé. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution et l'état du calcul.

### III-1-4- Exploitation des Résultats :

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contrainte.

## CHAPITRE III : Etude de confortement

### III-2- Etude de la stabilité du glissement de Beni Aziz

#### III-2-1- Schéma général suivi lors de l'étude

Une fois le modèle reflétant rigoureusement de notre glissement, l'étude est menée selon le schéma général suivant :

talus non traitée	talus sans surcharge ni nappe ni séisme
	talus avec surcharge sans nappe sans séisme
	talus avec surcharge et nappe sans séisme
	talus avec surcharge, nappe et séisme
talus traitée	talus traitée avec une série de pieux placés au milieu
	talus traitée avec deux séries de pieux distants de 10 D placés autour du milieu
	talus traitée avec deux séries de pieux distants de 5 D placés autour du milieu
	talus traitée avec une série de clous
	talus traitée avec deux séries de clous

**Tableau III.1 : Schéma général suivi lors de l'étude**

Chaque étudié est suivi d'un calcul de stabilité (Evaluation du coefficient de sécurité)

#### III-2-2- Modèle géométrique de référence :

##### A- Géométrie

La figure III.6 représente la coupe en plan de la zone amont du site du Beni Aziz

N° du nœud	X [m]	Y [m]
0	0.000	0.000
1	72.000	25.500
2	133.000	19.55
3	136.500	19.500

## CHAPITRE III : Etude de confortement

4	136.500	0.000
5	0.000	47.000
6	72.000	18.000

Tableau III.2 : Coordonnées du modèle géométriques

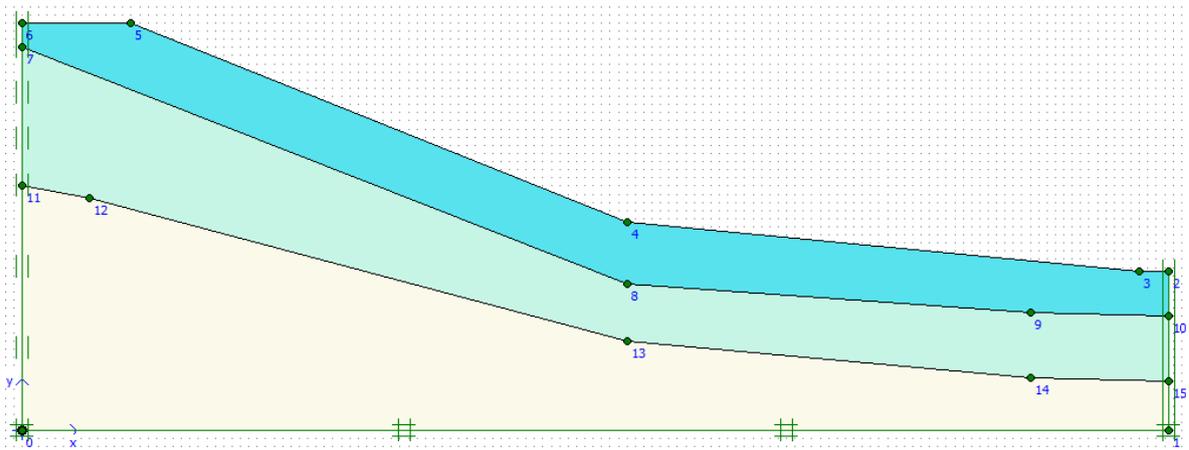


Figure III.6: Géométrie du modèle

Le terrain est composé de trois couches:

- ✓ Couche 1 : Argiles caillouteuse.
- ✓ Couche 2 : Argiles marneuses.
- ✓ Couche 3 : Argiles rougeâtres.

## CHAPITRE III : Etude de confortement

### B- Conditions aux limites :

- Le modèle est entièrement fixé à la base ( $u_x = u_y = 0$ ).
- Les deux plans verticaux correspondants à la ligne 0-9 et 1-2 sont fixés par rapport au déplacement horizontal.

### C- Modèle de comportement du sol et paramètres physico-mécaniques de ses différentes couches:

Le modèle de comportement du sol adopté est le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb caractérisé par les paramètres cités dans le tableau 3.3.

Sol N°	Désignation	$\gamma_{\text{unsat}}$	$\gamma_{\text{sat}}$	E	$\varphi$	C	$\nu$	$\psi$
	Argiles caillouteuse	18,4	21	15000	35	15	0,30	0
	Argiles marneuse	20	21,7	15000	25	5,9	0.30	0
	Argiles rougeâtre	21,2	23,5	100000	35	20	0.3	0

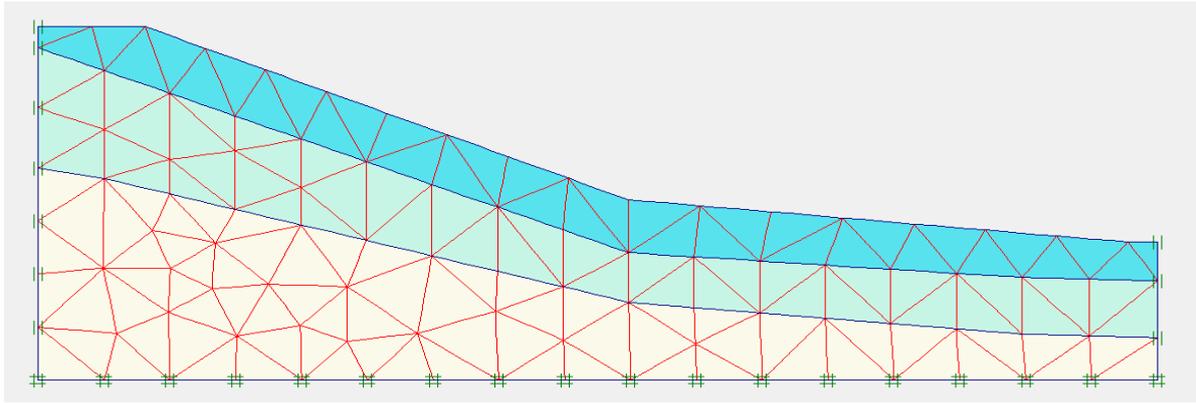
**Tableau III.3 : Caractéristiques physico-mécaniques des sols**

NB : en considérant une surcharge de trafic de 20 kN/m<sup>2</sup>.

Elément structuraux	EA (kN/m)	EI (kNm <sup>2</sup> /m)	W(kN/m/m)	Np (kN/m)
pieu	6,283x10 <sup>6</sup>	7,854x10 <sup>5</sup>	3	-----
Clous	5275	-----	-----	150

**Tableau III.4 : Caractéristiques des éléments structuraux**

Le modèle de référence est en déformations planes, il représente la projection en plan du maillage en 3 dimension il est établi avec des éléments triangulaires à 15 nœuds.



**Figure III.7 : Maillage du modèle avec Plaxis 2D**

### III-2-3- Conditions initiales :

On génère en premier les pressions interstitielles initiales et en second on spécifie la configuration géométrique initiale et on génère le champ des contraintes effectives initiales par la méthode du chargement gravitaire.

Remarque : puisque le niveau de la nappe en saison sèche est au niveau du substratum, donc la génération des pressions interstitielles est inutile, en ce qui concerne les contraintes initiales effectives, le calcul par la procédure  $K_0$  n'est pas admis, pour cela le calcul de ces contraintes initiales est effectuée dans une phase à part lors de la définition des phases de calcul.

### III-2-4- Définition des phases de calcul :

Phase	Identification	Implémentation en plaxis
1	Calcul du talus sous poids propre	Plastic-total multipliers
2	Calcul du coefficient de sécurité	Phi/c-reduction incremental multipliers
3	Calcul du talus avec surcharge	Plastic-staged construction
4	Calcul du coefficient de sécurité	Phi/c-reduction incremental multipliers
5	Calcul du talus avec surcharge et nappe	Plastic-staged construction
6	Calcul du coefficient de sécurité	Phi/c-reduction incremental multipliers

## CHAPITRE III : Etude de confortement

7	Calcul du talus avec surcharge, nappe et séisme	Dynamic analysis- total multipliers
8	Calcul du coefficient de sécurité	Phi/c-reduction incremental multipliers
9	Calcul du talus avec pieux central	Plastic-staged construction
10	Calcul du coefficient de sécurité	Phi/c-reduction incremental multipliers
11	Calcul du talus avec deux séries de pieux distant de 10 D autour du milieu	Plastic-staged construction
12	Calcul du coefficient de sécurité	Phi/c-reduction incremental multipliers
13	Calcul du talus avec deux séries de pieux distant de 5 D autour du milieu	Plastic-staged construction
14	Calcul du coefficient de sécurité	Phi/c-reduction incremental multipliers
15	Calcul du talus avec une série de clous	Plastic-staged construction
16	Calcul du coefficient de sécurité	Phi/c-reduction incremental multipliers
17	Calcul du talus avec deux séries de clous	Plastic-staged construction
18	Calcul du coefficient de sécurité	Phi/c-reduction incremental multipliers

**Tableau III.5: définition des phases de calcul**

## III-3- Présentation des résultats :

### III-3-1- Exemple de résultats

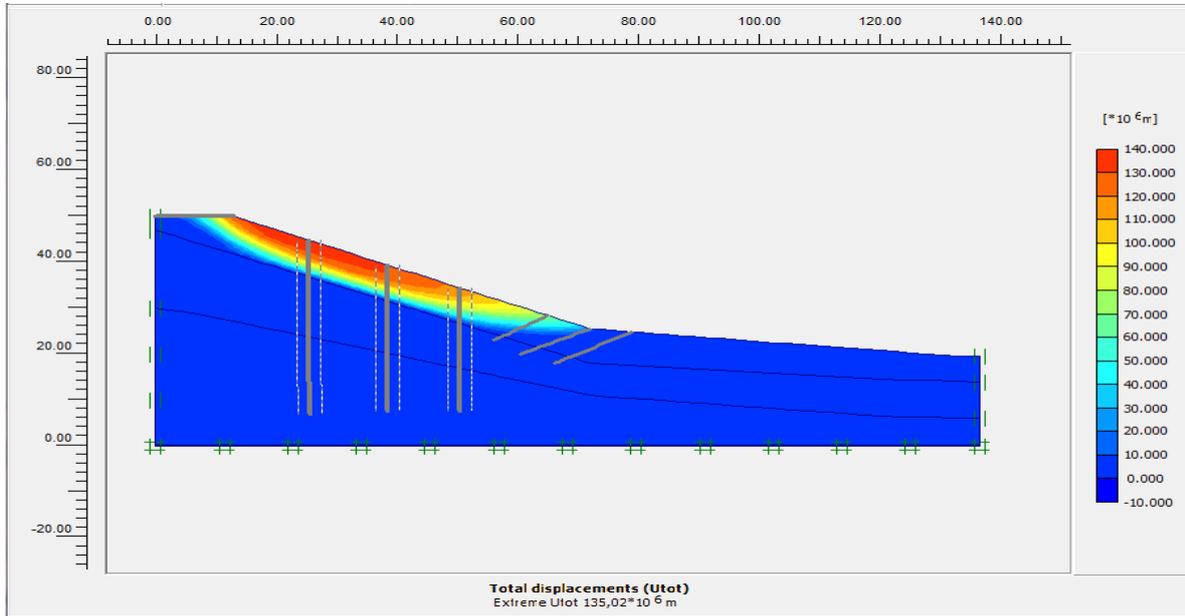


Figure III.8 : Les déplacements totaux (exemple)

Déformation de la pente :

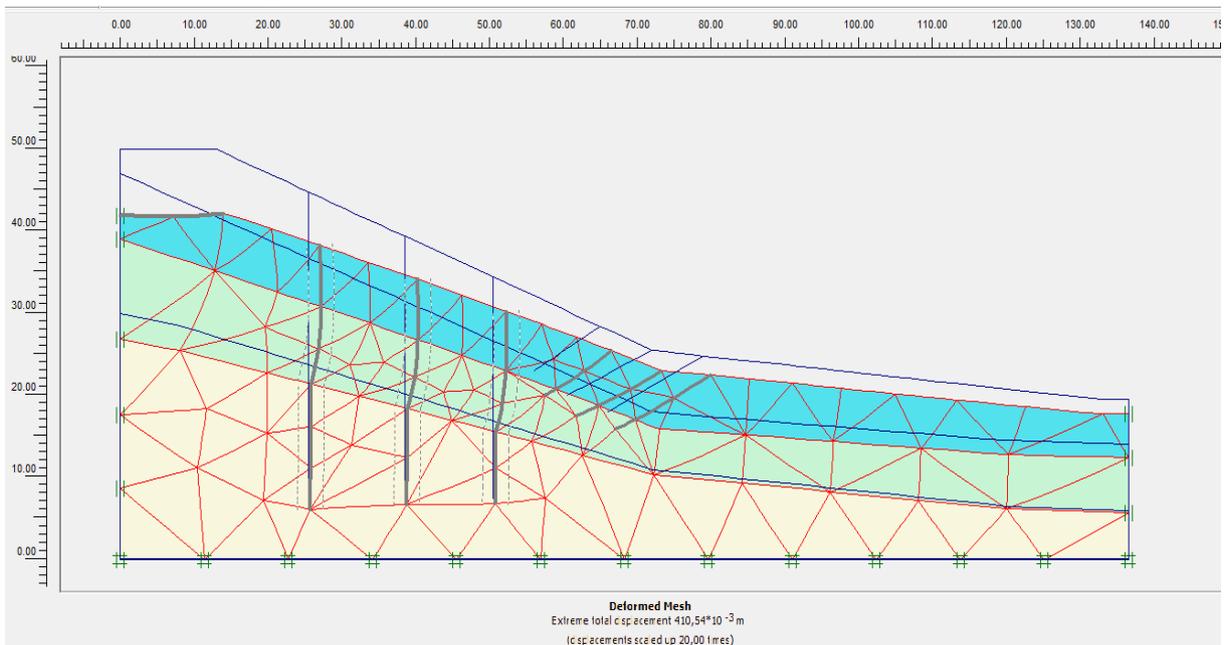


Figure III.9: Les déformations du massif (exemple)

## CHAPITRE III : Etude de confortement

Contraintes dans le sol :

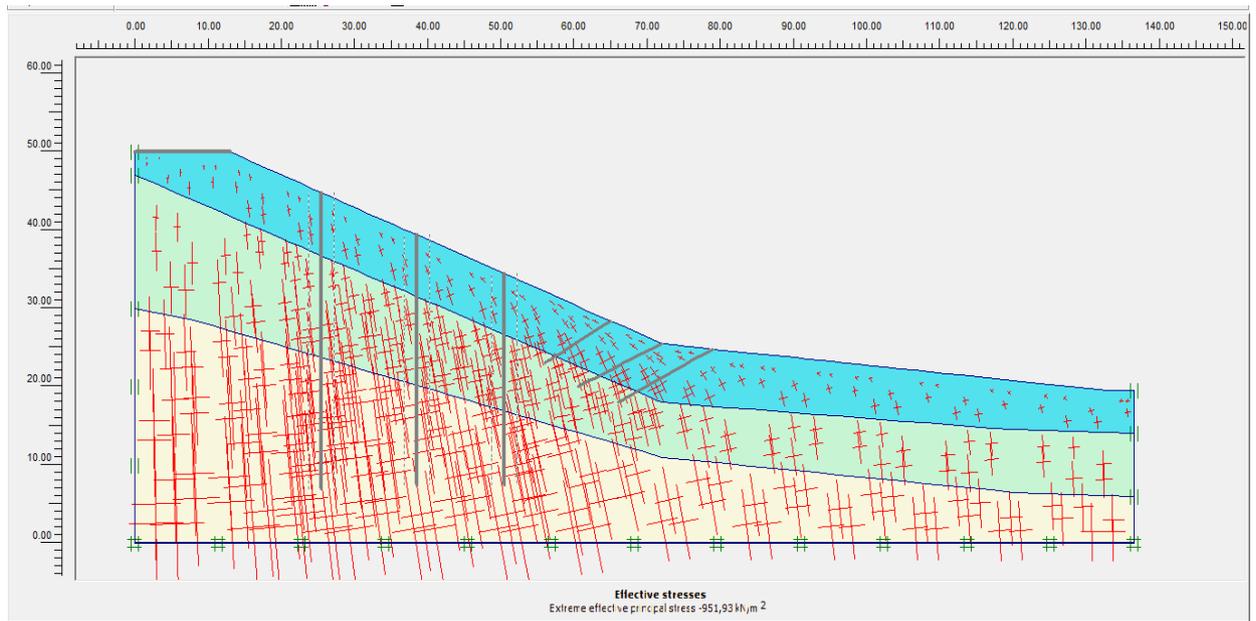


Figure III.10 Les contraintes effectif (exemple)

Effort dans les pieux :

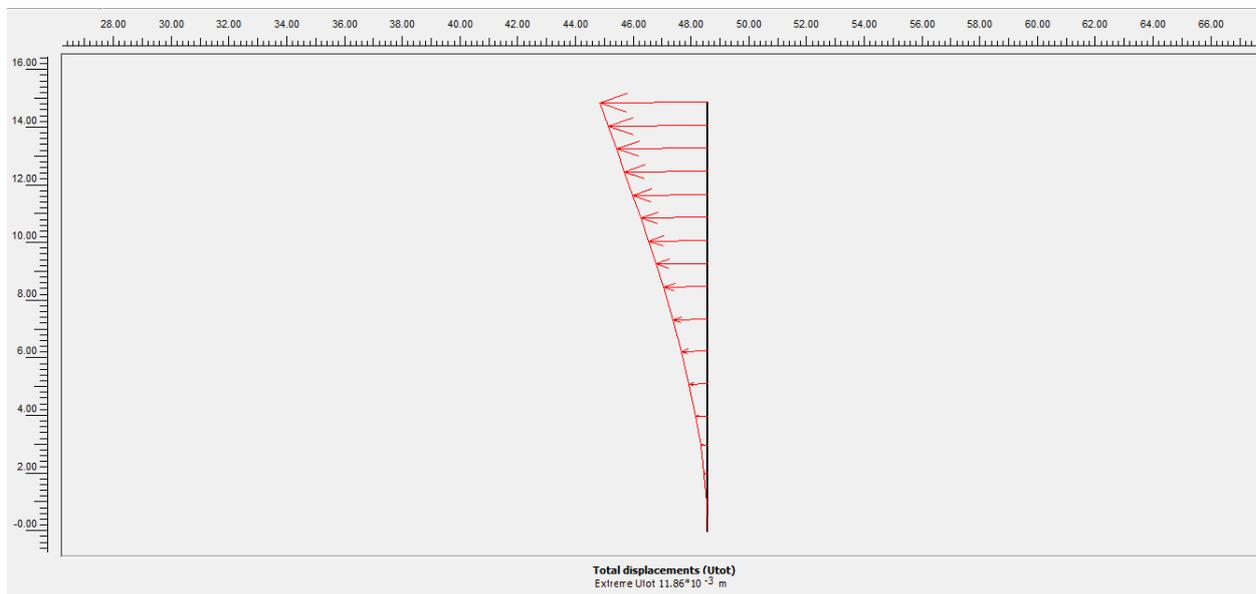


Figure III.11 Le diagramme du moment dans le pieu (exemple)

# CHAPITRE III : Etude de confortement

## III-3- 2- Stabilité du talus non traité (Forme du glissement et facteur de sécurité)

### A- Talus sans surcharge sans nappe et sans séisme :

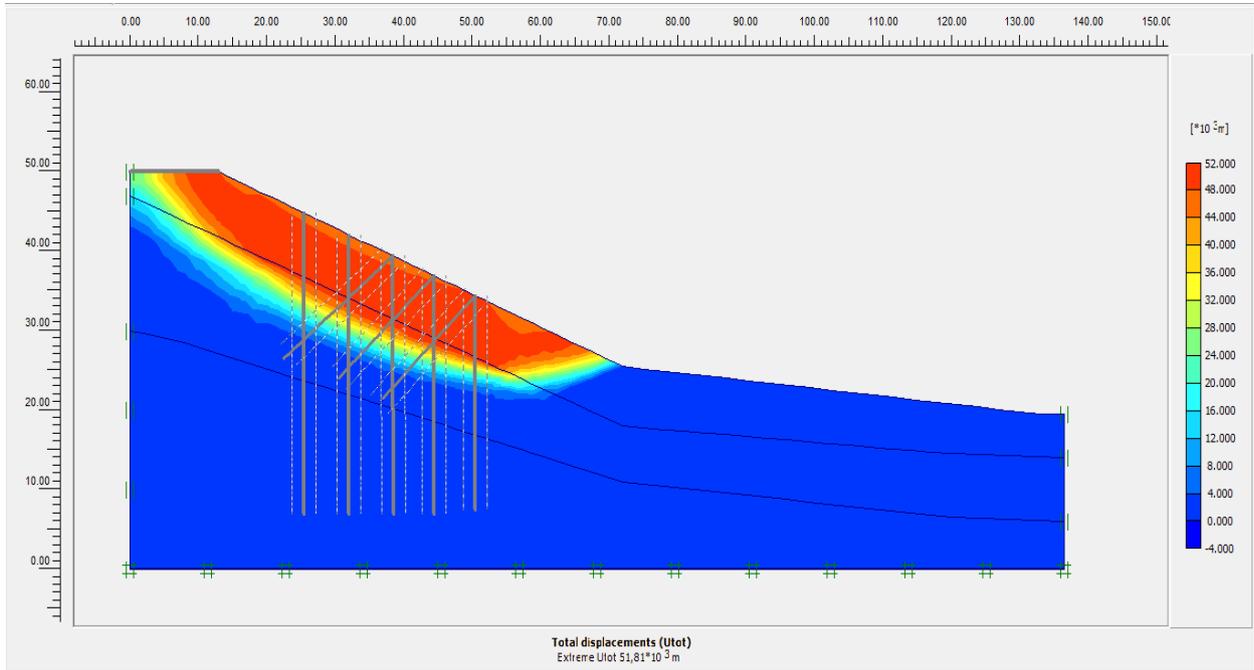


Figure III.12 : Forme et position de la surface de glissement (talus non traité (A))

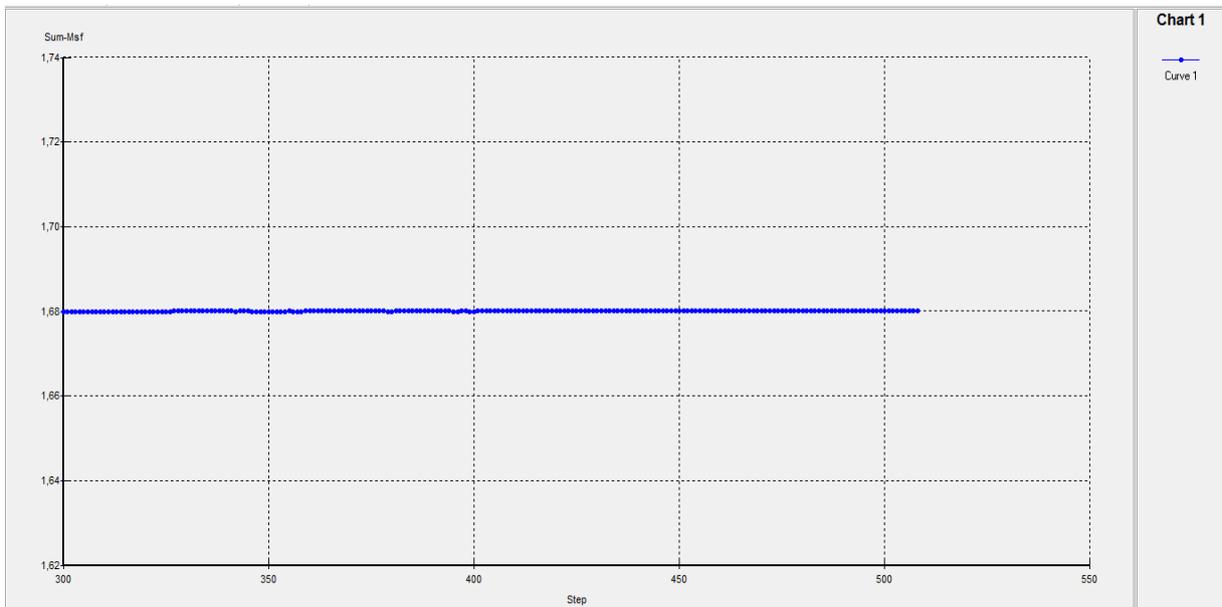


Figure III.13: Évolution du coefficient de sécurité (talus non traité (A))

## B- Talus avec surcharge sans nappe et sans séisme

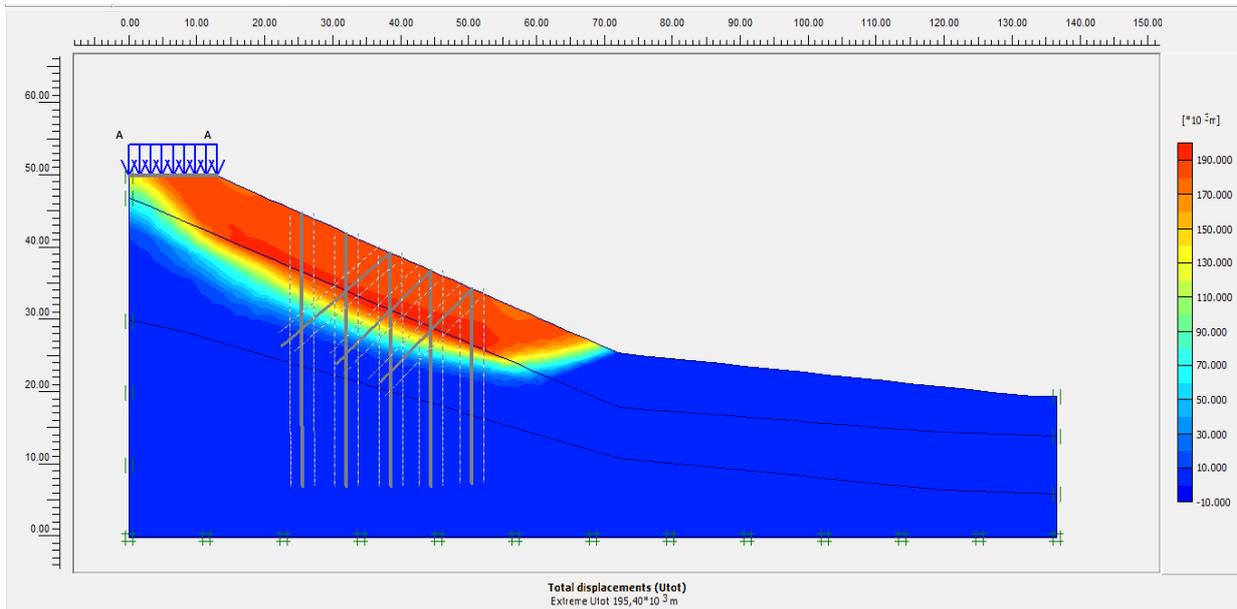


Figure III.14 : Forme et position de la surface de glissement (talus non traité (B))

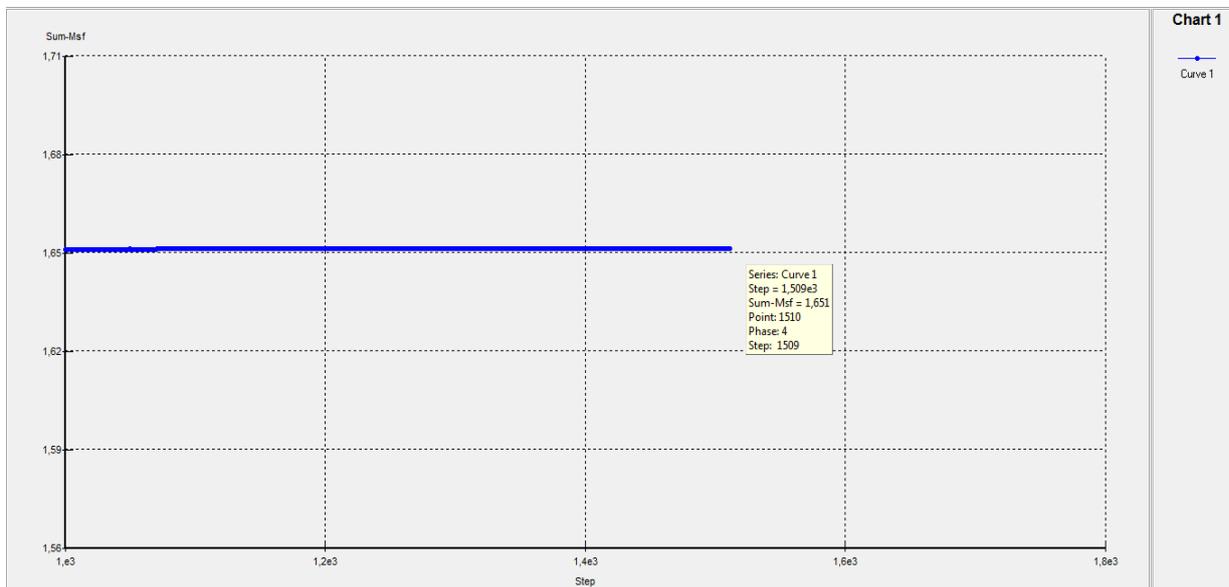


Figure III.15 : Évolution du coefficient de sécurité (talus non traité (B))

## C- Talus avec surcharge, nappe et sans séisme

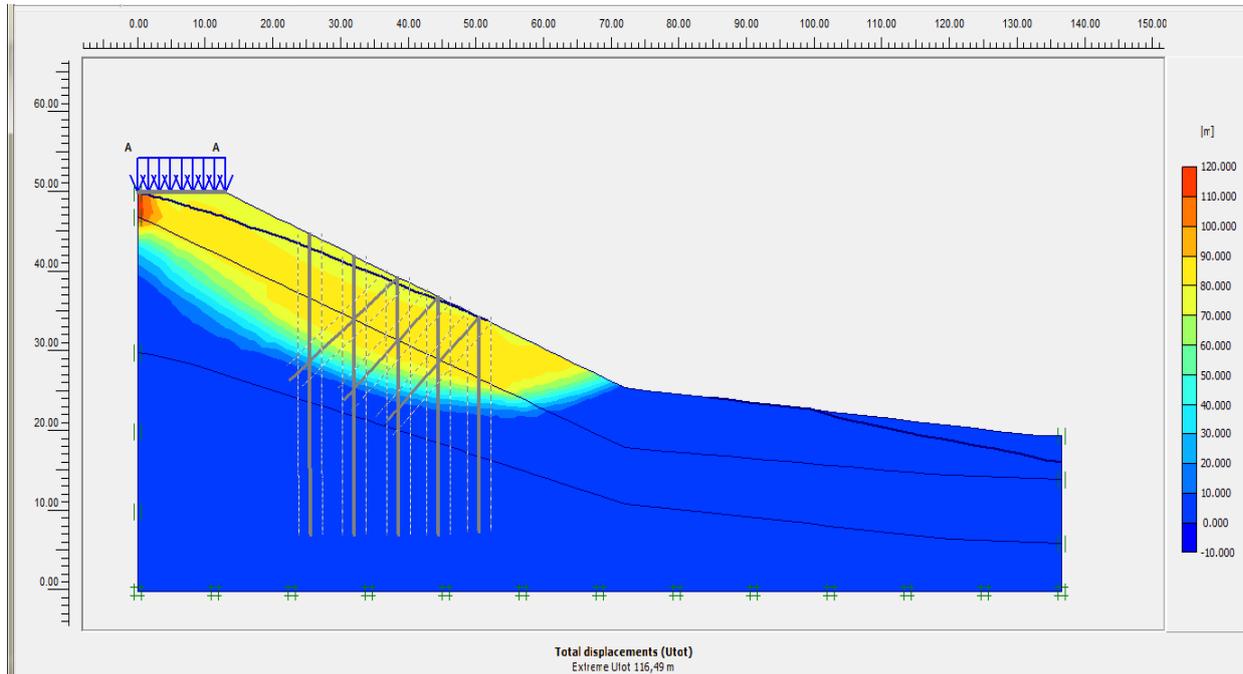


Figure III.16 : Forme et position de la surface de glissement (talus non traité (C))

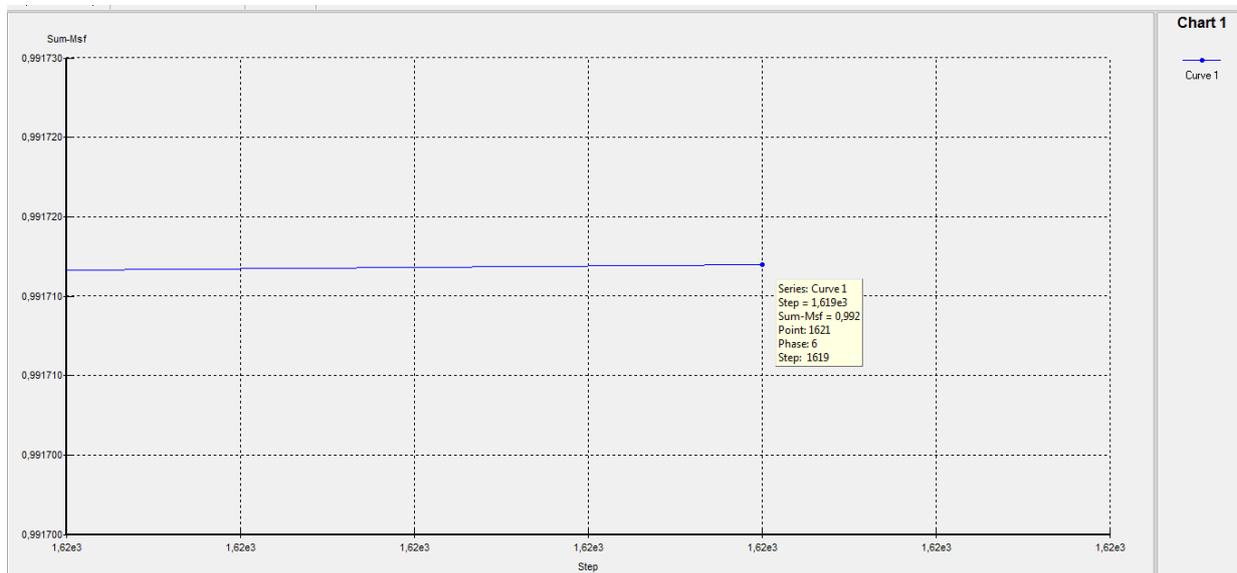


Figure III.17 : Évolution du coefficient de sécurité (talus non traité (C))

## D- Talus avec surcharge, nappe et séisme

Le coefficient d'accélération de la zone est de 0.20g selon le RPA 99 version 2003

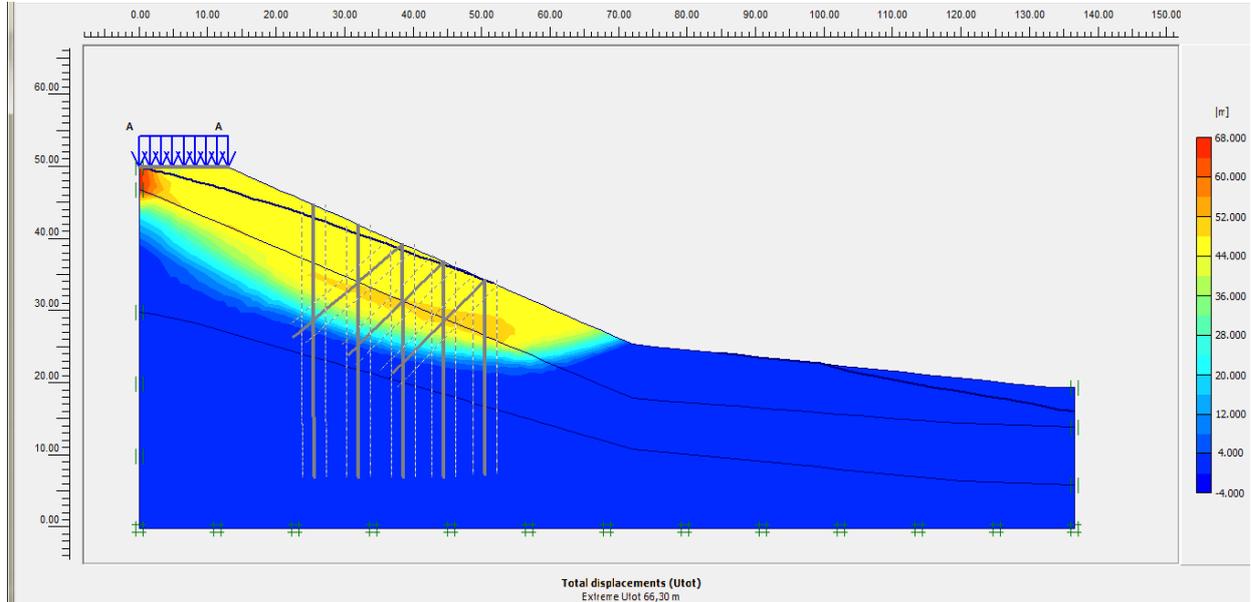


Figure III.18 : Forme et position de la surface de glissement (pente non traité (D))

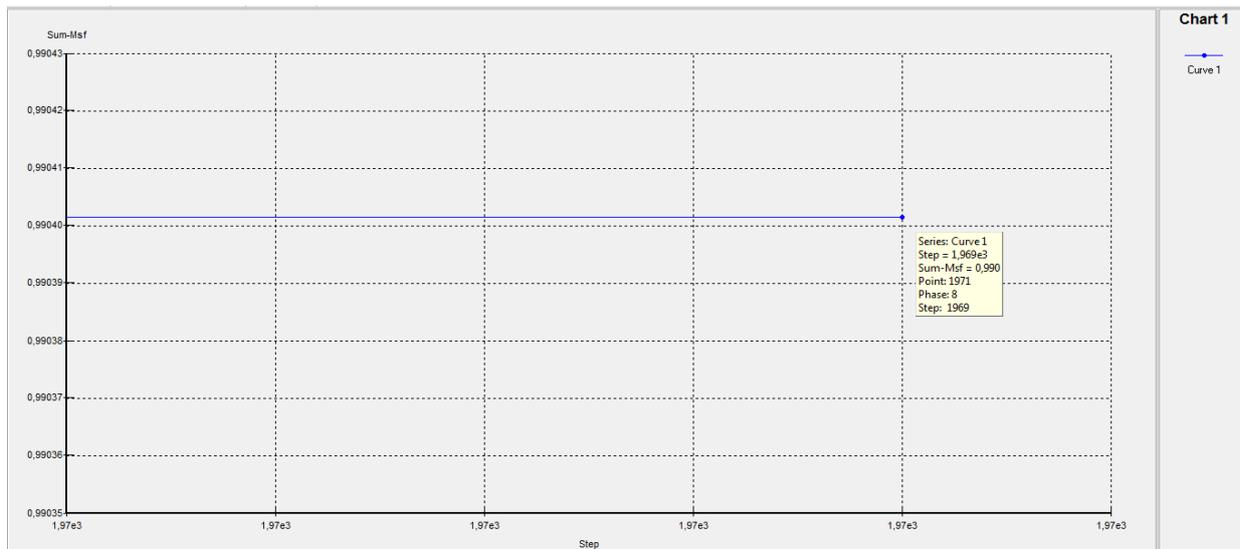


Figure III.19 : Évolution du coefficient de sécurité (pente non traité (D))

## CHAPITRE III : Etude de confortement

Les figures III-13 et III-15 ci-dessus et qui représentent l'évolution du facteur de sécurité du talus en l'absence de la nappe montrent que la sécurité vis-à-vis du glissement est vérifiée alors qu'en présence de la nappe à cause de la montée de son niveau à sa position extrême en périodes hivernales exceptionnelles compromis cette sécurité et le coefficient de sécurité devient  $< 1$  comme le montre les figures III-17 et III-19.

Ce qui nous emmène à chercher une solution au problème en essayant des variantes différentes de confortement de la pente afin d'assurer un coefficient de sécurité acceptable.

### III-3- 3- Stabilité du talus traité:

Les figures III-20 et III-21 montrent l'amélioration apportée par ce type de confortement, le facteur de sécurité atteint la valeur de 1.21 qui est acceptable vu que le cas traité tient compte de tous les facteurs défavorables à la sécurité, mais pour plus de sécurité on va essayer d'autres solutions, la suivante c'est de traiter le talus par deux séries de pieux.

#### A- Traitement par une série de pieux placée aux milieux :

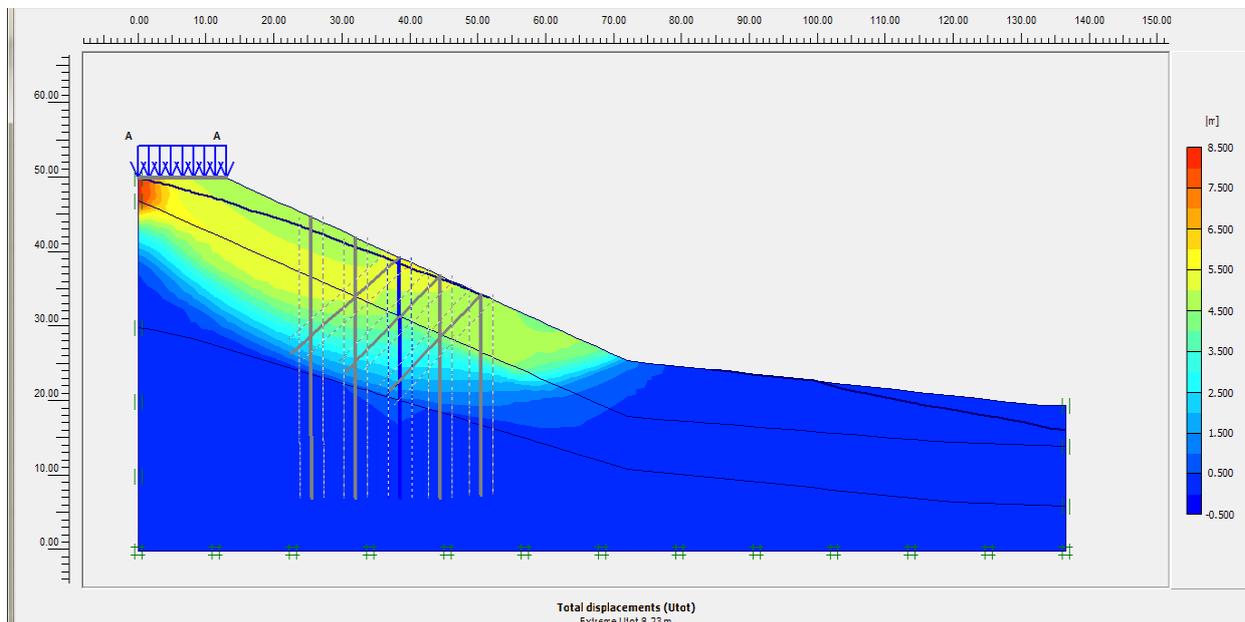


Figure III.20 : Forme et position de la surface de glissement (talus traité (A))

## CHAPITRE III : Etude de confortement

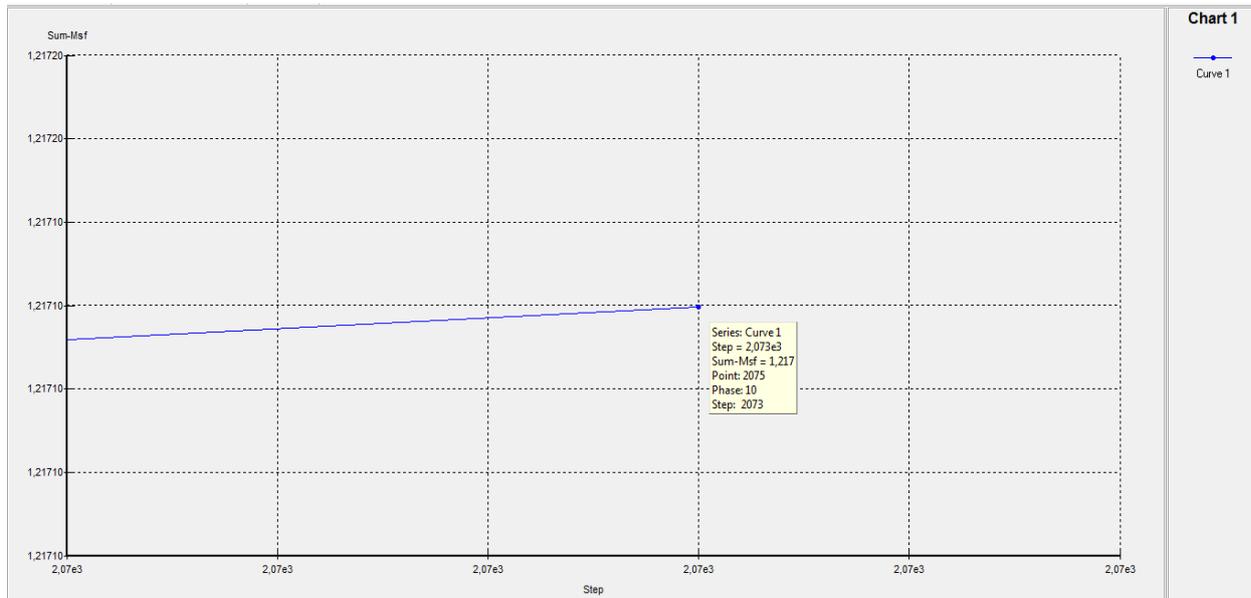


Figure III.21 : Évolution du coefficient de sécurité (talus traité (A))

**B- Traitement par deux séries de pieux distant de 10 D autour du milieu :**

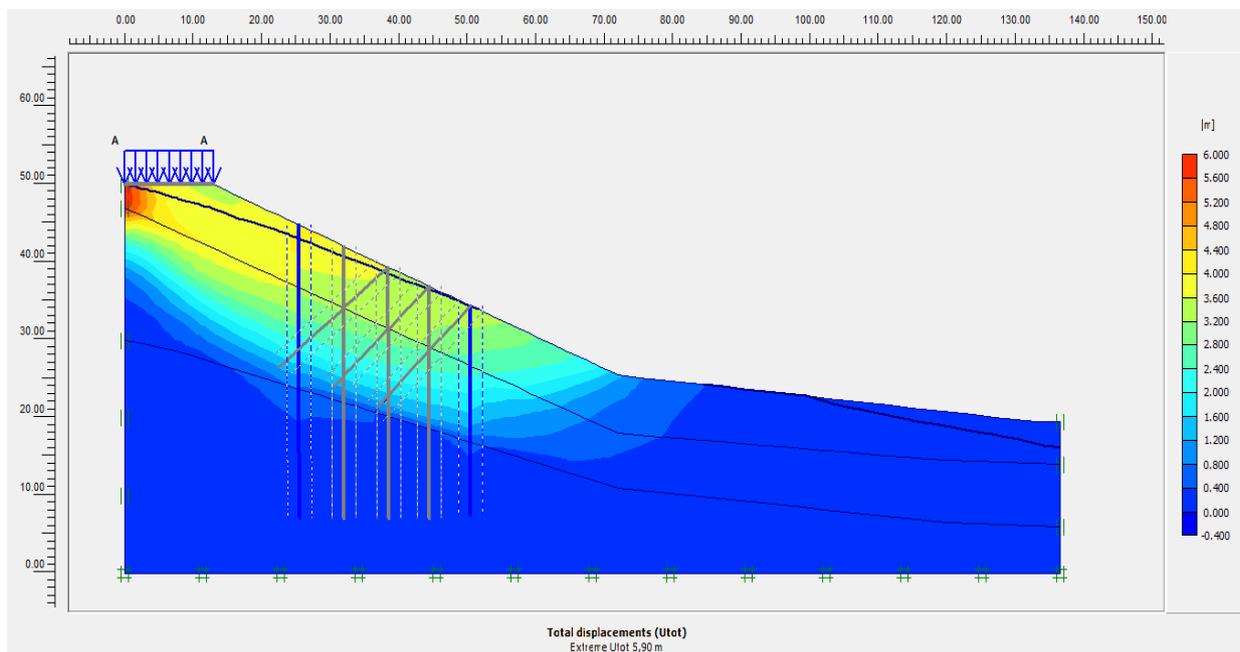
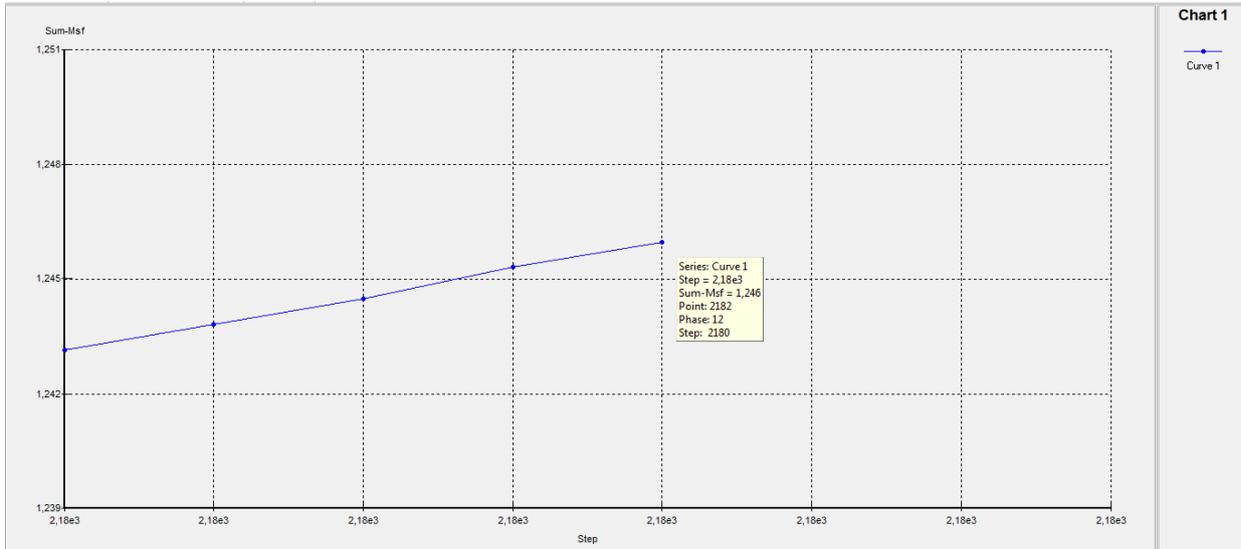


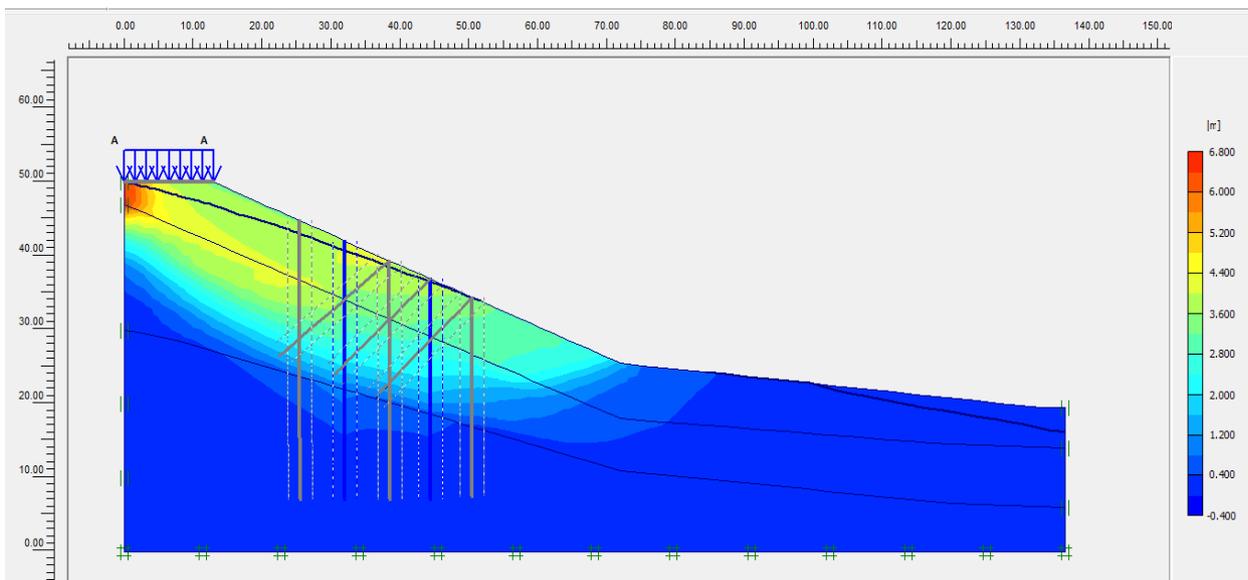
Figure III.22 : Forme et position de la surface de glissement (talus traité (B))



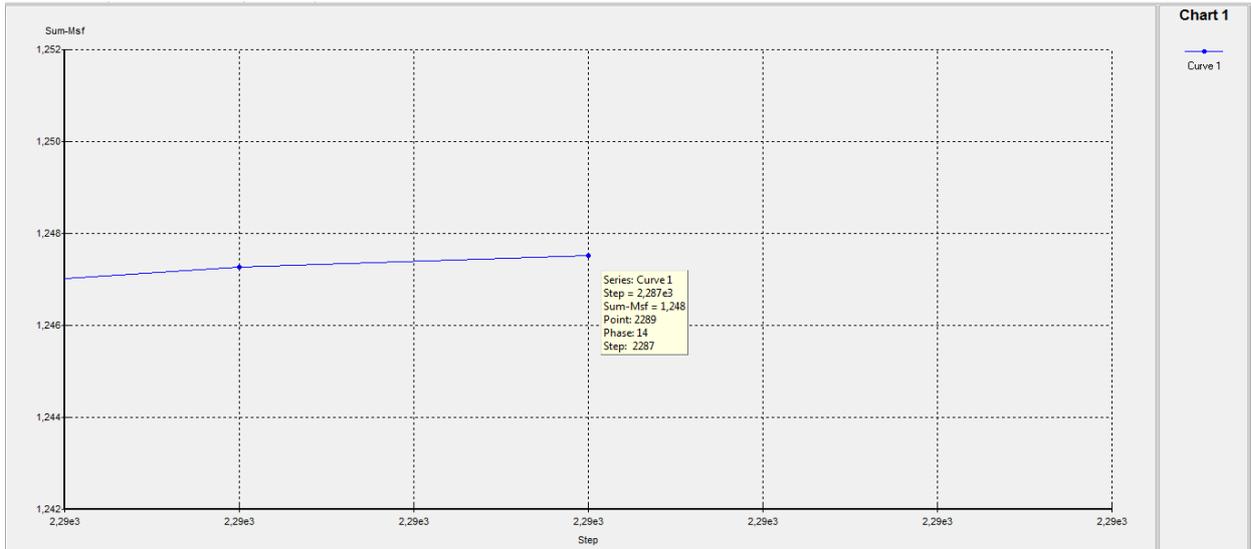
**Figure III.23 : Évolution du coefficient de sécurité (talus traité (B))**

### C-Traitement par deux séries de pieux distant de 5 D autour du milieu :

Les résultats de ce cas (les deux séries de pieux sont positionnés de part et d'autre du milieu de la pente et distants de 5D) sont illustrés sur les figures III-24 et III-25 et montrent que le facteur de sécurité atteint la valeur de 1.24 ce qui montre que l'augmentation de la valeur du coefficient de sécurité apportée par l'ajout d'une deuxième série est négligeable devant le surcoût de cette solution.



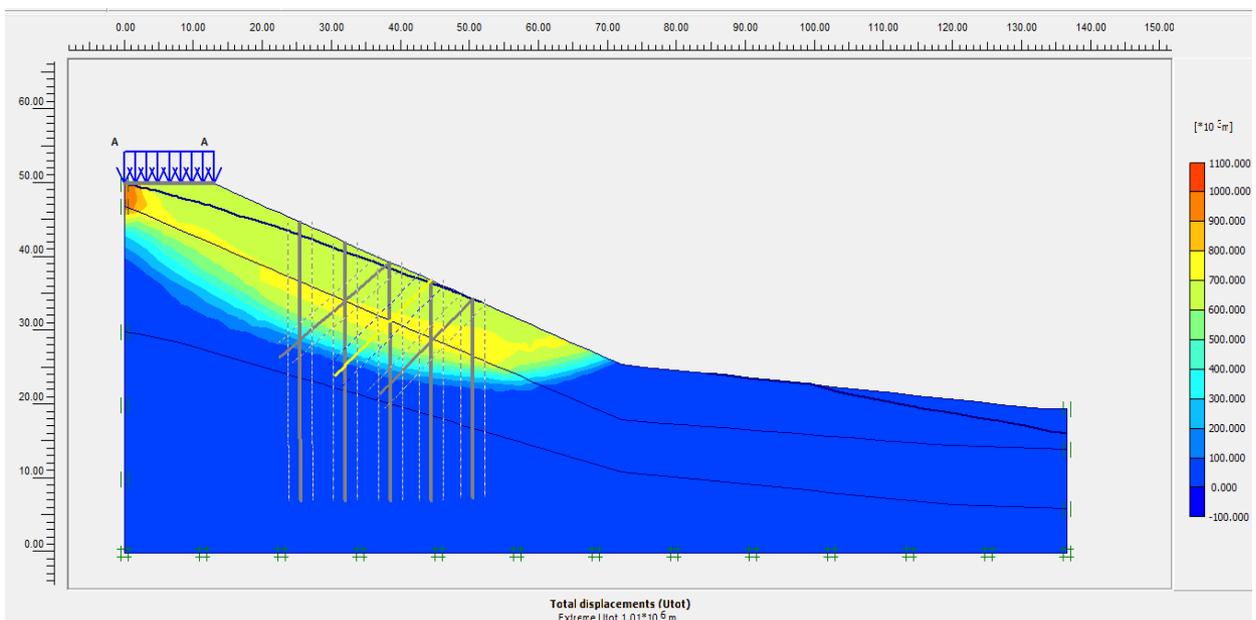
**Figure III.24 : Forme et position de la surface de glissement (pente traité (C))**



**Figure III.25 : Évolution du coefficient de sécurité (pente traité (C))**

Les résultats de ce cas ( les deux séries de pieux sont positionnés de part et d'autre du milieu de la pente et distants de 5D et de 10D ) et qui sont illustrés sur les figures de III-24 a III-27 montrent que les deux solutions donnent des facteurs de sécurité presque identiques, ce qui justifie les recherches précédentes qui limitent la zone d'influence des pieux à 5D de part et d'autre de l'axe de ceux-ci mais le facteur de sécurité s'élève à 1.24 qui est peu élevée par rapport à celle obtenue par une série de pieux et par suite ne justifie pas le surcoût de cette solution .

### D- Pente traitée avec une série de clous :



**Figure III.26 : Forme et position de la surface de glissement (pente traité (D))**

## CHAPITRE III : Etude de confortement

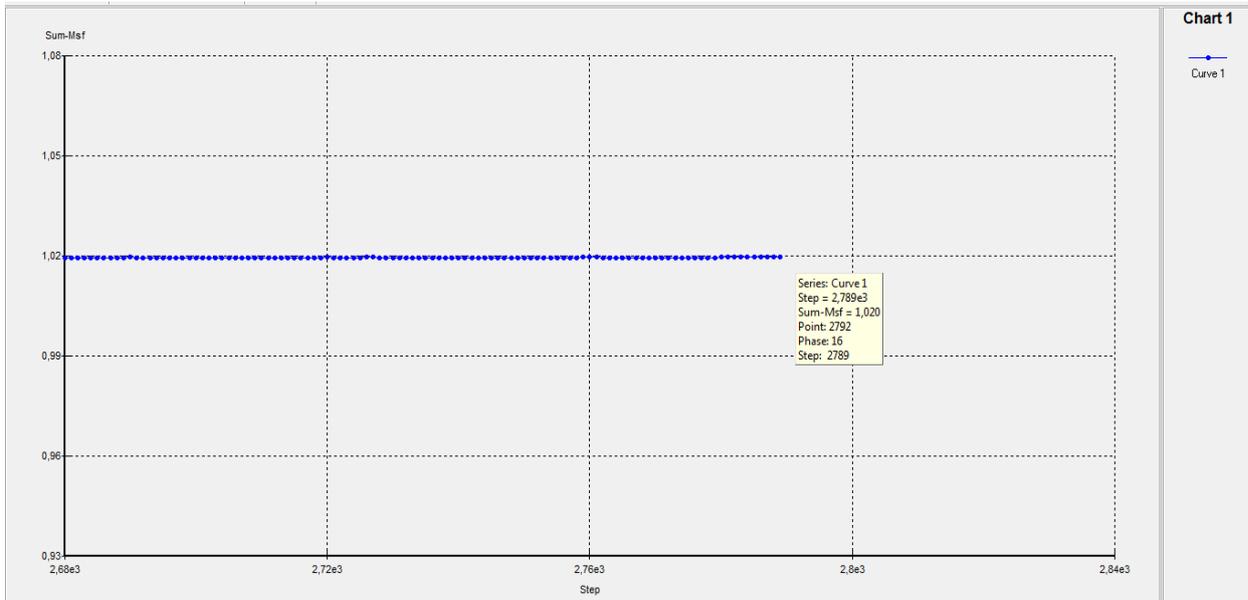


Figure III.27: Évolution du coefficient de sécurité (pente traité (D))

### E-Traitement par deux séries de clous :

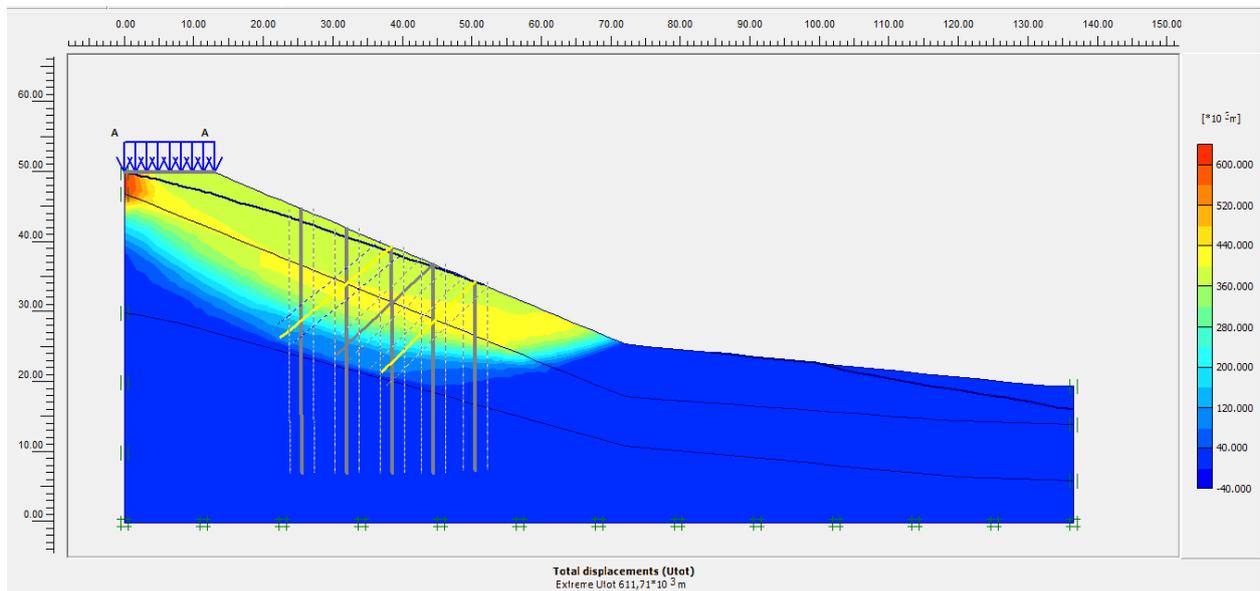
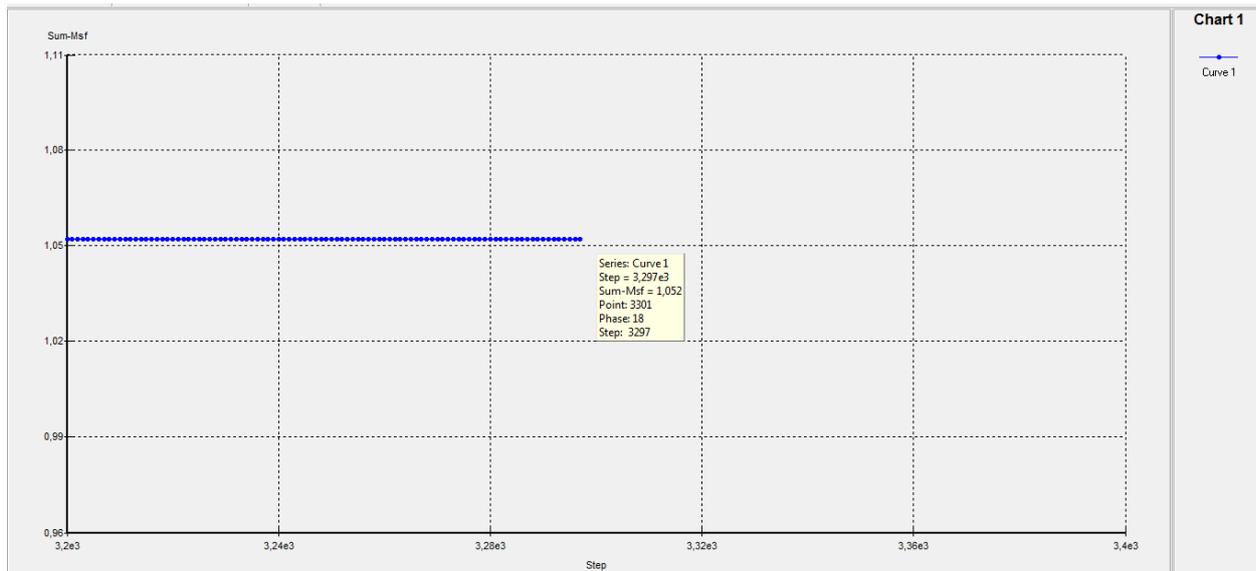


Figure III.28 : Forme et position de la surface de glissement (pente traité (E))



**Figure III.29 : Évolution du coefficient de sécurité (pente traité (E))**

Vu que la position de la surface de glissement de la pente non traitée se situe en pleine pente et de ce fait l'emplacement des clous en bas de la pente choisi au début de notre modélisation du problème ne peut améliorer la stabilité vis-à-vis du glissement, nous avons donc placé les clous dans la partie médiane de la surface de glissement, une amélioration sur le facteur de sécurité de l'ordre de 5% est obtenue mais elle reste très inférieure à celle obtenue par la solution de la série de pieux placée au milieu de la pente et par suite c'est cette dernière qui est retenue comme solution du problème.

## CHAPITRE III : Etude de confortement

### III-3-4- Récapitulation les résultats de coefficient de sécurité :

Etats du versant	Cas du talus	Coefficient de sécurité
Non traité	Talus sans surcharge ni nappe ni séisme	1,6801
	Talus avec surcharge sans nappe sans séisme	1,6513
	Talus avec surcharge et nappe sans séisme	0,9917
	Talus avec surcharge, nappe et séisme	0,9904
Traité	Talus traité avec une série de pieux placée au milieu	1,2171
	Talus traité avec deux séries de pieux distants de 10 D placés autour du milieu	1,246
	Talus traité avec deux séries de pieux distants de 5 D placés autour du milieu	1,2475
	Talus traité avec une série de clous	1,0196
	Talus traité avec deux séries de clous	1,0522

**Tableau III.6 : récapitulatif les résultats de coefficient de sécurité**

### III-4-Conclusion

On voit clairement que l'effet de l'eau est néfaste sur la stabilité des pentes et talus, dans notre cas le facteur de sécurité qui semble très favorable en l'absence de cet effet (1.65 en considérant la charge routière, descend brutalement à 0.99.

Nous avons considéré l'état le plus défavorable en combinant la charge routière à sa valeur maximale, le niveau de la nappe extrême et la survenu d'un séisme. Dans ces conditions nous avons obtenu des coefficients de sécurité peu différent de 1 pour la solution avec clous et des valeurs largement supérieurs à 1 pour la solution avec pieux (1.21 pour une série et 1.24 pour deux séries) est nous avons retenu celle avec une série de pieu car elle plus économique et dont la sécurité est satisfaisante.

## CONCLUSIONS GÉNÉRALES

Le travail effectué dans ce mémoire nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- L'utilisation de pieux pour améliorer la stabilité des pentes a montré son efficacité dans plusieurs cas pratiques. Toutes les méthodes utilisées pour l'analyse de la stabilité de telles pentes ont prouvé que la présence des pieux dans le sol de la pente améliore la stabilité, et le facteur de sécurité se trouve augmenté, les différents auteurs ont expliqué cette amélioration par le fait que le sol entre pieu se comporte comme une voûte qui prend appuis sur les pieux de renforcement.
- La classification et le traitement des informations et données collectées sur le cas étudié ainsi que les constatations faites lors de la visite effectuée (affaissements de la route au droit des demies chaussées cotées remblai, déformation des gabions, fissuration de la chaussée au niveau du remblai a permis de désigner la cause principale et la plus probable du glissement survenu par l'effet de l'eau caractérisé par : l'altération des propriétés géotechniques des sols et l'infiltration des eaux provoquant des érosions internes et une saturation du toit des argiles caillouteuses altérées.
- L'étude de la stabilité du talus a montré l'effet néfaste de l'eau sur la stabilité des pentes et talus, le facteur de sécurité dont la valeur est 1.65 même en considérant la charge routière en l'absence de l'eau chute à la valeur 0.99 en présence d'une saturation extrême suite à une montée du niveau de la nappe ou à une infiltration forte suite à des précipitations importantes et continues.
- L'étude a confirmé que la zone d'influence des pieux est 5D de part et d'autre de l'axe des pieux car les facteurs de sécurité obtenus sont pratiquement les mêmes en prenant la distance entre pieux 5D et 10D
- Pour le cas étudié la solution par clouage est moins rentable de point de vue sécurité que celle des pieux car le facteur de sécurité ( $F_s=1.05$  comparé à 1.21 ou 1.24)
- Comme nous avons considéré l'état le plus défavorable en combinant la charge routière à sa valeur maximale, le niveau de la nappe extrême et la survenu d'un séisme. La sécurité peut être considérée comme vérifiée dès que le facteur de sécurité s'éloigne de l'unité ce qui est assuré largement par la solution par pieux.
- Nous avons retenu la solution avec une série de pieu car elle présente une sécurité satisfaisante et elle est plus économique par rapport à la solution par deux séries de pieux qui donne une valeur plus élevée de  $F_s$ .



**Résumé :**

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objectifs d'analyser les causes, d'étudier la stabilité et de proposer les confortements possibles pour un cas de glissement réel, celui de PK 91+100 de la RN 77 El Eulma Beni Aziz Wilaya de Sétif

Cela nous a conduit à mener une recherche bibliographique sur les glissements, leurs caractéristiques, leurs types, leurs causes, les différents systèmes de confortement ainsi que les différentes méthodes de calcul de la stabilité des pentes et talus.

La visite sur site, l'analyse de la documentation collectée nous a permis de connaître les causes primordiales du glissement survenu, le choix du modèle de calcul et le choix des solutions de confortement à proposer.

L'analyse de la stabilité du talus, en l'absence et en présence du confortement, en tenant compte de tous les facteurs influents (la charge routière, la montée du niveau de la nappe, le séisme) à l'aide de logiciel de calcul « Plaxis » a permis de déterminer la surface de rupture et le coefficient de sécurité pour chaque état considéré et de recommander le confortement du la pente par une série de pieux.

**Mots clés :** glissement-Pente, Pieu, clouage talus stabilité, facteur de sécurité, Plaxis.