

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université 20 Août 1955-Skikda.

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master 2 en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème :

**Étude numérique stabilité Zone N°01 situé à El
Match - Wilaya de Skikda**

Réalisé Par : Tabani oussama

| | | |
|---------------------|-----------------------|-----------------------------|
| Présidente | Dr. O.Mansouri | Université de Skikda |
| Encadreur | Dr. K. Filali | Université de Skikda |
| Examineur | Dr. H. Mokhbi | Université de Skikda |
| Examinatrice | Dr .N. Houssou | Université de Skikda |

Promotion: 2023-2024

Dédicaces

Louange à Dieu Tout-Puissant qui m'a donné toute la force pour mettre en œuvre ce projet. Je dédie cet humble travail en priorité à ceux qui m'ont soutenu tout au long de ma vie, à mon père, que Dieu ait pitié de lui, et à ma mère, que Dieu la protège, pour leur amour, leurs sacrifices et leurs encouragements. du fond de mon cœur.

Je remercie beaucoup le Dr Kemal Al-Filali .

C'est un honneur pour nous d'être encadrés par le Dr Kemal Filali, qui a géré notre précieux travail avec volonté et patience, et nous remercions les membres du jury qui ont accepté de juger ce travail.

Enfin, à tous ceux qui m'ont apporté leur aide et leurs conseils, à tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

Oussama Tabani

Sommaire

| | |
|---|----|
| Dédicaces | |
| Sommaire | |
| Résumé..... | 07 |
| Introduction générale..... | 08 |
| Chapitre I :Aperçu général sur les mouvements de terrain / Les méthodes de calcul | |
| Aperçu général sur les mouvements de terrain | |
| 1-1- Introduction..... | 10 |
| 1-2- Définition..... | 10 |
| 1-3- Les différents types de mouvements de terrain..... | 10 |
| 3-1- Les mouvements rapides..... | 10 |
| 3-1-1- Le premier groupe (propagation en masse) comprend..... | 10 |
| 3-1-2- Le second groupe (propagation en état remanié) comprend..... | 12 |
| 3-2- Les mouvements lents | 12 |
| 1-4- Glissements de terrain | 13 |
| 1-5- Types de glissements de terrain..... | 13 |
| 5-1-Glisement plan | 14 |
| 5-2-Glisement circulaire ou rotationnel..... | 14 |
| 5-3-Glisement quelconque..... | 15 |
| 1-6- Classification des glissements..... | 15 |
| 1-7-Les causes de glissement..... | 16 |
| 7-1- Notions sur les causes des glissements..... | 16 |
| 7-1-1-Géométrie..... | 16 |
| A-Pente des talus..... | 16 |
| B-Agents extérieurs..... | 16 |
| C-Hydraulique..... | 16 |
| D-Géologie et géotechnique..... | 16 |
| 7-2-Origines et principales causes de glissement de terrain..... | 17 |
| 7-2-1-L'influence de la nature du matériau constituant..... | 17 |
| 7-2-2-L'influence de l'eau..... | 17 |
| 7-2-3-Les causes mécaniques externes..... | 17 |
| A-Augmentation de la contrainte de cisaillement..... | 17 |
| B- Diminution de la résistance au cisaillement..... | 17 |
| 1-8- Quelques exemples des glissements de terrain..... | 18 |
| 8-1- A travers le monde..... | 18 |
| 8-2- Exemples de glissements de terrains survenus dans l'Algérie..... | 19 |
| 1-9-Conclusion..... | 19 |

Sommaire

| | |
|---|----|
| 2-Les méthodes de calcul..... | 20 |
| 2-2- Notion de coefficient de sécurité..... | 20 |
| 2-3- Les méthodes globales..... | 21 |
| 1- Méthode de Caquot..... | 21 |
| 2-Méthode générale des coins..... | 22 |
| 2-4- Calcul du coefficient de sécurité en rupture plans:..... | 23 |
| 2-5- Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire:..... | 25 |
| 1- Méthode des tranches..... | 25 |
| 2- Méthode de Fellenius..... | 26 |
| 3- Méthode de Bishop..... | 26 |
| 4- Méthode de Janbu..... | 26 |
| 2-6- Calcul du coefficient de sécurité en rupture bidimensionnelle..... | 27 |
| 1- Méthode de perturbation..... | 27 |
| 2-7- Le programme de calculs..... | 28 |
| 2-8- Conclusion..... | 28 |
| Chapitre 2 Méthode de confortement | |
| 1-1- Introduction..... | 32 |
| 1-2- Choix d'une technique..... | 32 |
| 1-3- Terrassements..... | 32 |
| 3-1- Remblai de pied..... | 32 |
| 3-2- Allègement en tête..... | 32 |
| 3-3- Reprofilage..... | 33 |
| 3-4- Purge..... | 34 |
| 3-5-Substitution totale ou partielle | 34 |
| 1-4- Dispositifs de drainage..... | 34 |
| 4-1- Collecte et canalisation des eaux de surface..... | 35 |
| 4-2- Tranchées drainante..... | 35 |
| 4-3- Drainage subhorizontaux..... | 36 |
| 4-4- Masques et éperons drainent..... | 36 |
| 4-5 Drains verticaux..... | 36 |
| 4-5 Drains verticaux..... | 36 |
| 1-5-Éléments résistants..... | 36 |

Sommaire

| | |
|--|----|
| 5-1-Ouvrages des soutènements..... | 36 |
| 5-1-1- Renforcement par gabion..... | 36 |
| 5-1-2- Renforcement par mur de soutènement en béton armé..... | 37 |
| 5-1-3- Renforcement en remblais type terre renforcée par armature..... | 38 |
| 5-1-4- Renforcement avec parois moulées | 39 |
| 5-2-Le clouage..... | 40 |
| 5-2-1- Renforcements par clouage..... | 40 |
| 5-3- Tirants d'ancrages..... | 41 |
| 5-3-1- Renforcement par pieux-voile (paroi composite)..... | 41 |
| 5-3-2- Renforcement par les poutres ancrées..... | 42 |
| Chapitre 03 ETUDE GEOTECHNIQUE | |
| 3-1-Introduction..... | 45 |
| 3-2-Reconnaissance du site..... | 45 |
| 3-2-Reconnaissance du site..... | 45 |
| 2-1-Situation et Topographie..... | 45 |
| 2-2- Contexte géologique..... | 46 |
| 2-3- Sismicité de la région..... | 46 |
| 2-4- Observation visuelles..... | 47 |
| 2-4-1 La pente..... | 47 |
| 2-4-2 Observations visuelles..... | 48 |
| 3-3- Reconnaissance du sol..... | 50 |
| 3-1- Essais in-situ..... | 50 |
| 3-1-1 Description du profil..... | 50 |
| 3-1-2 Nature géologique du terrain..... | 51 |
| 3-2- Essais de laboratoire..... | 52 |
| 3-2-1- Paramètres physique..... | 52 |
| 3-2-2- Paramètre mécanique..... | 55 |

Sommaire

| | |
|--|----|
| 3-3- Reconnaissance géophysique..... | 58 |
| 3-4- Conclusion..... | 58 |
| Chapitre 04 Modélisation Numérique du glissement de terrain | |
| 1. Parti sismique..... | 60 |
| 1.1. L'action sismique..... | 60 |
| 1.2. Origine des séismes..... | 60 |
| 1.3. Propagation des ondes sismiques..... | 60 |
| 2. Introduction..... | 61 |
| 3. Présentation de logiciel Plaxis2D..... | 61 |
| 4. Modélisation numérique..... | 62 |
| 4.1. Analyse numérique du talus sans confortement..... | 62 |
| 4-2-1. Analyse Statique..... | 63 |
| 4-1.2. Analyse sismique..... | 68 |
| 4-2 Variante N°01 : Allègement en amont..... | 74 |
| 4-2-1 Analyse statique..... | 75 |
| 4-2-2 Analyse sismique..... | 79 |
| 4.3 . Variante N°02 : Stabilisation par pieux..... | 82 |
| 4-3-1 Analyse statique..... | 83 |
| 4-3-2 Analyse sismique..... | 87 |
| 4.4. Variante N°03 : Stabilisation par mur de soutènement..... | 90 |
| 4-4-1 Analyse statique..... | 91 |
| 4-4-2 Analyse sismique..... | 94 |
| 5. Conclusion..... | 98 |
| Conclusion générale..... | 99 |

RESUME

Les glissements de terrain peuvent être causées par les Précipitations, la fonte des neiges, les changements de niveau d'eau, l'érosion des cours d'eau, les Changements dans les eaux souterraines, les tremblements de terre, l'activité volcanique, les Perturbations causées par des activités humaines ou toute combinaison de ces facteurs. Les Tremblements de terre et d'autres facteurs peuvent également provoquer des glissements de terrain sous l'eau. Cette recherche est focalisée sur l'étude de la Zone N°01 situé à El Match - Wilaya de Skikda qui présente une forte pente. La composition du site est caractérisée par des schistes micacés, des schistes et phyllades, constitué essentiellement des schistes et des schistes argileux talqueux, sériciteux ou satinés de couleur gris-bleuâtre. etc...L'objectif de ce travail c'est l'analyse statique et sismique de la stabilité du talus actuel en vue de détecter et localiser la source de l'instabilité et de proposer des solutions adéquates afin de garantir la sécurité et le confort des édifices projetés sur ce site. A cet effet trois solutions ont été proposées (allègement, renforcement par des micropieux et mur de soutènement) pour la stabilisation de ce talus.

MOTS-CLÉS: glissement de terrain, talus, PLAXIS, renforcement

Abstract:

Landslides can be caused by precipitation, snowmelt, water level changes, stream erosion, changes in groundwater, earthquakes, volcanic activity, Disturbances caused by human activities or any combination of these factors. Earthquakes and other factors can also cause underwater landslides. This research focuses on the study of Zone No. 01 located in El Match - Wilaya of Skikda which has a steep slope. The composition of the site is characterized by micaceous schists, shales and phyllades, consisting essentially of shales and talcose, sericitous or satiny clay shales of a bluish-gray color. etc...The objective of this work is the static and seismic analysis of the stability of the current slope with a view to detecting and locating the source of the instability and proposing adequate solutions in order to guarantee the safety and comfort of the buildings planned on this site. To this end, three solutions were proposed (lightening, reinforcement by micropiles and retaining wall) for the stabilization of this embankment.

KEYWORDS: landslide, embankment, PLAXIS, reinforcement

ملخص

يمكن أن تحدث الانهيارات الأرضية بسبب هطول الأمطار، أو ذوبان الثلوج، أو تغيرات منسوب المياه، أو تآكل المجاري المائية، أو التغيرات في المياه الجوفية، أو الزلازل، أو النشاط البركاني، أو الاضطرابات الناجمة عن الأنشطة البشرية أو أي مزيج من هذه العوامل. يمكن أن تسبب الزلازل وعوامل أخرى أيضًا انهيارات أرضية تحت الماء. يركز هذا البحث على دراسة المنطقة رقم 01 الواقعة بمدينة الماتش – ولاية سكيكدة ذات المنحدر الحاد. يتميز تكوين الموقع بالشيبست الصخري والصخر الزيتي والصفائح التي تتكون أساسًا من الصخر الزيتي والتلك أو الصخر الزيتي أو الصخر الزيتي ذو اللون الرمادي المزرق. الخ...الهدف من هذا العمل هو التحليل السكوني والزلازلي لاستقرار المنحدر الحالي بهدف اكتشاف وتحديد مصدر عدم الاستقرار واقتراح الحلول المناسبة بما يضمن سلامة وراحة المباني المخططة عليها موقع. ولتحقيق هذه الغاية تم اقتراح ثلاثة حلول (الإضاءة، التعزيز بالركائز الصغيرة والجدار الاستنادي) لتثبيت هذا السد.

الكلمات المفتاحية: انهيار أرضي، سد، PLAXIS، التعزيز

Introduction générale

Les problèmes de stabilité de 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'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un talus 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 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, ...).

La répartition des mouvements de terrain spatiale est guidée par la topographie et par la géologie (nature et fracturation des formations affleurées, hydrogéologie) c'est-à-dire par l'environnement physique. Ils concernent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains (naturels ou minés), les sols argileux sensibles aux variations de teneur en eau,... Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, 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 déclenchant de la plupart des mouvements

Chapitre 1:

Aperçu général sur les mouvements de terrain / Les méthodes de calcul

Aperçu général sur les mouvements de terrain

1-1- Introduction :

Un glissement de terrain est un mouvement lent ou soudain du sol ou du sous-sol.

Cela dépend de la nature de l'arrangement des couches géologiques, cela peut être dû aux processus lents de dissolution ou d'érosion dus à l'eau et à l'action humaine. La masse du matériau en mouvement peut être relativement petite ou très grande. Les glissements de terrain comprennent des formes très diverses, ils sont le résultat d'une variété de mécanismes qui produisent (érosion, dissolution, déformation et faille sous charges dynamiques ou statiques).

Ces mécanismes, à leur tour, sont liés à de nombreux comportements géosynthétiques des matériaux requis et des conditions de dépôt, tels que la structure géologique et les géométries des aquifères.etc.

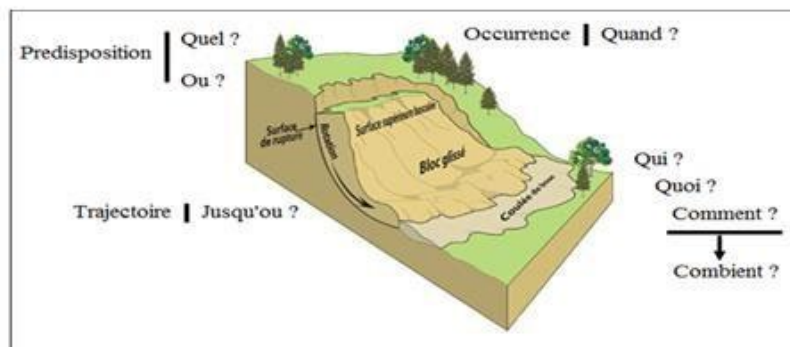


Figure 01: Les parties d'un glissement de terrain par un exemple d'un mouvement de "glissement".

1-2- Définition :

Un glissement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal du sol ou du sous-sol sous l'effet d'agressions naturelles (fonte des neiges, précipitations exceptionnellement abondantes, tremblements de terre, etc.). Ou artificielles (terrassements, vibrations, déforestation, extraction de matériaux ou d'aquifères, etc.).

Elles comportent des formes très diverses du fait de la variété des mécanismes qui les amorcent (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charges statiques ou dynamiques).

1-3- Les différents types de mouvements de terrain :

Deux ensembles de mouvements de terrain peuvent être distingués selon la vitesse de déplacement :

3-1- Les mouvements rapides :

Peut être divisé en deux groupes, selon la façon dont le matériau est étalé. En masse, ou dans un état de changement.

3-1-1- Le premier groupe (propagation en masse) comprend :

- les effondrements:

Conséquence de la rupture brutale des voûtes de cavités souterraines naturelles ou artificielles, sans atténuation par le sol superficiel.

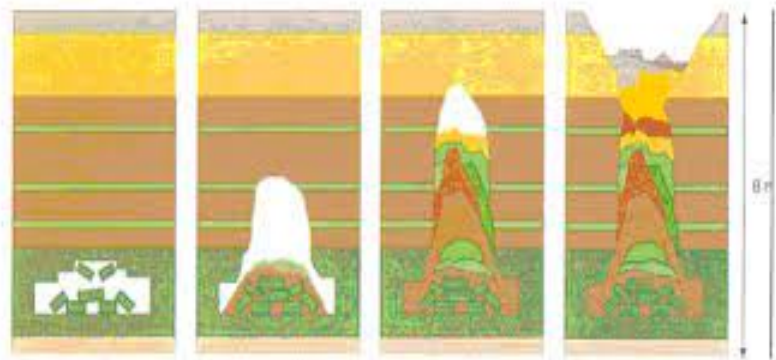


Figure 02: Illustrant l'effondrement des cavités

- **Les chutes de pierres ou de blocs :**

Issu de l'évolution mécanique des falaises ou des parois rocheuses fortement découpées.



Figure 03: Chute des blocs



Figure 04: Chute de pierre

- **Les éboulements ou écroulements:**

Certains glissements de terrain sont des plans de falaise ou des falaises rocheuses, basés sur des plans discontinus préexistants.



Figure 05: Éboulement ou écroulement

3-1-2- Le second groupe (propagation en état remanié) comprend :

- **Les coulées de boues et laves torrentielles :**

Il s'agit du déplacement rapide d'une masse de matériaux qui ont été retenus avec une forte résistance à la traction dans l'eau et une consistance plus ou moins visqueuse. Ces ravins montagneux donnent fréquemment naissance à ces coulées de boue.

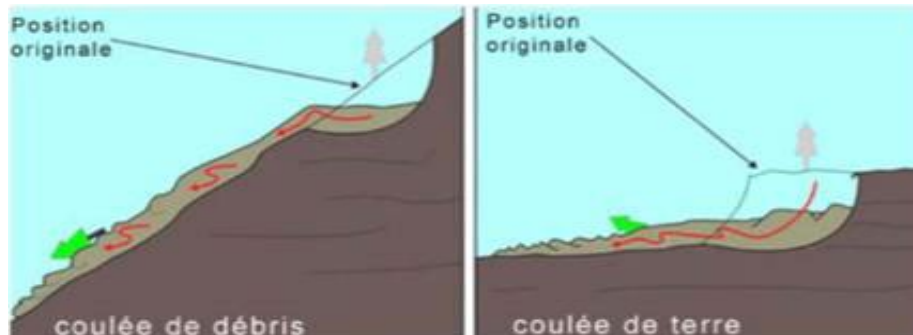


Figure 06: Coulée de débris et de terre



Figure 07: Coulées de boue

3-2- Les mouvements lents:

La déformation est progressive, éventuellement accompagnée de fractures, mais en principe pas d'accélération brutale :

- **les affaissements:**

Un affaissement est une déviation lente et graduelle du mort-terrain, avec ou sans fissures ouvertes. Dans certains cas, cela peut être un précurseur de l'effondrement d'un bâtiment.

- **les tassements:**

Par retrait argileux et consolidation de certains terrains compressibles (terre, tourbe).

- **le fluage:**

Les fluages se caractérisent par des mouvements lents et continus, mais à faible vitesse, dans le cas des fluages, il est difficile de faire ressortir la surface de faille. Le mouvement se produit généralement sans modification de la force appliquée (par opposition au glissement) : en fait, le matériau doit être dans un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut être : régulier ou se développer dans la direction du défaut.



(a) : un schéma de fluage



(b) : exemple de fluage

Figure 08: Le fluage

- **les glissements:**

Les déplacements de masse selon un plan de fracture plan, courbe ou complexe correspondent à des sols cohésifs (marnes et argiles).

- **Retrait ou le gonflement de certains matériaux argileux :**

En fonction de leur teneur en eau.

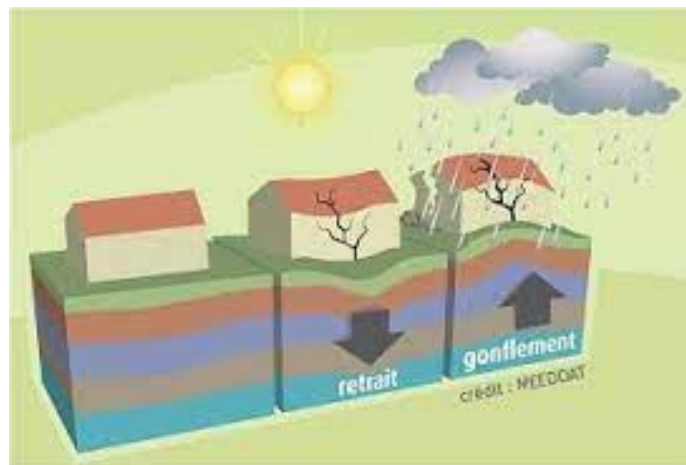


Figure 09: Gonflement ou retrait des argiles

1-4- Glissements de terrain:

C'est le mouvement lent d'une masse terrestre consolidée le long de la surface de rupture. Cette surface a des profondeurs qui varient d'environ un mètre à plusieurs dizaines de mètres dans des cas exceptionnels. La quantité de sol impliquée est considérable, le rythme d'évolution du sol peut varier jusqu'à plusieurs décimètres par an. Se produit généralement dans des conditions de forte saturation en eau du sol.

1-5- Types de glissements de terrain:

Selon la géométrie d'une surface de rupture, on peut distinguer trois types principaux de glissements:

5-1-Glisement plan:

En général, le chemin de rupture suit une fine couche de propriétés mécaniques médiocres et sur laquelle s'exerce généralement l'action de l'eau, une telle couche est dite couche savonneuse.

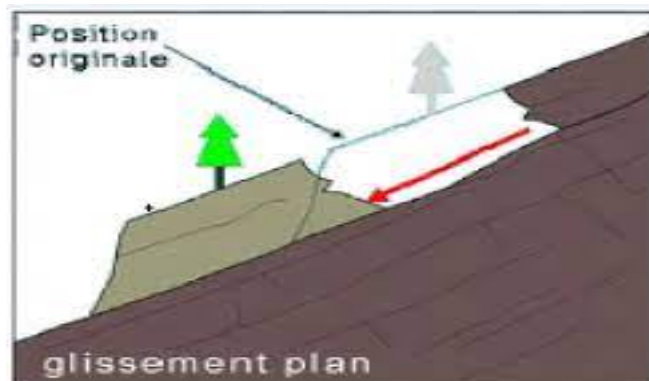


Figure 10: Glissement plan

5-2-Glisement circulaire ou rotationnel:

- **glissements rotationnels simples:**

C'est le type le plus fréquent, la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre Appelée aussi niche d'arrachement. Ensuite, une analyse informatique du risque de fracture est possible en utilisant des méthodes conventionnelles. Normalement, la ligne de faille peut être assimilée à une trajectoire circulaire, il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de faille est plus complexe, le glissement est dit glissement non circulaire.

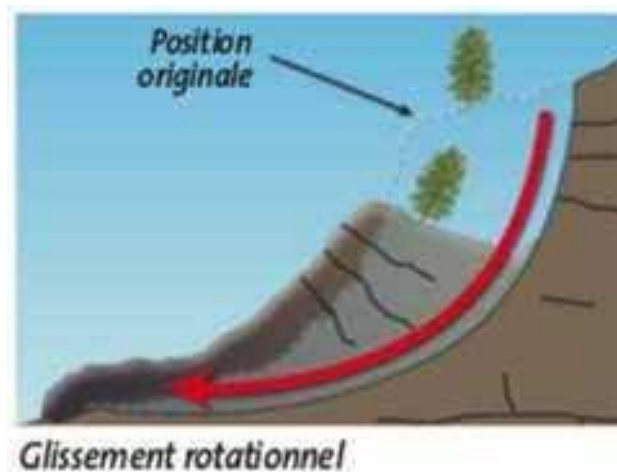


Figure 11: Glissement rotationnel

- **glissements rotationnels complexes:**

Il existe de nombreux glissements de terrain imbriqués. Apparition du premier glissement de terrain, en bas de talus, qui se traduit par la perte de terrain au profit du sol au-dessus, et provoque ainsi des glissements de terrain successifs en amont.

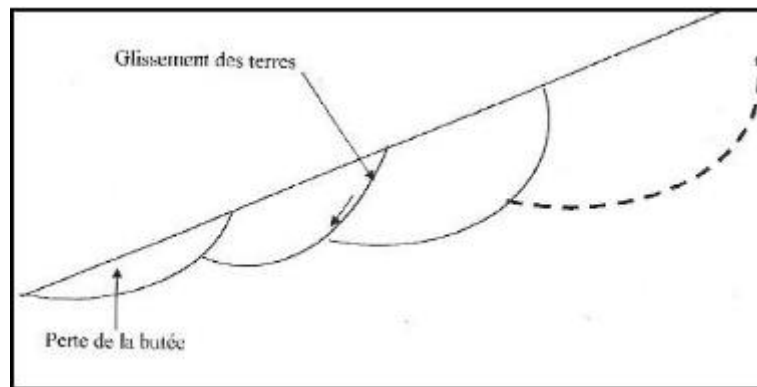


Figure 12: Schéma illustrant glissement rotationnel complexe

5-3-Glissement quelconque :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédent.

1-6- Classification des glissements :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement (Tableau1) et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (Tableau2).

| Glissement | Surface de glissement |
|--------------|-----------------------|
| Superficiel | 0-2m |
| Semi-profond | 0-10m |
| Profond | 10-30m |
| Très profond | >30m |

Tableau 1: Classification selon la profondeur de glissement d’après DTEK

| Glissement | Vitesse de glissement |
|-----------------------------------|-----------------------|
| Substabilisé, très lent | 0-2cm/an |
| Peu actif, lent | 2-10cm/an |
| Actif (ou lent avec phase rapides | >10cm/an |

Tableau 2: Classification selon l'activité en fonction de l'évolution de la vitesse moyenne de glissement à long terme

1-7- Les causes de glissement:

7-1- Notions sur les causes des glissements:

7-1-1- Géométrie :

A- Pente des talus:

- Trop haut, la hauteur du remblai ou des branches est trop élevée. les deux peuvent être le résultat de la conception ou de la construction.

B- Agents extérieurs:

- De nombreuses actions humaines peuvent être particulièrement préjudiciables à la rétention des remblais : tous travaux en tête de déblai (à une distance de la crête inférieure à environ deux fois la hauteur du talus déblai), suppression des culées naturelles ou artificielles en pied, et en général tous travaux excessifs d'excavation au voisinage d'ouvrages ou affouillements dus à l'action des eaux de ruissellement.

C- Hydraulique:

- Absence ou insuffisance d'un système de drainage ou d'évacuation des eaux.
- Drainage préalable (en construction) déficient, notamment au contact entre remblai et terrain.

Naturel ou en crête du talus de déblais;

- Actions externes résultant de l'érosion superficielle, percolation d'eau dans les réseaux de Fissures, entrainement de fines, érosion par batillage des talus situés en zone inondables ou au Bord de l'eau.
- Actions internes résultant des pressions interstitielles au sein du matériau, à la construction ou Après remontée de la nappe (notamment dans les remblais sur pente, insuffisamment drainés au contact entre le remblai et le terrain naturel) ou accumulation d'eau (dus souvent à la mauvaise qualité du matériau ou à une réduction locale des possibilités de circulation de l'eau dans le massif).
- Actions de la neige et des cycles de gel et de dégel.

D- Géologie et géotechnique:

- Présence de failles ou de zones broyées, de fissures ou microfissures, notamment dans les zones de déblais.
- Substratum forte pente.
- Présence ponctuelle de couches de caractéristiques particulières.
- Terrain naturel tourmenté avec traces éventuelles d'arrachements, d'anciens talwegs comblés de matériaux glissés ou ayant des caractéristiques médiocres.
- Utilisation des matériaux de remblai inadaptés (caractéristiques mécaniques trop faibles, matériau sensible à l'eau).
- Compactage ou traitement du sol insuffisant.
- Utilisation incorrecte ou abusive de l'explosif en l'absence de pré découpage.
- Evolution des caractéristiques mécaniques traduisant un vieillissement du matériau dû au fluage ou des actions physico-chimiques.

❖ Autres causes:

- Influence du trafic et des charges roulantes.
- Opérations de déboisement mal conduites sur les talus dont la stabilité superficielle est assurée par la présence de végétaux.

7-2-Origines et principales causes de glissement de terrain:

7-2-1-L'influence de la nature du matériau constituant:

D'une manière générale les terrains argileux sont prédisposés au glissement à causes des propriétés particulières des argiles, parmi les propriétés défavorables de l'argile on cite:

- La faible perméabilité, ce qui implique le développement de forte pression interstitielle dans le massif.
- Son aptitude au gonflement par l'absorption de l'eau.
- Sa sensibilité au remaniement (transformation en liquide).

7-2-2-L'influence de l'eau :

L'eau est dans la plus part des cas, la grande responsable dans mise en mouvement de terrain, elle circule dans les diaclases du massif en provoquant une forte pression, ou bien elle s'infiltré dans les fissuration engendrant d'argile et la perte de sa résistance, par ailleurs l'eau d'imbibition peut modifier par action chimique, la structure de certain matériaux argileux provoquant souvent la dissolution de certain roches carbonatées.

7-2-3-Les causes mécaniques externes :

Sont les causes mécaniques externes naturelles telles que les tremblements de terre l'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière, ou pares de forte pluies, ou causes artificielles, en modifiant la géométrie externe du versant (par terrassement creusement d'un talus pour installer une route ou des habitations, surcharge d'un versant par des remblais, modification des écoulements, érosion au pied d'un versant dont le cours est modifié).

En effet les causes d'un glissement sont basées sur deux facteurs primordiaux:

A-Augmentation de la contrainte de cisaillement :

Celle-ci est due essentiellement aux :

- charge extérieures telles que les surcharges d'une construction ou les charges accidentelles climatiques comme la neige...etc.
- les ouvrages de terrassement (remblayer et déblayer).
- les secousses d'un tremblement de terra.
- l'érosion d'un bas de pente.

B- Diminution de la résistance au cisaillement :

De nombreux facteurs influent sur la résistance au cisaillement, parmi lesquels on cite:

- l'augmentation de la pression interstitielle après de forte pluies, ou a la suite d'une accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol.
- le développement de l'altération de la roche, par dissolution, oxydation, hydratation, ou hydrolyse.
- l'aptitude des argiles au gonflement, par l'absorption de l'eau.
- l'influence du phénomène gel-dégel.

Instabilité active quand les contraintes de cisaillement (a) dépassent la résistance au cisaillement.

C'est généralement ce qui est le plus mal connu, et qui reste souvent inconnu. C'est pourquoi la cause de déclenchement est rarement retenue comme critère de classification. Et ce d'autre moins qu'il y rarement une cause unique, mais souvent une combinaison de causes complexe.

1-8- Quelques exemples des glissements de terrain :

8-1- A travers le monde

➤ Glissement de Villatina Medellin en Colombie :

Le glissement a eu lieu en 1987 au quartier de Villatina Medellin qui est localisé sur le flanc oriental de l'aval du Rio Medellin. Il est l'une des grandes catastrophes naturelles qui ont eu lieu en Colombie dans une zone urbaine. Le nombre des victimes a été entre 450 et 500, avec plus de 120 maisons détruites. Le glissement est parti de la zone de dunites (roches argileuses fracturées) qui a une pente supérieure à 20%, il est descendu en suivant la ligne de plus forte pente.

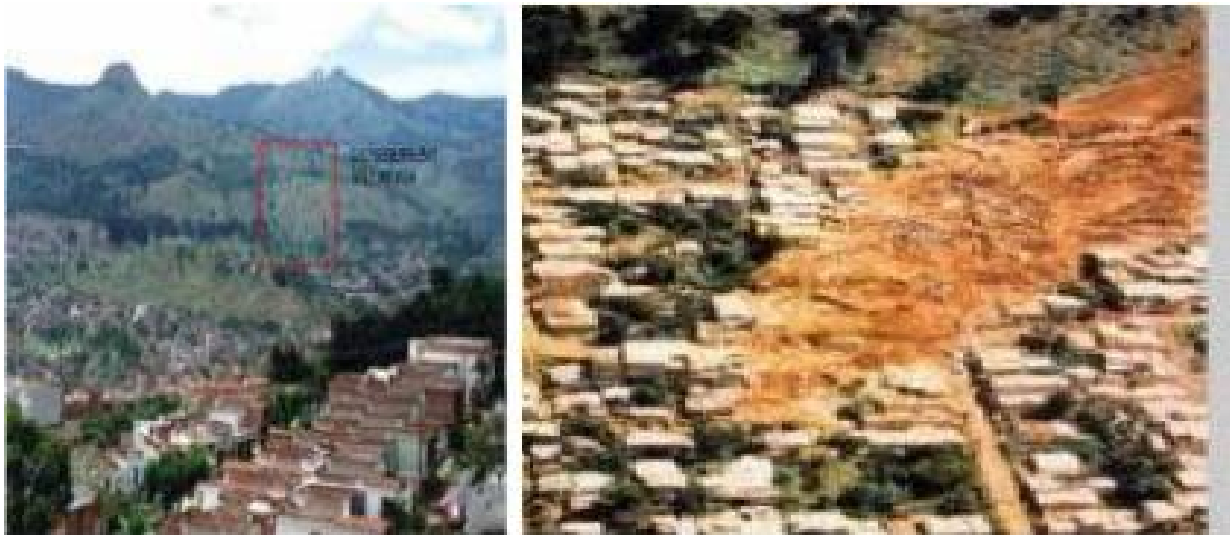


Figure 13: Morphologie de la zone de glissement de Villatina Medellin en Colombie

➤ Glissements de La Leona et de Las Collinas au Salvador :

A la suite d'un tremblement de terre de magnitude 7.6 à l'échelle Richter survenu en 2001 au large des côtes du Salvador, deux glissements de terrain se sont produits : le glissement de La Leona près de San Vicente et le glissement de Las Collinas (Figure 14).



Figure 14: (a) Glissements de La Leona près de San Vicente et (b) de Las Collinas au Salvador

- éboulement du Tauredunum, dans le diocèse du Valais, en Suisse - son emplacement précis n'a pas été élucidé, mais des campagnes de géophysique dans le Léman ont récemment accredité son existence, le situant plus probablement en vallée du Rhône.
- 24 novembre 1248 : éboulement d'une tranche de la face nord du Garnier, en Savoie (entre 1 000 et 5 000 morts), formant les vignobles vallonnés des Abymes,
- Le 5 mai 1971, le village de St Jean Vianney au Québec est emporté dans la boue de la rivière Saguenay.
- Dans la nuit du 7 au 8 janvier 1994, le glissement de terrain de La Salle en Beaumont dans l'Isère (France) emporte un million de mètres cubes en quelques minutes et fait quatre victimes.

8-2- Exemples de glissements de terrains survenus dans l'Algérie :

- **Glissement de terrain sur le CW13 à Tifra- willaya de Bejaia :**
Le glissement concerne une route dans une zone montagneuse suite à un événement Pluviométrique. Il a emporté le coté aval de la route sur un linéaire de 80 m.
- **Région D'Alger :**
 - ✚ 1845 : Effondrement d'un pan de Falaise (EL BIAR) ; le consulat de suède subit des dégâts Importants.
 - ✚ 1870 : Chutes de blocs à El Biar .
 - ✚ 1942 : Rupture d'un pan de falaise à Saint-Raphaël due au fluage de la marne sous-jacente .
 - ✚ 1982 : Ecroulement d'un pan de falaise derrière un immeuble à Bir Mourad Rais causant 5 morts et la destruction de son rez de chaussée.
 - ✚ 1989 : Ecroulements importants de molasse, causés par le séisme du mont Chenoua.
 - ✚ 1991 : Chutes de blocs à Hydra, causant 2 morts.
- **Région de Bouira :(Cas du contournement autoroutier de Bouira)**



Figure 15: Glissement spectaculaire du remblai (pk190) et son sol support, en fin de construction.

1-9- Conclusion:

La nature géologique du terrain est l'un des principaux facteurs à l'origine des glissements de terrain, tels que l'eau et la pente. Les matériaux concernés sont variés (roche ou schiste magmatique, formations tertiaires modifiées, colluvions fines, marne argileuse, etc.) mais en général la présence d'argile en forte proportion est toujours un facteur défavorable du fait de ses mauvaises propriétés

mécaniques. La saturation des sols en eau (présence de cours d'eau, pluies abondantes, fonte des neiges brutale) joue également un rôle important dans l'apparition des glissements de terrain. Le glissement peut entraîner des fissures, des déformations, des déplacements de masse et de graves dommages à la construction. L'expérience montre que les accidents personnels dus aux glissades et aux écoulements sont peu fréquents, mais peuvent quand même arriver.

✓ Les méthodes de calcul

2-1- Introduction:

L'ensemble des données géologiques, morphologiques, et géotechniques recueillies fait l'objet, en général, d'une représentation sur un fond de plan et sur une ou plusieurs coupes longitudinales. Un modèle géotechnique est construit pour les calculs de stabilité, dans le quel la surface topographique, les différentes couches de sol et les hypothèses hydrauliques sont définies.

Ces dernières sont essentielles un préalable à tout calcul de stabilité est de définir la répartition des pressions interstitielles dont la connaissance est nécessaire pour l'analyse de la stabilité mécanique ($\sigma = \sigma' + u$). Lorsque l'on dispose de données piézométriques, il suffit d'interpoler pour avoir une image suffisante des pressions interstitielles. Dans le cas contraire, on définira un niveau de nappe correspondant à une hypothèse raisonnable, compte tenu de ses fluctuations probables.

2-2- Notion de coefficient de sécurité :

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description à deux dimensions de la pente à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants : poids propre du massif, réaction du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels.

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol (τ_{max}) à la contrainte de cisaillement s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_{local} = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (01)$$

Si il n'y a pas rupture ; si, il y a rupture locale.

La définition de ce coefficient de sécurité global se heurte à deux difficultés son ne sait pas évaluer, sauf cas particuliers simples ou appel à modélisation complexe, la répartition des contraintes le long de la surface de rupture et si l'on possède une telle évaluation, on constate en générale que le coefficient de sécurité n'est pas constant

Le long de la surface rupture. Les méthodes présentées ci-après reposent sur différentes estimations approchées des contraintes (τ_{max}) d'une part et de (τ) d'autre part la résistance au cisaillement (τ_{max}) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme. Dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale σ' selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\tau_{max} = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (02)$$

Il est donc nécessaire de faire des hypothèses sur la répartition des contraintes normales.

Une façon d'évaluer les contraintes de cisaillements (τ) consiste à écrire qu'elles résultent de l'équilibre limite pour des caractéristiques du sol réduites :

$$\tau = \frac{c'}{F} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{F} \quad (03)$$

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable (dans une famille donnée, par exemple circulaire) c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. On verra que, généralement, un coefficient de sécurité de 1,2 à 1,5 suivant les cas et recherchés.

2-3- Les méthodes globales :

1- Méthode de Caquot :

C'est une méthode globale écrivant l'équilibre de la masse de sol susceptible de glisser. Etablie pour un milieu homogène de caractéristiques c et ϕ , par une équation du 3^{ème} degré.

On suppose que la répartition des contraintes le long du cercle de glissement varie comme la hauteur h qui surmonte le point M ce qui revient à admettre que la distance entre la corde AC et la surface du talus reste faible. O est le centre du cercle.

Le bilan des forces se fait suivant les axes OY qui est l'axe de symétrie de l'arc de cercle testé et OX qui est parallèle à la corde AC .

Les forces s'exerçant sur la masse du sol susceptible de glisser sont :

- 1) son poids W
- 2) la résultante U des forces de pression dues à la pression interstitielle. Quelle que soit la loi de variation de la pression interstitielle, chacune de ces forces est normale au cercle de glissement, donc la résultante U passe par O et U est connu.
- 3) la réaction du massif extérieur au cercle qui va s'opposer au glissement et que l'on évalue comme suit, en 4 et 5.

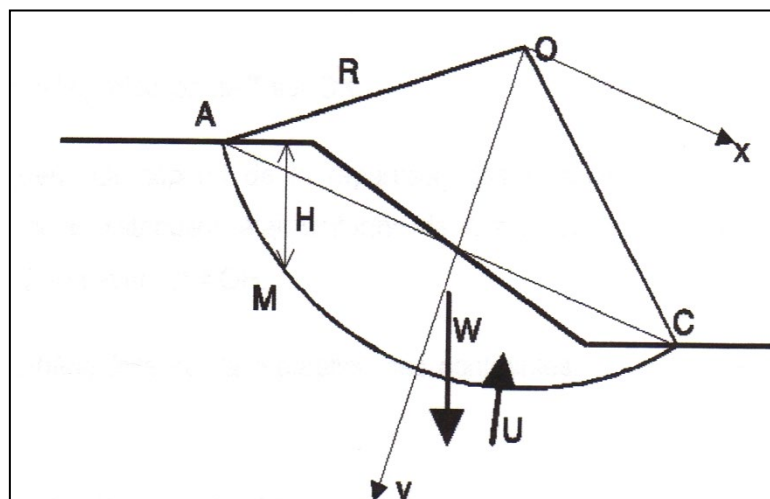


Figure 16: Méthode de Caquot

- 4) la cohésion étant supposée constante, les forces élémentaires de cohésion le long de l'arc AC sont symétriques deux à deux par rapport à OY . Leur résultante est donc parallèle à OX et passe par un point H de OY . Elle vaut :

$$K = (2 c R \sin \alpha_0) / F \cdot \alpha_0 \quad (04)$$

Est le demi-angle au centre du cercle de rupture. Le moment, par rapport au centre du cercle, des forces de cohésion est :

$$Mt = 2 c R^2 \alpha_0 \quad (05)$$

Ce qui permet de déterminer le point de passage de cette force. Il est sur l'axe OY à une distance de O de

$$OH = R \alpha_0 / \sin \alpha_0. \quad (06)$$

- 5) Le torseur des forces de frottement le long de AC : réduit en O, ce torseur est équivalent à un couple et une force. Soit P la résultante des forces normales effectives le long de l'arc AC. P passe nécessairement par O.

La résultante T des forces tangentielles a pour module :

$$T = P \tan \varphi / F \quad (07)$$

En écrivant le moment de T/O, (celui de P est nul), on remarque que ce dernier peut s'écrire OI. S, S étant la projection de T sur OX.

Cette longueur OI dépend de la répartition des contraintes le long du cercle de rupture, si cette distribution était uniforme de A à C, on aurait le même résultat que pour la cohésion avec

$$OI = OH. \quad (08)$$

- 6) Mise en équation et résolution.

L'équation d'équilibre des moments donne une expression de S que l'on reporte dans les équilibres suivant OX et OY.

On obtient une équation résolvante en F de la forme

$$F = a + b/F + c/F^2. \quad (09)$$

b et c sont petits et en première approximation on peut écrire.

$$F = a = ((R \alpha_0 / \sin \alpha_0) W_\gamma \tan \varphi + 2 c R^2 \alpha_0) / W_d \quad (10)$$

Ou W est la projection de W-U sur OY et d le bras de levier de W par rapport à O.

2-Méthode générale des coins :

Le sol est divisé en blocs (minimum 3).

- 1) La résistance du sol est aussi mobilisée entre les blocs.
- 2) On estime le point d'application de la composante frottant de la contrainte tangentielle.
- 3) On se donne un coefficient de sécurité initial.

Avec 4 blocs :

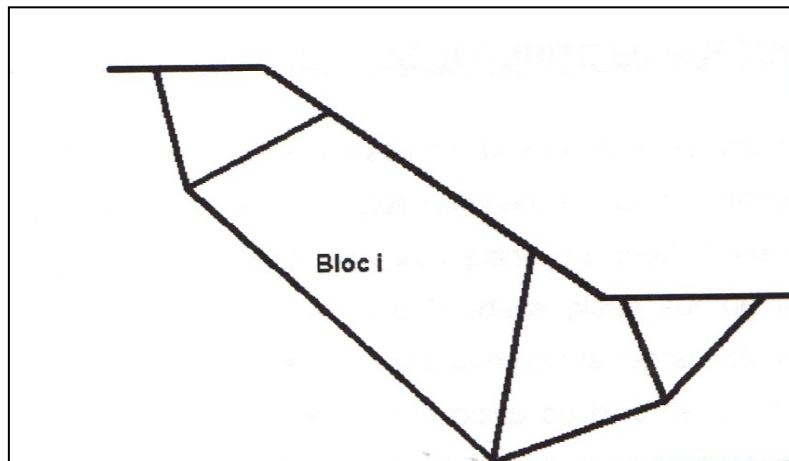


Figure 17: Exemple de découpage en blocs

Principe de résolution :

Les polygones des forces sont successivement tracés pour chaque bloc et on résout l'équilibre des forces puis celui des moments.

Pour un bloc l'équilibre est obtenu par l'évaluation de la réaction du bloc adjacent.

Pour le dernier bloc l'équilibre détermine un nouveau coefficient de sécurité.

Si celui-ci est différent du coefficient initialement supposé on entame une procédure itérative.

La surface de rupture est maintenue cinématiquement admissible grâce à l'expression de contrainte sur la géométrie du mécanisme de rupture.

Ceci permet une recherche automatique du système de bloc le plus instable.

Les forces dues à l'eau (pressions, forces d'entraînement) sont prises en compte dans les équilibres.

Cette méthode est prouvée être équivalente à la méthode énergétique par valeur supérieure, elle donne donc des coefficients de sécurité supérieurs ou égaux aux coefficients réels.

2-4- Calcul du coefficient de sécurité en rupture plans:

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface (guide) le glissement (cas de formations meubles reposant sur un substratum, par exemple) :

La surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente.

La figure ci-dessous représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les cotés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, UL l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base.

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et UL s'équilibrent de part de l'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (11)$$

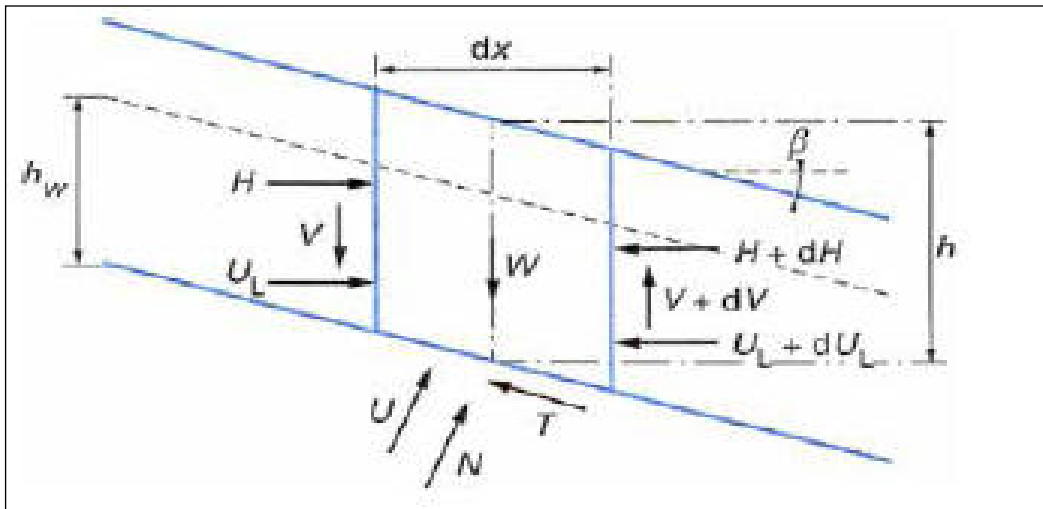


Figure 18: Glissement plans : équilibre d'un bloc

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T = c' \frac{dX}{\cos \beta} + (N - U) \tan \varphi' \quad (12)$$

On obtient l'expression suivante pour F :

$$F = \frac{2c'(\gamma h - \gamma_w h_w) \tan \varphi'}{\gamma \sin 2\beta \gamma h \tan \beta} \quad (13)$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie :

Pour un matériau purement frottant :

En l'absence d'eau :

$$F = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (14)$$

Lorsque la nappe affleure en surface ($h_w = h$) (15)

$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (16)$$

Ce qui donne, pour un sol courant ($\gamma \approx 20 \text{KN/m}^3$)

$$F \approx \frac{\tan \varphi'}{2 \tan \beta} \quad (17)$$

Pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{C_u}{\gamma} \quad (18)$$

2-5- Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire:

1- Méthode des tranches :

La surface de rupture étant circulaire, est équivalente à la suivante, les moments étant pris au centre du cercle de rupture

$$F = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}} \quad (19)$$

Pour étudier la stabilité d'un talus et a fin d'évaluer la répartition des contraintes (σ') sur la surface de rupture, on imagine un découpage des talus en tranches a fin de discrétiser le problème et de le traiter numériquement. Le massif en rupture est découpé en tranches verticales d'épaisseur dX assez petite pour que la base de chaque tranche soit assimilable à un segment de droite (Figure 19). Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées.

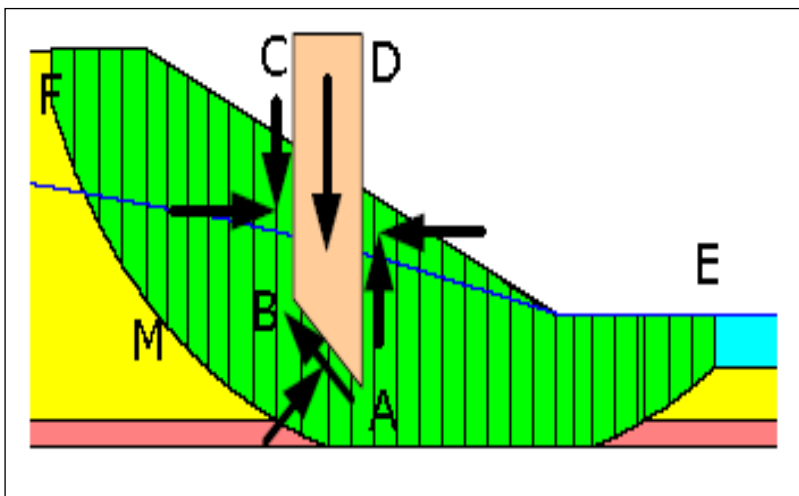


Figure 19:

circulaire (méthode de tranche)

Glissement

Son poids $w = \gamma h dX$ (20)

Deux forces horizontales (incluant les pressions hydrauliques), de part et d'autre, H et $H+dH$ qui proviennent des tranches voisines ;

Deux forces verticales V et $V+dV$ de même origine ;

L'équilibre de la tranche n s'écrit, en projetant sur l'axe horizontal et l'axe vertical (l'équation des moments est négligée) :

$$dH_n - \sigma_n \tan \alpha_n dX + \tau_n dX = 0 \quad (21)$$

$$dV_n - \gamma h_n + \sigma_n dX + \tau_n \tan \alpha_n dX = 0 \quad (22)$$

Compte tenu du critère de *Mohr-Coulomb* ($\sigma_{max} = c' + \sigma' \tan \varphi'$) , en prenant toutes les tranches de la même épaisseur, on a :

$$F = \frac{\sum (c + (\sigma_n - U_n) \tan \varphi) \frac{1}{\cos \alpha_n}}{\sum \gamma h_n \sin \alpha_n} \quad (23)$$

Un est la pression hydraulique sur la base de la tranche (n), supposée connue.

Le deuxième membre contient les inconnues σ_n ; on utilise les relations d'équilibre des tranches pour les évaluer.

2- Méthode de Fellenius :

L'hypothèse la plus couramment utilisée, a été faite par **Fellenius** en **1927**, elle consiste à admettre que les efforts inter-tranches horizontaux sont nuls. Cette méthode permet de prendre en compte une surface topographique de forme quelconque, des forces extérieures appliquées à cette surface, plusieurs couches de terrains stratifiés, et une nappe filtrant dans ces terrains.

Le coefficient de sécurité prend la forme suivante

$$F = \frac{\sum (c + (\gamma h_n \cos \alpha_n) \frac{1}{\cos \alpha_n}}{\sum \gamma h_n \sin \alpha_n} \quad (24)$$

Cette formule permet de réaliser une estimation sommaire de **F** lorsque des calculs par ordinateur ne sont pas possible.

3- Méthode de Bishop :

En (**1955**), Bishop a apporté une amélioration à la méthode de **Fellenius**. Elle a donné lieu à l'établissement de plusieurs programmes de calcul sur ordinateur.

Pour calculer la résistance au cisaillement par le critère de **Mohr-Coulomb**, il faut déterminer la valeur de la normale – en chaque point de la surface de glissement.

- La surface de rupture est un cylindre à section circulaire.
- Le sol à un comportement rigide-plastique.
- Le critère de rupture de sol est celui de **Mohr-Coulomb** : ($\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi'$), dans une analyse à long terme et $\tau_{f=C_u}$ dans une analyse à court terme.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont négligés.
- Le coefficient de sécurité **F** est constant tout le long de la surface de rupture est s'écrit :

$$F = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (25)$$

L'expression de ce coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique : équilibre de force verticale appliquées à chaque

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i b_i + (W_i \cos 2\alpha_i - U_i b_i) \tan \varphi_i \frac{1}{\cos \alpha_i (1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F})}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (26)$$

Dans cette expression, est l'indice de la tranche, C_i désigne la cohésion drainée du sol à la base de la tranche considérée, φ_i , l'angle de frottement drainé du sol, b_i , la largeur de la tranche, W_i , le poids de la tranche i , α_i , l'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale de la tangente à la courbe de rupture à la base de la tranche.

4- Méthode de Janbu :

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

L'équilibre horizontal nous donne pour F :

$$F = \frac{\sum b\tau \frac{1}{\cos 2\alpha}}{\sum (W + \Delta X) \tan \alpha} \quad (27)$$

Avec :

$$\tau = \frac{c + \left(\frac{W + \Delta X}{b} - U\right) \tan \varphi}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi}{F}} \quad (28)$$

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

$$\Delta E = (W + \Delta X) \tan \alpha \frac{\tau b}{F \cos 2\alpha} \quad (29)$$

$$X = -E \tan \alpha \tau + h \tau \frac{\Delta E}{b} \quad (30)$$

Dans les quelle :

ΔE : est la différence des forces normales aux cotés de deux tranches successives.

ΔX : est la différence des forces parallèles aux cotés de deux tranches successives.

α, h_τ : Défensivement la direction et la position de la ligne de poussée.

Le point de départ est la tranche du sommet dans laquelle X et E ont une valeur nulle d'

2-6- Calcul du coefficient de sécurité en rupture bidimensionnelle:

1- Méthode de perturbation :

Une autre méthode de calcul, utilisée dans le cas d'une surface de rupture de forme quelconque, est la méthode dite des perturbations. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture ; ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes (σ) et (τ) le long de la surface de rupture (Figure 20)

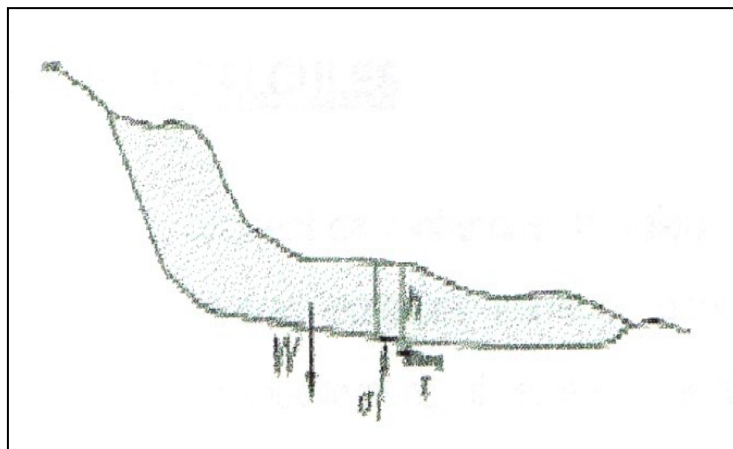


Figure 20: Méthode de perturbation

La répartition de la contrainte normale est cette fois encore inconnue. La méthode pose l'hypothèse suivante : la contrainte normale σ sur une facette tangente à la surface de rupture (inclinaison α)

s'écrit comme une perturbation de la contrainte $\sigma_0 = g h \cos^2 \alpha$ normale à une facette inclinée à α , à une profondeur h , dans un massif infini incliné à α . Deux paramètres de perturbation interviennent : λ et μ .

Dans le programme de calcul **PETAL-LCPC**, on utilise l'expression :

$$\sigma = \sigma_0(\lambda + \mu \tan \alpha) \quad (31)$$

Le problème consiste alors, après discrétisation en tranches verticales, à résoudre un système de trois équations (équilibres des efforts horizontaux, des efforts verticaux et des moments) à trois inconnues (λ, μ, F).

2-7- Le programme de calculs :

Les calculs de stabilité qui se proposent de rechercher la valeur minimale de F , et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur, ne s'effectuent pratiquement plus manuellement.

Il existe maintenant de nombreux programmes de calcul sur ordinateur (des logiciels), desquels on a parfois tiré des abaques.

Historiquement nous pouvons noter les programmes suivants :

- RRT, premier programme diffusé qui possédait les méthodes de Fellenus, Bishop, des perturbations, de **Janbu**.
- VESTAL orienté vers la **CAO** sur un matériel très particulier.
- PETAL une mise à jour de RRT avec de nombreuses extensions (**LCPC**).
- NIXES et TROLLS, développé depuis **1972** inclut des modes nouveaux de calcul et de paramétrage. Sa mise en œuvre bénéficie des concepts de CAO enseignés par VESTAL. Ce

programme sert de module de calcul pour le système expert XPENT. En cours de développement (ENTPE).

- TALREN premier programme pour le renforcement des pentes par coulage (diffusé par TERRASOL).
- STABIL programme de calcul de BRGM.
- GEOSLOP Programme de calcul qui se base sur la théorie de l'équilibre limite
- PLAXIS programme de calcul qui se base sur la théorie de l'élément finit

2-8- Conclusion :

Les géotechniciens calculent par habitude le facteur de sécurité pour évaluer la stabilité des pentes en utilisant les méthodes déterministes malgré la différence 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 y'a plusieurs sources d'incertitude dans l'analyse de la stabilité de pentes, par exemple, incertitudes spatiales (topographie et stratigraphie d'emplacement, etc....) et incertitudes des données d'entrée (caractéristiques du sol, propriétés mécaniques du sol, etc..).

L'analyse déterministe de la stabilité de 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 de fiabilité complète l'analyse et la conception de pentes, parce qu'elle explique et considère la variabilité des paramètres d'entrée dans le calcul.

**Chapitre 2 :
Méthode de confortement**

1-1- Introduction

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

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

Quand on veut consolider un glissement, peu importe que la surface de rupture soit circulaire, logarithmique, plan, etc par contre, il est de la grande importance de connaître ses dimension et d'avoir une idée sur son origine surcharge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnelle

1-2- Choix d'une technique

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte de

- l'analyse des paramètres techniques du site.
- La connaissance des techniques de stabilisation.
- Les impératifs technico-économiques.

1-3- Terrassements:

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

- les actions sur l'équilibre des masses allégement en tête, remblai en pied
- les actions sur la géométrie de la pente purge et Reprofilage;
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

3-1- Remblai de pied:

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisé, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée,

En pratique, la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant la stabilité au grand glissement suppose que :

- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont,
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple- l'aval

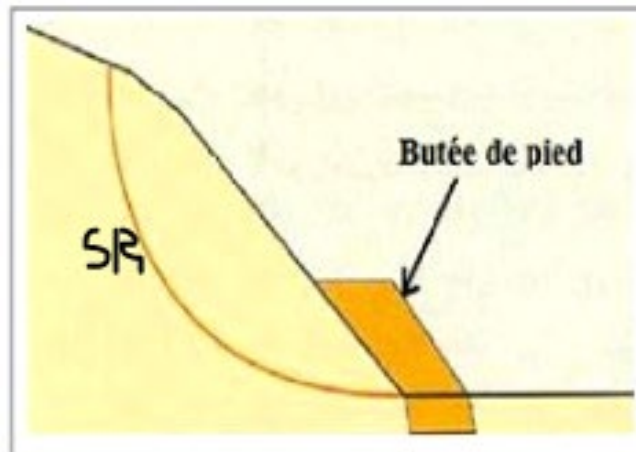


Figure 01: butée de pied

3-2- Allègement en tête :

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le terrassé par un matériau léger (polystyrène matériau-structure alvéolaire, etc.).

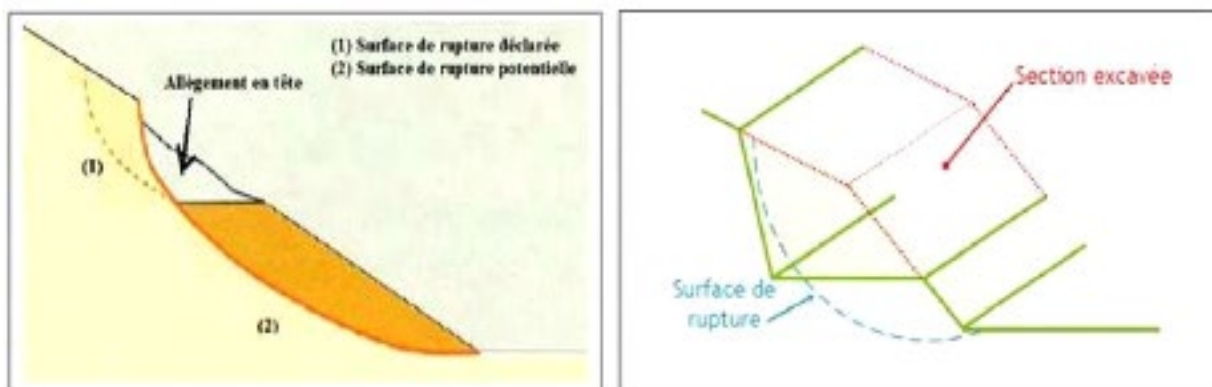


Figure 02: allègement en tête

3-3- Reprofilage:

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête: il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

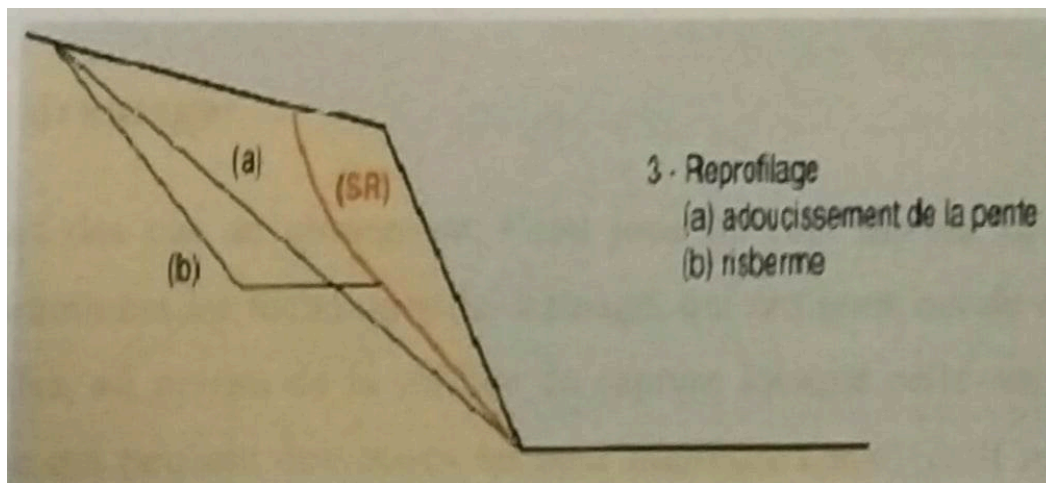


Figure 03: reprofilage

3-4- Purge:

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé condition que la surface mise nu soit stable.

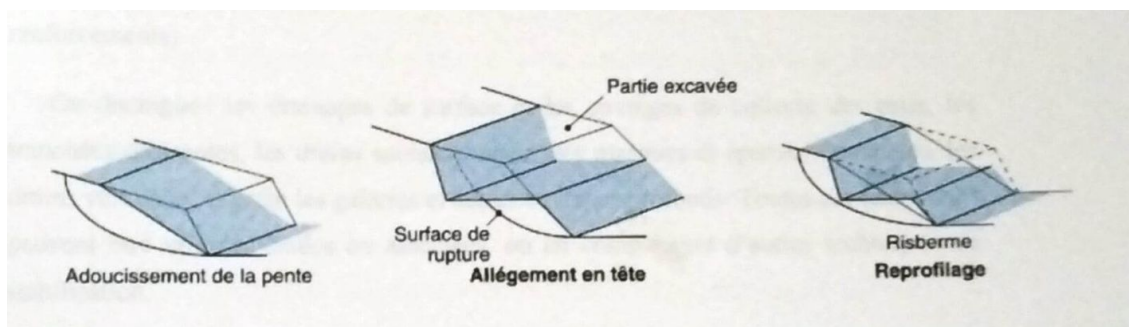


Figure 04: différentes méthodes de stabilisation par terrassement

3-5-Substitution totale ou partielle :

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

Des substitutions partielles sont souvent employées sous forme de bûches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

1-4- Dispositifs de drainage:

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales:

- éviter l'alimentation en eau du site.
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres contiennent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

On distingue les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation

4-1- Collecte et canalisation des eaux de surface:

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance s'infiltrer dans les fissures, - stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage- proprement parler, sont ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

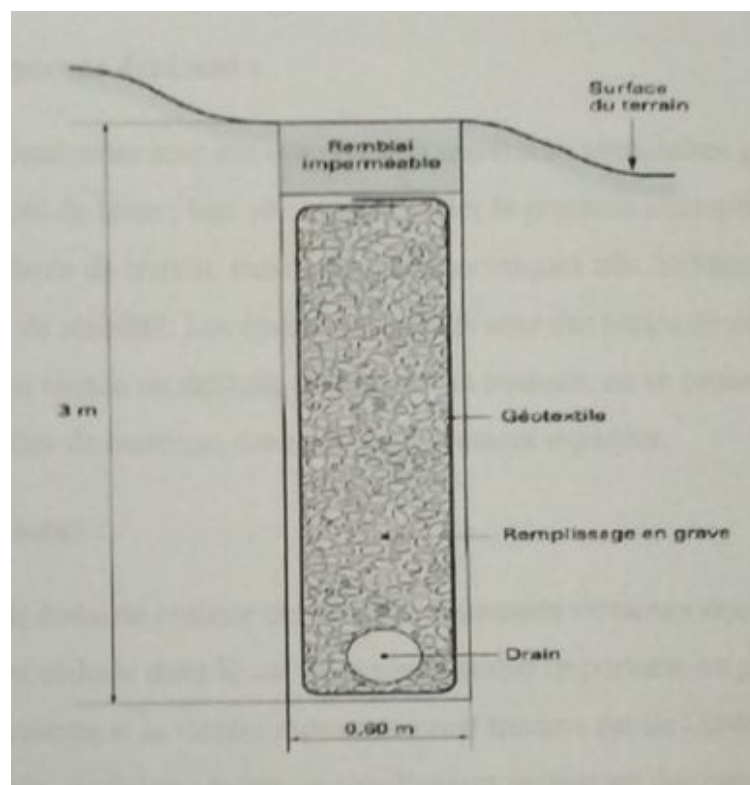


Figure 05: coupe type d'une tranchée drainante

4-2- Tranchées drainantes:

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon- venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles etc.) Le choix de l'implantation (dans

le sens de la plus grande ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encor en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façon la pelle mécanique, la trancheuse et la haveuse de paroi.

4-3- Drainage subhorizontaux:

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels la meilleur justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméables (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible. La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible permeabilite, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit il, pourra suffire dans certains cas.

4-4- Masques et éperons drainent:

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

4-5 Drains verticaux :

Cette méthode consiste réaliser des forages drainantes verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon-éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

1-5-Éléments résistants:

Ces techniques ne s'attaquent pas la cause des mouvements mais ou arrêter les déformations

Elles sont intéressantes dans les cas of les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. On peut également introduire des éléments résistance titre préventif, de façon-éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols La comptabilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

5-1-Ouvrages des soutènements:

5-1-1- Renforcement par gabion:

➤ Description du renforcement:

Les Gabions sont utilisés pour la protection des pentes (le long des autoroutes, lignes ferroviaires ou des routes de montagne).

Un gabion est une caisse parallélépipédique en treillis métallique remplis de pierres l'empilement de ces gabions comme il est présenté dans la (figure.1. 1), peut constituer une solution de soutènement des remblais hétérogènes plus éboulis.

➤ Analyse technique de la solution

Ce mode de soutènement de type poids est pratiquement l'un des modes les plus anciens. Il présente l'avantage d'une mise en place aisée et rapide.

En générale la végétation permet de bien les intégrer dans le paysage. La durabilité est celle des fils de fer galvanisés constituant les cages elle dépasse la cinquantaine d'année même dans les zones côtière.

Presentant un comportement relativement souple, les mans engan send généralement utilisés dans le cas d'ouvrages en déblais (apres terrassement) hors nappe sur des terrains assez résistants ou même rocheux (sites montagneux notamment) is nécessitent ainsi un terrain de fondations de qualine moyenne.



Figure 06: mur de soutènement en gabion

5-1-2- Renforcement par mur de soutènement en béton armé:

➤ Description du renforcement:

Les murs de soutènements en béton armé sont couramment employes Sur la (figures-1.2), le mur de soutènement est constitue d'un voile résistant en beton arme encastre sur une semelle de fondation en beton arme également la semelle peut être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement en cas d'utilisation de semelles peu large (notamment en cas de problèmes d'emprise).

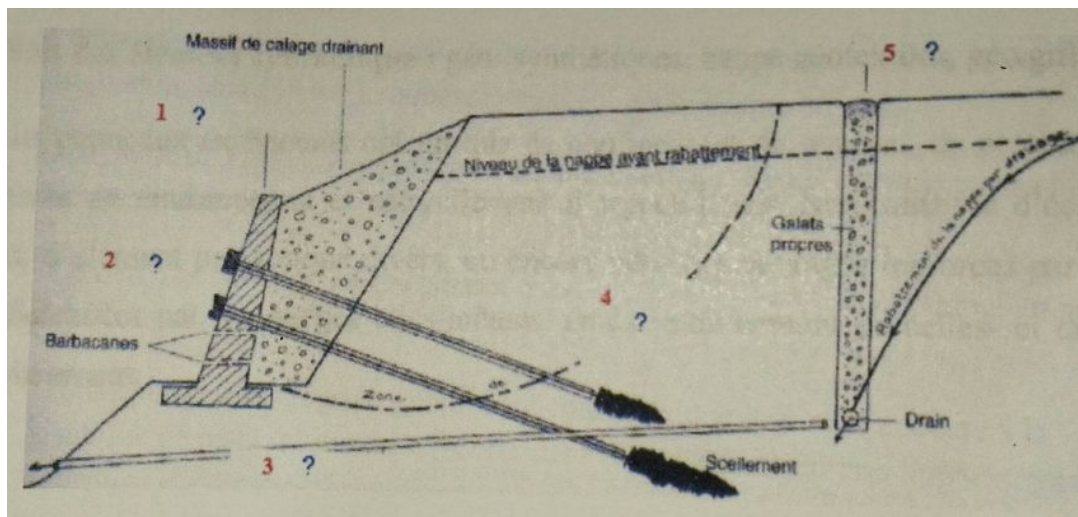


Figure 07: illustration d'un renforcement par mur de soutènement.

Les murs de soutènements en béton armé sont équipés d'un dispositif de drainage disposé à l'arrière du voile auquel est associé un dispositif d'évaluation des eaux (barbacanes). Ici, des structures de murs plus complexes pourraient être imaginées pour éviter des terrassements trop importants, on pourrait penser à des chaises intermédiaires comme illustré sur la (figure).

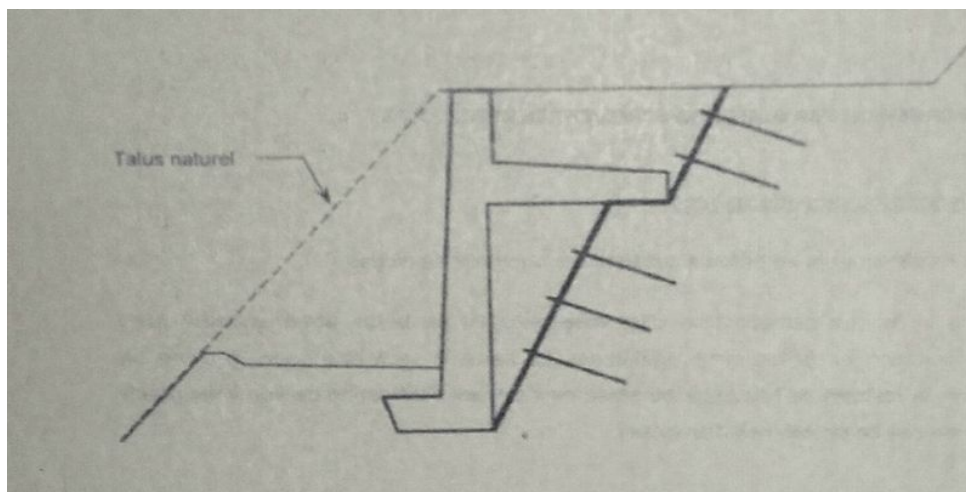


Figure 08: illustration d'un mur de soutènement en BA avec chaise intermédiaire

5-1-3- Renforcement en remblais type terre renforcée par armature:

➤ Description du renforcement:

Cette technique s'est considérablement développée dans les dernières décennies avec des éléments de renforcement, disposés par nappe ou lits horizontaux, et constitués de deux types:

- **Soit des éléments métalliques:** lanières métalliques, panneaux individuels ou nappes de treillis soudé,
- **Soit des éléments synthétiques:** géo-synthétiques, nappe géotextiles, géo grillés,

Les panneaux extérieurs ont un rôle de confinement du remblai, de protection des éléments de renforcement et naturellement d'aspect il peut être constitué d'écaille en béton, d'éléments préfabriqués divers, ou encore pour des ouvrages renforcés par nappes de géotextiles par les nappes elles-mêmes, après retournement de celles-ci durant le remblaiement.



Figure 09: renforcement type terre armée (lanières géo-synthétiques et nappes en géotextiles).

Dans ce dernier cas, le parement « en nappe fait objet d'une protection supplémentaire (par végétalisation ou par un parement d'aspect rapporté) contre les rayons ultraviolet, ou encore les actes de vandalisme et pour des raisons d'esthétique pour les ouvrages définitifs

5-1-4- Renforcement avec parois moulées :

La technique de la paroi moulée est récente (1952 Italie, 1955 France) Consiste à l'exécution d'un ouvrage en béton armé par moulage dans une tranche ouverte au sien du sol.

➤ Description de l'ouvrage :

Les parois moulées présente une succession d'éléments plans, en béton armé, soit coulé en place soit préfabriqués, ces poutres ou dalle verticales sont justifiées par les règles de calcul habituelles de béton armé:

- Les parois moulées sont utilisables dans les sites urbains.
- Protection des sites montagneux.
- Après l'excavation de la fouille il est nécessaire de faire un pompage d'eau pour commencer les travaux.

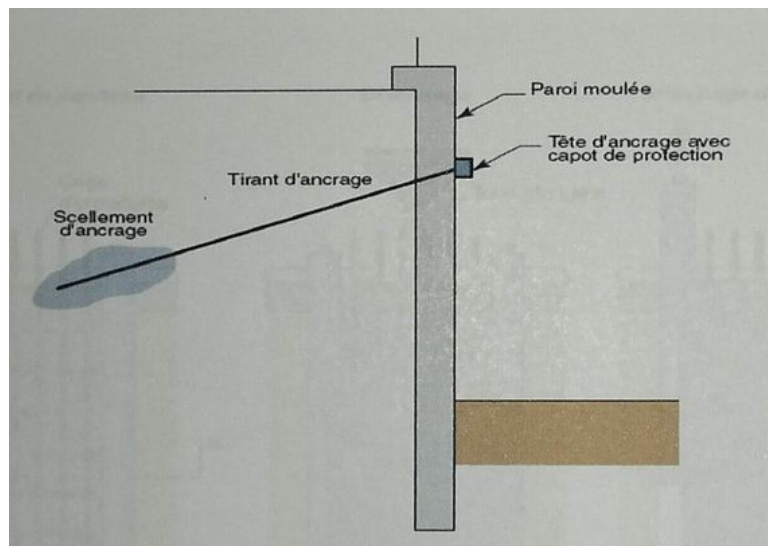
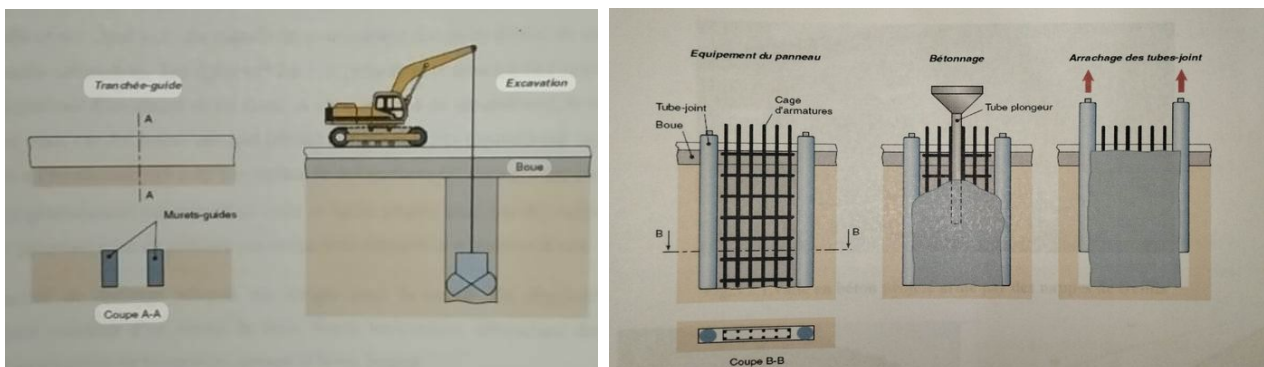


Figure 10: Schéma de principe de paroi moulée

➤ **La mise en place d'une paroi moulée :**

- Perforation de «< panneaux primaires >> ;
- Mis en place des coffrages de joints à l'extrémité des panneaux primaires,
- Bétonnage des panneaux primaires;
- Perforation des «< panneaux secondaires >>
- Bétonnage des «< panneaux secondaires >>



a. Forage préalable

b. Bétonnage

Figure 11: Schéma de mise en œuvre de paroi moulée

5-2-Le clouage:

5-2-1- Renforcements par clouage:

Les massifs en sol cloué sont des massifs de soutènement réalisés en déblai, de haut en bas, par passes successives. Les figures (1.2 et 1.3) présentent le principe de l'exécution et une vue générale d'un massif en sol cloué. A chaque phase de terrassement, le sol est renforcé en place par des barres passives (clous) disposées en lits réguliers par inclinaison par rapport à l'horizontale (10 à 20°). La surface de sol renforcée est alors protégée par une peau mince généralement constituée d'un voile en béton projeté armé par des nappes de treillis. Ce parement n'est en général pas conçu pour supporter une pression d'eau.

Un dispositif de drainage adéquat est intégré dans la masse. Ce dispositif est généralement constitué d'un réseau de drains forcés horizontaux débouchant dans la paroi et d'un ensemble de barbacanes perçant le béton projeté.

Les coules sont constituées d'une armature métallique (on pourra ici utiliser des barres HA scellées dans un forage à l'aide d'un coulis de ciment).



Figure 12: voile en béton projeté armé par des nappes de treillis

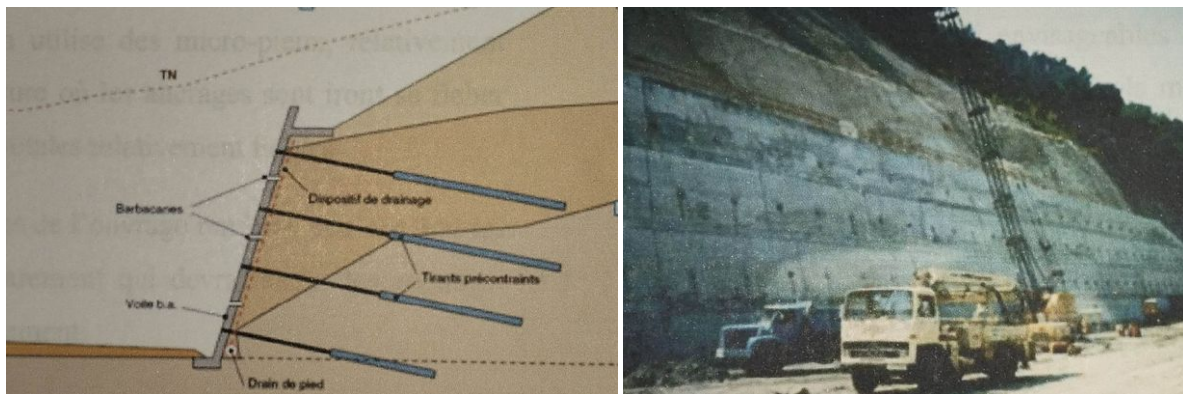


Figure 13: massif en sol cloué

5-3- Tirants d'ancrages:

5-3-1- Renforcement par pieux-voile (paroi composite)

Ce procédé, communément connu sous le nom « paroi composite », consiste à mettre en place une succession de pieux isolés, disposés verticalement avec un entre-axe variable (1 à 4 m d'entre-axe suivant le projet). Ces pieux peuvent être:

- Des pieux en béton armé de diamètre compris entre 0,5 et 1,0 m.
- Des pieux forcés de diamètre 0,3 à 0,40 m équipés de profils,
- Des micro-pieux de 0,15 à 0,20 m s'apparentant à des clous verticaux.
- Entre les pieux, on met en place des éléments résistants de diverses natures.
- Voiles en béton armé, réalisées entre les pieux au fur et à mesure de l'excavation des terres devant ces derniers.
- Voile en béton projeté (avec des micro-pieux ou pour des ouvrages lourds à pieux fort diamètre, peut être écartés).
- Dalle préfabriquées (avec pieux HEB ou dispositifs spéciaux)

La paroi composite comporterait donc un ou plusieurs niveaux d'ancrages, ces ancrages seront soit des ancrages passifs analogues à ceux utilisés dans la solution paroi cloués, soit des ancrages actifs précontraints.

Lorsqu'il s'agit de tirants d'ancrage précontraints, et cela généralement le cas pour ce type de paroi, on utilise des ancrages de capacité importante et on mettrait ici en place un seul niveau de tirants compte tenu de la hauteur relativement faible du soutènement.

Des tirants passifs sont ici envisageables on utilise des micro-pieux, relativement souples et peu résistant en flexion, dans la mesure où les ancrages sont iront se ficher dans les micaschistes raides avec des longueurs totales relativement faibles.

Pour des raisons d'aspect, les parties apparentes de l'ouvrage renforcé peuvent être ici nécessaire, soit traitées, soit revêtues par un parement qui devra laisser les ancrages facilement accessibles pour entretien ou remplacement.

➤ Analyse technique de la solution:

Les parois composites sont des ouvrages réalisés en déblais, le plus souvent en site urbanisé ou à proximité de voies de circulation routières ou ferroviaires, là où généralement les contraintes particulières d'environnement imposent généralement de limiter l'emprise des fouilles.

Pratiquement réalisable dans tous les terrains y compris les sols raides, compact, ou comprenant des blocs ou des horizons rocheux, les parois composites présentent tout de même une mise en œuvre délicate dans les sols sableux en raison des risques d'éboulement durant les phases de terrassement.

Comme pour les massifs en sol cloués, les parois composites ne sont pas réalisables sous nappe, les écoulements dans les versants sont à drainer.

Les parois composites sont assez largement utilisées dans le type de problème posé dans certaines situations (absence de nappe, nature et qualité des terrains traversés). Leur utilisation est plus avantageuse que celle des parois moulées.

5-3-2- Renforcement par les poutres ancrées :

Une poutre ancrée est en fait un voile en béton armé (comportant en générale un lit de tirants précontraints par niveau de poutre), réalisées en déblais, par terrassement du sol en place, de haute en bas, en une seule passe ou plusieurs si la hauteur de l'ouvrage ou les conditions de stabilité des talus durant les travaux le justifient.

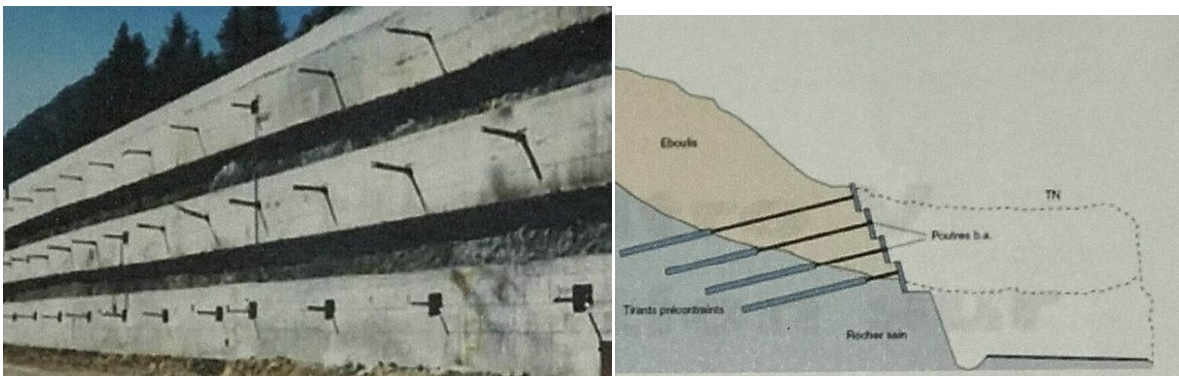


Figure 14: renforcement par poutre ancrées.

Les poutres sont préfabriquées ou coulées en place, celles-ci peuvent être situées dans un même plan ou dans des plans décalés vers l'aval (ouvrage dispose en gradin). Les têtes des tirants d'ancrage peuvent être noyées le béton des poutre.

Chapitre 3 ETUDE GEOTECHNIQUE

3-1-Introduction :

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on propose de mettre place.

Il y a sommairement, deux catégories de moyens de reconnaissances qui complètent géologiques de surface :

-Les méthodes d'observation du terrain, soit en place, soit à l'aide d'échantillons (prolongement en profondeur de la géologie de surface) : puits, tranchées, sondages...

-Les méthodes de mesure "in situ" basées sur la mesure d'une propriété physique du terrain, dont font partie les essais géophysiques.

3-2-Reconnaissance du site :

2-1-Situation et Topographie :

Le terrain objet de l'étude est en forte pente, situé au mach



Figure III-1 : Périmètre du site

2-2- Contexte géologique :

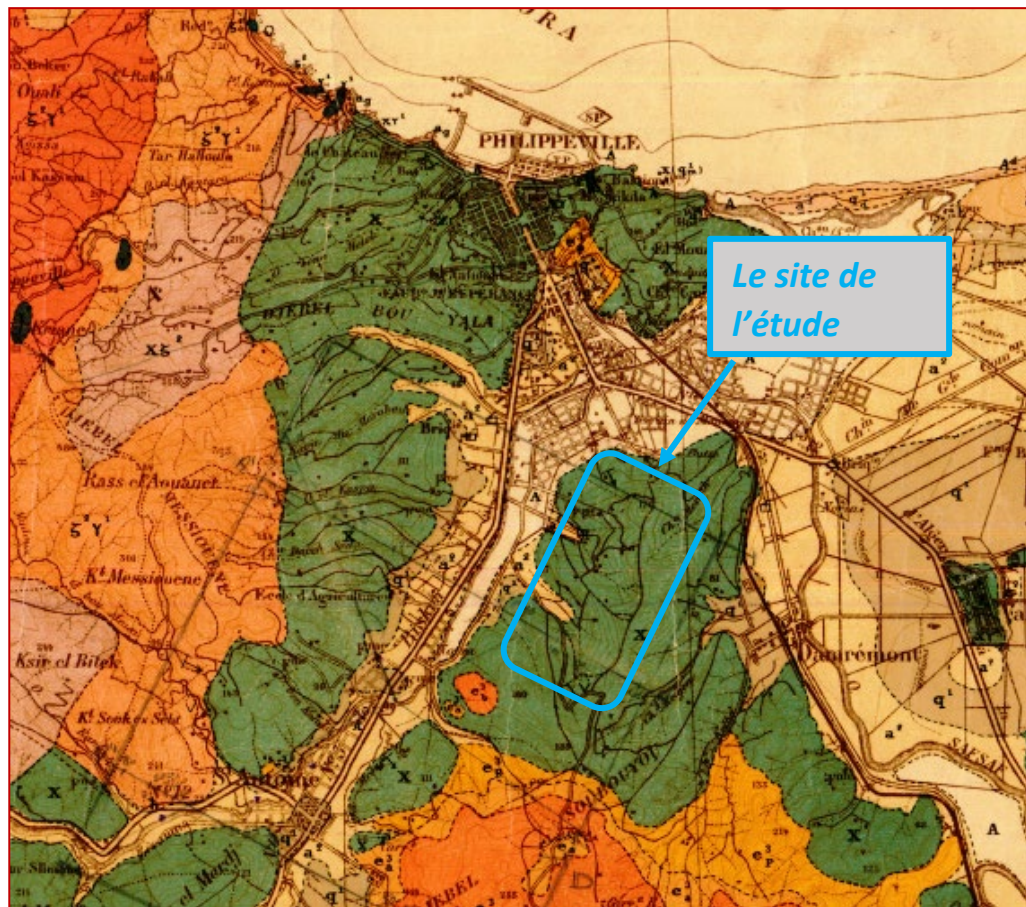


Figure III-2 : Extrait de la carte géologique de Philippeville N°14 - Ech 1/50000 -

Légende :



Schistes et phyllades

2-3- Sismicité de la région :

D'après les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003) document Technique réglementaire (B.C2.48), qui ont donné lieu à l'établissement d'un système de classification des zones sismiques détaillé dans une annexe, le territoire national est divisé en Cinq (05) zones de sismicité croissante que sont :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée

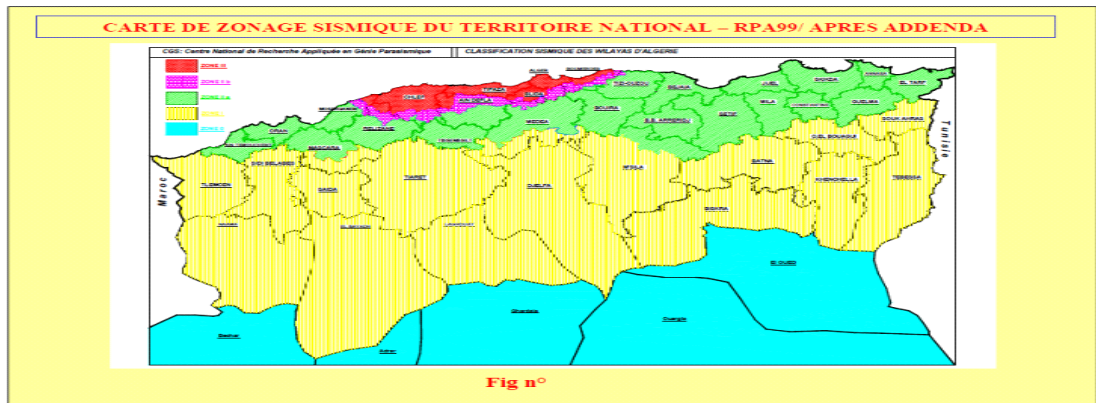


Figure III-3 : Carte de zonage sismique

Ces zones sont réparties elles même par wilaya et par des groupes de commune.

La wilaya de Skikda comporte un seul groupe classé en zone **IIa** (sismicité moyenne).

2-4- Observation visuelles :

On entend par morphologie des observations sur les formes du site associées à la pente et la nature géologique. Ces facteurs associés permettent de porter un jugement sur la stabilité et la constructibilité des terrains.

2-4-1 La pente :

L'examen topographique des profils (P1-1, P2-2, P3-3) montre que la variation de la déclivité est comme suit :

- Profil 1-1 : 137% (pente très forte)
- Profil 2-2 : 34% (pente très forte)
- Profil 3-3 : 50% (pente très forte)

N.B : Notons que les valeurs des pentes sont comme suit :

- 0 à 10% : (faible)
- 10 à 15% : (moyenne)
- 15 à 20 % : (moyenne à forte).
- 20 à 30% : (forte)
- Plus de 30 % : (très forte).

2-4-2 Observations visuelles:

Nos observations visuelles sur le terrain ont permis de relever des indices d'instabilité tels que :
(Voir photos)

- Des venues d'eau superficielles et d'infiltration au corps du talus qui accéléré le mouvement de terrain (le facteur principal du mouvement du sol).
- Présence d'un remblai saturé d'eau.
- La formation géologique du sol en place est évolutif, constitué en schiste parfois altéré à friable sur un relief très accidenté (en très forte pente).



Figure III-4 Affaissement de grande masse du remblai



Figure III-5 Terrain saturé d'eau



Figure III-6 Terrain en forte pente

3-3- Reconnaissance du sol :

3-1- Essais in-situ :

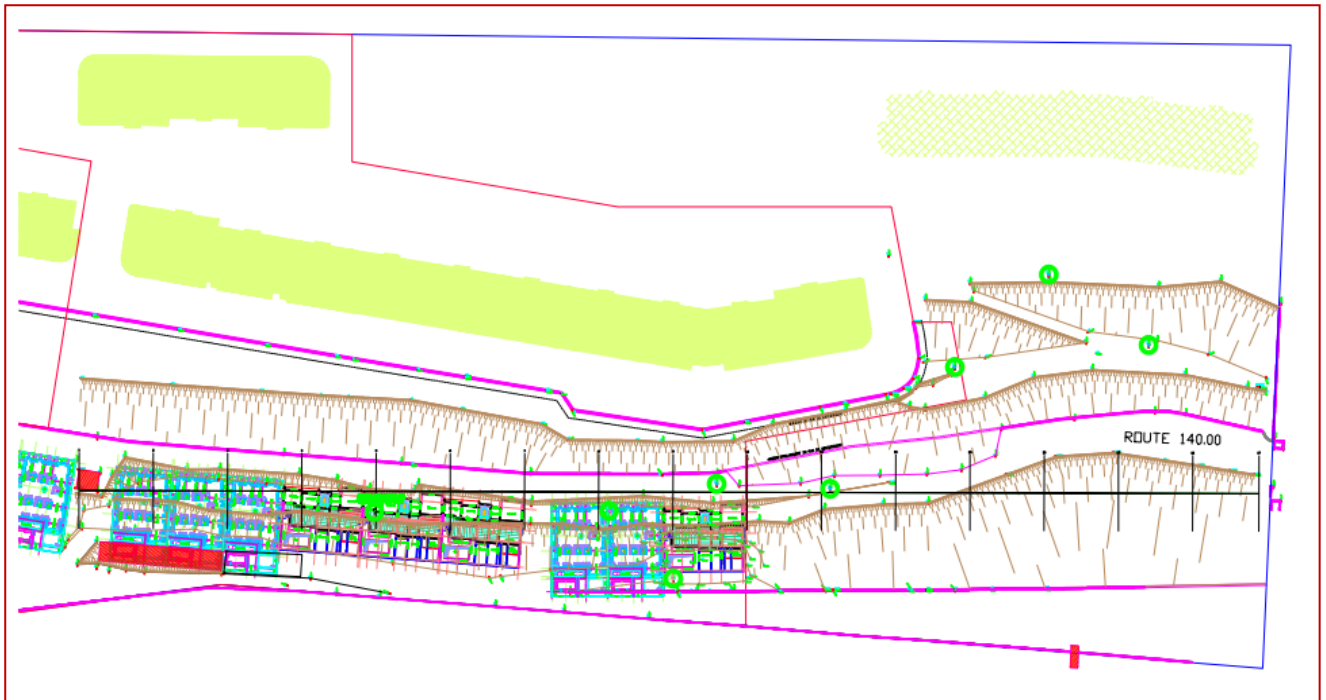


Figure III-6 : Implantation des sondages

3-1-1 Description du profil:

Le modèle géotechnique inspiré des sondages carottés réalisés sur le site est formé essentiellement après une couche de remblais de 4.50m à 1.00m environ, d'une couche de schiste altéré friable de 13.00m environ, reposant sur une couche de schiste semi dur à dur jusqu'à la fin du sondage.

Le profil présente une pente de **34% > 30 %**.

3-1-2 Nature géologique du terrain :

Les paramètres géotechniques des différentes couches sont donnés sur le tableau suivant :

| °N Couche | Nature de sol | ν | Module de Young E (Kpa) | γ (KN/m ³) | γ_{sat} (KN/m ³) | C (Kpa) | ϕ (°) |
|--------------|------------------------------|-------|----------------------------------|----------------------------------|--|------------|---------------|
| 1 | Remblais | 0,2 | 17000 | 16 | 20 | 8 | 15 |
| 2 | Schiste altéré friable | 0,28 | 10000 | 18 | 19 | 18 | 21 |
| 3 | Schiste semi dur grisâtre | 0,35 | 40000 | 21 | 21 | 32 | 30 |
| 4 | Schiste dur grisâtre | 0,4 | 60000 | 22 | 22 | 35 | 35 |

Tableau 01 : Caractéristiques physico-mécaniques des sols

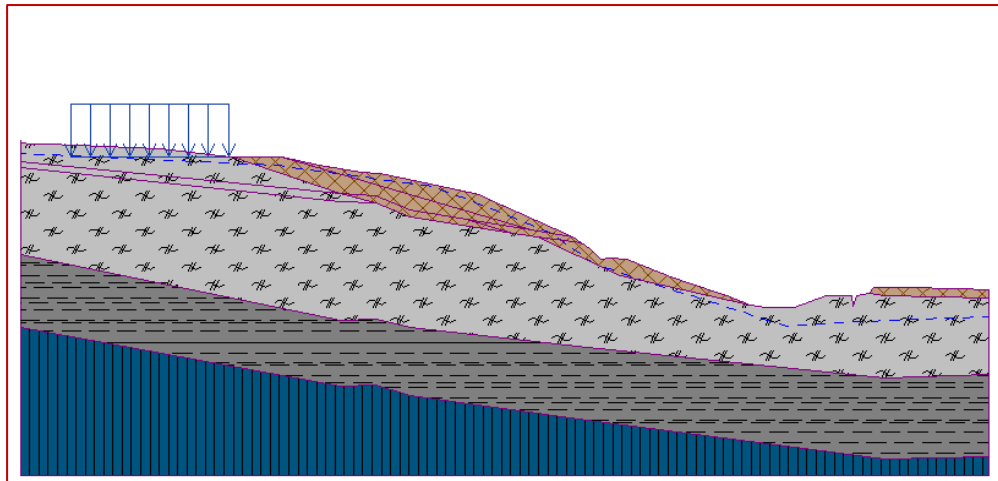
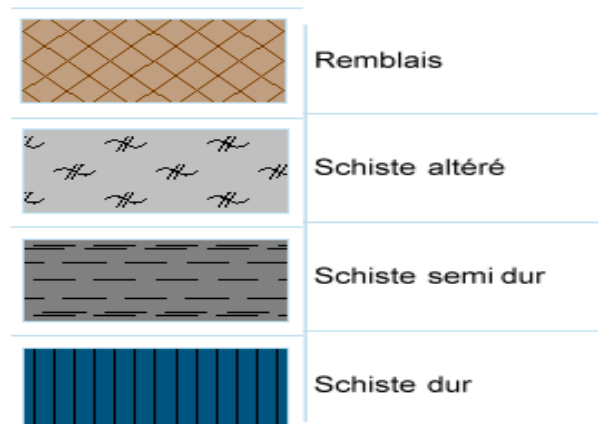


Figure III-7 : Profil géologique



3-2- Essais de laboratoire :

3-2-1- Paramètres physique :

- Teneur en eau naturelle :

* Définition :

En mécanique des sols et des roches, la définition de la teneur en eau est pondérale :

$$W = \frac{W_w}{W_s} \quad (01)$$

Où W_w est le poids d'eau et W_s , est le poids des grains, ou fraction sèche du sol.

En physique des milieux poreux, en revanche, la teneur en eau est plus souvent définie comme un taux volumétrique θ :

$$\theta = \frac{V_w}{V} \quad (02)$$

Où V_w est le volume d'eau et $V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$ est le volume total (c'est-à-dire le Volume du sol + Volume d'eau + volume d'air). Pour passer de la définition pondérale (celle des ingénieurs) à la définition volumétrique utilisée par les physiciens, il faut multiplier la teneur en eau (au sens des ingénieurs) par la densité du matériau sec.



Figure III-7 : La teneur en eau

- Densités :

La terminologie courante confond souvent les masses, les poids ainsi les masses volumiques et les densités. Pour cela nous nous tiendrons rigoureusement aux définitions données ci- après.

$$\text{Densité} = \frac{\text{masse}}{\text{unité de volume}} = \frac{\text{Kg ou Mg}}{\text{M}^3} \quad (03)$$

Pour déterminer la densité il s'agit soit :

- De mesurer le volume connaissant la masse
- De déterminer la masse connaissant le volume

In situ on prélève l'échantillon de sol à l'aide d'un carottier dont on connaît les dimensions et le poids puis on applique l'un des principes précédents.

- **Limites d'Atterberg :**

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer quatre états : liquide, plastique, solide, avec retrait. En réalité, le sol passe graduellement d'un état à l'autre et les frontières respectives ne sont définies que conventionnellement par les limites d'Atterberg. Par définition, la limite de liquidité est la teneur en eau séparant l'état liquide de l'état plastique, il existe deux méthodes de détermination de cette limite.

- Coupelle de casagrande
- Pénétrromètre de plasticité

Sur le fond de la coupelle on met une pâte (sol-eau) d'une masse d'environ 70 gr est étalée sur une épaisseur de 15 à 20 mm. À l'aide de l'outil à rainurer on réalise une rainure (signo) dans la pâte la partageant ainsi en deux parties. La coupelle est en suite soumise à une série de chocs (N). $15 < N < 35$ coups.

On peut alors définir la limite de liquidité comme la teneur en eau qui correspond à une fermeture sur 1cm des levers de la rainure après 25 chocs.

La deuxième limite est la limite de plasticité qui définit comme teneur en eau séparant l'état solide de l'état plastique. Au laboratoire à l'aide de la main ou à l'aide d'une plaque on roule un échantillon de sol (pâte) qui se dessèche et s'amincit progressivement pour former des rouleaux de 10 à 15cm de longueur et de 3mm de diamètre. En soulevant ces rouleaux par le milieu de 1 à 2cm ils se fissurent et se brisent en morceaux de 1 à 2 cm de longueur.

On peut alors définir la limite de plasticité comme la teneur en eau de ces petits morceaux, à partir de ces limites on calcule des indices qui permettent une estimation rapide de comportement du matériau ainsi que sa classification.



Figure III-8 : Limites d'Atterberg

- **Analyse granulométrique :**

- * **But de l'essai :**

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant les échantillons.

Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63 mm, à l'exclusion des fillers.

A noter qu'il faut éviter la confusion entre la granulométrie qui s'intéresse à la détermination de la dimension des grains et la granularité qui concerne la distribution dimensionnelle des grains d'un granulat.

- * **Principe de l'essai :**

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les un sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et les classements des grains s'obtiennent par vibration de la colonne de tamis.



Figure III-9 : Tamiseuse électrique

3-2-2- Paramètre mécanique :

- **Essai de cisaillement direct à la boîte :**

***But de l'essai :**

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante.

L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne φ et sa cohésion C .

***Principe de l'essai :**

Dans l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande, on cherche à provoquer la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé.

L'échantillon est placé dans une boîte constituée de deux parties qui peuvent glisser horizontalement l'une sur l'autre. On applique à l'échantillon un effort normal de compression N , verticalement, par l'intermédiaire d'un piston et un effort tranchant T , horizontalement, en déplaçant la demi-boîte inférieure. Un comparateur mesure la variation de hauteur de l'échantillon.

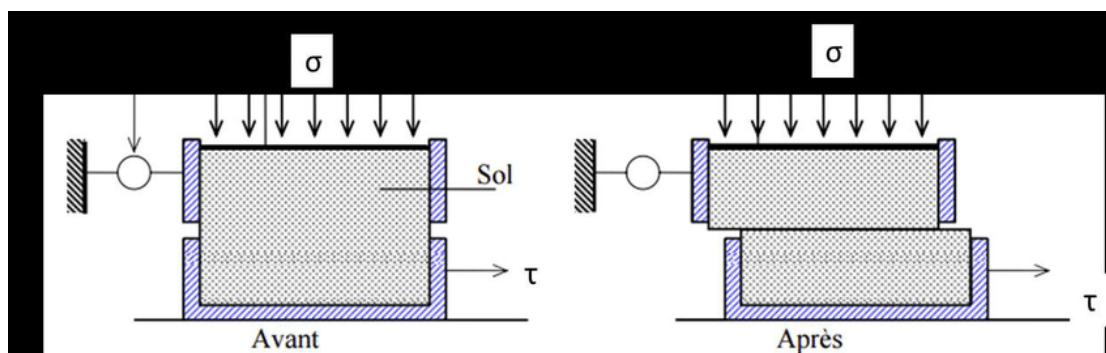


Figure III-10 : La boîte de cisaillement

- **Essai Proctor :**

*** But de l'essai :**

Il existe une teneur en eau particulière w optimum notée w_{optn} pour l'essai Proctor normal et w_{optm} pour l'essai Proctor modifié pour laquelle le compactage conduit à une masse volumique sèche ρ_d (ou un poids volumique) maximum.

- La masse volumique maximale correspond donc à un état de compacité maximum et à une capacité de résistance maximum.

- L'essai Proctor permet de déterminer ces conditions particulières.

* Définition :

- L'essai Proctor Normal est réalisé avec la dame normale (petite dame), quelque soit le moule.

-L'essai Proctor Modifié est réalisé avec la dame modifiée (grande dame), quelque soit le moule.

* Principe de la méthode :

Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à la compacter selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale, cette courbe appelée courbe Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces 2 valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage

Proctor Normal ou Proctor Modifié suivant l'essai réalisé.



Figure III-11 : Essai Proctor

• L'essai œdométrique :

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé.

On peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps).

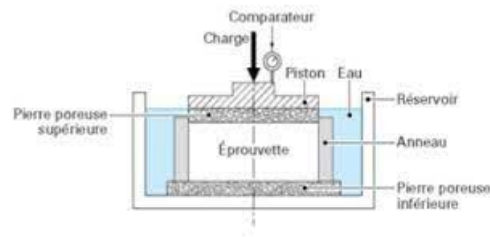


Figure III-12 : Cellule œdométrique

- **L'essai triaxial :**

L'essai triaxial a pour de déterminer les paramètres C et ϕ appelés généralement (cohésion et angle de frottement) qui servent de base à tous les calculs de stabilité en mécanique des sols.

-on réalise l'essai triaxial sur éprouvettes. Cylindriques d'élancement voisinde deux, prélevées dans un échantillon de sol à étudier.

Chaque éprouvette est placée dans une cellule ou elle est soumise à un champ uniforme de contrainte. Ce champ a pour composante.

Il y a trois types d'essais :

- Essai consolidé-drainé CD
- Essai consolidé-non drainé CU
- Essai non consolidé-non drainé UU

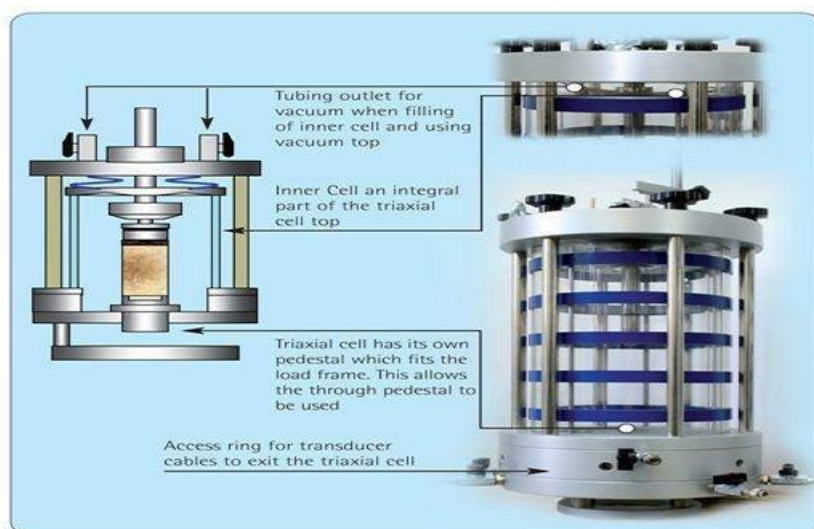


Figure III-13 : Cellule triaxial

3-3- Reconnaissance géophysique :

Les méthodes de reconnaissance géophysiques permettent de déterminer la nature des couches profondes en utilisant par exemple leurs caractéristiques :

- magnétiques
- Prospection gravimétrique
- Prospection électrique
- Prospection sismique

3-4- Conclusion :

Les paramètres utilisés pour décrire les propriétés physiques et mécaniques des sols sont de nature très variée :

- paramètres d'identification et d'état (porosité, indice des vides, densité, densité relative, limites d'Atterberg, etc.) ;
- paramètres de déformabilité (indices de compression et de gonflement, module œdométrique, module pressiométrique, etc.) ;
- Paramètres de résistance (cohésion et angle de frottement interne, pression limite pressiométrique, résistance de cône statique ou dynamique, etc.) ;

Il est très rare que, sur un même site, tous ces paramètres soient mesurés en un nombre de points suffisant pour que l'on puisse juger bien connu l'ensemble du massif de sol.

Habituellement, la reconnaissance géotechnique est limitée au strict minimum, et l'on dispose des valeurs de certains paramètres en certains points et d'autres paramètres en d'autres points. L'ingénieur géotechnicien doit tirer le meilleur parti possible de ces informations éparses et établir une coupe géotechnique représentative du site étudié. C'est dans ce cadre général que l'utilisation de corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols peut contribuer efficacement au travail de synthèse du géotechnicien.

Chapitre 4

Modélisation Numérique du glissement de terrain

1 Parti sismique

1.1 L'action sismique

Durant ces dernières années, la sismologie s'est essentiellement penchée sur l'étude de la propagation des ondes élastiques et les propriétés des milieux traversés par ces ondes. Cela a ainsi conduit à une meilleure connaissance de la structure de la terre ainsi qu'à une modélisation de cette sollicitation dynamique comme un diagramme accélération-temps. Les travaux effectués jusqu'à présent ont conduit rapidement à la prise en compte d'une telle sollicitation dans le dimensionnement d'ouvrages génie civil, notamment les ouvrages en sols renforcés.

1.2 Origine des séismes

Considérons un bloc parallélépipédique de croûte terrestre. Ce bloc est soumis à une contrainte tectonique de cisaillement et va alors se déformer. Lorsque le bloc atteint sa limite de déformation, il rompt le long de son plan de cisaillement et on admet alors une chute de contrainte de manière quasi instantanée, accompagnée d'une libération brutale d'énergie. Il se produit alors une propagation d'ondes dans la croûte terrestre, soit un séisme. Son mécanisme de déclenchement par accumulation progressive de contrainte et libération brutale par glissement d'un demi-bloc sur l'autre a été proposé par H. Reid à la suite du grand séisme de San Francisco (1906). La figure 1.1 présente le mécanisme de déformation d'une faille élémentaire.

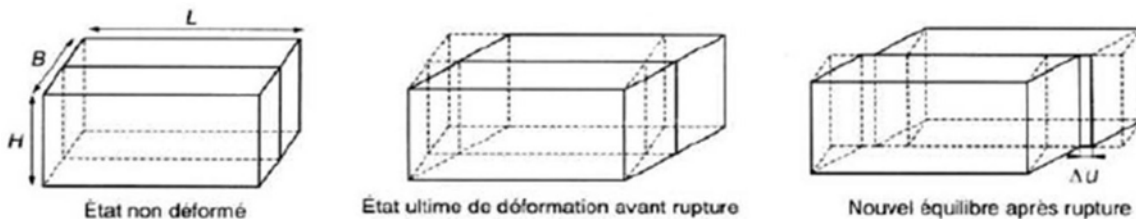


Figure 1.1. Modèle élémentaire de faille

1.3 Propagation des ondes sismiques

Propagation verticale. A une certaine profondeur, il existe une couche dont la roche a des caractéristiques nettement plus élevées que celles des sols sus jacents. Les Ondes sismiques Propageant dans la roche va, en heurtant la surface de discontinuité entre les 2 milieux, être réfractée. Les lois de Snell montrant que le rapport d'admittance étant très faible, l'onde se propagera dans les couches de sol suivant un trajet sur vertical. En progressant vers la surface, la diminution des caractéristiques provoque une réfraction continue et le trajet de l'onde devient quasiment vertical.

Décomposition en ondes P et S. Le mouvement des couches de sols peut être décomposé selon deux directions, chacune étant associée à un type d'onde. Le mouvement vertical résulte de sondes de type P et le mouvement horizontal résulte des ondes de type S. Basée sur une hypothèse couramment admise génie parasismique, le mouvement horizontal résulte uniquement la propagation d'onde de cisaillement, et le mouvement vertical, d'Odense compression. En faisant l'hypothèse d'un sol stratifié horizontalement, le problème devient unidimensionnel.

On distingue différents types d'ondes (figure 1.2). Les ondes de volume incluant les ondes P et S et les ondes de surface éditées Rayleigh et Love. Secondes Traduisent Par un déplacement vertical

E_{dz} et horizontal E_{dx} du sol, entraînant également des rotations $E\theta$. Ces composantes de l'action sismique sont décrites sur la figure 4.

Elles dépendent de la position du point considéré par rapport à l'hypocentre du séisme:

-L'épicentre du séisme : $E_{dz} \approx E_{dx}$.

-A plus grande distance : $E_{dz} = 50\% \text{ à } 70\% \times E_{dx}$.

-Généralement $E\theta$ est négligeable.

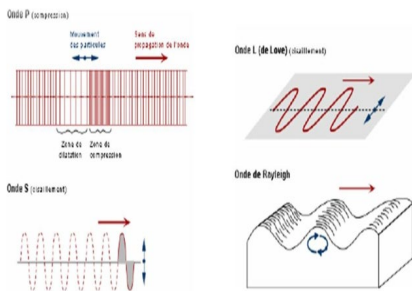


Figure 1.2. Différents types d'ondes

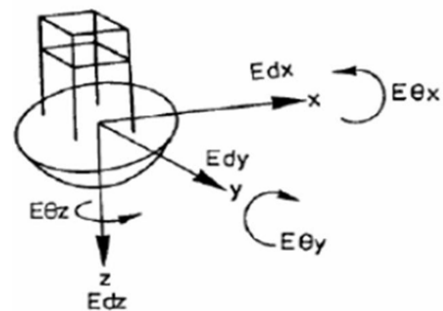


Figure 1.3. Composantes de l'action sismique

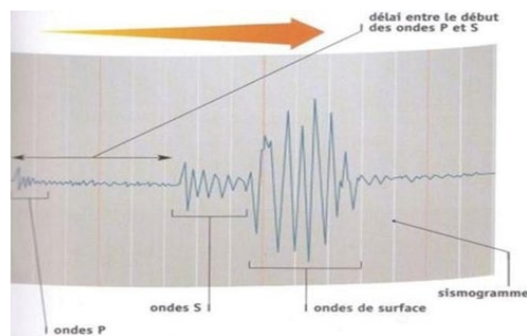


Figure 1.4. Enregistrement des ondes

2. Introduction :

Cette partie est la plus importante dans notre projet dont le but final est de définir une solution de confortement optimale, c'est-à-dire la plus efficace et la moins coûteuse

3. Présentation de logiciel Plaxis2D :

PLAXIS est un programme basé sur la méthode de calcul des éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations peuvent être représentées par un modèle plan. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

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

Afin de permettre d'élaborer une étude complète et précise, le logiciel Plaxis2d nécessite l'introduction de paramètres de base, et ce en vue de donner des résultats représentatifs et le plus proche possible de la réalité et du terrain étudié. L'interprétation de ces résultats obtenus permettra de proposer la solution et le choix du confortement le plus approprié.

4. Modélisation numérique :

4.1. Analyse numérique du talus sans confortement :

Le talus objet de cette étude est modélisé sous plaxis par un modèle géométrique de 80m de long et 22m de hauteur tel qu'il est présenté sur la figure suivante :

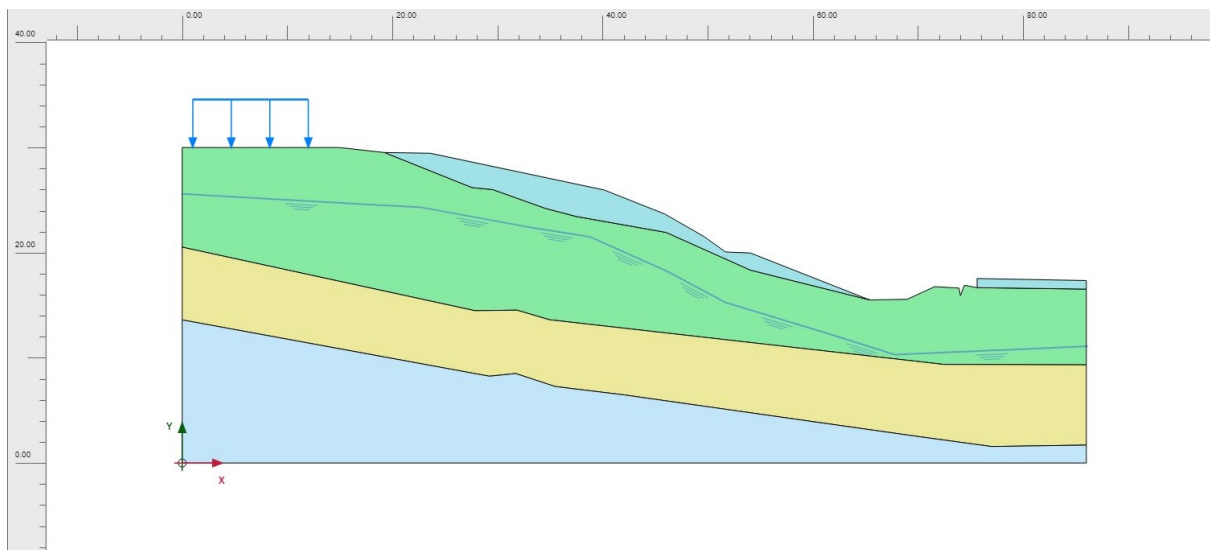


Figure 4.1 Modèle géométrique du talus

Les paramètres géotechniques des différentes couches sont donnés sur le tableau suivant :

| °N Couche | Nature de sol | ν | Module de Young E (Kpa) | γ (KN/m ³) | γ_{sat} (KN/m ³) | C (Kpa) | ϕ (°) |
|--------------|------------------------------|-------|----------------------------------|----------------------------------|--|------------|---------------|
| 1 | Remblais | 0,2 | 17000 | 16 | 20 | 8 | 15 |
| 2 | Schiste altéré friable | 0,28 | 10000 | 18 | 19 | 18 | 21 |
| 3 | Schiste semi dur grisâtre | 0,35 | 40000 | 21 | 21 | 32 | 30 |
| 4 | Schiste dur grisâtre | 0,4 | 60000 | 22 | 22 | 35 | 35 |

Tableau 01 : Caractéristiques physico-mécaniques des sols

4-2-1. Analyse Statique :

Pour le modèle numérique, nous avons utilisé des éléments triangulaires avec une finesse moyenne pour la génération du maillage du modèle.

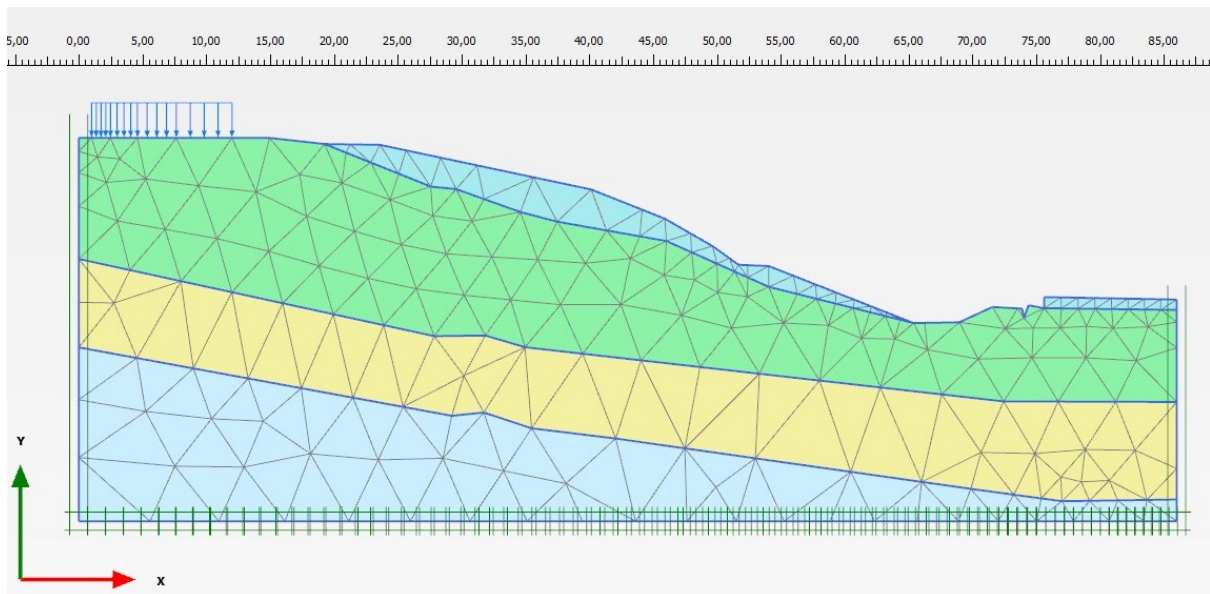


Figure 4 .2 Maillage du modèle

Après génération du maillage, on passe aux conditions initiales pour générer les pressions interstitielles, quant aux contraintes initiales, l'étape de génération de ces contraintes à l'aide de la procédure K0 doit être ignorée en sélectionnant la rubrique «Gravity loading» de l'onglet «General» dans la phase initiale car les couches du massif ne sont pas horizontales.

Le niveau de la nappe phréatique est matérialisé sur la figure ci-dessous.

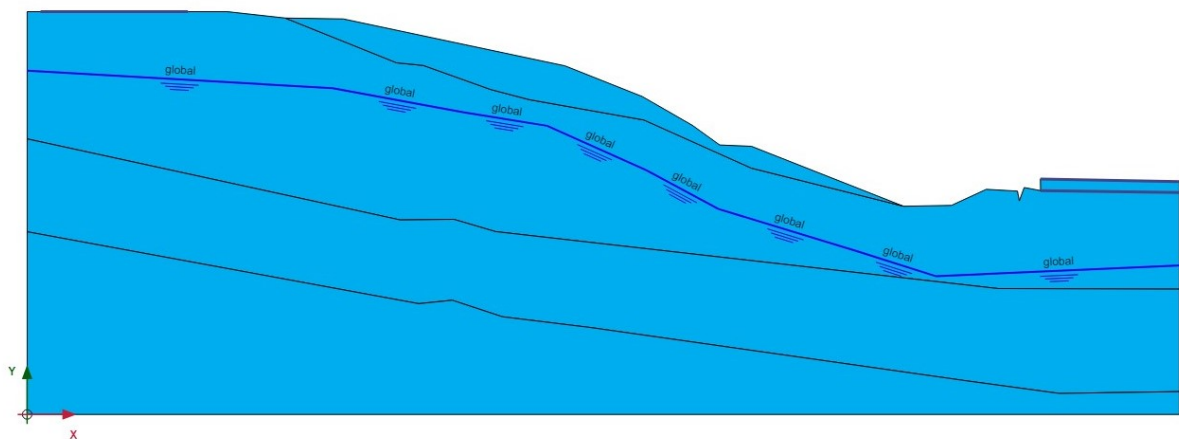


Figure 4.3 Position de la nappe phréatique

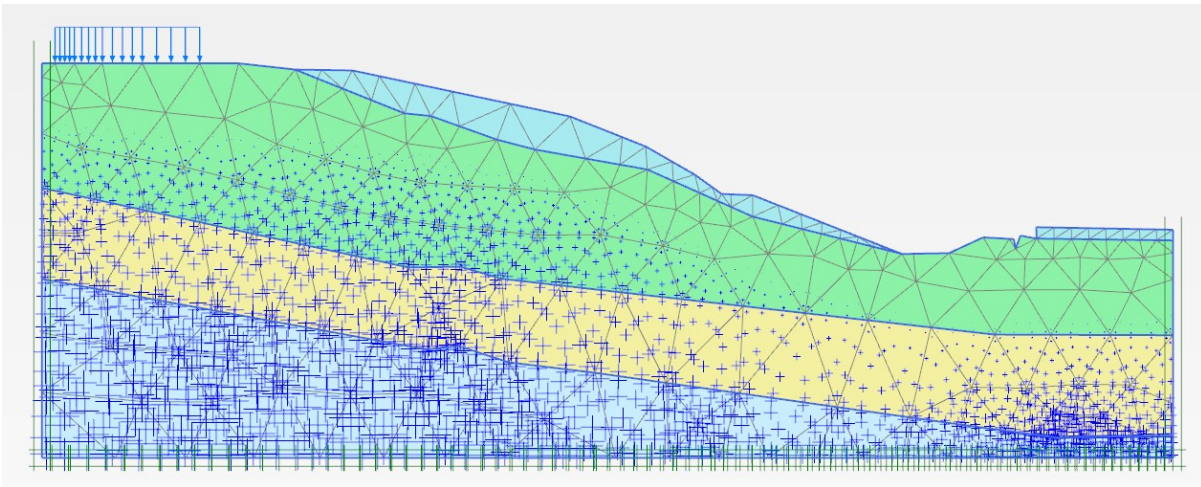


Figure 4.4 : Génération des pressions interstitielles initiales

Dans la phase de calcul, nous allons évaluer le facteur de sécurité dans le cas statique et sismique.

L'analyse statique du facteur de sécurité se fait via trois phases :

-La phase initiale: dans cette phase, on active le modèle et dans la rubrique « Calculation type », on sélectionne « Gravity loading ».

La deuxième phase : est « Plastic » avec activation du modèle entier. Elle consiste à calculer les déformations sous le système de charge envisagé dans le modèle de calcul.

La troisième phase : dans cette phase, on sélectionne la rubrique « Safety » dans « Calculation type ». Elle consiste à évaluer le facteur de sécurité en fonction u système de charges envisagé.

Les trois phases sont récapitulées sur la figure suivante :

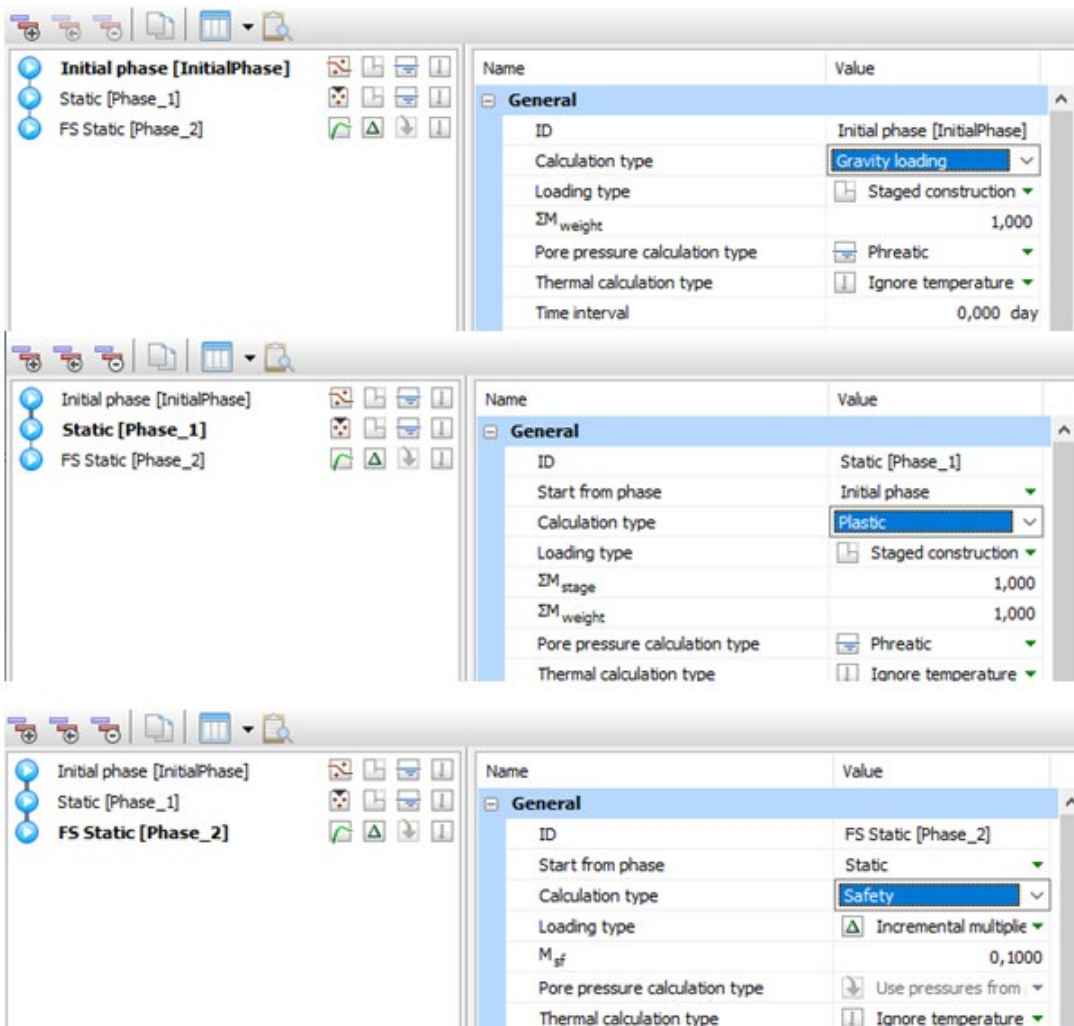


Figure4-5 Analyse statique du facteur de sécurité

Après lancement du calcul, la valeur du facteur de sécurité peut être visualisée dans la section « Reached values » de la phase « FS Static »

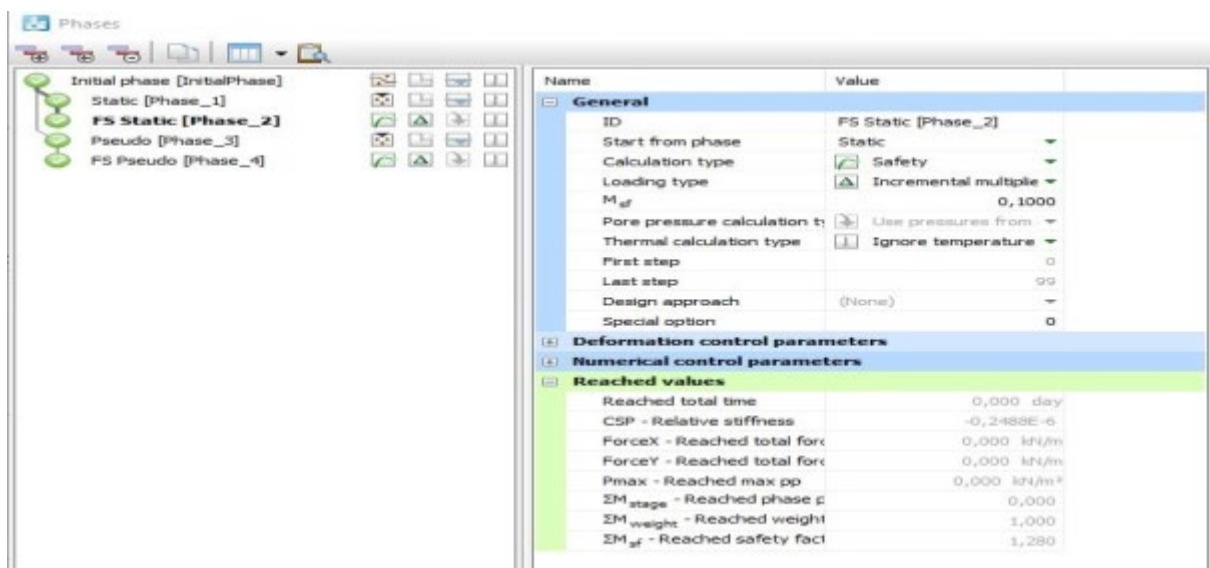


Figure4-6 Valeur du facteur de sécurité statique

La convergence du facteur de sécurité est visualisée sur la figure suivante :

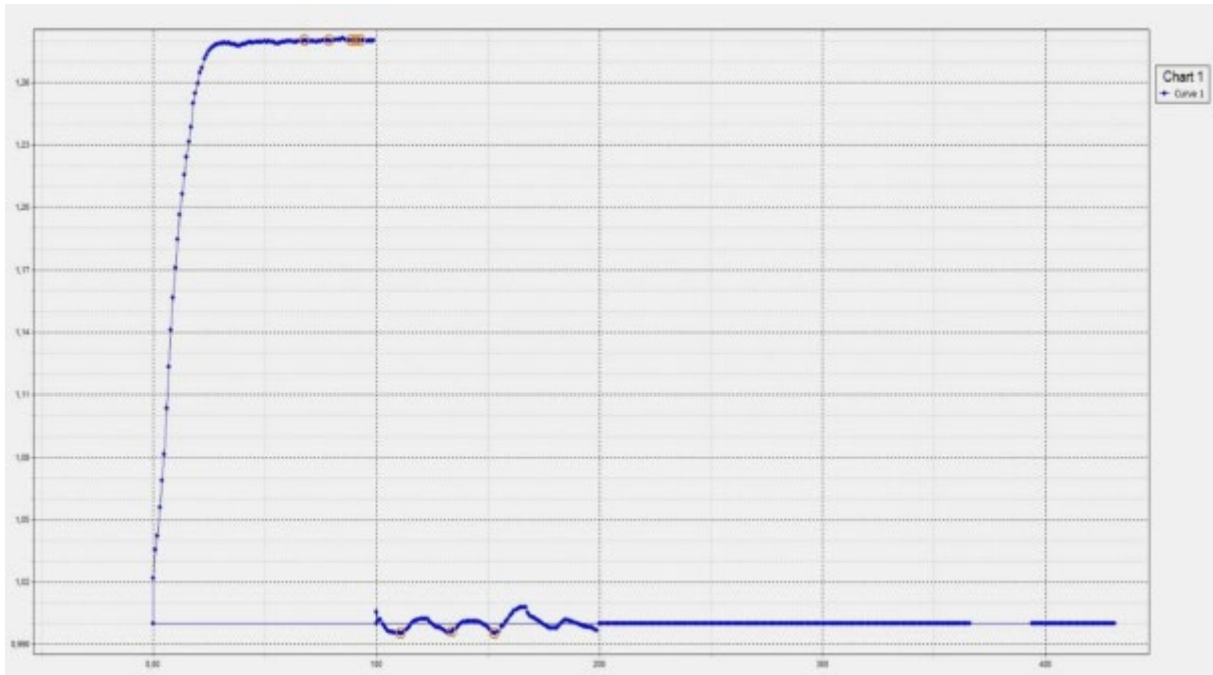


Figure4-7 Convergence de la valeur du facteur de sécurité statique

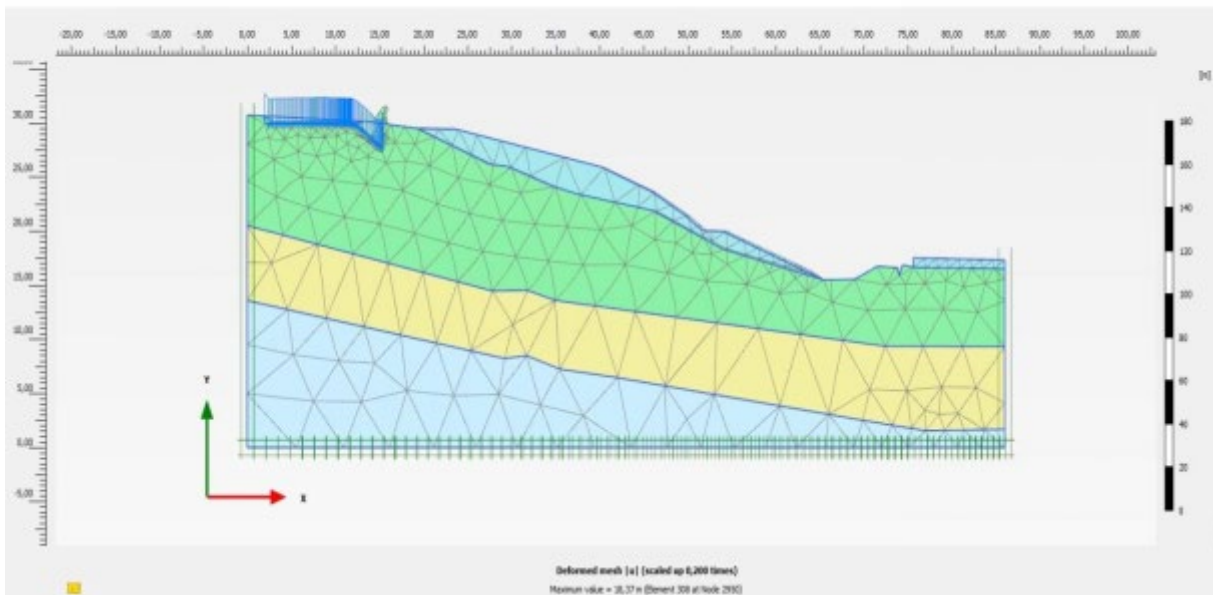


Figure4-8 Déformée du modèle

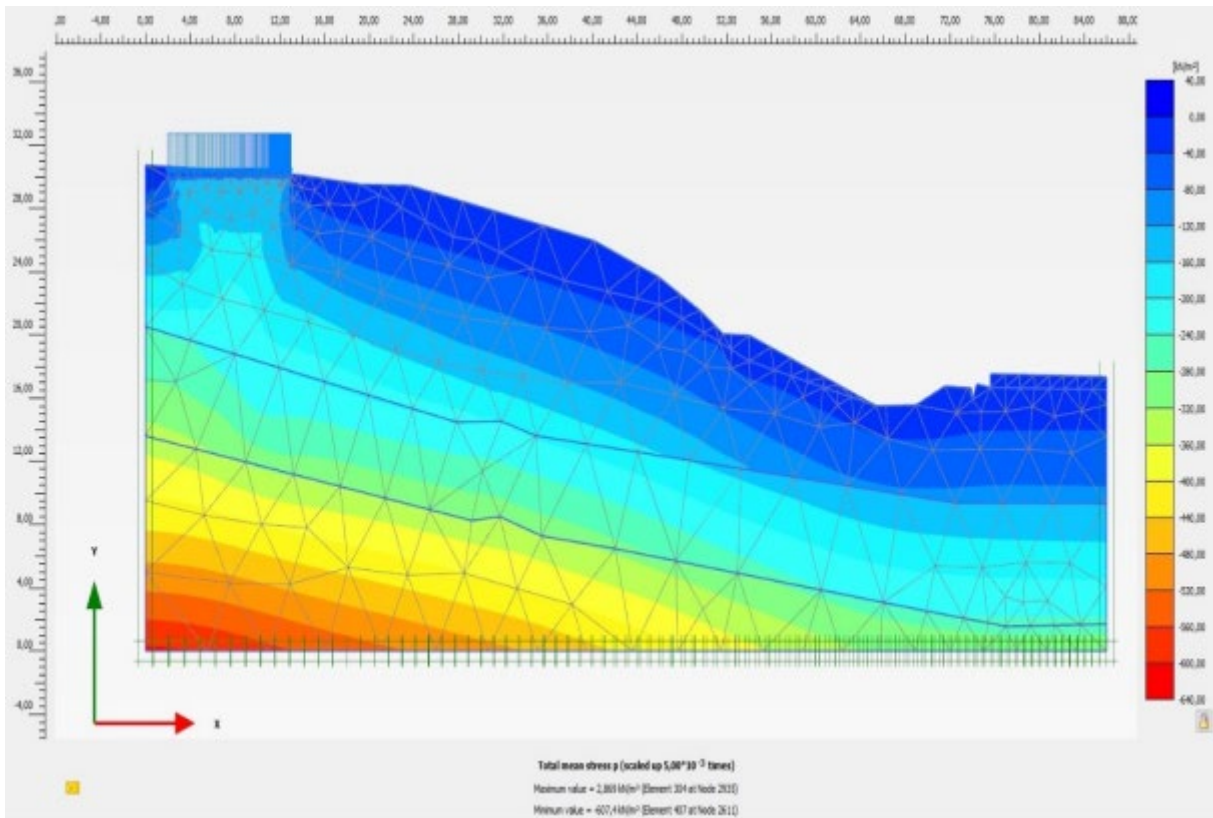


Figure 4-9 Contraintes total

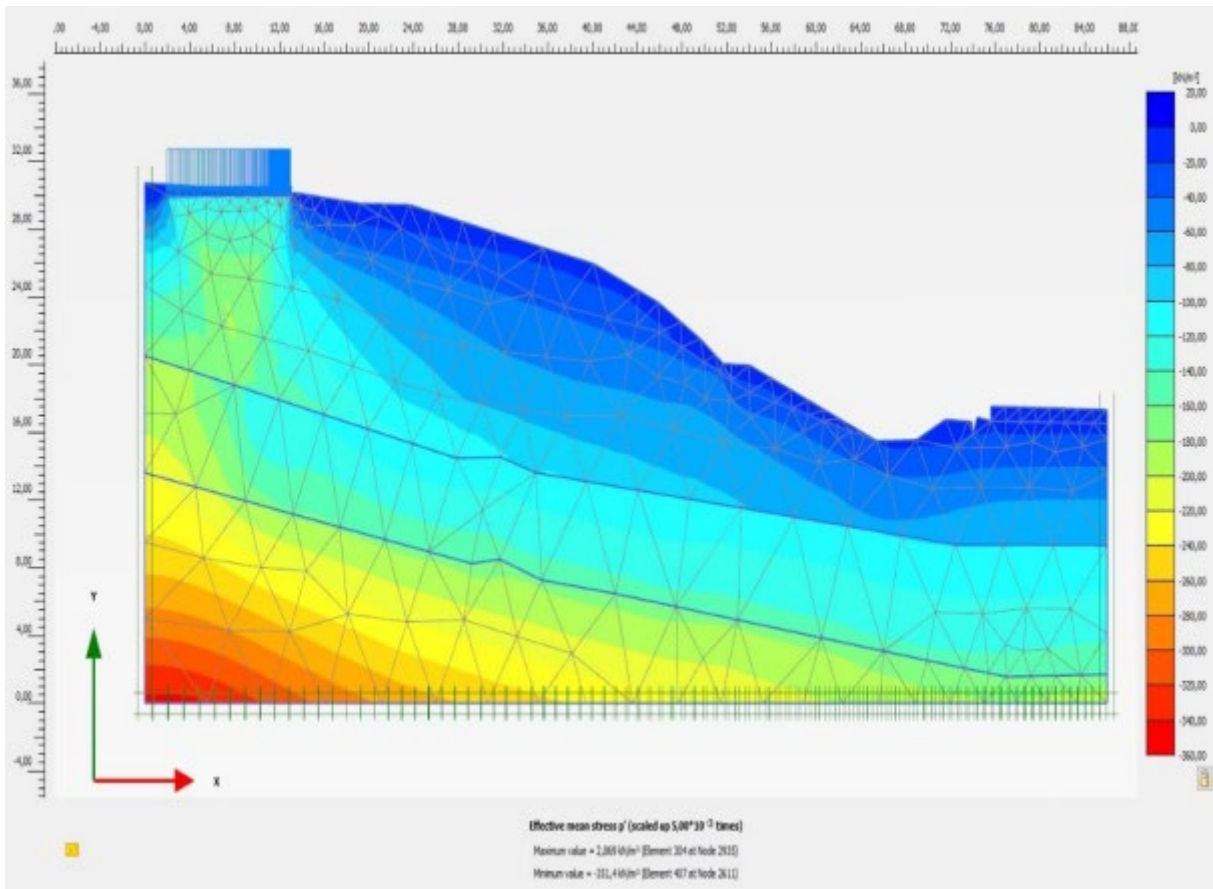


Figure4-10 Contraintes effectives

La contrainte effective devient de plus en plus importante quand la profondeur augmente. Cette figure montre que les contraintes effectives augmentent avec la profondeur.

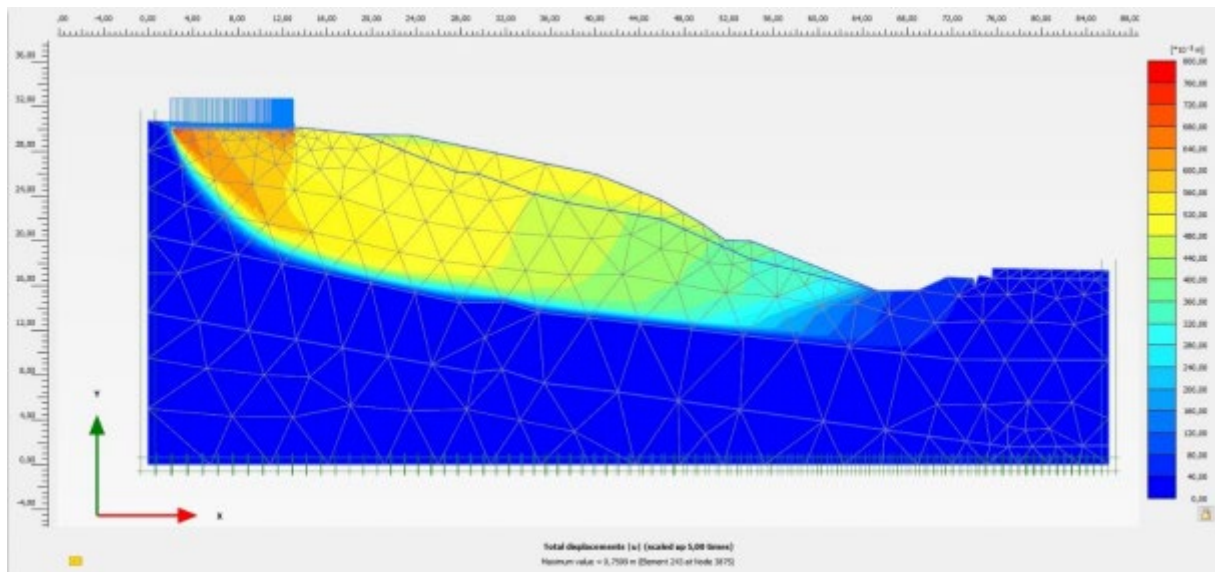


Figure4-11 Déplacements totaux et ligne de rupture

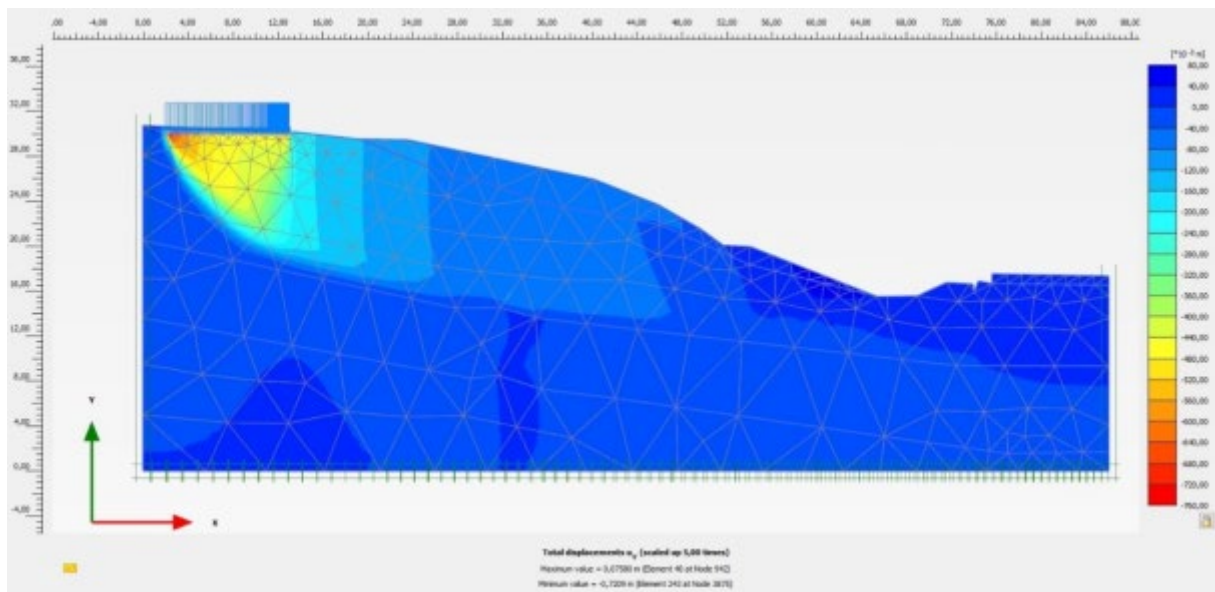


Figure4-12 Déplacements vertical

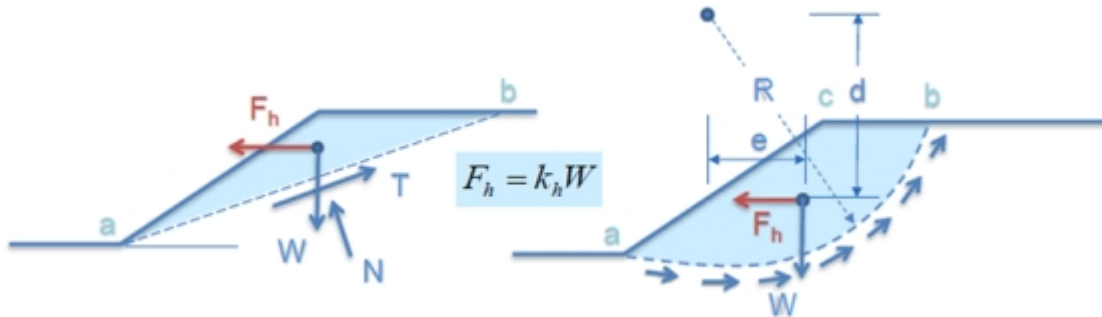
L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=1.28 < 1.5$ qui met en évidence l'instabilité du talus.

4-1.2. Analyse sismique :

L'analyse sismique du facteur de sécurité se fait via la méthode statique équivalente (pseudo-statique) recommandée par le règlement parasismique algérien (RPA2003).

La méthode pseudo-statique consiste à remplacer l'action dynamique du tremblement de terre par une force d'inertie égale à une accélération constante agissant sur une masse de sol potentiellement instable. Cette force d'inertie est généralement supposée horizontale (l'effet de la composante verticale du mouvement sismique étant souvent négligé). L'amplitude de la force pseudo-statique est souvent exprimée en termes de coefficient pseudo-statique, k_h ou k_v , qui est défini comme étant le rapport entre la force d'inertie et le poids du sol potentiellement instable (W). La résultante de cette force d'inertie, $k_h.W$, passe comme W , à travers le centre de gravité G de la masse de sol supposée instable.



D'après le règlement parasismique Algérien (RPA2003), la vérification de la stabilité des pentes peut être effectuée par un calcul statique équivalent par application à tous les éléments du sol et aux charges supportées de deux coefficients sismiques :

$$K_h = 0.5A$$

$$K_v = \pm 0.3K_h$$

Qui représentent les forces horizontales dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes et ascendantes selon les combinaisons (K_h, K_v) et $(K_h, -K_v)$

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de la zone donné par le tableau 4.1 du RPA2003 en fonction du groupe d'usage et la zone sismique. Pour notre cas, la wilaya de Skikda est classée dans la zone sismique Iia et l'ouvrage édifié en amont du talus appartient au groupe 1B, ce qui donne d'après le tableau 4.1 du RPA2003 un coefficient $A=0.30$

$$K_h = 0.5 \times 0.20 = 0.10$$

$$K_v = \pm 0.3 \times 0.1 = \pm 0.030$$

Ces deux coefficients sont introduits dans plaxis via la rubrique « PseudoStatic » de l'onglet « Model explorer ».

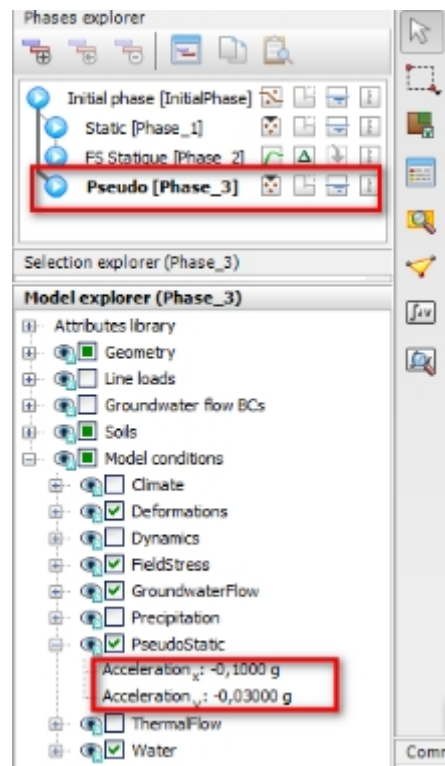


Figure4-13 Définition des coefficients K_h et K_v sous plaxis

L'analyse pseudo-statique du facteur de sécurité se fait via trois phases :

-La phase initiale: dans cette phase, on active le modèle et dans la rubrique « Calculation type », on sélectionne « Gravity loading ».

La deuxième phase : est « Plastic » avec activation de la rubrique « PseudoStatic » et du modèle entier. Elle consiste à calculer les déformations sous le système de charge envisagé dans le modèle de calcul majoré par application des coefficients k_v et k_h .

La troisième phase : dans cette phase, on sélectionne la rubrique « Safety » dans « Calculation type ». Elle consiste à évaluer le facteur de sécurité sismique en fonction du système de charges envisagé.

Les trois phases sont récapitulées sur la figure suivante :

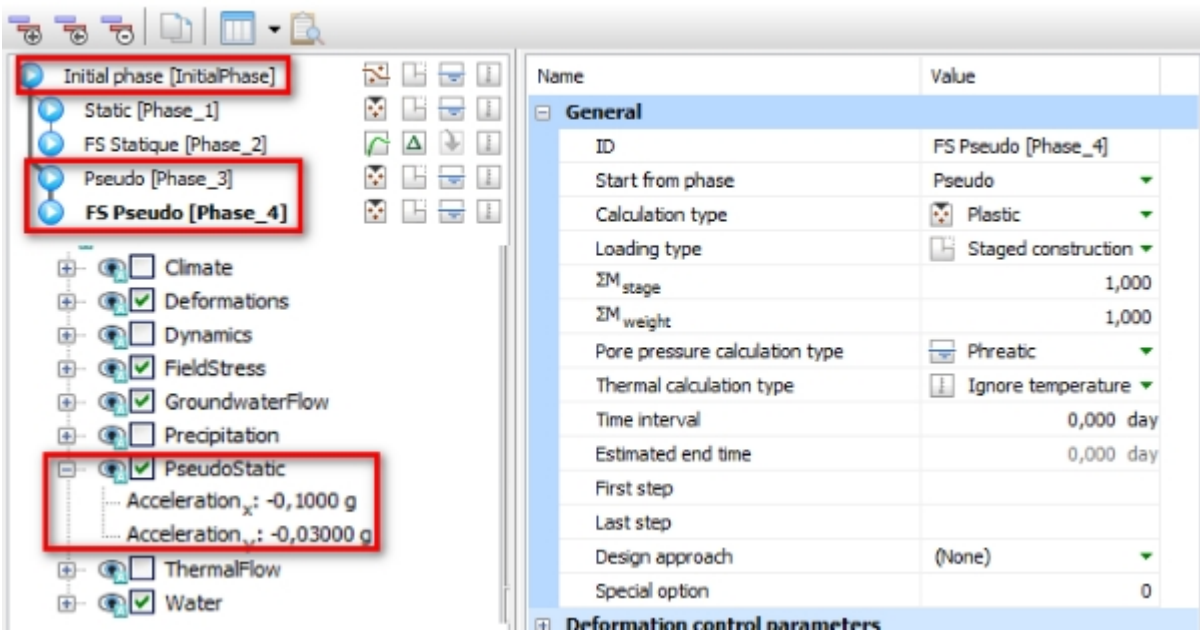


Figure4-14 Phases d'analyse Pseudo-statique

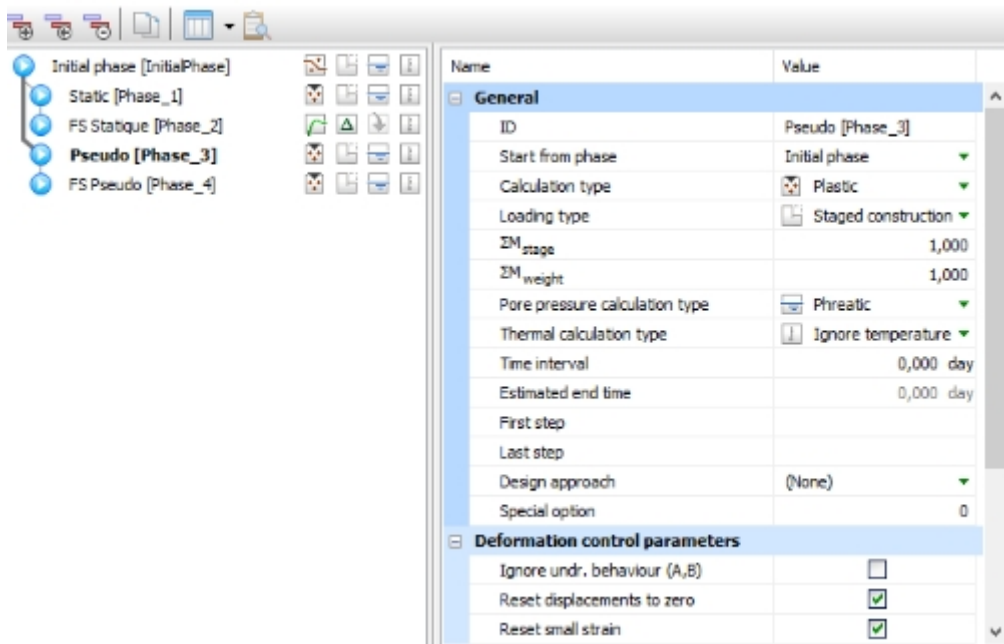


Figure 4-15 paramétrages de la phase pseudo statique

Après lancement du calcul, la valeur du facteur de sécurité sismique est visualisée sur la figure suivante :

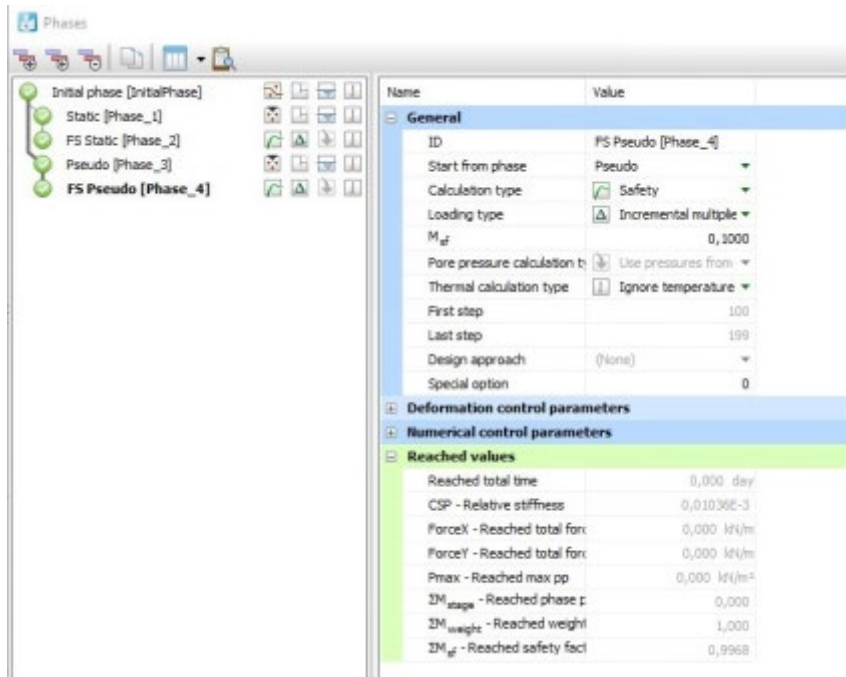


Figure4-16 Valeur du facteur de sécurité dynamique



Figure 4-17 Convergence de la valeur du facteur de sécurité dynamique

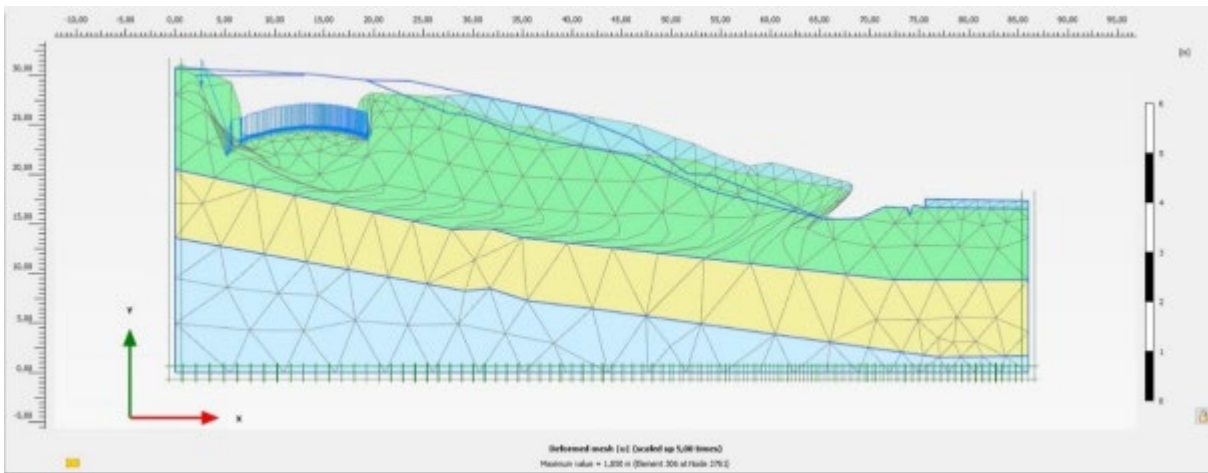


Figure4-18 Déformée du modèle

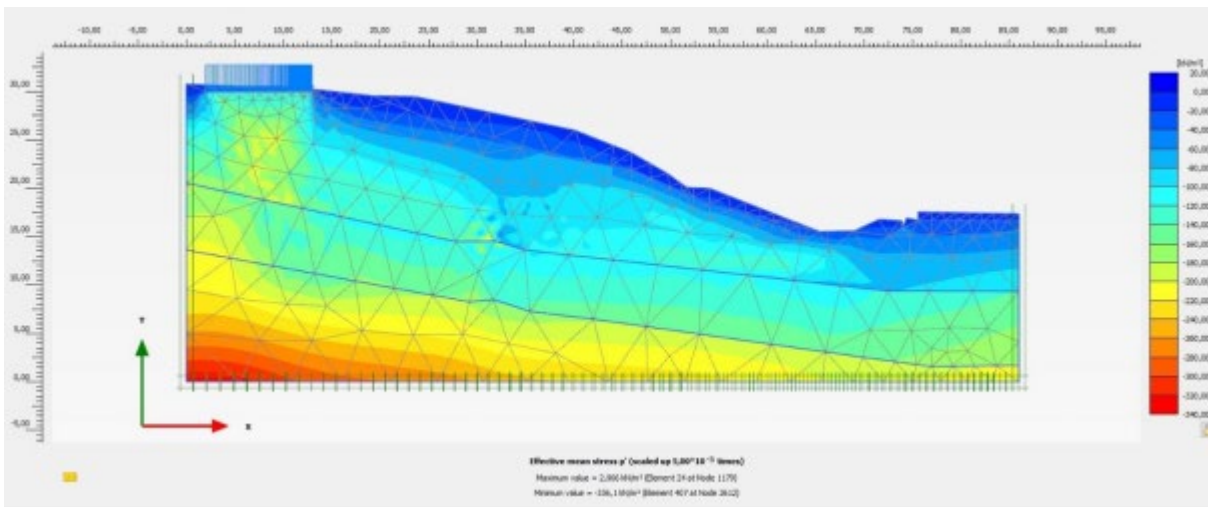


Figure 4-19 Contraintes effectives

La contrainte effective devient de plus en plus importante quand la profondeur augmente.

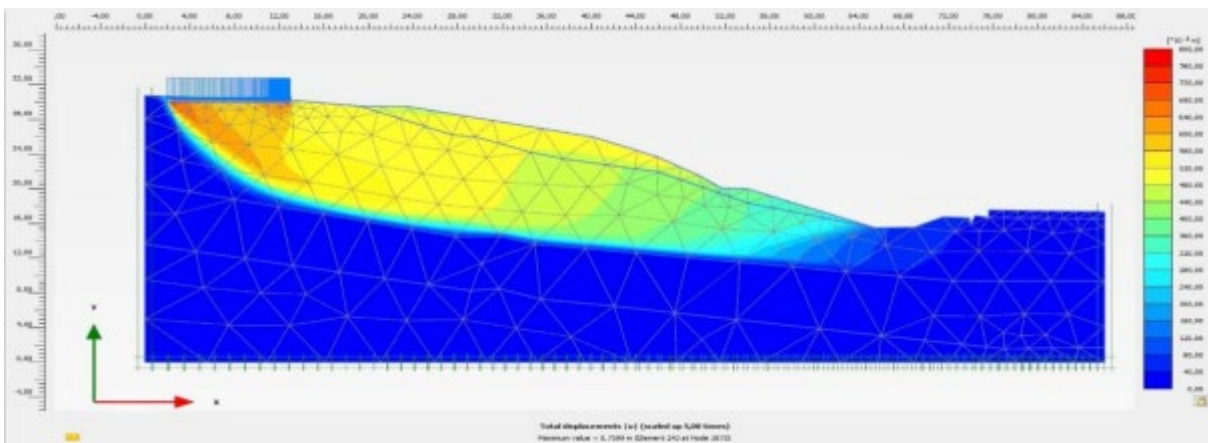


Figure4-20 Déplacements totaux et ligne de rupture

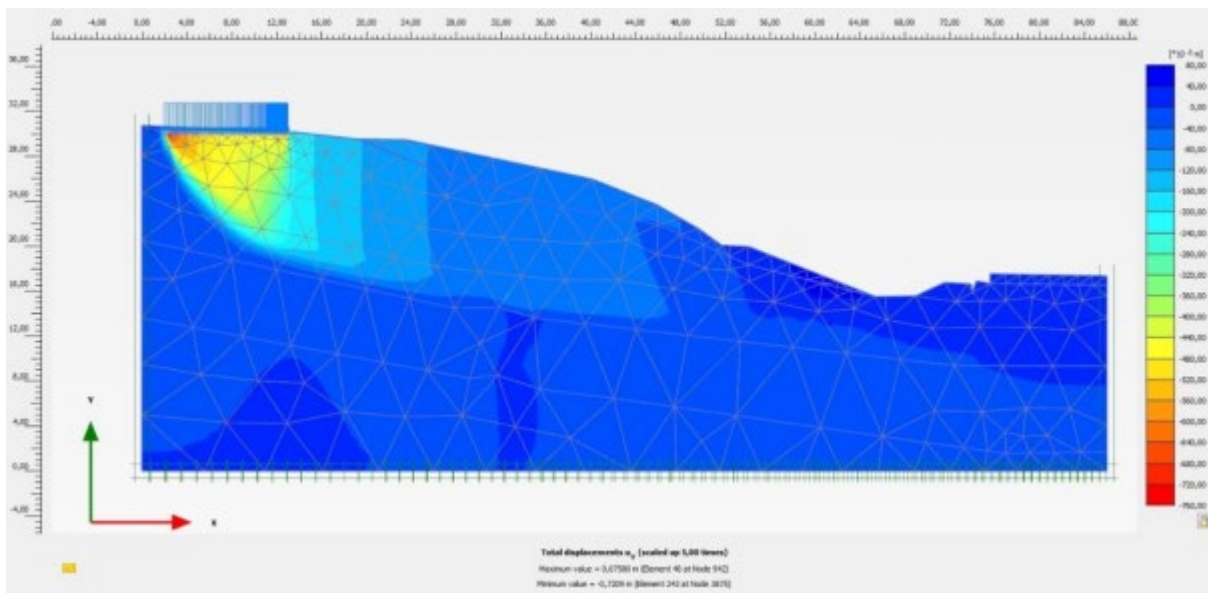


Figure4-21 Déplacements vertical

On voit bien que les déplacements totaux sont maximaux le long de la ligne du talus ayant la plus grande pente et juste au niveau de la couche du remblai.

L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=0.99$ qui met en évidence l'instabilité sismique du talus.

Ces résultats montrent que le talus est instable que ça soit sous chargement statique ou sismique et nécessite donc la mise en place d'un système de confortement afin de garantir sa stabilité en augmentant considérablement le facteur de sécurité.

4-2 Variante N°01 :Allègement en amont

Cette variante consiste à :

- Purger le talus en amont par enlèvement d'une partie de la masse glissante en vue de réduire le poids du sol amont
- Raidir la pente du talus
- Créer une butée en aval par gabionnage qui s'oppose au déplacement horizontal du talus.

. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête.

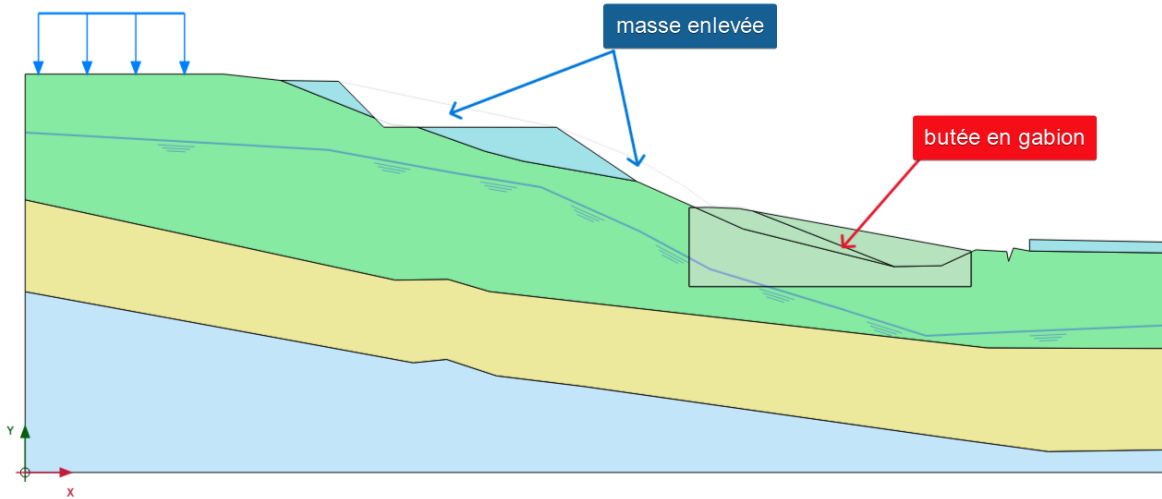


Figure 4- 25 Solution proposée

4-2-1 Analyse statique :

Cette solution a considérablement amélioré la stabilité du talus sous chargement statique en augmentant le facteur de sécurité jusqu'à 1.604

| Name | Value |
|---------------------------------------|-------------------------|
| General | |
| ID | fsieustat [Phase_6] |
| Start from phase | pieustat |
| Calculation type | Safety |
| Loading type | Incremental multiple |
| M_{sf} | 0,1000 |
| Pore pressure calculation type | Use pressures from |
| Thermal calculation type | Ignore temperature |
| First step | 250 |
| Last step | 349 |
| Design approach | (None) |
| Special option | 0 |
| Deformation control parameters | |
| Numerical control parameters | |
| Reached values | |
| Reached total time | 0,000 day |
| CSP - Relative stiffness | 0,7443E-9 |
| ForceX - Reached total force | 0,000 kN/m |
| ForceY - Reached total force | 0,000 kN/m |
| Pmax - Reached max pp | 0,000 kN/m ² |
| ΣM_{stage} - Reached phase p | 0,000 |
| ΣM_{weight} - Reached weight | 1,000 |
| ΣM_{sf} - Reached safety fact | 1,604 |

Figure 4-26 Analyse statique du facteur de sécurité

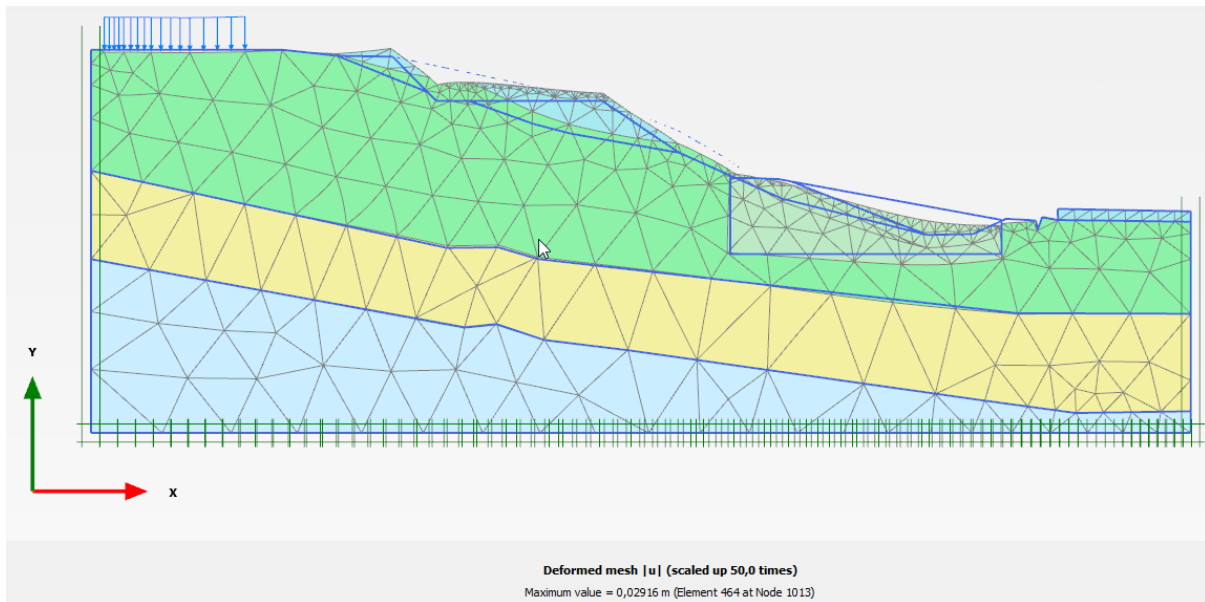


Figure 4-27 Déformée du modèle

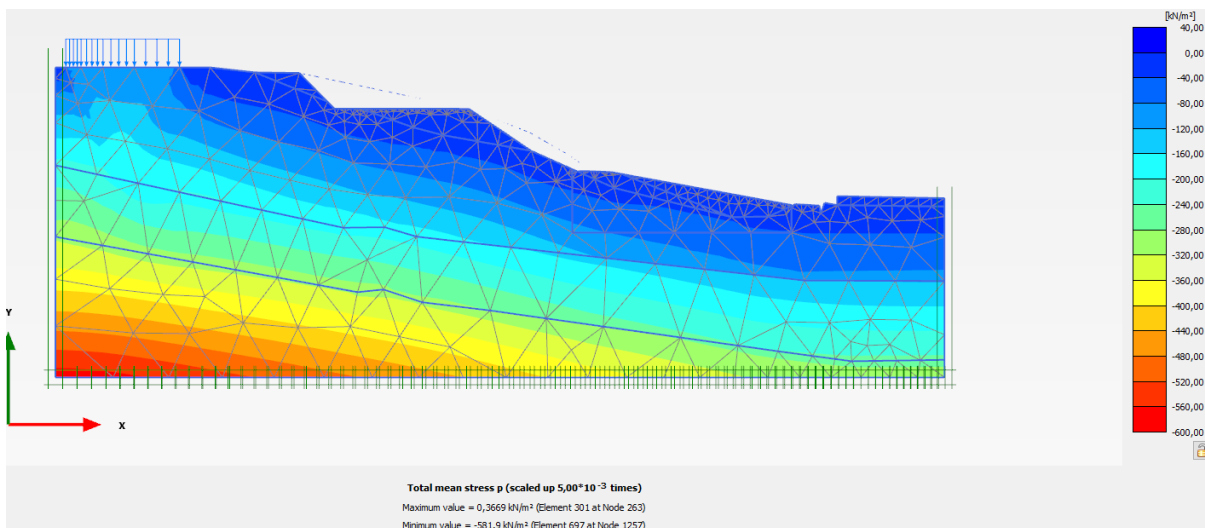


Figure 4-28 Contraintes totale

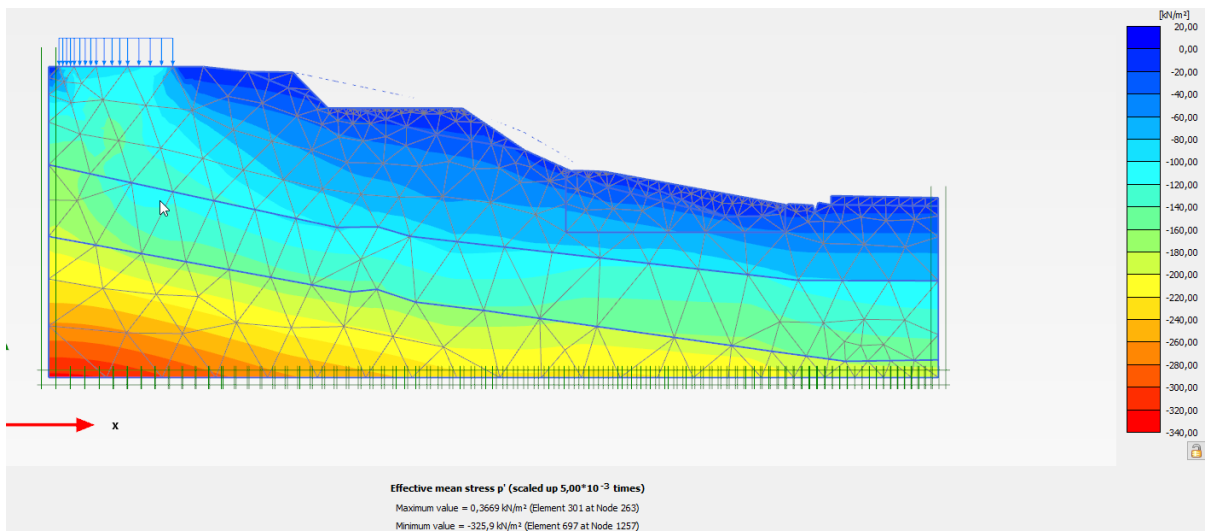


Figure 4-29 Contraintes effectives

Une légère diminution des contraintes totales et effectives par rapport au cas non conforté.

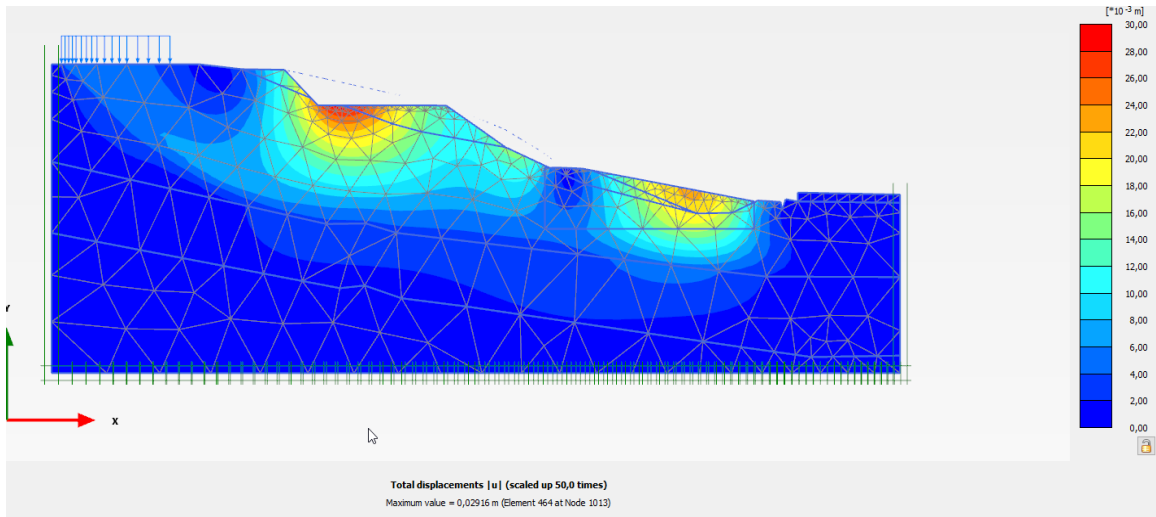


Figure 4-30 Déplacements totaux après Allègement de la masse glissante

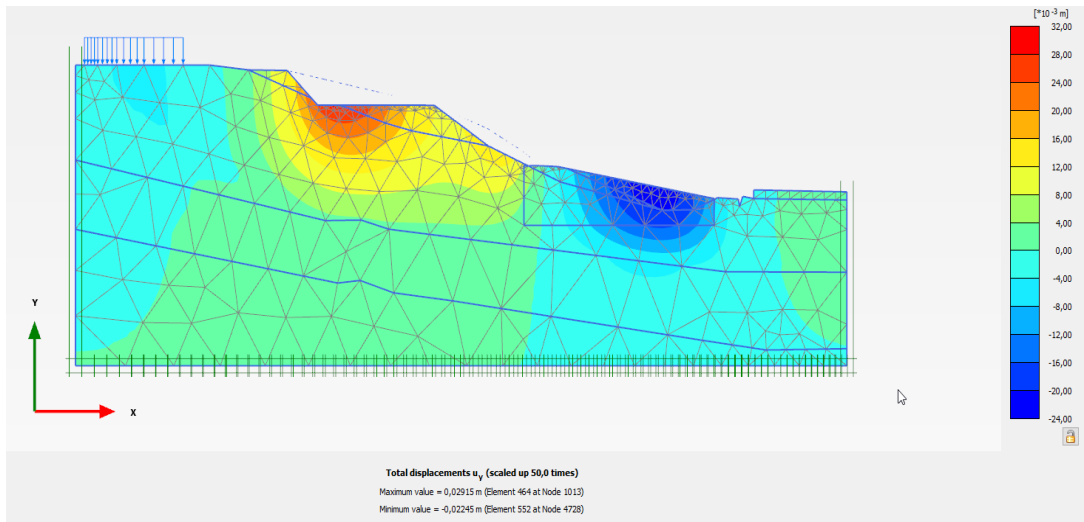


Figure 4-31 Déplacements vertical après Allègement de la masse glissante

Le déplacement vertical maximal est de l'ordre de 3cm au lieu de 24 cm pour le cas non conforté.

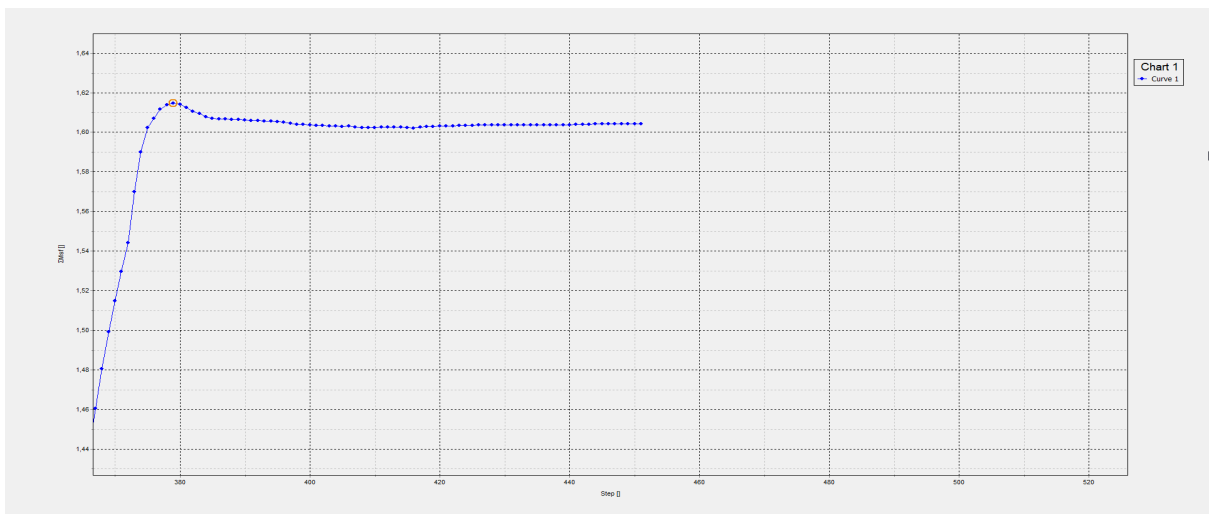


Figure 4-32 Facteur de sécurité statique

L'analyse des résultats montre :

Chapitre 4 Modélisation Numérique du glissement de terrain

- Un facteur de sécurité $FS=1.604 > 1.5$ qui garantit la stabilité du talus.
- La déformée montre de petits affaissement et expansion au droit des blocs qui n'affectent pas la stabilité générale du talus et peuvent être éliminés par traitement et amélioration du sol de fondation.
- Les contraintes effectives sont faibles en surface.

4-2-2 Analyse sismique :

Cette solution a considérablement amélioré la stabilité du talus sous chargement sismique en augmentant le facteur de sécurité jusqu'à 1.239

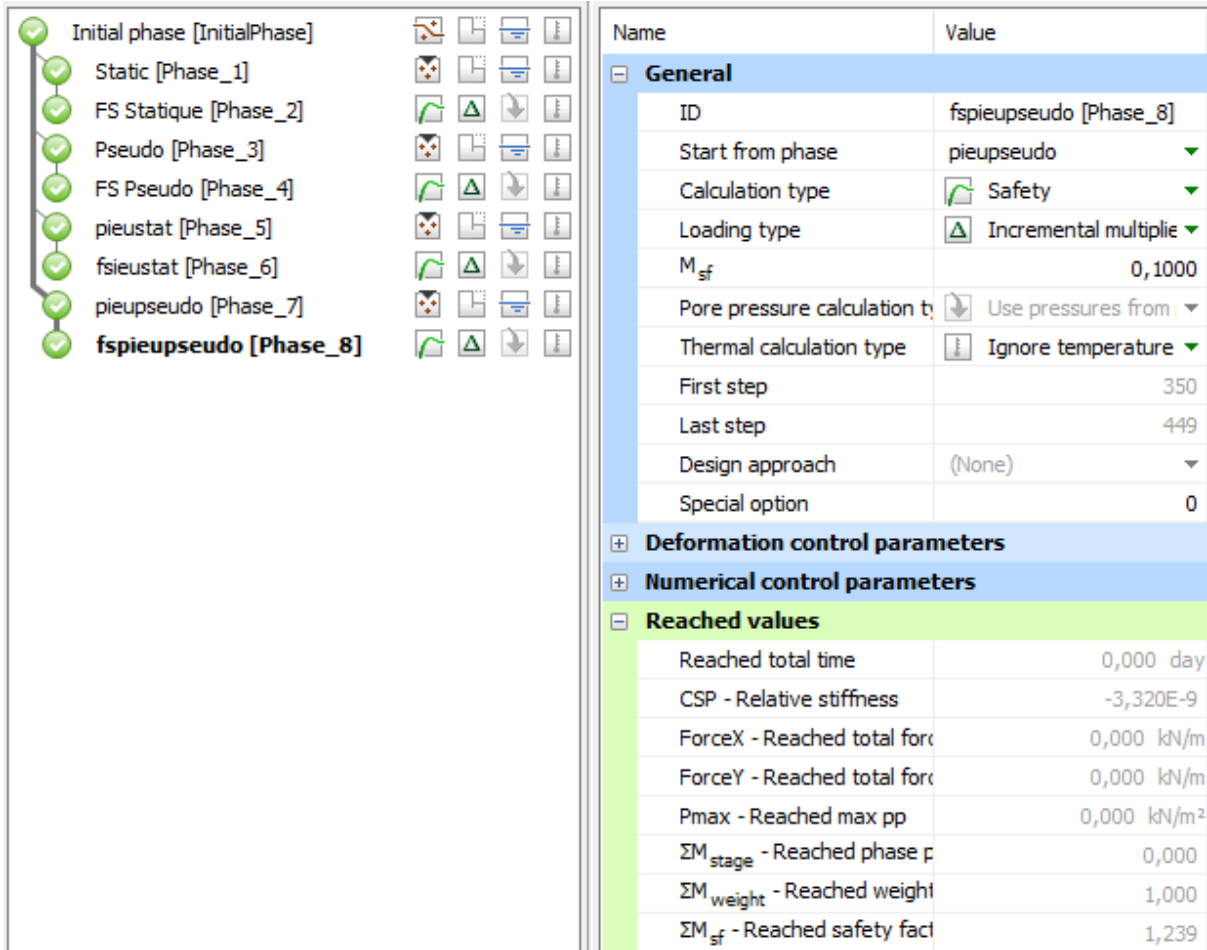
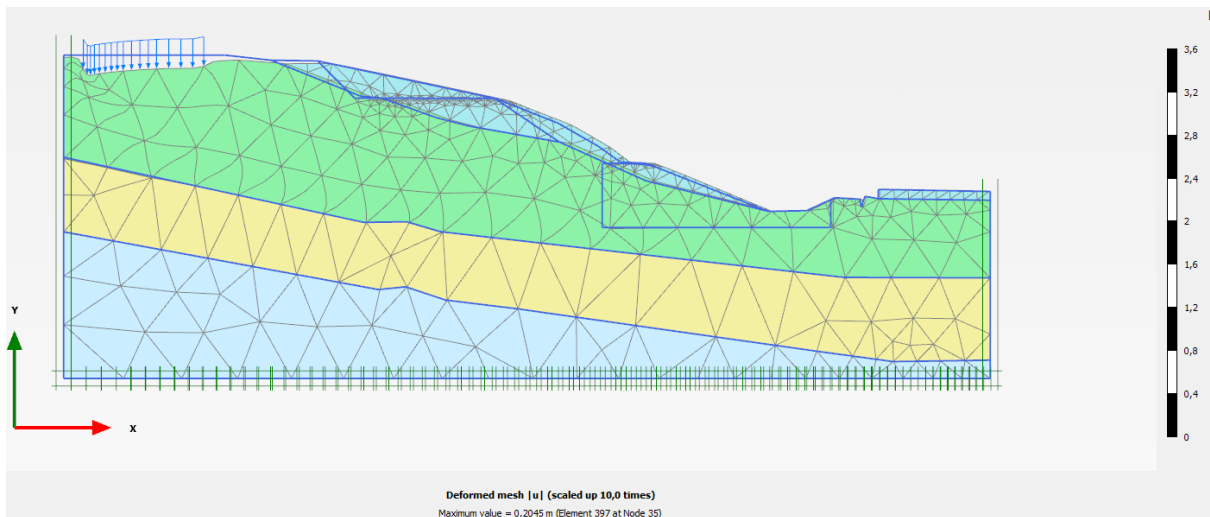


Figure 4-33 Analyse sismique du facteur de sécurité



Figur4-34 Déformée du modèle

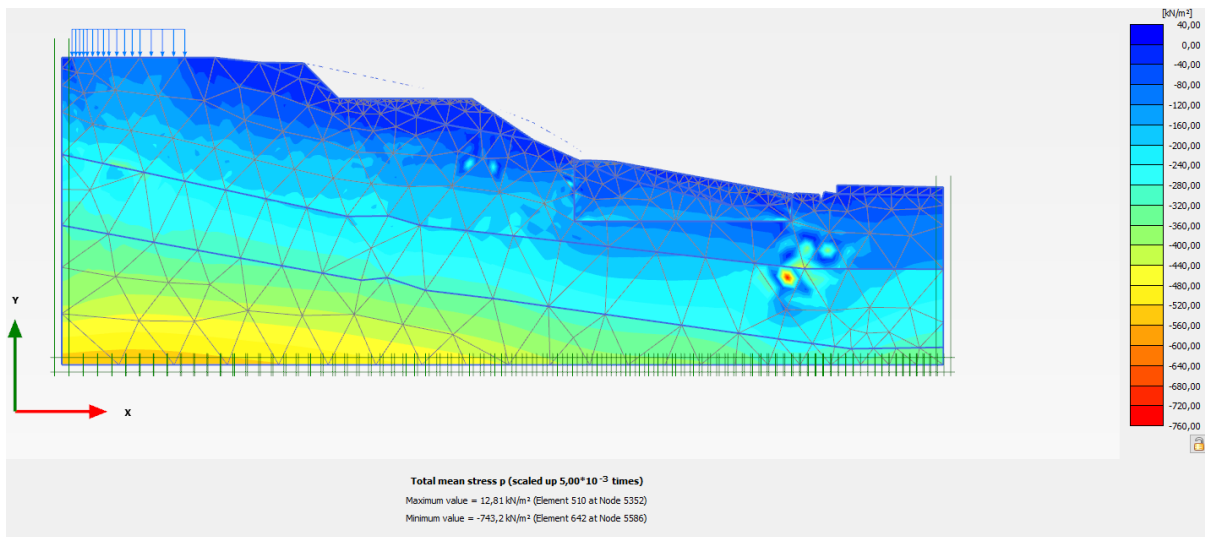


Figure 4-35 Contraintes totale

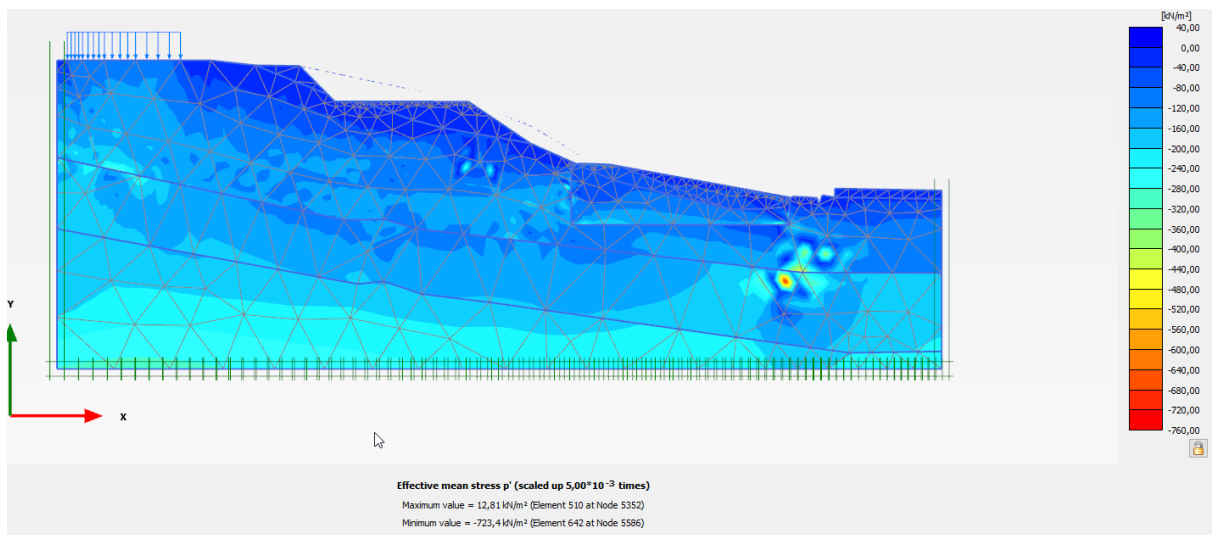


Figure 4-36 Contraintes effectives

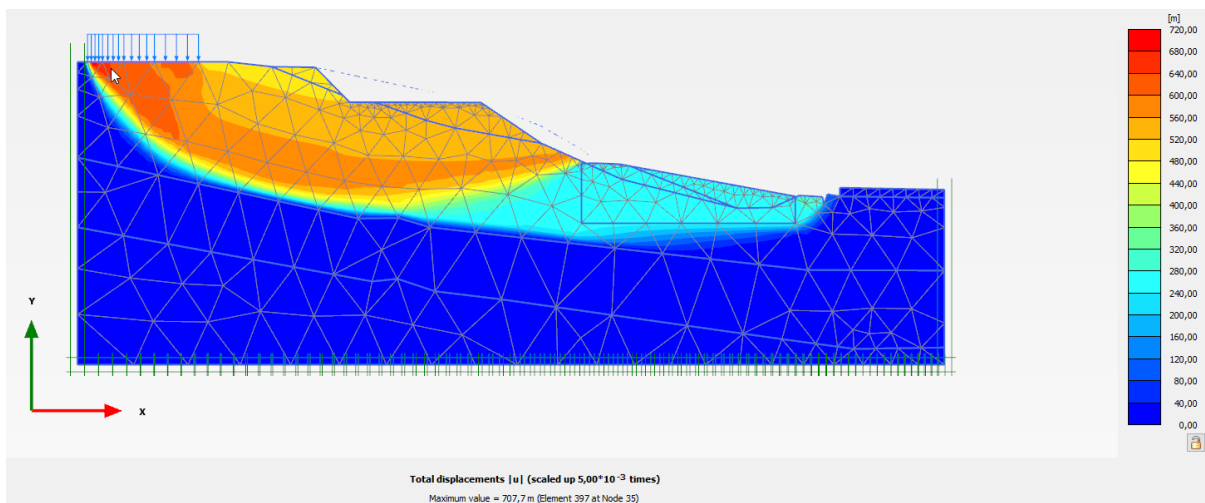


Figure 4-37 Déplacements totaux après Allègement de la masse glissante

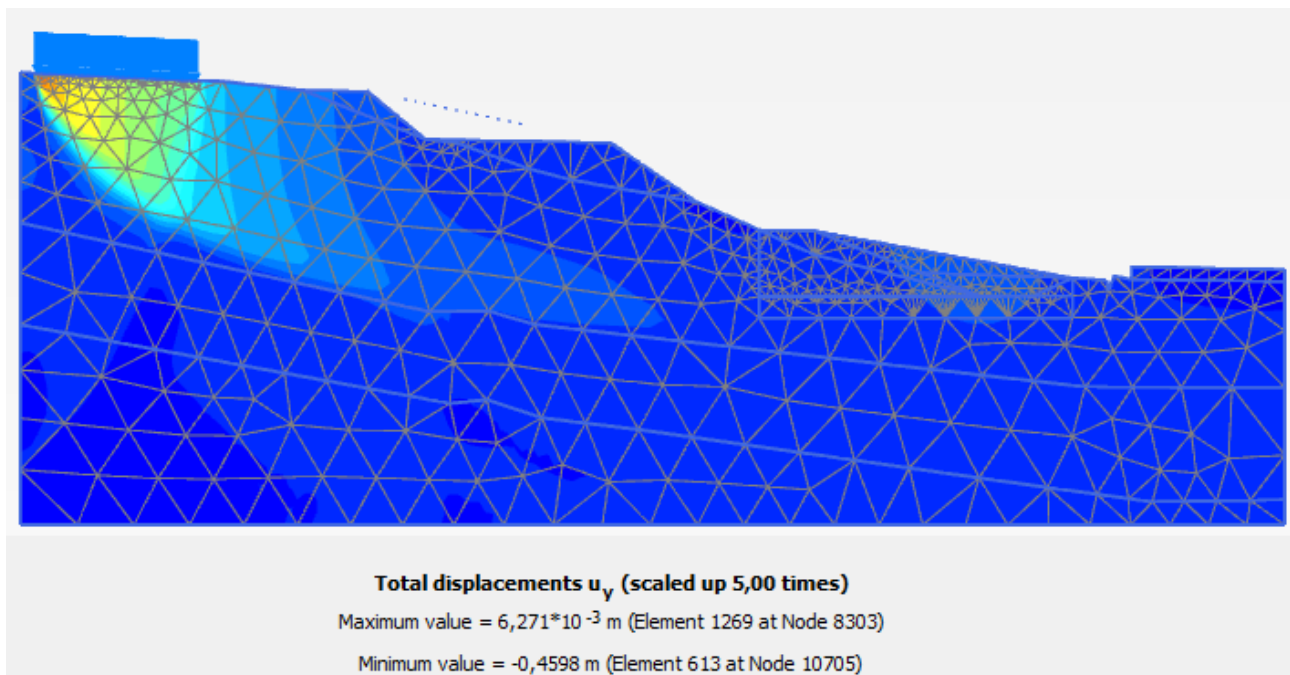


Figure 4-38 Déplacements vertical après Allègement de la masse glissante

Le déplacement vertical présente une légère augmentation comparée au cas non conforté, cela est dû à l'augmentation de la charge verticale suite aux majorations sismiques appliqués via les coefficients k_h et k_v définis par le RPA 2003.

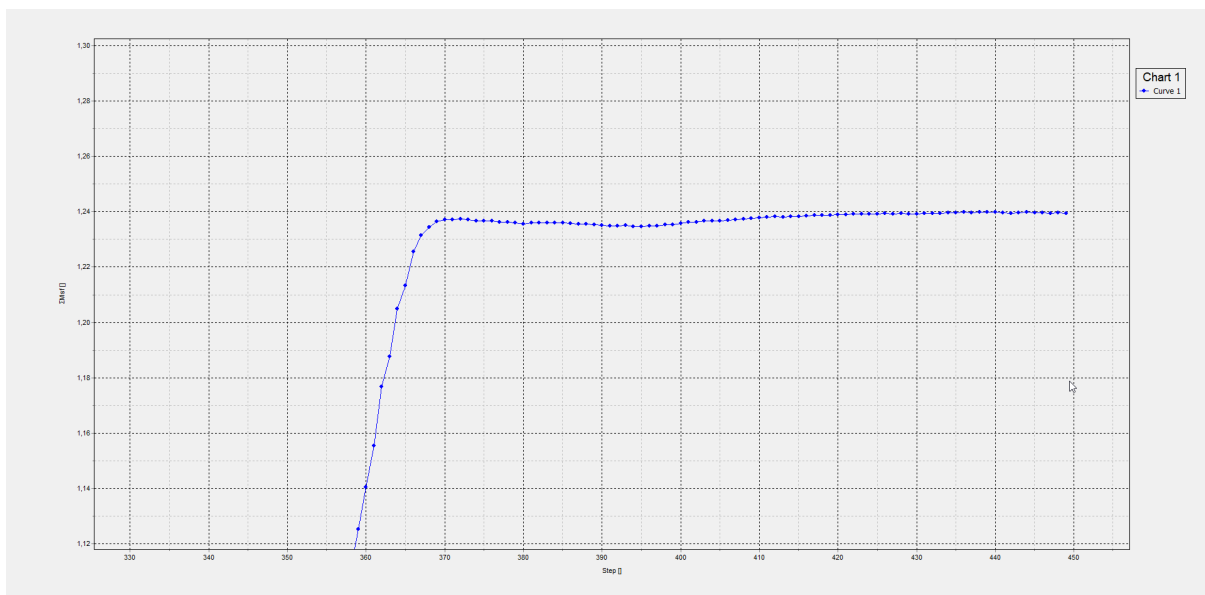


Figure 4-39 Facteur de sécurité sismique

L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=1.239 > 1$ qui garantit la stabilité du talus.
- La déformée montre de petits affaissement et expansion au droit des blocs qui n'affectent pas la stabilité générale du talus et peuvent être éliminés par traitement et amélioration du sol de fondation.
- Les contraintes effectives sont faibles en surface.

Avec cette solution, le talus peut être jugé comme stable de point de vue glissement, mais les déplacements qui persistent peuvent nuire à la stabilité des blocs sous leurs fondations en faisant apparaître des tassements différentiels. Et pour parer à ce problème, on peut soit traiter le sol de fondation pour lui procurer une résistance qui s'oppose au phénomène de poinçonnement ou concevoir un type de fondations adéquat qui transmet les charges directement aux couches résistantes.


4.3 .Variante N°02 : Stabilisation par pieux

Cette variante consiste à :

- À renforcer la surface glissante par une seule file de micropieux modélisé à l'aide de l'objet « *Embedded beams* » espacés de 1.100m.

. Les caractéristiques mécaniques des éléments utilisés sont présentées sur les tableaux ci-dessous :

Embedded beam - puix

| General | | | Mechanical | | |
|---------------------|-------------------|--|------------|------|-------|
| Property | Unit | Value | Property | Unit | Value |
| Material set | | | | | |
| Identification | | puix | | | |
| Material type | | Elastic | | | |
| Colour | |  RGB 199, 82, 143 | | | |
| Comments | | | | | |
| Unit weights | | | | | |
| γ | kN/m ³ | 25,00 | | | |

Embedded beam - puix

| General | | | Mechanical | | |
|-----------------------------------|-------------------|-------------------------------------|------------|------|-------|
| Property | Unit | Value | Property | Unit | Value |
| Properties | | | | | |
| $L_{spacing}$ | m | 1,100 | | | |
| Cross section type | | Predefined | | | |
| Predefined cross section type | | Solid circular beam | | | |
| Diameter | m | 0,6000 | | | |
| A | m ² | 0,2827 | | | |
| I | m ⁴ | 6,362E-3 | | | |
| Stiffness | | | | | |
| E | kN/m ² | 10,05E6 | | | |
| Axial skin resistance | | | | | |
| Axial skin resistance | | Linear | | | |
| $T_{skin, start, max}$ | kN/m | 100,0 | | | |
| $T_{skin, end, max}$ | kN/m | 400,0 | | | |
| Lateral resistance | | | | | |
| Lateral resistance | | Unlimited | | | |
| Base resistance | | | | | |
| F_{max} | kN | 700,0 | | | |
| Interface stiffness factor | | | | | |
| Default values | | <input checked="" type="checkbox"/> | | | |
| Axial stiffness factor | | 1,587 | | | |
| Lateral stiffness factor | | 1,587 | | | |
| Base stiffness factor | | 15,87 | | | |

Figure 4-40 Caractéristiques des pieux

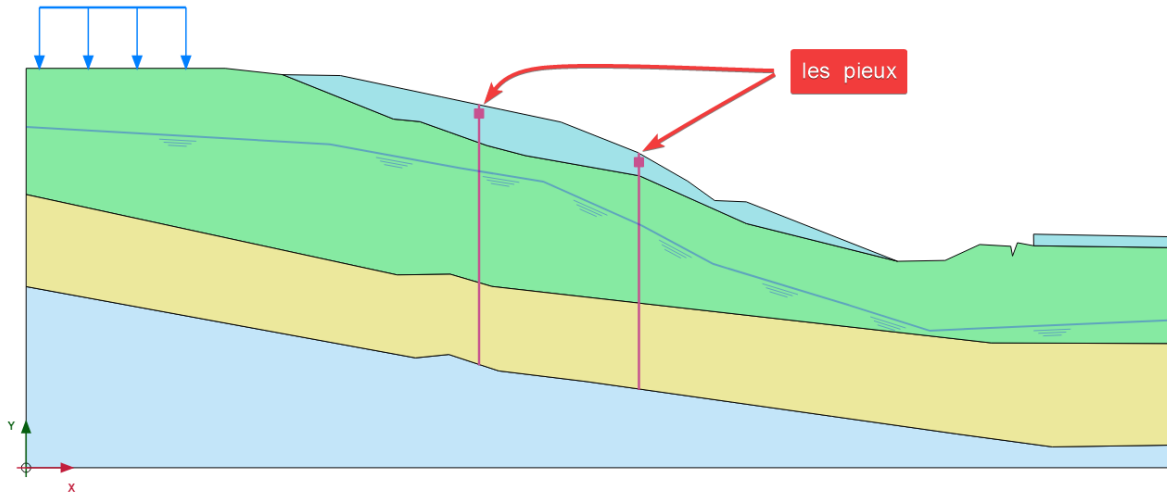


Figure 4-41 Position des pieux de renforcement

Les étapes de modélisation du pieu sont :

- Intégration des éléments utilisés dans la base de données du logiciel par saisie des caractéristiques présentées sur les tableaux.
- Mise en place de ces éléments dans le modèle numérique en utilisant les objets «Embedded beams » de plaxis
- Affectation des caractéristiques mécaniques aux objets insérés.

4-3-1 Analyse statique :

Cette solution a considérablement amélioré la stabilité du talus sous chargement statique en augmentant le facteur de sécurité jusqu'à 1.726

| Name | Value |
|---------------------------------------|-----------------------------------|
| General | |
| ID | FS STATIC AFTER [Phase_6] |
| Start from phase | STATIC AFTER |
| Calculation type | Safety |
| Loading type | Incremental multipliers |
| M_{sf} | 0,1000 |
| Pore pressure calculation type | Use pressures from previous phase |
| Thermal calculation type | Ignore temperature |
| First step | 251 |
| Last step | 350 |
| Design approach | (None) |
| Special option | 0 |
| Deformation control parameters | |
| Numerical control parameters | |
| Reached values | |
| Reached total time | 0,000 day |
| CSP - Relative stiffness | 0,4156E-6 |
| ForceX - Reached total force | 0,000 kN/m |
| ForceY - Reached total force | 0,000 kN/m |
| Pmax - Reached max pp | 0,000 kN/m ² |
| ΣM_{stage} - Reached phase p | 0,000 |
| ΣM_{weight} - Reached weight | 1,000 |
| ΣM_{sf} - Reached safety fact | 1,726 |

Figure 4-42 Analyse statique du facteur de sécurité

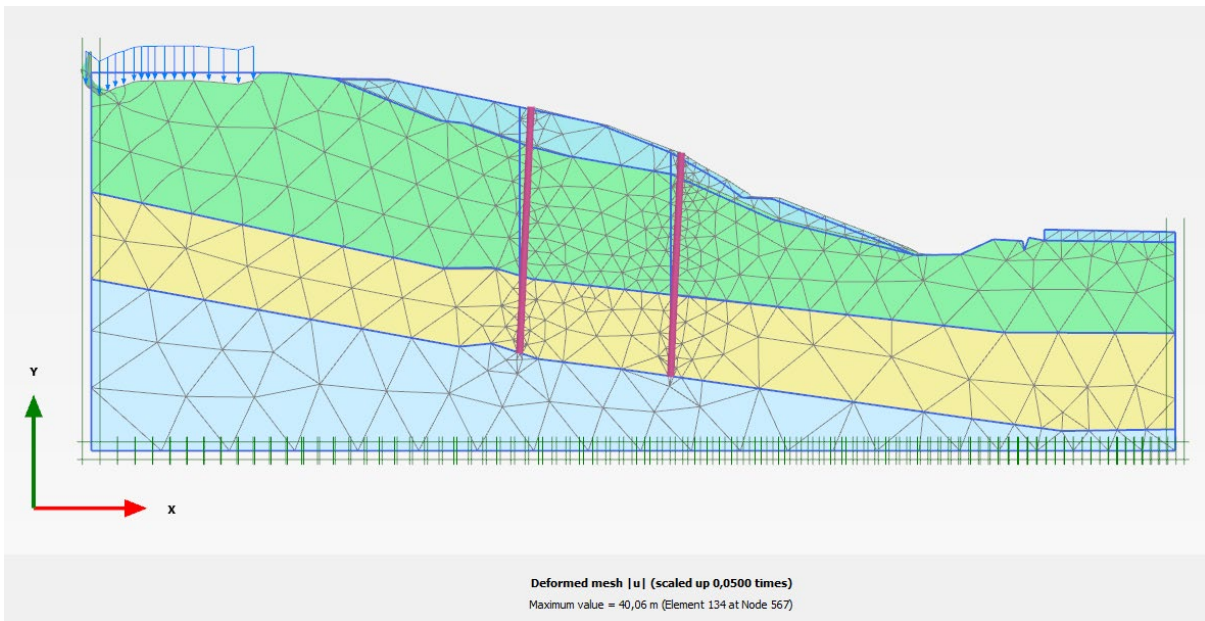


Figure 4-43 Déformée du modèle

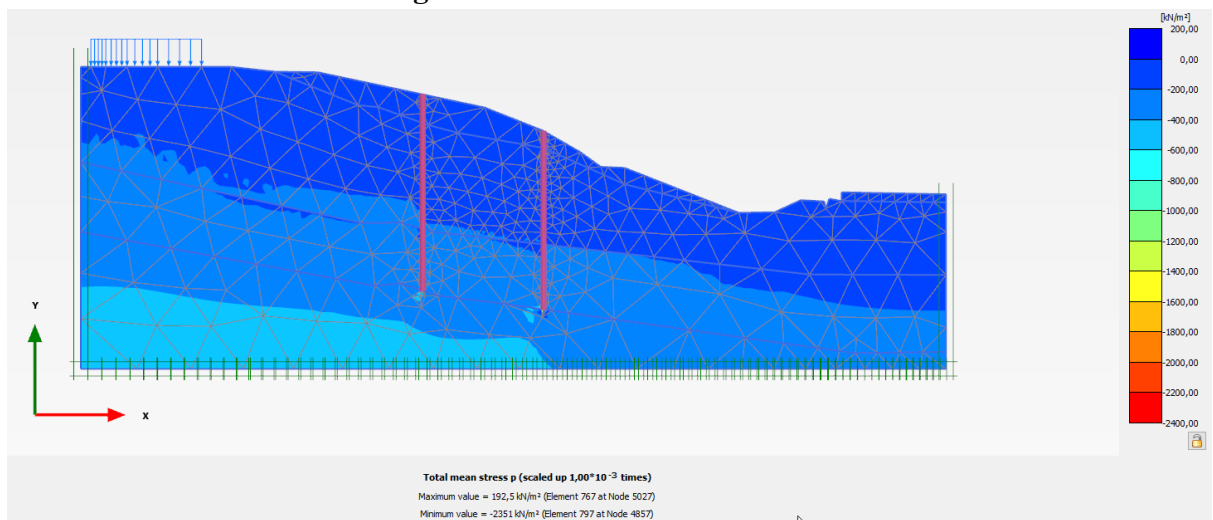


Figure 4-44 Contraintes totale

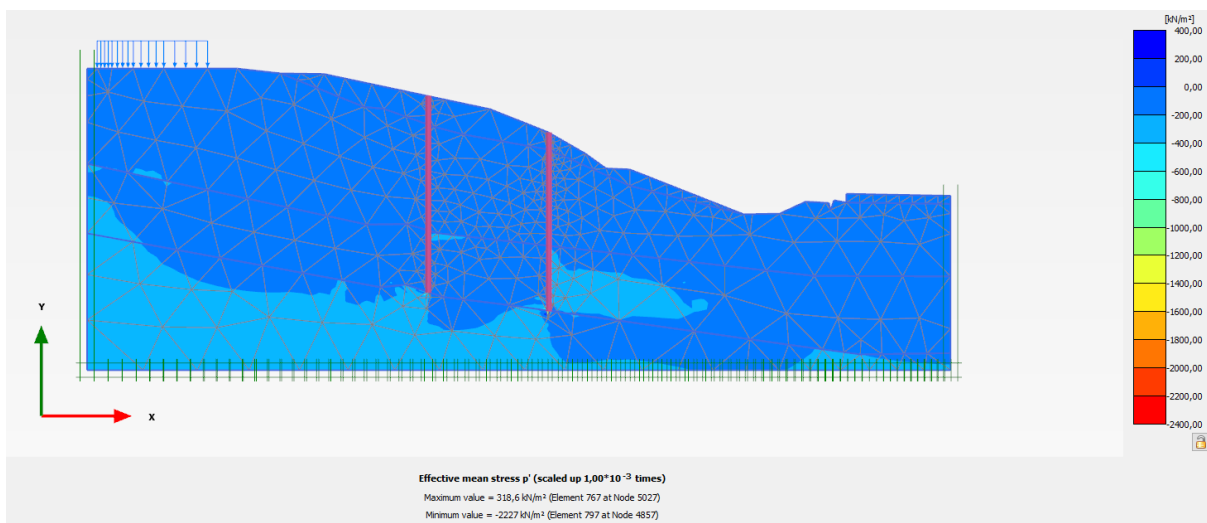


Figure 4-45 Contraintes effectives

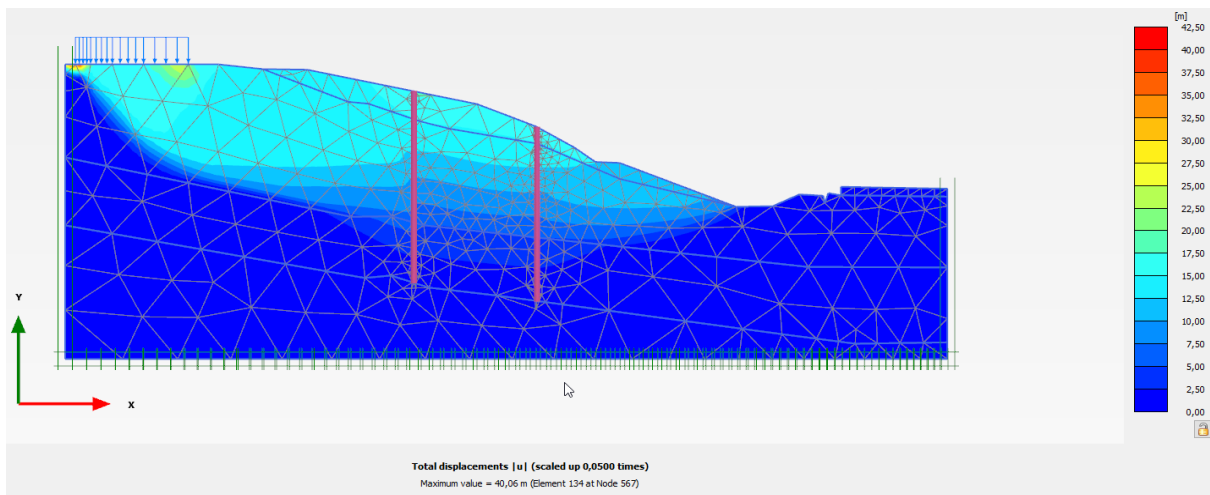


Figure 4-46 Déplacements totaux après renforcement avec des pieux

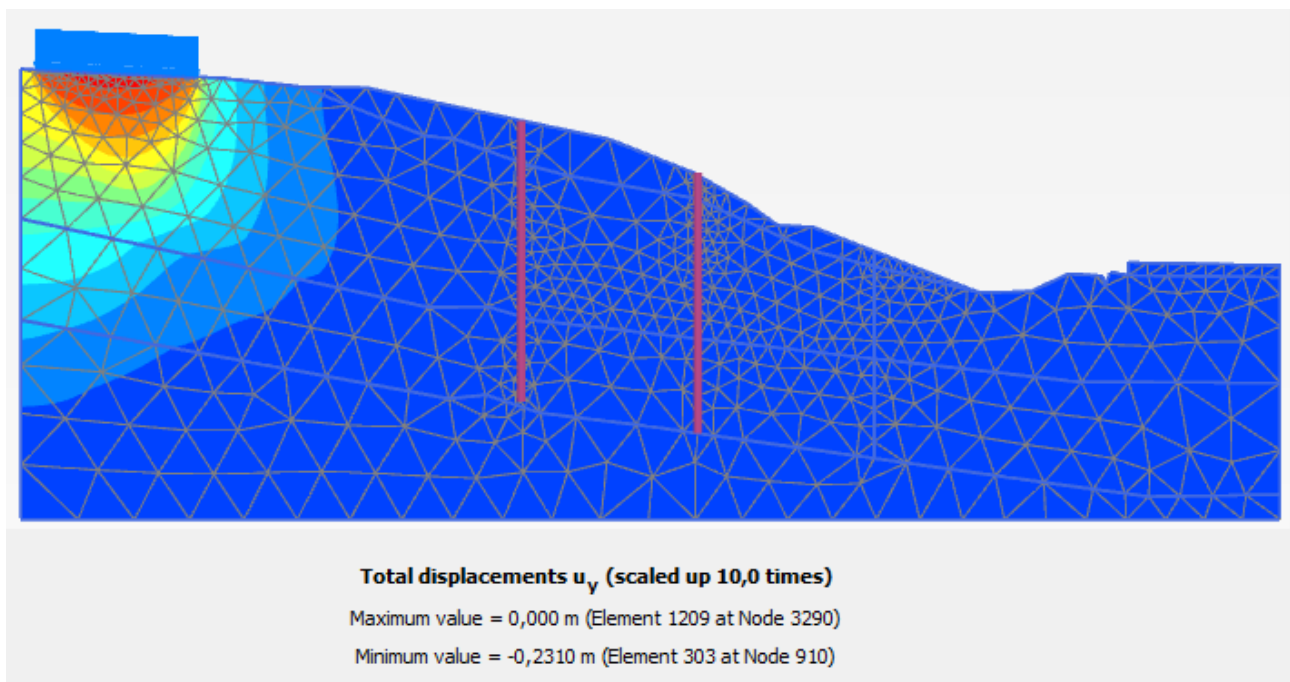


Figure 4-47 Déplacements verticaux après renforcement avec des pieux

Par l'application de cette méthode de confortement du talus on observe la faisabilité à fin de minimiser les déplacements verticaux sous bloc d'une manière efficace ...on remarque que la réduction des déplacements verticaux dans ce cas est 23 cm au lieu de 24 cm. Il y a toujours une légère diminution.

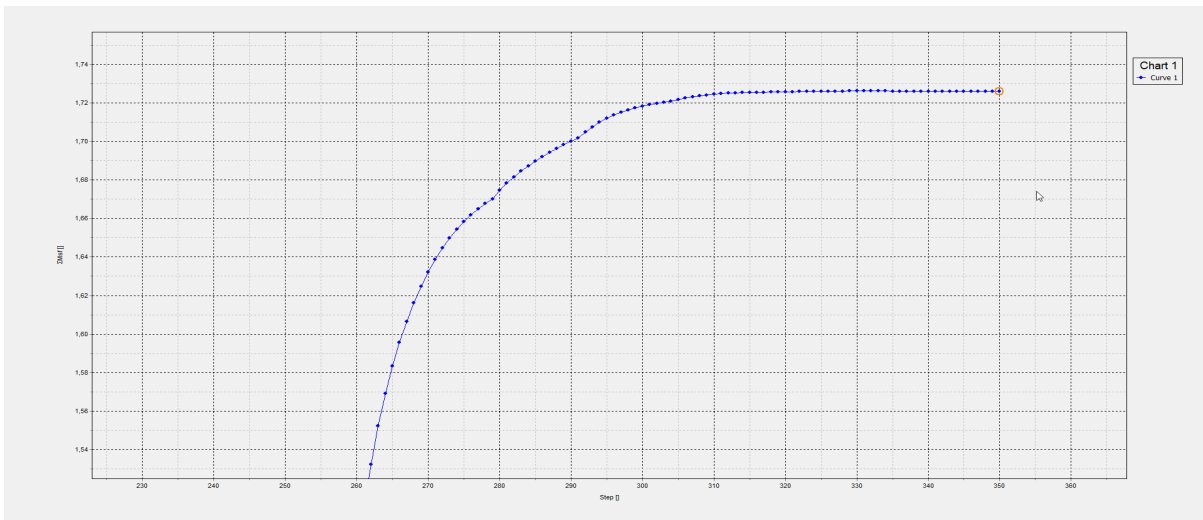


Figure 4.48. Facteur de sécurité statique

L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=1.726 > 1.5$ qui garantit la stabilité du talus.
- La déformée montre de petits affaissement et expansion au droit des blocs qui n'affectent pas la stabilité générale du talus et peuvent être éliminés par traitement et amélioration du sol de fondation.
- Les contraintes effectives sont faibles en surface.

4-3-2 Analyse sismique :

Cette solution à considérablement amélioré la stabilité du talus sous chargement statique en augmentant le facteur de sécurité jusqu'à 1.319

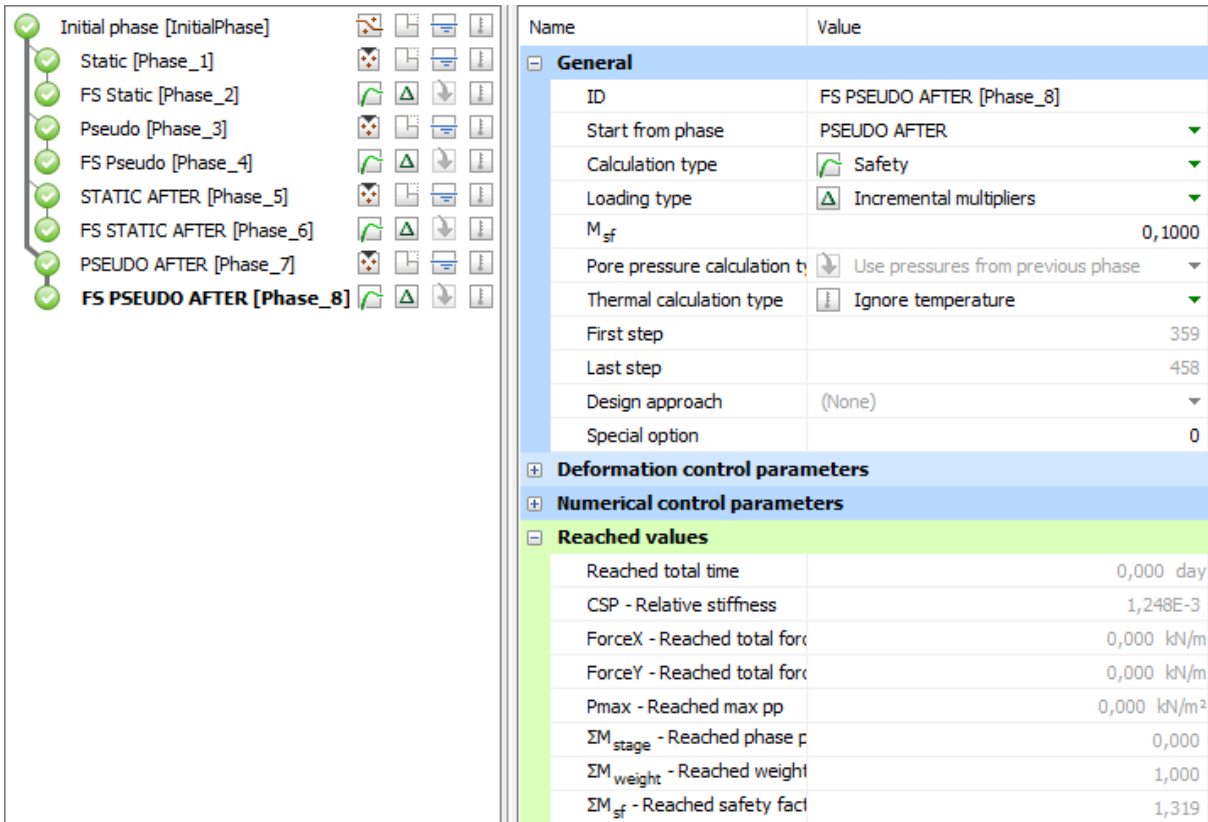


Figure 4-49 Analyse sismique du facteur de sécurité

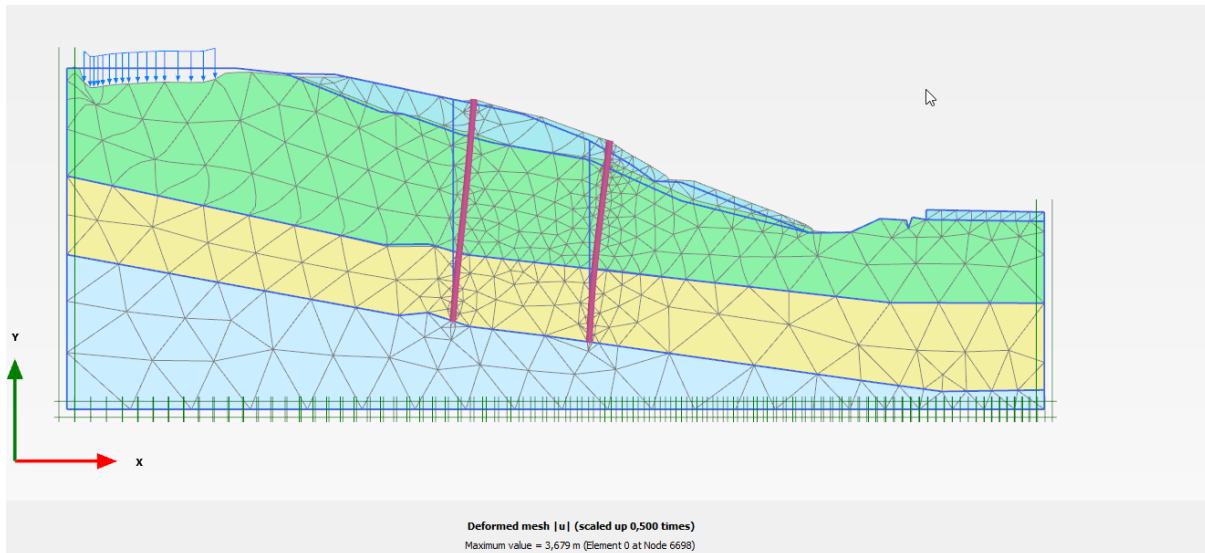


Figure 4-50 Déformée du modèle

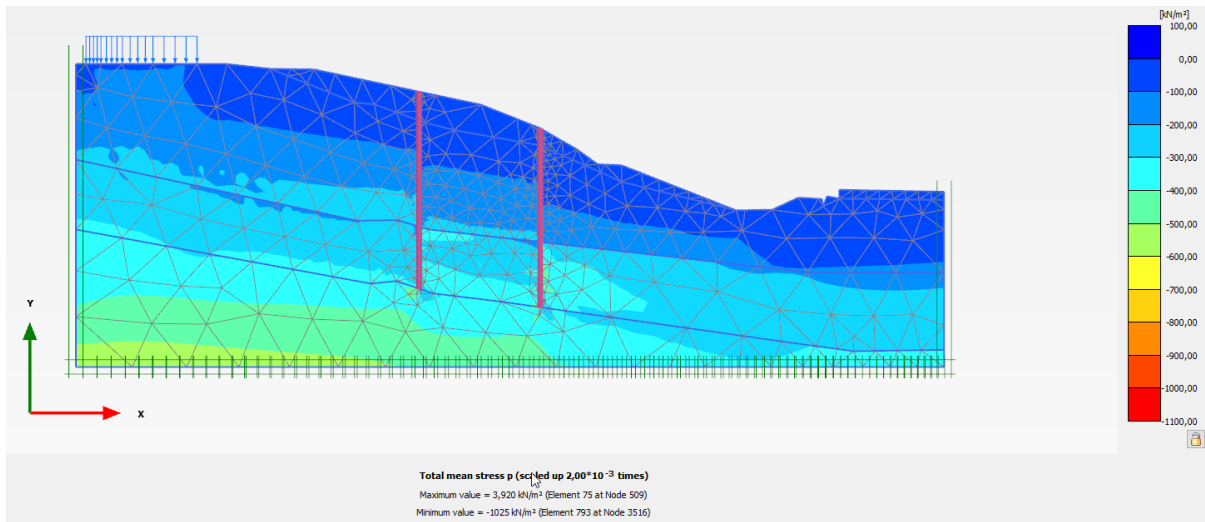


Figure 4-51 Contraintes totale

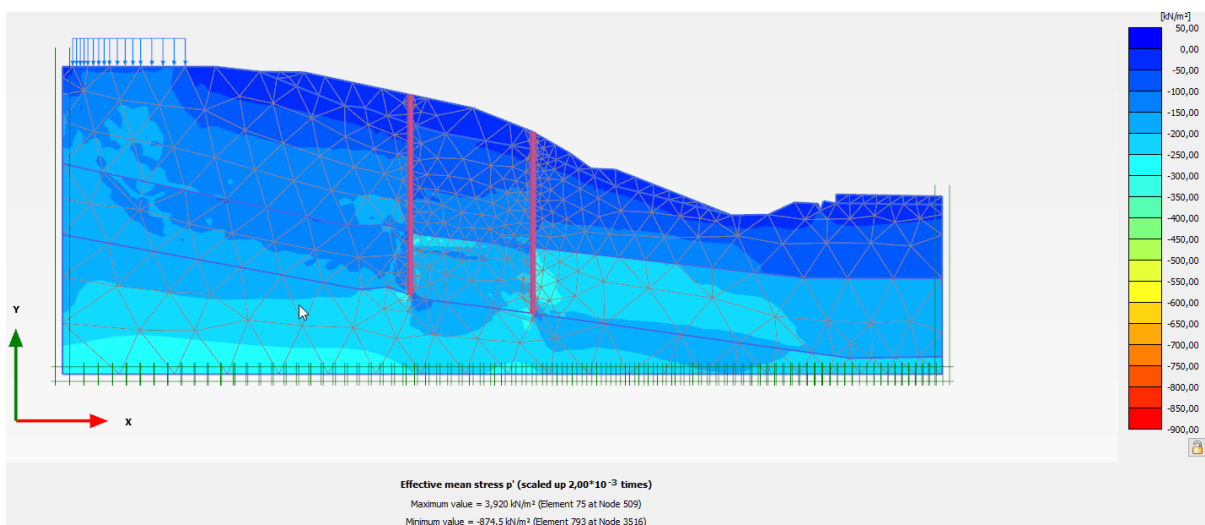


Figure 4-52 Contraintes effectives

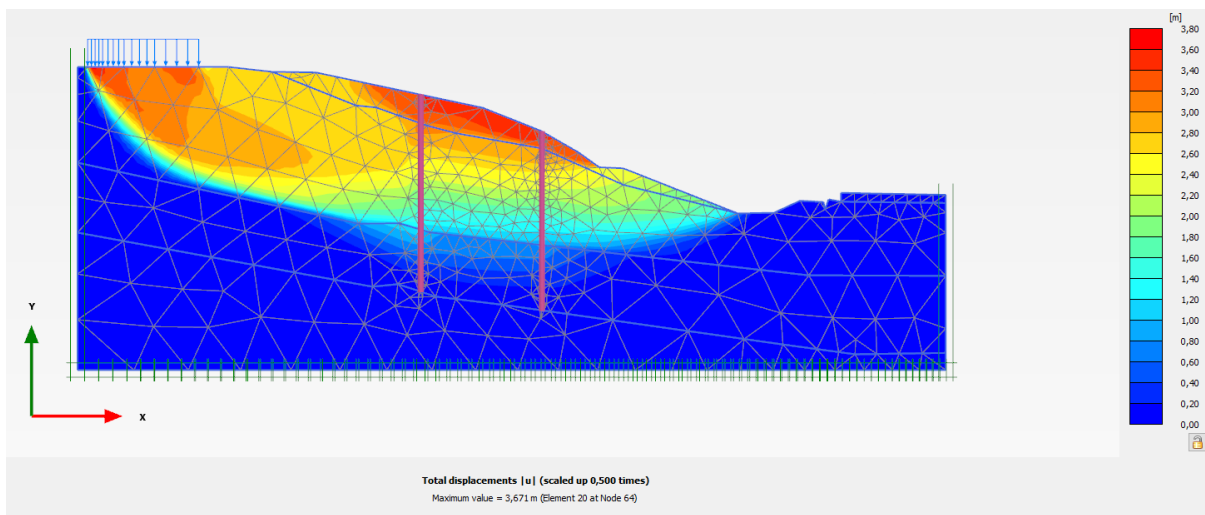


Figure 4-53 Déplacements totaux après renforcement avec des pieux

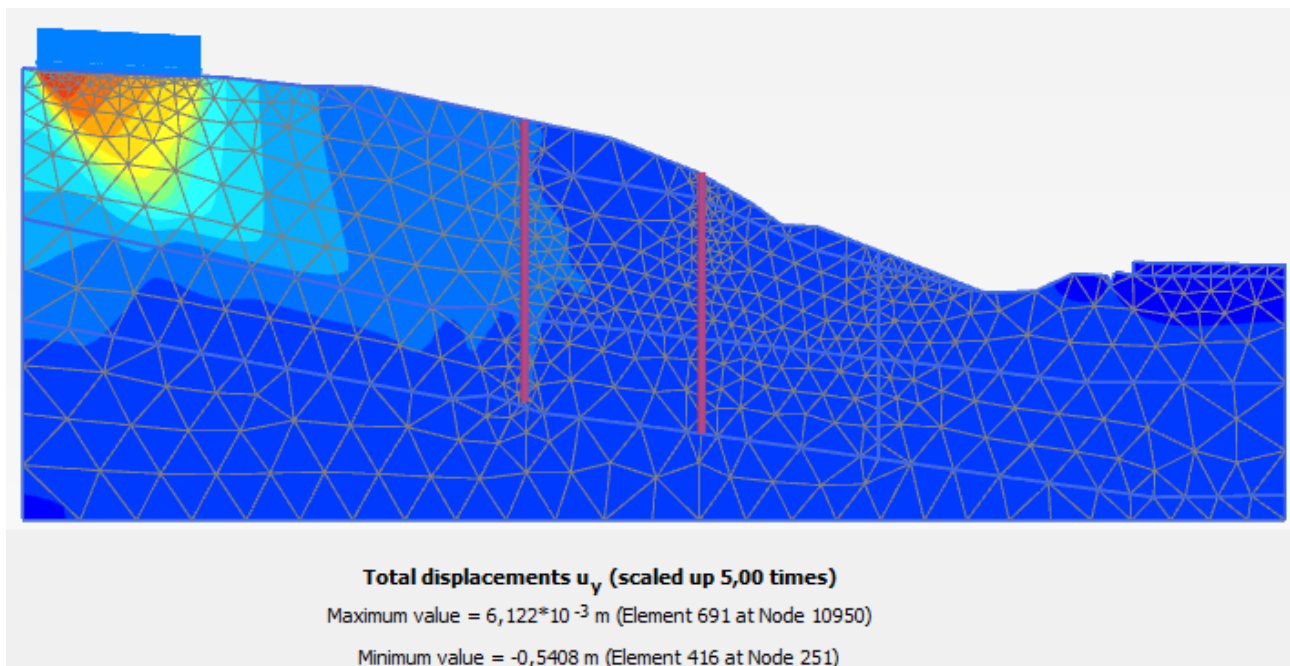


Figure 4-54 Déplacements vertical après renforcement avec des pieux

L'augmentation du déplacement vertical est due aux majorations sismiques appliquées.

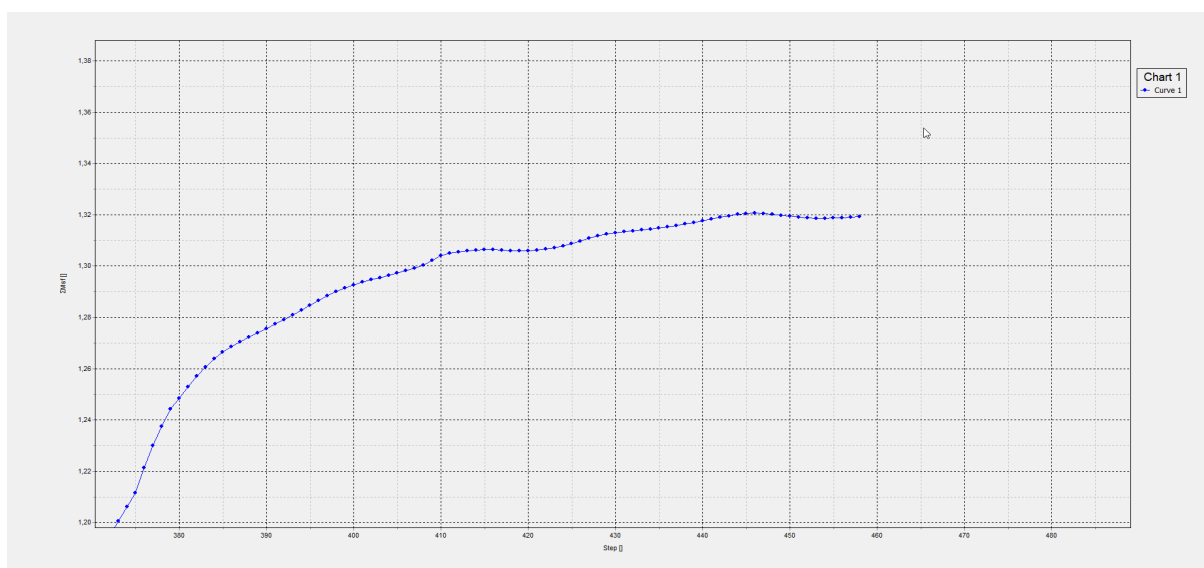


Figure 4-55 Facteur de sécurité sismique

L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=1.319 > 1$ qui garantit la stabilité du talus.
- La déformée montre de petits affaissement et expansion au droit des blocs qui n'affectent pas la stabilité générale du talus et peuvent être éliminés par traitement et amélioration du sol de fondation.
- Les contraintes effectives sont faibles en surface.

Avec cette solution, le talus peut être jugé comme stable de point de vue glissement, mais les déplacements qui persistent peuvent nuire à la stabilité des blocs sous leurs fondations en faisant apparaître des tassements différentiels. Et pour parer à ce problème, on peut soit traiter le sol de

fondation pour lui procurer une résistance qui s'oppose au phénomène de poinçonnement ou concevoir un type de fondations adéquat qui transmet les charges directement aux couches résistantes.

4.4.Variante N°03 : Stabilisation par mur de soutènement

Les paramètres géotechniques des différentes couches sont donnés sur le tableau suivant :

- Sol

| °N Couche | Nature de sol | ν | Module de Young E (Kpa) | γ (KN/m ³) | γ_{sat} (KN/m ³) | C (Kpa) | ϕ (°) |
|--------------|------------------------------|-------|----------------------------------|----------------------------------|--|------------|---------------|
| 1 | Remblais | 0,2 | 17000 | 16 | 20 | 8 | 15 |
| 2 | Schiste altéré friable | 0,28 | 10000 | 18 | 19 | 18 | 21 |
| 3 | Schiste semi dur grisâtre | 0,35 | 40000 | 21 | 21 | 32 | 30 |
| 4 | Schiste dur grisâtre | 0,4 | 60000 | 22 | 22 | 35 | 35 |

- Remblai drainant derrière mur

| °N Couche | Nature de sol | ν | Module de Young E (Kpa) | γ (KN/m ³) | γ_{sat} (KN/m ³) | C (Kpa) | ϕ (°) |
|--------------|--|-------|----------------------------------|----------------------------------|--|------------|---------------|
| 1 | Remblai sélectionné derrière le mur | 0,2 | 19000 | 18 | 21 | 20 | 30 |

- Rideau mur de soutènement (plate)

| Paramètres | Désignation | Valeurs |
|--|---------------|----------|
| Type de comportement | Material type | Elastic |
| Régidité normale (KN/m) | EA | 1,50E+07 |
| Régidité à la flexion (KN,m ² /m) | EI | 3,13E+05 |
| Epaisseur equivalent (m) | d | 0,500 |
| Poids (KN/m) | w | 87,500 |

Semelle mur de soutènement (plate)

| Paramètres | Désignation | Valeurs |
|--|---------------|----------|
| Type de comportement | Material type | Elastic |
| Régidité normale (KN/m) | EA | 1,50E+07 |
| Régidité à la flexion (KN,m ² /m) | EI | 3,13E+05 |
| Epaisseur equivalent (m) | d | 0,500 |
| Poids (KN/m) | w | 62,500 |

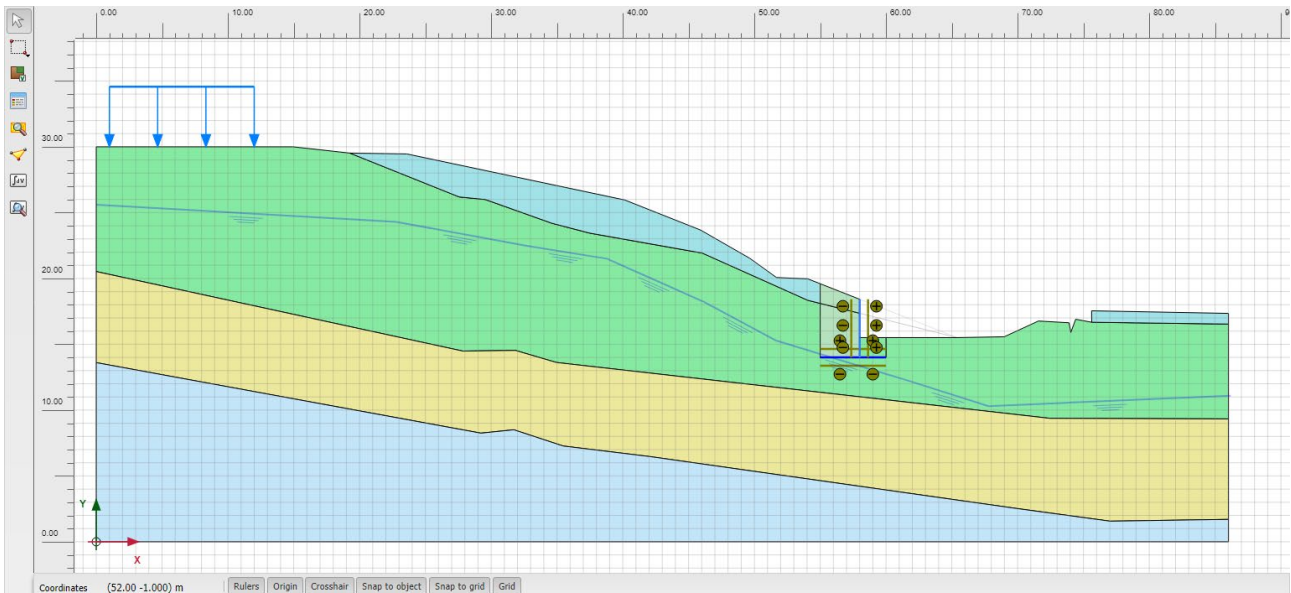


Figure 4-56 Position de mur de soutènement

4-4-1 Analyse statique :

Cette solution a considérablement amélioré la stabilité du talus sous chargement statique en augmentant le facteur de sécurité jusqu'à 1.456

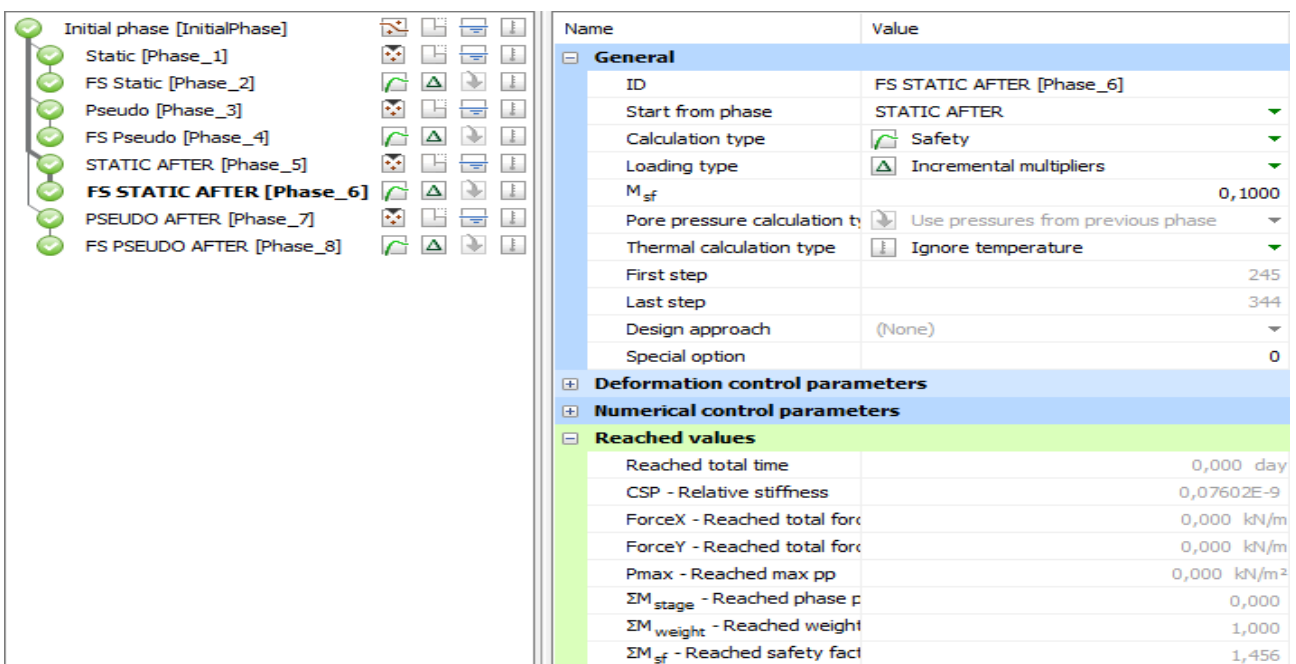


Figure 4-57 Analyse statique du facteur de sécurité

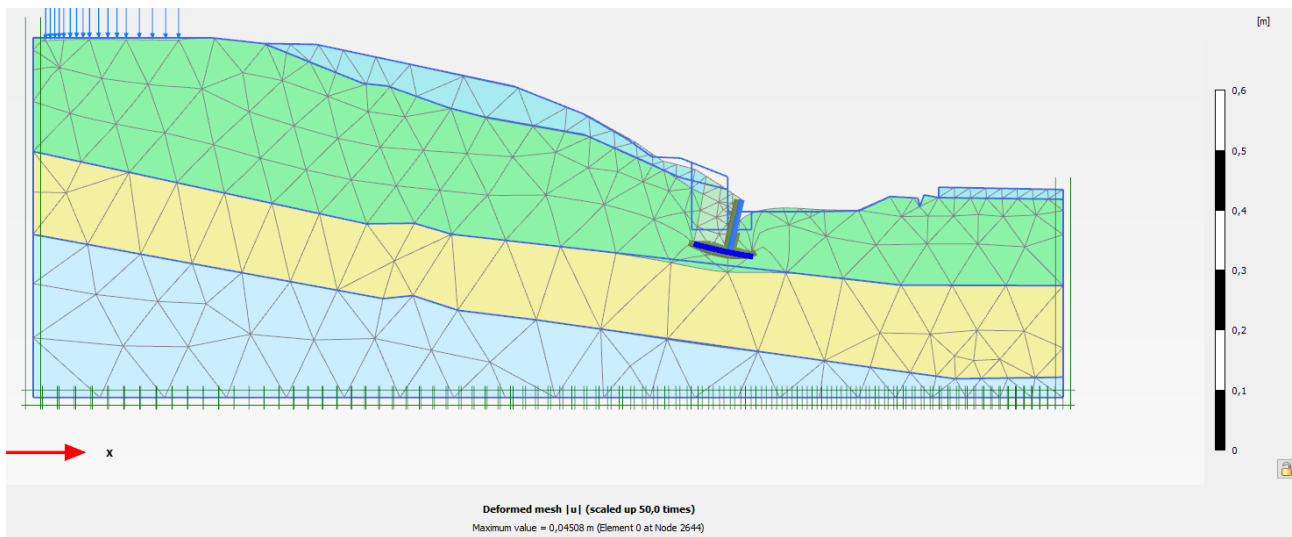


Figure 4-58 Déformée du modèle

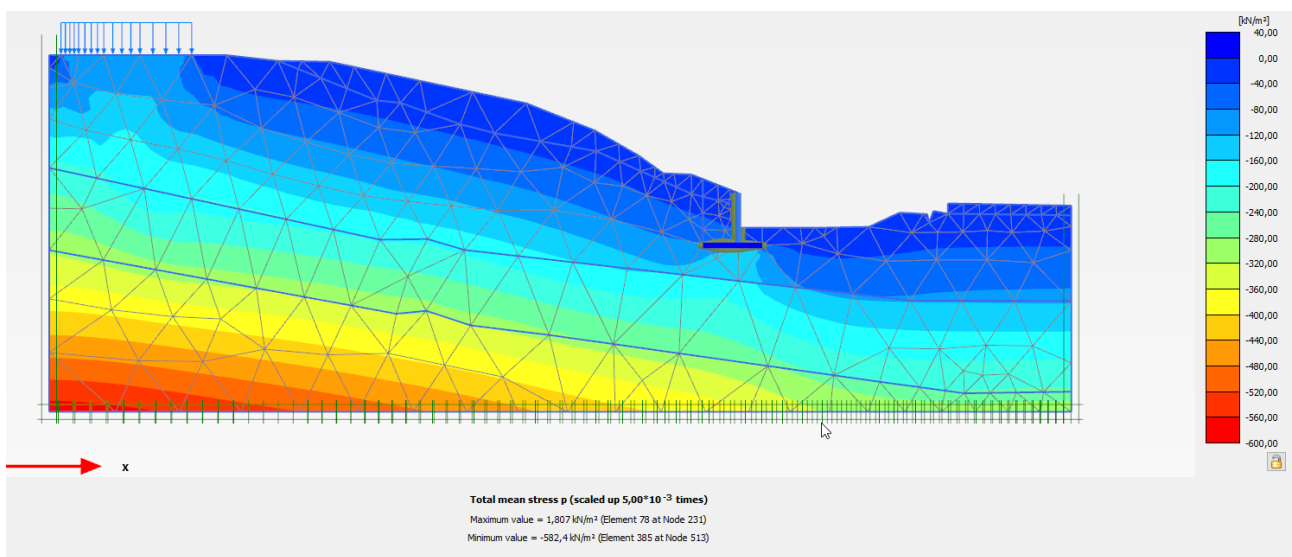


Figure 4-59 Contraintes totale

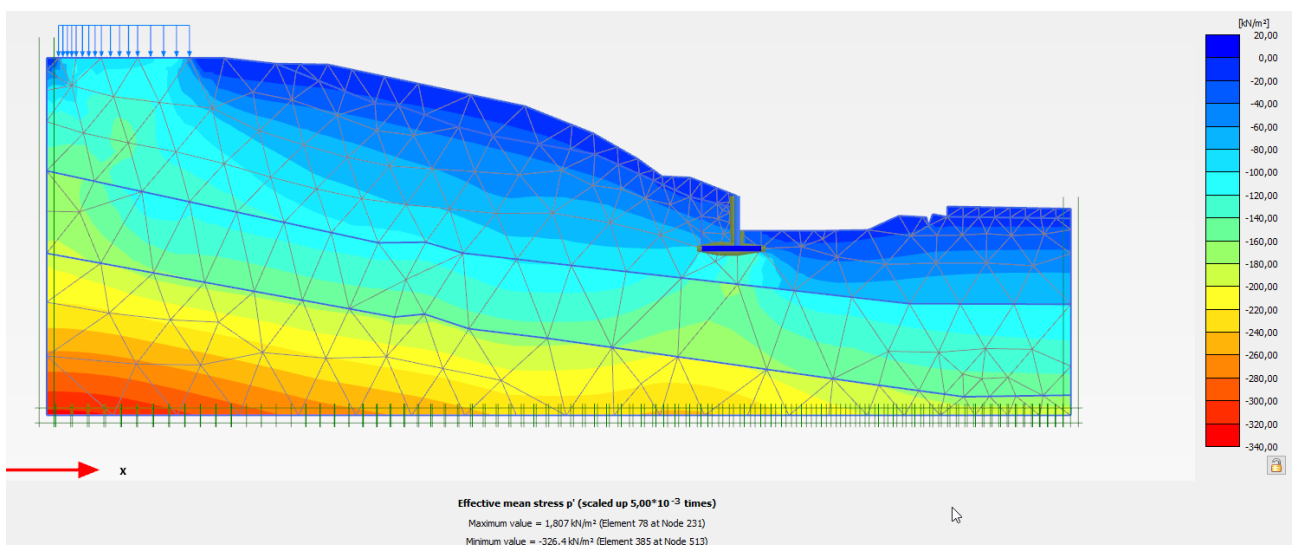


Figure 4-60 Contraintes effectives

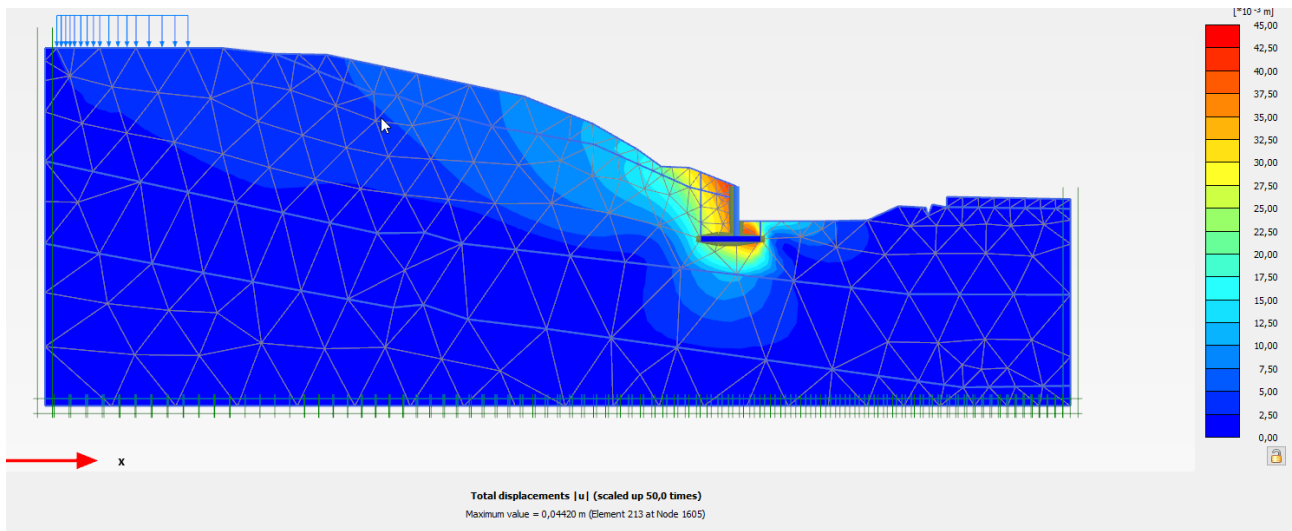


Figure 4-61 Déplacements totaux après renforcement avec mur de soutènement

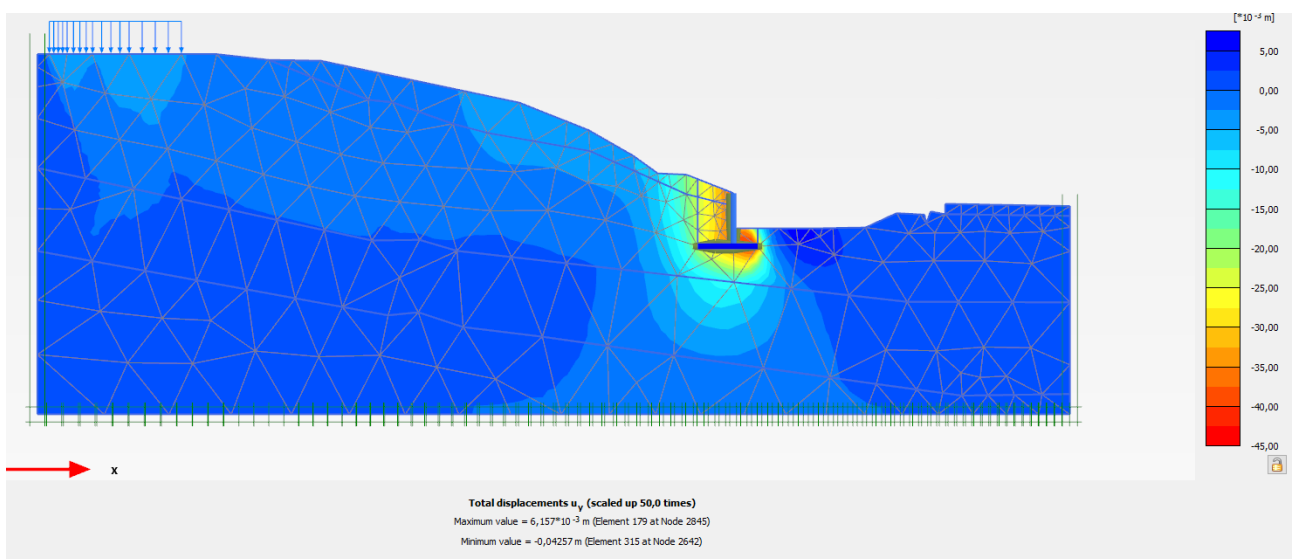


Figure 4-62 Déplacements vertical après renforcement avec mur de soutènement

Le déplacement vertical est réduit d'environ de 82% comparé au cas non conforté. Le déplacement sous le bâtiment est presque négligeable. Le déplacement qui apparait sur la figure est localisé sous le talon du mur de soutènement coté butée.

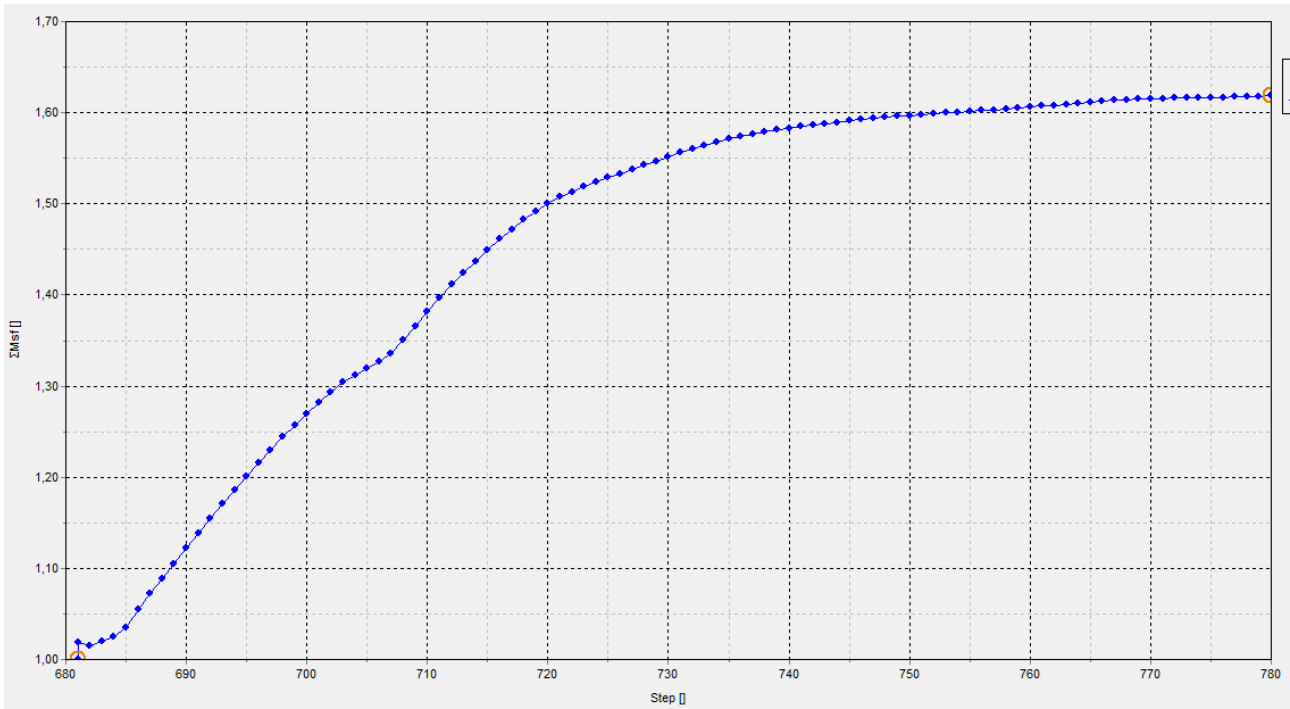


Figure 4-63 Facteur de sécurité statique

L'analyse des résultats montre :

Un facteur de sécurité FS=1.619 > 1.5 qui garantit la stabilité du talus

4-4-2 Analyse sismique :

Cette solution a considérablement amélioré la stabilité du talus sous chargement statique en augmentant le facteur de sécurité jusqu'à 1.336

| Name | Value |
|--|-------------------------|
| General | |
| ID | FS Pseudo [Phase_4] |
| Start from phase | Pseudo |
| Calculation type | Safety |
| Loading type | Incremental multiple |
| M _{sf} | 0,1000 |
| Pore pressure calculation type | Use pressures from |
| Thermal calculation type | Ignore temperature |
| First step | 134 |
| Last step | 233 |
| Design approach | (None) |
| Special option | 0 |
| Deformation control parameters | |
| Numerical control parameters | |
| Reached values | |
| Reached total time | 0,000 day |
| CSP - Relative stiffness | -1,647E-6 |
| ForceX - Reached total force X | 0,000 kN/m |
| ForceY - Reached total force Y | 0,000 kN/m |
| Pmax - Reached max pp | 0,000 kN/m ² |
| ΣM _{stage} - Reached phase proportion | 0,000 |
| ΣM _{weight} - Reached weight proportion | 1,000 |
| ΣM _{sf} - Reached safety factor | 1,336 |

Figure 4-64 Analyse sismique du facteur de sécurité

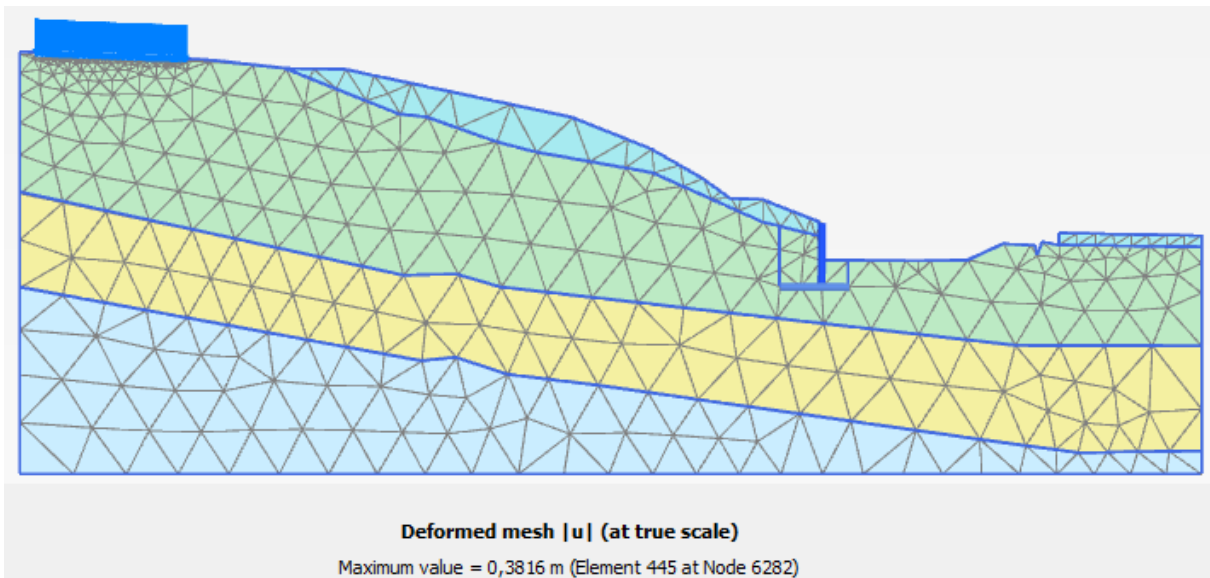


Figure 4-65 Déformée du modèle

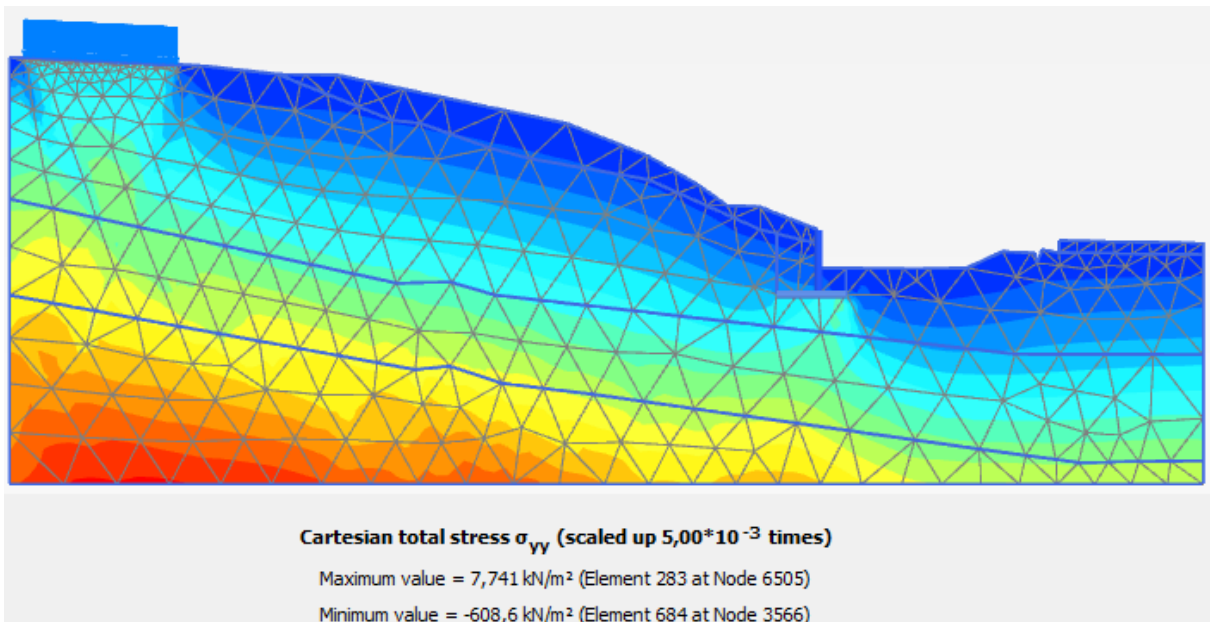


Figure 4-64 Contraintes totale

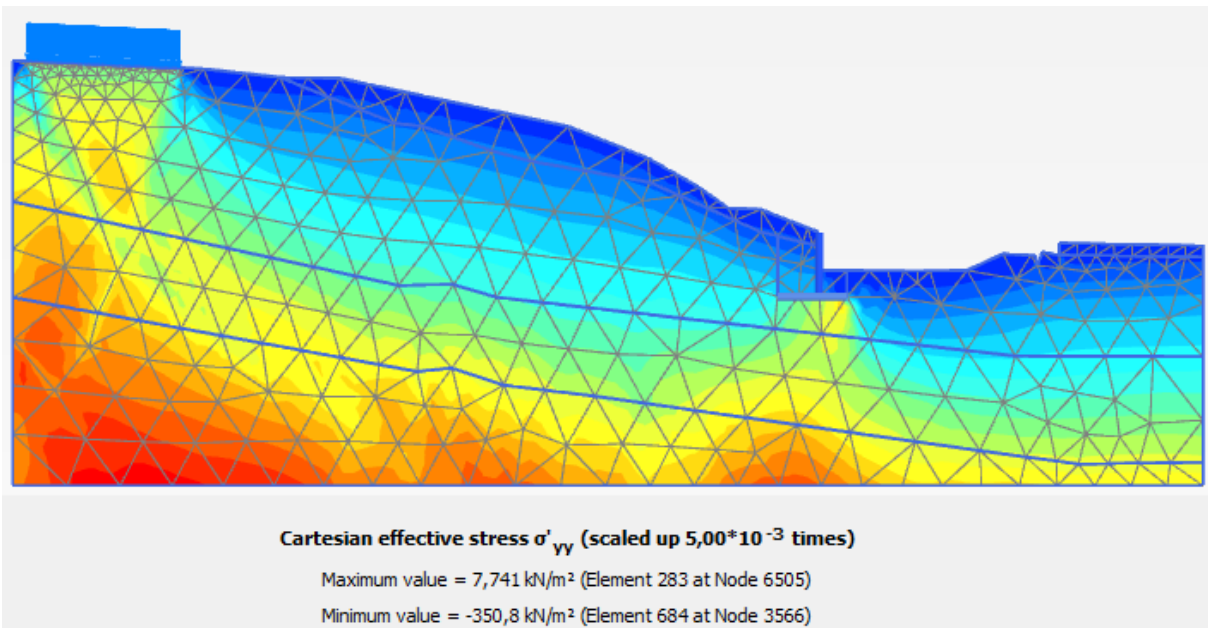


Figure 4-65 Contraintes effectives

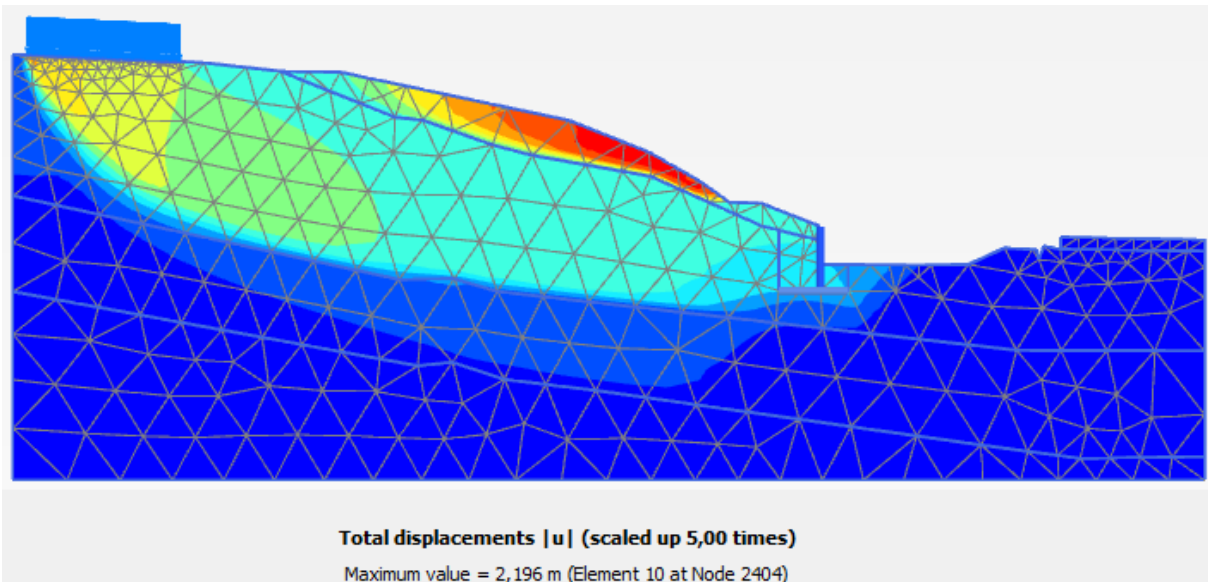


Figure 4-66 Déplacements totaux après renforcement

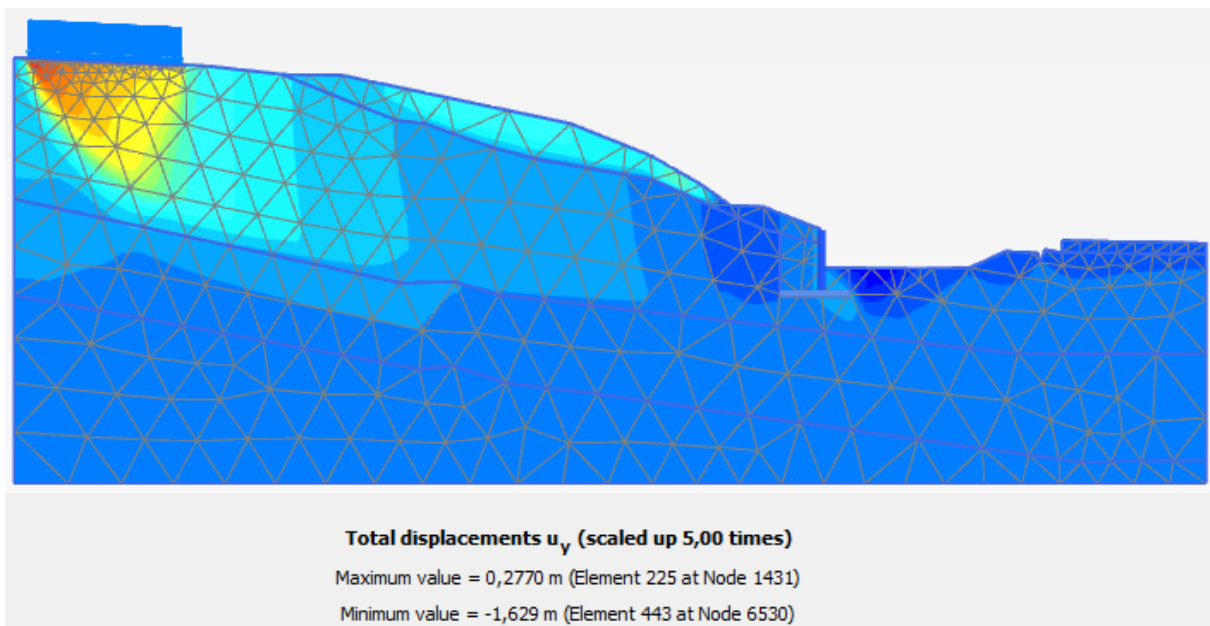


Figure 4-67 Déplacements vertical après renforcement avec des pieux

L'augmentation du déplacement vertical est dû aux majorations sismiques appliquées.

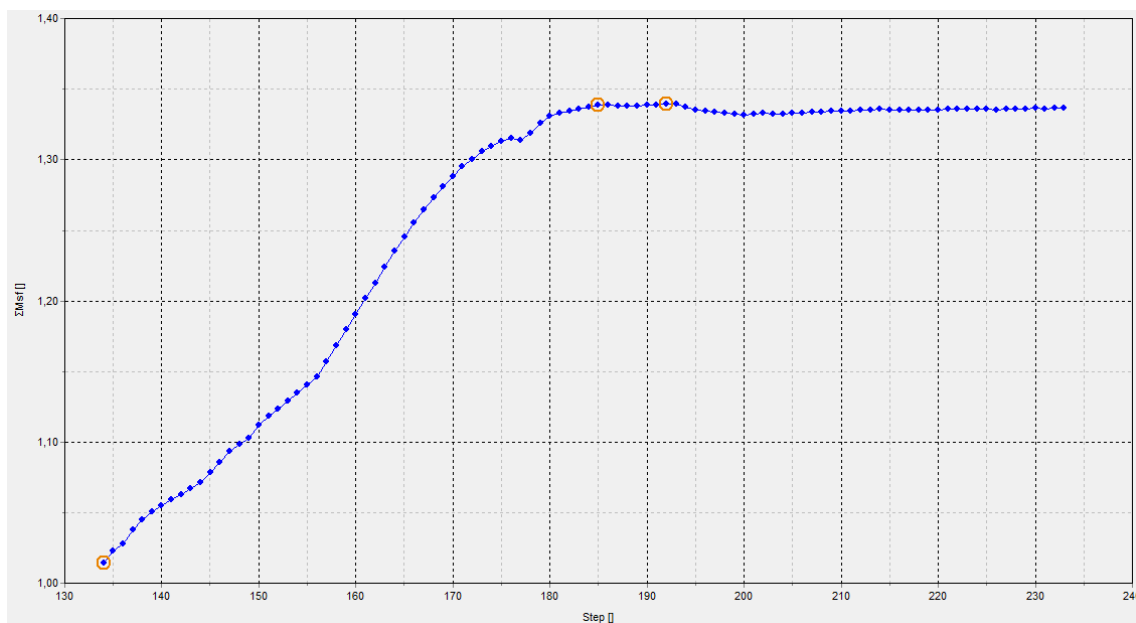


Figure 4-68 Facteur de sécurité sismique

L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=1.336 > 1$ qui garantit la stabilité du talus.
- La déformée montre de petits affaissement et expansion au droit des blocs qui n'affectent pas la stabilité générale du talus et peuvent être éliminés par traitement et amélioration du sol de fondation.
- Les contraintes effectives sont faibles en surface.

Avec cette solution, le talus peut être jugé comme stable de point de vue glissement, mais les déplacements qui persistent peuvent nuire à la stabilité des blocs sous leurs fondations en faisant apparaître des tassements différentiels. Et pour parer à ce problème, on peut soit traiter le sol de

fondation pour lui procurer une résistance qui s'oppose au phénomène de poinçonnement ou concevoir un type de fondations adéquat qui transmet les charges directement aux couches résistantes.

5. Conclusion

L'analyse de la stabilité du talus dans l'état actuel que ça soit sous chargement statique ou sismique montre une instabilité sur ce terrain, il est indispensable de procéder à un confortement adéquat qui élimine tout risque de glissement après édification des ouvrages projetés. A cet effet, nous avons proposé trois variantes pour le confortement du talus en vue d'éliminer tous risques de glissement.

- La première variante nous avons procédé à un allègement en amont par suppression d'une partie de la masse glissante avec mise en place d'une butée en aval en gabionnage sélectionné. L'amélioration apportée par cette solution au facteur de sécurité était 26% (FS=1.604) pour le cas statique et 25% (FS=1.239) pour le cas sismique.
- Dans la deuxième variante, la stabilité du talus a été assurée par un renforcement par deux files de pieux. L'amélioration apportée par cette solution au facteur de sécurité était 35% (FS=1.726) pour le cas statique et 33% (FS=1.319) pour le cas sismique.
- Dans la troisième variante, la stabilité du talus a été assurée par un mur de soutènement placé au pied du talus. L'amélioration apportée par cette solution au facteur de sécurité était 27% (FS=1.619) pour le cas statique et 35% (FS=1.336) pour le cas sismique.

La variante la plus favorable qui peut être retenue sera celle qui garantit plus la stabilité au glissement d'une part et minimise les déplacements verticaux (tassements) et le coût de réalisation d'autre part. Ces critères sont bien matérialisés par la première variante qui consiste en un allègement en amont et mise en place d'une butée en gabion en aval

Conclusion générale

L'analyse de la stabilité du talus dans l'état actuel que ça soit sous chargement statique ou sismique montre une instabilité sur ce terrain, il est indispensable de procéder à un confortement adéquat qui élimine tout risque de glissement après édification des ouvrages projetés. A cet effet, nous avons proposé trois variantes pour le confortement du talus en vue d'éliminer tous risques de glissement.

- La première variante nous avons procédé à un allègement en amont par suppression d'une partie de la masse glissante avec mise en place d'une butée en aval en gabionnage sélectionné. L'amélioration apportée par cette solution au facteur de sécurité était 26% (FS=1.604) pour le cas statique et 25% (FS=1.239) pour le cas sismique.
- Dans la deuxième variante, la stabilité du talus a été assurée par un renforcement par deux files de pieux. L'amélioration apportée par cette solution au facteur de sécurité était 35% (FS=1.726) pour le cas statique et 33% (FS=1.319) pour le cas sismique.
- Dans la troisième variante, la stabilité du talus a été assurée par un mur de soutènement placé au pied du talus. L'amélioration apportée par cette solution au facteur de sécurité était 27% (FS=1.619) pour le cas statique et 35% (FS=1.336) pour le cas sismique.

La variante la plus favorable qui peut être retenue sera celle qui garantit plus la stabilité au glissement d'une part et minimise les déplacements verticaux (tassements) et le coût de réalisation d'autre part. Ces critères sont bien matérialisés par la première variante qui consiste en un allègement en amont et mise en place d'une butée en gabion en aval.

Références bibliographiques

- 1- rapport finale du site le Laboratoire Nationale de l'Habitat et de la Construction Direction Régionale Est -Unité de Skikda a entrepris l'étude de stabilité Zone N°01situé à El Match - Wilaya de Skikda.
- 2- dossier d'étude de glissement de terrains OPGI de Skikda
- 3-<http://www.wikipedia.org>