

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE CHIKH LARBI TEBESSI – TEBESSA-

FACULTE DES SCIENCE ET TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de

Magister en Génie Civil

OPTION : DURABILITE DES OUVRAGES

Par

Hassen BOUMARAFI

SUJET

STABILISATION DE PENTES PAR TIRANTS D'ANCRAGE

EN TENANT COMPTE DE LEUR INCLINAISON

Soutenu publiquement le 18 / 11 /2014 devant le jury composé de :

Président	: Mr. Ahmed ROULI	MCA	U. Tébessa
Rapporteur	: Mr. Tarek NINOUEH	MCA	U. Tébessa
Examineur	: Mr. Madani SID	Professeur	U. Souk-Ahras
Examineur	: Mr. Med Salah NOUAOURIA	Professeur	U. Guelma

PROMOTION 2010-2011

DEDICACES

*Je dédie ce travail,
à mes parents et à toute ma famille qui m'ont soutenu non
seulement durant la préparation de ce travail, mais aussi
dès le premier jour que j'ai vu la lumière de ce monde,
à mes amis et à tous ceux que j'aime et qui m'aiment,
à tous ceux qui aiment et respectent le droit du savoir.*

Remerciements

La présente étude a été réalisée au sein du département de génie civil de l'université de «CHIKH LARBI TEBESSI» TEBESSA

Je tiens à remercier :

Mon directeur de thèse, Monsieur NINOUH Tarek Maître de conférences au département de génie civil université de Tébessa, d'avoir accepté de diriger ce travail avec beaucoup de disponibilité et d'efficacité, pour m'avoir fait partager son expérience, pour les conseils et encouragements qu'il a su me prodiguer pendant toute la durée de ce mémoire.

Monsieur ROULI Ahmed, Maître de conférences au département de génie civil université de Tébessa Président de jury, pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de présider le jury de soutenance, je tiens à lui exprimer ma profonde reconnaissance.

Monsieur SID Madani, Professeur au département de génie civil université de Souk-Ahras pour l'honneur qu'il m'a fait d'être examinateur de ce travail, je tiens à lui exprimer mes profonds respects.

Monsieur NOUAOURIA Med Salah, Professeur au département de génie civil université de Guelma pour l'honneur qu'il m'a fait d'être examinateur de ce travail, je tiens à lui exprimer mes profonds respects.

Je présente également mes sincères remerciements à Mr Rachid Kabout, chef de projet de la SERO-EST (Batna) ainsi qu'à l'ensemble du personnel du chantier au niveau du « contournement sud -passage Massinissa - Constantine » pour leur bon accueil, l'aide, le soutien et les encouragements qu'ils n'ont cessé de m'apporter tout au long de mon séjour parmi eux.

Je ne peux également omettre de remercier d'une part Mr Bendada Med Chérif ingénieur au sein de la subdivision des travaux publics d'Aïn Beïda (W-OEB) pour sa disponibilité et son aide qu'il m'a généreusement apportées et d'autre part Mr Ababsa Louardi (Subdivisionnaire) ainsi que l'ensemble du personnel de la subdivision que je prie de m'excuser de ne pas les citer nommément.

المُلخَص

إن المشاكل التي تنجم عن عدم استقرار المنحدرات غالباً ما تكون في المنشآت كالطرق و السدود حيث انه تحت تأثير عدة أسباب كالزلازل وغيرها تصير بعض المنحدرات الطبيعية غير مستقره وقد يؤدي عدم استقرارها إلى خسائر جسيمة تصل إلى حد انهيار المنشآت و وفات الأشخاص.

ولهذا وجب البحث عن الطرق الناجعة للحد من ظاهرة الانزلاق التي قد تحدث. في هذه المذكرة تعرضنا لدراسة استقرار منحدر بواسطة حائط إسناد مثبت على المستوى السفلي بشداد المرسي هذا المشروع متواجد في مدينة قسنطينة وقد تم الحساب بواسطة برنامج بلكسيس .

الكلمات المفاتيح: الاستقرار، الانزلاق، شداد المرسي، نمذجة، بلكسيس.

Abstract:

The problems of stability of the slopes frequently meet in the construction of the roads, the channels, the dams and the stopping. Moreover, certain angles of rest are or can become unstable under the effect of many factors such as an abundant and prolonged precipitation or a seism. The advent of a rupture of a slope can have catastrophic consequences as well on the plan of the human losses as of the often considerable damage which could affected the involved works.

It is the reason for which it was necessary to seek efficient solutions making it possible to limit the effects of the phenomena of slip which can possibly occur.

The present worked devoted to the study of the stability of slope by means of a retaining wall with anchoring tie beans in Constantine on the level of southern skirting - Massinissa passage. The stabilization of the slopes by means of a retaining wall with anchoring tie beans is subjected to an analysis according to a kinematic approach accompanied by a digital simulation.

Key words: stability, landslide, anchoring tie, modeling, PLAXIS.

STABILISATION DE PENTES PAR TIRANTS D'ANCRAGE

Résumé

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables sous l'effet de nombreux facteurs tels qu'une précipitation abondante et prolongée ou un séisme. L'avènement d'une rupture d'un talus peut avoir des conséquences catastrophiques tant sur le plan des pertes humaines que des dégâts souvent considérables qui pourraient affectés les ouvrages en présence.

C'est la raison pour la quelle il a fallu chercher des solutions efficaces permettant de limiter les effets des phénomènes de glissement qui peuvent éventuellement survenir.

Le présent travail a été consacré à l'étude de la stabilité de pente au moyen d'un mur de soutènement avec tirants d'ancrage à Constantine au niveau du contournement sud – passage Massinissa. La stabilisation des pentes au moyen d'un mur de soutènement avec tirants d'ancrage est soumise à une analyse selon une approche cinématique accompagnée d'une simulation numérique avec le logiciel de « PLAXIS ».

Mots clés : stabilité, glissement, tirants d'ancrage, modélisation, PLAXIS.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralité sur la stabilité des pentes	
1.1 Généralité	3
1.2 Notion de facteur de sécurité	4
1.3 Calcul du coefficient de sécurité	5
1.4 Facteurs influençant sur la stabilité des pentes	7
1.5 Choix de la méthode de calcul	8
1.6 Forme de la surface de glissement	9
1.6. 1 Surfaces de glissements circulaires	10
1.6. 2 Surfaces de glissements triangulaires.....	11
1.6. 3 Formes générales de la surface de glissement	12
1.7 Logiciels utilisés pour les calculs en géotechnique	13
Chapitre II : Méthodes de calcul de la stabilité des pentes	
2.1 Types de rupture	15
2.1.1 Pentes naturelles	15
2.1.2 Talus artificiels	15
2.2 Calcul en contraintes-déformations.....	16
2.3 Méthode des tranches	18
2.3.1 Méthode ordinaire des tranches (Méthode de Fellenius)	19
2.3.2 Développement général des équations du facteur de sécurité	21
2.3.3 Méthode de Bishop simplifiée (1955).....	24
2.3.4 Méthode de Janbu simplifiée	25
2.3.5 Méthode rigoureuse de Janbu	25
2.3.6 Méthode de Morgenstern-Price	26
2.3.7 Méthode suédoise modifiée (Modified swedish method)	27
2.3.8 Méthode Sarma (1979)	31
2.3.9 Méthode des cales (The Wedge Method).....	31
2.3.10 Méthode de Pente Infinie (The Infinite Slope Method)	33
2.4 Etude comparative des méthodes de calcul à la rupture	36
2.5 Conclusion	38

STABILISATION DE PENTES PAR TIRANTS D'ANCRAGE

Chapitre III : L'utilisation de tirant d'ancrage pour la stabilisation des pentes

3.1 Introduction	40
3.2 Définition de tirants d'ancrage	41
3.3 Composition de tirants d'ancrage	41
3.3.1 La Longueur de scellement	41
3.3.2 La longueur libre	42
3.3.3 La tête d'ancrage	42
3.4 Technologie	44
3.5 Types des tirants	46
3.5.1 Tirants permanent	46
3.5.2 Tirants temporaire.....	46
3.5.3 Tirants d'essai	46
3.5.4 Tirants de contrôle	47
3.5.5 Tirants de contrôle réglable	47
3.6 Protection des tirants contre la corrosion	47
3.6 .1 Mesures de protection	47
3.6.1.1 Protection poussée	48
3.6.1.2 Protection limitée	48
3.6.1.3 Pas de protection spéciale.....	48
3.7 Vérification de la protection contre la corrosion.....	48
3.8 Tension dans les tirants.....	50

Chapitre IV: Effet de l'utilisation de tirant d'ancrage pour la stabilité des pentes (calcul avec logiciel PLAXIS)

4.1 Introduction	52
4.1 Modélisation numérique	52
4.2.1 Présentation du site	52
4.2.2 Problématique	52
4.2.3 La Solution	53
4.2.4 Phase d'exécution	53
4.3 Développement du modèle numérique	54
4.3.1 Création de la géométrie du modèle.....	54
4.3.2 Production du maillage des éléments finis.....	55
4.3.3 Modélisation du sol.....	57
4.3.4 Modélisation du mur	58
4.3.5 Modélisation du pieu.....	59
4.3.6 Modélisation de l'interface.....	59

STABILISATION DE PENTES PAR TIRANTS D'ANCRAGE

4.3.7 Modélisation des tirant d'ancrages	60
4.4 Finalisation des calculs	60
4.5 Résultats numériques	61
4.5.1 Déplacement du sol	61
4.5.1.1 Déplacements totaux	61
4.5.1.2 Déplacements verticaux	63
4.5.1.3 Déplacements horizontaux sens x	64
4.5.1.4 Déplacements horizontaux sens z	65
4.5.2 Coefficient de sécurité	67
4.6 Validation du modèle numérique	68
 Chapitre V : Etude paramétrique	
5.1 Introduction	69
5.2 Influence des paramètres géotechniques	69
5.2.1 La cohésion	69
5.2.2 L'angle de frottement φ	73
5.3 Influence des paramètres mécaniques des tirants	77
5.3.1 Calcul de mur de soutènement sans tirant d'ancrage	77
5.3.2 L'effet de l'inclinaison de tirants d'ancrage	77
5.3.3 L'effet d'espacement de tirants d'ancrage	82
5.4 Présentation des résultats finals de calcul.....	84
5.5 Conclusion	87
Conclusion générale et perspectives	88
Références bibliographiques	90

STABILISATION DE PENTES PAR TIRANTS D'ANCRAGE

LISTE DES FIGURES :

CHAPITRE I

Figure 1.1 Le plan de rupture

Figure 1.2 Facteurs influençant la stabilité des pentes

Figure 1.3 Logiciels utilisés pour les calculs en géotechnique

Figure 1.4 Forme de la surface de glissement (USACE, 2003)

Figure 1.5 Surface circulaire de glissement

Figure 1.6 Surfaces triangulaires de glissement

Figure 1.7 Forme générales de glissements non circulaires

CHAPITRE II

Figure 2.1 Forces agissantes sur une tranche i, -décomposition complète.

Figure 2.2 Forces agissantes sur une tranche pour la méthode ordinaire des tranches

Figure 2.3 Forces agissantes sur une tranche avec de l'eau externe

Figure 2.4 Paramètres utilisés dans la méthode généralisé

Figure 2.5 Forces agissant sur une tranche pour la méthode de Bishop simplifiée

Figure 2.6 Force agissante sur une tranche pour la méthode suédoise modifiée

Figure 2.7 Force et polygones des forces agissant sur une tranche

Figure 2.8 Force et polygones des forces agissant sur une tranche avec l'eau externe

Figure 2.9 Forces et polygones d'équilibre pour la méthode de cales

Figure 2.10 Force agissantes pour la méthode de pente infinie

Figure 2.11 Pentés infinies avec des lignes de flux parallèles

Figure 2.12 La différence de le facteur de sécurité entre les deux surfaces(circulaire,non circulaire)

CHAPITRE III

Figure 3 .1 Longueur libre et longueur scellée

Figure 3 .2 Tête d'ancrage

Figure 3 .3 Réalisation d'un forage avec une grue

Figure 3 .4 Le forage après la réalisation

Figure 3 .5 Nettoyage du forage

Figure 3 .6 L'emplacement de tirant

Figure 3 .7 L'injection de coulis

Figure 3 .8 Les manchettes

Figure 3 .9 Le capot de la tête d'ancrage

Figure 3 .10 Mesure de résistance électrique sur tirant tendu

Figure 3 .11 Mesure de résistance électrique

CHAPITRE IV

Figure 4. 1 Modèle numérique – PLAXIS-Input

Figure 4. 2 Maille d'élément finis typique et conditions limites de déplacement

Figure 4. 3 Points de contraintes du modèle numérique

Figure 4. 4 Nœuds du modèle numérique

STABILISATION DE PENTES PAR TIRANTS D'ANCRAGE

Figure 4.5 Distribution des noeuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol

Figure 4.6 Fenêtre de calcul réussi des phases de calcul

Figure 4.7 Déplacements totaux

Figure 4.8 Déplacement totaux du sol

Figure 4.9 Déplacement verticaux du sol

Figure 4.10 Déplacements horizontaux sens x

Figure 4.11 Déplacements horizontaux du sol sens z

Figure 4.12 Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité

Figure 4.13 La valeur du coefficient de sécurité

CHAPITRE V

Figure 5.1 Déplacements totaux avec $c=10$ kPa

Figure 5.2 Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité avec $c=10$ kPa

Figure 5.3 La valeur du coefficient de sécurité avec $c=10$ kPa

Figure 5.4 Déplacements totaux avec $c=20$ kPa

Figure 5.5 Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité avec $c=20$ kPa

Figure 5.6 La valeur du coefficient de sécurité avec $c=20$ kPa

Figure 5.7 Déplacements totaux avec $\alpha=25^\circ$

Figure 5.8 Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité avec $\alpha=25^\circ$

Figure 5.9 La valeur du coefficient de sécurité avec $\alpha=25^\circ$

Figure 5.10 Déplacements totaux avec $\alpha=30^\circ$

Figure 5.11 Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité avec $\alpha=30^\circ$

Figure 5.12 La valeur du coefficient de sécurité avec $\alpha=30^\circ$

Figure 5.13 Déplacements totaux de mur sans tirant d'ancrage

Figure 5.14 Déplacements totaux avec $\alpha=10^\circ$

Figure 5.15 Déplacements totaux avec $\alpha=30^\circ$

Figure 5.16 Déplacements totaux avec $\alpha=45^\circ$

Figure 5.17 Déplacements totaux avec $\alpha=60^\circ$

Figure 5.18 Déplacements totaux avec un espacement de 6,00 m

Figure 5.19 Déplacements totaux avec un espacement de 10,00 m

figure 5.20 Déplacement total de chaque cas

figure 5.21 Déplacement vertical de chaque cas

figure 5.22 Déplacement horizontal de chaque cas

figure 5.23 Déplacement total, vertical et horizontal pour chaque cas

figure 5.24 Valeurs de coefficient de sécurité pour chaque cas

STABILISATION DE PENTES PAR TIRANTS D'ANCRAGE

LISTE DES TABLEAUX :

CHAPITRE I

Tableau 1.1 Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973]

Tableau 1.2 les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage

CHAPITRE IV

Tableau 4.1 Paramètres de modélisation du sol

Tableau 4.2 Paramètres de modélisation du mur

Tableau 4.3 Paramètres de modélisation du pieu

Tableau 4.4 Paramètres de modélisation du tirant d'ancrages

Tableau 4.5 Résultats de calcul

CHAPITRE V

Tableau 5.1 Récapitulatif des résultats obtenus

Tableau 5.2 Récapitulatif des résultats obtenus

Tableau 5.3 Résultats de déplacement total, verticale, horizontal et coefficient de sécurité

STABILISATION DE PENTES PAR TIRANTS D'ANCRAGE

NOMENCLATURE

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce mémoire :

Lettres Latines :

A_l : Les forces résultantes de la pression d'eau gauche agissant sur la section

A_r : Les forces résultantes de la pression d'eau droite agissant sur la section

EA : Rigidité normale

EI : Rigidité de flexion

$E_{increment}$: Augmentation de la rigidité

E : Module d'Young

FS : Coefficient de sécurité

G : Module de cisaillement

G_u : Module de cisaillement ultime

G' : Module de cisaillement effectif

K : Coefficient de réaction

K_0 : Coefficient des terres au repos

R_{inter} : Facteur de Rigidité de l'interface

MP : Moment produit par la force de l'eau agissant sur le dessus de la tranche

P : Force résultante de l'eau agissant perpendiculairement au dessus de la tranche

KW : force due à l'accélération horizontale

W : Poids de la tranche

E : Force d'inter tranche normale horizontale des côtés de la tranche

X : Force d'inter tranche verticale de cisaillement entre les tranches

N : Force normal sur le fond de la tranche

S : Force de cisaillement sur le fond de la tranche

P : Force résultante de l'eau agissant perpendiculairement au dessus de la tranche

Z : distance du chargement au centre des moments

ΔU : Déplacement relatif

U : Déplacement

L_s : Espacement

c : Cohésion

c' : Cohésion effective

c_i : Cohésion d'une couche i du sol

q : Force normale

STABILISATION DE PENTES PAR TIRANTS D'ANCRAGE

x : une distance varie le long de la surface de glissement

y_{ref} : Unité de profondeur

Lettres grecques :

γ : Poids volumique

γ_w : Poids volumique humide

ψ : Angle de dilatance du sol

ϕ : Angle de frottement

ϕ' : Angle frottement effective

ϕ_i : Angle de frottement d'une couche i du sol

ϕ_m : Angle de frottement mobilisé

θ : Inclinaison du plan de rupture

θ_F : Angle indiquant la position de la structure stabilisante

σ_f : contrainte normale mobilisée

σ_l : contraint principale

σ_n : contrainte normale

f : contrainte mobilisée de cisaillement

: contraintes de cisaillement

= Inclinaison du dessous de la tranche

: scalaire constant à déterminer lors du calcul du facteur de sécurité

α_s = angle entre les lignes d'écoulement et la surface de la pente

STABILISATION DE PENTES PAR TIRANTS D'ANCRAGE

Introduction Générale

On fait appel à la stabilisation des pentes par tirant d'ancrage lorsque le sol de la pente n'a pas les caractéristiques suffisantes pour supporter son poids propre ou le poids d'une structure. Pour résister à des chargements, on était autrefois contraint à ajouter des tirants d'ancrage.

Depuis 1980 environ, l'utilisation de la méthode des éléments finis a connu un développement très important dans les bureaux et les centres de recherches en géotechnique. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis pour vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement, pour contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des structures. En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et post- processeurs conviviaux et simple d'emploi. Donc il existe plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs de la stabilité des pentes. Chaque logiciel a ces propres algorithmes : méthode de résolutions et paramètres de modélisation.

On peut donc obtenir des résultats différents tout en restant proches pour un même projet.

D'où la nécessité de procéder à des études paramétriques et des benchmarks (test de performance, étude comparée, problème étalon, calcul repère ...) avec deux objectifs principaux :

- Vérifier la fiabilité des logiciels pour les différents types d'application ;
- Formuler des recommandations pour l'utilisation de ces logiciels.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser la stabilité de pentes confortées par un mur de soutènement comportant des tirants d'ancrage.

Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé en cinq chapitres.

STABILISATION DE PENTES PAR TIRANTS D'ANCRAGE

Le premier chapitre comporte un aperçu sur les formes des surfaces de glissement ainsi qu'une définition succincte de la notion et le calcul de facteur de sécurité;

Le deuxième chapitre décrit les types de rupture et les différentes méthodes des tranches telle que la Méthode de Fellenius, bishop, Janbu, Morgenstern-Price, Sarma ...etc. ;

Le troisième chapitre est consacré à la définition et la présentation d'un tirant d'ancrage d'un point de vue :

- Composition ;
- Protection contre la corrosion
- Enfin la tension dans les tirants;

Le quatrième chapitre comporte une application numérique au calcul de stabilité de du mur de soutènement conforté au moyen de tirant d'ancrage d'un ouvrage d'art à Constantine au niveau du contournement sud –passage Massinissa. Une approche cinématique est utilisée pour analyser la stabilité des pentes par tirant d'ancrage, suivi d'une simulation numérique.

Le dernier et cinquième chapitre, a été consacré à mettre en évidence l'influence des caractéristiques mécaniques des sols et des tirants d'ancrage au moyen d'une étude paramétrique.

GENERALITE SUR LA STABILITE DES PENTES**1 .1. GENERALITES :**

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

L'étude d'une pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité. Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols ...) et par leur dimension. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie (nature et fracturation des formations affleurantes et hydrologiques).

En effet, une bonne connaissance de la géologie donne une information sur la sensibilité du site et donc sur le volume des investigations ultérieures; elle donne aussi une information sur la forme de la surface potentielle de rupture et l'homogénéité ou non des couches du sous sol, ce qui va influencer le choix de la méthode de calcul.

Un autre élément important lors de l'analyse de la stabilité est la présence de l'eau. En effet, l'instabilité est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges et sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines.

Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. Dans la pratique, cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes:

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur;
- sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus;
- sur les conditions hydrauliques: position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée; l'eau est la cause déclenchante de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps.

1 .2. NOTION DE FACTEUR DE SECURITE :

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_s inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour $F_s = 1$, les caractéristiques correspondantes.
- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau 1.1.

Tableau 1.1 Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \frac{\sigma}{\sigma_{max}}$
Rapport de forces	$F = \frac{E_{résist}}{E_{moteur}}$
Rapport de moments	$F = \frac{M_{résist}}{M_{moteur}}$
Rapport de grandeurs	$F = \frac{H}{H_{max}}$

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité. Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel...), le facteur de sécurité F_s doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (valeur courante de F_s est de 1.5).

1 .3. CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE :

Considérons un élément carré d'unité ($dx = dy = 1$) exposé aux contraintes normales σ_1 et σ_3 appliquées aux côtés de l'élément. Comme l'élément est assez petit, il est donc logique d'accepter que le plan de rupture soit une ligne droite. L'inclinaison du plan de rupture est définie par l'angle θ . La rupture du milieu est, normalement, due aux contraintes de cisaillement développées à la surface de rupture.

A partir des équations d'équilibre, la contrainte mobilisée de cisaillement τ_f et la contrainte normale mobilisée σ_f au plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de σ_3 et σ_1 .

Contrainte normale au plan de rupture:

$$\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \quad (1.1)$$

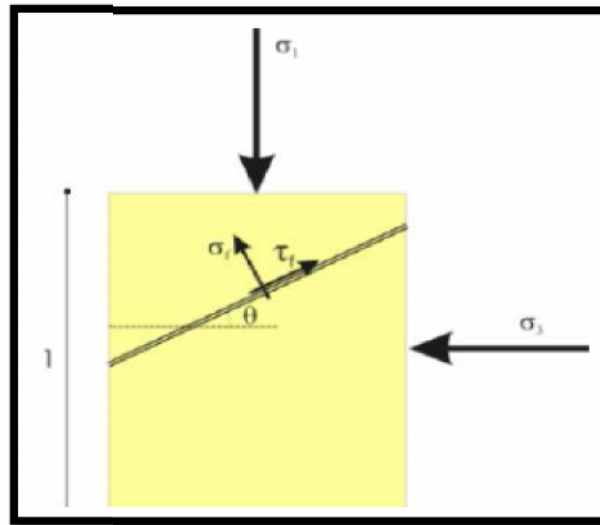


Figure 1.1 le plan de rupture

Contrainte tangentielle au plan de rupture:

$$\tau_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \quad (1.2)$$

On définit le facteur de sécurité FS comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible à la résistance au cisaillement mobilisée, ce qui traduit la réserve de sécurité dispose le terrain sous cette sollicitation (σ_1 , σ_3) et en fonction du critère de rupture (c , φ)

$FS = \text{Résistance au cisaillement disponible} / \text{Résistance au cisaillement mobilisée.}$

Donc, on peut écrire:

$$FS = \frac{c + \sigma_f \tan \varphi}{\tau_f} \quad (1.3)$$

En remplaçant les équations (1.1) et (1.2) dans l'équation (1.3), on trouve:

$$FS = \frac{c + \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \right] \tan \varphi}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta} \quad (1.4)$$

En mécanique et selon le critère de Mohr-Coulomb, nous pouvons prouver que l'angle du plan de rupture est égal à $45+\phi/2$ par rapport à la direction principale σ_3 . Il est uniquement fonction de l'angle de frottement.

Nous pouvons, donc, calculer la valeur du facteur de sécurité par rapport au plan potentiel de rupture. En remplaçant la valeur de θ par $45+\phi/2$ dans la relation (1.5), nous trouvons:

$$FS = \frac{[c/\tan\phi + 0,5(\sigma_1 + \sigma_3) - 0,5(\sigma_1 - \sigma_3)\sin\phi] \tan\phi}{0,5(\sigma_1 - \sigma_3)\cos\phi} \quad (1.5)$$

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Tableau 1.2 les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage

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

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1.25, alors que $FS = 1.5$ pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop) [2].

1 .4. FACTEURS INFLUENÇANT SUR LA STABILITE DES PENTES :

Voici quelques facteurs influençant la stabilité des pentes :

- A l'approche adoptée pour calculer ce coefficient;
- A l'état de contraintes dans le milieu (Méthode adoptée) ;
- Aux propriétés du milieu ;
- A l'hypothèse de la forme de la surface de rupture.

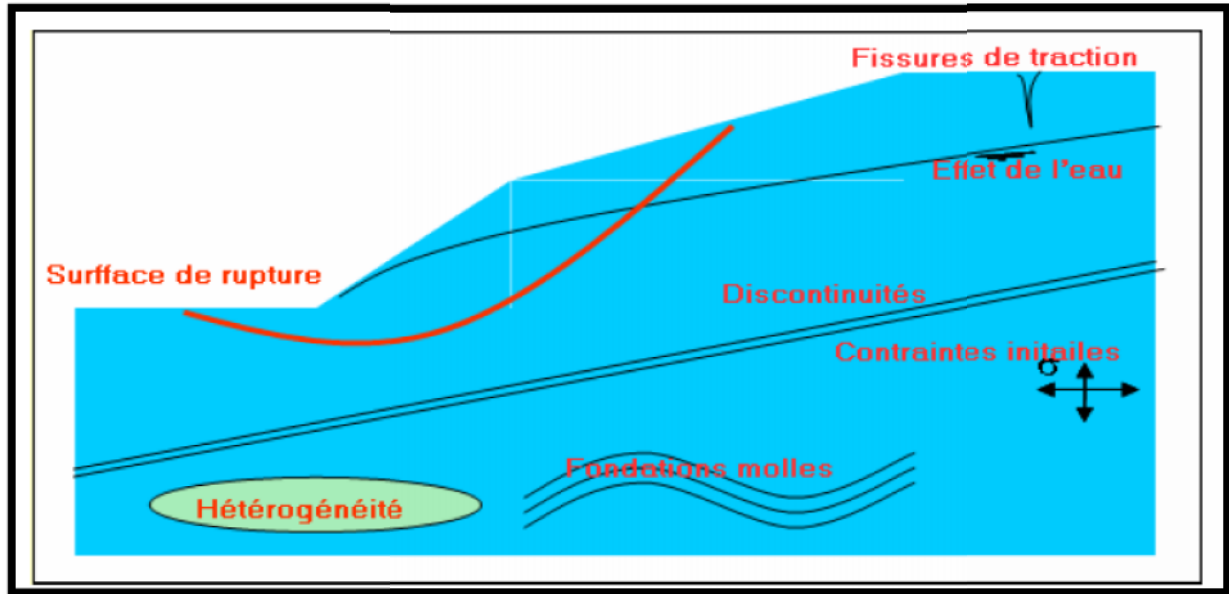


Figure 1.2 Facteurs influençant la stabilité des pentes

1. 5. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

En fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.), le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat. Dans l'optique d'un calcul en déformations, par exemple, il est clair que pour une roche intacte ou une masse rocheuse très fortement fracturée, l'hypothèse d'un milieu continu équivalent est plus adaptée, d'où une analyse numérique simplifiée. Mais lorsque le nombre de familles de discontinuités n'est pas très élevé, ou si les discontinuités sont très espacées, le choix de la méthode la plus efficace est difficile.

En s'appuyant sur des données géométriques, géologiques et géomécaniques relatives au profil du talus, on se propose de réaliser des modèles numériques dont l'analyse nous permettra d'évaluer le comportement du massif, à court et à moyen terme, afin d'optimiser les mesures de renforcement, ainsi que les systèmes d'instrumentations sur les pentes, si cela s'avérait nécessaire.

La comparaison des résultats de calcul aux mesures d'instrumentation permettra en outre de valider ou d'ajuster les paramètres mécaniques utilisés dans les simulations, au travers d'une analyse inverse [7] . Compte tenu des résultats escomptés, il est essentiel d'avoir recours à des méthodes de calcul judicieuses et adaptées au but de l'étude.

En premier lieu, on doit pouvoir déterminer les mécanismes de rupture susceptibles d'avoir lieu au niveau des pentes et des parements verticaux et calculer les risques d'occurrence sans pour autant connaître par avance la géométrie exacte des ruptures envisagées, mais en sachant toutefois que les discontinuités du massif constitueront tout ou partie de ces surfaces de rupture. On doit pouvoir prendre en compte la présence d'eau dans le massif, sous forme de nappe rabattue ou non, ainsi que des effets dynamiques, c'est-à-dire les efforts déstabilisants non liés à la gravité. L'étude doit fournir des résultats au niveau de l'évolution de la déformation du massif, afin de pouvoir comparer ces valeurs aux mesures issues de l'instrumentation.

On souhaite enfin reproduire l'intégralité géométrique et chronologique du processus d'excavation, y compris les rabattements de nappe, le renforcement mécanique des pentes et des parois de l'écluse, la prise en compte de discontinuités majeures dans le massif.

1 .6. FORMES DE LA SURFACE DE GLISSEMENT :

Les méthodes d'équilibre limite nécessitent de définir au préalable la surface pour laquelle le coefficient de sécurité sera évalué. Les calculs du coefficient de sécurité sont répétés pour un nombre de surface ayant le facteur minimal de sécurité. La forme de la surface de glissement dépend de la géométrie, des caractéristiques matérielles, et des possibilités du procédé d'analyse utilisé. Les formes de la surface de glissement peuvent être circulaires ou non circulaire, *Figure 1.4*. Les méthodes d'équilibre statique décomposent la masse du sol, au dessus de la surface de glissement, en équilibre statique en un nombre fini de tranches.

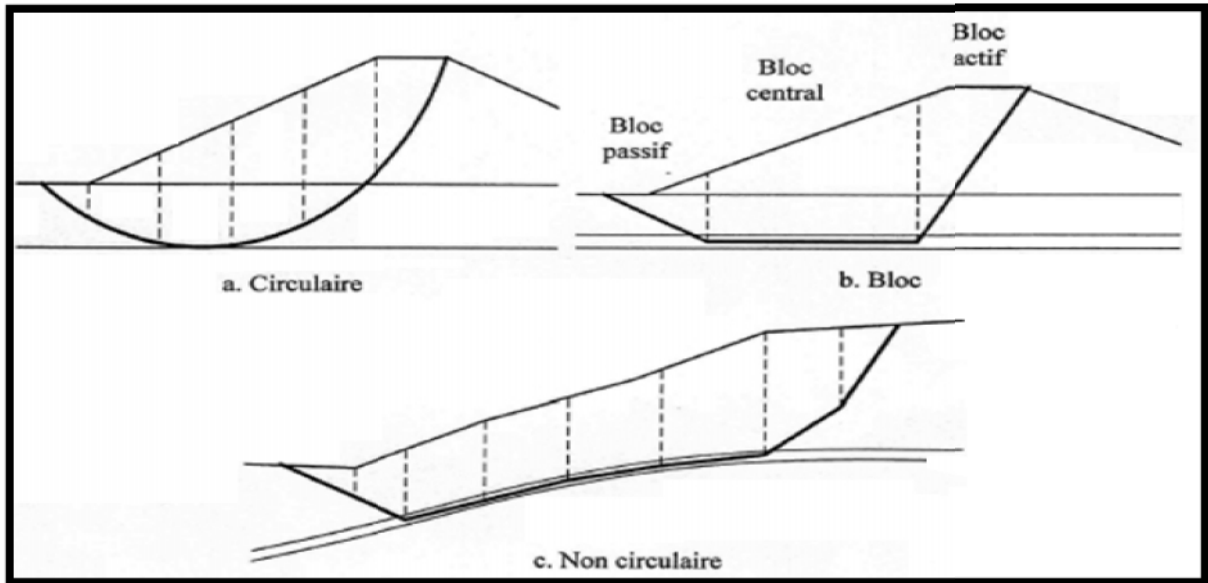


Figure 1.4 Forme de la surface de glissement (USACE, 2003).

1. 6.1. Surfaces de glissements circulaires :

La rupture est observée dans les matériaux relativement homogènes, elle se produit souvent le long des surfaces de rupture courbées. Une surface circulaire de glissement, comme celle représentée sur la *figure 1.5.a*, est souvent employée parce qu'il est commode d'ajouter des moments autour du centre du cercle, et aussi l'emploi d'un cercle qui simplifie les calculs. Les surfaces circulaires de glissement sont presque toujours utiles pour commencer une analyse. En outre, les surfaces circulaires de glissement sont généralement suffisantes pour analyser les remblais ou les pentes relativement homogènes, et sur des bases avec des couches relativement épaisses du sol (USACE, 2003).

Des arrangements de recherche pour les surfaces circulaires de glissement sont illustrés dans les figures 1.5.b, et 1.5.c. Une surface circulaire est définie par la position du centre de cercle, le rayon, et par le point par lequel le cercle doit passer, ou par le plan auquel la surface de glissement doit être tangente.

Des recherches sont, habituellement, accomplies en changeant une de ces variables et en changeant une deuxième variable jusqu'à ce qu'un facteur minimum de sécurité soit trouvé.

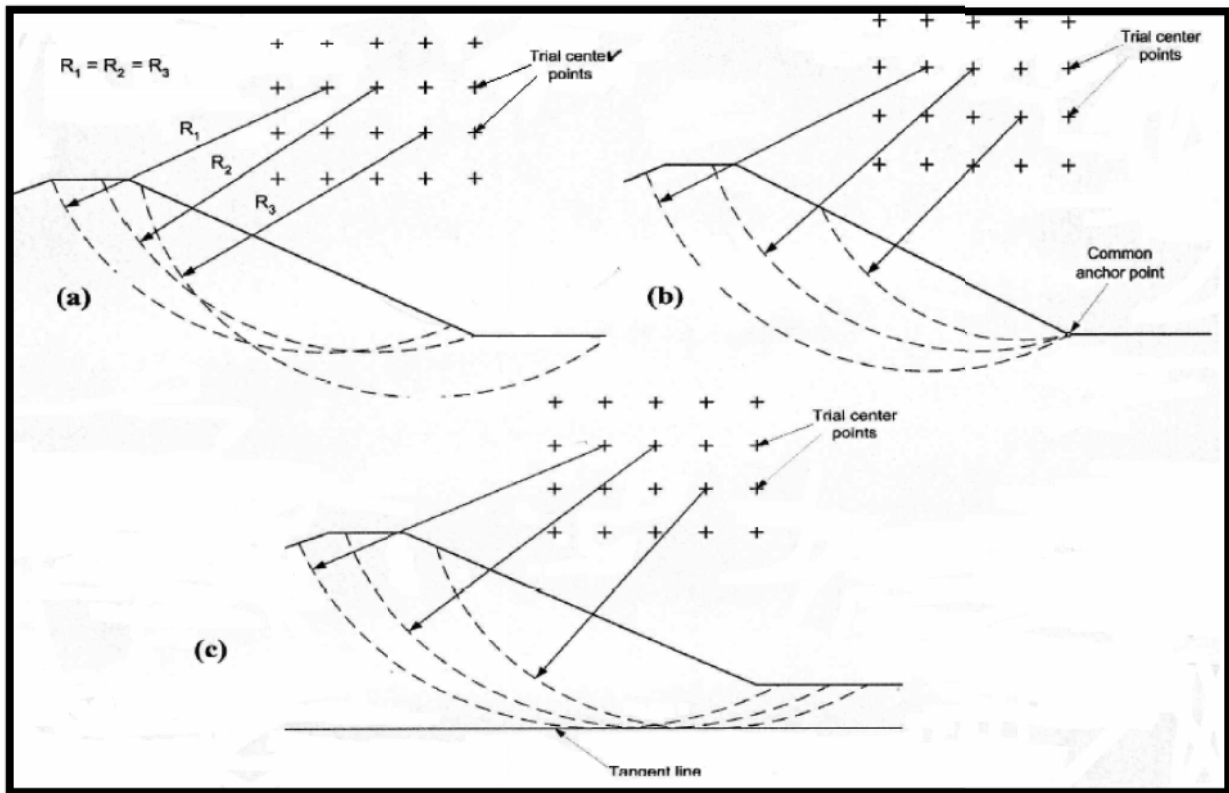


Figure 1.5 Surface circulaire de glissement

1. 6.2. Surfaces de glissements triangulaires :

La rupture est définie par une surface de trois droites définissant une cale active, un bloc central, et une cale passive *figure 1.6.b*. Les surfaces triangulaires de glissement exigent la recherche de l'endroit critique du bloc centrale est illustrée dans la *figure 1.6.a* et implique un changement systématique des coordonnées horizontales et verticales des deux extrémités de la base du bloc central, jusqu'à ce que le bloc central correspondant au facteur minimum de sécurité soit trouvé. Pour chaque position d'essai du bloc central, les inclinaisons de la base des segments actifs et passifs doivent être basées sur des règles simples. Une hypothèse simple et commune doit être faite pour l'inclinaison de chaque segment actif (mesuré à partir de l'horizontal) $45 + \frac{\phi'}{2}$ degrés, et de chaque segment passif $45 - \frac{\phi'}{2}$ degrés.

La quantité $\phi' D$ représente l'angle de frottement développé par le facteur de sécurité calculé $\tan(\phi' D) = \tan(\phi' / F)$.

Cette hypothèse pour l'inclinaison des cales actives et passives est seulement appropriée où les surfaces supérieures des cales actives et passives sont horizontales, mais fournit des résultats raisonnables pour les pentes doucement inclinés.

Des méthodes communes pour la recherche de l'inclusion de la base des cales sont montrées dans la *figure 1.6.b*, telle que la valeur du α est changée jusqu'à que la force maximale d'inter-tranche soit trouvée pour la cale active et la force d'inter-tranche minimale soit trouvée pour la cale passive (USAGE, 2003).

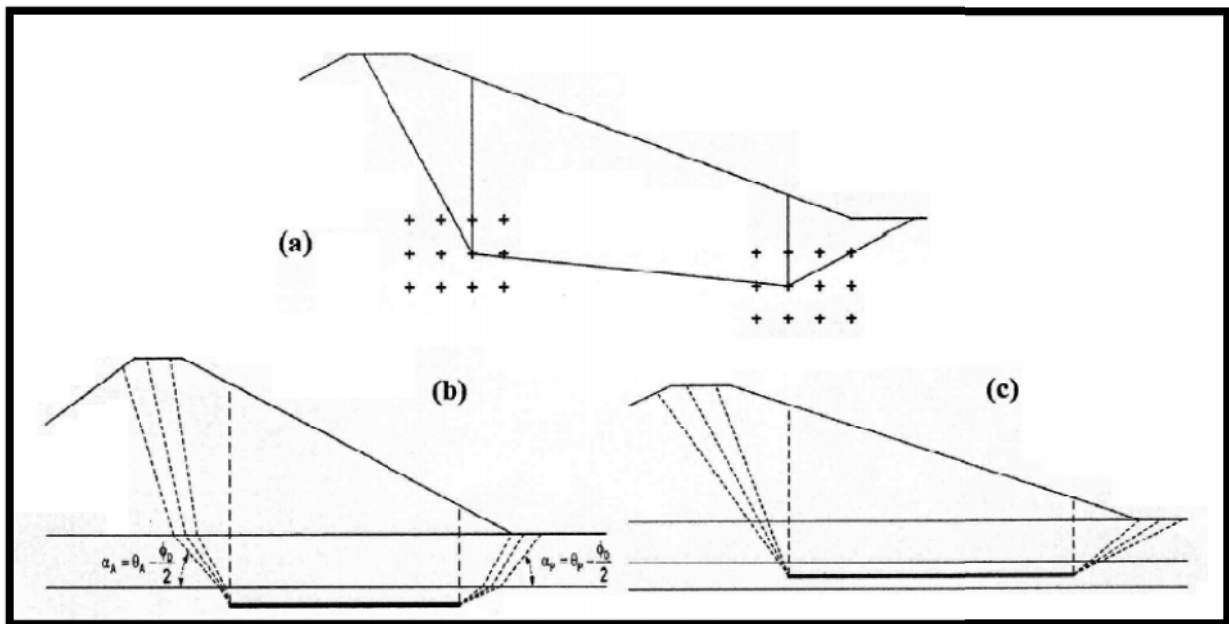


Figure 1. 6 Surfaces triangulaires de glissement

1. 6.3. Formes générales de la surface de glissement :

L'une des procédures les plus puissantes, et utiles est celle développée par Celestino et Duncan (1981). La méthode est illustrée dans la *figure 1.7*. Dans cette méthode, une première surface de glissement est supposée et représentée par une série de points qui sont reliés par les lignes droites. Le facteur de sécurité est d'abord calculé pour la surface supposée de glissement.

Après, que tous les points supposés sont fixés, le point « flottant » est décalé par une petite distance dans deux directions. Les directions pourraient être verticalement en haut et en bas, horizontalement à gauche et à droite, au-dessus et au-dessous de la surface de glissement.

Le facteur de sécurité est calculé pour chaque point décalé de la surface de glissement. Pendant le décalage du point flottant, tous les autres points sont laissés à leurs endroits originaux. Une fois que tous les points ont été décalés dans les deux directions et le facteur de sécurité a été calculé pour chaque décalage, un nouvel endroit est estimé pour la surface de glissement basée sur les facteurs de sécurité calculés. La surface de glissement est alors déplacée à l'endroit estimé. Ce processus est continué jusqu'à ce qu'aucune réduction supplémentaire du facteur de sécurité ne soit notée (USAGE, 2003).

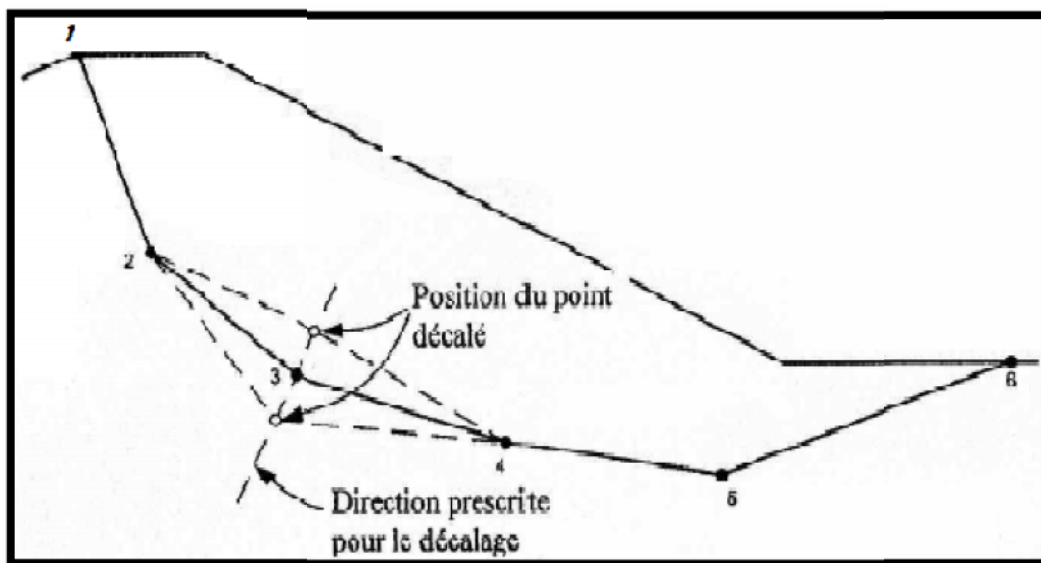


Figure 1.7. Forme générales de glissements non circulaires.

1.7. LOGICIELS UTILISES POUR LES CALCULS EN GEOTECHNIQUE

La plupart des modélisations de remblais décrites dans la base MOMIS (Modèles numériques d'ouvrages et Mesures In Situ) ont été réalisées avec des logiciels du commerce.

Le plus populaire est sans conteste le logiciel SAGE-CRISP (25 %) ; derrière viennent les logiciels DACSAR (13,5 %), ROSALIE-LCPC et CESAR-LCPC (13,5 %), PLAXIS (9,5 %), ABAQUS (6 %) et AFENA (6 %). La figure suivante indique le nombre de références liées à chaque logiciel. Il y en a encore d'autre sans doute comme: Geo-Slope Office, Ansys,...etc.

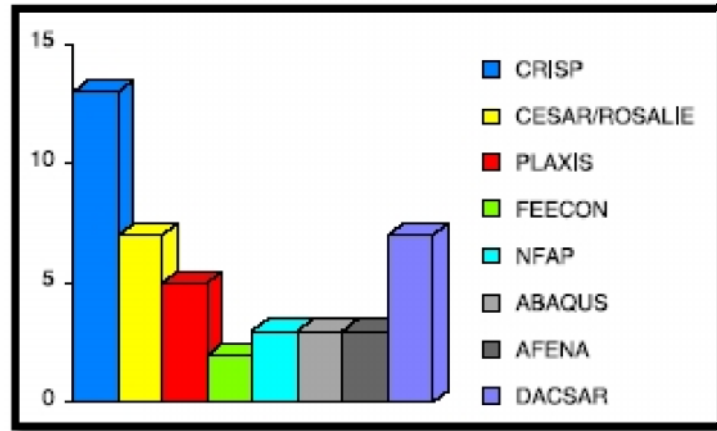


Figure 1.8 Logiciels utilisés pour les calculs en géotechnique

METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE DES PENTES

2.1. TYPES DE RUPTURE :

Nous pouvons classer les types de rupture liés aux mouvements de terrains, en deux groupes; ceux associés aux pentes naturelles et ceux des talus artificiels.

2. 1.1. Pentes naturelles :

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

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

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

2. 1.2. Talus artificiels :

Les talus artificiels sont, essentiellement, affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages :

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

2.2. CALCUL EN CONTRAINTES-DEFORMATIONS :

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception. Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation. La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains. Les comportements de terrains sont souvent méconnus et non linéaires sous des sollicitations induites, ce qui nécessite un effort particulier.

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. La forme mathématique que prennent les liaisons entre les grandeurs géométriques (déformation ou déplacements) et les grandeurs mécaniques (contraintes ou forces) dépend de leur domaine de variation. Les modèles proprement dits, que l'on utilise dans le domaine de la géotechnique, se distinguent donc fondamentalement par:

- Le choix des lois rhéologiques attribuées aux matériaux ;
- Le choix des critères de passage d'une phase de comportement à une autre ;
- Le traitement réservé aux discontinuités, lorsqu'elles sont prises en compte dans le modèle;
- Le choix du couplage hydraulique-mécanique.

Les différents outils de calcul qui existent actuellement, et qui permettent de réaliser ces modèles, présentent des degrés de sophistication différents qui pèsent évidemment sur la performance des modèles réalisés.

Il en est ainsi de leur possibilité de refléter plus ou moins fidèlement la géométrie de l'ouvrage, les anisotropies et hétérogénéités des matériaux ainsi que les sollicitations. De plus, ces outils présentent des différences dans la manière de résoudre les équations en jeu qui se ramènent toujours à l'intégration de fonctions « déplacement ».

Certains procèdent par intégration directe comme avec la méthode des éléments frontières. Les autres ont recours à la discrétisation de ces fonctions. Ces derniers diffèrent par ailleurs entre eux par les principes de discrétisation des grandeurs calculées, les algorithmes et les techniques de résolution, comme c'est le cas notamment entre les outils qui s'appuient sur la méthode des éléments finis, celle des éléments distincts, ou celle des différences finies. En ce qui concerne l'analyse de stabilité, les méthodes numériques sont un complément utile voire nécessaire à des méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de stabilité des ouvrages en terre. La méthode des éléments finis a été utilisée la première fois pour l'analyse de stabilité en 1966. Certains auteurs vont jusqu'à dire, « elles sont aujourd'hui populaires ». Ces méthodes apportent aux géotechniciens et aux experts des informations sur le développement de la rupture. Ces méthodes peuvent être utilisées dans le calcul de stabilité selon deux façons:

-La première, dite méthode directe : pour estimer la valeur du coefficient de sécurité par cette méthode, une série de calculs sera nécessaire. Le critère de rupture est défini par l'utilisateur. Elle donne des informations sur le développement du processus de rupture.

-La deuxième utilise une méthode numérique en association avec le calcul en équilibre limite. Le point important de cette méthode est que le calcul est effectué dans des conditions normales, c'est-à-dire sans réduction des propriétés des matériaux. Taylor (1982) a appelé

cette méthode Equilibre limite améliorée. Depuis la publication des premières idées, le couplage entre les méthodes numériques et les méthodes d'équilibre limite ne cesse d'évoluer.

2.3. METHODE DES TRANCHES :

Beaucoup de méthodes d'équilibre statique s'adressent à un équilibre statique en divisant la masse du sol au-dessus de la surface de glissement supposée en nombre fini de tranches verticales. Les forces agissant sur une tranche individuelle sont illustrées dans la *figure 2.1*.

Les forces incluent :

W- Poids de la tranche ;

E- Force d'inter tranche normale horizontale des côtés de la tranche ;

X- Force d'inter tranche verticale de cisaillement entre les tranches ;

N- Force normal sur le fond de la tranche ;

S- Force de cisaillement sur le fond de la tranche.

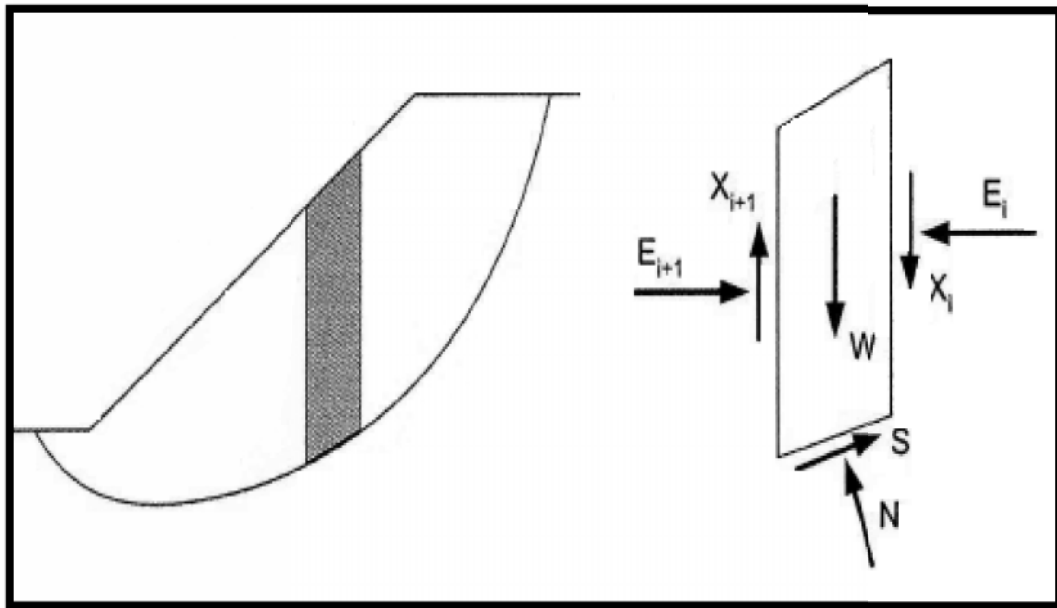


Figure 2.1 Forces agissantes sur une tranche i , -décomposition complète.

Excepté le poids de la tranche, toutes ces forces sont inconnues et doivent être calculés de tels sorts satisfassent l'équilibre statique.

La force de cisaillement S sur le fond de la tranche n'est pas considérée directement comme inconnue dans les équations d'équilibre. Cette force est exprimée en termes d'autres quantités

connues et inconnues, comme suit : S sur la base d'une tranche est égale à l'effort de cisaillement τ , multiplié par la longueur de la base de la tranche l ,

$$D'où \quad S = \tau \cdot l \quad 2.1$$

$$S = \frac{c \cdot l}{F_s} + \frac{(N - u \cdot l) \text{tg} \phi}{F_s} \quad 2.2$$

Les diverses méthodes d'équilibre limite emploient différentes hypothèses pour faire le nombre d'équations égal au nombre d'inconnus. Elles diffèrent également en ce qui concerne les hypothèses de calcul dans les équations d'équilibres.

Les méthodes telles que, Morgenstern-Price et Spencer [15], exigent plus de contraintes-hypothèse dans les équations d'équilibres statiques.

Des limitations communes aux méthodes d'équilibre limite sont définies comme suit :

1. On suppose que le facteur de sécurité est constant le long de la surface de glissement.
2. Les caractéristiques de contrainte déformation ne sont pas explicitement prises en considération.
3. la distribution initiale des efforts le long de la surface de glissement n'est pas explicitement considérée.
4. les forces normales négatives peuvent être calculées le long de la base des tranches dans certaines conditions.
5. le processus de calcul est itératif, et dans certaines situations la convergence est difficile.

2.3.1. Méthodes ordinaire des tranches (Méthode de Fellenius) :

La méthode ordinaire des tranches a été développée par Fellenius (1936). Dans ces méthodes, les forces inter-tranches sont négligées, la force normale sur la base de tranche est calculée en additionnant les forces dans une direction perpendiculaire au fond de la tranche [10]. Une fois que la force normale est calculée, les moments au centre du cercle sont additionnés pour

calculer le facteur de sécurité. Le facteur de sécurité est calculé par l'équation (2.3) (Brunsden,1987).

$$F = \frac{\sum [c \Delta l + (W \cos \alpha - \mu \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \theta]}{\sum W \sin \alpha} \quad 2.3$$

Dans le cas d'une pente possédant de l'eau externe, on traite l'eau comme une charge externe et hydrostatique sur le dessus des tranches Figure 2. 3. Dans le point de droit ou les charges de l'eau agissant sur le dessus de la tranche, l'expression du facteur de sécurité doit être modifiée comme suit.

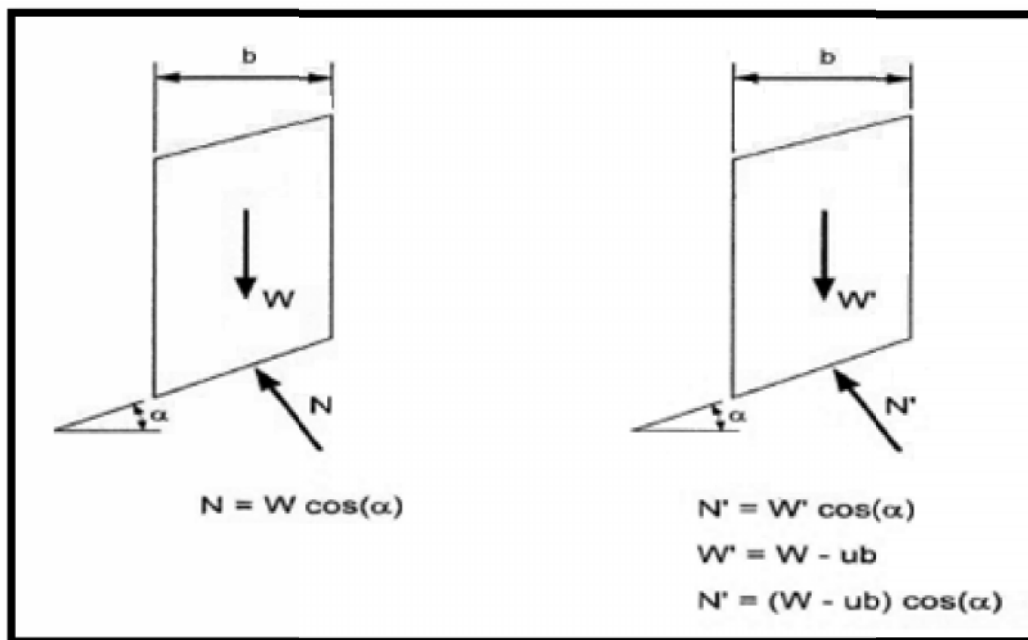
$$F = \frac{\sum [c \Delta l + (W \cos \alpha + P \cos (\alpha - \beta) - \mu \Delta l \cos^2 \alpha)] \tan \phi}{\sum W \sin \alpha - \frac{\sum M_P}{R}} \quad 2.4$$

Tel que

P : Force résultante de l'eau agissant perpendiculairement au dessus de la tranche

β : Inclinaison du dessous de la tranche

M_P : Moment produit par la force de l'eau agissant sur le dessus de la tranche



A. Analyse d'effort total sur une tranche B. Analyse d'effort effectif sur une tranche

Figure 2.2 Forces agissantes sur une tranche pour la méthode ordinaire des tranches

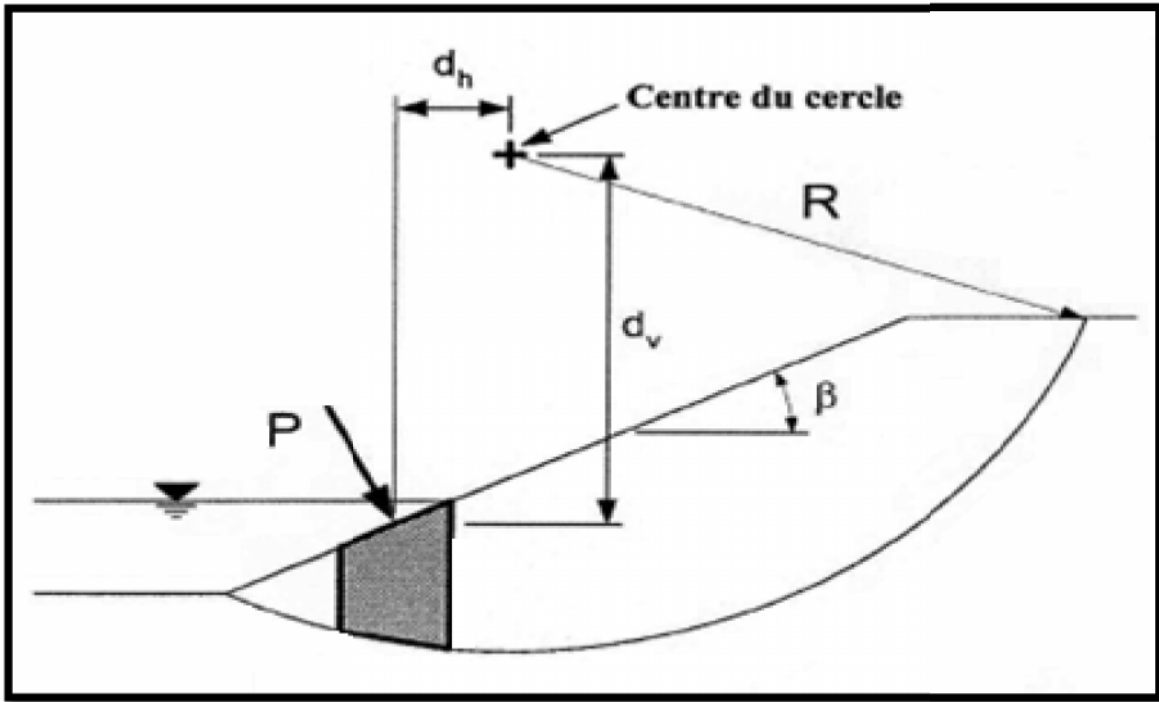


Figure 2.3 Forces agissantes sur une tranche avec de l'eau externe

2.3.2. Développement général des équations du facteur de sécurité :

Dans un système de forces en équilibre limite, la somme des forces et la somme des moments sont égales à zéro. Pour les surfaces de glissement circulaires, le centre des moments est le centre de la surface de glissement. Pour les surfaces de glissement non- circulaires n'importe quel point peut être considéré comme centre des moments.

La Figure 2.5 représente les forces à considérer lors de l'analyse d'un problème de stabilité des pentes.

$$W - S_m \sin \alpha - N \cos \alpha - (X_l - X_r) = 0 \tag{2.5}$$

La force de cisaillement S_m nécessaire pour l'équilibre limite :

$$S_m = l x_{req} = [c + (N - \mu l) \tan \phi] / F \tag{2.6}$$

Remplaçons l'équation 26. Dans 2.5, on obtient :

$$N = \frac{\left| W - \frac{c' \Delta l \sin \alpha}{F} + \frac{\mu \Delta l \tan \phi \sin \alpha}{F} - (X_{i+1} - X_i) \right|}{m_a} \tag{2.7}$$

Avec :

$$m_{\alpha} = \left(\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{F} \right) \quad 2.8$$

La somme des équations d'équilibre des forces horizontales :

$$\sum N \sin \alpha - \sum S_m \cos \alpha + \sum KW + \sum (E_{i+1} - E_i) + (A_r - A_l) + L \cos \varpi = 0 \quad 2.9$$

Tel que :

$$\sum (E_{i+1} - E_i) = 0 \quad 2.10$$

En remplaçant S_m de l'équation 2.6 dans l'équation 2.9, l'expression du facteur de sécurité F_s , déduit de l'équilibre des forces, est

$$F_s = \frac{\sum [c' \Delta l \cos \alpha + (N - \mu \Delta l) \tan \phi' \cos \alpha]}{\sum N \sin \alpha + \sum KW + (A_r - A_l) + L \cos \varpi} \quad 2.11$$

Tel que :

L : Chargement extérieur ;

: angle du chargement extérieur par rapport à l'horizontale ;

Z : distance du chargement au centre des moments ;

KW : force due à l'accélération horizontale ;

$A_l A_r$: les forces résultantes de la pression d'eau gauche et droite agissant sur la section

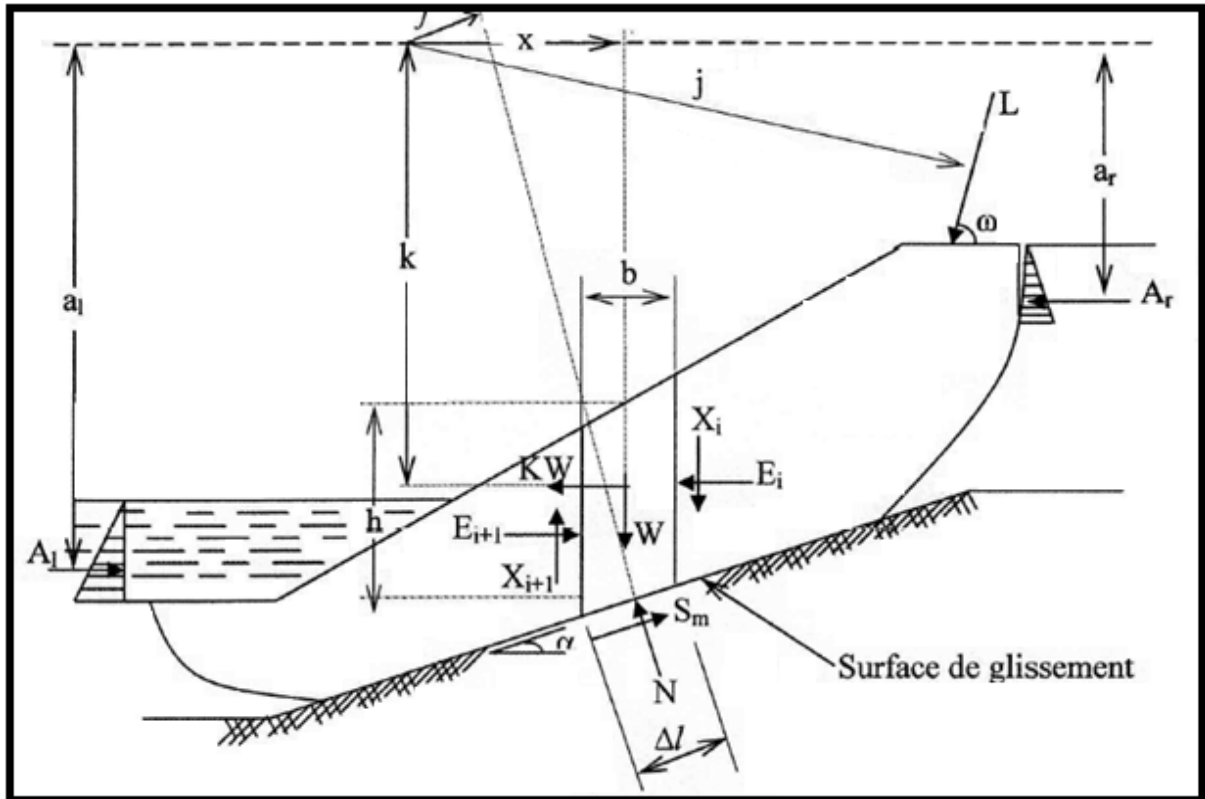


Figure 2.4 Paramètres utilisés dans la méthode généralisée

Notion que le facteur de sécurité le long de la surface de glissement est constant, et N est une fonction du facteur de sécurité (équation 2.7). De même

$$\sum W_x + \sum KW_k - (A_l a_l - A_r a_r) + Lj - \sum Nf - \sum S_m R = 0 \quad 2.12$$

Dans l'équilibre limite, la somme des moments de toutes les forces autour du centre des moments est nulle. Le facteur de sécurité basé sur l'équilibre des moments.

En remplaçant S_m dans l'équation 2.6, on obtient le facteur de sécurité basé sur l'équilibre des moments :

$$F_m = \frac{\sum [c' \Delta / R + (N - \mu \Delta) / R \tan g \Phi]}{\sum W_x + \sum KW_k - (A_l a_l - A_r a_r) + Lj - \sum Nf} \quad 2.13$$

Le facteur de sécurité est calculé par des interactions sur les deux équations jusqu'à à la satisfaction de la condition $F_s = F_m$.

Les méthodes de calcul diffèrent par les hypothèses considérées sur les efforts inter-tranches.

2.3.3. Méthode De Bishop Simplifiée (1955) :

La méthode admet que les forces inter-tranches sont horizontales, comme celles représentées sur la *figure 2.5* (BRUNSDEN, 1987), et que la surface de glissement est circulaire. Les forces sont additionnées dans la direction verticale. L'équation d'équilibre est combinée avec l'équation de Mohr-Coulomb et la définition du facteur de sécurité pour déterminer les forces sur la base de tranche [1]. Les moments sont additionnés autour du centre de la surface circulaire de glissement pour obtenir l'expression suivante du facteur de sécurité.

$$F_m = \frac{\sum [R\{c'b + W(1 - r_u) \tan g\phi\} \frac{\sin \alpha}{|1 + \frac{\tan g\phi \tan g\alpha}{F}}]}{\sum WR \sin \alpha - (A_l a_l - A_r a_r) + KWk} \quad 2.14$$

Tel que : $r_u = u / H$

Tous les termes sont connus et F_m est calculé par interactions successives. La première itération est faite en adoptant, comme la valeur F_{m0} , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

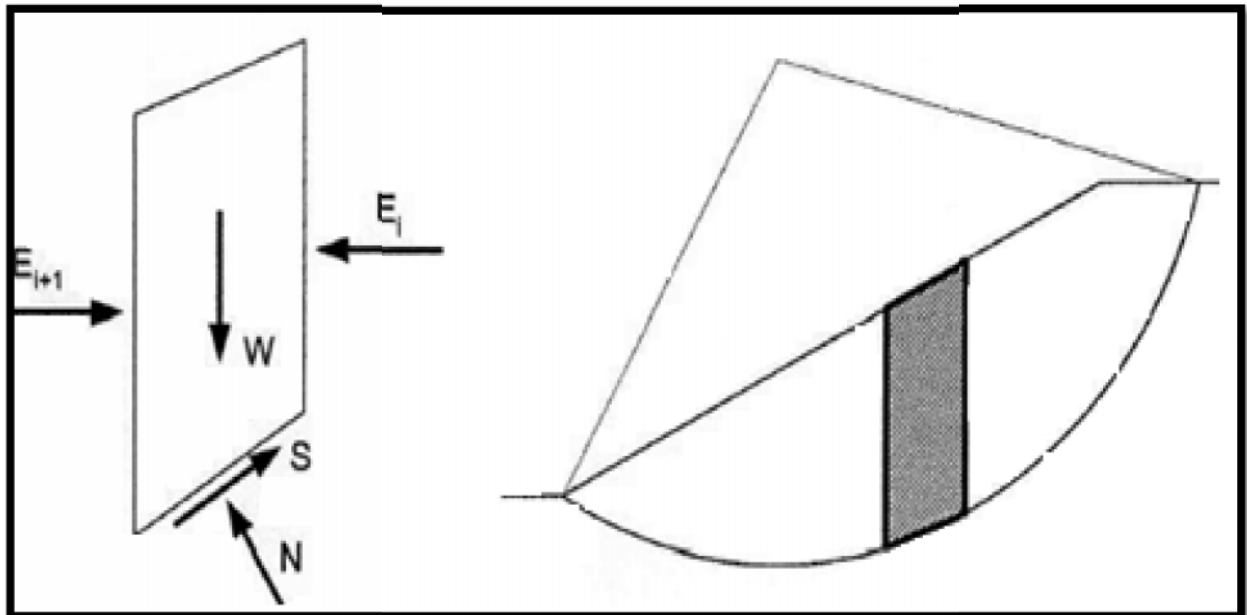


Figure 2.5 : Forces agissant sur une tranche pour la méthode de Bishop simplifiée

2.3.4. Méthode de Janbu simplifiée :

La méthode de Janbu explique l'analyse simple de la surface de glissement, telles que les forces inter tranches qui dérivent de l'expression de N sont négligées. L'expression de la force horizontale d'équilibre :

$$F_s = \frac{\sum [c' \Delta l \cos \alpha + (N - \mu \Delta l) \tan g \Phi \cos \alpha]}{\sum N \sin \alpha + \sum KW + (A_r - A_l) + L \cos \alpha} \quad 2.15$$

Cette solution simple est corrigée par l'introduction d'un facteur de correction f_0

$$F_s = f_0 \cdot F_0 \quad 2.16$$

Le facteur de correction f_0 dépend du terme de cohésion, de l'angle de frottement et de la forme de la structure de glissement

2.3.5. Méthode rigoureuse de Janbu :

Cette méthode diffère de celle de Janbu simplifiée, où les forces inter-tranches sont négligées. L'évaluation des forces inter-tranches se fait par une procédure successive de détermination de moment autour du centre de la base de la tranche [11], telle que la force X_{i+1} devient

$$X_{i+1} = E_{i+1} \tan \alpha_i - (E_{i+1} - E_i) f_{i+1} / b \quad 2.17$$

Où f_{i+1} et α_i sont la position et l'inclinaison par rapport au centre de la base de la tranche.

Les forces horizontales d'inter-tranches ($E_{i+1} - E_i$) (équation (2.17)) sont obtenues par la sommation des forces horizontales et verticales d'équations d'équilibre pour chaque tranche

$$(E_{i+1} - E_i) = [W - (X_{i+1} - X_i)] \tan \alpha_i - S_m / \cos \alpha_i + KW \quad 2.18$$

Les forces d'inter-tranches dépendent de S_m dans l'équation (2.18) et de la valeur du facteur de sécurité F_s déterminé dans l'équation (2.6). On adopte une solution itérative sur la valeur de F_s équation (2.11) jusqu'à l'obtention de la surface de glissement recherchée.

La méthode de spencer suppose que les forces latérale inter-tranches est constante

indépendamment de la tranche considérée ; et que les forces normales sur le fond de la tranche agissent au centre de la base. La méthode de Spencer répond entièrement aux exigences d'équilibre des forces et des moments, tel que

$$\tan \theta = X_{i+1} / E_{i+1} = X_i / E_i = \text{constante}$$

Bien que Spencer (1967) a présenté à l'origine sa méthode pour les surfaces de glissement circulaires, Wright (1969) a prouvé que la méthode pourrait aisément être prolongée aux analyses des surfaces non circulaires de glissement. L'évaluation du facteur de sécurité d'une surface par la méthode de Spencer requiert un processus itératif. L'inclinaison des forces latérales inter-tranches est évaluée à plusieurs reprises jusqu'à ce que toutes les conditions d'équilibre des forces et des moments soient satisfaites pour chacune des tranches et que $F_m = F_s$

2.3.6. Méthode de Morgenstern-Price :

La méthode de Morgenstern-Price suppose que l'inclinaison θ de la résultante des forces latérales inter-tranches varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement. La valeur de l'angle θ est donnée par l'expression suivante.

$$\tan \theta = X / E = f(x)$$

Avec

F : un scalaire constant à déterminer lors du calcul du facteur de sécurité,

$F(x)$: une fonction supposée dépendante de x

X : une distance varie le long de la surface de glissement

Deux cas spéciaux sont mentionnés

- $f(x)=0$ la solution est celle de Bishop simplifiée.
- $f(x)= \text{constante}$, la solution est celle de Spencer.

Les équations d'équilibre de cette méthode sont similaires à celle décrites précédemment, méthode Bishop, Jumbo, Spencer. L'effort de cisaillement inter-tranche par les équations (2.17) et (2.18).

2.3.7. Méthode Suédoise Modifiée (Modified Swedish Method) :

La méthode suédoise modifiée satisfait l'équilibre des forces dans les directions horizontales et verticales. Mais elle ne satisfait pas l'équilibre des moments. Toutes les méthodes d'équilibre des forces sont basées sur les inclinaisons de celle-ci entre les tranches.

Dans la méthode suédoise modifiée, les forces d'inter-tranche peuvent être représentées par deux manières. Dans la première, les forces d'inter-tranche représentent toutes les forces entre les tranches (effort effectifs et les pressions interstitielles). Dans la deuxième, les forces latérales représente les forces effectives sur les frontières d'inter-tranches, et les forces résultante des pressions interstitielles sont considérées comme des forces séparées sur les frontières d'inter-tranches. La valeur calculée du facteur de sécurité sera différente selon l'approche employée

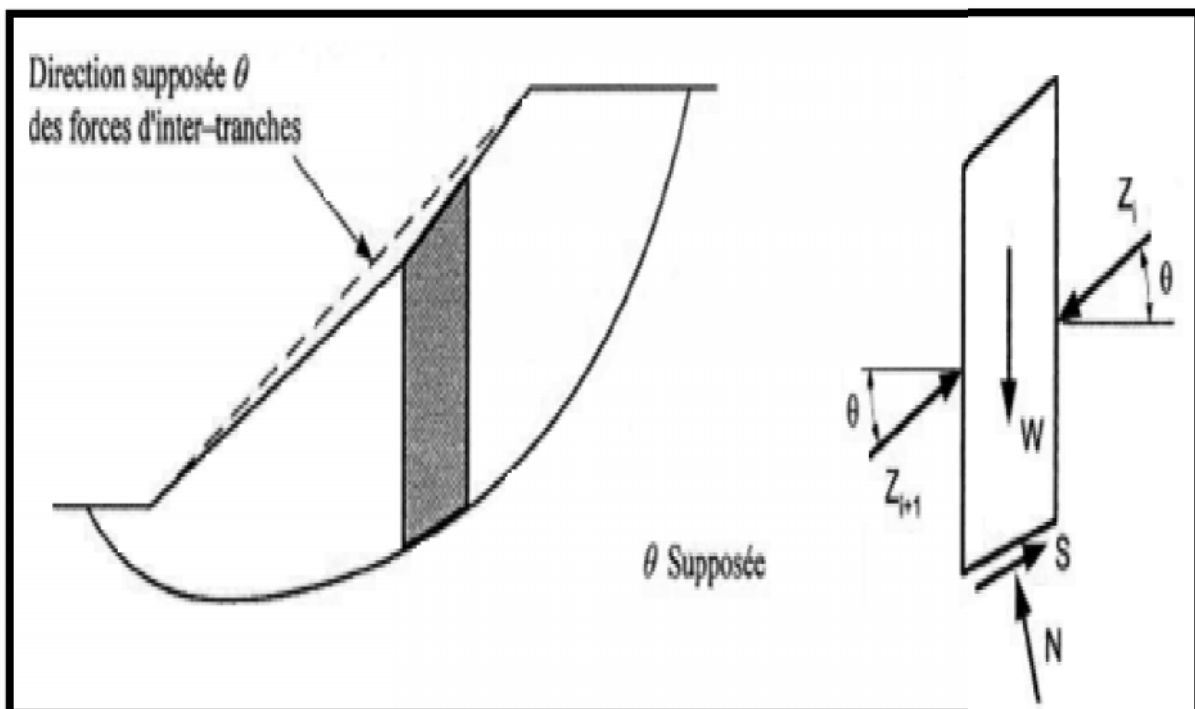


Figure 2.6 Force agissante sur une tranche pour la méthode suédoise modifiée

Le facteur de sécurité est obtenu par supposition de plusieurs valeurs (un procédé itératif), et en construisant le polygone des facteurs de forces pour chaque des vecteurs de forces pour chaque tranche jusqu'à ce que l'équilibre de forces soit satisfait pour toutes les tranches. Les forces agissantes au dessus pour le cas où il n'y a aucune pression interstitielle sont montrées dans la *figure 2.7*.

Les forces comprennent le poids de la tranche W , les forces des cotés gauches et droites de la tranche (Z_i et Z_{i+1}), et les forces normales et de cisaillement sur la base de la tranche (N et S). La force d'inter-tranche, Z_i , représente la force du coté supérieur de la tranche, alors que Z_{i+1} Représente la force du coté inférieur. La force de cisaillement sur le fond de la tranche est

$$\text{exprimée par : } S = \frac{1}{F} (c_D + N \tan \phi_D) \quad \text{Ou} \quad S = (c_D + N \tan \phi_D)$$

tel que

$$c_D = \frac{c}{F} \quad \text{Et} \quad \tan \phi_D = \frac{\tan \phi}{F}$$

En dessinant les polygones de forces illustrés sur une tranche dans la *figure 2.7.b*, on voit que la force c_D agit dans le sens parallèle à la base de tranche, alors que la force F_D agit sous un angle ϕ_D à la normale de la base de la tranche. Les polygones de forces sont construits pour chaque tranche comme le montre la *figure 2.7.d*.

Dans le cas d'une pente qui possède de l'eau externe, la résistance au cisaillement est exprimée en utilisant des efforts effectif *figure 2.8*. On a en plus du premier cas, des forces de pressions interstitielles sur la gauche et la droite de la tranche U_L et U_R , les forces de coté résultantes d'efforts effectifs Z_i et Z_{i+1} , une force additionnelle P et la force résultant de pressions d'eau interstitielles sur la base de la tranche U_b .

Toutes les forces W , U_L , U_R , U_b et P sont des forces connues. Le polygone de cette force connue est représenté par une force résultante simple R *Figure 2.8.c*.

La force R sera verticale s'il n'a aucune infiltration-débit nul-- ; autrement la force, R , sera inclinée de la verticale *Figure 2.8.d*

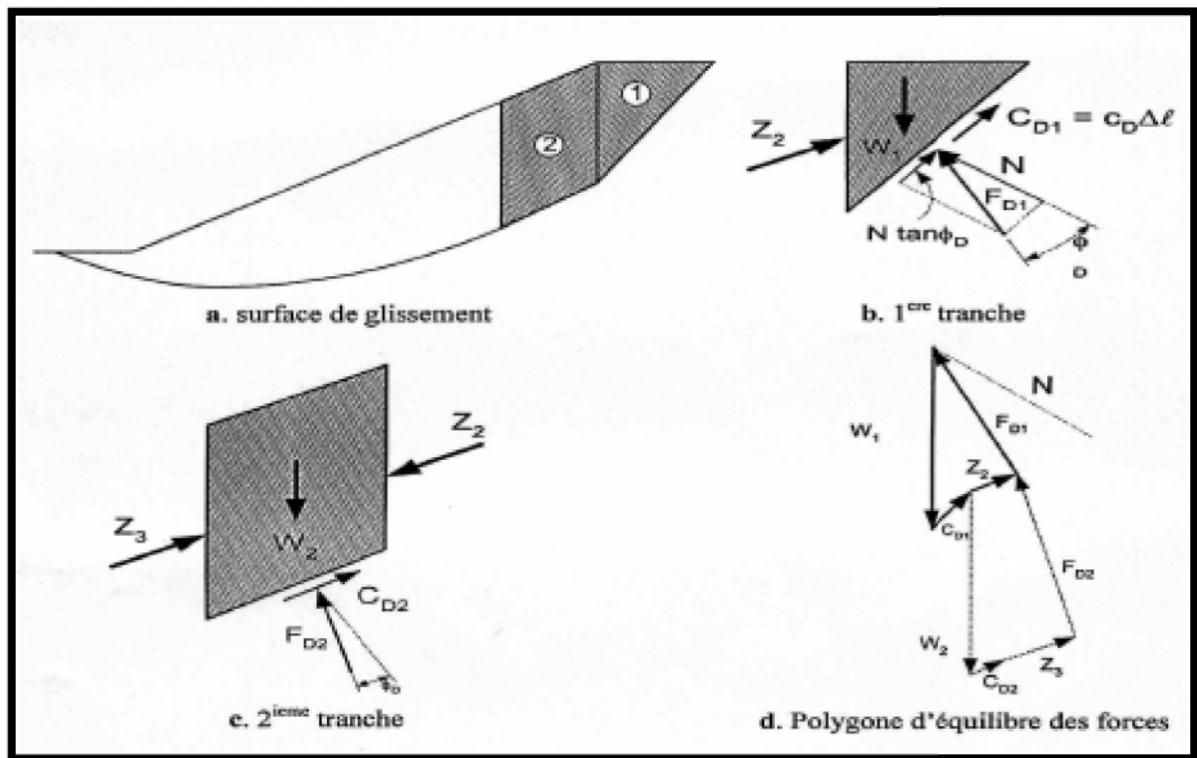


Figure 2.7 Force et polygones des forces agissant sur une tranche

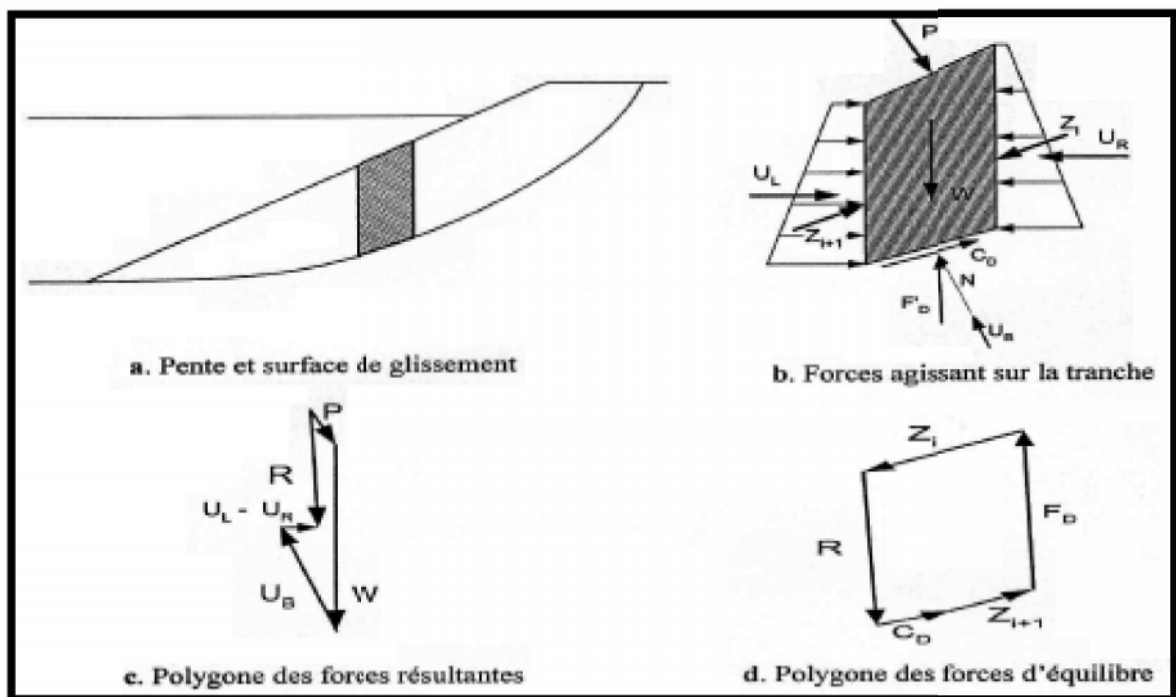


Figure 2.8 Force et polygones des forces agissant sur une tranche avec l'eau externe

La solution numérique pour n'importe quelle méthode d'équilibre de forces (méthode suédoise modifiée), la force latérale du coté de la tranche est calculée en utilisant l'équation suivante, dérivée des équations de l'équilibre vertical et horizontal de forces.

$$Z_{i+1} = Z_i + \frac{C_1 + C_2 + C_3 - C_4}{n_\alpha} \quad 2.19$$

Tel que

$$C_1 = W \left| \sin \alpha - \frac{\tan \phi' \cos \alpha}{F} \right| \quad 2.20$$

$$C_2 = (U_i - U_{i+1}) \left| \cos \alpha + \frac{\tan \phi \cos(\alpha - \beta)}{F} \right| \quad 2.21$$

$$C_3 = P \left| \sin(\alpha - \beta) - \frac{\tan \phi \cos(\alpha - \beta)}{F} \right| \quad 2.22$$

$$C_4 = (c - \mu \tan \phi) \frac{\Delta l}{F} \quad 2.23$$

$$n_\alpha = \cos(\alpha - \theta) + \frac{\tan \phi \sin(\alpha - \theta)}{F} \quad 2.24$$

L'équation (2.19) commence par la première tranche ou $Z_i=0$, ensuite on applique tranche par tranche jusqu'à ce que la dernière tranche soit atteinte. Ici on suppose que les calculs sont effectués à partir du fond de la pente, indépendamment de la direction de la pente.

La force d'inter-tranche Z_{i+1} calculée du coté inférieur de la dernière tranche-orteil de la surface de glissement- devrait être zéro si une valeur correcte a été supposée pour le facteur de sécurité. Si la force du coté inférieur de la dernière tranche n'est pas égale à zéro, une nouvelle valeur est supposée pour le facteur de sécurité et le processus est répété jusqu'à ce que la force du coté inférieur de la dernière tranche soit zéro.

2.3.8. Méthode Sarma (1979) :

La méthode Sarma est basée sur l'équilibre des forces et des moments des tranches individuelles. Les tranches sont créées en divisant la région située au-dessus de la surface de glissement par des plans généralement inclinés-tranche inclinée-. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Le mouvement de translation est le seul autorisé ;
- Les extensions de joints sont illimitées ;
- Les déformations réelles dans les blocs rocheux sont négligeables ;

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est utilisé sur la surface de glissement polygonale et sur les joints entre les tranches inter tranches ;Le facteur de sécurité est supposé le même sur toute la surface de glissement.

La méthode Sarma est adaptée à l'analyse de stabilité d'un milieu non homogène, comme une pente rocheuse fracturée, Il est initialement nécessaire de définir les tranches. Il faut d'abord partir des blocs en contact avec la surface de glissement puis définir les tranches à partir de ces blocs, c'est-à-dire regrouper les blocs de bases avec les blocs situés au dessus. Dans cette situation, nous pouvons imaginer plusieurs états de tranches.

Il est donc nécessaire d'analyser toutes les situations possibles et de choisir la moins stable d'entre elles. Tel que le choix inadéquat de la géométrie des tranches, en particulier de leur inclinaison, peut provoquer des problèmes de forces négatives. C'est un problème particulier pour l'analyse des massifs rocheux car on ne peut pas choisir les tranches comme on le souhaite.

2.3.9. Méthode des cales (The Wedge Method) :

La méthode suppose que la masse coulissante se compose de trois régions *Figure 2.10*, la cale active, le bloc central, et la cale passive, et les forces sur les frontières verticales sont supposées inclinées.

Cette méthode satisfait entièrement l'équilibre des forces dans les directions verticales et horizontales et ignore l'équilibre des moments. Les seules différences entre la méthode des cales et la méthode suédoise modifiée sont les hypothèses pour la forme de la surface de glissement, et probablement les inclinaisons des forces d'inter-tranche entre les cales. Cependant, on suppose parfois que la force d'inter-tranches entre le bloc central et la cale passive est horizontale.

Les solutions pour la méthode des cales sont les mêmes que pour n'importe quelle de ces procédures d'équilibre de forces. Le facteur de sécurité calculé en utilisant la méthode cales est sensible aux inclinaisons des forces latérales. La méthode de cales peut être employée pour examiner les solutions de spencer pour assurer les surfaces non circulaires en trois parties de cisaillement. L'inclinaison latérale des forces est prise comme l'inclinaison latérale des forces trouvée par spencer.

Les mêmes procédures, graphiques ou numériques, employés pour vérifier les calculs exécutés par la méthode suédoise modifiée, peuvent être employées pour vérifier des calculs par la méthode des cales.

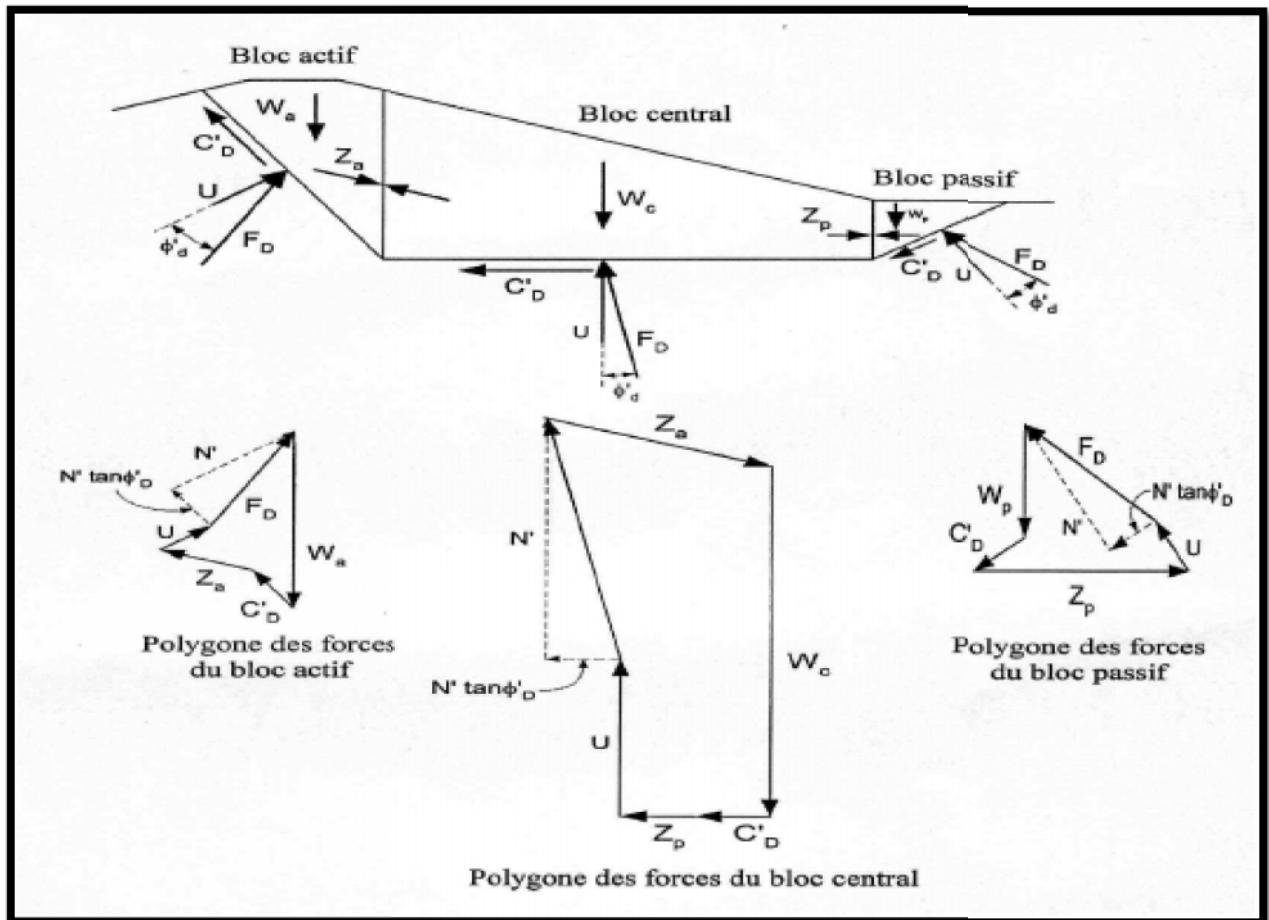


Figure 2.9 Forces et polygones d'équilibre pour la méthode de cales

2.3.10. Méthode de Pente Infinie (The Infinite Slope Method) :

La méthode de pente infinie suppose que la pente est une surface latérale infinie, et que le glissement se produit le long d'une surface plane parallèle à la surface de la pente *figure 2.10*.

Pour des pentes composées de sols de faible cohésion ($c'=0$), la surface critique de glissement sera parallèle à la pente externe sur une petite profondeur $-z = 0$.

Dans cette situation, la surface de glissement est considérée comme une surface circulaire peu profonde avec un rayon très grand qui est proche du mécanisme infini de rupture. Le facteur de sécurité sera identique à celui calculé en utilisant une analyse de pente infinie. Cependant, l'analyse de pente infinie est plus simple et plus facile, et elle devrait être employée pour des pentes en matériaux de faible cohésion.

La méthode de pente infinie est un cas spécial du procédé d'équilibre des forces, avec une tranche. Avec seulement une tranche, deux équations sont disponibles—équilibre horizontal et vertical de forces—et deux inconnus doivent être évaluées, le facteur de sécurité et la force normale sur le la base de la tranche. Ainsi, la méthode est statiquement déterminée.

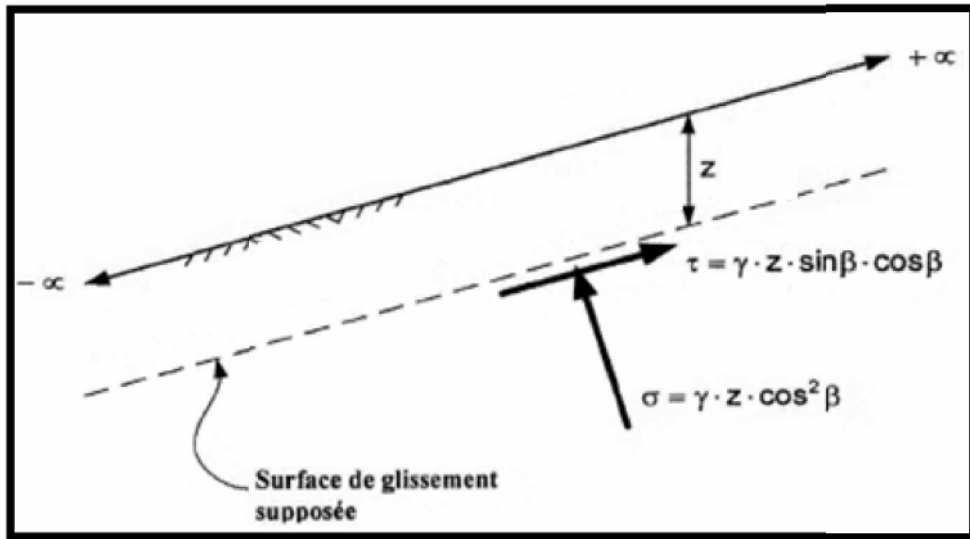


Figure 2.10 Force agissantes pour la méthode de pente infinie

Pour des résistances au cisaillement exprimées en termes d'efforts effectifs et du terme de cohésion nul $c' = 0$, le facteur de sécurité est donné par

$$F = \frac{(\sigma - \mu) \tan \phi}{\tau}$$

Or $\tau = \gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta$

Et $\sigma = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta$

D'où

$$F = \frac{(\cos^2 \beta - r_u) \tan \phi}{\sin \beta \cdot \cos \beta} \tag{2.25}$$

L'équation (2.15) peut aussi s'écrire

$$F = \frac{\tan \phi}{\tan} [1 - r_u(1 + \tan^2 \beta)] \quad 2.26$$

Tel que $r_u = u / z$

Dans le cas spécial de pression d'eau interstitielle ($u=0$; $r_u = 0$) l'équation (2.27) se réduit à

$$F = \frac{\tan \phi}{\tan} \quad 2.27$$

Le facteur de sécurité pour des conditions comportant l'infiltration comme celle représentée sur la *figure 2.11* peut être exprimé comme suit : terme de cohésion nul ; $c'=0$.

$$F = \frac{\gamma - \gamma_w \tan \alpha_s \tan \tan \phi}{\gamma_{sat} \tan} \quad 2.28$$

Avec

α_s = angle entre les lignes d'écoulement et la surface de la pente (*Figure 2.15*)

= l'inclinaison de la pente mesurée à partir de l'horizontale.

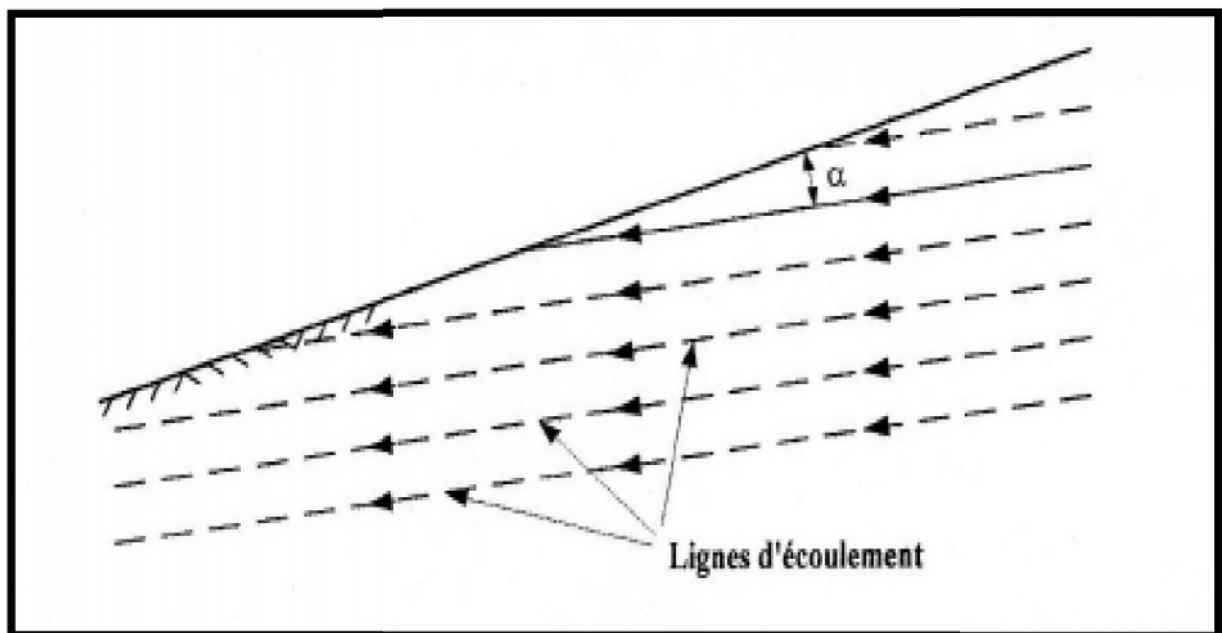


Figure 2.11 Pentes infinies avec des lignes de flux parallèles

2.4. ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL A LA RUPTURE :

En 1977, Fredlund et Krahn ont entrepris une étude de comparaison en déterminant le facteur de sécurité pour différentes méthodes de calcul. L'exemple d'un talus simple a été traité avec plusieurs combinaisons de la géométrie, des propriétés du sol et des conditions piézométriques. Mis à part la méthode ordinaire (méthode de Fellenius), les écarts du calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu de données, n'excèdent pas de plus de 4% pour l'ensemble des méthodes utilisées (Bishop simplifiée, Spencer, Janbu simplifiée, Janbu rigoureuse, Morgenstern et Price). La sensibilité du facteur de sécurité aux hypothèses faites sur les forces inter tranches et pour lesquelles les conditions d'équilibre sont satisfaites, a été examinée. Les facteurs de sécurité dont l'un est lié à l'équilibre des forces horizontales F_m et l'autre aux moments d'équilibre F_s ont été déterminés en utilisant une fonction des forces inter-tranches $f(x)$ constante et sont reportés en fonction du facteur d'échelle sur le graphique ci-après. Le facteur d'échelle se définit par la relation :

$$X/E = f(x)$$

X : composante verticale de la réaction inter-tranche ;

E : composante horizontale de la réaction inter-tranche ;

$f(x)$: fonction définissant la forme de la ligne d'action dans la zone de rupture potentielle,

x étant la coordonnée horizontale;

: paramètre détermine la position de la ligne d'action des forces inter-tranches.

Deux cas ont été étudiés : une surface circulaire et une surface non circulaire. la *Figure* montre que le facteur de sécurité du moment F_m déterminé à partir des moments d'équilibre est relativement insensible aux hypothèses faites sur les forces de cisaillement inter-tranches.

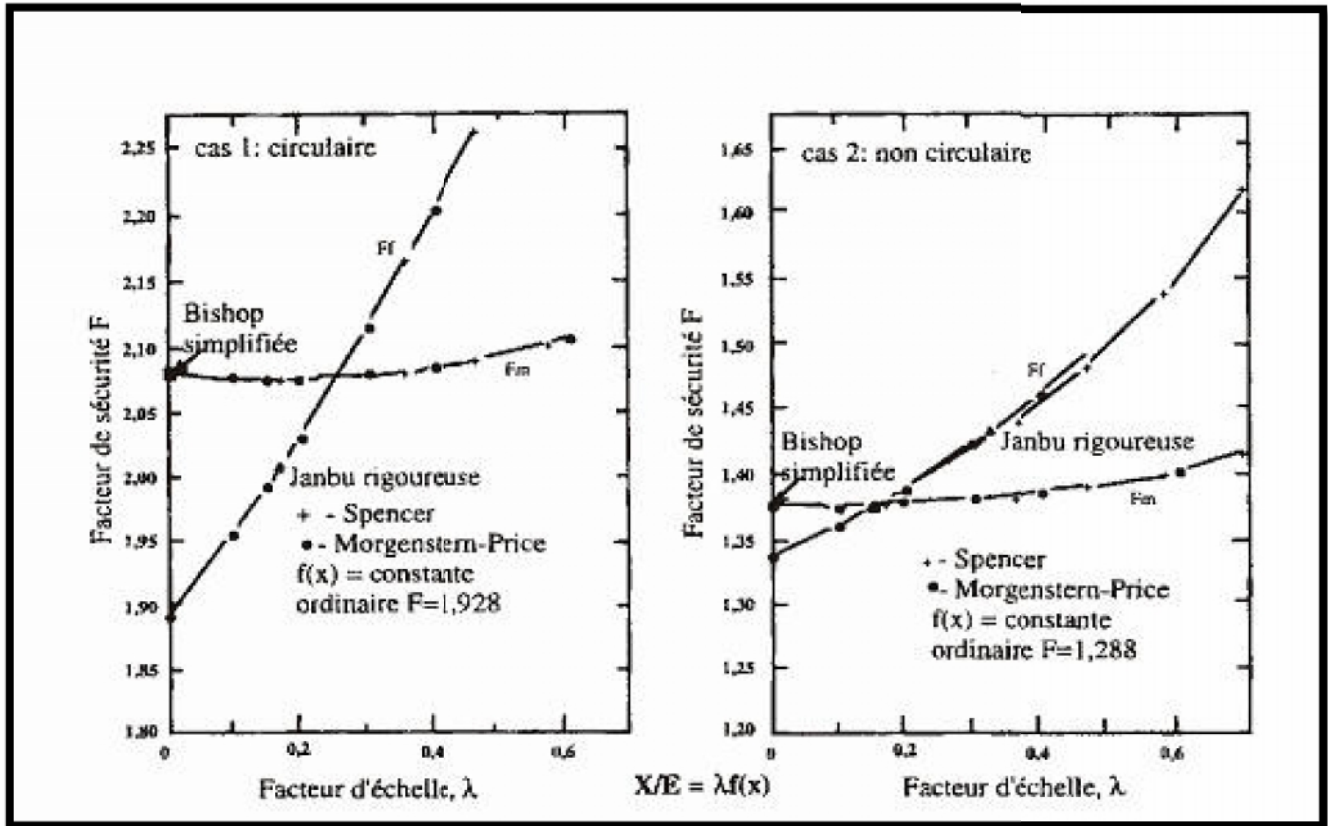


Figure 2.12 la différence du facteur de sécurité entre les deux surfaces
(circulaire, non circulaire)

Dans ces cas là, la différence entre le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop simplifiée et celui obtenu par les méthodes de Spencer et Morgenstern-Price (avec choisi pour satisfaire les forces et les moments d'équilibre), ne dépasse pas 4%. A l'inverse, le facteur de sécurité de la force F_s , déterminé en satisfaisant l'équilibre des forces est très sensible à λ). Par conséquent les méthodes ne satisfaisant que l'équilibre des forces (exemple Janbu simplifiée sans correction, Lowe et Karafiath, etc.) sont moins précises que la méthode de Bishop qui satisfait les moments d'équilibre. Fredlund et Krahn ont aussi démontré que le choix de la fonction $f(x)$ dans la méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité. De cette étude comparative des méthodes d'analyse, on en déduit les points suivants:

- Les méthodes qui satisfont toutes les conditions d'équilibre (forces et moments) telles que celle de Janbu rigoureuse, Spencer, Morgenstern et Price donnent des résultats précis.

- La méthode de Bishop simplifiée qui satisfait uniquement l'équilibre des moments donne des résultats aussi précis que celles citées précédemment sauf dans le cas où la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus.

- Quand la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus, le choix de la méthode doit se faire de telle sorte qu'elle donne une distribution correcte des forces inter tranches.

- Les autres méthodes qui ne satisfont pas toutes les conditions d'équilibre peuvent (méthode ordinaire de tranches) être très imprécises.

- Le facteur de sécurité F_s , déterminé à partir de l'équilibre des forces est plus sensible aux hypothèses faites sur les forces de cisaillement inter-tranches que le facteur de sécurité F_m déterminé par les moments d'équilibre. Pour cette raison, il est préférable d'utiliser une méthode d'analyse où le moment d'équilibre est satisfait (celle de Bishop par exemple)

- Toutes les méthodes sont imprécises dans le cas où un remblai est sur une fondation fortement compressible, car dans cette situation la rupture du remblai ne se fait pas par cisaillement, mais par traction et fissuration.

2.5. CONCLUSION :

Les géotechniciens calculent par habitude le facteur de sécurité pour évaluer la stabilité des pentes en utilisant les méthodes déterministes malgré les différences entre les résultats obtenus- le facteur de sécurité, la surface hypothétique de glissement-, mais l'analyse de la stabilité des pentes obtenue par la méthode d'équilibre limite calcule le facteur de sécurité en se basant sur un ensemble fixe de conditions et de paramètres matériels.

Dans la pratique géotechnique, il ya plusieurs sources d'incertitudes dans l'analyse de la stabilité des pentes, par exemples, incertitudes spatiales (topographie et stratigraphie d'emplacement, etc....) et incertitudes de données d'entrée (caractéristiques du sol, propriétés du sol in situ, etc....).L'analyse déterministe de la stabilité des pentes par le calcul du facteur de sécurité, n'est pas une bonne manière pour considérer la variabilité des paramètres de résistance du sol. Une approche probabiliste complète d'analyse et la conception de pentes, parce qu'elle explique et considère la variabilité des paramètres d'entrée dans le calcul.

L'UTILISATION DE TIRANT D'ANCRAGE POUR LA STABILISATION DES PENTES**3.1. INTRODUCTION :**

De nos jours, l'utilisation de tirants d'ancrage (actifs et passifs) dans le Génie Civil est très répandue pour reprendre soit les poussées du terrain, soit les réactions d'appui de fondations adjacentes aux nouvelles constructions. Les tirants sont réalisés à l'aide d'installations peu encombrantes par différentes techniques d'exécution selon les terrains rencontrés et les buts poursuivis. Ils sont d'un grand support au projeteur et lui permettent de développer des solutions rationnelles et économiquement intéressantes.

Les tirants sont utilisés pour le soutien d'excavations profondes, pour des reprises en sous-œuvre, pour des ponts et viaducs, ainsi que pour d'autres ouvrages du Génie Civil [13]. On les trouve, également, pour stabiliser des éboulis et des glissements de terrain, des parois moulées et des palplanches.

La fonction primaire des tirants consiste dans la transmission à des zones plus profondes des forces et des poussées que la nouvelle structure n'est pas en mesure de supporter de façon temporaire ou définitive. Les objectifs précédents sont atteints par un forage (tubé ou non) d'un diamètre prédéfini dans lequel on introduit un tirant constitué d'une barre ou d'un faisceau de torons en acier, qui agissent solidairement avec le terrain au moyen d'un ancrage obtenu par injection d'un coulis dans la zone adjacente.

Le calcul correct de l'effort de précontrainte des tirants exige une expérience considérable, tant les paramètres à prendre en considération sont variables et multiples. Ces paramètres se réfèrent à la mécanique des sols, ainsi qu'aux propriétés des matériaux utilisés et aux normes en vigueur [16].

Le vaste champ d'application demande la mise en œuvre de différents types d'ancrages: en rocher et en terrains meubles, permanents ou temporaires, retirables ou contrôlables dans le temps.

3.2. DEFINITION DE TIRANTS D'ANCRAGE :

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistant en prenant appui sur la structure à ancrer. Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure à deux ans, permanent dans l'autre cas.

Un tirant peut être actif ou passif

- **Passif** : il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui sollicitent ce dernier. Ce type de tirant n'a, généralement, pas de partie libre. L'armature est le plus souvent une barre en acier, voir en matériau composite.
- **Actif** : il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations de l'ouvrage. L'armature la plus courante est un faisceau de câbles en acier pour précontrainte.

3.3. COMPOSITION DE TIRANTS D'ANCRAGE :

Ils comportent trois parties principales :

3.3.1. La longueur de scellement : qui transmet l'effort au sol à la profondeur définie par l'auteur du projet. La transmission de l'effort s'effectue par le corps d'ancrage réalisé par injection du terrain au coulis de ciment. La longueur de scellement indiquée dans les documents de soumission est choisie par les responsables des études sur la base de valeurs d'expérience ou d'essais antérieurs. La longueur de scellement nécessaire est déterminée sur la base d'essais de traction exécutés préalablement ou au début des travaux d'ancrage. Pour assurer la résistance ultime interne du tirant (transmission de l'effort des torons au coulis d'injection), la longueur de scellement ne doit pas être inférieure à 3 m' ;

3.3.2. La longueur libre : qui permet l'allongement du câble lors de sa mise en tension. Dans le but de limiter les pertes de force d'ancrage au cours de la durée d'utilisation de l'ouvrage, il peut être opportun de choisir une longueur libre supérieure à la longueur théorique calculée. En règle générale, la longueur libre ne devrait pas être inférieure à 7 m.

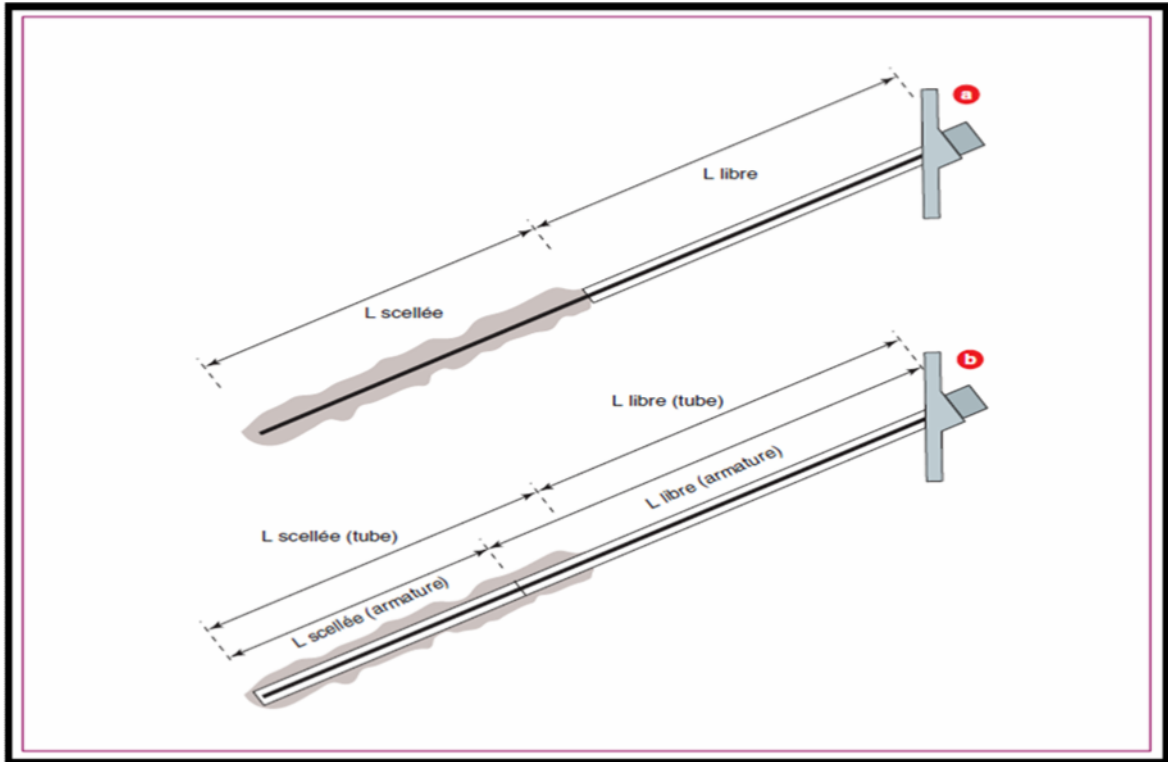


Figure 3.1 Longueur libre et longueur scellée

- Armature directement scellée au terrain.
- Armature scellée dans un tube à l'aide d'un coulis, le tube étant lui-même scellé au terrain.

3.3.3. La tête d'ancrage : Les têtes des tirants d'ancrage sont disposées à l'extérieur ou à l'intérieur de la structure ancrée (voile, poutre ou plaques). Dans ce dernier cas, elles sont soit noyées dans le béton, auquel cas elles sont tout à fait inaccessibles, soit disposées dans des réservations prévues à cet effet. Lorsqu'elles ne sont pas directement noyées dans le béton de la structure, les têtes d'ancrage sont en principe protégées par un capot rempli d'un produit approprié. La tête des tirants d'ancrage, ainsi d'ailleurs que la partie de l'armature directement située sous la plaque d'appui, sont des zones particulièrement exposées aux

risques de corrosion (*Figure 3 .2*).

La tête d'ancrage d'un tirant précontraint est constituée par :

- la tête d'ancrage proprement dite (ancrage actif dont la constitution dépend de l'armature et du procédé de précontrainte retenus), dans laquelle sont bloqués les fils, torons, câbles ou barres qui constituent l'armature ;
- la plaque d'appui, qui transmet l'effort à la structure ancrée et sur laquelle est généralement soudé un tube « trompette » (métallique) destiné à recouvrir l'extrémité de la gaine plastique de protection de l'armature du tirant pour assurer la continuité de cette protection;
- éventuellement un capot ou une coiffe, fixé de façon étanche sur la plaque d'appui, et rempli d'un produit de protection contre la corrosion destiné à protéger la tête d'ancrage.

Les différents produits de protection contre la corrosion qui ont été utilisés sont : des graisses anticorrosives, des cires pétrolières, des mélanges bentonite-ciment [12].

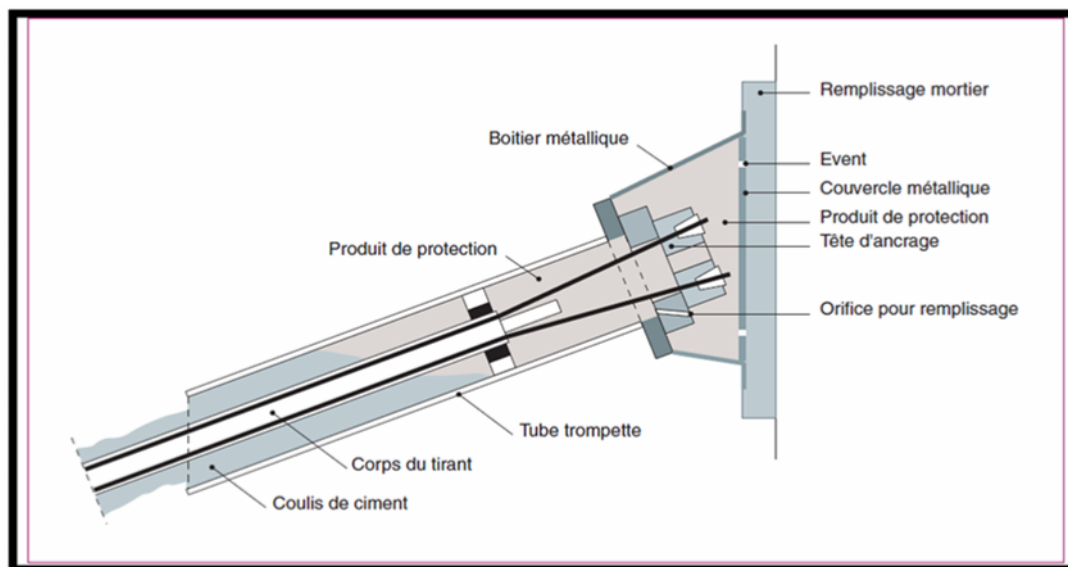


Figure 3 .2 Tête d'ancrage

3.4. TECHNOLOGIE :

La mise en œuvre d'un tirant se déroule en plusieurs phases :

- Réalisation d'un forage, diamètre compris entre 100 et 200 mm, toutes inclinaisons envisageables, au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain.



Figure 3 .3 Réalisation d'un Forage avec une grue



Figure 3 .4 Le forage après la réalisation

- Après nettoyage du forage, substitution du fluide de forage par un produit de scellement, généralement un coulis de ciment fortement dosé.



Figure 3 .5 Nettoyage du forage

- Mise en place de l'armature (barre, torons...). La mise en place se fait avec une grue, un dérouleur, voire à bras d'hommes.



Figure 3 .6 *L'emplacement de tirant*

- Après prise, le scellement peut être injecté sous pression avec un coulis de ciment. Divers systèmes coexistent pour conduire cette injection en fonction du terrain et de l'entreprise. Le procédé le plus courant est celui utilisant un tube à manchettes.



Figure 3 .7 *L'injection de coulis*



Figure 3 .8 *Les manchettes*

- Après un délai de 1 à 7 jours suivant le type de terrain et le produit de scellement utilisé, mise en précontrainte avec un vérin et cachetage de la tête d'ancrage par un capot.



Figure 3.9 Le capot de la tête d'ancrage

3.5. TYPES DE TIRANTS :

3.5.1. Tirants permanents :

On appelle tirants permanents ceux dont la fonction doit être remplie pendant toute la durée d'utilisation de l'ouvrage. Ils sont conçus en conséquence et font l'objet de dispositions spéciales, principalement en matière de protection contre la corrosion et d'isolation électrique

3.5.2. Tirants temporaires :

On appelle tirants temporaires ceux dont la fonction est limitée dans le temps, en règle générale ne dépassant pas 2 ans. Les tirants provisoires mis en place dans un milieu agressif ou soumis à un niveau critique de courants vagabonds doivent être traités comme des tirants permanents. Des dispositions spéciales en matière de protection contre la corrosion doivent également être prises pour les tirants provisoires dont la durée d'utilisation peut être supérieure à 2 ans.

3.5.3. Tirants d'essais :

On appelle tirants d'essai des tirants spéciaux destinés à être soumis préalablement ou au début des travaux d'ancrage à des essais de traction ayant pour but de fournir les éléments

nécessaires au dimensionnement des tirants, en particulier la valeur de la résistance ultime externe R_a atteignable dans la zone donnée du sol et la longueur de scellement nécessaire.

3.5.4. Tirants de contrôle :

On appelle tirants de contrôle et tirants de mesure des tirants sur lesquels on procède à des observations et à des mesures sur une longue période. Les mesures de la tension résiduelle des tirants de contrôle sont effectuées à l'aide d'un vérin vissé sur le filetage extérieur du bloc d'ancrage et celles des tirants de mesure se font par l'intermédiaire d'une cellule prévue à cet effet.

3.5.5. Tirants de contrôle réglable :

On appelle tirants de contrôle réglable des tirants qui permettent aussi bien une mise en tension à une valeur supérieure qu'une détente partielle ou totale.

3.6. PROTECTION DES TIRANTS CONTRE LA CORROSION :

3.6.1. Mesures de protection :

Des dispositions constructives spécifiques ainsi que l'utilisation de produits adéquats, permettent de garantir une protection contre la corrosion efficace, durable, et adaptée aux exigences liées aux conditions d'exécution de chaque ouvrage.

Les tirants permanents sont protégés sur toute leur longueur par une gaine lisse sur la longueur libre et ondulée sur la longueur de scellement. Ce système de gainage maintient le tirant dans un milieu parfaitement clos et isolé. De surcroît, l'espace compris entre les torons et la gaine est injecté au coulis de ciment qui remplit tous les vides, ce qui empêche la circulation d'un éventuel agent agressif et crée, en outre une atmosphère basique.

La zone des têtes d'ancrage fait l'objet de soins particuliers garantissant, grâce à une parfaite étanchéité, une protection efficace contre toute agression extérieure ainsi qu'une excellente continuité avec le gainage de la longueur libre.

Le degré de protection contre la corrosion des tirants temporaires doit être adapté à leur durée d'utilisation ainsi qu'au milieu ambiant. De ce fait, il est impératif que, dans la phase de mise en soumission, l'auteur du projet fixe la catégorie de protection contre la corrosion qui est nécessaire sur la base des définitions suivantes :

3.6.1.1. Protection poussée : s'appliquant à tous les tirants permanents de même qu'aux tirants temporaires mis en place dans un milieu agressif ou soumis à un niveau critique de courants vagabonds.

3.6.1.2. Protection limitée : s'appliquant aux tirants temporaires (en règle générale, durée d'utilisation ne dépassant pas 2 ans).

3.6.1.3. Pas de protection spéciale : dans le cas de tirants dont la durée d'utilisation est inférieure à 6 mois et dont la défaillance n'aurait que des conséquences minimales, sans préjudice pour la sécurité publique.

3.7. VERIFICATION DE LA PROTECTION CONTRE LA CORROSION :

Le degré d'isolation d'un tirant précontraint permanent peut être vérifié par des mesures de résistance électrique en usine, après sa fabrication, et sur chantier, après sa mise en place, après son injection primaire, après réinjection, avant et après l'épreuve de mise en tension, ainsi qu'après l'exécution des mesures de protection et d'isolation de la zone de la tête d'ancrage, c'est-à-dire une fois terminé.

Ces mesures sont obligatoires dans tous les cas d'utilisation de tirants permanents (protection poussée contre la corrosion). En outre, de telles mesures, réalisables à n'importe quel moment de la vie du tirant permettent, même après de nombreuses années de service, de contrôler le pouvoir isolant de l'enveloppe du tirant et donc de tirer des conclusions sur la permanence de la protection contre la corrosion de la dite enveloppe [14]. Elles constituent un moyen de contrôle non destructif, simple et efficace et elles se déroulent en principe de la manière suivante :

• **La mesure I** :est exécutée à l'aide d'un instrument de mesure de l'isolation électrique. Elle permet de vérifier la résistance électrique entre l'armature de traction en acier et la tête du tirant d'une part et, d'autre part, le sol et la structure ancrée ; Le tirant est conforme aux exigences relatives à la protection poussée contre la corrosion.

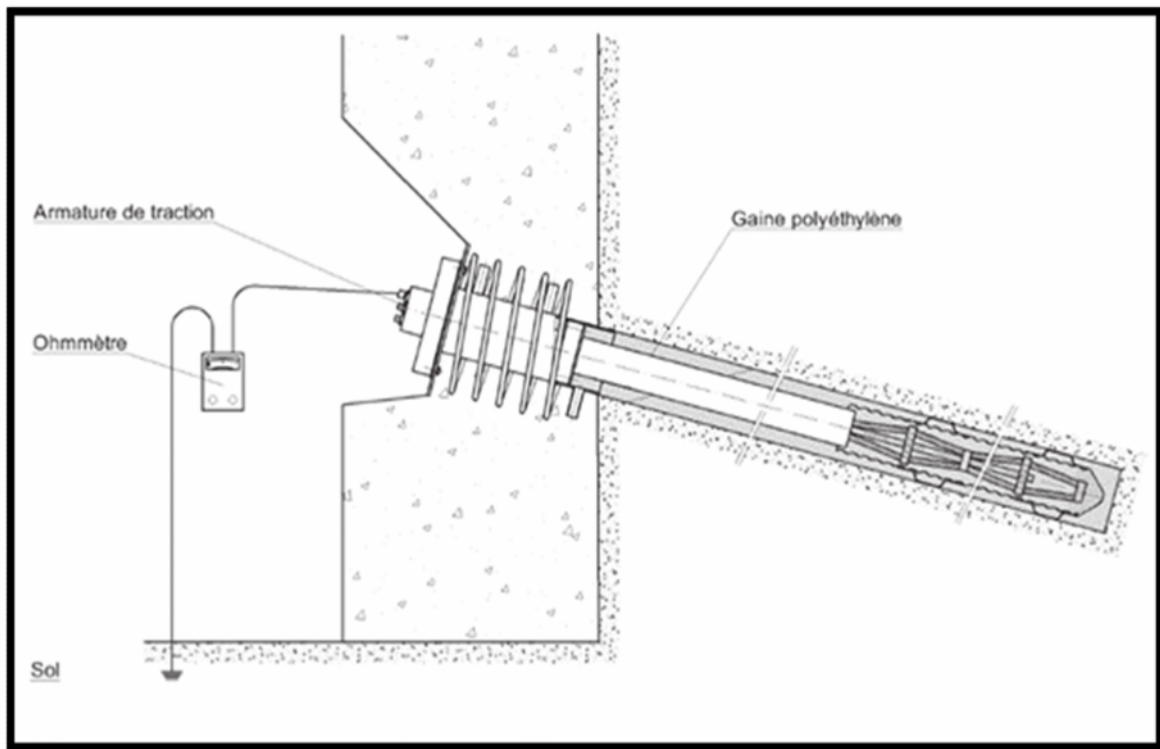


Figure 3 .10 Mesure de résistance électrique sur tirant tendu

• **La mesure II** :est exécutée à l'aide d'un instrument de mesure de mise à terre à 4 pôles. Elle permet de vérifier la résistance électrique entre la tête du tirant et les armatures de la structure ancrée.

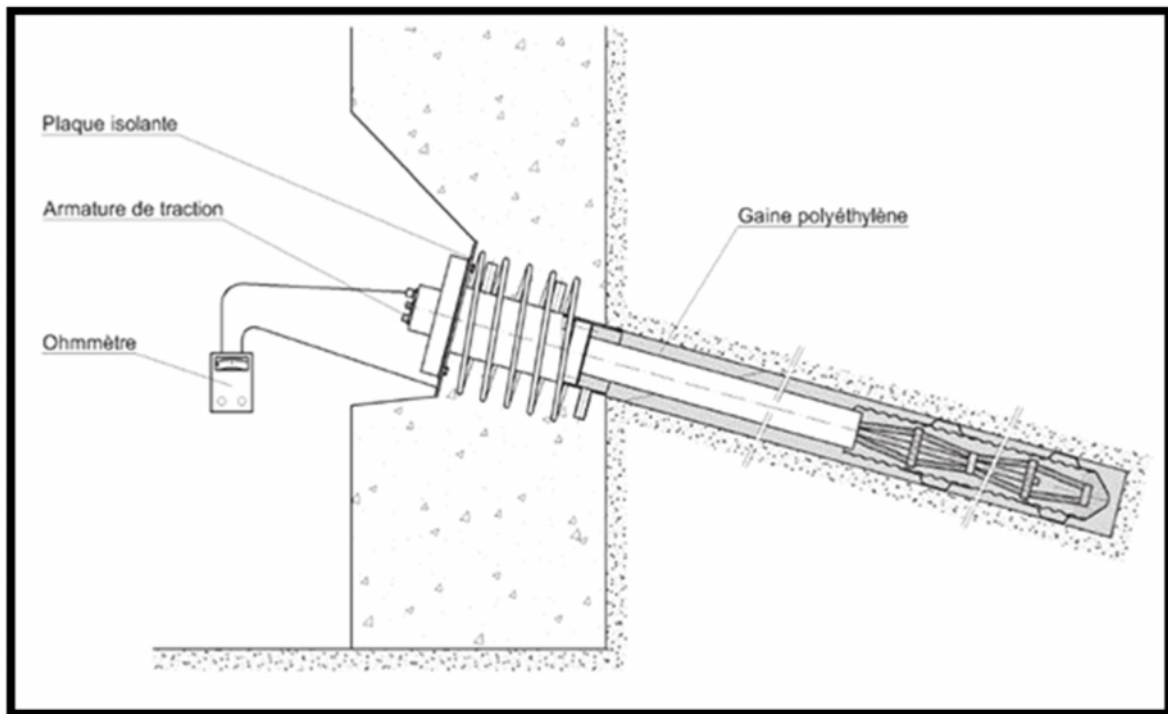


Figure 3 .11 *Mesure de résistance électrique*

3.8. TENSION DANS LES TIRANTS :

D'une manière générale, il ne sera pratiquement jamais possible de contrôler la tension dans un tirant d'ancrage définitif si cette éventualité n'a pas été initialement prévue.

Les moyens de contrôle de la tension peuvent être regroupés en deux catégories:

- Ceux sollicités en permanence, de type cale dynamométrique ;
- Ceux sollicités au moment de la mesure de la tension (têtes filetées permettant le pesage du tirant au moyen d'un vérin annulaire).

Il existe également de nouvelles méthodes non destructives, encore en développement, dérivées des méthodes physiques pour l'auscultation des fondations; à partir de la réponse à une sollicitation mécanique de la tête du tirant, elles en déduisent une mesure d' « impédance » qui permet de déterminer sa tension et sa longueur [9].

Dans certains cas de têtes de tirants non accessibles et avec de fortes présomptions de corrosion, on pourra être amené à faire réaliser des fouilles derrière le parement pour dégager

les tirants et procéder à un examen visuel, éventuellement mettre en œuvre des moyens de contrôle in situ (mesure de tension, de corrosion) et prélever des échantillons pour examen en laboratoire.

La réalisation de fouilles derrière une structure ancrée par tirants précontraints est toutefois une opération très délicate à réaliser (risque de rupture brutale du tirant, rupture locale de la structure qui ne trouve plus dans le sol la réaction nécessaire, etc.), à laquelle on ne pourra recourir que très exceptionnellement, à préparer avec soin et à réaliser avec prudence par des spécialistes ou avec leur assistance.

**EFFET DE L'UTILISATION D'UN TIRANT D'ANCRAGE SUR LA STABILITE DES
PENTES (CALCUL AVEC LOGICIEL PLAXIS)**

4.1. INTRODUCTION :

La modélisation numérique en géotechnique a pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception.

4.2. MODELISATION NUMERIQUE :

4.2.1. Présentation du site:

Le projet que nous avons étudié, consiste en un mur de soutènement situé au niveau du contournement sud passage de Massinissa wilaya de Constantine, Algérie.

4.2.2. Problématique :

La reconnaissance effectuée sur le site de Massinissa montre l'existence d'amples glissements concernant les talus amont et aval de la route selon l'étude de confortement menée au niveau du contournement sud- passage de Massinissa-

L'origine des glissements peut être à la conjugaison de nombreux phénomènes parmi lesquels on peut citer :

- Les terrassements menés sur des pentes dont la stabilité se trouve à l'équilibre limite ;
- Les remblais routiers ont été mis en oeuvre sur un terrain en pente, dont le manque d'ancrage et le mauvais compactage seraient des facteurs aggravants ;
- Un assainissement défectueux qui se traduit par une collecte défailante des eaux ;
- les tentatives de stabilisation mécanique au moyen de palplanches ont été inefficaces.

4.2.3. La Solution :

La solution développée pour la stabilisation des talus situés entre le km 0+866.98 et le Km 1+139.00 réside dans la construction d'un mur en béton armé (Mur M 3) le long du bord de la voie, présentant une section transversale en « L » et une longueur d'environ 266ml, dont le dimensionnement a été établi de manière à assurer une stabilité locale du talus aux états limites de renversement et de glissement.

Afin que la tension sur le terrain de fondation ne dépasse pas la contrainte admissible, on adopte des pieux en béton armé, de 0,80 m de diamètre et 9.00, 12.00, 15.00, et 18.00 m de long, disposés avec un écartement de 2.00 et 3.00 m.

La stabilité globale du talus est assurée par des tirants d'ancrage précontraints disposés à la base du mur entre deux pieux successifs et dont les longueurs peuvent être de 21.00, 24.00, 27.00, 30.00 m avec des scellements de 9.0 m

L'extrados du mur est remblayé au moyen de sols sélectionnés et convenablement compactés. Ces derniers sont sous-jacents au corps de chaussée de la route. Le talus aval de la route sera reprofilé et comportera un réseau de drainage du massif sous forme de caniveaux et de rigoles disposés le long du bord de la route ; d'un autre côté l'assainissement du mur M3 est assuré par un dispositif de drainage comportant essentiellement :

- des rigoles de drainage implanté à la base du mur,
- à l'extrados du mur d'une couche de drainage et de geodren 300(géotextile).
- ainsi que de barbacanes de forme carrée 90 disposées tous les 3.00 ou 4.00 m au pied du mur.

4.2.4. Phase d'exécution :

Les tâches suivantes sont citées ci-après à titre indicatif et ne constituent, en fait, que des éléments d'orientation dans la planification des travaux qui doit impérativement compte des conditions ou difficultés rencontrées au cours de la réalisation de l'ouvrage.

1. Préparation des accès et assemblage du chantier ;
2. Enlèvement et nettoyage des terres déplacées ;
3. Enlèvement du revêtement existant de la route ;
4. Création d'une plateforme de travail pour l'exécution du mur ;
5. Exécution des pieux ;
6. Exécution du mur ;
7. Exécution des chapiteaux des ancrages avec renforcement des armatures,
8. Exécution définitive des tirants d'ancrage ;
9. Réalisation du système de drainage tel que présenté plus haut ainsi que des boîtes de transition.
10. Exécution des remblais en sols sélectionnés à l'extrados du mur, suivi de la structure de la route telle que définie par le profil en travers type adopté. Remplacement du terrain à l'intrados du mur sur la semelle du mur ;
11. Reprofilage du talus aval de la route, selon les plans des talus et drainage, mis en oeuvre des dispositifs de drainage superficielle, notamment caniveaux, rigoles et manilles de drainage ainsi que des boîtes de transition ;
12. Traitement esthétique final (si nécessaire) des surfaces de béton apparent.

4.3. DEVELOPPEMENT DU MODELE NUMERIQUE :

4.3.1. Création de la géométrie du modèle :

La fenêtre du PLAXIS-Input programme est utilisée pour la représentation de la géométrie du modèle numérique sous forme de combinaison de points, de lignes et de clusters. Sur la base de ces trois types de composants, la géométrie du modèle numérique est créée dans la fenêtre PLAXIS –Input, la Figure 4.1 montre le graphique final de la géométrie du modèle numérique et de ces conditions aux limites.

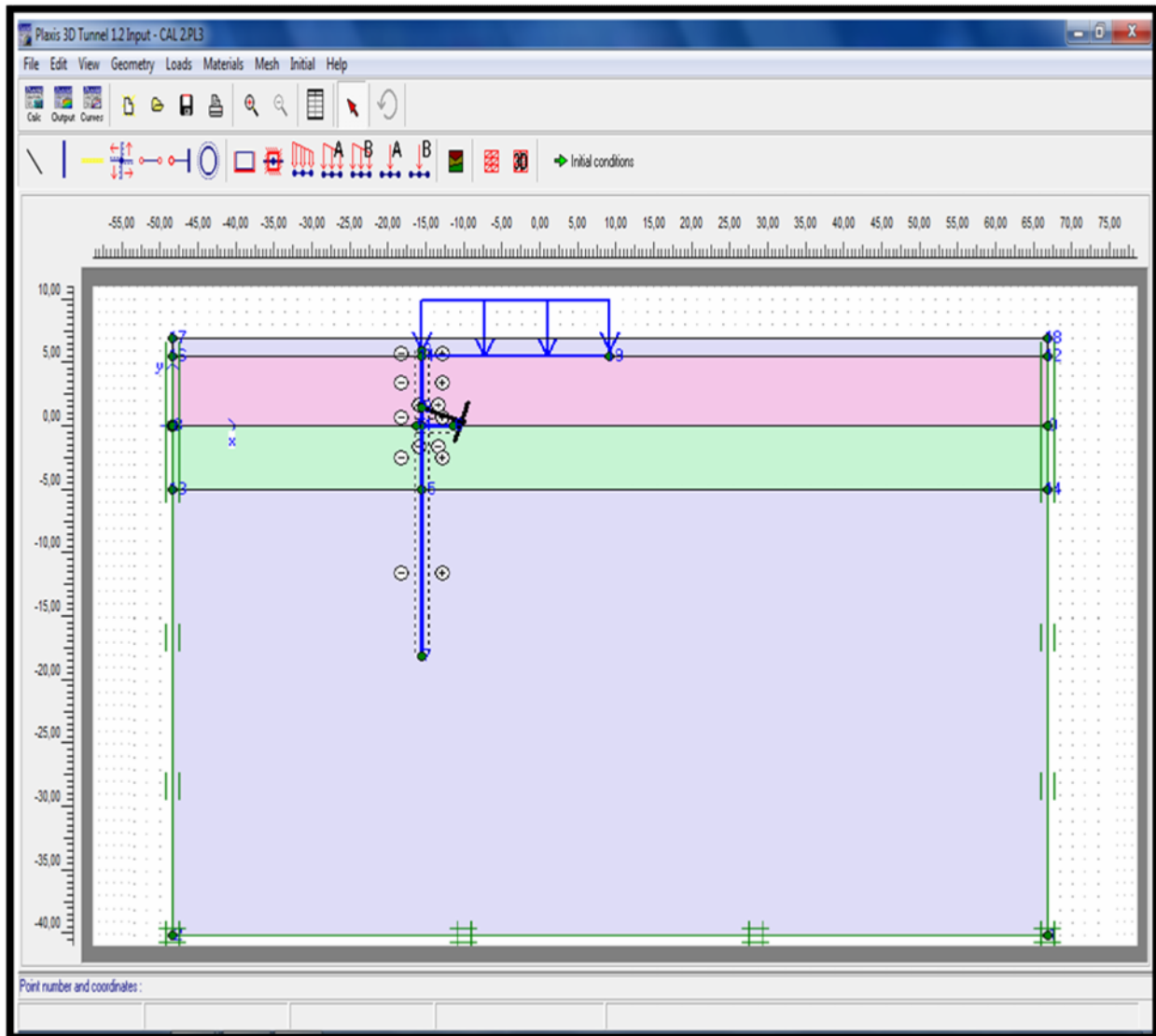


Figure 4.1 Modèle Numérique – PLAXIS-Input

4.3.2. Production du maillage des éléments finis :

Le modèle de référence se fait au moyen d'éléments triangulaires de 15 nœuds, donnant un nombre total de 1845 éléments, 6040 nœuds et 11070 points de contraintes. Une maille typique d'élément fini du modèle numérique développé est présentée dans la Figure 4.2. La Figure 4.3 montre les points de contraintes dans le modèle, et la Figure 4.4 montre les nœuds.

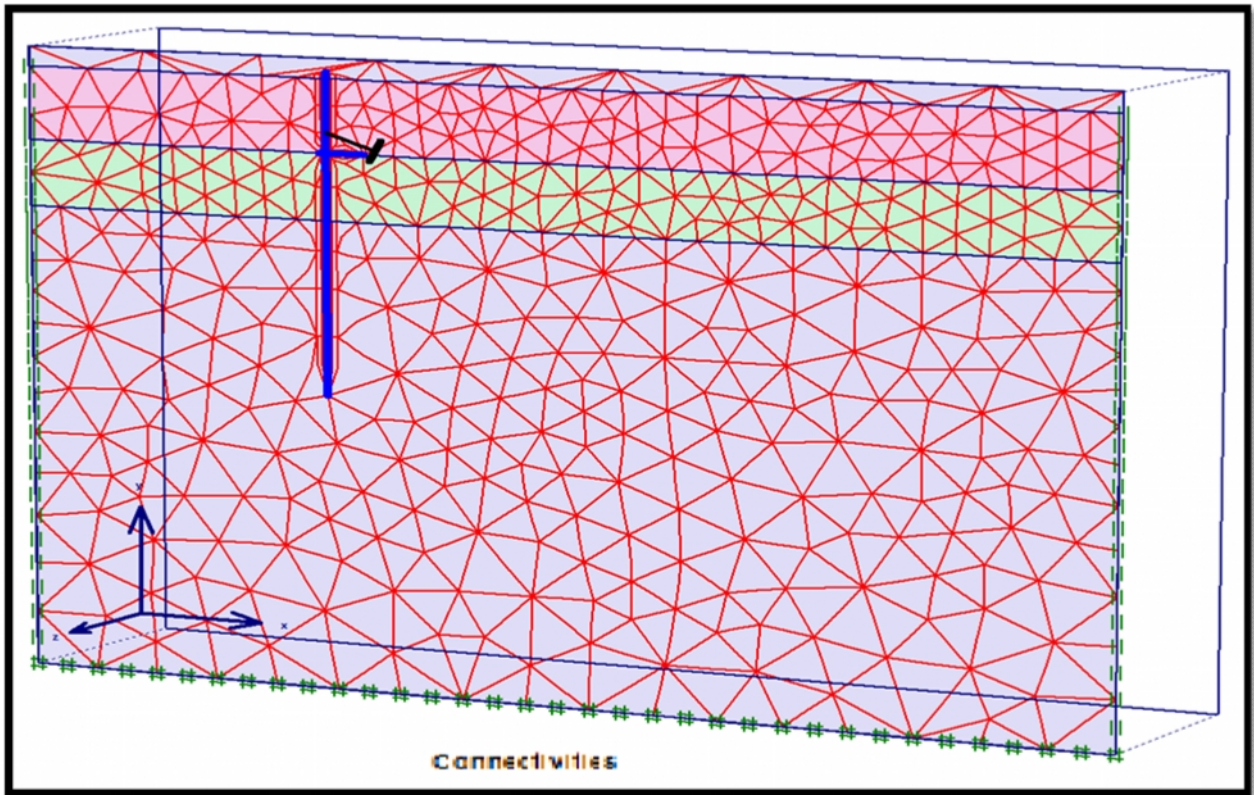


Figure 4. 2 Maille d'éléments finis typiques et conditions limites de déplacement

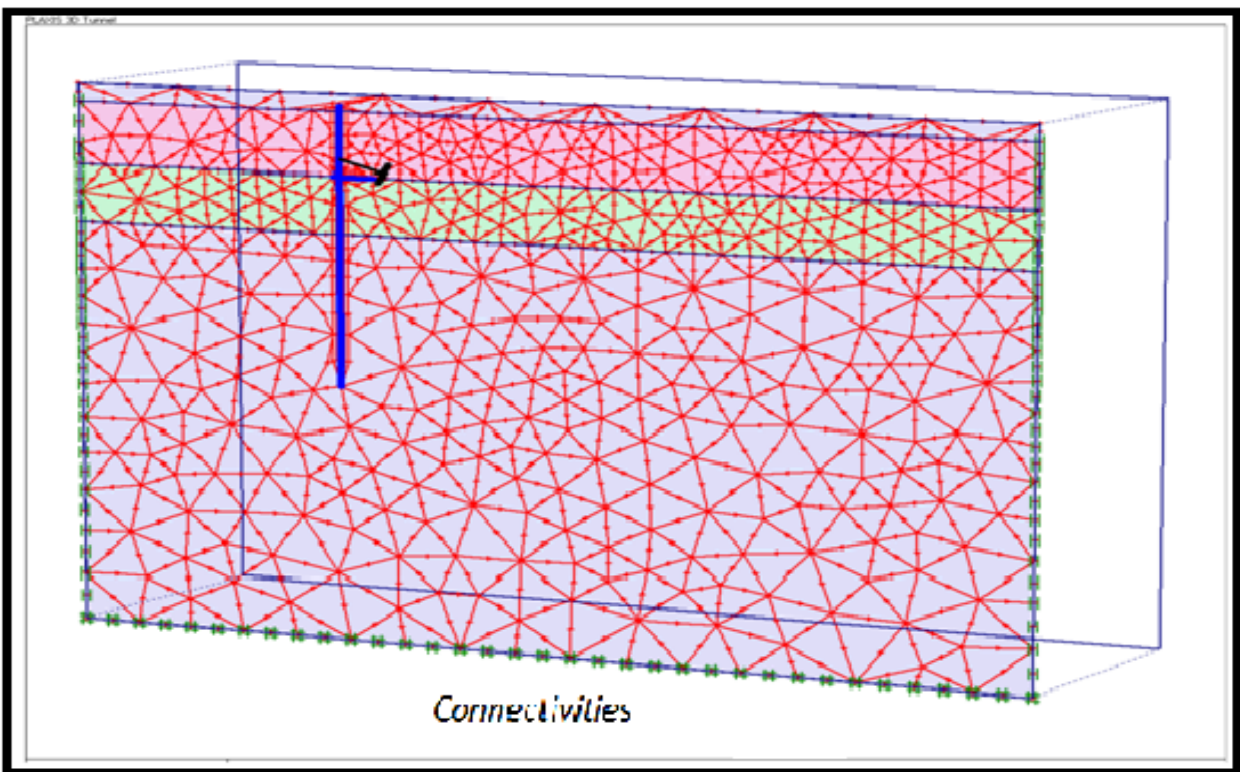


Figure 4. 3 Points de contraintes du modèle numérique

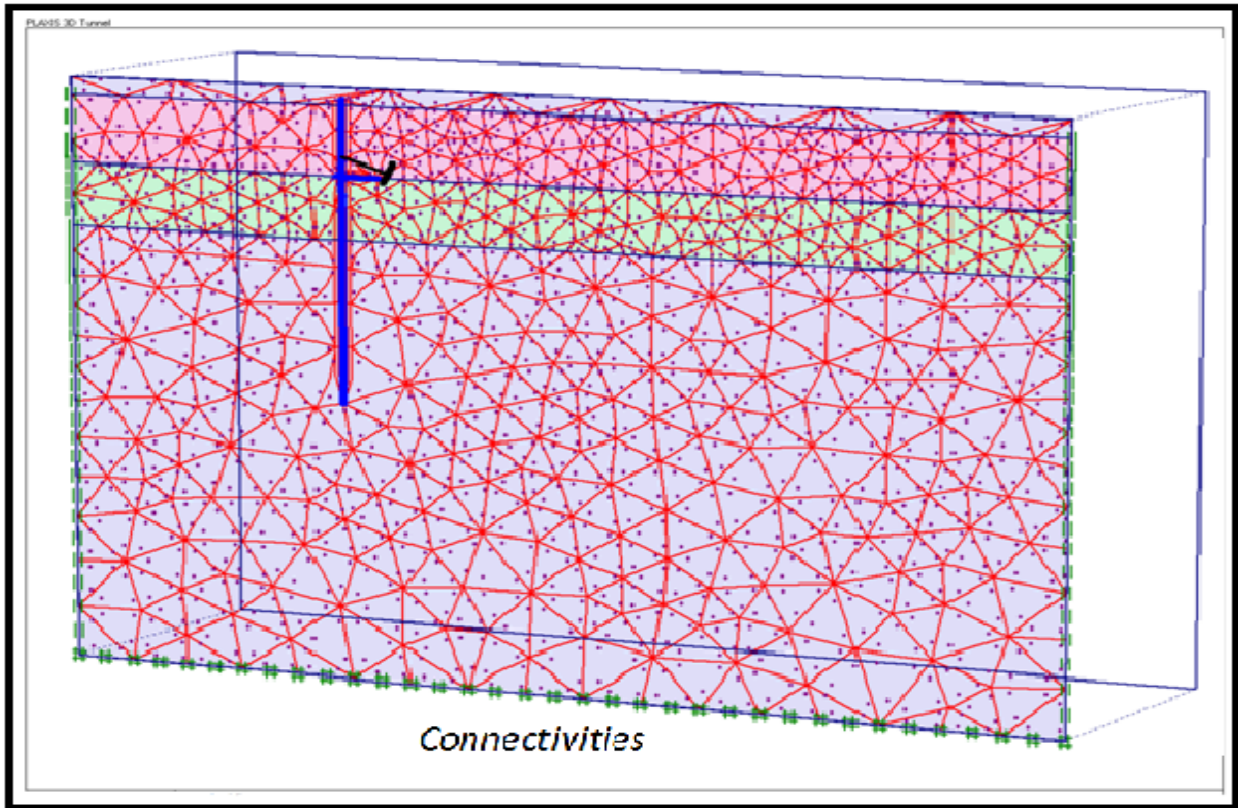


Figure 4. 4 Nœuds du modèle numérique

4.3.3. Modélisation du sol :

La modélisation du comportement du sol coté amont et aval est très importante dans l'analyse et la conception du mur de soutènement. Dans la présente analyse numérique, la modélisation du sol s'est faite sur la base du modèle constitutif appelé: modèle de Mohr-Coulomb (ou modèle élasto-plastique) [3] ; qui comporte cinq paramètres caractéristiques de base du sol : le module de Young, E , le coefficient de Poisson, ν sont représentatifs de l'élasticité du sol, l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion c sont représentatifs de la plasticité du sol, ψ est un paramètre qui représente la dilatance du sol. Le modèle de Mohr - Coulomb est considéré comme un modèle de première approximation du comportement du sol, et recommandé pour

les analyses primaires des problèmes géotechniques. Les paramètres de modélisation du sol utilisés dans la présente analyse sont présentés dans le tableau 4.1:

Tableau 4.1 Paramètres de modélisation du sol

N°	NOM	TYPE	γ_{unst} [KN/M ³]	γ_{sat} [KN/m ³]	ν [-]	E_{ref} [KN/m ²]	c_{ref} [KN/m ²]	ϕ [°]	ψ [°]
1	Remblais	dernier	20	20	0,2	3400	4,7	20	00
2	Argile Brun	dernier	20	20	0,2	2200	04	20	00
3	Argile Marneuse	dernier	18	20	0,3	2700	20	15	00

4.3.4. Modélisation du mur:

La rigidité du mur est représentée au moyen de sa rigidité flexurale notée EI et la rigidité normale notée EAs, où As et E représentent respectivement la section transversale et le module de Young du mur de béton armé [3]. Du rapport de EI et EAs résulte selon la formule ci-après une épaisseur équivalente de la poutre, notée (deq) :

$$d_{eq} = \sqrt{12EI/EAs} \quad (4.1)$$

Les paramètres de modélisation de l'élément du mur sont présentés dans le tableau 4.2 :

Tableau 4.2 Paramètres de modélisation du mur

N°	NOM	TYPE	EA [KN/m]	EI [KNm ² /m]	W [KN/m ²]	ν [-]
1	Fondation	élastique	2,625E8	1,367E8	312	0,2
2	Mur de S	élastique	4,0163E7	5,04E5	47,8	0,2

4.3.5. Modélisation du pieu :

Les paramètres de modélisation de l'élément « pieu » sont présentés dans le tableau 4.3:

Tableau 4.3 Paramètres de modélisation du pieu

N°	NOM	TYPE	EA [KN/m]	EI [KNm ² /m]	W [KN/m ²]	ν [-]
1	PIEUX	élastique	1,055E7	4,22E5	226	0,2

4.3.6. Modélisation de l'interface :

La rugosité de l'interface est modélisée par le choix d'une valeur convenable du facteur de réduction des efforts à l'interface (R_{inter}). Ce facteur relie les caractéristiques de l'interface (frottement de la paroi et adhérence) aux caractéristiques du sol (angle de frottement et cohésion) [3]. Dans notre cas on a pris comme valeur de $R_{inter} = 0,7$. La distribution des nœuds et des points de contraintes dans l'élément d'interfaçage et la connection avec les éléments du sol sont illustrés par la *Figure 4. 5*.

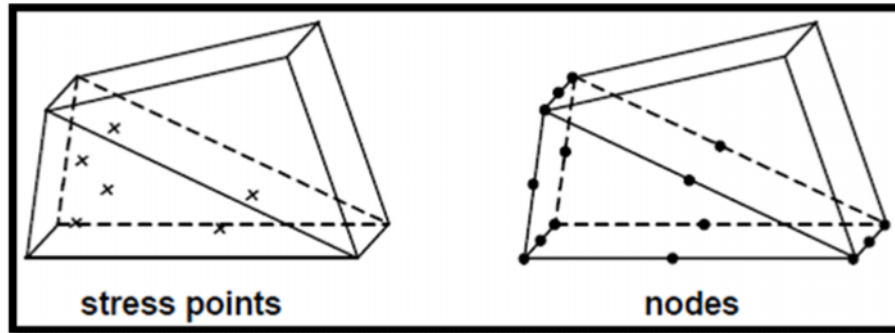


Figure 4.5 Distribution des noeuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments du sol.

4.3.7. Modélisation des tirant d'ancrages :

Selon le code PLAXIS les systèmes d'ancrages sont modélisés comme suit :

Élément nœud à nœud ; Ancrage à tête fixe –qui correspond à notre cas-.

Tableau 4.4 Paramètres de modélisation du tirant d'ancrages

Type d'ancrage	Type de matériau	EA	Ls
	[-]	[KN]	[m]
Ancrage a tête fixe	Élastique	3,25 E+8	3

4.4. FINALISATION DES CALCULS :

Dans la procédure Load advancement ultimate level, sélectionnée pour cette analyse, le calcul s'interrompt lorsque l'un des trois critères suivants est vérifié :

- Le nombre maximal d'étape additionnelles 'additional calculation steps' est atteint;
- La totalité du chargement spécifié est appliquée;

- Une charge de rupture est atteinte. La rupture est considérée comme effective quand la charge appliquée diminue en magnitude dans deux étapes successives du calcul.

Une fois le calcul terminé, la liste des phases de calcul est mise à jour, et le message correspondant apparaît dans la fenêtre log info box. un calcul réussi est indiqué dans la liste par un marquage vert. Un exemple de liste de calcul mise à jour est montré dans la *Figure 4.6* :

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	First	Last	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	3D Plastic	Staged construction	1	12	0
✓ <Phase 2>	2	1	3D Plastic	Staged construction	13	15	0
✓ <Phase 3>	3	2	3D Plastic	Staged construction	16	17	0
✓ <Phase 4>	4	3	3D Plastic	Phi/c reduction	18	47	0

Figure 4.6 Fenêtre de calcul réussi des phases de calcul

4.5. RESULTATS NUMERIQUES :

On s’intéressera à deux types de résultats : les déplacements et coefficient de sécurité.

Nous allons donner les résultats de la dernière phase seulement.

4.5.1. Déplacement du sol :

4.5.1.1. Déplacements totaux :

La *Figure 4.7* montre les déplacements totaux du sol, sous forme de déplacements vectoriels totaux $|u|$ calculés aux niveaux des nœuds du modèle à la fin des phases de calcul, tracés dans un graphe de géométrie non déformée.

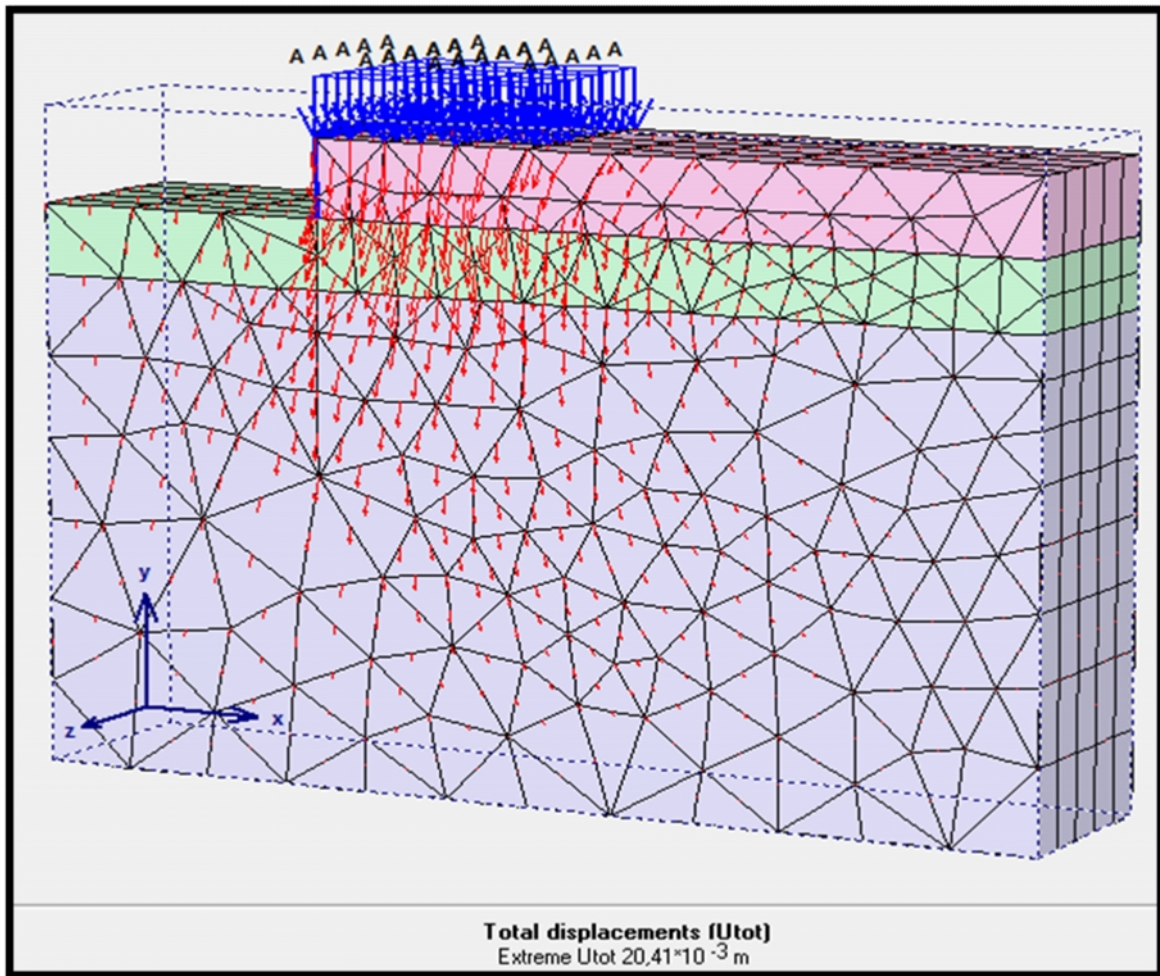


Figure 4.7 Déplacements totaux.

Le déplacement total de la masse du sol est aussi montré dans la *Figure 4.8*, en ombré à 15 intervalles, couvrant des marges de déplacements allant de $-2,400 \cdot 10^{-3}$ m au $22,000 \cdot 10^{-3}$ m.

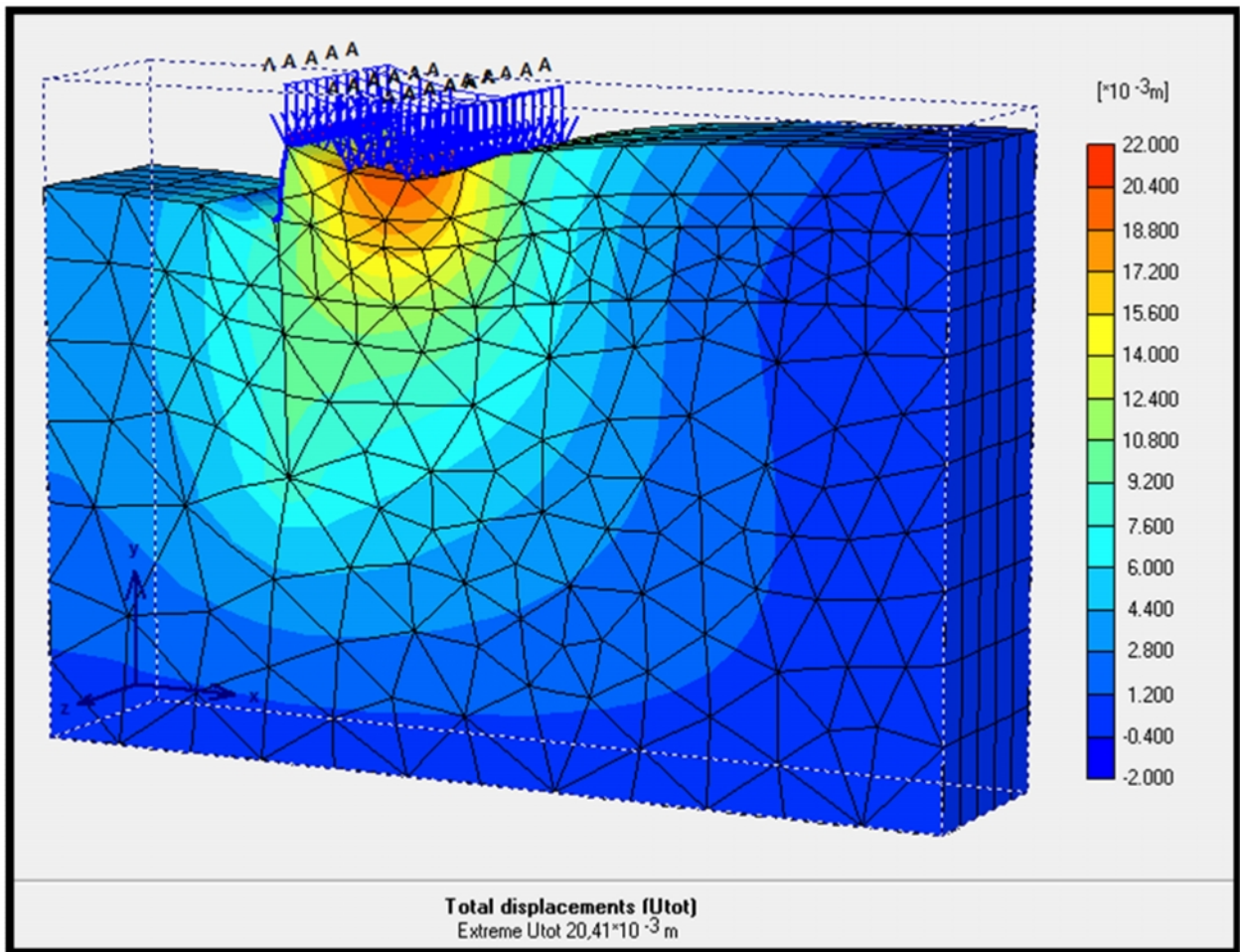


Figure 4.8 Déplacement totaux du sol

4.5.1.2. Déplacements verticaux :

Les déplacements verticaux de la maille, correspondent à la composante verticale calculée u_y du déplacement total, sont présentés en ombré à 15 intervalles, couvrant des marges de déplacements allant de $-22,000 \cdot 10^{-3}$ m au $2,000 \cdot 10^{-3}$ m dans la Figure 4.9. Avec un vertical maximum de $u_y = -20,16 \cdot 10^{-3}$ m.

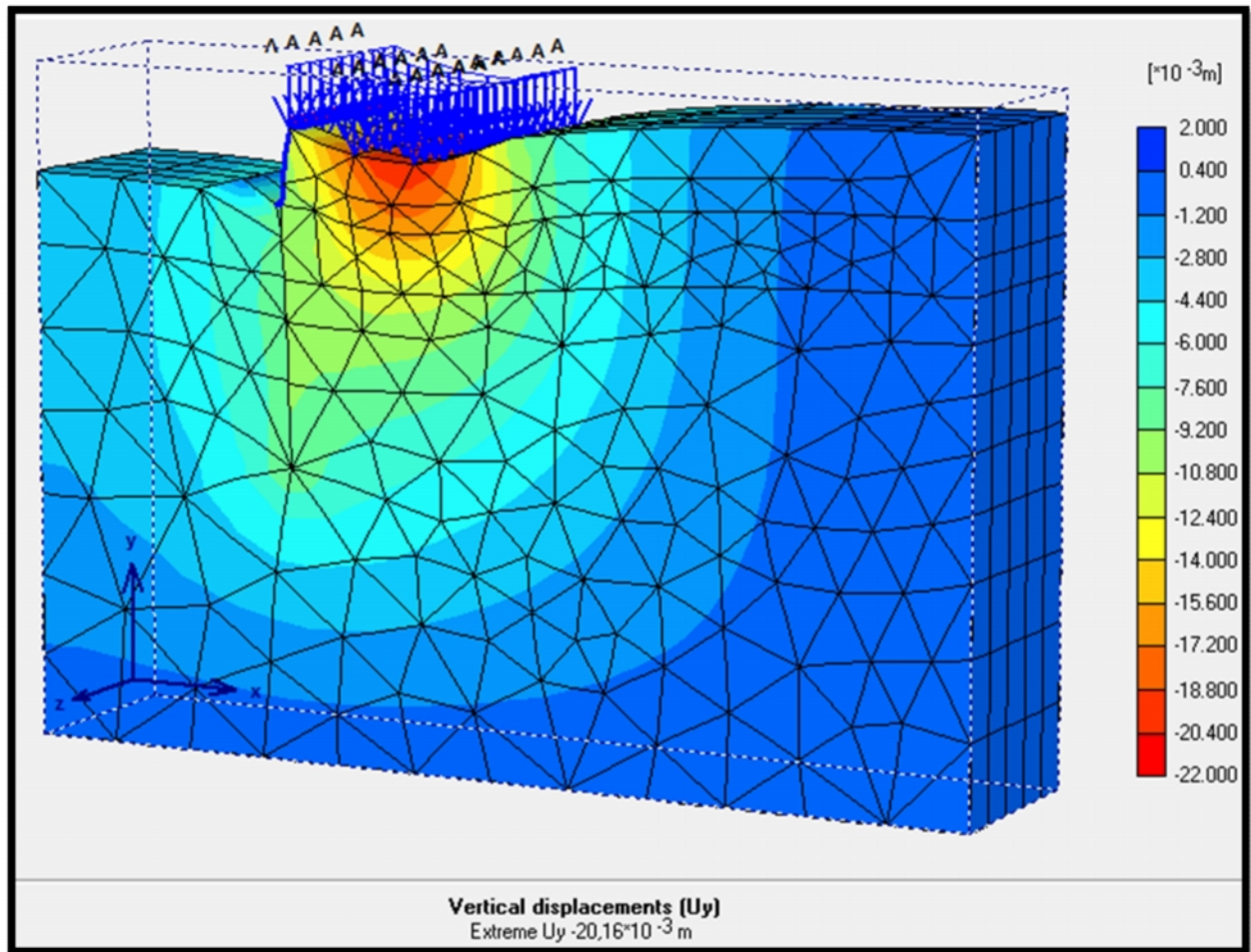


Figure 4.9 Déplacement verticaux du sol

4.5.1.3. Déplacements horizontaux sens x:

Les déplacements horizontaux de la maille, correspondent à la composante horizontale calculée u_x du déplacement total, et sont présentés en ombré à 15 intervalles, couvrant des marges de déplacements allant de $-6,000 \cdot 10^{-3}$ m au $2,000 \cdot 10^{-3}$ m dans la *Figure 4.10*. Avec un déplacement horizontal maximum de $U_x = -5,97 \cdot 10^{-3}$ m.

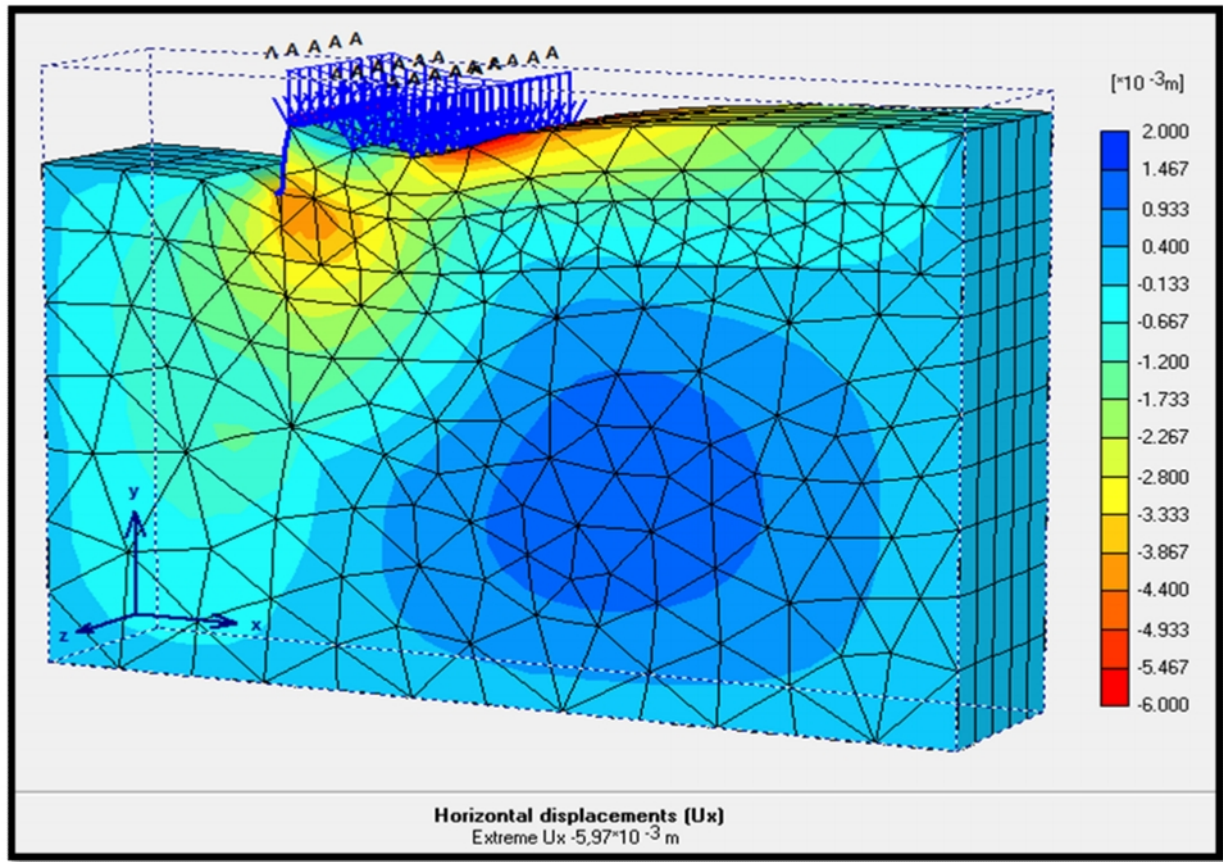


Figure 4.10 Déplacements horizontaux sens x

4.5.1.4. Déplacements horizontaux sens z :

Les déplacements horizontaux de la maille, correspondant au composant horizontal calculé u_z du déplacement total, sont présentés en ombré à 15 intervalles, couvrant des marges de déplacements allant de $-0,600 \cdot 10^{-6}$ m au $0,600 \cdot 10^{-6}$ m dans Figure 4.11. Avec un déplacement horizontal maximum de $U_z = -558,43 \cdot 10^{-9}$ m.

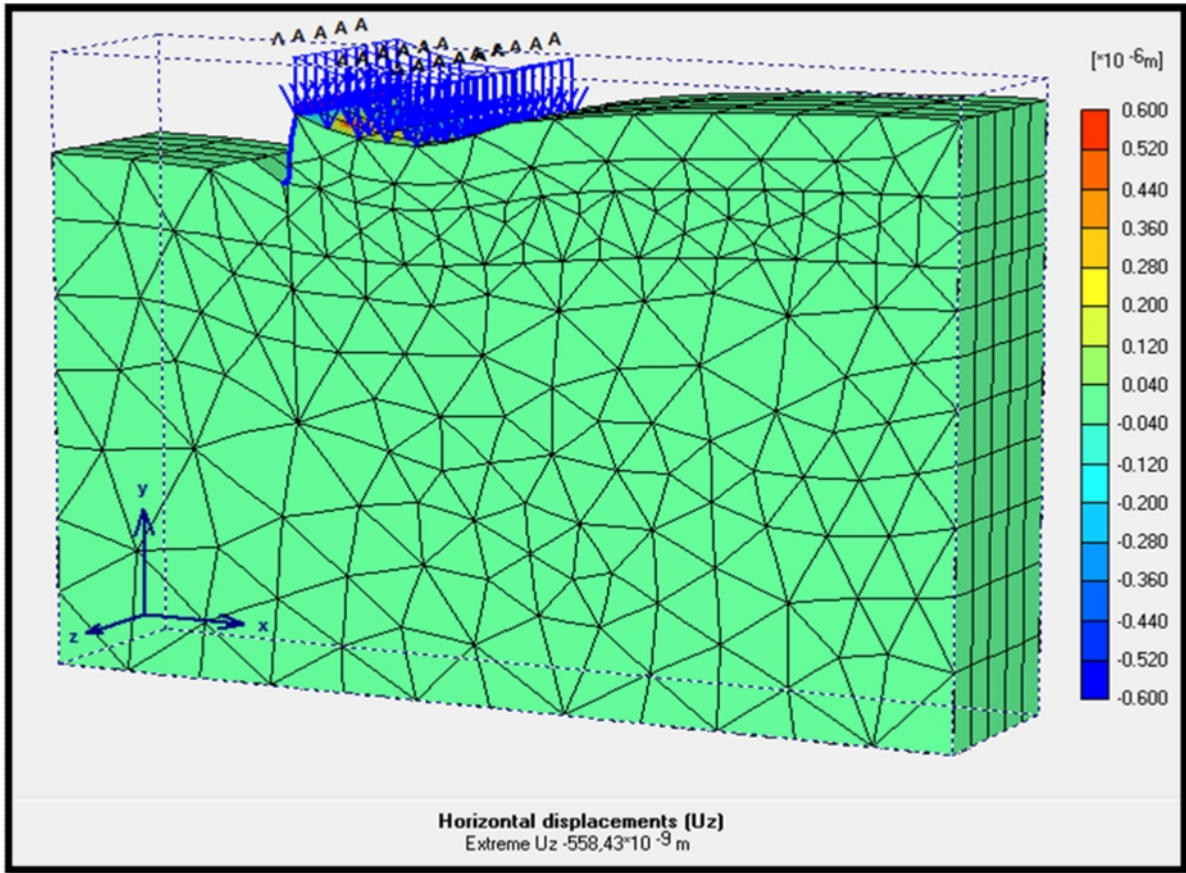


Figure 4.11 Déplacements horizontaux du sol sens z

4.5.2. Coefficient de sécurité:

La valeur finale du coefficient de sécurité est égale 1,5075

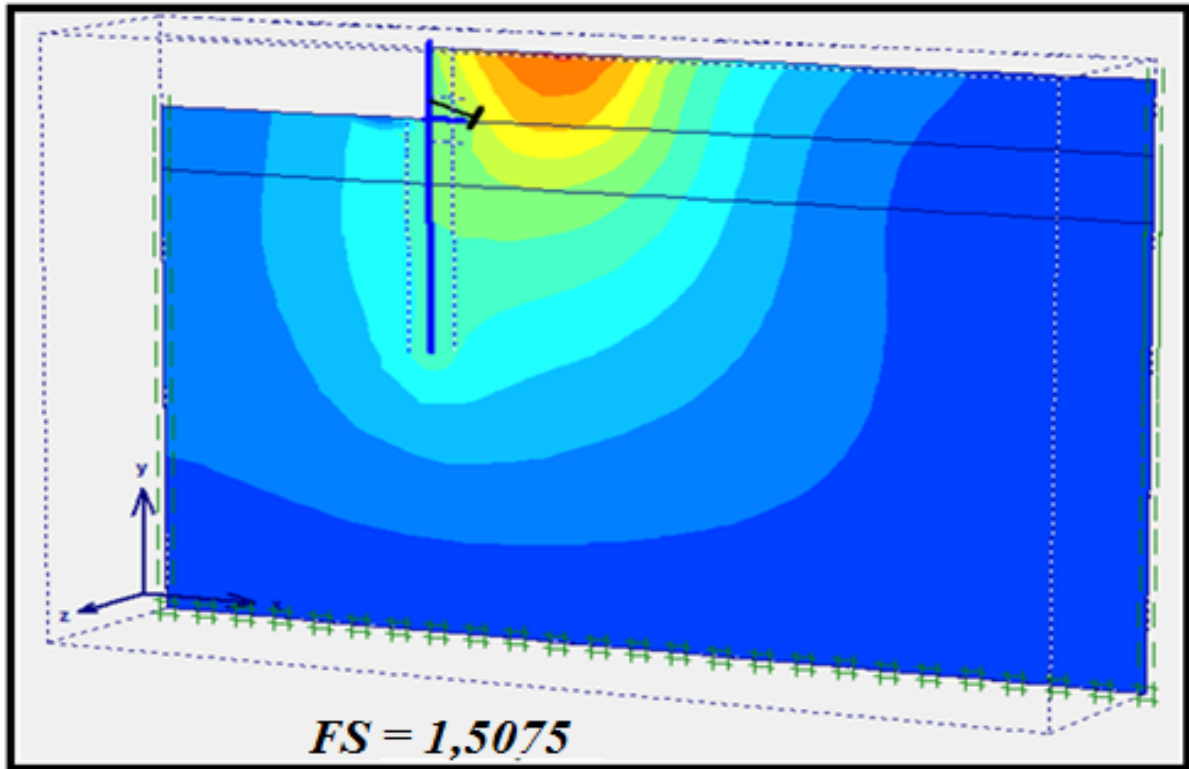


Figure 4.12 Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité

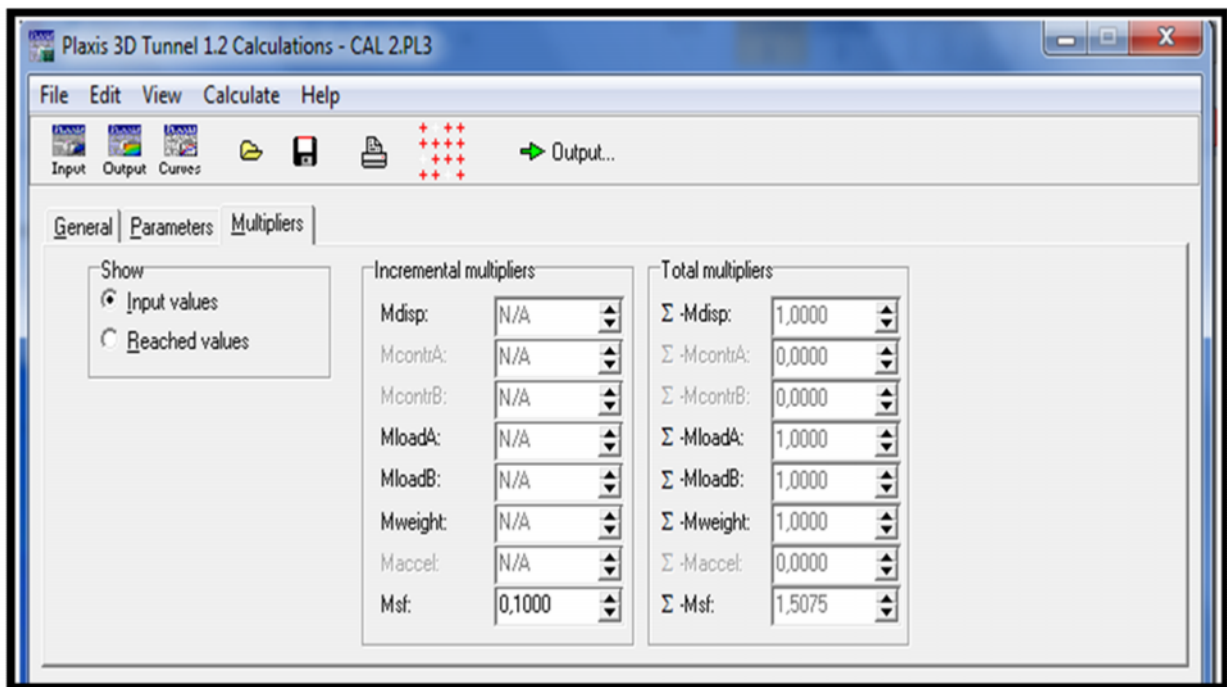


Figure 4.13 la valeur du coefficient de sécurité

4.6. VALIDATION DU MODELE NUMERIQUE :

Les résultats du calcul par le biais du logiciel PLAXIS, ainsi que les déplacements réels et le coefficient de sécurité de projet adopté sont mentionnés dans le tableau suivant.

Tableau 4.5 Résultats de calcul

Déplacements et FS	U tot [mm]	Ux [mm]	Uy [mm]	Uz [mm]	FS [-]
Résultats					
<i>Résultats mesurés réellement</i>	18,9	-	-	-	1,54
<i>Résultats calculés avec PLAXIS</i>	20,41	05,97	20,16	55,8 .10⁻⁵	1,5075

On remarque que les résultats calculés avec le logiciel PLAXIS sont très proches des résultats mesurés réellement.

ETUDE PARAMETRIQUE**5.1. INTRODUCTION:**

Le présent chapitre sera consacré d'une part à l'étude de la position du tirant d'ancrage résultante d'une variation des angles et des espacements et d'autre part à l'élaboration d'une étude paramétrique destinée à mettre en relief l'influence des paramètres géotechniques du sol sur le comportement mécanique du modèle lorsque leurs valeurs sont modifiées une par une dans des proportions raisonnables.

A cet effet, deux types de paramètres ont été considérés à savoir :

- Les paramètres géotechniques
- Les paramètres mécaniques des tirants.

L'analyse des résultats obtenus se limitera aux déplacements dans le sol ainsi qu'aux coefficients de sécurité proposés.

5.2. INFLUENCE DES PARAMETRES GEOTECHNIQUES:

Concernant les paramètres géotechniques, il a été considéré l'influence des deux paramètres suivants :

- La cohésion c .
- L'angle de frottement ϕ .

5.2.1. La cohésion :

La cohésion du modèle de référence est prise égale à $c=4,7 \text{ kPa}$. L'étude paramétrique s'est faite en prenant des valeurs de cohésion égales à: $c=10 \text{ kPa}$ et 20 kPa .

a- La cohésion $c=10 \text{ kPa}$:

La déformation du maillage et des éléments structuraux est représentée sur la *Figure 5.1* On note un déplacement total maximum de $24,37 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

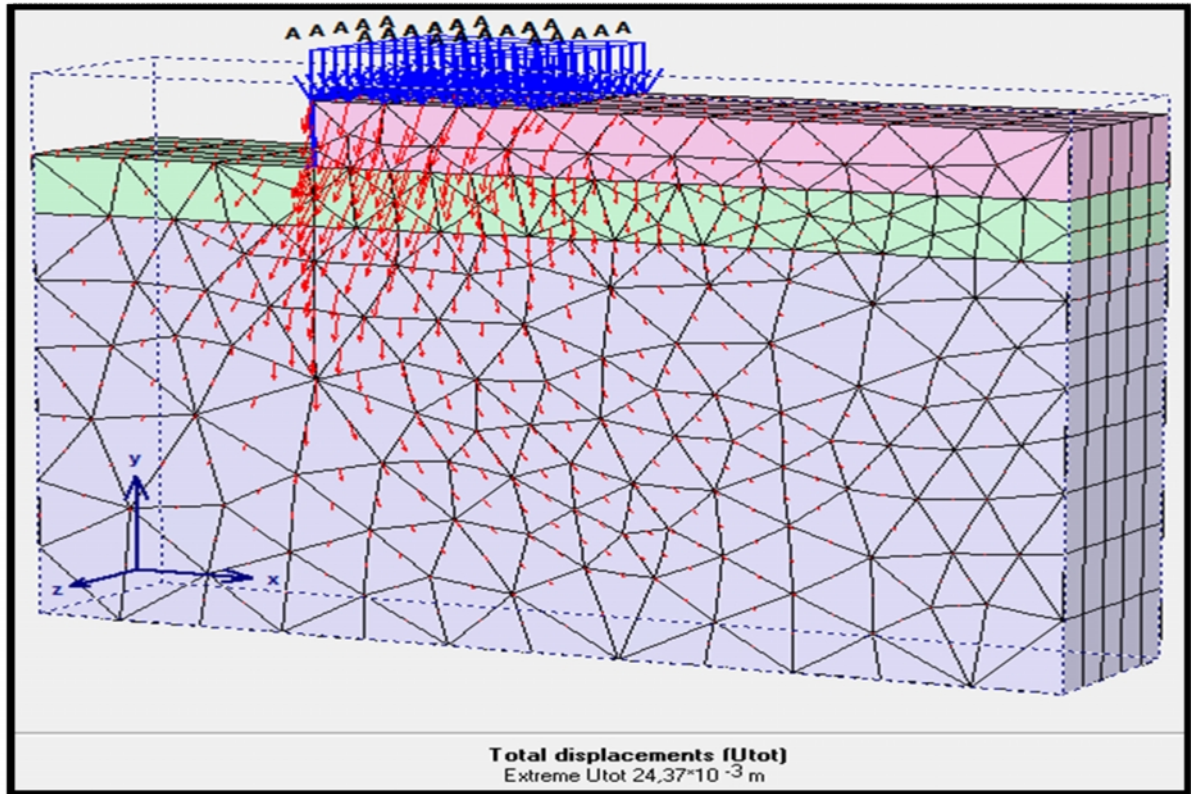


Figure 5.1 Déplacements totaux avec $c=10$ kPa

Le coefficient de sécurité calculé pour ce modèle ($c=10$ kPa) $FS = 1,4880$ se trouve plus faible par rapport à celui du modèle de référence $FS = 1,5075$

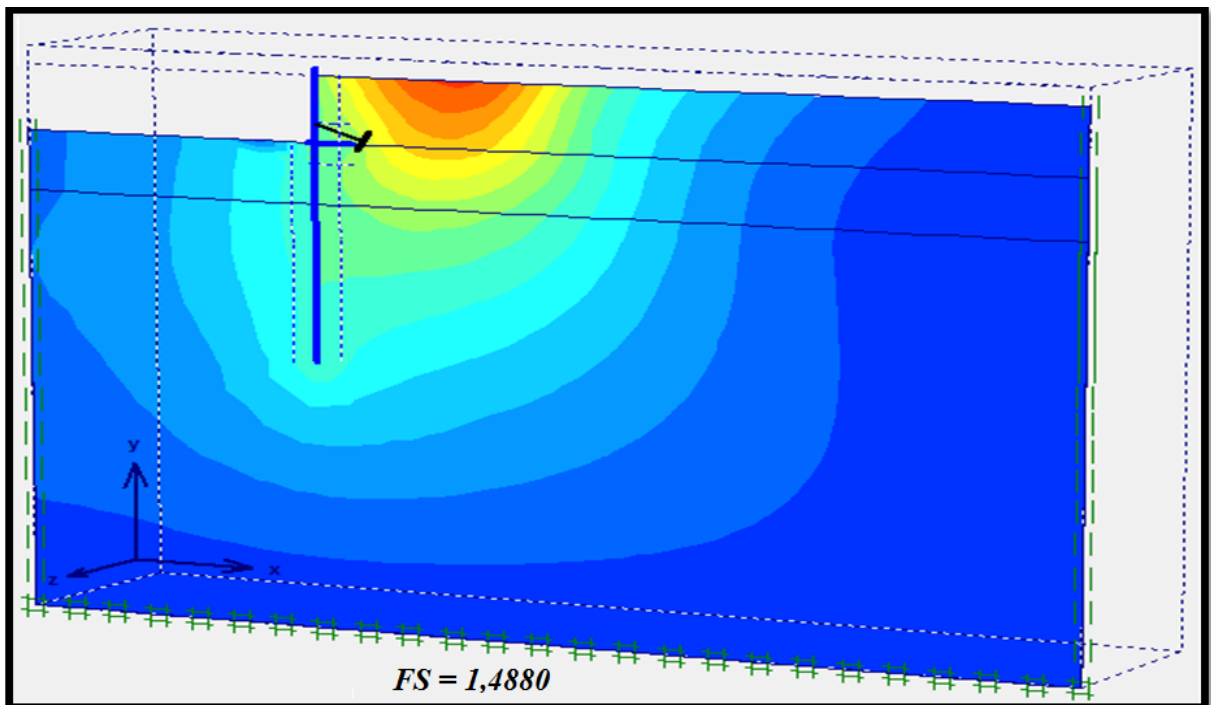


Figure 5.2 Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité avec $c=10$ kPa

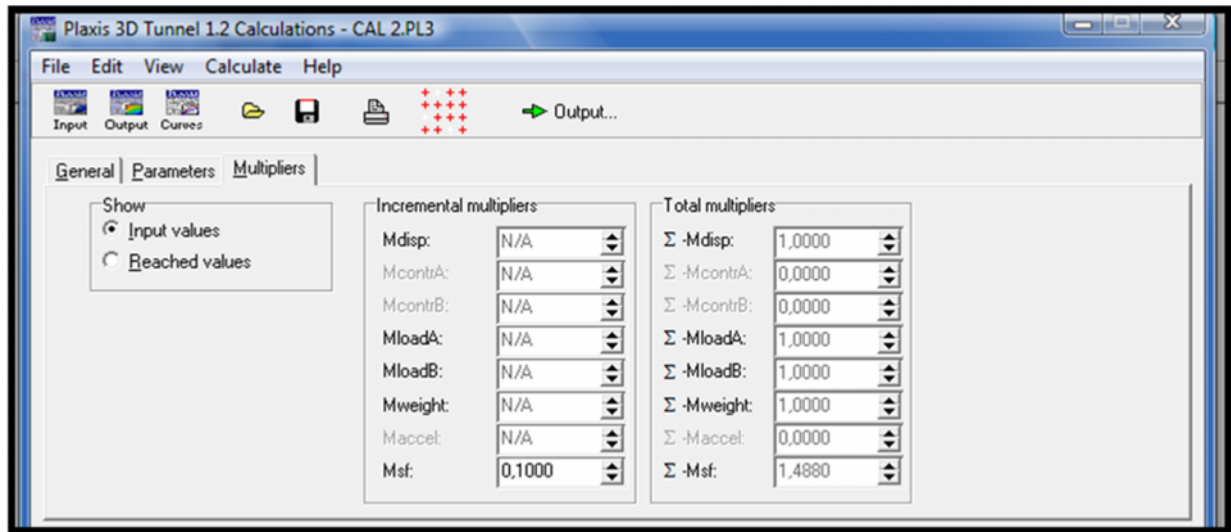


Figure 5.3 la valeur du coefficient de sécurité avec $c=10$ kPa

b- La cohésion $c=20$ kPa :

La déformation du maillage et des éléments structuraux représentée sur la Figure 5.2 On note un déplacement total maximum de $34,43 \cdot 10^{-3}$ m

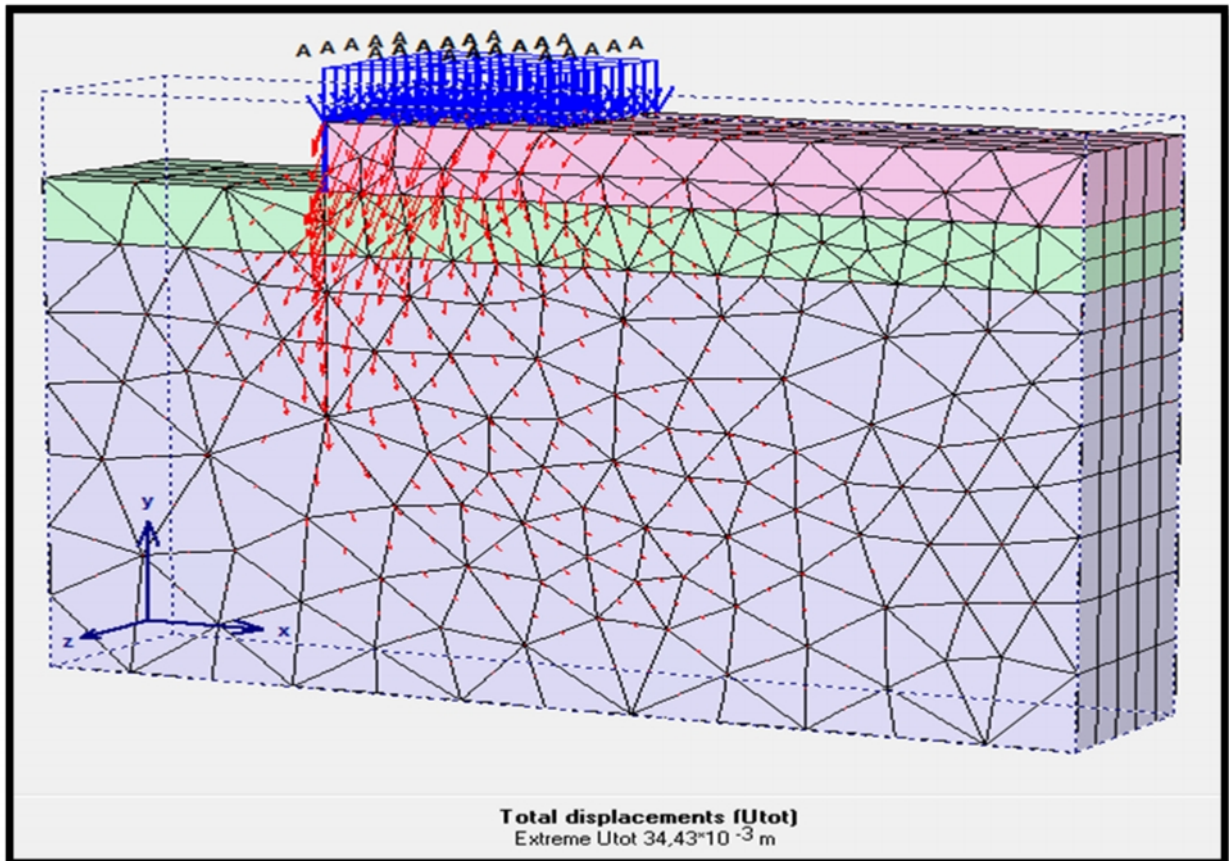


Figure 5.4 Déplacements totaux avec $c=20$ kPa

Le coefficient de sécurité calculé pour ce modèle ($c=20 \text{ kPa}$) $FS = 1,4836$ s'avère plus faible par rapport au modèle de référence $FS = 1,5075$

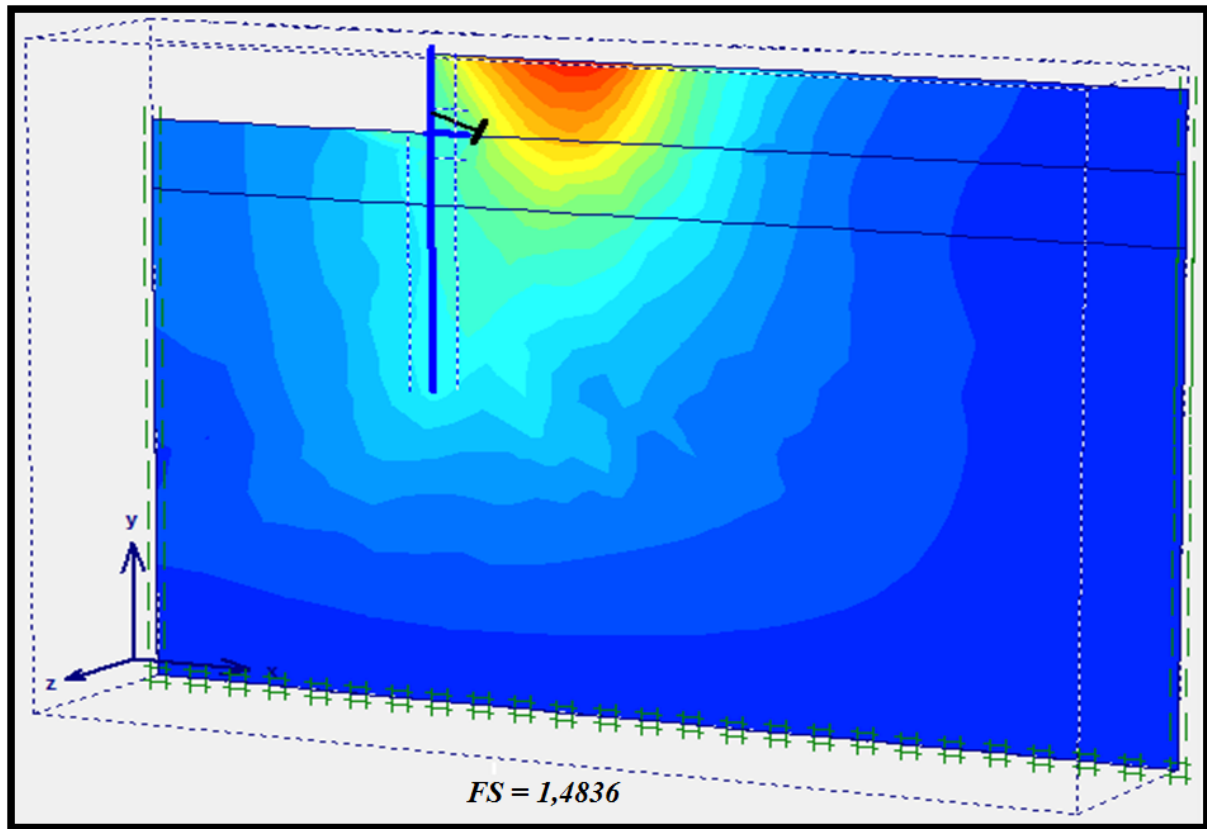


Figure 5.5 *Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité avec $c=20 \text{ kPa}$*

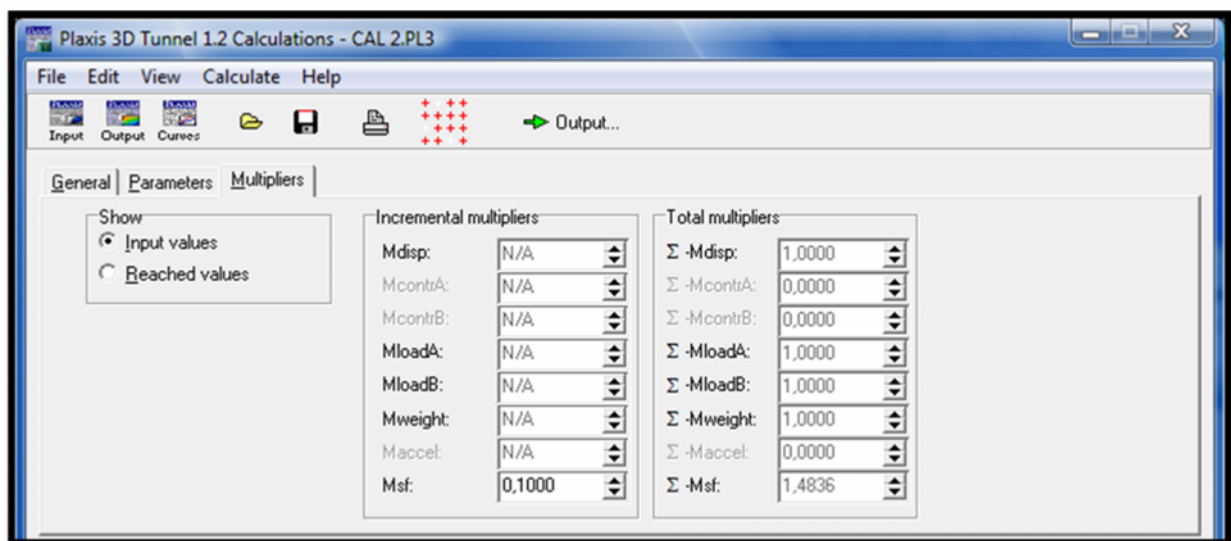


Figure 5.6 *la valeur du coefficient de sécurité avec $c=20 \text{ kPa}$*

5.2.2. L'angle de frottement :

De prime abord, il importe de préciser que les angles de frottement élevés caractéristiques de sables denses augmentent de manière significative la difficulté numérique des calculs plastiques. En effet, le temps de calcul varie de manière exponentielle avec la valeur de l'angle de frottement, notamment lorsque celle-ci excède les 35 degrés, auquel cas, il faudrait les éviter lors des calculs préliminaires d'un projet qui présenterait, alors, des temps de calcul excessivement importants [3]. Dans le cas de notre modèle de référence l'angle de frottement est pris égal à $\phi = 20^\circ$, tandis que les calculs effectués dans l'étude paramétrique seront basés sur des valeurs d'angles de frottement prises égales à $\phi = 25^\circ$ et 30° .

a- L'angle de frottement $\phi = 25^\circ$

Le calcul effectué sur la base d'un angle de frottement $\phi = 25^\circ$ donnerait un déplacement total maximum ($19,73 \cdot 10^{-3} \text{ m}$) plus faible par rapport au déplacement total maximum constaté sur le modèle de référence ($20,41 \cdot 10^{-3} \text{ m}$).

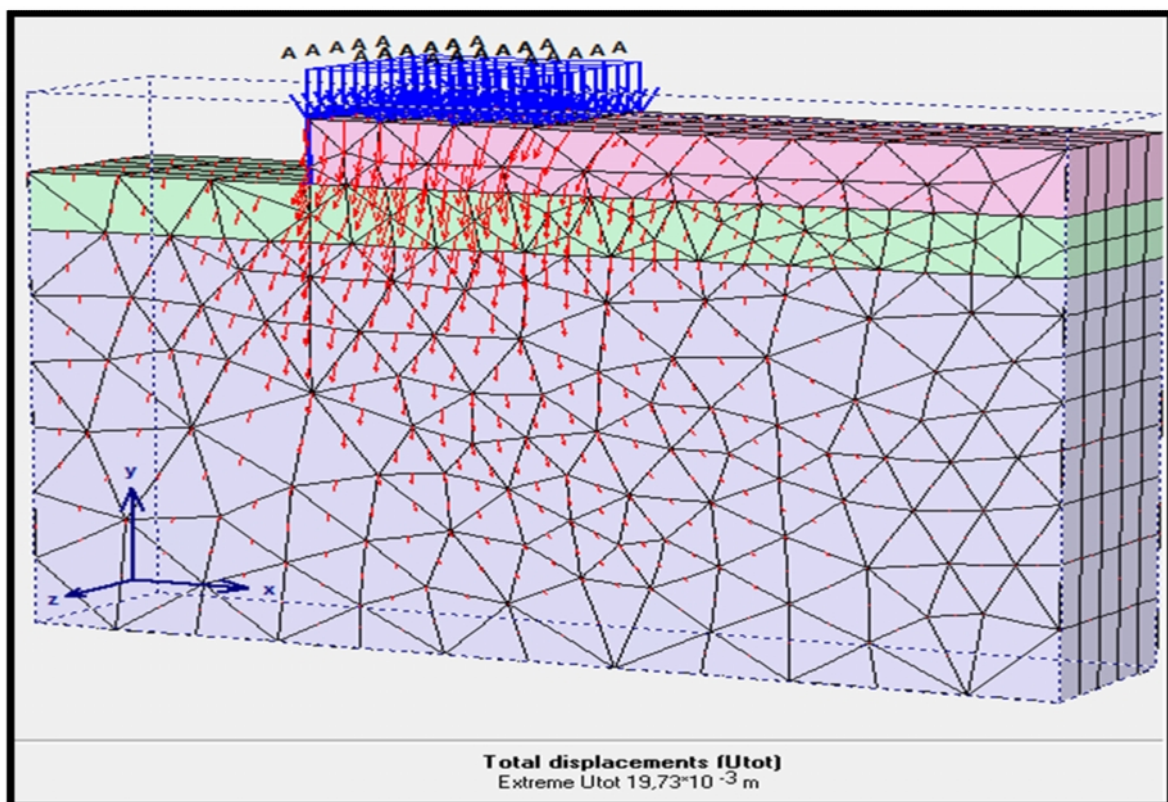


Figure 5.7 Déplacements totaux avec $\phi = 25^\circ$

De même, le coefficient de sécurité obtenu avec un $\alpha = 25^\circ$ soit $FS = 1,5147$ est légèrement plus élevé que celui du modèle de référence $FS = 1,5075$

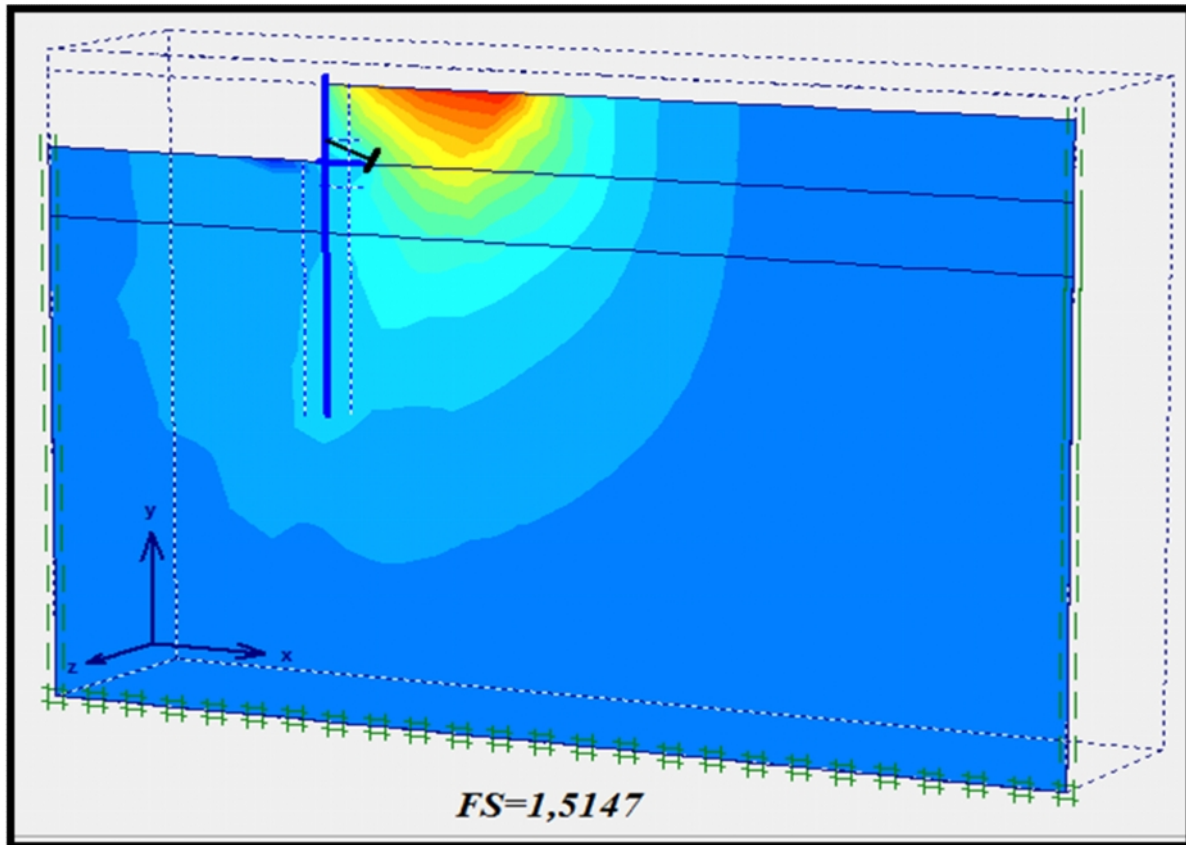


Figure 5.8 Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité avec $\alpha = 25^\circ$

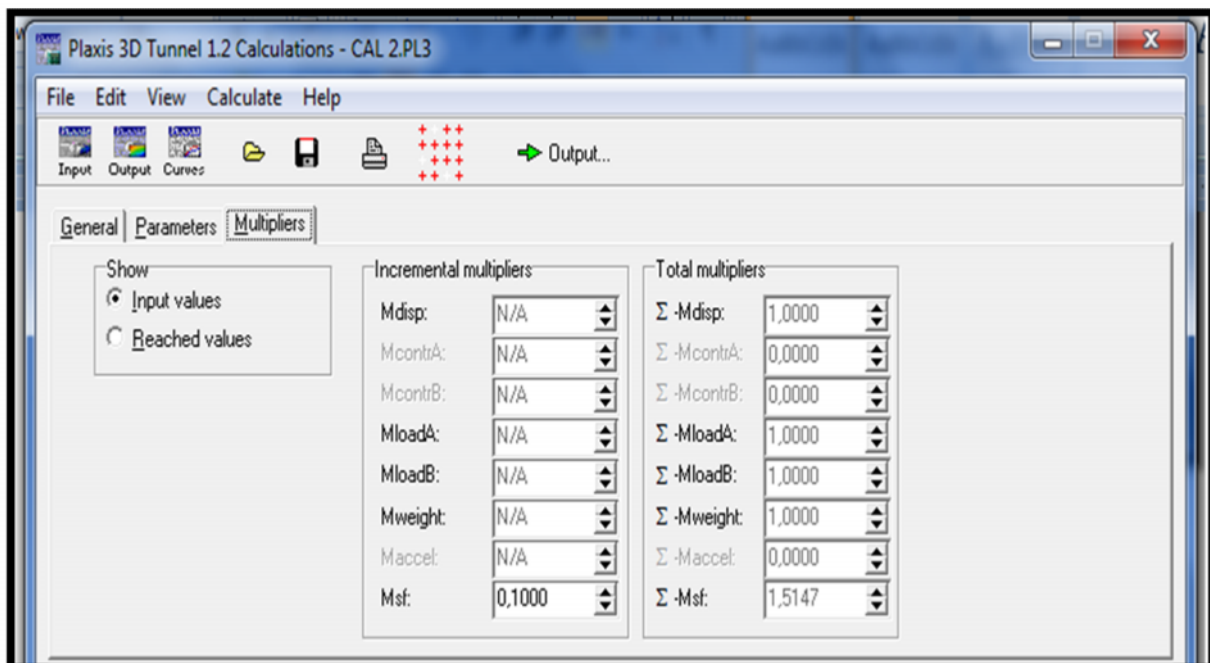


Figure 5.9 la valeur du coefficient de sécurité avec $\alpha = 25^\circ$

b- L'angle de frottement $\phi = 30^\circ$:

En considérant un angle de frottement de $\phi = 30^\circ$, le calcul du déplacement total maximum donnerait une valeur de $(17,14 \cdot 10^{-3} \text{m})$ plus faible que celle correspondant au déplacement total maximum du modèle de référence $(20,41 \cdot 10^{-3} \text{m})$.

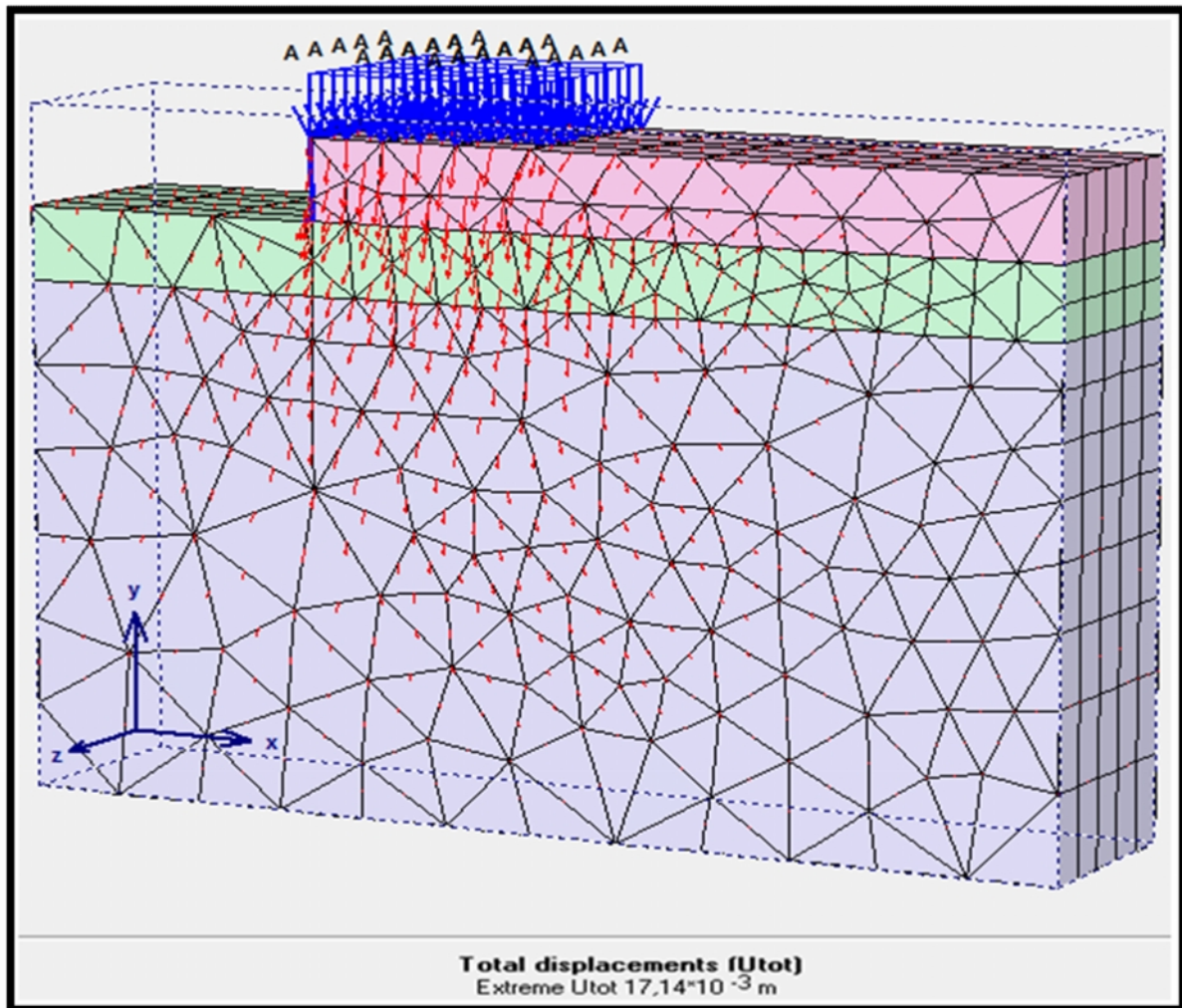


Figure 5.10 Déplacements totaux avec $\phi = 30^\circ$

Le coefficient de sécurité calculé pour ce modèle ($\alpha = 30^\circ$) $FS = 1,5256$ est plus élevé que celui relatif au modèle de référence $F_S = 1,5075$

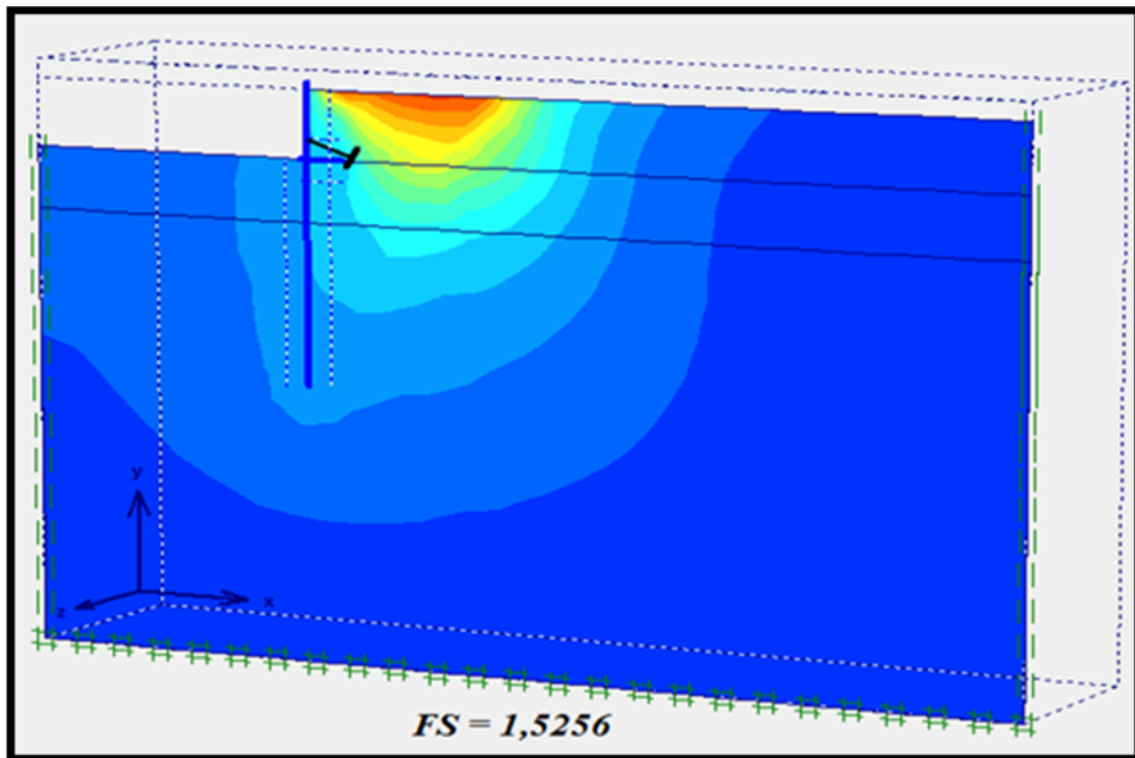


Figure 5.11 *Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité avec $\alpha = 30^\circ$*

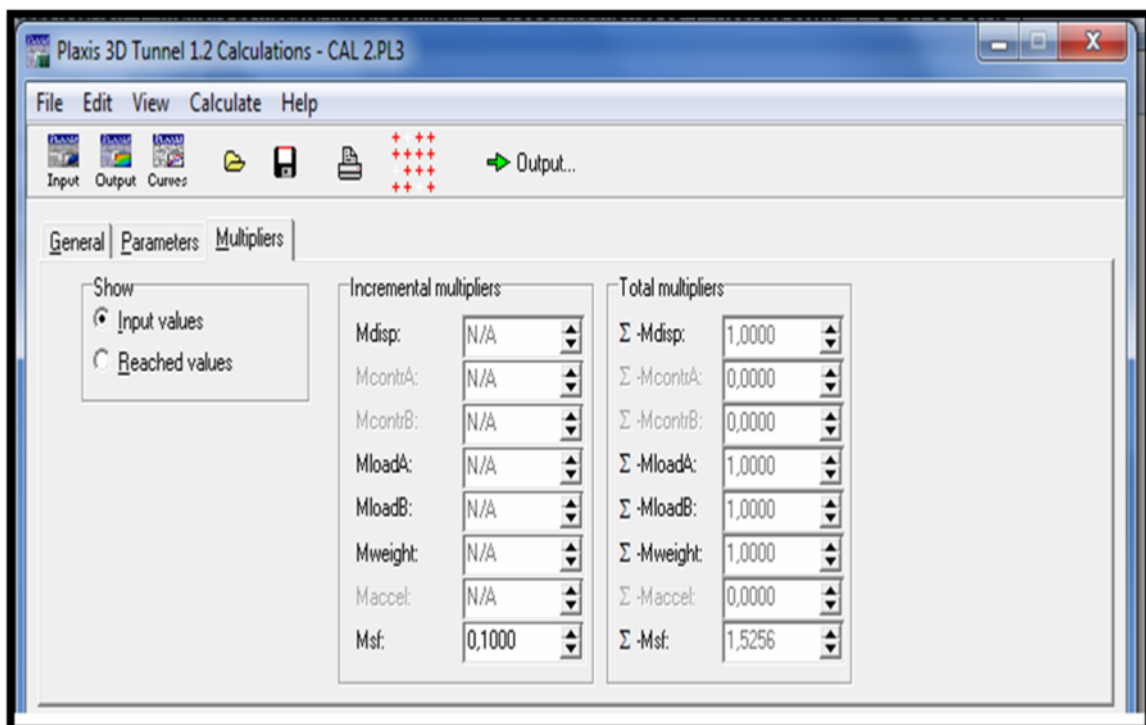


Figure 5.12 *la valeur du coefficient de sécurité avec $\alpha = 30^\circ$*

5.3. INFLUENCE DES PARAMETRES MECANQUES DES TIRANTS :

5.3.1. Calcul du mur de soutènement sans tirant d'ancrage :

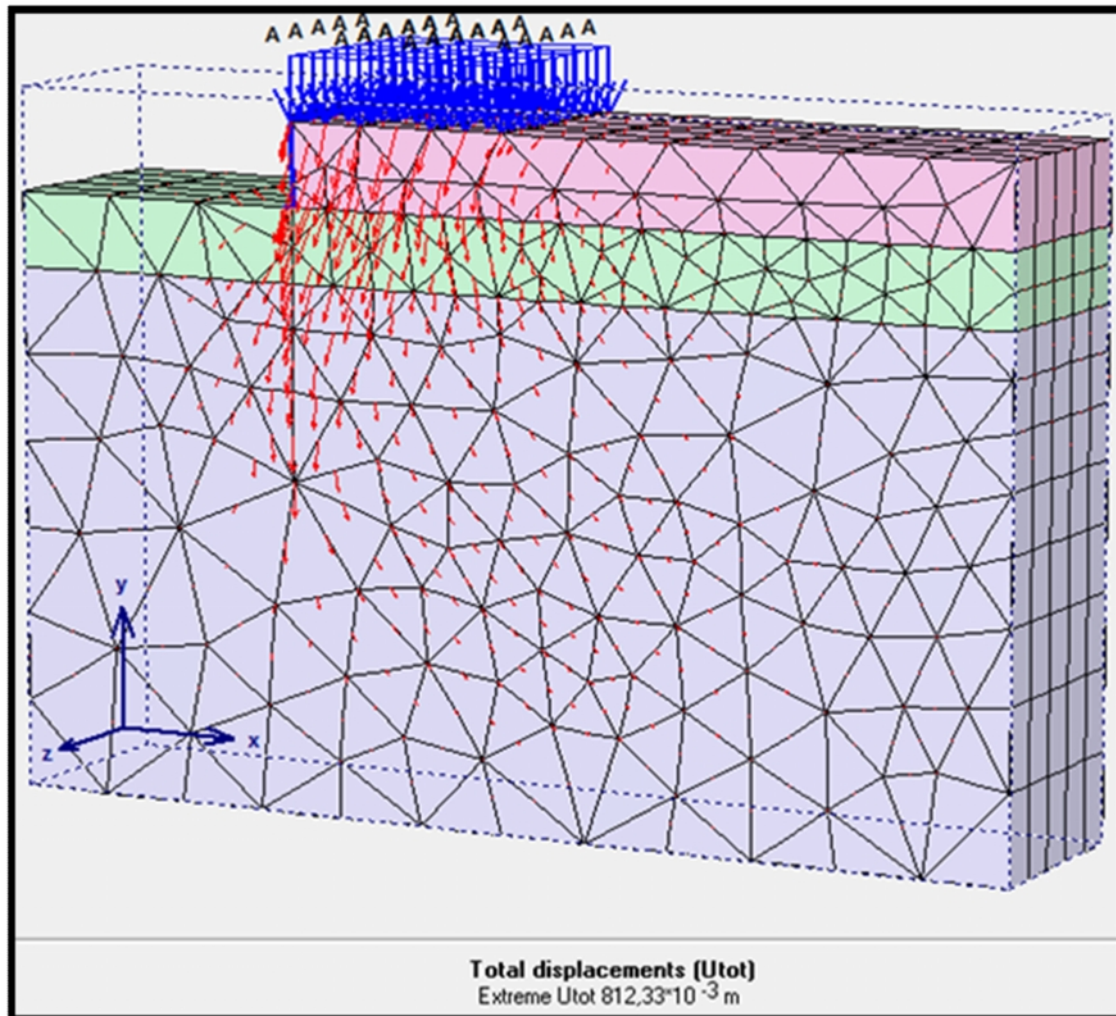


Figure 5.13 Déplacements totaux de mur sans tirant d'ancrage

Comparativement aux deux cas précédents, force est de constater que le cas d'un mur ne comportant pas de tirant d'ancrage présente des déplacements totaux nettement plus importants, ce qui dénote l'apport extrêmement positif du tirant d'ancrage sur la stabilité du mur en réduisant considérablement la valeur des déplacements totaux.

5.3.2. L'effet de l'inclinaison du tirant d'ancrage :

Afin d'apprécier l'influence de l'angle d'inclinaison sur la stabilité du mur d'un point de vue déplacements totaux, l'angle d'inclinaison prendra quatre valeurs différentes en l'occurrence : $10^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$.

a- Angle de tirant d'ancrage de 10° :

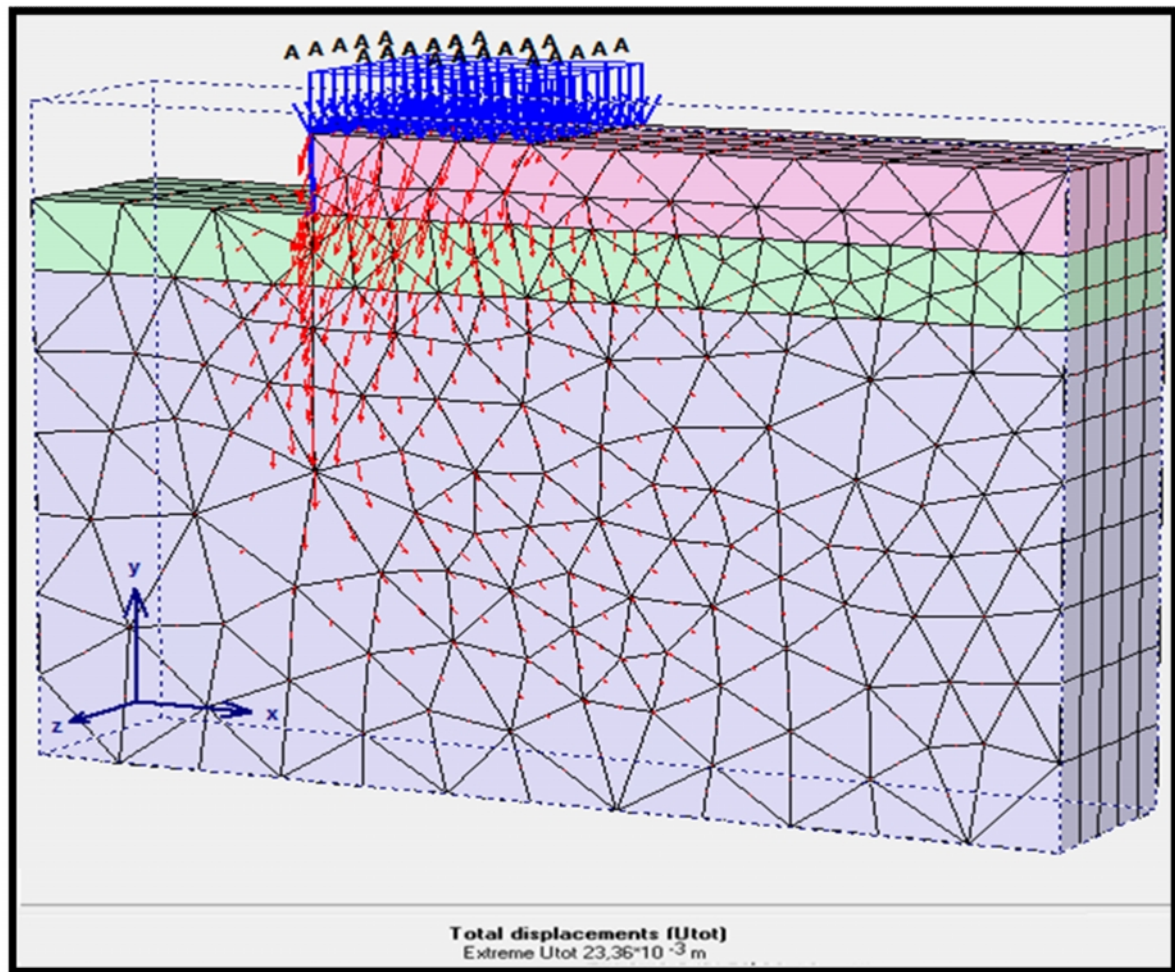


Figure 5.14 Déplacements totaux avec $\alpha=10^\circ$

b- Angle de tirant d'ancrage de 30° :

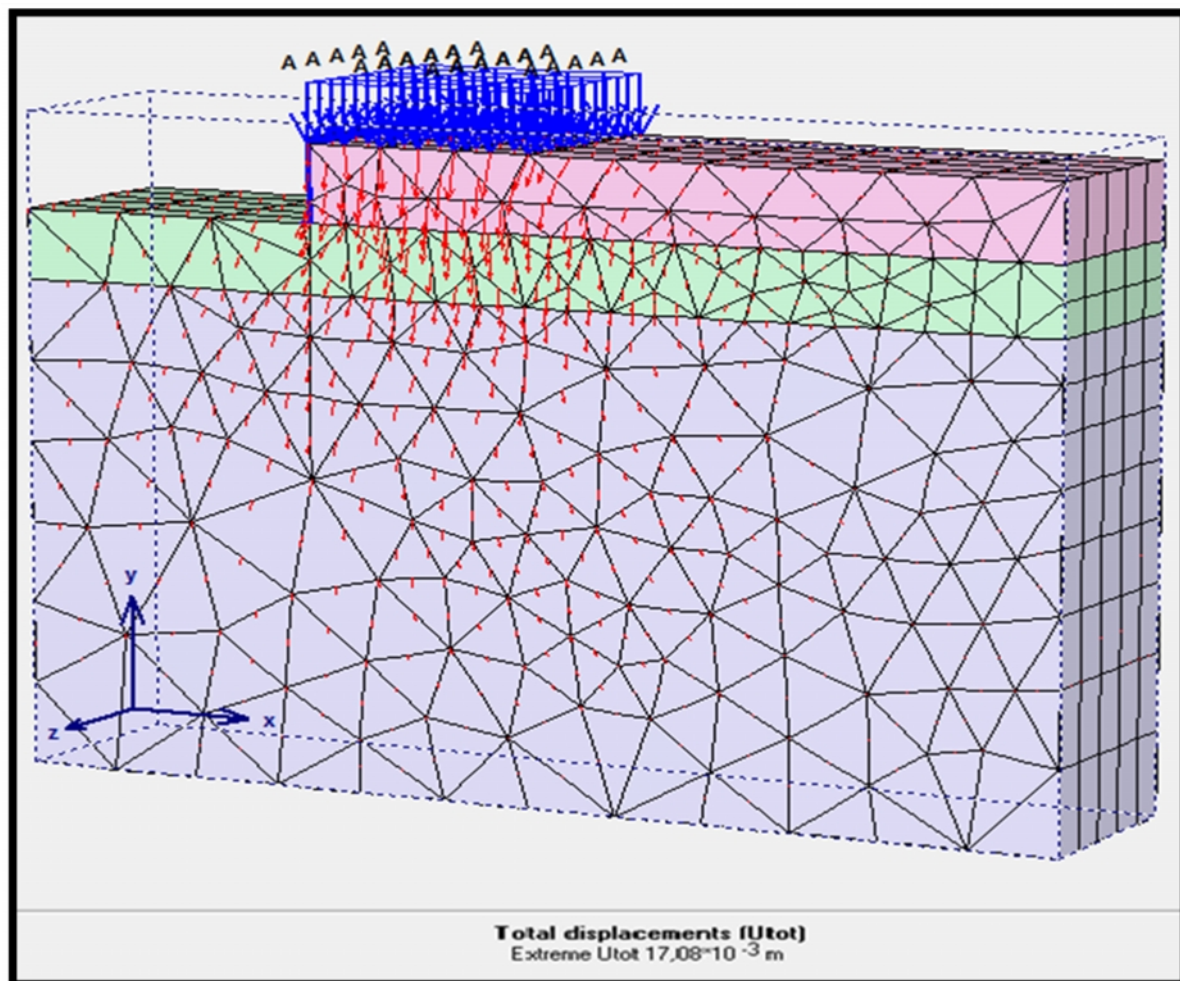


Figure 5.15 Déplacements totaux avec $\alpha=30^\circ$

c- Angle de tirant d'ancrage de 45° :

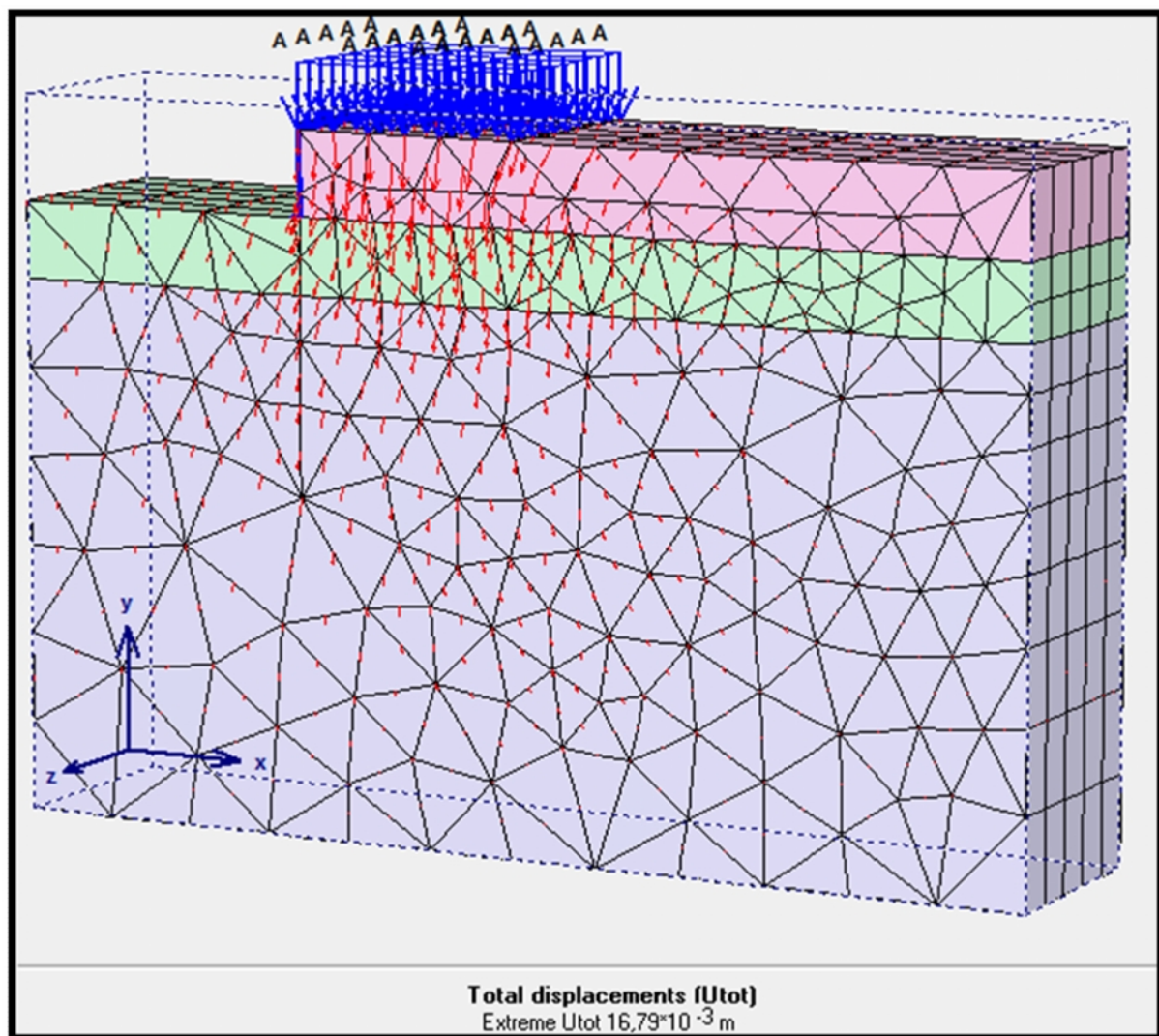


Figure 5.16 Déplacements totaux avec $\alpha=45^\circ$

d- Angle de tirant d'ancrage de 60° :

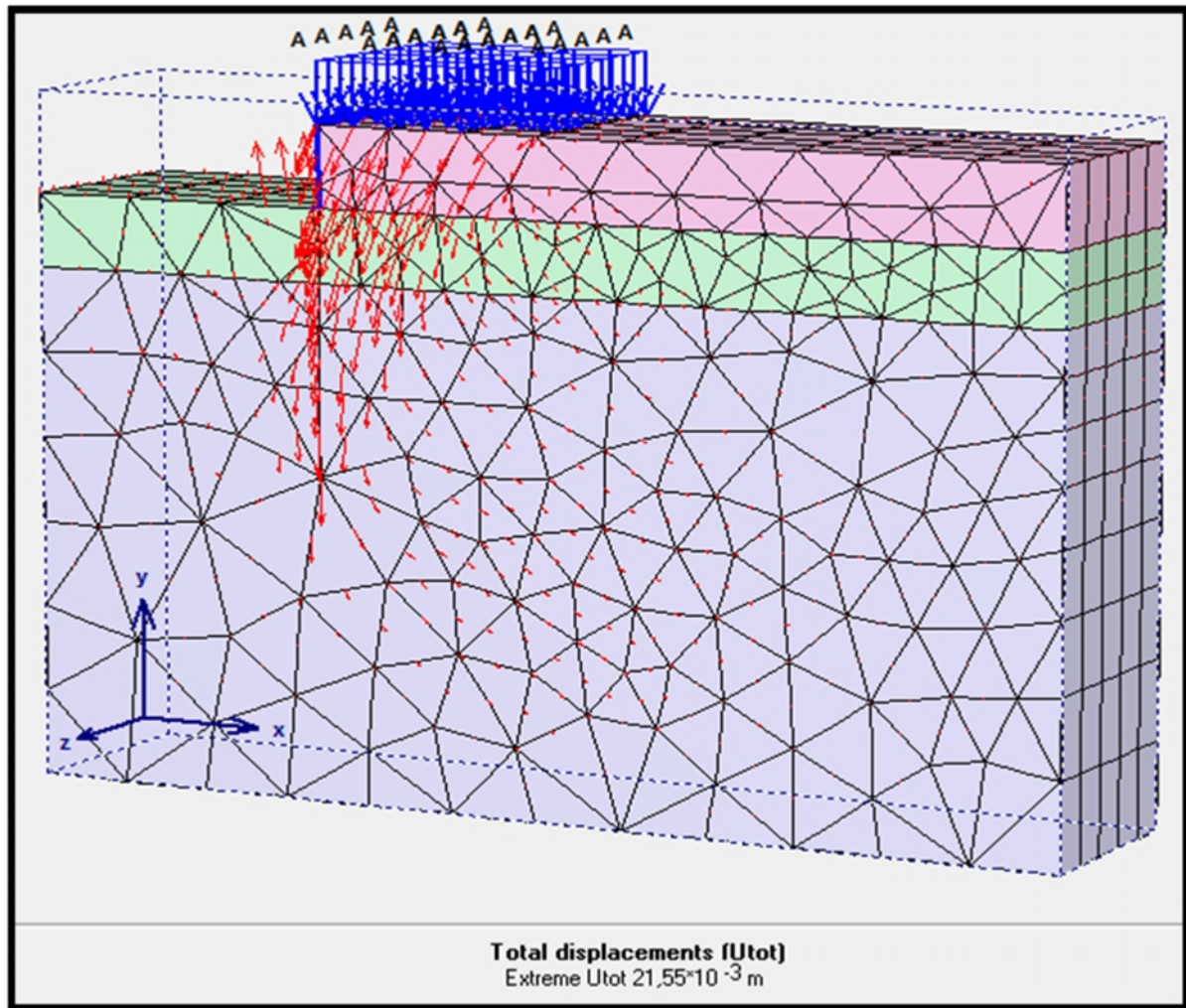


Figure 5.17 Déplacements totaux avec $\alpha=60^\circ$

Tableau 5.1 Récapitulatif des résultats obtenus

Angle d'inclinaison du tirant d'ancrage	Valeur des déplacements totaux en $10^{-3}m$
10°	23.36
30°	17.08
45°	16.79
60°	21.55

L'analyse des résultats obtenus met clairement en évidence l'existence d'un angle d'inclinaison optimal (= 45°) qui permet d'atteindre une valeur minimale des déplacements totaux tels que le montre le tableau 5.1

5.3.3. L'effet d'espacement du tirant d'ancrage :

a-Calcul du mur avec un espacement de 6 ,00 m entre deux tirants d'ancrage successifs :

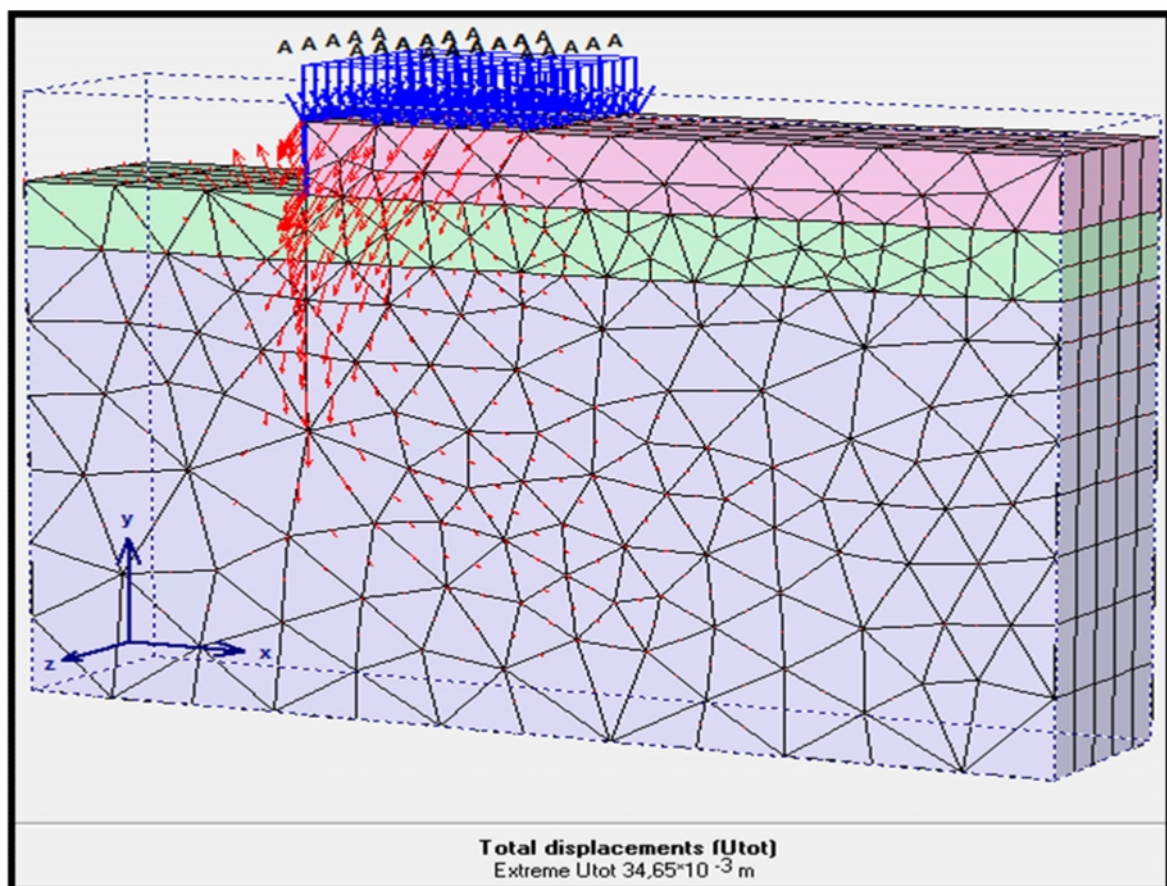


Figure 5.18 Déplacements totaux avec un espacement de 6 ,00 m

b- Calcul du mur avec un espacement de 10,00 m entre deux tirants d’ancrage successifs :

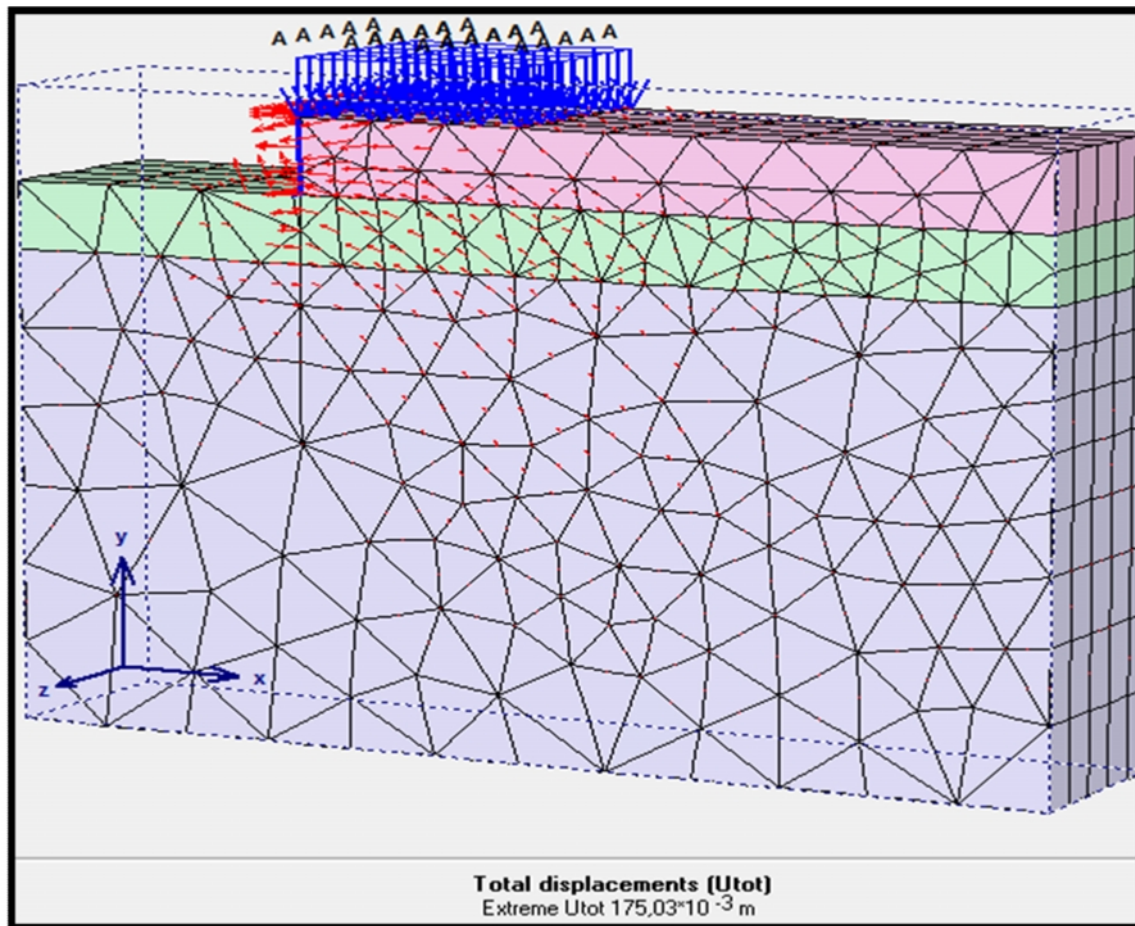


Figure 5.19 Déplacements totaux avec un espacement de 10,00 m

Tableau 5.2 Récapitulatif des résultats obtenus

Espacement des tirants d’ancrage (m)	Valeur des déplacements totaux (10^{-3}).
6	34.65
10	175.03

Le tableau précédent montre l’influence considérable de l’espacement du tirant d’ancrage sur la valeur résultante des déplacements totaux. En effet, le passage de l’espacement de 6 à 10m fait multiplier par cinq (5) la valeur des déplacements.

5.4. PRESENTATION DES RESULTATS FINAUX DE CALCUL :

Dans le tableau suivant nous avons présenté les résultats des déplacements et le coefficient de sécurité de chaque cas.

Tableau 5.3 Résultats de déplacement(total, vertical, horizontal) et coefficient de sécurité

	Déplacement total	Déplacement vertical	Déplacement horizontal sens x	Coefficient de sécurité
CAS I	20,41	20,16	5 ,97	1,5075
C=10	24,37	24,11	8,52	1,4836
C=20	34,43	34,21	15,35	1,4880
$\phi=25^\circ$	19,73	19,49	5,79	1,5147
$\phi=30^\circ$	17, 14	17 ,02	5,75	1,5256
$\alpha=10$	23,36	23,26	6,21	1,4723
$\alpha=30$	17,03	16,76	4,73	1,5251
$\alpha=45$	16,79	16,70	4,23	1,5259
$\alpha=60$	21,55	20,89	9,47	1,4917
X = 6m	34,65	34,14	14,23	1,4620
X = 10m	175,03	59,53	172,86	1,2384

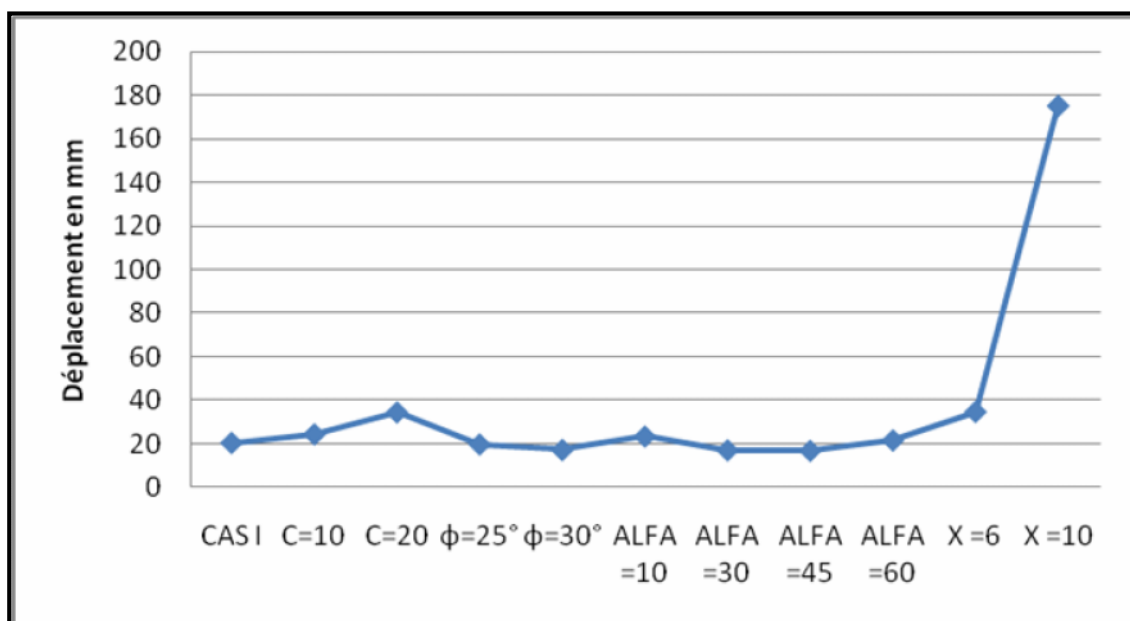


Figure 5.20 Déplacement total de chaque cas

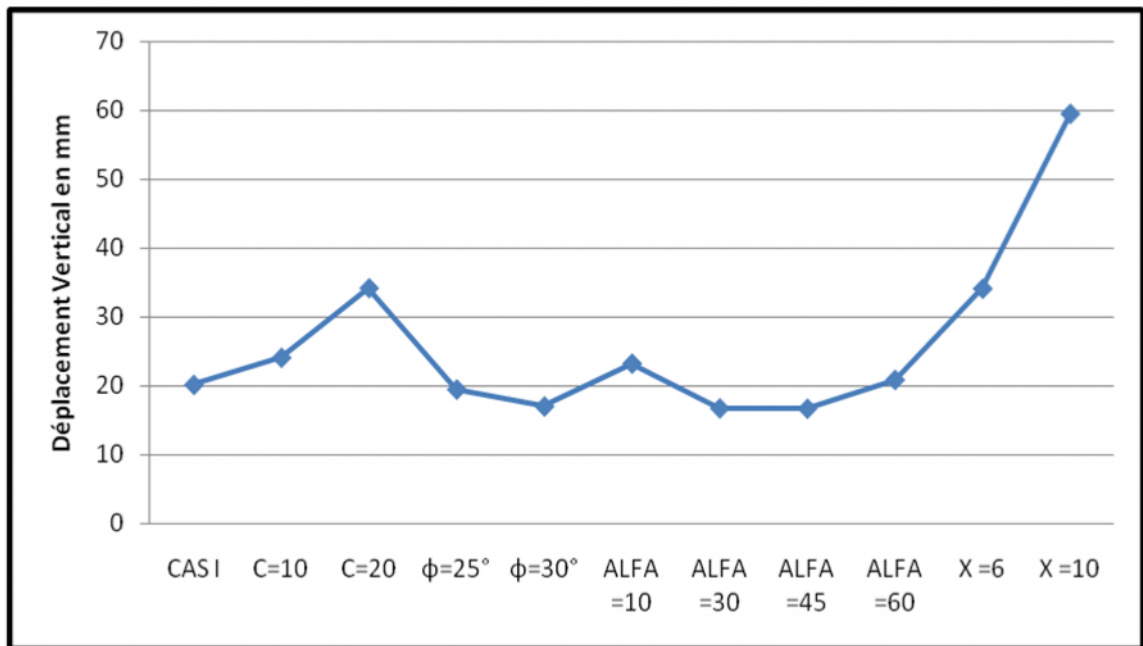


Figure 5.21 Déplacement vertical de chaque cas

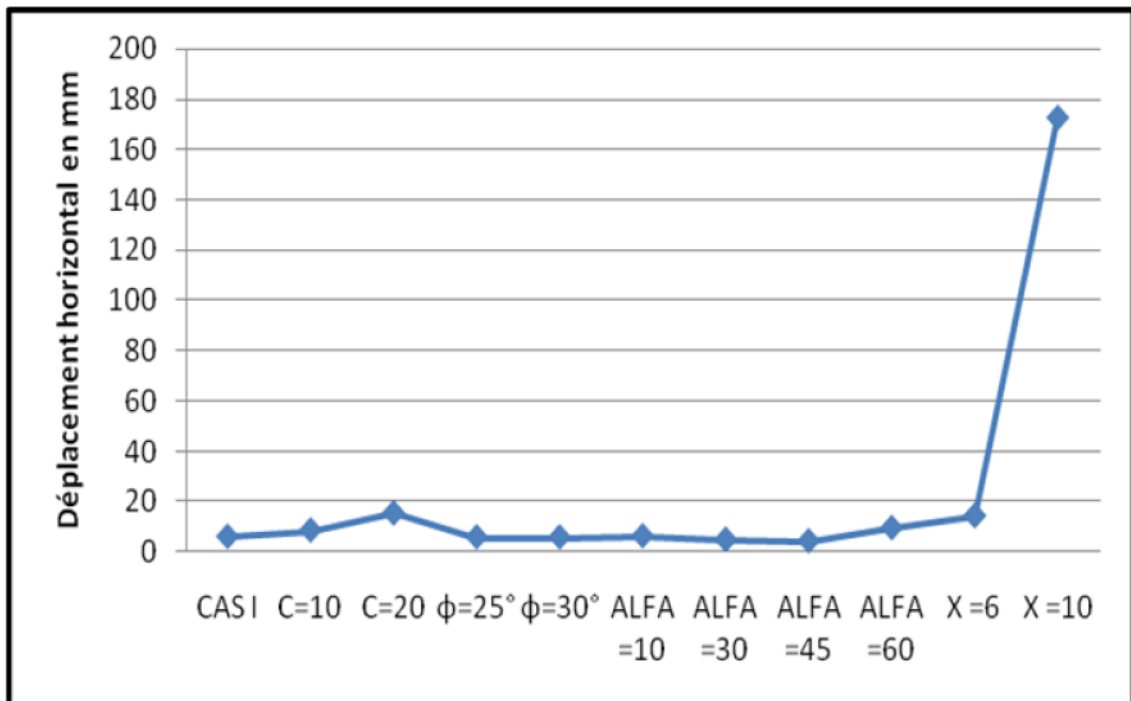


Figure 5.22 Déplacement horizontal de chaque cas

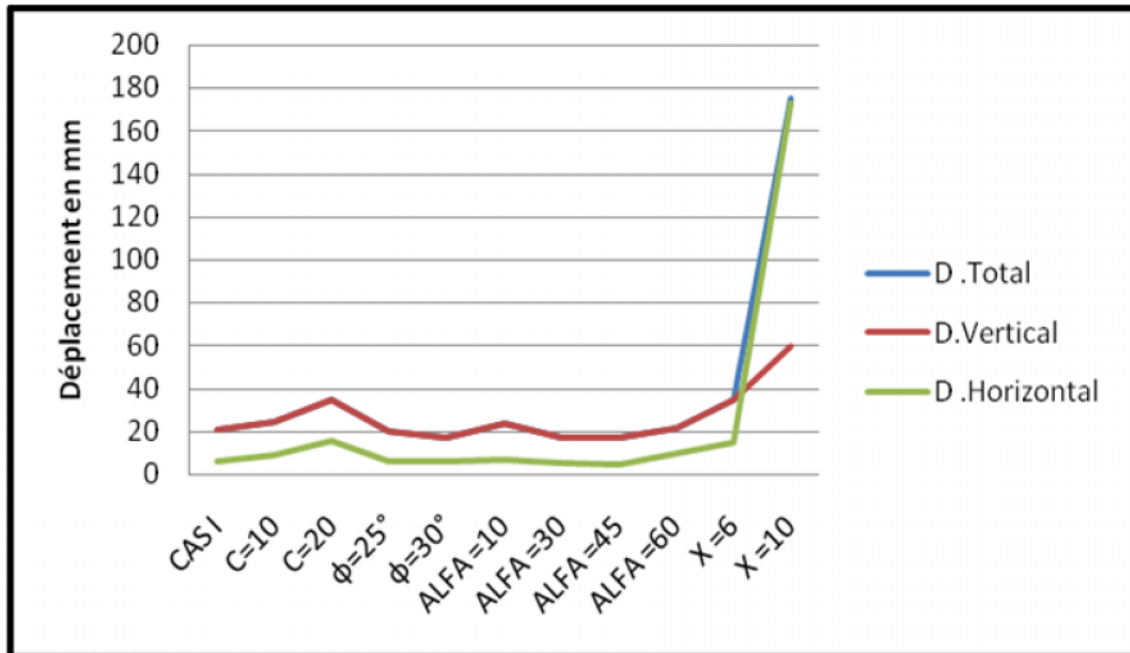


Figure 5.23 Déplacement total, vertical et horizontal pour chaque cas

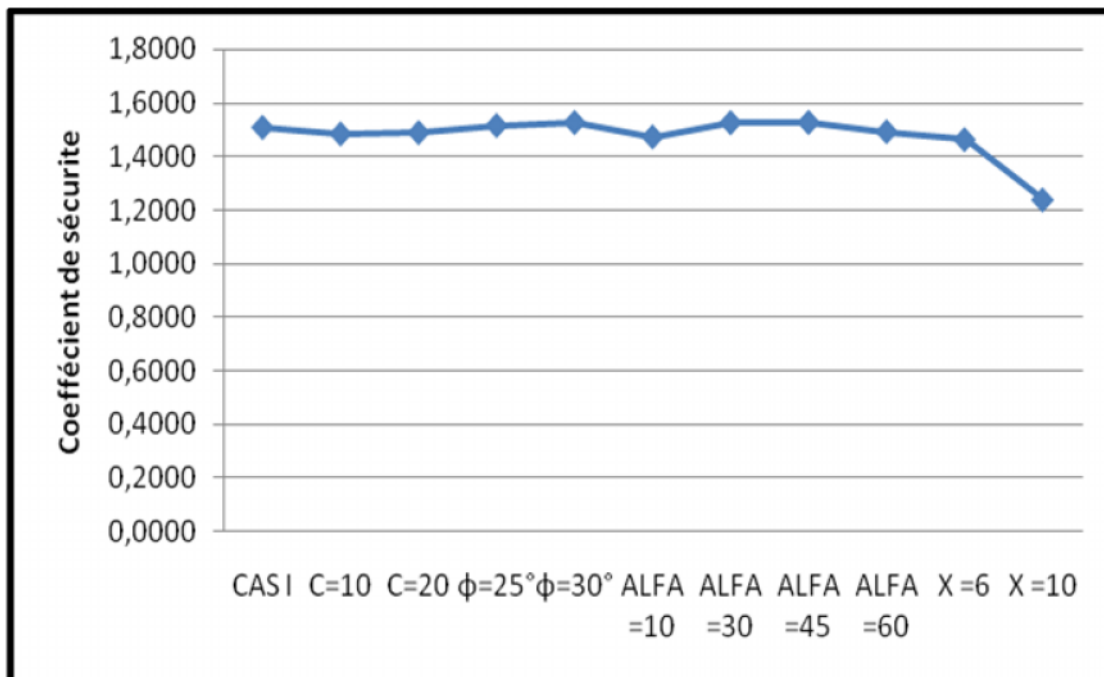


Figure 5.24 Valeurs de coefficient de sécurité pour chaque cas

5.5. CONCLUSION :

Au moyen du logiciel « PLAXIS » et en tenant compte des paramètres géotechniques et mécaniques réels, un modèle de référence a été établi.

D'un autre côté, une étude paramétrique menée dans le cadre du présent mémoire a consisté principalement à modifier à la fois la valeur un paramètre géotechnique du sol ou mécanique relatif au tirant d'ancrage et cela pour pouvoir apprécier son influence (les valeurs des autres paramètres étant bien évidemment maintenues constantes).

L'étude paramétrique ainsi conduite a permis d'aboutir aux résultats suivants :

- Adopter un espacement entre deux tirants d'ancrage successifs de 6m au lieu de 3m en raison des résultats obtenus qui répondent positivement à des considérations économiques avec une incidence tout à fait acceptable sur la valeur des déplacements totaux du mur.
- L'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale du tirant désigné par α porté à 45° a permis d'une part de réduire les déplacements totaux à leur plus faible valeur et d'autre part d'augmenter le coefficient de sécurité.
- La nécessité de choisir un sol de remblai présentant de meilleures caractéristiques géotechniques.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

La ville de Constantine est particulièrement affectée par les phénomènes de glissement de terrain, phénomènes aux conséquences souvent graves sur le double plan de la sécurité humaine et de la stabilité des ouvrages.

La littérature abonde de méthodes de stabilisation des talus dont certaines considérées comme classiques (Fellénius, Bishop...) sont basées essentiellement sur des approches statiques simples tel que le calcul en équilibre limite par la méthode des tranches, toutefois, ces approches bien que pratiques n'atteignent pas la rigueur des méthodes modernes issues des progrès récents dans le domaine de l'informatique et du calcul numérique (méthodes des différences finies ou des éléments finis qui se retrouvent de façon conviviale et accessible sous forme de logiciel tel que « PLAXIS » adopté pour le cas de notre présent mémoire) .

D'un autre côté, il importe de rappeler que les murs de soutènement constituent indubitablement la solution la plus fréquente et la plus appréciée dans le traitement des pentes naturelles instables. Toutefois, des contraintes économiques ou d'ordre technique ou technologique jointe au souci de respect des délais de réalisation conduisent à considérer des moyens ou outils de confortement des murs de soutènement dont les tirants d'ancrage en sont un.

L'utilisation du Logiciel « PLAXIS » s'est faite dans l'optique d'atteindre un déplacement minimal et un coefficient maximal du mur. A cet effet et au cours de l'étude paramétrique, différentes valeurs ont été attribuées aux paramètres géotechniques du sol et aux caractéristiques mécaniques du tirant d'ancrage pour aboutir aux résultats suivants :

- Cohésion $C = 4.7 \text{ Kpa}$;
- Angle de frottement $= 30^\circ$;
- Inclinaison par rapport à l'horizontale $\alpha = 45^\circ$;
- Espacement entre deux tirants successifs $e = 3 \text{ m}$.

L'application du Logiciel « PLAXIS » au présent cas étudié ne peut avoir qu'une portée approximative. D'autres logiciels donneront certainement d'autres valeurs différentes mais tout aussi probantes et qui convergent toutes vers des conclusions proches.

Conclusion générale et perspectives

En dernier lieu, il nous semble que dans le cas de la ville de Constantine classée en zone sismique II-a, il est difficile d'ignorer l'effet déstabilisateur de l'action sismique sur les murs de soutènement et de ce fait, la perspective de son intégration comme paramètre essentiel dans la conception et le calcul du mur s'impose d'elle-même.

Références Bibliographiques

- [1] **Bishop A. W.** (1955).- The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes, Géotechnique vol.5, pp.7-17.
- [2] **Bishop A.W. Morgenstern, N. R.,** (1960), Stability coefficients for Earth Slopes, Géotechnique, Vol.10, pp.129-150.
- [3] **Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A.** « PLAXIS version 8, manuel de reference », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [4] **Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A.** « PLAXIS version 8, material model manual », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [5] **Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A.** « PLAXIS version 8, Reference Manual », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [6] **Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A.** « PLAXIS 3D Tunnel version1, validation manual », University of Stuttgart, Germany.
- [7] **Cao J, Zaman MM.** « Analytical method for analysis of slope stability », International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1999.
- [8] **Costet J. & Sanglerat G.** (1983).- Cours pratique de mécanique des sols. Calcul des ouvrages, Tome 2, Ed Dunod.
- [9] **Deguillaume, J.,** Influence du dimensionnement et des modes de sollicitations sur la capacité des tirants d'ancrage dans un sol fin, Revue française de géotechnique, 1981, n°41, pp. 29-43.
- [10] **Fellenius W.** (1927).- Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion, Ernst, Berlin.
- [11] **Janbu N.** « Stability analysis of slopes with dimensionless parameters », Harvard Soil Mechanics Series no. 46, 1954.

- [12] **NF P 94-153**, Reconnaissance et Essais, Essai statique de tirant d'ancrage, **1993**.
- [13] **NF (AFNOR P 94-321)**, Exécution de travaux géotechniques spéciaux : tirants d'ancrage, Avril **2000**.
- [14] **Plumelle, C.**, Etude expérimentale du comportement des tirants d'ancrage, thèse de docteur ingénieur, Université Paris VI, 1979, 152 p.
- [15] **Spencer E.** (1967). - A method of analysis for stability of embankments using parallel inter- slice forces, Geotechnique V17, pp.11-26.
- [16] **Unterreiner, P., Frank, R. et Schlosser, F.**, Modélisation de l'influence mécanique du gel sur un mur en sol cloué et un mur ancré par tirants, application aux murs de la Clusaz, Paris : CEBTP, 1993, Rapport pour le projet national CLOUTERRE II, 53 p.