

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED KHIDER BISKRA
FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE MAGISTER
OPTION : STRUCTURE ET MECANIQUE DES SOLS

Présenté par :
Mr. KHEBIZI Mourad

INFLUENCE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN DE LA
CITE BOUSSOUF (CONSTANTINE) SUR LES CONSTRUCTIONS

Composition du jury :

BENNMEBAREK SODAK	Président	Prof.U. Biskra
GUENFOUD Mohamed	Rapporteur	Prof.U.Guelma
BELABED Lazhar	Examineur	MC. U.Guelma
BELOUNAR Liamine	Examineur	MC. U. Biskra
BELOUAR A.ghani	Examineur	MC. U. Constantine

Ce mémoire a été préparé au laboratoire de génie civil et hydraulique "LCGH" de l'université de Guelma.

Mémoire soutenu le : 19/03/2006

REMERCIEMENTS

Arrivé au terme de cette recherche, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes dont l'intervention au cours de cette année a favorisé l'aboutissement de mon travail, à savoir l'ensemble des personnes travaillant au laboratoire de génie civil et hydraulique de l'université de *GUELMA (LGCH)* : enseignants chercheurs, doctorants et post gradients. J'adresse tout spécialement mes remerciements à Monsieur *GUENFOUD Mohamed*, directeur du *LGCH*.

En premier lieu, mes remerciements s'adressent à Monsieur *GUENFOUD Mohamed*, Professeur à l'université de *GUELMA*, pour m'avoir encadré et dirigé durant cette année. Je lui suis particulièrement reconnaissant d'avoir toujours pu me consacrer de son temps lorsque j'avais des questions d'ordre technique ou lorsque je m'évertuais à résoudre des problèmes numériques avec MEF.

Je remercie également Monsieur *LAFIFI Brahim*, enseignant à l'université de *GUELMA*, qui a guidé mon travail avec patience et pour sa contribution essentielle au projet.

Je suis également particulièrement reconnaissant envers Monsieur *NOUAOURIA Mohamed Salah*, chef de département de génie civil de l'université de *GUELMA*, qui m'a apporté un indéniable support technique et scientifique, et envers Messieurs *BLABED Lazhar et A. MIMOUN* enseignants à l'université de *GUELMA*, pour ses disponibilité et ses conseils judicieux.

Je tiens tout spécialement à exprimer mes plus sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'examiner mon travail. Monsieur *BENNMEBAREK SADAK*, Professeur à l'université de *BISKRA* m'a honoré en présidant le jury. Monsieur *GUENFOUD Mohamed*, Professeur à l'Université de *GUELMA*, en tant que rapporteur de mon travail, a témoigné leur intérêt et leur confiance pour ce travail. Enfin je remercie Monsieur *BELABED Lazhar*, maître de conférence à l'université de *GUELMA*, Monsieur *BELOUNAR Liamine* maître de conférence à l'université de *BISKRA* et Monsieur *BELOUAR A.Ghani* maître de conférence à l'université de *CONSTANTINE* de participer à ce jury en tant qu'examineurs.

RÉSUMÉ :

L'évaluation et la prédiction des mouvements de terrain de la zone de CONSTANTINE, constituent aujourd'hui un objectif majeur aussi bien pour les autorités civiles que pour les chercheurs géotechniciens.

C'est pourquoi nous avons analysé, à l'aide des méthodes numériques (éléments finis et éléments distincts), la stabilité d'un talus naturel subit des glissements de terrain, et l'influence de différents paramètres, géométriques et mécaniques, sur son comportement et par conséquent l'influence de ces glissements de terrain sur les constructions. Par ailleurs, du fait du caractère fortement non linéaire du problème posé, (comportement élasto-plastique des sols), la mise en oeuvre numérique nécessite l'utilisation de techniques très récentes, telle que l'utilisation des logiciels numérique (*GEO4FEM*, *PLAXIS* et *UDEC*).

Afin d'appuyer et d'illustrer notre démarche, nous avons choisi de porter toute notre attention sur un unique cas d'étude, celui de l'instabilité du talus de la cité *BOUSSOUF (Constantine)*.

ABSTRACT:

The prediction and evaluation of terrain's movement of *Constantine's* zone constitute today a major objective as important for civil authorities as for geotechnical searchers.

This is why we analyzed, using the numerical methods (finite elements and distinct elements), the stability of a sudden natural slope of the landslides and the influence of various parameters, geometrical and mechanical, on their behavior and consequently the influence of these landslides on constructions. In addition, because of the strongly nonlinear character of the problem arising (elastoplastic behavior of the soils), implementation the numerical requires the use of very recent techniques, such as the numerical use of the software (*GEO4 FEM*, *PLAXIS* and *UDEC*)

In order to support and to illustrate our step, we chose to pay all our attention on a single case of study, that of the instability of the slope of city *BOUSSOUF (Constantine)*

SOMMAIRE

I- Introduction générale sur les glissements de terrain	01
1. Glissement de terrain :	02
1.1. Vitesse moyenne de mouvement	05
1.2. Classification des glissements	05
1.3. L'effets de la pression interstitielle	06
1.4. Conditions du sol.....	06
1.5. Analyse de stabilité des pentes	07
II- Méthodes de calcul de stabilité	09
1. Introduction	09
2. Présentation des méthodes de calcul de stabilité	10
2.1. Méthodes à l'équilibre limite	10
2.2. Méthode des éléments finis	18
2.3. Méthode des éléments distincts.....	25
3. Conclusion.....	29
III- les méthodes de stabilisation.....	31
1. Introduction	31
2. Méthode de stabilisation :	31
2.1. Drainage :	31
2.2. Renforcements mécaniques par des éléments résistants :	34
2.2.1. Ouvrage de soutènement :	35
2.2.2. Tirants d'ancrage :	35
2.2.3. Clouage :	37
2.2.3.1. Clouage par pieux :	37
2.2.3.2. Micro -pieux :	39
2.3. Etude de stabilité des talus renforcés par clous :	40
3. conclusion :	41
IV- influence des glissements de terrain sur la construction.....	42
1. introduction :	42
2. Tassement et distorsions angulaires admissibles :	43
3. Rupture brusque de sol a la base d'une construction :	44
4. effets d'un glissement de terrain sur les fondations :	45
5. conclusions :	46
V- Etude de cas de la cité <i>Boussouf de Constantine</i>.....	47
1. introduction :	47
2. Données du site :	48
2.1. Topographique :	48
2.2. Géologie et hydrogéologie :	49
2.3. Géotechnique :	50
3. Modélisation en 02 dimension par le logiciel <i>GEO4FEM</i> :	51
3.1. Choix des conditions aux limites :	51
3.2. Finesse du maillage :	52
3.3. Le modèle elastoplastique de <i>Mohr-Coulomb</i> :	54
3.4. Contrôle du modèle (Analyse de stabilité) :	55
3.5. Analyse de déformations :	57

3.6. Analyse des contraintes :	59
3.7. Modèle avec un bâtiment :	61
3.8. Déplacement à la base de la construction :	62
3.9. Conclusion :	63
VI- Modélisation en 02 dimensions par le logiciel <i>PLAXIS</i>	64
1. introduction :	64
2. systèmes de coordonnées :	64
3. les tests préliminaires :	65
3.1. Choix de taille du modèle :	65
4. Blocage :	60
5. Modèle de comportement :	67
5.1. Modèle de <i>Mohr- Coulomb</i> :	67
6. Génération du maillage :	69
7. Application et maintien d'un champ de contraintes initiales :	70
8. Analyse des déplacements :	73
9. Modèle avec une construction :	75
9.1 Analyse des déplacements cumule :	77
9.2 Analyse des contraintes :	81
9.3 Analyse de la plasticité :	83
10. Conclusion :	86
VII -la stabilité de talus en tant que problème de milieu discontinu (logiciel <i>UDEC</i>) .	87
1. Introduction :	87
2. Modèle a discontinuité entre matériaux différentes (modèle à 4 blocs) :	88
3. Interprétation des résultats :	93
3.1. Analyse des contraintes :	94
3.2. Analyse des déplacements :	97
4. Modèle discontinu avec une construction (modèle à 5 blocs) :	98
4.1. Introduction :	98
4.2. Interprétation des résultats :	101
5. Conclusion :	104
VIII –Modèle avec renforcement mécanique (Modèle avec <i>GEO4FEM</i>)	105
1. Introduction :	105
2. Effet de la transition 2D/3D :	105
3. Interaction sol-structure :	106
4. Positionnement des renforcements mécaniques :	107
5. Paramètres mécaniques des pieux :	107
6. Analyse des résultats :	108
6.1. Analyse des contraintes :	108
6.1. Analyse des déplacements :	110
7. Conclusion :	112
IV –Conclusion générales	113
X –références bibliographique	115

I. INTRODUCTION GENERALE SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

La prédiction et l'évaluation des grands mouvements de terrain, et plus particulièrement la compréhension et la prédiction du comportement des sols dans les sites glissants, constituent aujourd'hui un objectif majeur pour les géotechniciens qui cherchent à prévoir et prévenir les catastrophes naturelles. En effet, les mouvements en grandes masses concernent généralement des superficies allant jusqu'à plusieurs kilomètres carrés, pour des volumes de sols déplacés atteignant souvent des millions de mètres cubes. Ils engendrent de ce fait des dégâts très importants au niveau des constructions, mais également des infrastructures et des réseaux enterrés.

Du point de vue de géotechnicien, l'étendue des zones affectées par les grands mouvements des sols pose de nombreuses difficultés. Un talus naturel est en général un milieu continu, hétérogène et anisotrope dont le comportement hydraulique et mécanique est étroitement dépendant de la géométrie. Dans le cas de pentes fortement inclinées, les discontinuités, d'origine diverses, constituent une source importante d'éléments pouvant participer à des mécanismes d'instabilité.

Notre étude s'inscrit dans un axe de recherche relative à l'analyse de la stabilité et de la déformabilité de talus naturelle. Le but de cette étude est d'analyser, à l'aide de méthodes numériques (éléments finis éléments distincts), l'influence de différents paramètres, géométriques et mécaniques, sur le comportement des pentes soumises à des variations de contraintes importantes, comme par exemple les constructions sur un talus instable. Par ailleurs, du fait du caractère fortement non linéaire du problème posé, aussi bien au niveau géométrique, que matériel, la mise en oeuvre numérique nécessite l'utilisation de techniques très récentes, telles l'utilisation des logiciels (*GEO4 FEM*, *PLAXIS* et *UDEC*).

Afin d'appuyer et d'illustrer notre démarche, nous avons choisi de porter toute notre attention sur un unique cas d'étude, celui de l'instabilité du talus de la cité *BOUSSOUF* (*Constantine*).

1. GLISSEMENTS DE TERRAIN :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide.

Dans le plus souvent, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux [4].

Ces mouvements, au sens large du terme, consistent en un déplacement plus ou moins continu d'un versant instable de montagne ou de colline.

Le glissement de terrain est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydrauliques ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites, et d'origine anthropique suite à des travaux (surcharge en tête d'un talus ou d'un versant déjà instable, décharge en pied supprimant une butée stabilisatrice, rejets d'eau, etc.).



Figure I.1.1 : glissement de terrain causé par la présence d'eau à la base d'un talus argileux

La masse de matériaux meubles ou rocheux fracturés se détache suivant une ou plusieurs surfaces de rupture par cisaillement qui correspondent souvent à des discontinuités préexistantes, visibles ou non, et de formes diverses.

Selon la géométrie de cette surface de faiblesse, on peut distinguer deux types principaux de glissements [1]:

➤ les glissements de type circulaire ou rotationnel plus ou moins profonds, où la rupture se fait suivant une surface courbe dont la forme exacte, en coupe verticale, n'est jamais connue, et que l'on tend à assimiler pour des considérations théoriques à un cercle ou à une cycloïde. Le mouvement est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées (fréquents dans les marnes et les argiles).

➤ les glissements de type plan ou translationnels qui affectent de préférence la partie superficielle d'un versant et dont le déplacement des matériaux se fait à partir d'une surface plane, en pente [2]. Lors de glissements translationnels Les couches de terrain ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (souvent pendage stratigraphique, discontinuité stratigraphique, schistosité, plan de fissure ou de rupture). En plan, la taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés. L'épaisseur des masses en mouvement atteint fréquemment plusieurs dizaines de mètres.

Ces deux types de mouvements se combinent l'un à l'autre pour donner des glissements quelconques et variés, dont la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière.

Un glissement se caractérise par [1] :

- dans sa partie amont, par des niches d'arrachement ou crevasses, principales et latérales, avec brusque rupture de pente (pente concave);
- dans sa partie aval, par un bourrelet de pied (ou frontal) à pente convexe. La poussée exercée par le bourrelet de pied se marque fréquemment par un tracé anormal des cours d'eau en aval;
- par une surface topographique bosselée (ondulations, dissémination de blocs de forte taille...).

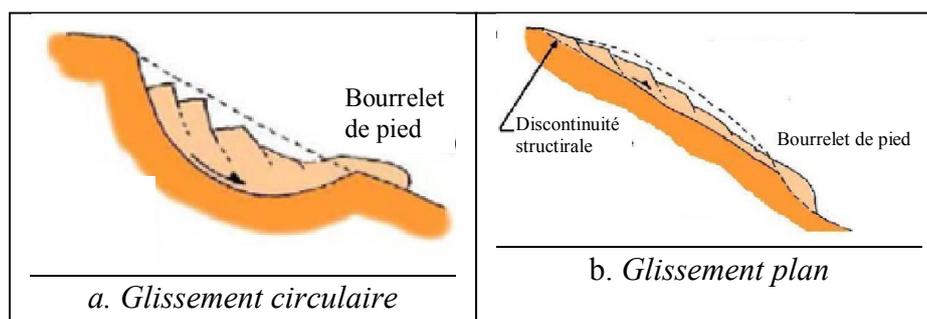


Figure 1.1.2 : types des glissements

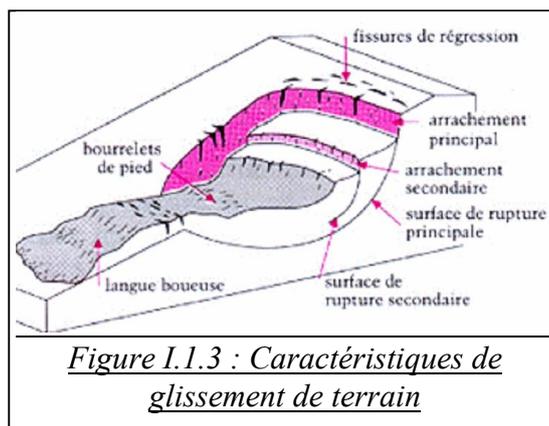


Figure 1.1.3 : Caractéristiques de glissement de terrain

Les facteurs les plus importants qui influent sur la stabilité d'une pente sont l'inclinaison, la hauteur, le matériau du sol, la position de la nappe aquifère, et la structure géologique (succession des couches, pentes des lits, failles ou imperfections).

L'apparition d'un glissement de terrain est le résultat de la conjonction de plusieurs facteurs qui peuvent être [1] :

- permanents : c'est-à-dire peu ou pas variables dans le temps (nature et propriété mécanique des matériaux, présence de plans de rupture préférentiels, pente de terrains...)
- semi-permanents : c'est-à-dire évolutifs dans le temps (teneur en eau des matériaux, érosion en bas de pente, action anthropique...).

Lorsqu'un facteur subit une forte variation dans un laps de temps très court, il peut s'engendrer une déstabilisation du matériau et provoquer un glissement ou réactiver un glissement préexistant. On parle alors de facteur déclenchant. Il peut s'agir, par exemple d'un épisode pluvieux exceptionnel (entraînant une saturation en eau et/ou une érosion exceptionnelle), d'une secousse sismique, d'une action anthropique (création de talus routier, tranchée en bas de pente...) [1]. Les pentes naturelles qui sont restées stables pendant des

siècles s'écroulent parfois à la suite d'une lente modification de l'environnement en entraînant des conséquences catastrophiques. Il arrive que des travaux de construction accélèrent les changements. Les pentes raides peuvent rester stables pendant quelques années mais s'écroulent soudainement lors d'un changement des conditions existantes [2].

1.1 VITESSE MOYENNE DE MOUVEMENT :

La vitesse moyenne de mouvement des glissements atteint le plus souvent quelques millimètres par an pour un glissement substabilisé, très lent, et quelques centimètres à quelques décimètres par an pour un glissement actif [4].

1.2 CLASSIFICATION DES GLISSEMENTS

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement (*tableau.I.1*) ; et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (*tableau.I.2*).

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0 – 2m
semi-profond	2 – 10m
Profond	>10m

*Tableau I.1 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement
(En m sous la surface du sol) [4]*

Glissement	Vitesse de glissement
substabilisé, très lent	0 – 2cm/an
peu actif, lent	2 – 10 cm/an
actif (ou lent avec phases rapides)	> 10cm/an

Tableau I. 2 : Classification selon l'activité En fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme [4]

1.3 L'EFFETS DE LA PRESSION INTERSTITIELLE :

L'eau s'écoule librement à partir des sols à gros grains tels que graviers et roches écrasées. Aussi ce type de matériau peut-il se maintenir sur des pentes égales à sa pente d'éboulement. D'un autre côté, les sols à grains fins ne se drainent pas facilement et l'eau exerce une forte influence sur leur résistance et leur comportement. À cause de leur faible perméabilité, le courant d'eau qui les traverse est réduit et la pression de l'eau des pores peut varier largement lorsque les conditions de la nappe aquifère subissent des changements [2]. À l'état sec, ces sols ne s'écroulent pas immédiatement même si leurs pentes sont extrêmement raides; leur stabilité décroît cependant avec le temps. Pour que la pente reste stable, les efforts de cisaillement qui s'exercent à l'intérieur d'une pente doivent être neutralisés par la résistance au cisaillement [2]. La pression de l'eau des pores, déterminée par la position de la nappe aquifère, exerce une influence directe sur la résistance apparente au cisaillement acquis par le sol; plus la pression de l'eau des pores est élevée, plus la résistance au cisaillement est faible. En fait, si le drainage naturel est interdit par des conditions telles que le gel d'une face du sol, la pression de l'eau pourrait, même dans le cas des sols granulaires, s'élever au point d'engendrer une situation instable. Le drainage ou la position de la nappe aquifère exercent ainsi une influence directe sur la stabilité de la pente [2].

1.4 CONDITIONS DU SOL

Deux remarques relatives aux conditions du sol s'imposent. Les problèmes les plus critiques de stabilité des pentes se présentent d'ordinaire, en premier lieu, sur les sols à grains fins et particulièrement sur les argiles. Ceci résulte en partie de ce qu'il est difficile de les drainer et de ce que, sur ce genre de sol, les processus d'érosion par ruissellement et vagues amènent de nombreuses pentes au point de rupture [2].

Le second point concerne le comportement des sols à grain fin impliqués dans un déplacement des terres. En acquérant par moulage une autre forme, ils peuvent perdre une fraction notable de leur résistance. On désigne l'importance de cette perte sous le nom de sensibilité. Les hautes sensibilités correspondent aux grandes pertes de résistance. Il se peut, comme l'indique la figure (I.1.3), que les débris d'un glissement de terrain sur sols à haute sensibilité ne séjournent pas au pied de la pente, mais se dispersent et s'en éloignent [2].

1.5 ANALYSE DE STABILITE DES PENTES :

Pour résoudre pratiquement les problèmes de glissements de terrain, nous suivons la logique de la mécanique des milieux continus, laquelle nous indique ce que nous avons à connaître (Devareux, 1970) :

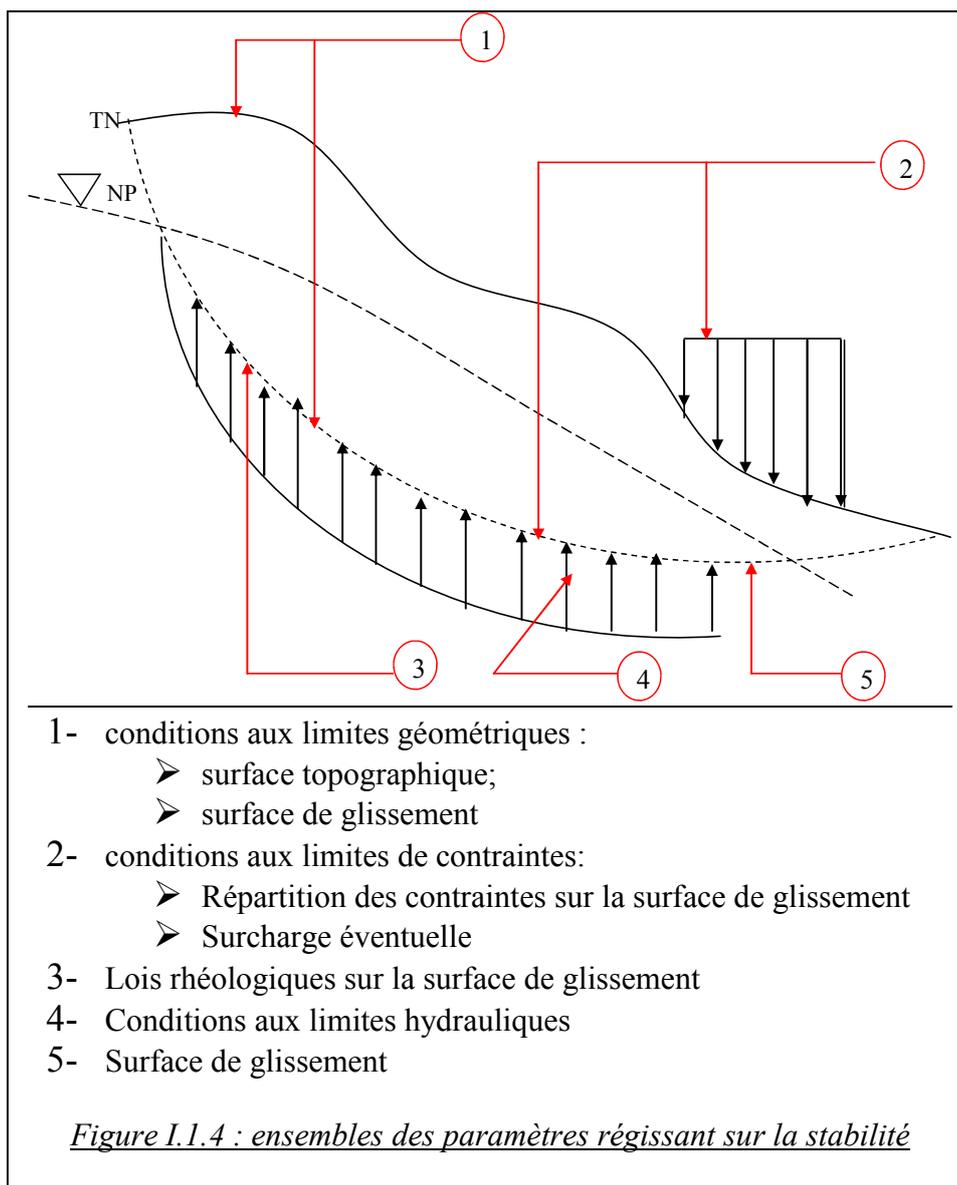
1. les lois rhéologiques propres à chaque corps, c'est à dire les propriétés mécaniques des matériaux (essentiellement sur la surface de glissement).
2. Les conditions aux limites : Géométriques et Des contraintes

Compte tenu des hétérogénéités du sol, cela peut se traduire par :

1. la géométrie des zones que l'on peut considérer comme homogène sur le plan mécanique. C'est le problème de la reconnaissance géologique.
2. la géométrie de la surface de glissement
3. les lois rhéologiques des différents matériaux.
4. la répartition des pressions interstitielles sur la surface de glissement.

Si toutes ces relations sont connues (*figure.I.1.4*), la résolution du problème n'est plus qu'une question de calcul et l'analyse d'équilibre est possible [3]. En générale certains des ces données manques : en particulier la loi rhéologique n'est connue que sur la surface de glissement (lorsque cette dernière est connue) et la répartition des contraintes à l'intérieur du massif n'est pas définie.

Ce n'est qu'en formulant des hypothèses sur l'état des contraintes dans le massif, en particulier sur les zones de rupture, que l'on peut mener à bien les calculs de stabilité. C'est ce qui différencie les méthodes de calcul.



II. METHODES DE CALCUL DE STABILITE

1. INTRODUCTION :

En raison de la complexité géométrique, physique ou géologique des roches et sols qui constituent les versants, et d'autre part du fait des problèmes de résolution mathématique que posent les théories des comportement proposées pour l'étude de ses versants et massifs rocheux, l'analyse de stabilité ne peut être assez correctement estimée que par l'utilisation d'outils logiciels devenus courants avec le développement de l'informatique.

Actuellement, on en trouve principalement trois types :

–Le premier repose sur les méthodes de calcul à la rupture qui donnent, par le biais d'un coefficient de sécurité F , une idée de l'état d'équilibre d'un massif par rapport à un équilibre limite caractérisé par $F = 1$ (ex. : méthodes de tranches de Bishop, Fellenius, etc...). Mais le champ d'application de ces méthodes est limité à la seule étude de la stabilité des pentes et elles ne tiennent pas compte notamment de la loi de comportement des matériaux qui relie les contraintes aux déformations. D'autre part, ces méthodes ne font pas l'objet actuellement de développements importants;

–Le deuxième type repose sur les méthodes de modélisation des milieux continus, parmi lesquelles on trouve essentiellement la méthode des éléments finis. Ces méthodes permettent de simuler le comportement d'un milieu continu (ou pseudo- continu) soumis à des sollicitations externes connues et/ou l'action de la gravité. Par leur principe, elles utilisent des modèles rhéologiques (élasticité, plasticité, élastoplasticité, viscoplasticité...) qui relient les contraintes aux déformations, ce qui fait leur intérêt. Elles permettent notamment d'étudier le comportement des structures (utile en génie civil), les phénomènes d'interaction entre les terrains et les structures ainsi que les déformations et contraintes induites par les excavations, quelle que soit (en principe) la complexité géométrique du milieu étudié. L'étude des talus en sols meubles ou peu indurés s'avère néanmoins malaisée par ces méthodes à cause de la complexité des lois de comportement. Elles requièrent généralement un calage avec des mesures in situ, ce qui n'est toujours possible, surtout pour les glissements de terrain.

–Le troisième type repose sur les méthodes de modélisation des milieux discontinus, au nombre desquelles on compte notamment la méthode des éléments distincts. Ces méthodes sont plus récentes et permettent essentiellement l'étude du comportement des massifs rocheux fracturés. Leur utilisation dans le cadre des stabilités des talus peut s'avérer utile dans le cas de cavités souterraines en milieux rocheux fracturés (failles, grottes ornées...) ou des falaises rocheuses fracturées. Elles fonctionnent selon le principe d'un assemblage de blocs qui se meuvent ou se stabilisent par l'action des forces de contact exercées entre eux, auxquelles s'ajoutent éventuellement le poids et des sollicitations externes. Les déplacements des ces blocs sont régis par des lois de comportement qui les relient aux forces en jeu.

2. PRESENTATION DES METHODES DE CALCUL DE STABILITE :

2.1. METHODES DE L'EQUILIBRE LIMITE :

La méthode universellement utilisée est celle de l'équilibre limite. On considère l'aptitude au glissement d'un certain volume de sol au voisinage de la pente. On étudie la stabilité de cet élément de sol [3]. En général, les méthodes à l'équilibre limite sont utilisées pour des analyses impliquant des sous-sols géologiques complexes, avec des systèmes de drainage et des chargements externes. Prenant appui sur une étude en mécanique statique, elles décrivent l'état d'un système réputé stable à un instant figé, afin de déterminer si les forces internes, combinées aux efforts appliqués de l'extérieur, sont susceptibles de conduire à une instabilité [10]. L'état actuel du système est évalué par une quantification de son écart à une situation d'un strict équilibre entre les forces appliquées (externes et internes) et les réactions du matériau le long d'une surface de rupture prédéterminée. Suivant les méthodes de calcul, cet écart est appelé marge de sécurité, coefficient de sécurité ou probabilité de rupture [10]. Le système est étudié dans son ensemble, et seule la résultante des forces (ou des moments) est utilisé pour définir l'état de stabilité global [10]. Parmi les méthodes à l'équilibre limite, on trouve principalement la méthode ordinaire des tranches (*Fellenius, 1936*), la méthode modifiée de *Bishop (Bishop, 1955)*, la méthode de Carter et la méthode des coins multiples (*Sarma 1979 ; Hoek 1987*). Ces méthodes sont basées sur l'hypothèse que la masse de sol (rocheuse) en rupture peut être divisée en tranches ou en polygones [10].

Elles diffèrent sur la forme de la surface de rupture et des hypothèses concernant les interactions entre les différentes tranches ou polygones. Par ailleurs, les caractéristiques géométriques d'une surface de rupture ou d'un ensemble de surfaces doivent être déterminées

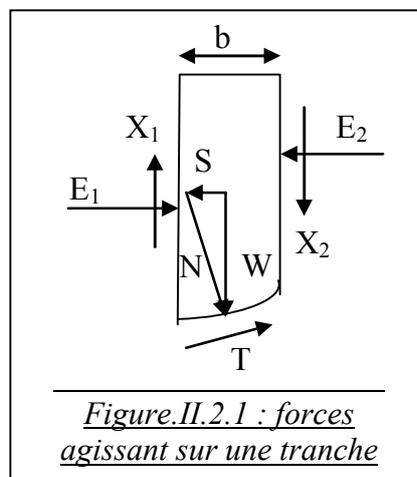
par l'utilisateur. Le logiciel *GEO4-STABILITY OF SLOPES* se contentant de calculer une probabilité maximale d'occurrence de rupture et la surface de rupture associée.

La procédure générale dans toutes ces méthodes peut être résumée comme suit [10]:

1. hypothèse de l'existence d'au moins une surface de glissement ;
2. analyse statique des contraintes normales et tangentielles sur les surfaces de glissement ;
3. détermination de la surface de rupture critique donnant un facteur de sécurité F minimum, parmi l'ensemble des surfaces analysées.
4. calcul du facteur de sécurité F , défini comme le rapport de la résistance au cisaillement sur la contrainte en cisaillement effective le long de la surface de rupture considérée ;

Pour les méthodes par tranche, Le talus est partagé en tranches verticales ; l'étude l'équilibre tranche par tranche permet de moduler les valeur de contrainte normale σ et d'envisager des conditions plus complexes : profil de talus non rectiligne, hétérogénéité du sol, ligne de glissement quelconque [3].

La figure (II.2.1) donne une représentation des forces agissant sur une tranche qui sont :



1. Le poids total de tranche, $W = \gamma bh$
2. Le poids de chaque tranche induira une force de cisaillement parallèle à sa base, $S = W \sin \alpha$
3. la force normale totale sur la base de tranche, $N = \sigma l$
4. la force normale totale est obtenue à partir de contrainte normale totale à deux composants, la force effective normale $N' = \sigma' l$, et la force de l'eau $U = ul$, avec u c'est la pression interstitielle au centre de la base de tranche.

5. La résistance au cisaillement du sol fournira une force de cisaillement $T = \frac{\tau_f l}{F}$.

6. Les forces intertranche, qui se divisent en forces verticales E_1 et E_2 et horizontales X_1 et X_2

A l'équilibre limite, en exprimant l'égalité entre forces matrices et forces résistantes, on obtient la relation suivante [7] : $\sum W \sin \alpha = \sum \frac{\tau_f l}{F}$

Et puisque F est le même pour toutes les tranches on donc :

$$F = \frac{\sum \tau_f l}{\sum W \sin \alpha} \text{ (D'après [7])} \dots\dots\dots (II.1)$$

La résistance au cisaillement du sol en termes de contraintes effectives est:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \dots\dots\dots (II.2)$$

Pour une talus homogène c' et ϕ' sont constant le long de la surface de glissement : l'équation (II.1) sera donc :

$$F = \frac{c' L + \tan \phi' \sum N'}{\sum W \sin \alpha} \dots\dots\dots (II.3)$$

Avec L est la longueur totale de l'arc de cercle du glissement, et W le poids de tranche

Pour pouvoir résoudre cette expression il faut faire des hypothèses supplémentaires sur les efforts intertranches [7],[3]. Deux méthodes sont possibles :

➤ METHODE DE FELLENIUS :

Encore appelée méthode suédoise, on suppose que la ligne de glissement est circulaire mais on néglige totalement les efforts intertranches [3][7]: $E_1 = E_2$ et $X_1 = X_2$

Comme les autres méthodes simplifiées, la répartition des force effectives normal N' sera entachée d'erreur mais à une degré supérieure puisque chaque tranche est considérée comme totalement indépendante [3]. Dans cette méthode la force normale agissant à la base de chaque tranche sera :

$$N' = W \cos \alpha - ul \dots\dots\dots (II.4)$$

Avec $u = \gamma_w h_w$ et h_w c'est la hauteur d'eau souterraine au-dessus de la base de la tranche, le facteur de sécurité est alors :

$$F = \frac{c' L + \tan \phi' \sum W \cos \alpha - ul}{\sum W \sin \alpha} \dots\dots\dots (II.5)$$

Cette solution est sous-estime le facteur de sécurité F comparé avec les méthodes d'analyse précises avec un erreur de 20% et sera, donc, conservatives [7]. Elle donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop, les écart sur le coefficient de sécurité peuvent atteindre 10% [17] ; toutefois, ceux-ci sont modérés et vont dans le sens de sécurité. La méthode Fellenius qui a l'avantage de la simplicité peut donc être utilisée dans tous les cas courants [17].

Nous avons vu comment calculer le coefficient de sécurité F pour un cercle donné *a priori*. Pour connaître le coefficient de sécurité réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de F . C'est en effet le long de cette surface de glissement que la valeur de rupture se produira [17]. Il n'y a pas de méthode précise pour définir ce cercle. La méthode générale consiste à calculer le coefficient de sécurité pour un nombre suffisant de cercle en quadrillant les surfaces de rupture géométriquement compatibles avec la topographie des lieux [17].

Il faut cependant noter que la position du cercle critique donnée par la méthode de Fellenius est différente de celle donnée par les autres méthodes (Bishop par exemple) [17].

➤ METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE :

Dans cette méthode on suppose que les forces *intertranches verticales sont égales et opposées* ($X_1 = X_2$), ce qui équivaut à considérer les forces intertranches uniquement horizontaux [7][3]. L'équilibre des forces verticales sera donc :

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + \frac{c'}{F} \tan \varphi' \sin \alpha \dots\dots\dots (II.6)$$

Qui donne une force normale effective :

$$N' = \frac{W - \frac{c'l}{F} \sin \alpha - ul \cos \alpha}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi' \sin \alpha}{F}} \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec un facteur de sécurité:

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \frac{[c' b + (W - ub) \tan \varphi'] \sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{F}} \dots\dots\dots (II.8)$$

Dans ce cas tous les termes sont connus est le coefficient de sécurité F est calculé par itérations successives. On prend pour première valeur F_0 , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius [17].

Le résultat est rapidement convergent. Evidemment ce type de calcul se prête particulièrement bien au traitement par le logiciel GEO4-Stabilty of Slopes-.

➤ CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Le critère fondamental dans le choix de la méthode de calcul est la forme de surface de glissement [3].

✓ **Rupture circulaire :** *En ce concerne les rupture circulaires*, les méthodes de calculs font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes et les coefficients de sécurité que l'on évalue sont donc différents [3].

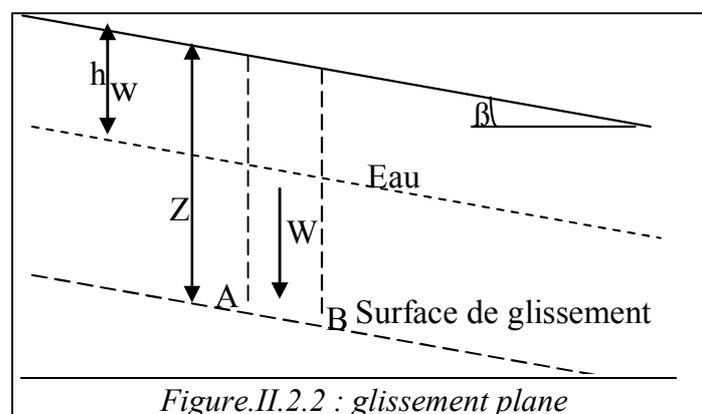
Des études comparatives ont montré que la méthode de Bishop fournit des bons résultats. La méthode simplifiée est généralement employée car la méthode exacte n'améliore pas sensiblement la valeur de facteur de sécurité et demande des calculs supplémentaires.

En première approximation, il est également possible d'utiliser la méthode de Fellenius qui est conservative. On estime voisine de 10% la différence entre les coefficients de sécurité de Bishop et de Fellenius [3].

✓ **Rupture plane :** *Pour les ruptures planes* les calculs sont très simples et des formules peuvent être définies pour obtenir facilement les conditions de stabilité. Ce type d'analyse est permis de définir des critères fréquemment utilisés dans la mesure où beaucoup de glissements naturels se produisent le long de discontinuité plane.

On suppose dans les calculs que le massif est semi-infini, ce qui se traduit au niveau des contraintes par une répartition uniforme .et le facteur de sécurité sera donc [7] :

$$F = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{c' + \tan \varphi' \cos^2 \beta (\gamma Z - \gamma_w Z + \gamma_w h_w)}{\gamma Z \sin \beta \cos \beta} \dots \dots \dots (II.9)$$



Il est facile de vérifier qu'en milieu homogène le facteur de sécurité diminue lorsque Z augmente. La surface de rupture est donc la plus profonde possible [17].

La formule (II.9) montre que F diminue lorsque $(Z - h_w)$ augmente. Ceci explique que les glissements de terrain se produisent essentiellement en période pluvieuse. Cette remarque est générale et valable, quelle que soit la forme de la surface de glissement.

✓ **Rupture non circulaire** : Dans certains cas, la morphologie du site permet de prévoir la ligne de glissement la plus probable ou de moins son allure. Si celle-ci est ni circulaire, ni plane, on parle de *rupture non circulaire* [17].

Le coefficient de sécurité peut être calculé par la méthode des tranches mais il n'est pas possible de négliger l'action des forces intertranches [17]. De plus le nombre d'équation obtenu par l'application des lois de la statique est insuffisant pour résoudre le problème. Il faut donc faire une hypothèse supplémentaire. Différentes méthodes basées sur ce principe ont été proposées. Ces méthodes reposent sur des calculs fastidieux nécessitant des itérations et ne peuvent être utilisées qu'à l'aide de logiciel [17]. Parmi ces méthodes celle de Sarma qui consiste, tout d'abord, à découper le volume de sol au-dessus d'une surface polygonale de glissement en certain nombre de tranches limitées par des plans généralement inclinés [12].

Le logiciel *GEO4-STABILITY OF SLOPES*-, quant à lui, réalise une étude à l'équilibre limite pour des surfaces de rupture qu'il a lui-même définies préliminairement [10].

Pour chaque surface de rupture potentielle ainsi définie, les propriétés mécaniques du massif (poids spécifique, cohésion, angle de frottement) – ainsi que des facteurs hydrauliques et sismiques – sont alors utilisées afin de calculer un facteur de sécurité correspondant. Les volumes instables les plus grands, ainsi que les facteurs de sécurité les plus faibles sont retenus et présentés au jugement de l'utilisateur [10].

✓ **Rupture progressive des pentes** :

On considère que la rupture se produit en même temps en tous les points de la ligne de glissement, ce qui correspond à une mobilisation totale de la résistance au cisaillement limite. En fait, il semble qu'il y ait rupture progressive, en commençant par les zones où la résistance est la plus faible.

En effet les glissements de terrains se produisent rarement d'une manière brusque, sauf si la rupture par cisaillement se déclenche simultanément tout le long d'une surface de discontinuité préexistante et si l'on excepte le cas de petits glissements. Tout d'abord, un petit déplacement se produit à la base de la pente et le mouvement de cette masse entraîne de proche en proche la déstabilisation des masses adjacentes [3].

Bishop (1967) a contribué à la compréhension du mécanisme de rupture progressive en examinant soigneusement la question de non- uniformité de la distribution des contraintes dans les talus et les remblais.

En effet, la résistance au cisaillement augmente avec la contrainte effective normale quand les conditions de drainage à long terme sont atteintes. L'hypothèse d'une éventuelle rupture prenant naissance dans la partie médiane du talus est écartée dans de telles conditions [3].

A l'intérieure du talus, les contraintes normales sont élevées, dès qu'il y a une épaisseur importante de matériau au-dessus de la surface de glissement

Aux extrémité, au regard de la très faible valeur des contraintes normales, les conditions de cisaillement réduites sont maximales, ce qui implique une faible résistance dans les conditions de drainage. Par conséquent, la rupture progresse probablement d'une ou des deux extrémités de la surface potentielle de glissement.

Dans les pentes naturelles, les études de la distribution des contraintes doivent prendre en compte l'état de contrainte de terrain. On considère souvent que les ruptures des versants naturels prennent naissance au pied du glissement. Cette idée provient du fait que, dans certaines pentes, la concentration des contraintes semble être plus élevée au pied du glissement. Toutefois, la rupture peut ne pas se produire au pied du versant, mais en réalité à partir du sommet.

La chute de la résistance au cisaillement (sous grandes déformations), de la valeur de pic à la valeur résiduel, fournit une condition très favorable pour la rupture progressive.

Skempton (1964) a proposé le terme « facteur résiduel R » pour indiquer la proportion de la surface de rupture d'un talus dans laquelle la résistance est tombée à une valeur

résiduelle [3]. $R = \frac{\tau_p - \tau}{\tau_p - \tau_r}$, Cette expression peut également s'écrire :

$$\tau = R\tau_r + (1 - R)\tau_p$$

Avec

τ : Résistance moyenne au cisaillement à la rupture

τ_p , et τ_r : résistance au cisaillement, respectivement, de pic et résiduelle.

Skempton (1970) a découvert que les premières ruptures de talus spécialement celles se produisant dans les argiles surconsolidées intactes correspondent à des facteurs résiduels nuls [3].

D'autre part, les valeurs comprises entre 0 et 1 ont été trouvées pour les argiles surconsolidées fissurées.

Il s'est ensuite intéressé à la corrélation entre le facteur résiduel et le temps de rupture des pentes. En conclusion, il a montré que le délai de rupture d'un talus, après excavation, peut atteindre quelquefois 50 ans ou plus [3]. Ce délai est principalement dû à la croissance très lente des pressions interstitielles jusqu'à des valeurs critiques.

✓ CHOIX DES FACTEUR DE SECURITE

Il est nécessaire, pour obtenir un coefficient de sécurité F supérieur à 1, que les forces « résistantes » au niveau de la surface de rupture potentielle soient plus importantes que les forces motrices [10]. Dans ces conditions, on admet généralement que l'équilibre est assuré. Cependant, en raison de l'incertitude liée aux paramètres de calcul, en particulier mécaniques, cette valeur limite pourrait très bien ne pas être suffisante dans certains cas. Par mesure de sécurité, les critères de stabilité suivants sont souvent utilisés [10]:

- pour une stabilité à court terme $F \geq 1,3$;
- pour une stabilité à long terme (par exemple de pentes permanentes) $F \geq 1,5$.

Il est important de prendre en compte cette variabilité des paramètres de calcul : même un coefficient de sécurité très grand devant 1 ne signifie pas nécessairement que la probabilité de rupture est nulle [10].

2.2. METHODE DES ELEMENTS FINIS :

2.2.1 INTRODUCTION :

La modélisation numérique de glissements a pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'un talus naturelle (ou éventuellement artificielle) sur la base de lois physiques qui relie les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. De façon plus précise, ce type de modélisation d'inspiration rhéologique peut prétendre expliquer [15]:

- Les directions, les amplitudes et les évolutions des déplacements constatées ;
- Les changements intervenus dans les propriétés des sols, des roches ou des matériaux qui sont susceptibles de modifier les conditions ou du moins le comportement global de le talus étudiée ;
- L'influence de facteurs naturels (propriétés initiales des sols, discontinuités, hétérogénéités, présence d'eau, séismes...) et de particularités géométriques.

La forme mathématique que prennent les liaisons entre les grandeurs géométriques (déformations ou déplacements) et les grandeurs mécaniques (contraintes ou forces) dépend de leur domaine de variation [15].

La méthode des éléments finis constitue un exemple des méthodes dites différentielles pour lesquelles le domaine réel étudié est remplacé par une représentation schématique de même dimensions, soumise aux mêmes conditions aux limites et formée par un assemblage d'éléments de dimensions finies qui constituent le maillage[15]. C'est la méthode la plus performante qui permet de déterminer les efforts et les déformations dans un massif quelconque, de prendre en compte la progressivité de la rupture et de calculer les coefficients de sécurité moyens le long d'élément particulier de la surface de glissement. [3]

Elle repose sur les méthodes de modélisation des milieux continus. Cette méthodes permettent de simuler le comportement d'un milieu continu (ou pseudo-continu) soumis à des sollicitations externes connues et/ou à l'action de gravité. Par leur principe, elles utilisent des modèles rhéologiques (élasticité, plasticité, élastoplasticité,...) qui relient les contraintes aux déformations, ce qui fait leur intérêt. Elles permettent notamment d'étudier le comportement des structures (utile en génie civil), les phénomènes d'interaction entre les terrains et les structures ainsi que les déformations et contraintes induites par les excavations, quelle que (en principe) la complexité géométrique du milieu étudié. L'étude des talus en sols meubles

ou peu indurés s'avère néanmoins malaisée par ces méthodes à cause de la complexité des lois de comportement.

L'intérêt de cette méthode de modélisation pour caractériser l'état de stabilité réside dans la possibilité de visualiser sur ordinateur leur comportement global et local de façon réaliste (ou supposée telle). Dans une méthode par éléments finis, on localisera ainsi aisément les zones soumises à de fortes contraintes, les zones soumises à des fortes déformations, éventuellement les zones en rupture. Actuellement, elles font l'objet de perfectionnements dans le but de rendre compte de la présence de quelques failles, joints ou fissures ou d'un comportement rhéologique plus complexe des matériaux.

Les calculs par éléments finis sont basés sur une division de la structure étudiée en plusieurs éléments liés entre eux dans les noeuds. Les déplacements (et les rotations) sont introduits comme inconnues aux différents noeuds. Ils sont calculés à l'aide des conditions d'équilibres et des lois de comportement cinématique (généralement non linéaire pour les sols) des matériaux en chaque noeud. Les contraintes et les déformations des éléments résultent des déplacements dans les noeuds [11].

2.2.2 CALCULS EN DEFORMATIONS PLANES (2D)

La modélisation des glissements par la méthode des éléments finis a été conçue pour opérer dans un espace bidimensionnel. Bien souvent, il est possible de tirer parti des symétries du système étudié, afin de réduire la complexité du modèle, et donc les temps de calcul. Ainsi, un maillage d'éléments finis de massif n'est pas systématiquement à trois dimensions. En effet, si l'une des dimensions de l'ouvrage est prépondérante (talus de grande longueur) et si toutes les autres caractéristiques du modèle (chargements, conditions aux limites, interfaces) le permettent, il est possible d'analyser l'ouvrage dans un plan [10]. Cette analyse, dite en déformations planes, suppose que la composante du déplacement perpendiculaire au plan considéré est uniformément nulle [10]. Dans ce cas les tenseurs de contraintes et de déformations sont écrits sous la forme [12] :

$$\sigma = \{\sigma_{xx}, \sigma_{xz}, \sigma_{zz}\}^T \dots\dots\dots (II.10)$$

$$\varepsilon = \{\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{xz}, \varepsilon_{zz}\}^T \dots\dots\dots (II.11)$$

L'utilisateur construit alors son maillage dans un plan, mais admet implicitement qu'il bénéficie d'une profondeur égale à l'unité. Les forces appliquées sur ce type de modèle ne s'expriment pas en *Newton*, mais en *Newton* par mètre (force par unité de longueur) [10].

L'utilisation de modèles bidimensionnels permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés. En effet, pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés, notamment pour des calculs non linéaires complexes. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas tridimensionnel que dans le cas bidimensionnel et la modélisation est plus approximative [10].

2.2.3 FORMULATION PAR ELEMENTS FINIS :

Les équations d'équilibre d'un système donné s'écrivent [12] :

$$\partial\sigma + X = 0 \quad \dots\dots\dots(II.12)$$

Le vecteur X représente le vecteur de forces extérieures

La formulation par éléments finis consiste à transformer les équations du problème sous forme intégrale. Ceci obtenu par l'application du principe des travaux virtuels .en particulier, le principe des déplacements virtuels qui donne [12] :

$$\int_{\Omega} \delta u^T (\partial\sigma + X) d\Omega + \int_{\Gamma_t} \delta u^T (-n\sigma + \bar{t}) d\Omega = 0 \quad \dots\dots\dots(II.13)$$

Avec $\varepsilon = \partial^T u$ et $n\sigma = \bar{t}$ sur Γ_t, Γ_t étant la partie de la surface Γ du volume Ω où les contraintes sont imposées, et $u = \bar{u}$ sur Γ_u, Γ_u étant la partie de la surface Γ où les déplacements sont imposées (avec $\Gamma_t \cap \Gamma_u = \Phi$).

Dans la méthode d'élément fini le champ de déplacement est lié aux degrés de libertés nodales par les fonctions de formes $N(x)$ sous la forme :

$$u(x) = N(x)a \quad \dots\dots\dots(II.14)$$

δu : représente le champ de déplacement virtuel cinématiquement admissible.

Après appliquant le théorème de Green et tenant compte de $\delta u = 0$ sur Γ_u , la relation précédente devient :

$$\int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \sigma d\Omega = \int_{\Omega} \partial u^T X d\Omega + \int_{\Gamma_t} \partial u^T \bar{t} d\Gamma \quad \dots\dots\dots(II.15)$$

Le premier, le second et le troisième terme de l'égalité précédente désignent respectivement, le travail de déformation virtuel, le travail des forces de volume et le travail des forces de surface.

Dans le cas de l'analyse quasi statique non linéaire d'élément fini l'équation (II.15) devient [12]

$$\int_{\Omega} \delta \Delta \varepsilon^T \Delta \sigma d\Omega = \int_{\Omega} \delta \Delta u \Delta X d\Omega + \int_{\Gamma_i} \delta \Delta u^T \Delta \bar{t} d\Gamma \dots\dots\dots (II.16)$$

Avec Δ représente un incrément d'une quantité donné à certain incrément du temps Δt .

A l'aide de l'équation (II.14) nous pouvons écrire sous la forme incrémentale l'équation constitutive [12] :

$$\Delta \sigma = D \Delta \varepsilon + \Delta \sigma_{in} = DB \Delta a + \Delta \sigma_{in} \dots\dots\dots (II.17)$$

La matrice B représente la matrice de liaison entre les déformations et les déplacements et D représente la matrice instantanée de matériau, Et $\Delta \sigma_{in}$ c'est l'incrément de vecteur de contrainte initiale.

On remplace l'équation (II.17) dans l'équation (II.16) :

$$\delta \Delta a^T \int_{\Omega} B^T DB \Delta a d\Omega = \delta \Delta a^T \int_{\Omega} N^T \Delta X d\Omega - \delta \Delta a^T \int_{\Omega} B^T \Delta \sigma_{in} d\Omega + \delta \Delta a^T \int_{\Gamma_i} N^T \Delta \bar{t} d\Gamma \dots\dots\dots (II.18)$$

Nous arrivons à la forme traditionnelle du système discret des équations linéaire

$$K \Delta u = \Delta f \dots\dots\dots (II.19)$$

Avec:

$$K = \int_{\Omega} B^T DB d\Omega \dots\dots\dots (II.20)$$

$$\Delta f = \int_{\Omega} N^T \Delta X d\Omega - \int_{\Omega} B^T \Delta \sigma_{in} d\Omega + \int_{\Gamma_i} N^T \Delta \bar{t} d\Gamma \dots\dots\dots (II.21)$$

Avec K et Δf qui représentent respectivement la matrice de rigidité instantanée globale et le vecteur de charge généralisé.

Pour l'étude des glissements de terrain le vecteur de charge dans chaque élément fini se produit par le chargement de pesanteur et celui de la pression interstitielle :

Les forces produites par le poids propre du sol suivant le premier terme à droite de l'équation (II.21) est donné par :

$$f_e^{gr} = \int_{V_e} N^T X_e^\gamma dV_e \dots\dots\dots (II.22)$$

Avec $X_e^\gamma = \{0, \gamma_e\}$ et γ_e est le poids propre d'élément par l'unité de volume. L'intégral (II.22) redistribue donc la force verticale nette à tous les noeuds d'élément.

Le vecteur de charge d'élément dû à la pression de pore est

$$f_e^{pp} = - \int_{V_e} B^T N_e \bar{p} dV_e \dots \dots \dots (II.23)$$

Avec \bar{p} est un vecteur stocké les valeurs nodales de la pression de pore.

Le volume global étant subdivisé en un nombre finis d'éléments, le principe de travaux virtuels reste valable dans un volume élémentaire. Ainsi, en introduisant la lois de comportement et on écrivons la relation (II.20) et (II.21) pour l'ensemble des éléments, on obtient :

$$K = \sum_{e=1}^{e=n} K_e, \text{ et } \Delta f = \sum_{e=1}^{e=n} \Delta f_e,$$

Avec n représente le nombre d'élément fini

2.2.4 LE MODELE ELASTOPLASTIQUE DE MOHR-COULOMB :

Le modèle élastique est le modèle de matériau le plus simple. Il est caractérisé par une relation linéaire – réversible et indépendante de l'histoire des sollicitations – entre la contrainte totale et la déformation (loi de *HOOKE*).

En réalité, très peu de matériaux ont un comportement élastique parfait. Au-delà d'un certain seuil de contraintes, tout ou partie de la déformation additionnelle est alors irréversible.

En complément de la déformation élastique définie par la loi de Hooke, les modèles élastoplastique intègrent ainsi un degré de déformation plastique permanente, caractérisé par une loi d'écoulement lorsque la surface de charge est atteinte.

Dans le modèle élastoplastique de *MOHR-COULOMB*, l'incrément de déformation totale se décompose donc en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique :

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_i^e + \Delta \varepsilon_i^p \text{ Avec } i=1,3$$

Toutefois, la composante plastique n'est non-nulle que durant l'écoulement plastique. Dans le cas contraire, l'incrément de déformation totale est égal à sa composante élastique, conformément à la loi de *HOOKE*, qui s'écrit sous sa forme incrémentale [10] :

$$\Delta \sigma_1 = \alpha_1 \Delta \varepsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_2^e + \Delta \varepsilon_3^e)$$

$$\Delta\sigma_2 = \alpha_1\Delta\varepsilon_2^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_3^e)$$

$$\Delta\sigma_3 = \alpha_1\Delta\varepsilon_3^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_2^e + \Delta\varepsilon_1^e)$$

Dans les équations précédentes : $\alpha_1 = K + 4G/3$ et $\alpha_2 = K - 2G/3$, où K et G désignent respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement du matériaux. Ils sont liés au module de Young et au coefficient de Poisson par les relations suivantes :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}, G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ ou } E = \frac{9KG}{3K+G}, \nu = \frac{3K-2G}{6K+2G}$$

Le domaine plastique, quant à lui, est défini par un critère de rupture associé à une loi d'écoulement plastique.

LE CRITERE DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB :

Tout champ de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 , La convention de signe, dans les modèles numériques, attribuant des valeurs négatives à la compression, et positives à la traction, les contraintes principales sont alors ordonnées de la manière suivante :

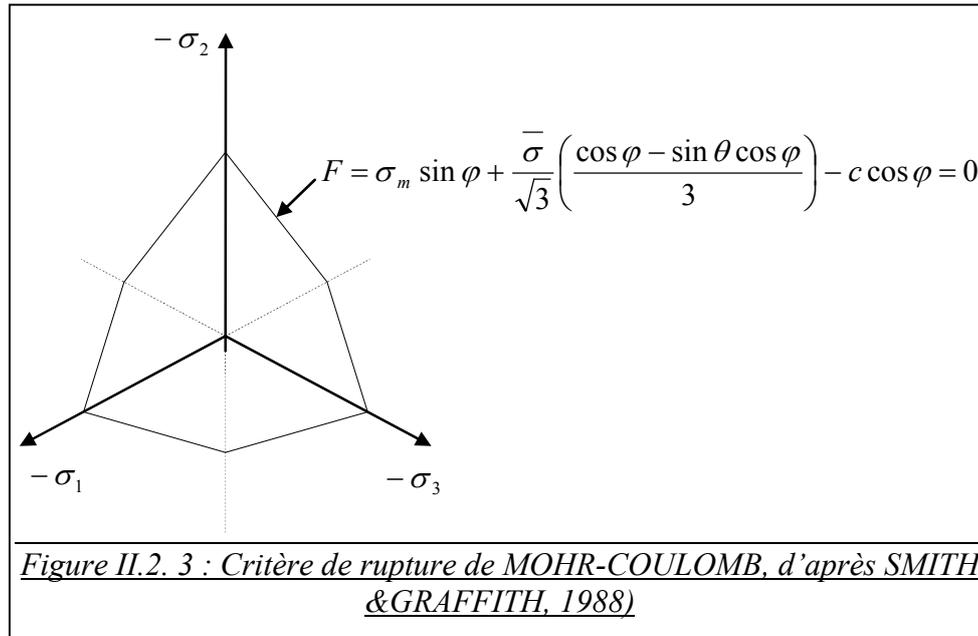
$$\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$$

Dans les codes numériques en déformation planes (*GEO4FEM*, *PLAXIS*, *UDEC*), la contrainte horizontale perpendiculaire au plan σ_{zz} , est supposée être l'une de ces trois composantes et peut être utilisée pour exprimer le critère de rupture de certains modèles rhéologiques.

L'enveloppe de rupture (aussi appelée surface de charge) de *MOHR-COULOMB* (*Figure II. 3*) est représenté dans l'espace des contraintes σ_1 , σ_2 et σ_3 par une pyramide de base hexagonale, elle est définie par la relation suivante, qui fait intervenir les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau [09] :

$$F = \sigma_m \sin \theta + t \sqrt{\frac{3}{2}} \left(\frac{\cos \varphi}{\sqrt{3}} - \frac{\sin \theta \sin \varphi}{3} \right) - c \cos \varphi = 0 \dots\dots\dots(II.24)$$

Où σ_m , t et θ représentent respectivement la contrainte moyenne, le deuxième invariant des contraintes deviatorique et l'angle d'écoulement plastique.



LA LOI D'ÉCOULEMENT DE MOHR-COULOMB

Dans le domaine plastique, une loi d'écoulement définit le comportement du matériau lorsque les déformations sont irréversibles. Le calcul de l'incrément de déformation plastique est déduit d'une fonction potentiel plastique g , définie par [09] :

$$g = \sigma_m \sin \theta + t \sqrt{\frac{3}{2}} \left(\frac{\cos \psi}{\sqrt{3}} - \frac{\sin \theta \sin \psi}{3} \right) = 0 \dots \dots \dots (II.25)$$

Où ψ est l'angle de dilatation du matériau.

L'amplitude des déformations élastoplastique est alors déterminée à partir de la règle de normalité, selon laquelle le taux de déformation plastique est normal à la surface de charge. Elle s'exprime :

$$d\varepsilon_i^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \text{ Avec } i = 1,3$$

λ est le multiplicateur plastique et définit l'amplitude du taux de déformation plastique. Il s'obtient en écrivant la relation de consistance ou de compatibilité.

La modélisation de telles équations par éléments finis ne pose plus aujourd'hui de problème particuliers. La non linéarité est traitée au niveau du système global (assemblage des éléments finis) par un processus de résolution incrémental et itératif, fondé sur une linéarisation du système d'équilibres exprimant l'équilibre mécanique du milieu discrétisé (méthode de Newton-Raphson). Au niveau local du point d'intégration, les équations

différentielles de la lois de comportement sont intégrées à tout instant du processus de résolution entre deux accroissements successifs du chargement pour obtenir le champs de contraintes vérifiant les équations de comportement et l'équilibre global du milieu à une certaine tolérance près sur les tests de convergence [14].

2.3. METHODE DES ELEMENTS DISTINCTS (MILIEU DISCONTINU) :

2.3.1 INTRODUCTION :

La méthode des éléments distincts fut proposée pour la première fois en 1971 par *PETER CUNDALL*, mais ne connut d'essor qu'avec la montée en puissance des ordinateurs, au début des années 80 [32]. Cette méthode se base sur la discrétisation complète du milieu discontinu (sols avec des failles ou bien discontinuité de stratification, massif rocheux fracturés), c'est-à-dire la représentation explicite de chaque fracture, permet une étude plus approfondie du comportement du milieu discontinu (massifs rocheux fracturés). Dans des massifs fortement fracturés, pour lesquels l'espacement des joints est du même ordre de grandeur, les intersections entre joints forment des blocs qui peuvent être libres de tourner et de se déplacer relativement les uns aux autres. Les déformations qui ont lieu aux zones de contacts entre ces blocs peuvent alors s'avérer significativement plus grandes que celles du massif intact (roche intacte) [10].

Dans de telles conditions, il est généralement nécessaire de modéliser de nombreux joints de manière rigoureuse, le comportement de tels systèmes pouvant alors devenir très fortement nonlinéaire [10].

Là où d'autres techniques explicites peuvent se révéler relativement inefficaces, les codes par éléments distincts permettent la modélisation de ces joints, en échange d'une augmentation en temps de calcul relativement faible, dépendant linéairement du nombre d'éléments utilisés.

A la différence des autres méthodes qui permettent de modéliser des discontinuités (dont quelques unes sont issues des éléments fins), celle-ci offre l'avantage de pouvoir les définir par leurs espacements et leurs orientations (cas des massifs rocheux fracturés en blocs) et d'en modéliser un grand nombre. Les blocs ainsi découpés peuvent, en outre, interagir (ou se séparer), rencontrer d'autres blocs (*figure II.2.4*) [15], etc.

Des lois reliant les forces aux déplacements permettent de déterminer les forces agissant entre les blocs, et la seconde loi du mouvement de *NEWTON*, permet d'en déduire le mouvement de chaque bloc en fonction de la résultante des forces qui agissent sur lui [15].

D'autre part, les blocs eux-mêmes peuvent être considérés comme rigides, privilégiant ainsi le rôle des discontinuités, ou déformable, auquel cas ils peuvent être discrétisés en éléments et être traités selon la méthode des différences finies^[15].

La figure (II.2.4) montre schématiquement le cycle de calcul par la méthode des éléments distincts.

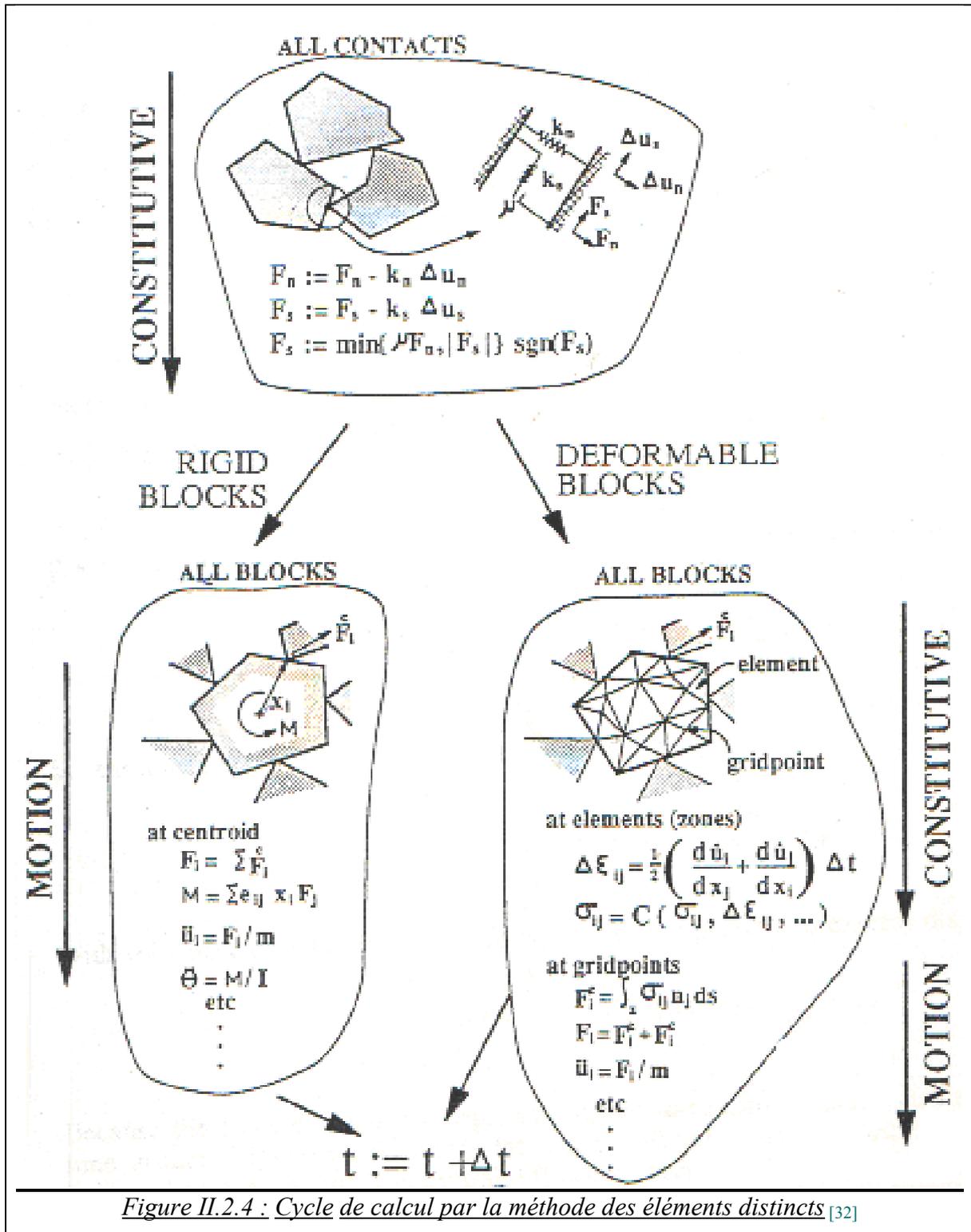


Figure II.2.4 : Cycle de calcul par la méthode des éléments distincts ^[32]

2.3.2 FORMULATION DE LA METHODE DES ELEMENTS DISTINCTS :

2.3.2.1 EQUATION DE MOUVEMENT DE BLOC RIGIDE :

L'équation de mouvement d'un bloc individuel est déterminé par le grandeur et la direction de la résultante des forces et des moments de déséquilibre agissant au centre de gravité de ce bloc cette équation provoque une translation et une rotation . La deuxième loi de mouvement unidimensionnel de *NEWTON* s'écrit sous la forme.

$$\frac{d u}{d t} = \frac{F}{m} \dots\dots\dots (II.31)$$

Où F : C'est une force variable en fonction de temps, provoque par le mouvement des blocs.

u , t et m représentent respectivement la vitesse de mouvement, Le temps de mouvement et la masse de bloc.

La différenciation du côté gauche de l'équation (II.31) par rapport au temps t s'écrit sous la forme suivante :

$$\frac{d u}{d t} = \frac{u^{(t+\Delta t/2)} - u^{(t-\Delta t/2)}}{\Delta t} \dots\dots\dots (II.32)$$

Et l'équation de vitesse de mouvement sera :

$$u^{(t+\Delta t/2)} = u^{(t-\Delta t/2)} + \frac{F^{(t)}}{m} \Delta t \dots\dots\dots (II.33)$$

Pour des blocs bidimensionnels qui sont chargées par plusieurs forces externes et celle de la pesanteur, les équations des vitesses deviennent.

$$u_i^{(t+\Delta t/2)} = u_i^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{\sum F_i^{(t)}}{m} + g_i \right) \Delta t \dots\dots\dots (II.34)$$

$$\theta^{(t+\Delta t/2)} = \theta^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{\sum M^{(t)}}{I} \right) \Delta t \dots\dots\dots (II.35)$$

Où θ : La vitesse angulaire de centre de gravité de bloc

I : Moment d'inertie de bloc

$\sum M$: Moment total agissant sur le bloc

u_i : La composante de la vitesse au centre du bloc, et

g_i : La composante de l'accélération de pesanteur.

2.3.2.2 EQUATION DE MOUVEMENT DES BLOCS DEFORMABLES :

Les blocs déformables dans la méthode des éléments distincts sont intérieurement discrétisés par des éléments triangulaires qui sont traités selon la méthode des différences finies. La complexité de la déformation des blocs dépend du nombre d'éléments en lequel les blocs sont divisés.

Les sommets des éléments triangulaires représentent les noeuds (*figure II.4*), et l'équation du mouvement pour chacun de ces noeuds est formulée comme suit :

$$\ddot{u}_i = \frac{\int_s \sigma_{ij} n_j ds + F_i}{m} + g_i \dots \dots \dots (II.36)$$

Où s : Est la surface enfermant la masse m

n_j : Est le normal unitaire de la surface s

g_i : L'accélération de pesanteur.

F_i : C'est le résultante de tous les forces extérieurs appliqué aux noeuds (des contacts des blocs, etc...). Cette force est obtenue par la somme de trois termes :

$$F_i = F_i^Z + F_i^C + F_i^L \dots \dots \dots (II.37)$$

F_i^L : sont les forces extérieurs.

F_i^C : Résultent des forces de contact existant seulement aux noeuds de frontière de bloc.

$F_i^Z = \int_C \sigma_{ij} n_j ds$: Les contraintes internes des zones adjacentes aux noeuds.

Le vecteur des forces nodales $\sum F_i$ est calculé à chaque noeud. Ce vecteur comprend les forces surfaciques précédentes, et les forces de volume dues à la pesanteur qui sont calculées par la formule suivante :

$$F_i^{(g)} = g_i m_g \dots \dots \dots (II.37)$$

Avec m_g représente la somme des tiers des masses des triangles au voisinage du noeud.

Les forces $\sum F_i$ agissent au niveau des noeuds, provoquent une accélération de la masse associée à ces noeuds, en appliquant les lois du mouvement de Newton :

$$\ddot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \ddot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \dots \dots \dots (II.38)$$

Pendant chaque pas de temps, Les déformations et les rotations sont liées aux déplacements nodaux comme suit :

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i} \right); \dot{\theta}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\dot{u}_{i,j} - \dot{u}_{j,i} \right) \dots \dots \dots (II.39)$$

Les relations constitutives des blocs déformables sont employées par une forme incrémentales de sorte que l'exécution sur des problèmes non linéaires puisse être accomplie facilement. La forme réelle des ces équations est :

$$\Delta \sigma_{ij}^e = \lambda \Delta \varepsilon_v \delta_{ij} + 2\mu \Delta \varepsilon_{ij} \dots \dots \dots (II.40)$$

Où λ, μ sont les constantes de LAME

$\Delta \sigma_{ij}^e$: Incrément de tenseur des contraintes élastiques

$\Delta \varepsilon_{ij}$: Incrément de déformations

$\Delta \varepsilon_v = \Delta \varepsilon_{11} + \Delta \varepsilon_{22}$: Incrément de déformation volumique, et

δ_{ij} : Matrice de KRONECKER

3. CONCLUSION :

Les méthodes à l'équilibre limite qui donnent, par le biais d'un coefficient de sécurité F, une idée de l'état d'équilibre d'un massif par rapport à un équilibre caractérisé par $F = 1$ (ex : méthodes de tranches de Bishop, Fellenius, etc...). Mais le champ d'application de ces méthodes est limité à la seule étude de la stabilité des pentes et elles ne tiennent pas compte notamment de la loi de comportement des matériaux qui relie les contraintes aux déformations.

En fait la méthode des éléments finis constitue un pas très important pour les études pratiques de pentes qui traitent des problèmes réels. Cependant, il faut être prudent quant aux simplifications excessives concernant les paramètres des matériaux et leur comportement défini. La méthode d'éléments finis et la méthode la plus souple qui exige moins des hypothèses simplificatrices, particulièrement celle du mécanisme de rupture, l'évaluation de la zone de rupture dépend du comportement de déformation des sols décrits par un modèle constitutif approprié. Aussi aucune hypothèse ne doit être faite à l'avance sur la forme ou l'endroit de la surface de rupture qui produise naturellement dans les zones où la résistance au cisaillement des sols est insuffisante pour résister à la charge de cisaillement. La

modélisation des procédés de rupture est habituellement limitée au comportement élastoplastique.

L'utilisation des éléments finis dans les technologies géotechnique, cependant, est beaucoup plus souple et nullement limitée à l'analyse des stabilités des pentes, dans certains cas les éléments finis sont irremplaçables par des méthodes simplifiées.

En fin la méthode des éléments distincts permet de modéliser un grand nombre de discontinuités, cette méthode présente donc l'avantage supplémentaire de pouvoir calculer les structures en très grandes déformations, ce qui serait difficile avec les éléments finis.

III. LES METHODES DE STABILISATION

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'accessibilité du site
- La cinématique de glissement
- Les dimensions de glissement (surtout la profondeur)
- Les moyens en matériels et la technicité disponibles pour la réalisation de confortement.

En fait les différentes solutions envisageables sont examinées dans l'ordre d'une progressivité croissante des moyens mis en œuvre : des solutions réparatrices (qui s'opposent aux conséquences de l'instabilité), en allant des solutions les plus simples aux plus complexes.

Pour améliorer la stabilité des talus il est possible d'agir essentiellement sur deux points [17] :

- Inclusion des éléments résistants (renforcement) ;
- Diminution des pressions interstitielles dans le massif, celles-ci jouant, un rôle néfaste pour la stabilité des talus [17].

2. METHODE DE STABILISATION :

2.1. DRAINAGE :

Le rôle de l'eau dans les mécanismes des mouvements de terrain est important. Elle peut être un facteur occasionnel de glissement, sinon la cause profonde de celui-ci, ce pourquoi les techniques de drainage sont recommandées dans la majorité des cas, 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 oeuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales

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

On distingue [17] :

- Le drainage superficiel (fossés, descentes d'eau...) qui a pour effet recueillir les eaux de ruissellement et d'empêcher l'érosion superficielle et l'infiltration de ces eaux.
- Le drainage profond qui a pour but de rabattre la nappe, donc de l'éloigner de la surface du talus et orienter les lignes de courant d'une façon plus favorable.

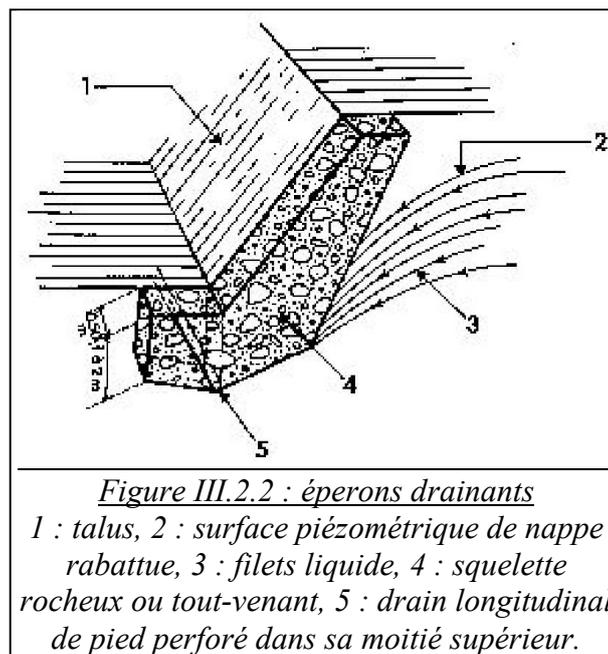
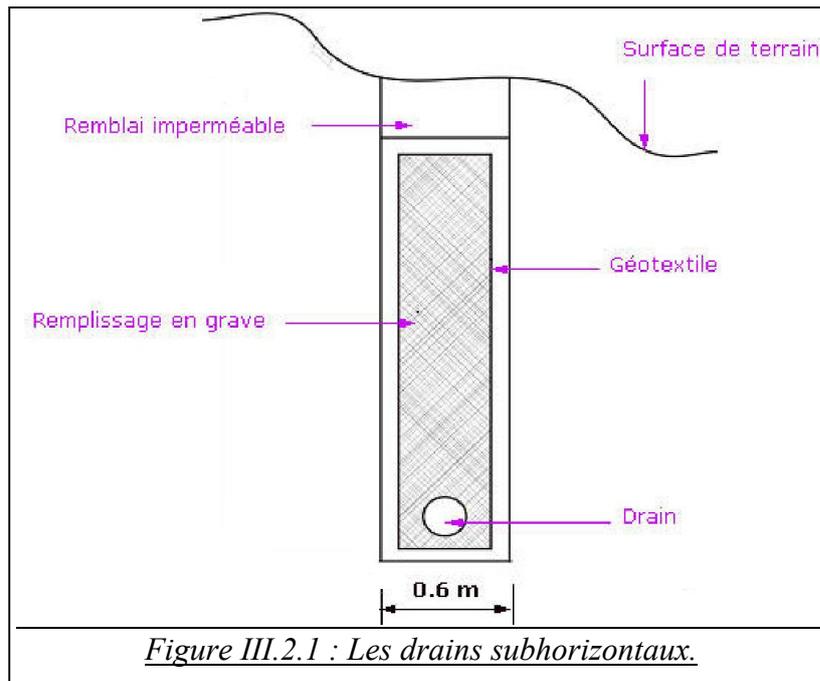
Les différents systèmes de drainage des versants glissants sont [17] :

1. Les 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 à 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 pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

2. Les éperons drainants : sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité.

3. Les drains subhorizontaux : Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (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 perméabilité, circulation trop diffuse).

Les éperons drainants présentent des avantages sérieux sur les tranchées [17] : Ils jouent souvent un rôle mécanique s'ils sont constitués avec un sol à fort angle de frottement interne.



4. Les drains verticaux : Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants 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 à 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.

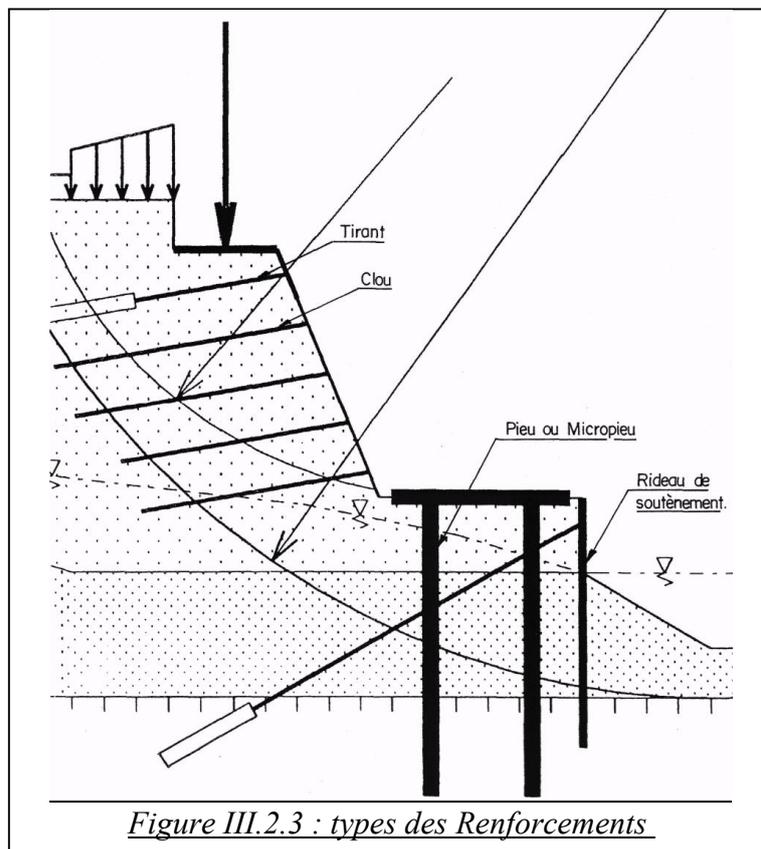
2.2. RENFORCEMENTS MECANQUES PAR DES ELEMENTS RESISTANTS :

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations [10]. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en oeuvre. On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

Ces éléments de renforcements sont caractérisés par un ou plusieurs des paramètres suivants [20] :

- Résistance à la traction.
- Résistance à la flexion.
- Résistance au cisaillement.

Cette technique se repose sur une généralisation du concept de « sol armé » et comprend des techniques très variées comme (Figure III.2.3) [20]: Les Tirants ; Les clous ; Les Pieux et les micro-pieux ; Les Armatures de renforcement par bandes; Les Rideaux de soutènement (palplanches, parois moulées); Les Nappes de géotextiles.



2.2.1 OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas de déplacement du sol. Aussi, quand l'ouvrage est suffisamment ancré et résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. L'état limite atteint par le sol en compression en amont est un état de butée puisque le sol se déplace plus vite que l'écran. Les efforts qui en résultent sont très importants. Il est donc très rare de stopper un glissement par un mur fixe.

Pour les ouvrages souples, Il s'agit de murs construits à partir des éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc. Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe. L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage.

2.2.2 TIRANTS D'ANCRAGE :

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués par des câbles en acier multitorons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

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

Les tirants peuvent développer des réactions à des sollicitations de traction (éventuellement de compression), mais pas à un fléchissement ou à un cisaillement transverse [10]. La méthode

d'éléments finis permet de modéliser le tirant par un élément barre dont la rigidité s'exprime en fonction du module de Young de l'acier et de la section du tirant.

Une résistance limite à la traction, σ_t , ainsi qu'une résistance à la compression σ_c , peuvent être assignées au tirant. Ces paramètres, associés au module de Young de l'acier, déterminent alors le comportement axial de l'élément câble. Celui-ci est de type élastoplastique: l'apparition de plasticité dénote donc un mauvais dimensionnement du câble [10].

Les tirants d'ancrage, s'ils sont ancrés dans un massif (tirants actifs), peuvent être précontraints. Un paramètre de tension (positif) est dans ce cas requis, et attribue une force axiale supplémentaire à l'élément considéré. Cette force, appliquée à l'état initial lors de la mise en place du tirant, n'est pas entretenue durant le calcul, et peut donc être modifiée suivant l'évolution des déformations et des contraintes dans le câble et dans son voisinage [10], l'incrément de contrainte est déterminé dans ce cas par la relation suivante [12] :

$$\Delta\sigma = -\frac{EA}{L}\Delta\varepsilon + \Delta\sigma_{int} \dots\dots\dots(III.1)$$

$$\Delta\sigma_{int} = \frac{\Delta F_{pre}}{A} \dots\dots\dots(III.2)$$

Où $\Delta\sigma_{int}$ et F_{pre} représentent respectivement l'incrément de précontrainte et la force de précontrainte.

➤ **EQUIVALENCE 2D/3D :**

Pour un problème tridimensionnel faisant intervenir un réseau de câbles (tirants) régulièrement espacés, une analyse 2D impose de prendre en compte l'effet de l'espacement des câbles dans le calcul des propriétés mécaniques équivalentes utilisées. Donovan et al. (1984) ont suggéré une répartition linéaire de l'effet discrétisé des câbles le long de l'axe perpendiculaire au plan d'étude [10].

L'espacement S des câbles peut être utilisé pour mettre à l'échelle les propriétés des éléments structuraux, la loi d'échelle impliquant alors de diviser l'actuelle propriété par S [10]. Dans la méthode des éléments finis, les paramètres suivants, outre la tension initiale du câble, doivent absolument être déterminés en prenant en compte l'espacement des câbles le long de l'axe de talus : la rigidité tangentielle et la cohésion du coulis de scellement, le module

d'élasticité, la résistance à la traction, la résistance à la compression et le périmètre exposé de l'acier [10].

2.2.3 CLOUAGE :

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. En répartissant in situ des groupes de pieux verticaux ou inclinés [19], l'efficacité de la technique s'appuie, d'une part, sur le transfert des efforts de glissement vers le substratum au droit des points durs constitués par les clous et, d'autre part, sur un renforcement global de la masse déformable par effet de voûte et effet de groupe dû à la densité des clous [19].

La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité d'une grande masse de sol. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation.

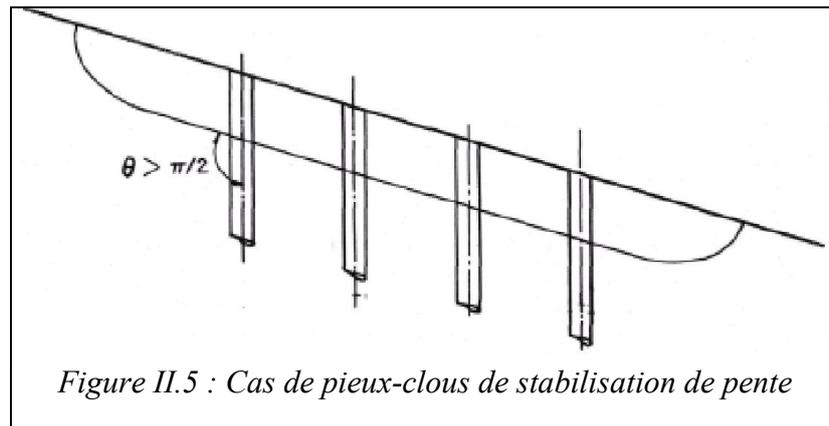
Dans la pratique, la démarche proposée par les programmes de calcul, est un peu différente, car les efforts que l'inclusion peut reprendre dépendent de sa géométrie et de sa position dans la pente. Par tâtonnement, l'ingénieur améliore peu à peu son projet, en modifiant position et nombre d'inclusion.

Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts et le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension. Dans le premier cas, le frottement mobilisable sera maximum avec un déplacement, alors que dans le second, la mise en tension est censée supprimer tout déplacement lors du creusement.

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

2.2.3.1 CLOUAGE PAR PIEUX :

Sous la dénomination pieux-clous, on regroupe les inclusions destinées à stabiliser des pentes instables (*Figure II.5*) et travaillant essentiellement au cisaillement du fait qu'elles présentent une forte inertie à la flexion et sont orientées de telle façon que : $\theta > \frac{\pi}{2}$ [20]



Pour transmettre les efforts entre la partie stable et la partie instable les inclusions réalisées sont des pieux. En général ces éléments sont en béton armé, mais peuvent être métalliques ou d'un matériau plus solide que le sol dans lequel ils sont placés. C'est le cas de pieux en jet-grouting, des colonnes ballastées en sable ou améliorées. Pour le dimensionnement plusieurs questions se posent à l'ingénieur.

- Connaissance des caractéristiques du matériau constituant les inclusions.
- Où placer ces inclusions et comment les mettre en place ?
- Quel schéma de calcul $2D$ adopter ?
- Quel est le rôle de la troisième dimension ?

Compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement on met en place deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

MODELISATION DE L'EFFET DE GROUPE DES PIEUX :

a) La prise en compte de l'effet de groupe dans le calcul des pieux situés dans une pente peut être abordée en généralisant la méthode proposée par *POULOS (1973)* pour les fondations profondes. Ce dernier propose en effet un calcul en déformation qui s'appuie sur

[19] :

- un calcul élastique de l'interaction sol pieu
- un calcul en milieu élastique continu, grâce aux équations de *Mindlin*, qui permet l'évaluation du déplacement de sol en tout point du massif dû au chargement sur un pieu.

La généralisation de la méthode de *POULOS*, grâce à la prise en compte de la réciprocité des actions d'un pieu sur un autre dans le cadre des mouvements d'ensemble de la pente. Le calcul est réalisé en faisant l'hypothèse d'un processus itératif de mobilisation des efforts, qui vérifie les conditions suivantes [19] :

- La pression de contact sol- pieu est en tout point inférieure ou égale à la pression de fluage du sol (élasticité dans les équations de *Minin*) ;
- Le déplacement final du sol au contact du pieu est égal au déplacement du pieu
- L'incrément de déplacement dû à l'incrément de chargement est inférieur à la pression désirée.

b) Par ailleurs la modélisation de l'effet de groupe est abordée par la méthode des éléments finis [19]. Compte tenu de la complexité des calculs tridimensionnels, on s'est volontairement limité à une modélisation plane de l'écoulement d'un sol entre les pieux d'une file [19]. des études expérimentales (BOUSSY SAIN-TANTOINE 1985) [19] montrent que le champ des déformations est considérablement modifié par la présence du groupe de pieux et que l'on ne peut donc pas telles quelles les théorie d'interaction entre une masse instable et une série de pieux isolés [19].

Le logiciel GEO4 FEM permet de modéliser l'effet de groupe des pieux en élastoplasticité avec des éléments d'interaction au droit du contact sol-pieu [12].

2.2.3.2 MICRO – PIEUX :

Le clouage des sols avec des éléments de faible inertie, a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables [23]. La raison en est qu'elle est aisée et rapide à mettre en œuvre et qu'elle n'affecte pas la géométrie du site.

Les micro-pieux sont constitués d'une armature de faible inertie placée dans un forage et d'un coulis d'injection pour solidarisation avec le sol. Ils sont placés obliquement ou verticalement.

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts

qui en résultent sont transmis par les clous au substratum et s'opposent au mouvement. Le clouage agit sur le glissement par goujonage du bloc mobile sur le substratum fixe. Si les efforts unitaires, après un certain déplacement, restent faibles, cette technique est toute indiquée pour répartir sur une grande surface les efforts de stabilisation.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire que se produisent des déplacements relatifs sol / clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par flexion et/ou cisaillement (résistance structurelle du clou);
- au contact sol/clou, dans la partie d'ancrage (arrachement du clou car le frottement sur la longueur ancrée est insuffisant). Cet arrachement peut se produire à chaque extrémité du clou, mais si le clou est solidaire du parement quand il existe, seul l'arrachement dans le massif sera considéré ;
- dans le sol, lorsque les efforts stabilisateurs demandés sont trop importants vis à vis d'un découpage du sol par le clou d'une rigidité suffisante ;

2.3. ETUDE DE STABILITE DES TALUS RENFORCES PAR CLOUES :

L'étude de stabilité d'un talus renforcés par des clous peut être traité de deux façons soit par calcul en déformation soit par calcul à la rupture [22].

Le calcul à la rupture étudie l'équilibre d'une partie du sol à la rupture en se basant sur la résistance de matériaux, la somme des forces horizontales et verticales est nulle d'une partie du système limitée par une surface rupture potentielle où les efforts du clouage sont prise en compte sous forme d'efforts ponctuels appliqués aux point d'intersections des clous avec la surface de rupture potentielle et l'interaction inclusion sol [22].

Le calcul en déformation est traité par le calcul mécanique en éléments finis [22], [12]. Les clous (pieux, micro-pieux,...) sont modélisés par des éléments poutres. Ces éléments sont

définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint. Ces éléments peuvent être conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes.

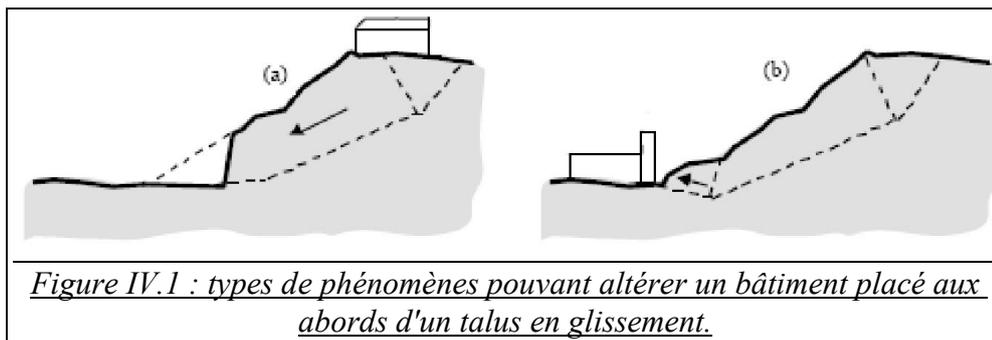
3. CONCLUSION :

La première solution de stabilisation d'un versant instable c'est le drainage, ce qui constitue une arme efficace pour diminuer les pressions interstitielles dans les sols et par conséquent l'augmentation des contraintes effectives et de la résistance au cisaillement des sols. Mais par fois cette solution ne est pas efficace surtout dans les argiles de faible perméabilité, dans ce cas on peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, Ces techniques ne traitent pas la cause des mouvements mais réduisent les déformations. La compatibilité des déplacements de sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

IV. INFLUENCE DES GLISSEMENT SUR LES CONSTRUCTIONS

1. INTRODUCTION :

La terminologie des glissements de terrain a fait l'objet de systèmes de classification comme celui de Varnes (1978) et celui de Cruden et Varnes (1996). Du point de vue de l'évaluation des dangers, il importe de faire la distinction entre les dangers liés, d'une part, à la zone de départ (*figure.IV.1.a*), c'est-à-dire les probabilités de dommages aux ouvrages situés sur la masse de décollement, et ceux liés, d'autre part, à la zone d'arrivée où les dommages résultent des débris de coulée (*bourrelet de pied*) venant fracasser un bâtiment après s'être déplacés sur une distance plus ou moins grande (*figure.IV.1.b*).



Dans le premier cas, la probabilité de dommages est égale à la probabilité qu'il se produise un glissement de terrain [30]. Le type de glissement de terrain le plus courant lié à ce danger est un affaissement ou un glissement dans un sol cohésif ou dans la roche friable, souvent à l'occasion de la réactivation d'une rupture antérieure (*figure.IV.1*). Dans le deuxième cas, la probabilité de dommages est égale à la probabilité de réalisation de l'événement, multipliée par la probabilité conditionnelle que les éboulis atteindront l'endroit du bâtiment [30].



Figure.IV.2 Maison sera endommagée par le fait d'être située sur une masse de décollement réactivée

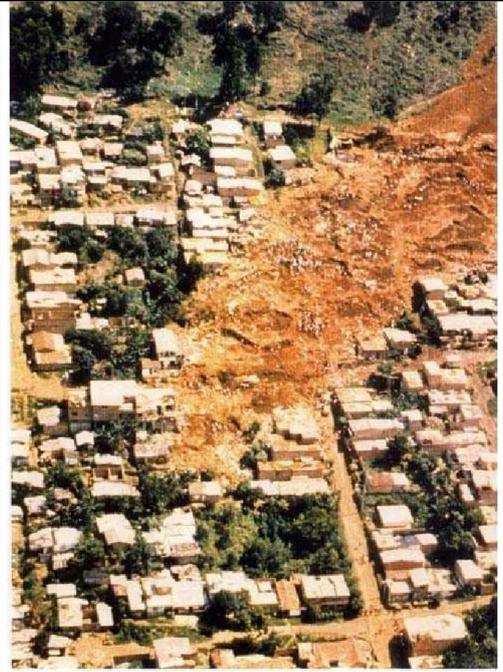
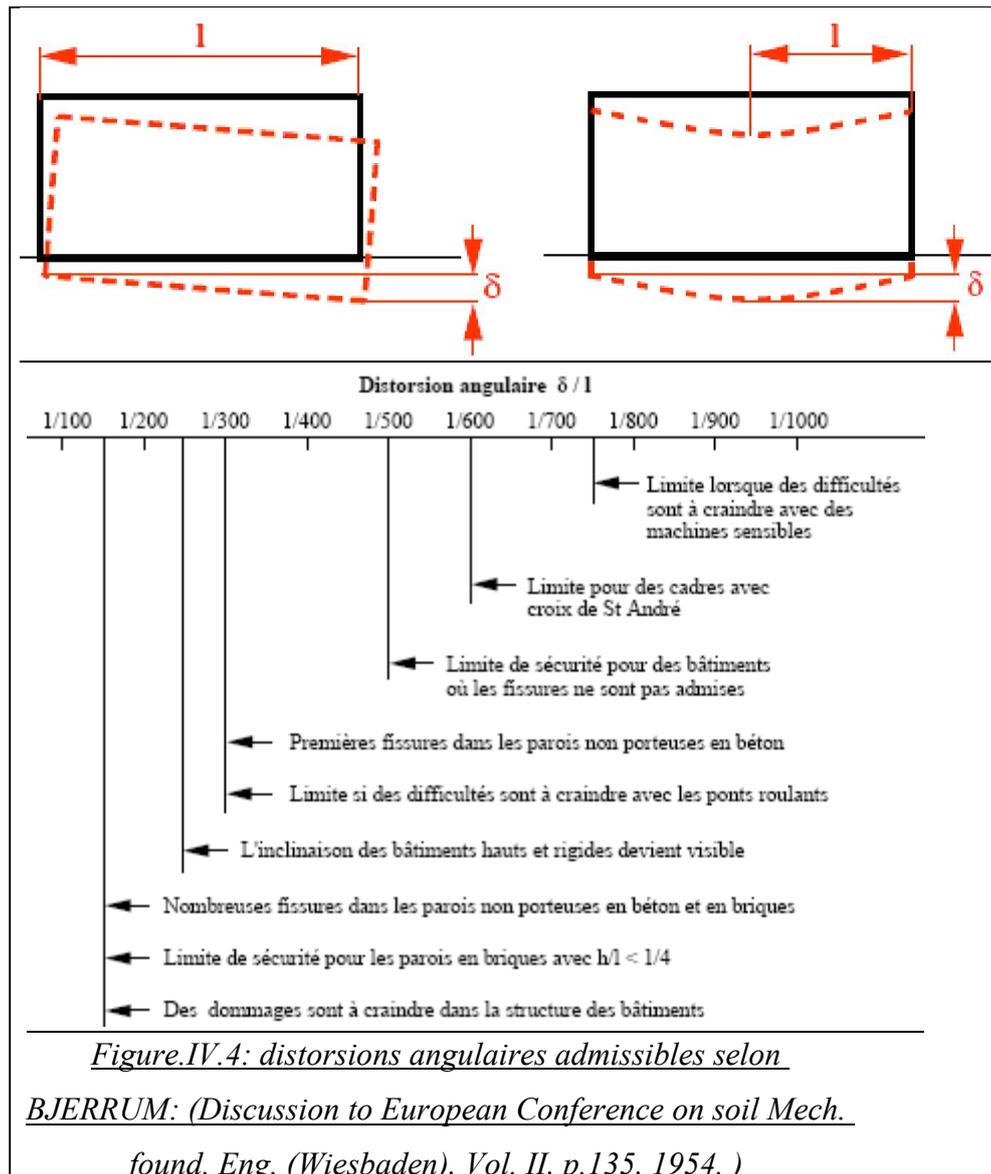


Figure.IV.3 constructions à la base d'un talus glissant (endommagement d'une cité à la base d'un versant glissant)

2. TASSEMENT ET DISTORSIONS ANGULAIRES ADMISSIBLES

Le glissement de terrain pouvant avoir des effets indirects sur les constructions. Les déplacements du sol ont le pouvoir de liquéfier des terrains servant d'assise aux fondations. Dans ce cas on peut redouter le fluage du terrain ainsi transformé sous la charge du bâtiment. Il résulte des tassements (*généralement tassement différentiel*) entraînant la rotation relative (*distorsion angulaire*) du bâtiment (*figure.IV.4*). Ces distorsions angulaires de l'immeuble peuvent se produire des fissures dans le bâtiment et surtout de la maçonnerie, des parties de parois peuvent être enfoncées ou même s'effondrer, de même que des constructions ensevelies. Le dommage de l'immeuble est évalué en fonction de cette rotation, selon BJERRUM ^[15] (*figure.IV.4*).



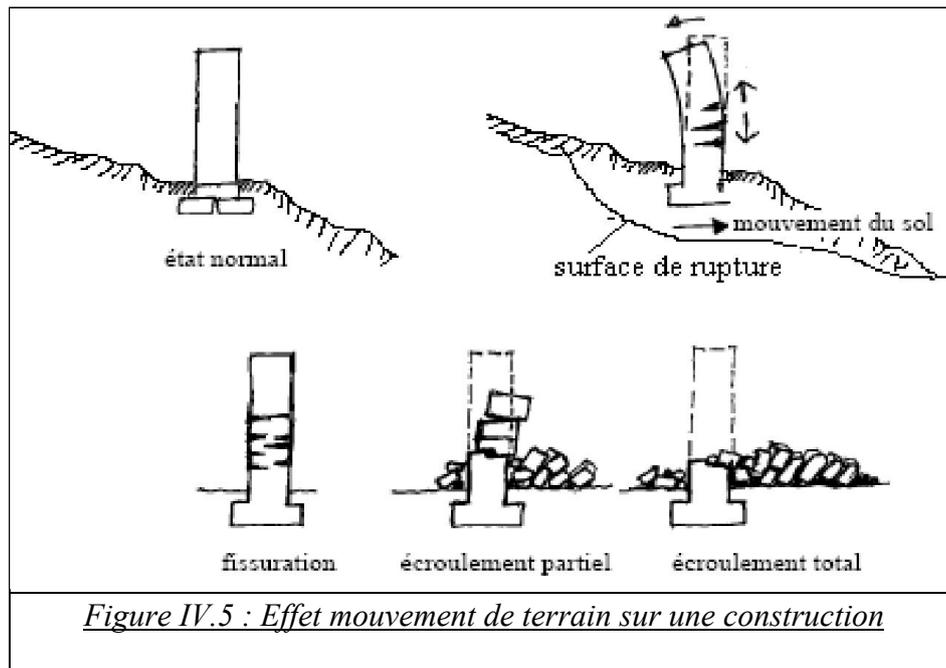
3. RUPTURE BRUSQUE DU SOL A LA BASE D'UNE CONSTRUCTION:

Parmi les conséquences de glissement, il y en a qui provoquent une destruction rapide et souvent complète des constructions. Ces catastrophes sont causées brusquement par un mouvement rapide (*déplacements*) du sol à la base de la construction. Elles sont encore souvent imprévisibles et causent d'énormes dommages sur les bâtiments qui n'ont jamais été conçu de manière à supporter leurs effets.

Pendant un glissement de terrain, une construction bâtie est brusquement soumise à un déplacement erratique transmis par le sol dont la valeur et la direction changent plusieurs fois en fonction de la vitesse du glissement. Les composantes horizontales de ce déplacement (*vecteur de déplacement*) sont les plus dangereuses car elles soumettent la base de la structure à des efforts horizontaux en vue desquels elle n'a pas été conçue. Ces efforts engendrent

alors des tractions auxquelles les maçonneries ne peuvent résister. De plus, les composantes verticales du déplacement réduisent ou annulent, par instants, la réaction du sol sur le bâtiment, donc l'effort de compression qui assurait la cohésion de la maçonnerie et lui aurait permis de mieux résister aux déplacements horizontaux.

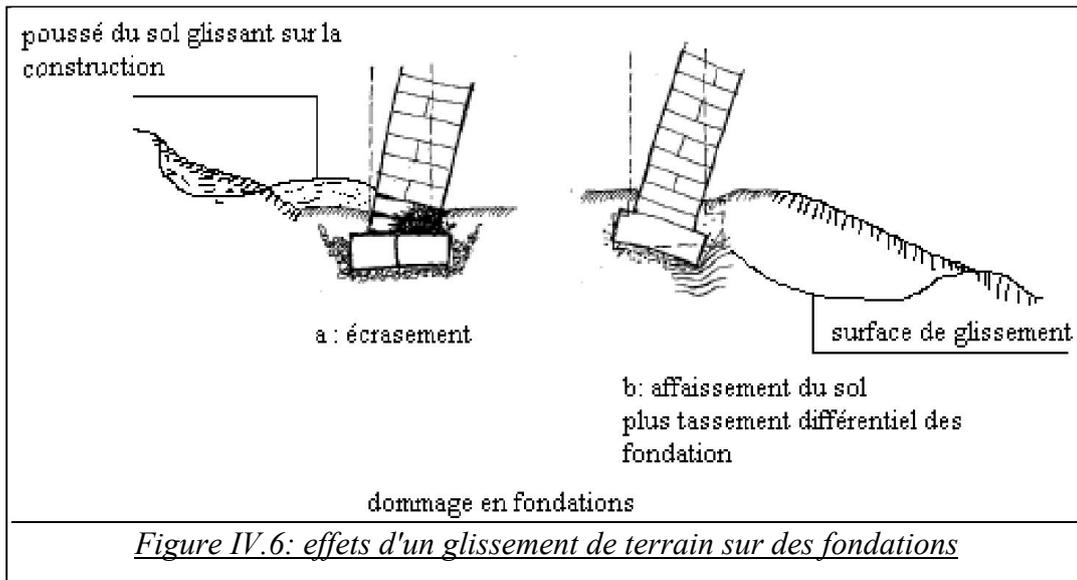
Les influences cumulées de ces mécanismes conduisent alors à l'apparition de fissure, plus ou moins larges et plus ou moins profondes dans les bâtiments, sa structure se démantèle jusqu'à l'éroulement partiel ou complet comme l'illustrent les figures (IV.5).



4. EFFETS D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LES FONDATIONS :

Les premiers éléments qui endommagés lors d'un glissement de terrain, sont les infrastructures des bâtiments

Les dommages se manifestent en particulier par l'inclinaison d'ensemble, dès la base, d'éléments structuraux (*voiles, portiques...*) qui implique soit un écrasement localisé de la fondation ou des premières assises, soit un tassement du sol, sous les fondations (*figure.IV.6*).



5. CONCLUSION:

Du fait des fissures, des déformations et des déplacements en masse, les glissements peuvent entraîner des dégâts importants aux constructions. Dans certains cas, ils peuvent provoquer leur ruine complète (formation d'une niche d'arrachement d'ampleur plurimétrique, poussée des terres incompatible avec la résistance mécanique de leur structure).

V.ETUDE DE CAS DE LA CITE BOUSSOUF DE CONSTANTINE

1. INTRODUCTION :

La zone de BOUSSOUF située à 2-3 kilométrer du centre de Constantine, elle est caractérisée par des formations argilo- marneuse sur lesquelles un lotissement de plusieurs immeubles a été construit (*figure V.1.1*). Cette cité n'a jamais été occupée, car pendant la durée même des travaux, les premiers signes de glissement sont apparus. Une des conséquences fut l'amorce d'un basculement pour certains immeubles (*figure V.1.2*), ou l'enfoncement pour d'autres.



Figure V.1.1. Zone de Boussouf. Cité neuve inoccupée due aux risques de glissement.



Figure V.1.2. La flèche indique le basculement d'un immeuble par rapport à un autre.

Les formations sur lesquelles repose la cité semblent stratifiées avec un pendage régulier et constant sur plusieurs dizaines de mètres. La présence de talwegs à proximité

indique un façonnage constant de la surface par les eaux de ruissellement, ce qui pourrait contribuer directement à l'aggravation des instabilités de terrains en cas de fortes hétérogénéités des couches superficielles.

2. DONNEES DE SITE :

2.1. TOPOGRAPHIE :

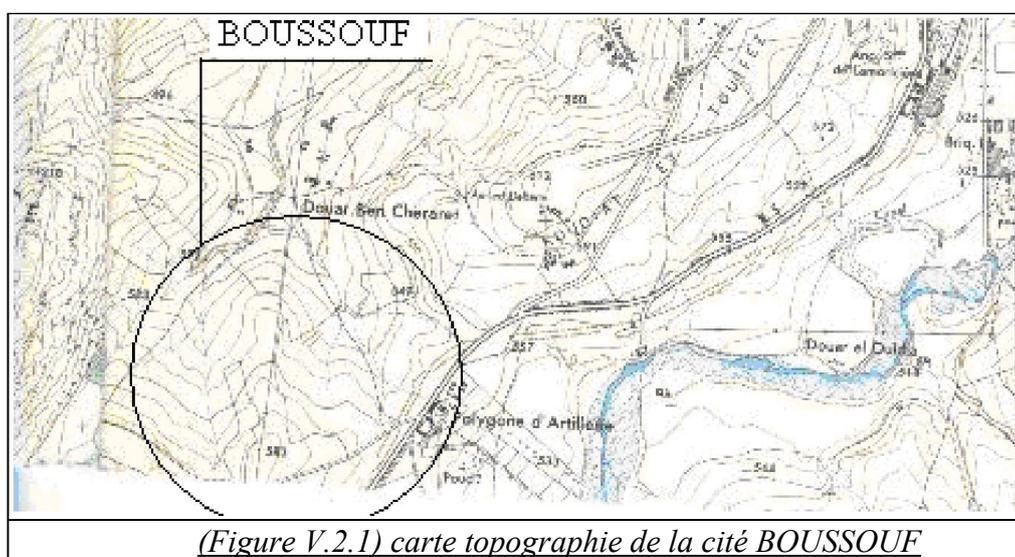
Le terrain de la cité BOUSSOUF de Constantine, situé au sud-ouest de la ville, est d'une surface de 21000 m², ses coordonnées Lambert Nord Alger (sommet de talus) sont approximativement les suivantes :

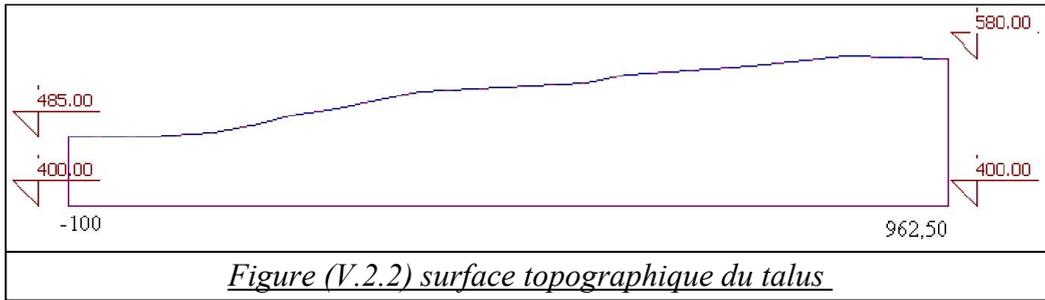
$$X = 4023, \quad Y = 283,5, \quad Z = 583;$$

De forme rectangulaire, il est limité au sud-est par la route nationale RN5, aux autres directions par des habitations (*figure V.2.1*).

La surface topographique du talus est présentée à la figure (*V.2.2*). Les détails suivants y sont présentés :

- Altitude maximale = 583 m ;
- Altitude minimale = 485 m ;
- Longueur de talus = 962.5 m ;
- La pente de ce talus est de 13 à 15%.



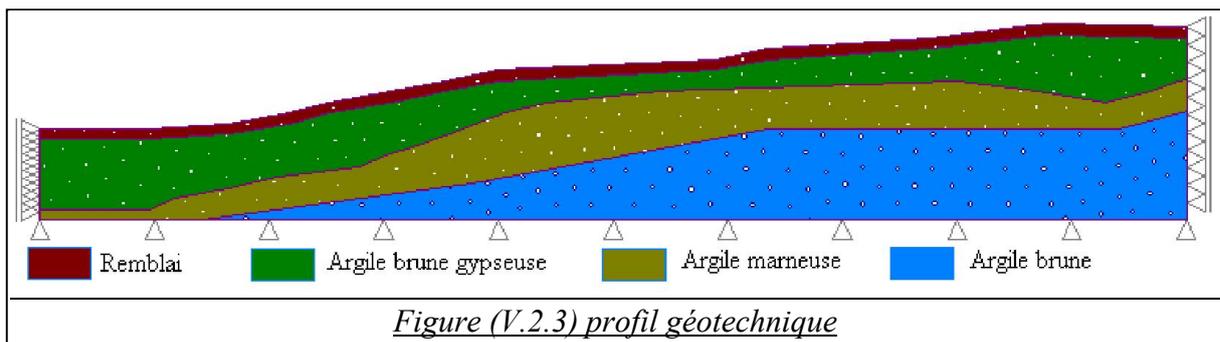


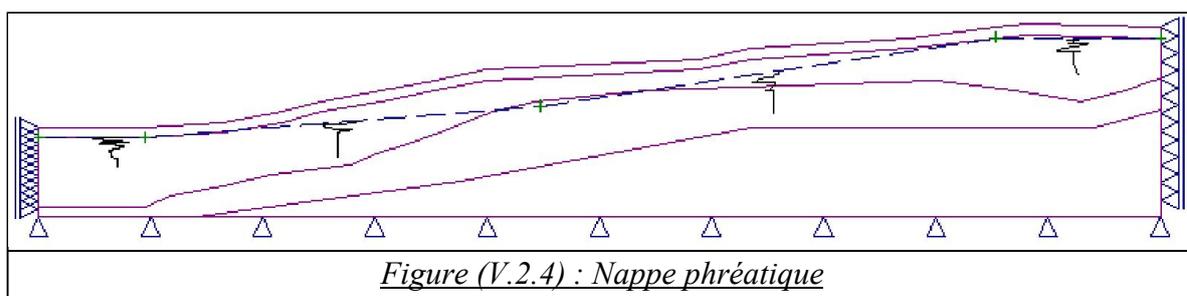
2.2. GEOLOGIE ET HYDROGEOLOGIE :

La connaissance de la nature géologique des terrains rencontrés est naturellement primordiale et il n'est pas possible de faire une étude de stabilité correcte sans une étude géologique approfondie au préalable. C'est le travail de base qui permet ensuite une implantation efficace des sondages et des essais géotechniques à réaliser.

La principale difficulté consiste à effectuer un choix des détails significatifs. Ainsi une description lithologique devra-t-elle faire apparaître les points essentiels tels que l'alternance de banc durs et tendres ou la présence de niveaux altérés et argileux au sein d'une masse rocheuse compact, plutôt que de s'attarder à une interprétation stratigraphique superflue.

Pour le cas de la cité BOUSSOUF, les sondages réalisés ont montré que le versant est de nature argilo-marneuse qui correspondent au remblai, aux argiles brune gypseuse, aux argiles marneuse et d'argile brune. Bien que ces terrains soient le siège de nombreuses circulations d'eau, l'hydrogéologie a été très perturbée par les glissements successifs, et l'interprétation des mesures piézométrique n'a pas permis de fournir un schéma d'écoulement cohérent. Par ailleurs, l'analyse de stabilité est réalisée à partir du profil géotechnique présenté sur la figure (V.2.3) ayant permis de caler la position d'une nappe fictive, et l'étude de stabilité a été établie dans cette hypothèse (figure V.2.4).





2.3. GEOTECHNIQUE :

Suit à l'auscultation du sol constituant le site et à la mesure des pressions interstitielles, des essais de laboratoire ont été conduits sur différents échantillons à divers endroits du terrain. Sur ces éprouvettes, des essais d'identification ont été effectués dont les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Couches	remblai	Argile brune gypseuse	Argile jaunâtre marneuse	Argile brune
Densité sèche	0.890	0.920	0.940	0.940
Densité humide	0.150	0.260	0.170	0.250
Densité des grains solides	0.188	0.057	0.168	0.180
Indice de vides	0.067	0.019	0.051	0.067
Degré de saturation	1.880	2.100	1.810	1.560
Teneur en eau	2.250	2.300	2.120	1.960
Indice de compression	2.650	2.650	2.650	2.650
Indice de gonflement	0.140	0.262	0.464	0.699
Indice de compression modifié	0.058	0.020	0.050	0.046
Indice de gonflement modifié	0.041	0.013	0.030	0.034
Cohésion [KN/m ²]	2,50	1,50	12,5	5,00
Angle de frottement [°]	25.0	20.00	15.000	15.000

Tableau V.2.1. Résultats des essais géotechniques

3. MODELISATION BIDIMENSIONNELLE PAR LE LOGICIEL GEO4FEM:

Dans un premier temps, il nous a paru utile de réaliser une modélisation bidimensionnelle simplifiée en termes de conditions aux limites et de lois de comportement. Cette modélisation (en $2D$) est plus souple et comportant plus de facilité de calcul. Les inconvénients principaux de la modélisation en 3 dimensions sont la durée importante de résolution et la difficulté de visualisation des résultats. C'est pourquoi notre modèle a été simplifié dans sa géométrie ainsi que dans les caractéristiques mécaniques des matériaux.

3.1. CHOIX DES CONDITIONS AUX LIMITES :

L'analyse de stabilité par la méthode des éléments finis nécessite la prise en compte des conditions aux limites du domaine étudié : déplacements ou contraintes imposés. En effet, le modèle numérique constitué d'un maillage de dimensions finies doit refléter un massif réel théoriquement infini. Dans ces circonstances, il revient aux bords du modèle de recréer l'effet des terrains qui s'étendent au-delà de la région simulée.

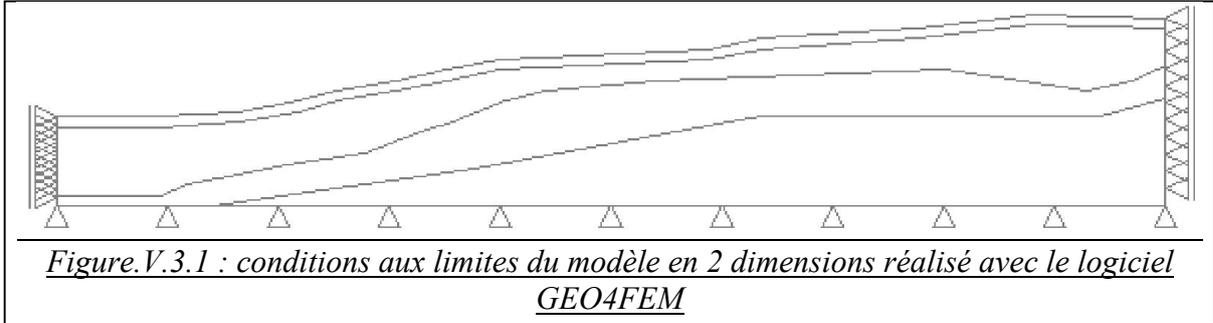
Par ailleurs, le choix de ces conditions aux limites peut jouer un rôle important dans la sélection de la taille du modèle : des conditions aux limites en contraintes permettent parfois de se contenter de modèles plus petits, par rapport à des conditions aux limites en déplacements [10].

CONDITIONS AUX LIMITES EN DEPLACEMENTS :

Ces conditions peuvent être appliquées sur des lignes géométriques comme sur des points. Dans le modèle géométrique, une distinction peut être faite entre les blocages horizontaux ($u_x = 0$) et les blocages verticaux ($u_y = 0$), comme on peut également utiliser un blocage total qui est la combinaison des deux précédents ($u_x = u_y = 0$).

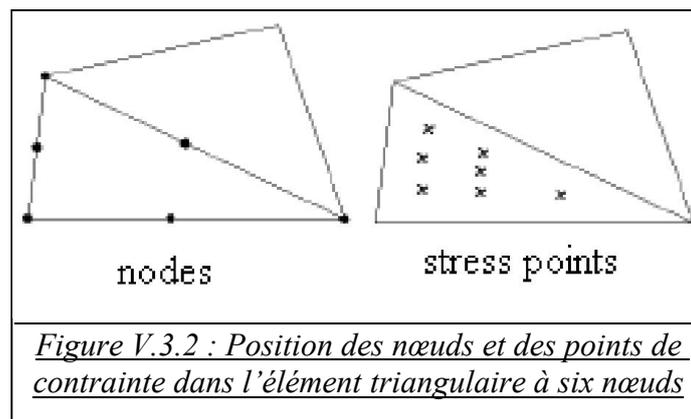
Pour notre modèle nous utilisons le réglage standard des conditions aux limites géométrique imposé par *GEO4FEM*. Ces conditions aux limites sont générées suivant les règles suivantes (*figure V.3.1*) :

- Les lignes géométriques verticales pour lesquelles l'abscisse x est égale à la plus petite ou à la plus grande des abscisses x du modèle sont bloquées horizontalement ($u_x = 0$);
- Les lignes géométriques pour lesquelles la cote y est égale à la plus petite ordonnée y du modèle sont entièrement bloquées ($u_x = u_y = 0$).



3.2. FINESSE DU MAILLAGE :

Les éléments finis bidimensionnels dans *GEO4FEM* sont constitués par des triangles à six nœuds. Il fournit une interpolation du deuxième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur sept points de Gauss (points de contrainte). Le triangle à six nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'élément [29].



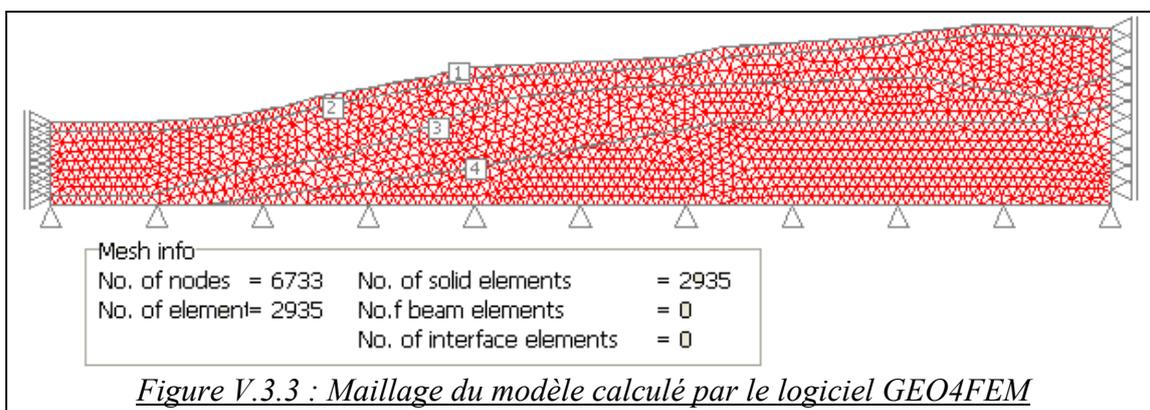
A l'instar de la taille du modèle, la finesse du maillage est un paramètre déterminant dans la rapidité d'exécution du calcul par éléments finis. Des économies peuvent et doivent être faites pour réduire les temps de calcul sans pour autant diminuer la qualité de la solution.

Tributaire des contraintes imposées par le modèle réel, le maillage doit respecter certaines règles essentielles relatives à la géométrie de la structure et à la mécanique des matériaux présents (hétérogénéité des matériaux.). L'optimisation du maillage doit être le fruit d'un compromis entre la capacité de calcul disponible et l'erreur acceptable sur les résultats numériques.

Le maillage doit être construit en considérant les points suivants :

- Toutes les symétries compatibles avec le problème mécanique (géométrie, conditions aux limites, chargements) doivent être utilisées afin de réduire la taille du système étudié.
- La forme des éléments doit rester, dans la mesure du possible, telle que le rapport de forme (le rapport de la plus grande dimension d'un élément sur sa plus petite dimension) soit proche de 1, afin de ne pas introduire de perturbations dans les calculs numériques (distorsion des éléments).
- Le maillage doit être suffisamment fin dans les zones où la variation des contraintes est très importante.
- Dans les zones moins sollicitées, en revanche, des éléments de taille plus importante doivent être mis en place pour atteindre les frontières extérieures.
- Les limites latérales du maillage doivent être fixées à une distance suffisante des zones finement maillées, pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur son comportement.

La figure (V.3.3) représente le maillage de notre modèle, est constitué de 6733 noeuds et de 2935 éléments. Il est réalisé en éléments finis triangulaires à 6 nœuds. Le modèle est chargé par son poids propre.



3.3 LE MODELE ELASTOPLASTIQUE DE MOHR-COULOMB

Le modèle élastoplastique de *Mohr-Coulomb* est le modèle conventionnel utilisé pour représenter la déformation élastique linéaire et la rupture en cisaillement des sols et des roches. Comme tous les modèles plastiques, il implique un potentiel de déformation permanente, conséquence de la non-linéarité de sa relation contrainte – déformation.

L'intérêt d'une analyse en plasticité, par rapport à un modèle élastique simple, est de limiter les contraintes à des valeurs finies, même si la présence d'une singularité peut donner lieu à des concentrations de contraintes importantes et entraîner la rupture de la zone qui entoure la singularité.

Outre la masse volumique (γ), les paramètres nécessaires à l'utilisation du modèle élastoplastique de *MOHR-COULOMB* dans le logiciel *GEO4FEM* sont de deux natures :

- Des paramètres d'élasticité :
 - le module d'élasticité (module de Yang, E)
 - coefficient de Poisson, ν
 - Angle de dilatation, ψ
- Des paramètres de plasticité :
 - la cohésion, c
 - l'angle de frottement interne, φ

Les informations disponibles dans le tableau (V.2.1) étant parfois incomplètes, ou non conformes aux besoins du logiciel *GEO4FEM*, il a été nécessaire d'estimer certains paramètres mécaniques, à partir d'études antérieures ou par extrapolation de données existantes.

Le Tableau (V.3.1) regroupe les paramètres mécaniques utilisés pour décrire le comportement élastoplastique de *MOHR-COULOMB* prises en compte dans le logiciel *GEO4FEM*.

<i>MOHR-COULOMB</i>		remblai	Argile brune gypseuse	Argile jaunâtre marneuse	Argile brune
γ_{unsat}	[KN/m ³]	18.80	21.00	18.10	16.60
γ_{sat}	[KN/m ³]	22.5	23	21.20	19.60
c	[KN/m ²]	2.50	1.50	12.50	5.00
φ	[°]	25.0	20.00	15.000	15.000
ψ	[°]	0.00	0.00	0.00	0.00
ν	[-]	0.37	0.40	0.43	0.43
E	[Mpa]	10	25	25	25

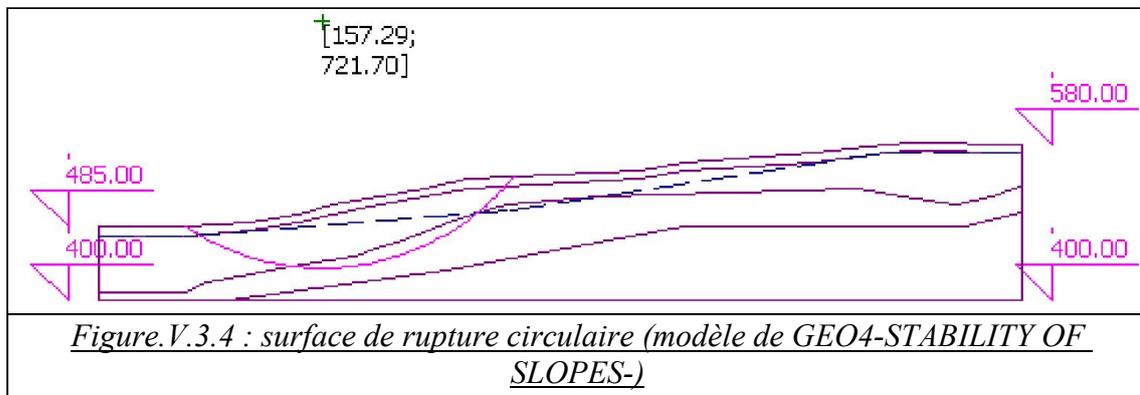
Tableau V.3.1 : paramètres de modèle elasto-plastique de MOHR-COULOMB

3.4 CONTROLE DU MODELE (ANALYSE DE STABILITE)

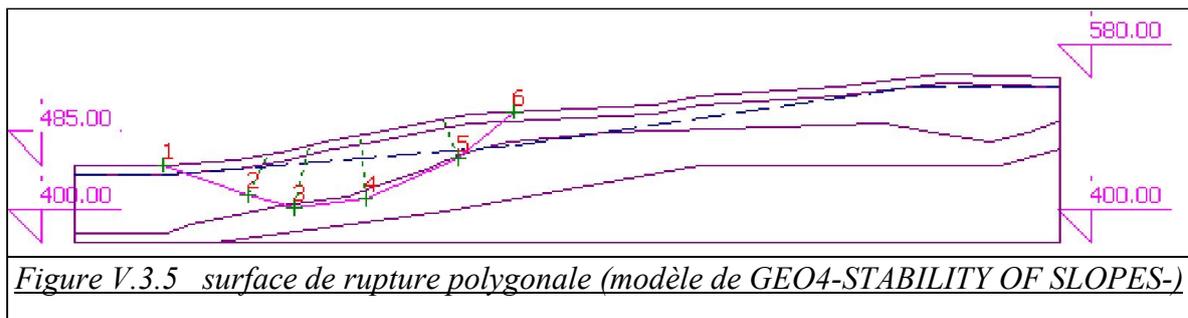
Avent d'interpréter les résultats du calcul, il est d'usage de contrôler la valeur prise par certains grandeurs aisément déterminées par un calcul analytique. Dans ce cas, comme l'indique la figure (V.3.4), nous avons vérifié la valeur de facteur de sécurité calculée à l'aide du logiciel *GEO4-STABILTY OF SLOPES-*, qui basé sur les méthodes d'équilibre limité de *BISHOP*, *PETTERSON* et de *SARMA*. Ces méthodes tiennent compte à la fois de l'équilibre des forces et des moments des forces inter-tranches résultantes.

Pour la méthode de *BISHOP*, *PETTERSON* le facteur de sécurité est calculé à partir d'une surface de glissement circulaire (V.3.4), ce qui donne les paramètres suivants :

- Coordonnés de centre : $X = 157,29$ m, $Y = 721,70$ m
- Rayon $r = 284,23$ m
- Facteur de sécurité de *BISHOP* : $F_s = 1,61$
- Facteur de sécurité de *PETTERSON* $F_s = 1,43$



Par contre la méthode de *SARMA* se donne une surface de glissement polygonale (figure V.3.5), défini par les Coordonnées suivantes :



Point	X[m]	Y[m]
1	-4.31	485.00
2	86.36	451.55
3	136.30	438.44
4	213.49	448.70
5	313.57	491.51
6	374.06	542.45

Tableau IV.3.2 : Coordonnées de surface polygonale de SARMA

Et la valeur du facteur de sécurité correspondant est $F_s = 1,69$

Calcul de coefficient de sécurité par le logiciel GEO4FEM (méthode des éléments finis) :

L'analyse de stabilité avec le logiciel GEO4FEM, permet de calculer un coefficient de sécurité à partir de la méthode de réduction des paramètres de résistance au cisaillement de sol. Dans cette approche, les caractéristiques de résistance φ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture (l'instabilité de pente). Et la formule de coefficient de sécurité s'écrit :

$$F = \frac{\tan \varphi^{rael}}{\tan \varphi^{failure}} = \frac{c^{rael}}{c^{failure}}$$

Contrairement aux autres coefficients, F vaut 01 au début de calcul c'est -à- dire $\varphi^{rael} = \varphi^{failure}$ et $c^{rael} = c^{failure}$, ces caractéristique sont réduites progressivement comme suit jusqu'à l'apparition de la rupture :

$$c_i = scale c_{i-1}$$

$$scale < 1 (e.g. 0.9)$$

$$\varphi_i = scale \varphi_{i-1}$$

L'analyse de stabilité pente de cité BOUSSOUF par le logiciel GEO4FEM donne une représentation de maillage déformé (figure V.3.6), avec un facteur de sécurité $F_s = 1,54$. Ce qui représente un écart non significatif avec les valeurs analytiques (8,89 % de SARMA, 4,35 % de Bishop et 7,69 % PATRESON). Nous avons obtenu un différence non significative entre la valeur analytique (réalisé avec le logiciel GEO4-STABILTY OF SLOPES-) et celle obtenu par le logiciel GEO4FEM, cette différence causé par les hypothèses simplificatrices spécifié à chaque méthode, surtout celle de la forme de surface de rupture. Néanmoins, ces premiers

résultats confirment l'intérêt des méthodes analytique qui permettent une estimation rapide de la stabilité du talus et d'autre part la validité des calculs réalisés avec *GEO4FEM* qui présentent une bonne concordance avec les calculs analytiques du logiciel *GEO4 – STABILITY OF SLOPES-*.

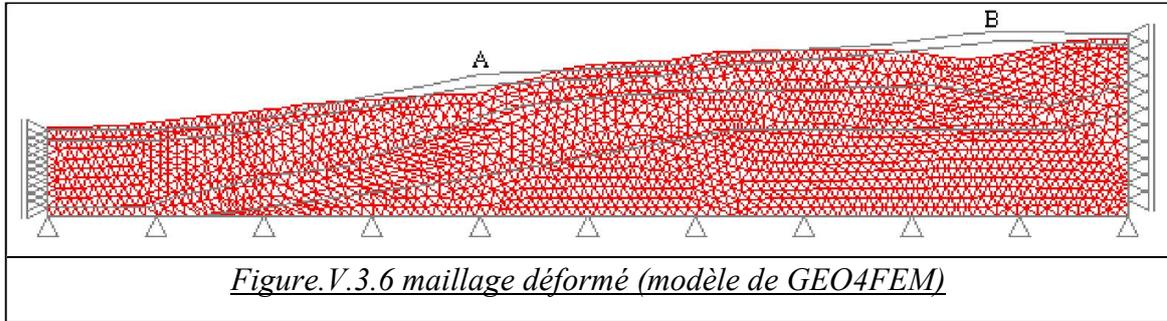


Figure.V.3.6 maillage déformé (modèle de GEO4FEM)

Les analyses de stabilité par les quatre méthode donne un coefficient de sécurité F supérieur à 1, ce qui signifié que les forces « résistantes » au niveau de la surface de rupture potentielle soient plus importantes que les forces motrices. Dans ces conditions, on admet généralement que l'équilibre est assuré. Cependant, en raison de l'incertitude liée aux paramètres d'entrée, en particulier mécaniques, cette valeur limite pourrait très bien ne pas être suffisante dans certains cas. Il est important de prendre en compte cette variabilité des paramètres d'entrée : même un coefficient de sécurité très grand devant 1 ne signifie pas nécessairement que la probabilité de rupture est nulle. Les pentes naturelles en mouvement lent sortent du domaine habituel des calculs à la limite [33]. La notion même de facteur de sécurité perd son sens pour une pente qui se déplace depuis des décennies et continuera à le faire [33].

En conclusion une analyse des déformations du talus est requise dans ce cas pour prédire les déformations.

3.5 ANALYSE DES DEFORMATIONS :

La figure (V.3.7) représente la distribution de la déformation plastique

$$\text{équivalente } \varepsilon_{eq}^{pl} = \sqrt{\frac{2}{3} (\varepsilon^{pl})^T Q \varepsilon^{pl}} \quad (\text{avec } Q = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}), \text{ ce qui localise la position de la}$$

surface de glissement potentielle. la couleur rouge foncé correspond à la région élastique tandis que la couleur bleu correspond à la région pour laquelle la valeur de la déformation

plastique équivalente ε_{eq}^{pl} est plus élevée, ce qui justifie les valeurs importantes des déplacements dans ces zones (figure. V.3.8 et V.3.9).

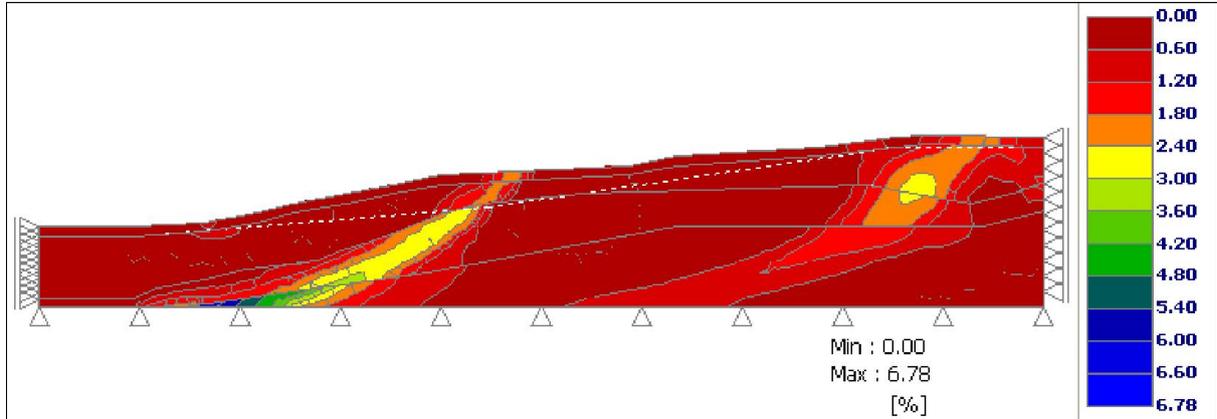


Figure. V.3.7 : déformation plastique équivalente ε_{pp}^{eq} (modèle de GEO4FEM)

A grande échelle, le versant présente un mouvement généralisé vers le bas (figure.V.3.6), en raison d'une topographie asymétrique, plus élevée vers la droite (+ 583 mètres) que vers la gauche (+485 mètres). La poussée générée par ce relief se fait surtout ressentir à la fin de la consolidation. Le versant subit également d'important tassement au niveau de la crête avec une valeur maximal de 1,35m (Figure V.3.8). Ceci est prévisible dans la mesure où c'est l'endroit où le chargement des terres est le plus élevé. Nous observons aussi des importants déplacements horizontaux le long de la surface topographique et surtout dans la partie inférieure du modèle, Ceci est se justifie par le fait que le modèle n'est pas bloqué dans son extension dans le sens des X (Figure V.3.9). Les déplacements horizontaux $DispX$ ont une valeur maximal de 1,65m. Les grands déplacements horizontaux qui se manifestent à l'interface entre la couche d'argile brune gypseuse et celle de l'argile jaunâtre marneuse est causé principalement par le mouvement relatif des deux couches.

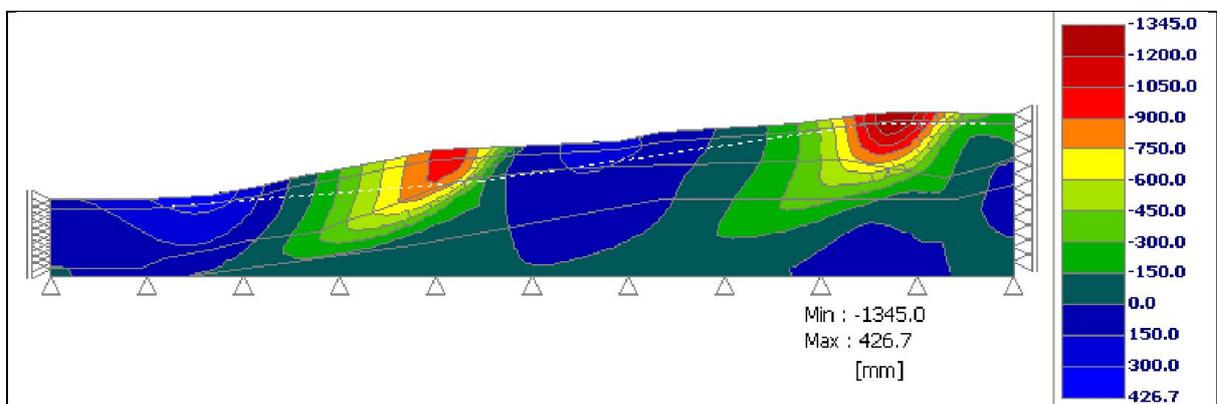
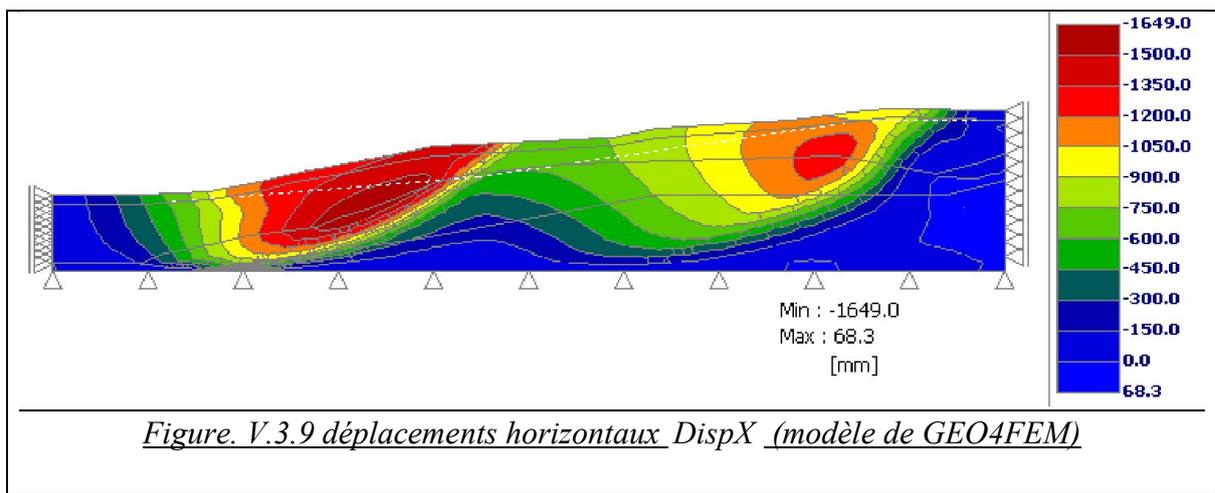


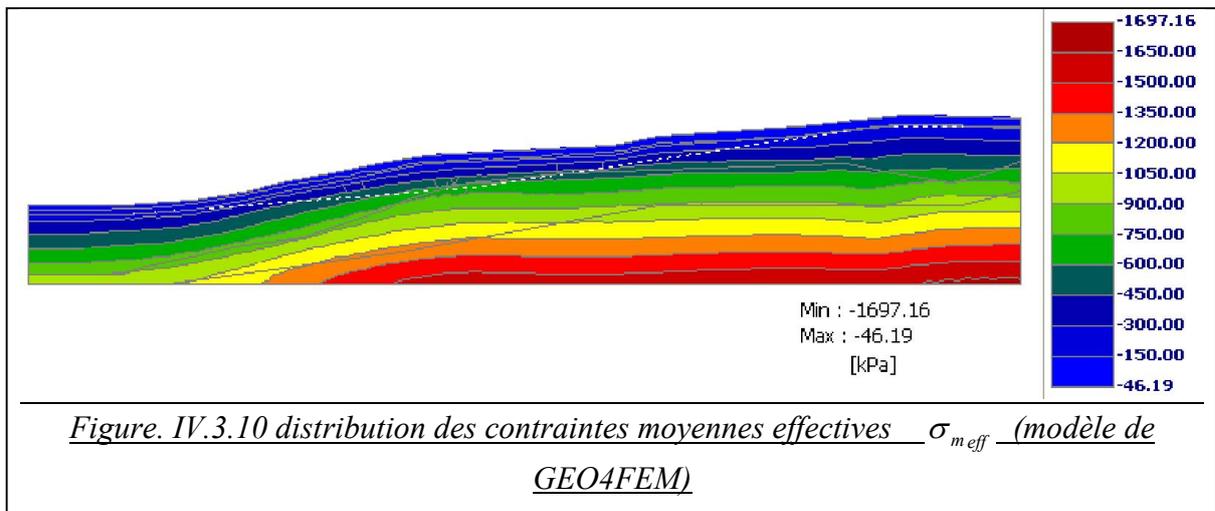
Figure. V.3.8 déplacements verticaux $DispZ$ (modèle de GEO4FEM)



3.6 ANALYSE DES CONTRAINTES :

La figure (V.3.10) représente la distribution des contraintes moyennes effectives calculé à partir des contraintes principales (figures (V.3.11), (V.3.12) et (V.3.13) $\left(\sigma'_m = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \right)$ avec une valeur maximale de $-1697,16 KPa$, cette valeur est située à la plus grande des abscisses x du modèle pour lesquelles la cote y est égale à la plus petite ordonnée y du modèle.

Les isovaleurs des contraintes moyennes est diminué d'une façon parallèle à la surface topographique, donc les valeurs minimales des contraintes moyennes sont situées à la base du talus, et bien sur ces contraintes sont nulles sur la surface topographique.



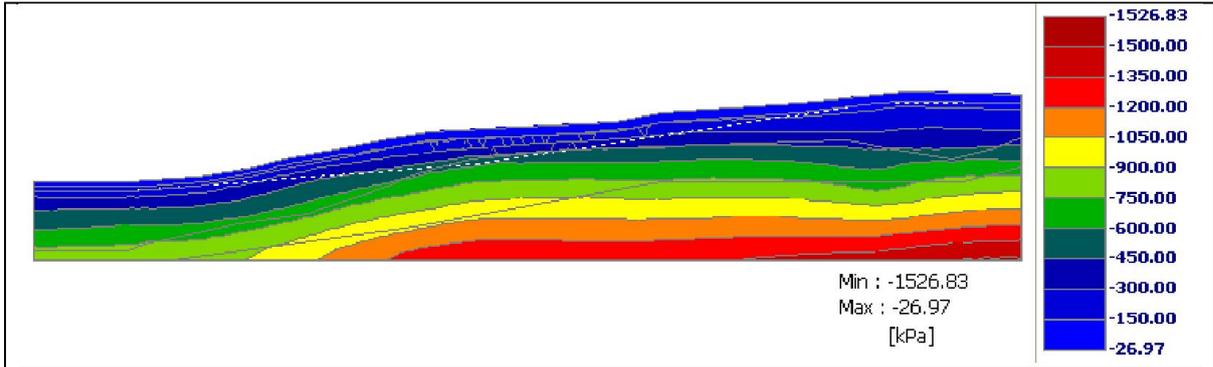


Figure. V.3.11 : distribution des contraintes principales effectives $\sigma_{1\text{eff}}$ (modèle de GEO4FEM)

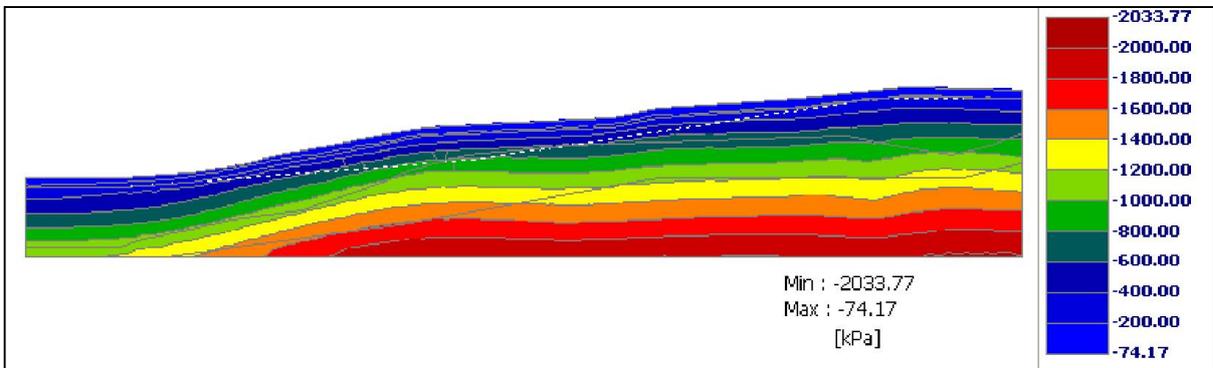


Figure.V.3.12 : distribution des contraintes principales effectives $\sigma_{2\text{eff}}$ (modèle de GEO4FEM)

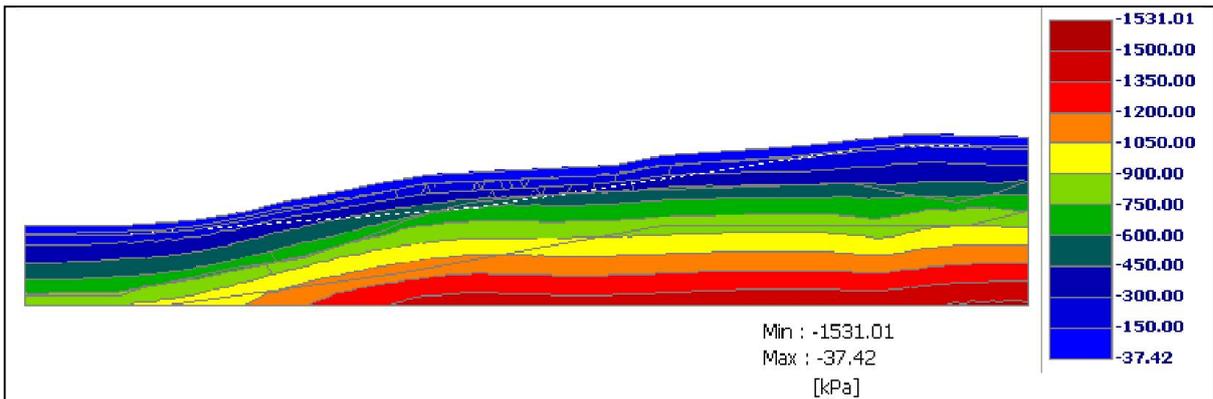
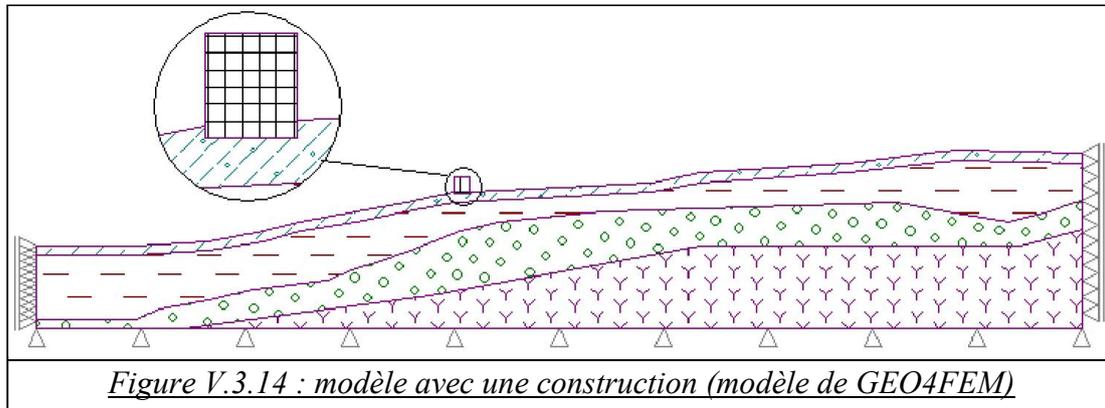


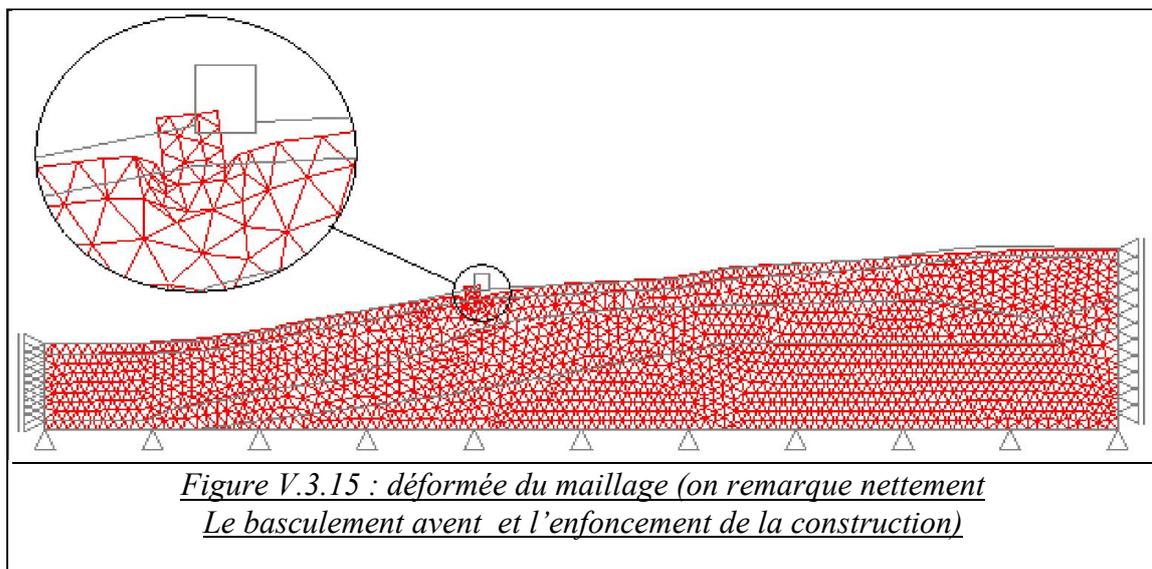
Figure. V.3.13 distribution des contraintes principales effectives $\sigma_{3\text{eff}}$ (modèle de GEO4FEM)

3.7 MODELE AVEC UN BATIMENT

Au- dessus du talus, une construction de 5 étages d'une hauteur total de 15m à une structure porteuse par voiles, elle est encastree à sa base dans le sol (*Figure V.3.14*). Par souci de simplicité, aucune discontinuité (même entre la construction et le sol) n'a été représentée, les matériaux de la construction ont tous été considérés élastique linéaires, homogènes et isotropes. Cette construction est modélisée dans le logiciel *GEO4FEM* par un corps rigide d'un poids volumique $\gamma = 25KN / m^3$.



Le maillage utilisé pour le calcul est représenté sur la figure (*V.3.15*). Le modèle est chargé par son poids propre et celui de la construction. La valeur de facteur de sécurité obtenu est égale à 1,41.

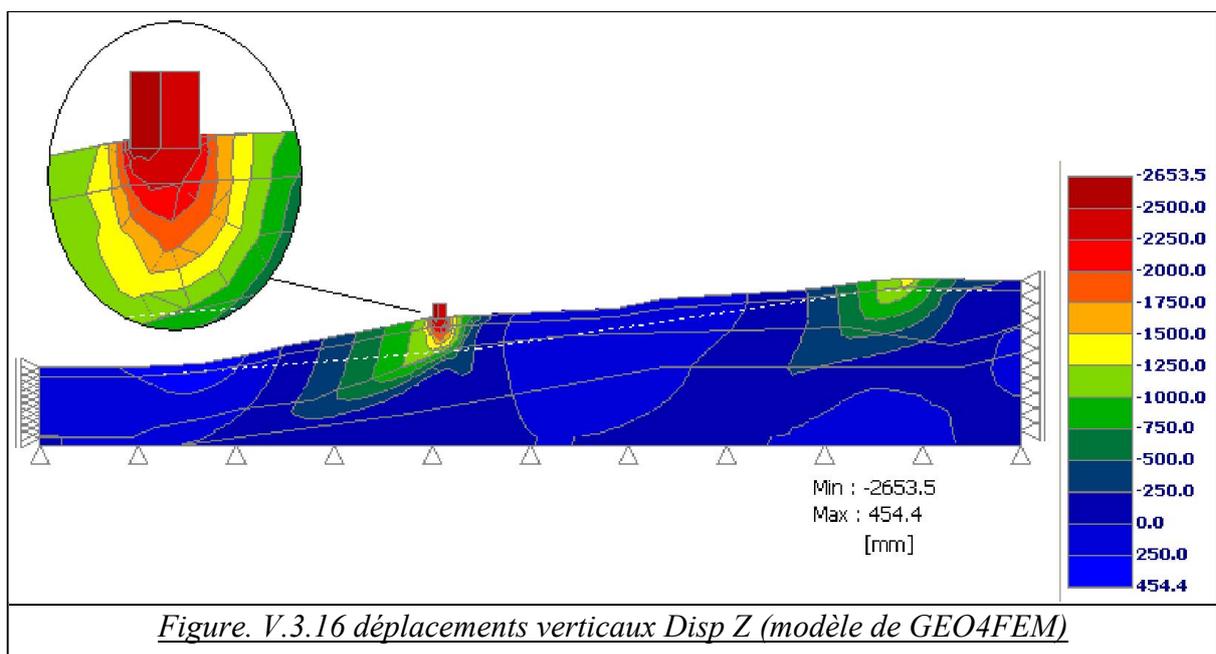


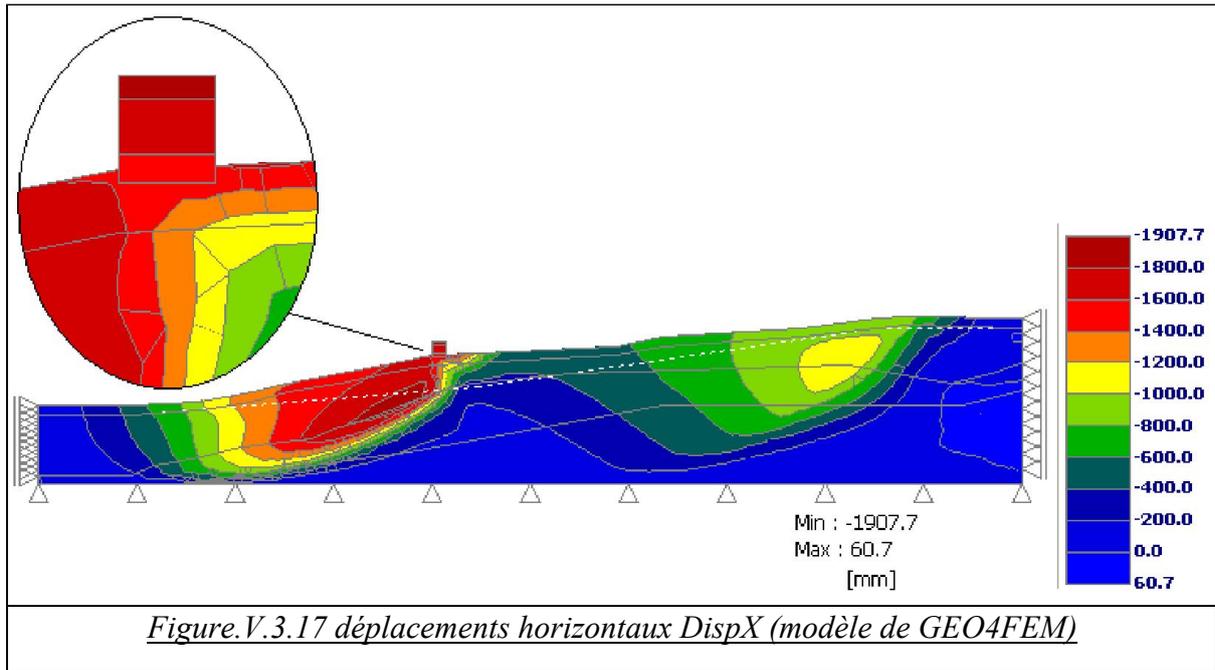
3.8 DEPLACEMENT A LA BASE DE LA CONSTRUCTION

Comme la montre la figure (V.3.15), la construction présente, après le calcul, un enfoncement dans le sol ainsi qu'une inclinaison (basculement) vers l'avant, comme cela effectivement observé sur le terrain.

Les valeurs numérique reportées sur la figure (V.3.16) indiquent donc un tassement moyen de la construction de $-2.45m$, allant de $-2,65m$ à l'avant jusque $-2,25m$ à l'arrière, la figure (V.3.17) indique également un déplacement horizontale allant de $-1,50m$ à la base jusqu'à $-1,90m$ au sommet, ce qui provoque un basculement de l'immeuble vers l'avant (avec une valeur de $\alpha = 1,53^\circ$).

Le tassement différentiel se chiffre à $40cm$ ce qui représente une rotation relative évaluée par le rapport $40/1500 \approx 1/37,5 < 1/100$ (figure (V.3.16), $1500cm$ est la longueur de la fondation de la construction) correspondant à la limite pour laquelle des dommages sont à craindre dans la structure des bâtiments, avec nombreuses fissures dans les parois non porteuses en béton et en briques (Figure.IV.4 : *distorsions angulaires admissibles selon BJERRUM*).





3.9 CONCLUSION :

L'étude de stabilité par les logiciels *GEO4 FEM* et *GEO4 –STABILITY OF SLOPES-* donne un facteur de sécurité plus grande que 1, ce qui signifie que le versant est considéré sans danger et jugé stable. Par contre L'étude de stabilité à l'aide du logiciel *GEO4FEM* (méthode des éléments finis), nous a permis de constater que les déplacements de versant *BOUSSOUF* sont importants même sous le chargement gravitaire du versant, ce qui influence sur la stabilité de la construction qui est subisse à des tassements différentielles et d'autre part à des inclinaisons. C'est pourquoi nous croyons que ces déformations ne sont pas acceptables pour les constructions.

Ce premier modèle numérique dénote une réponse mécanique suffisamment proche de la réalité pour pouvoir étudier la stabilité du versant *BOUSSOUF*. La précision des résultats obtenus de ce modèle est liée aux plusieurs paramètres, telle que la taille de modèle global, la dimension des éléments finis, le modèle de comportement et la nature des condition aux limites.

VI. MODELISATION EN 02 DIMENSION PAR LE LOGICIEL PLAXIS

1. INTRODUCTION :

Dans le cadre toujours de la modélisation du talus de la cité *BOUSSOUF* de Constantine, le logiciel *PLAXIS* nous a permis d'obtenir une estimation à court et à long terme des déformations qui sont produit, à l'intérieur du versant. Les résultats présentés sont des résultats de modélisation en déformation plane. Leur justesse et leur précision dépendent étroitement des hypothèses choisies pour la représentation du massif et la distribution de ses caractéristiques mécaniques.

La définition des modèles numériques s'est faite progressivement, afin d'aboutir une représentation intégrant l'ensemble des données disponibles relatives au secteur étudié (la cité *BOUSSOUF*),

Par ailleurs, l'étude préliminaire réalisée à l'aide du logiciel *GEO4FEM* nous a permis de repérer des régions particulièrement sensibles sur le versant, que nous avons par la suite étudiées plus en détail.

2. SYSTEMES DE COORDONNEES :

Le système de coordonnées utilisé par le logiciel *PLAXIS* pour les calculs des contraintes, est le système de coordonnées cartésiennes illustré par la (*figure VI.2.1*). Dans une analyse en déformation plane, la coordonnée *Z* représente la direction perpendiculaire au plan et σ_{zz} est la contrainte suivent cette direction.

Dans tous les résultats, les forces et contraintes de compression, de même que les pressions interstitielles, sont comptées négativement.

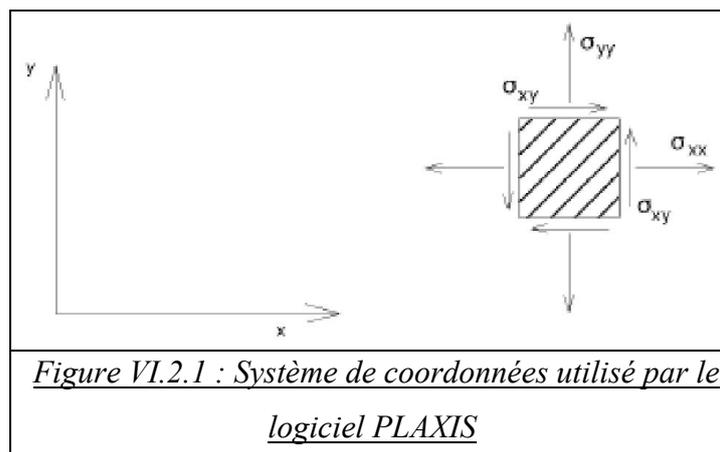


Figure VI.2.1 : Système de coordonnées utilisé par le logiciel PLAXIS

3. LES TESTS PRELIMINAIRES:

Avant de commencer l'élaboration de modèles complexes, intégrant l'ensemble des données disponibles relatives au versant, il est recommandé de procéder à des calculs sur des modèles plus simples afin de déterminer les caractéristiques principales des futurs modèles. En particulier, il est primordial de connaître les limitations imposées à la fois par le logiciel et par la puissance de calcul disponible, qui vont déterminer le degré de complexité – et donc le réalisme admissible – du modèle numérique.

Par exemple, les dimensions du modèle global, la finesse du maillage et les conditions aux limites sont autant d'éléments que l'utilisateur doit déterminer avec intelligence, afin de tirer le meilleur parti de son modèle. Un choix judicieux de ces paramètres peut aboutir à une meilleure représentation du modèle réel, donnant des résultats corrects pour des temps de calcul moindres.

3.1 CHOIX DE LA TAILLE DU MODELE :

La détermination des dimensions du modèle global, par rapport à celles de la zone d'étude, a été le point de départ de notre analyse. La taille de la région modélisée doit être suffisamment importante pour éviter les effets d'interaction avec les limites si celles-ci sont trop proches de la zone d'étude, mais relativement petite afin de minimiser les temps de calcul.

Des études paramétriques permettent d'évaluer l'étendue minimale de la région à numériser pour que l'effet des chargements appliqués ne soit pas perturbé par les limites du

modèle. En théorie, pour un modèle infini les limites doivent avoir une influence minimale, voire nulle, sur la zone d'étude. Réciproquement, le chargement doit avoir une influence minimale sur les limites du modèle. Parallèlement, au fur et à mesure que la taille du modèle diminue, la présence des bords du maillage influence l'état de contraintes régnant à proximité du chargement. En déterminant un seuil de tolérance sur la variation des contraintes et/ou des déformations au niveau de la zone d'étude, on pourra ainsi déterminer une taille optimale, pour laquelle les limites du modèle influencent peu les modifications liées au chargement.

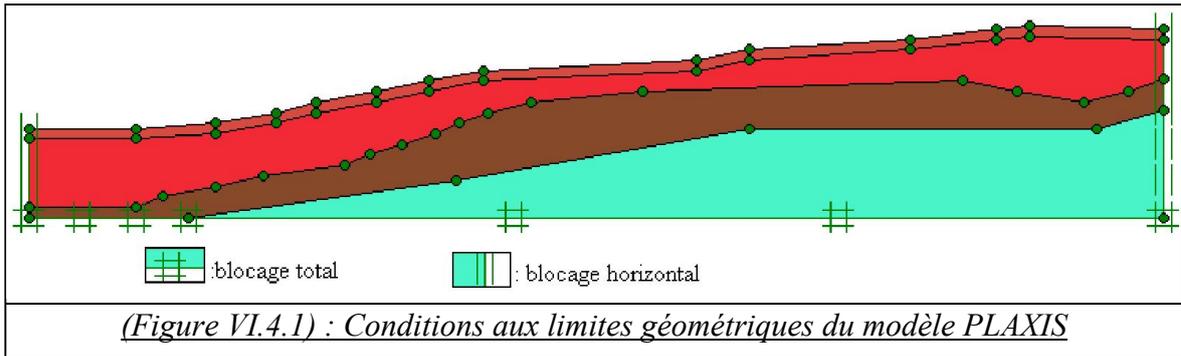
Si l'écart entre les résultats est faible, le modèle peut être considéré comme suffisamment grand. En revanche, si des différences significatives apparaissent, il est indispensable d'augmenter la taille du modèle.

4. BLOCAGE :

Les blocages sont des déplacement imposés nuls. Ces conditions peuvent être appliquées sur des lignes géométriques comme sur des points. Dans le modèle géométrique, une distinction peut être faite entre les blocages horizontaux ($u_x = 0$) et les blocages verticaux ($u_y = 0$), comme on peut également utiliser un blocage total qui est la combinaison des deux précédents ($u_x = u_y = 0$).

Pour notre modèle nous utilisons le réglage standard des conditions aux limites géométrique imposé par *PLAXIS*. Ces conditions aux limites sont générées suivant les règles suivantes (*figure VI.4.1*) :

- a. Les lignes géométriques verticales pour lesquelles l'abscisse x est égale à la plus petite ou à la plus grande des abscisses x du modèle sont bloquées horizontalement ($u_x = 0$).
- b. Les lignes géométriques pour lesquelles la cote y est égale à la plus petite ordonnée y du modèle sont entièrement bloquées ($u_x = u_y = 0$).

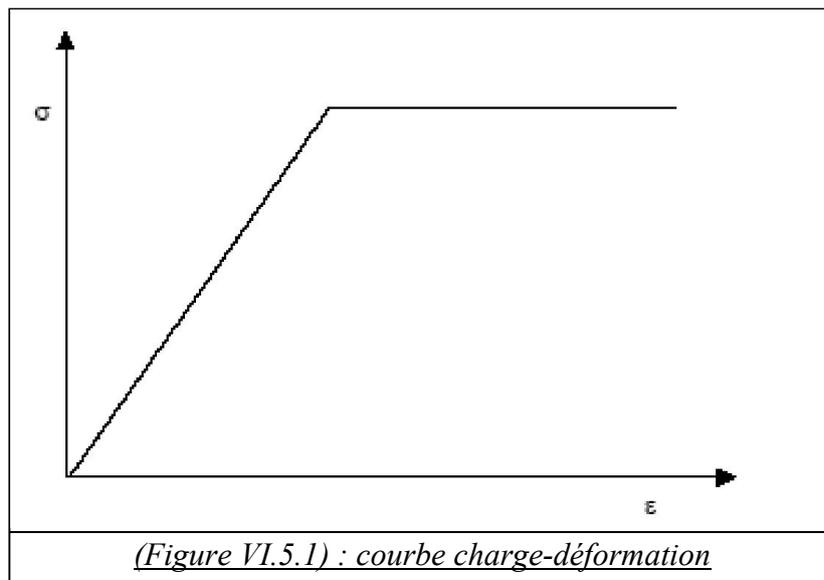


5. MODELE DE COMPORTEMENT :

5.1 MODELE DE MOHR-COULOMB :

PLAXIS regroupe plusieurs modèles élastoplastiques (*MOHR COULOMB*, *HARDENING SOIL MODEL*, *SOFT SOIL MODEL*...) décrivant le comportement des géomatériaux. Il reste toutefois à l'utilisateur de choisir le modèle le mieux adapté au problème qu'il désire traiter en fonction des conditions rencontrées in situ.

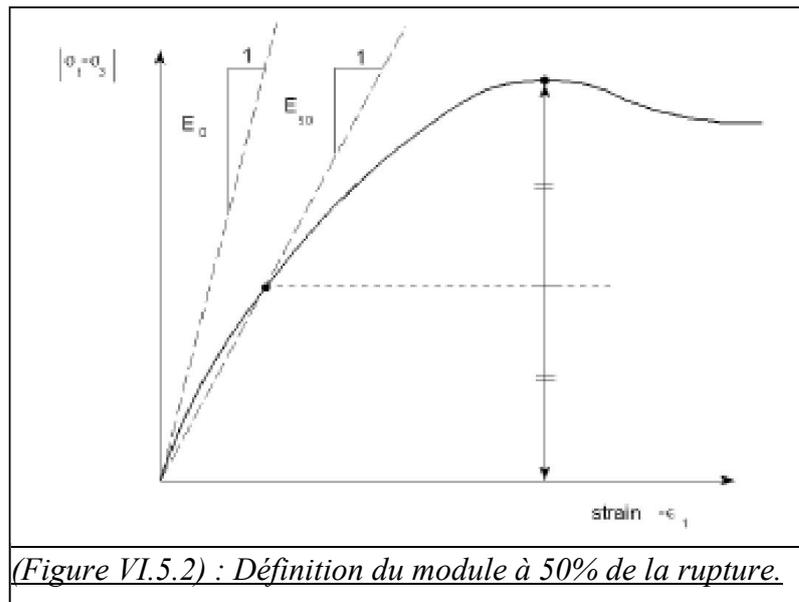
Nous avons employé le modèle élastoplastique, celui de *MOHR-COULOMB* sans écoulement qui est caractérisé par la courbe charge-déformation suivante :



Ce modèle de *MOHR-COULOMB* demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ ,

respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin, ce modèle est non associé et $\psi = \varphi - 30^\circ$ (PLAXIS 1995) est l'angle de dilatance.

Module de Young : Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de *MOHR-COULOMB*, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{\max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). La détermination de ce module nécessite des essais spéciaux. Il est souvent conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50% du déviateur à la rupture (voir figure VI.5.2).



Les propriétés de ce modèle pour le cas du versant *BOUSSOUF* sont mentionnées dans le tableau (VI.1). Certaines données ont dû être adaptées aux modèles numériques car elles ne correspondaient pas spécifiquement aux besoins du logiciel (modules oedométrique et de cisaillement) tandis que d'autres, inexistantes, ont dû être évaluées empiriquement.

MOHR-COULOMB		remblai	Argile brune gypseuse	Argile jaunâtre marneuse	Argile brune
γ_{unsat}	[KN/m ³]	18.80	21.00	18.10	16.60
γ_{sat}	[KN/m ³]	22.5	23	21.20	19.60
k_x	[m/day]	0.00	0.00	0.00	0.00
k_y	[m/day]	0.00	0.00	0.00	0.00
e_{init}	[-]	1.00	1.00	1.00	1.00
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15	1E15
c	[KN/m ²]	2.50	1.50	12.50	5.00
φ	[°]	25.0	20.00	15.000	15.000
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00	0,00
ν	[-]	0.37	0.40	0.43	0.43
E	[KN/m ²]	1E4	2,5E4	2,5E4	2,5E4
G	[KN/m ²]	3649,635	8928,571	8741,259	8741,259
E_{Oed}	[KN/m ²]	1,769E+04	5,357E+04	7,118E+04	7,118E+04

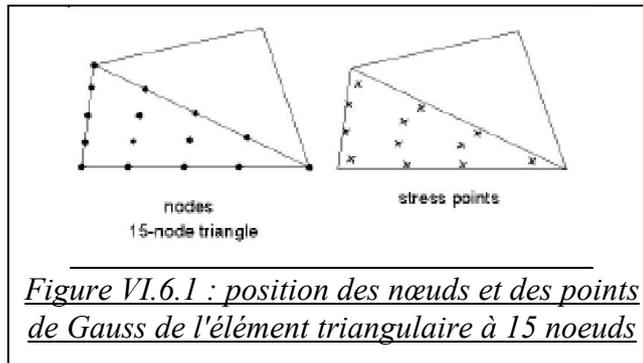
Tableau VI.1 : paramètres de modèle elasto-plastique du MOHR-COULOMB

6. GENERATION DU MAILLEGE :

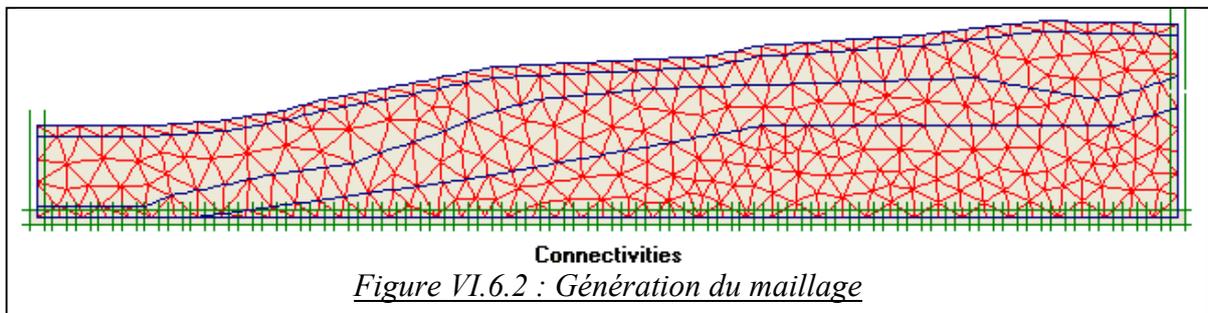
Lorsqu' un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches, la géométrie doit être divisée en éléments finis.

L'élément fondamental, utilisé dans notre modèle est l'élément triangulaire à 15 nœuds, il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contraintes). Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes. Comme par exemple le calcul de rupture de sol incompressible. [25] [26] [27].

Un élément triangulaire à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments triangulaires à 06 nœuds (éléments triangulaires à 06 nœuds c'est l'élément de base du logiciel *GEO4FEM*), étant donné que le nombre de nœuds et de points de *GAUSS* est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 06 nœuds réunis [29] :



Le maillage utilisé pour les calculs est présenté sur la figure (VI.6.2), Il est constitué par 5591 nœuds et de 671 éléments, avec 8052 points de GAUSS, il est réalisé en élément fini à 15 nœuds, chargé par le poids propre de sol (pression interstitielle compris).



7. APPLICATION ET MAINTIEN D'UN CHAMP DE CONTRAINTES INITIALES :

Une fois que le maillage a été généré, la deuxième étape de création de notre modèle numérique consiste à instaurer, au sein du massif de sol, un champ de contraintes initiales correspondant à un état d'équilibre stable. Le problème, dans un modèle comportant une topographie irrégulière ou simplement non horizontale, est de pouvoir générer et maintenir un champ de contraintes, de telle sorte qu'il soit en équilibre avec les forces de gravité et les conditions aux limites du modèle.

Dans le cas simple du chargement lithostatique, pour un milieu hétérogène limité par une surface topographique horizontale, la contrainte verticale σ_v est due au poids des sols supérieures, tandis que la contrainte horizontale σ_h est égale à une fraction ou une fonction affine de σ_v . L'application d'un gradient de contraintes obéissant à ces deux critères suffit à obtenir un état d'équilibre stable dans tout le modèle.

En revanche, lorsque la topographie est irrégulière, la détermination d'un état de contraintes aboutissant à un équilibre des forces dans le modèle est une tâche très complexe. La solution consiste à laisser le code de calcul gérer de manière autonome la répartition des contraintes dans le modèle, éventuellement à partir d'un champ de contraintes initiales imposé par l'utilisateur. Cette phase de calcul est dénommée consolidation du massif.

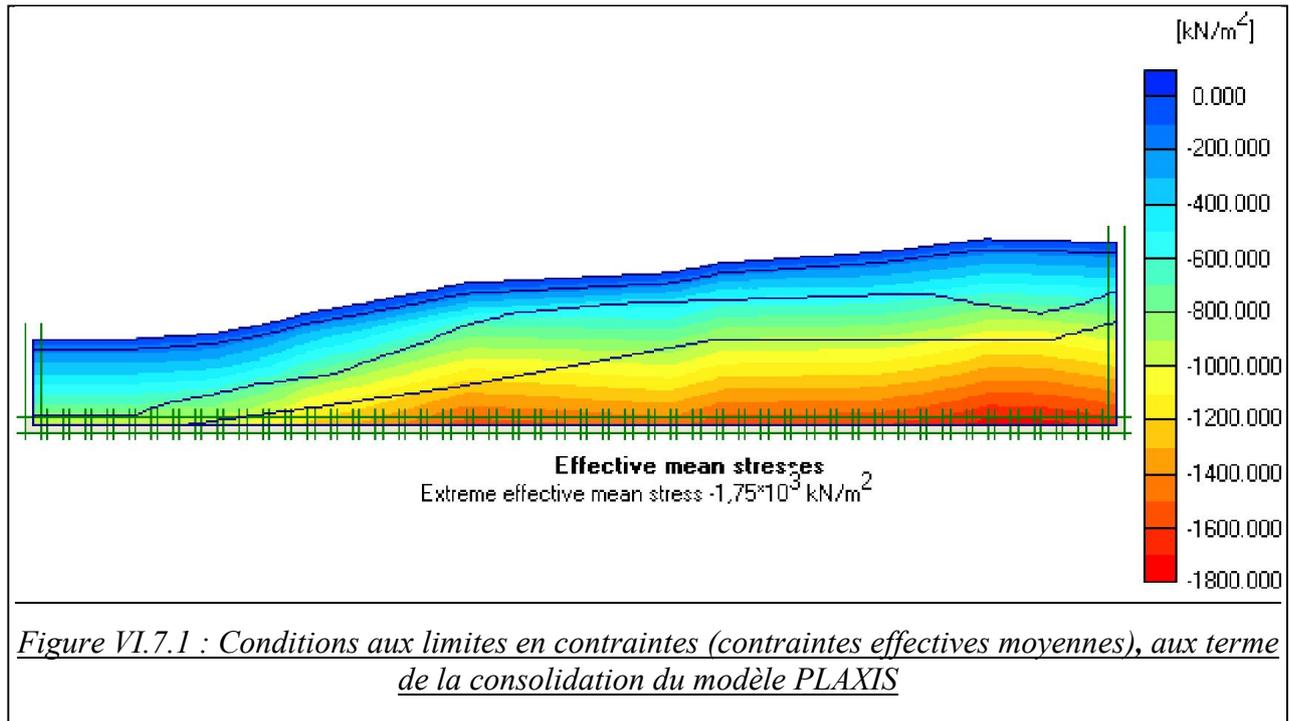
CONDITIONS AUX LIMITES RETENUES :

Dans le cas du versant *BOUSSOUF*, le maintien de l'état de contraintes initiales (après consolidation du massif) est une tâche rendue très délicate par la topographie complexe, et qui risque de s'accroître avec la prise en compte de l'hétérogénéité des matériaux des sols constituant le versant *BOUSSOUF*.

En effet, les masses des sols constituant le versant (c'est-à-dire celles situées à des altitudes supérieures aux limites latérales du modèle) exercent une poussée importante sur les couches inférieures, dont les effets sur le champ de contraintes in situ se ressentent à grande distance.

Le fait de repousser les limites latérales tout en conservant une altitude maximale constante sur une distance de plusieurs centaines de mètres, à la gauche comme à la droite du modèle, permet de limiter partiellement l'effet de ces perturbations, mais ne l'annule pas complètement.

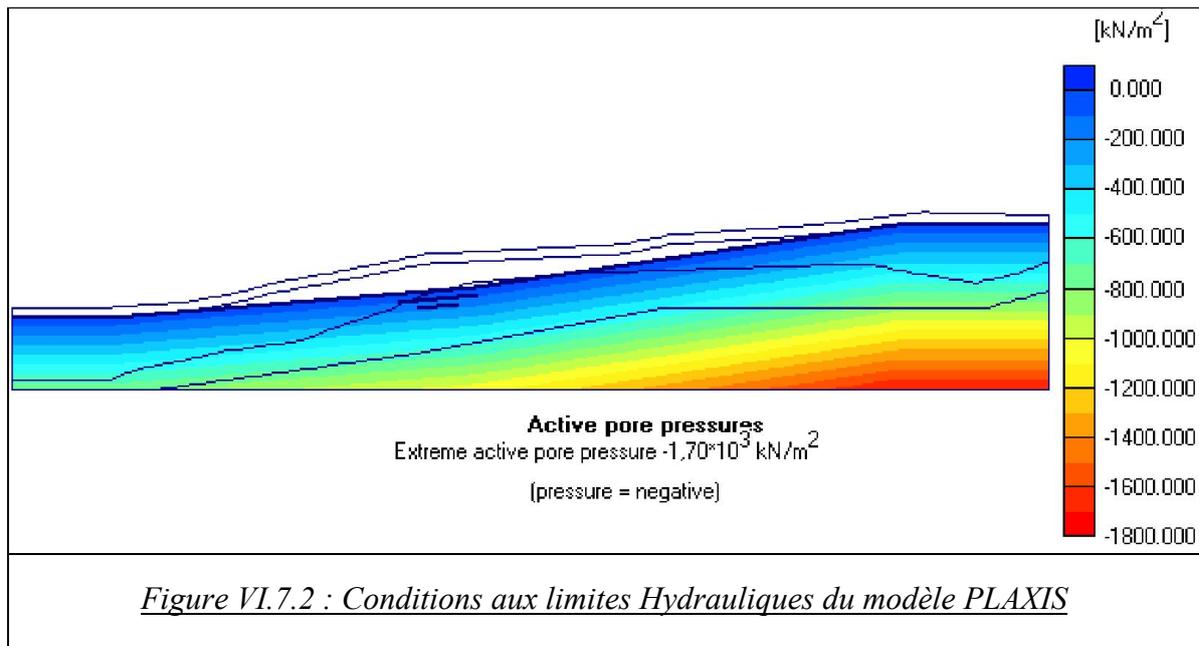
La figure (*VI.7.1.*) présente les courbes d'isovaleurs de contraintes effectives moyennes obtenues après consolidation du massif pour les conditions aux limites explicitées aux paragraphes *03* et *04* de ce chapitre.



AJOUT D'UNE SURFACE PIEZOMETRIQUE

Une étape importante est la prise en compte de l'eau dans les modèles numériques. L'eau est présente dans le massif à travers les pores du sol. La prise en compte du facteur hydrogéologique passe notamment par l'utilisation de contraintes effectives qui considèrent la présence d'une pression interstitielle, calculée à partir de niveaux piézométriques prédéfinis.

La surface piézométriques délimitée par cette eau souterraine a donc été introduite dans les simulations, et son tracé a été réactualisé au fur et à mesure de l'avancée de calcul. La figure (VI.7.2) présente le niveau de la nappe phréatique. Cette figure présente également les courbes d'isovaleurs de pressions interstitielles à l'intérieur du massif.



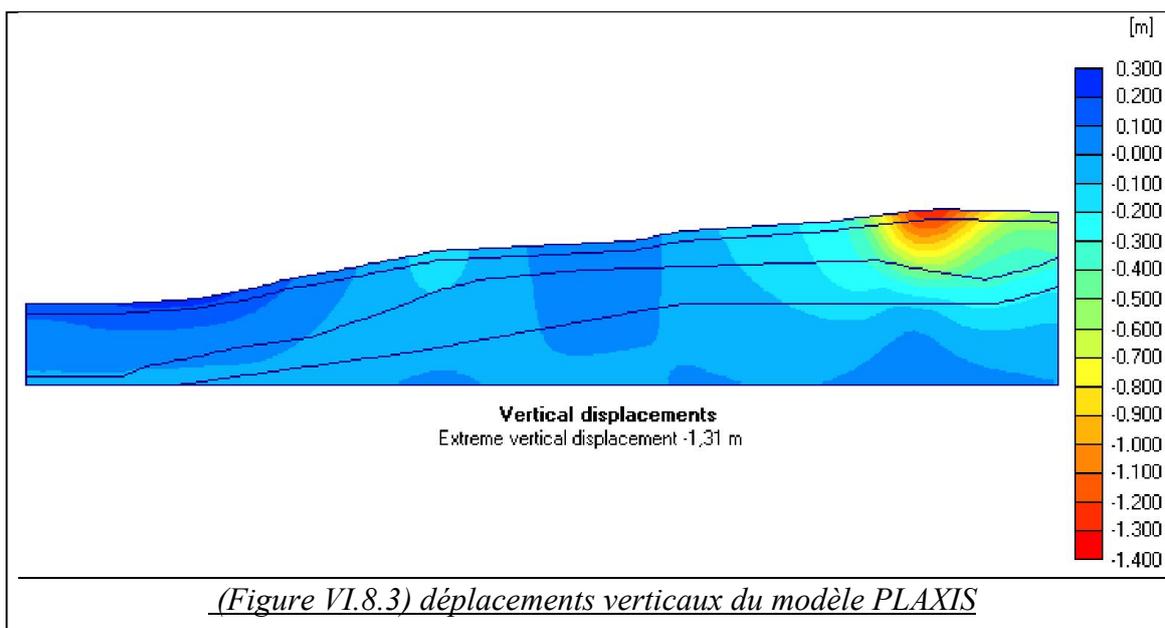
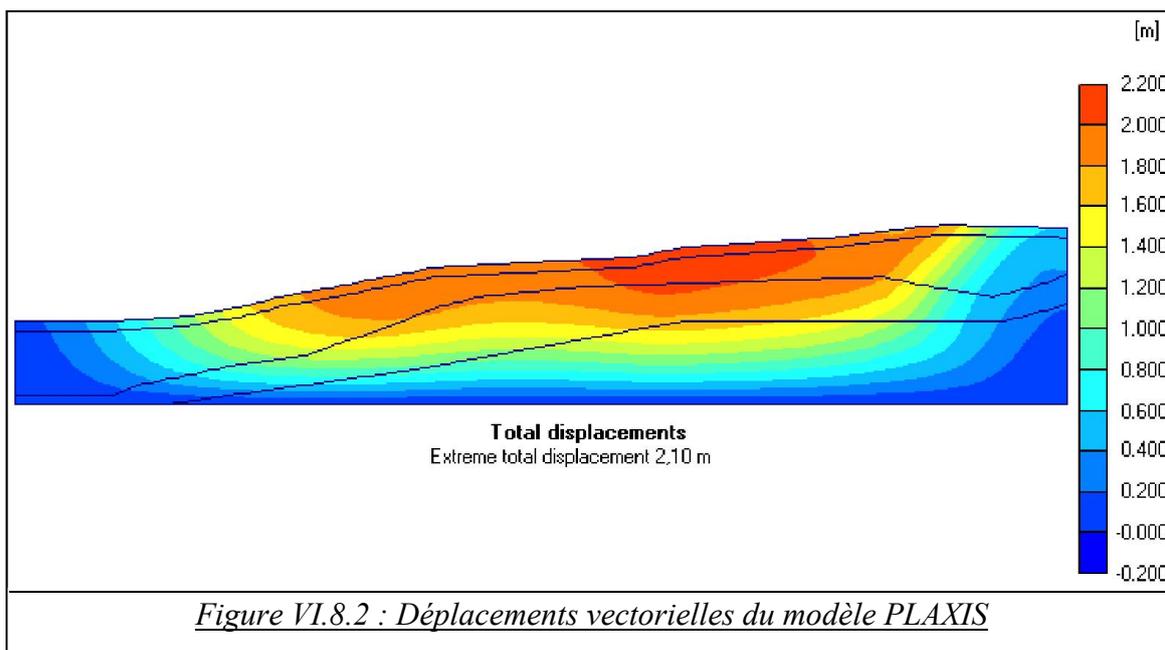
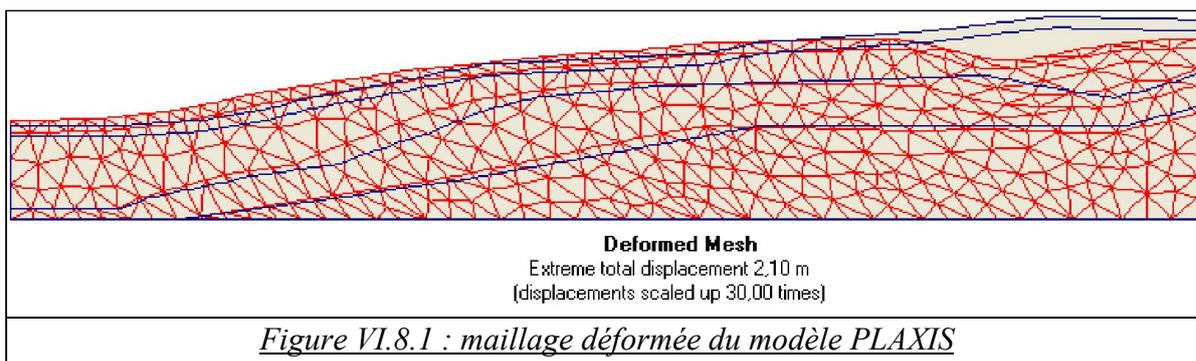
8. ANALYSE DES DEPLACEMENTS :

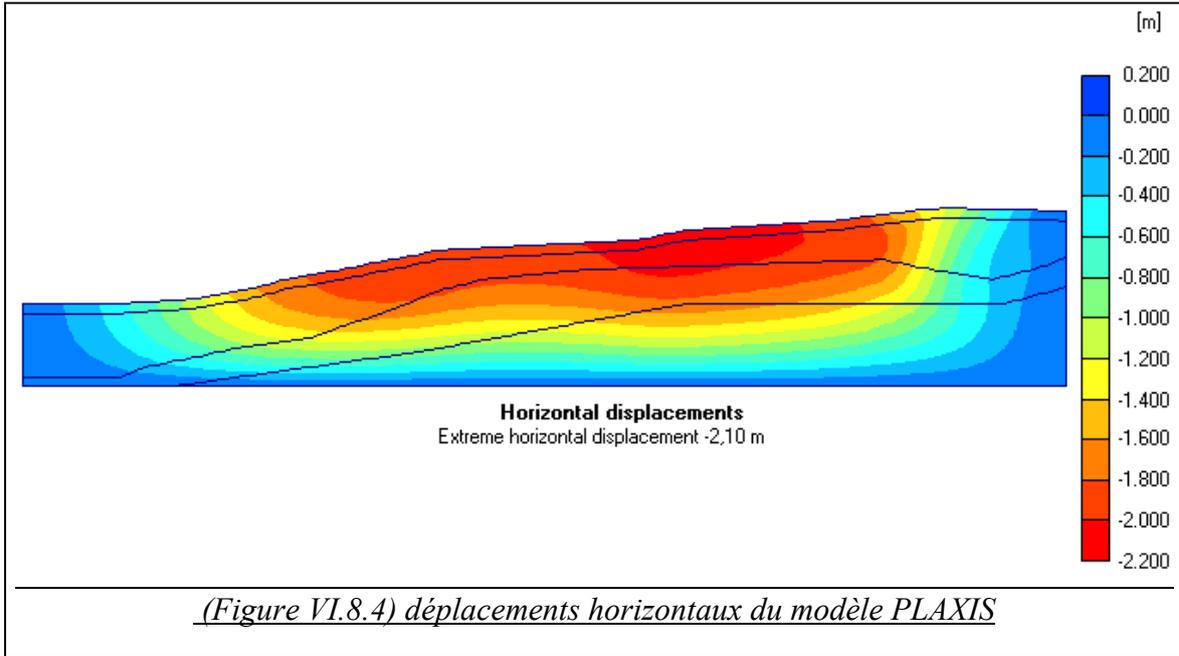
Le maillage déformé de notre modèle est présenté sur la figure (VI.8.1). Cette déformation est due seulement au poids propre de terrain.

La figure (VI.8.2) indique la distribution des déplacements vectoriels avec une valeur maximal de $2,10m$, ces déplacements diminuent en fonction de profondeur jusqu'à une valeur nulle a la base du versant. Cette distribution de déplacements donne une idée sur la masse du sol en mouvement et celle stable.

La figure (VI.8.3) présente également les déplacements verticaux avec une valeur maximale de la crête d'environ $-1,31m$ ($-1,35m$ avec *GEO4FEM*). Nous avons aussi observé sur la figure (VI.8.4) une distribution d'isovaleurs de déplacements horizontaux à une valeur maximale de $-2.10m$ ($-1,65m$ avec *GEO4FEM*).

L'étude de la déformation à l'aide de la méthode des éléments fini, nous a permis de constater que les déformations du versant *BOUSSOUF* sont très importantes, malgré il est chargé uniquement par son poids propre. Et nous croyons que ces déformations ne sont pas acceptables pour les constructions.





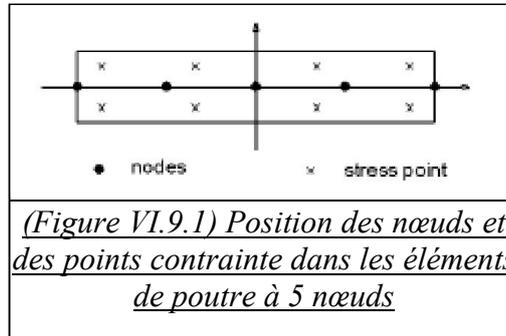
9. MODELE AVEC UNE CONSTRUCTION :

Sur le même modèle précédent du versant *BOUSSOUF*, nous modélisons un bâtiment de 05 étages encasté à sa base dans le sol, ce bâtiment est de 15m de hauteur et de 15m de longueur. Sa structure porteuse est constituée par des voiles en béton armé (*Figure VI.9.2*). Le comportement mécanique des matériaux de cette construction suit le critère élastoplastique avec les propriétés mentionnées dans le tableau (*VI.2*).

Les voiles sont modélisés dans le code *PLAXIS* par un ensemble des plaques dans la direction perpendiculaire au plan. A l'aide de la méthode des éléments finis en 02 dimensions, nous pouvons modéliser ces plaques par des éléments poutre à trois degrés de liberté par nœuds (*Figure VI.9.1*) : deux degrés de liberté en translations (u_x et u_y) et un degré de liberté en rotation (rotation dans le plan $x-y$: ϕ_z), chaque élément de poutre est défini par 05 nœuds qui sont combinés avec les éléments triangulaires de sol à 15 nœuds.

Dans le logiciel *PLAXIS* les éléments poutre sont basés sur la théorie de Mindlin [28]. Cette théorie prend en compte les déformations de la poutre par effort tranchant et celles dues à la flexion. Les éléments poutre peuvent en outre plastifier si le moment de flexion maximal ou l'effort normal maximum, atteint un seuil défini au préalable (seuil de plasticité).

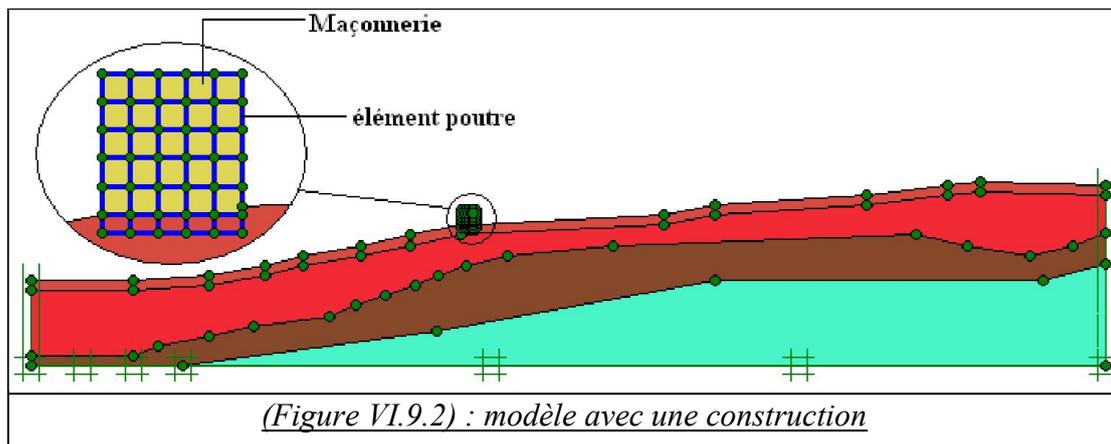
Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion EI , leur raideur normale EA et leur moment fléchissant ultime.



Les paramètres mécaniques des éléments du bâtiment de notre modèle sont résumés dans le tableau ci-dessous :

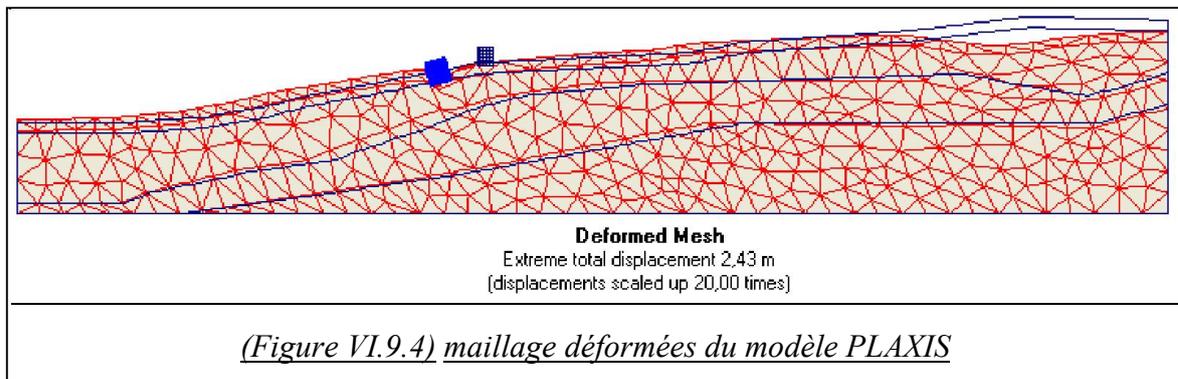
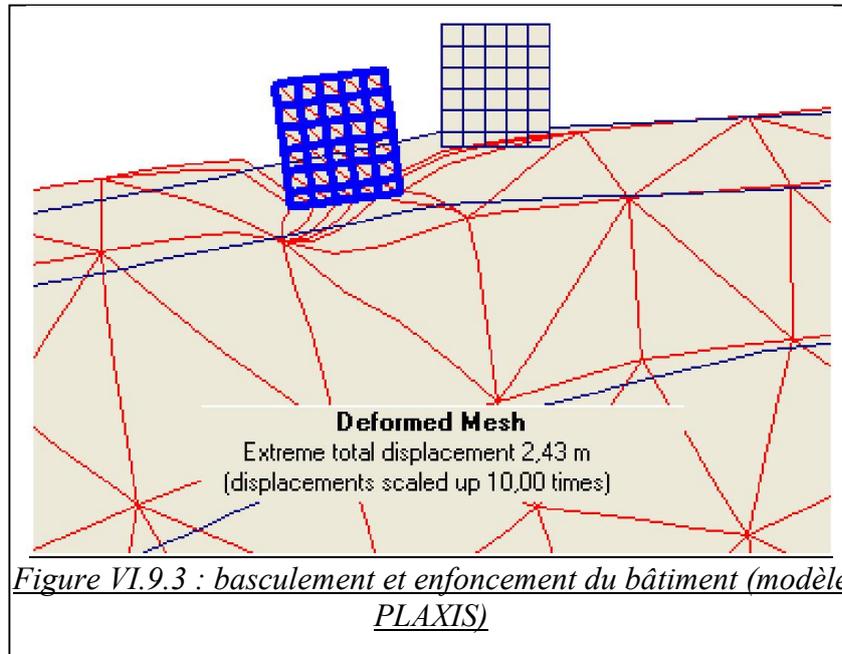
Elasto-plastique	Elément poutre	maçonnerie
EA [KN/m]	5E6	-
EI [KNm ² /m]	9000.00	-
ν [-]	0.15	-
M_p [KNm/m]	1E15	-
N_p [KN/m]	2,358E16	-
γ [KN / m ²]	-	25
E [KN / m ²]	-	3,2E7
ν	-	0,15
G [KN / m ²]	-	1,391E7

Tableau VI.2 : paramètres mécaniques de la constructions (modèle PLAXIS)



9.1 ANALYSE DES DEPLACEMENTS CUMULE :

L'introduction de la construction dans le modèle (figure VI.9.2) entraîne évidemment un chargement de l'état de contraintes dans le sol, ainsi qu'un enfoncement de la construction dans le sol.

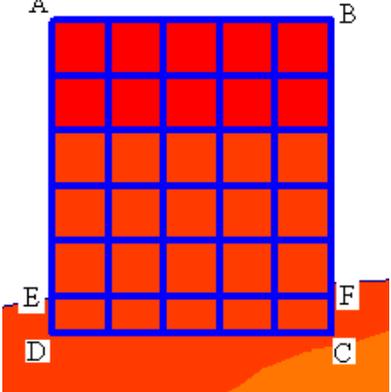


Après stabilisation du calcul, on observe d'autre part, le basculement vers l'avant de la construction que la modélisation par *GEO4FEM* avait déjà permis de noter (figure VI.9.3). Sur la figure (VI.9.5) sont localisés quelques points d'observation pour lesquels les déplacements horizontaux (X) et verticaux (Y) ont été suivis.

Les vecteurs de ces déplacements obtenus par le logiciel *PLAXIS* sont rassemblés dans tableau VI.3.

Le tassement à la base de construction a une valeur moyenne de $-0,75\text{m}$ (figure VI.9.7) ($-2,45$ avec *GEO4FEM*) avec une valeur minimale à l'arrière de $-0,63$ ($-2,25$ avec *GEO4FEM*) et une valeur maximale à l'avant de $-0,84\text{m}$ ($-2,65$ avec *GEO4FEM*). Le tassement différentiel est donc de 21cm (40cm avec *GEO4FEM*) ce qui représente une rotation relative évaluée par le rapport $21/1500 \approx 1/31,48 < 1/100$ (1500cm est la longueur de la fondation de la construction) correspondant à la limite pour laquelle des dommages sont à craindre dans la structure des bâtiments, avec nombreuses fissures dans les parois non porteuses en béton et en briques (Figure.IV.4 : distorsions angulaires admissibles selon BJERRUM).

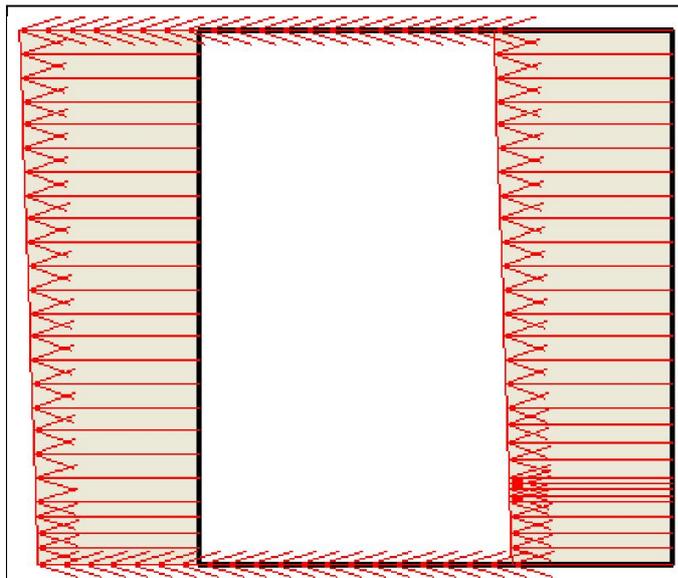
La figure (VI.9.6) indique également un déplacement horizontal allant de $-2,07\text{m}$ ($-1,50\text{m}$ avec *GEO4FEM*) à la base jusqu'à $-2,28\text{m}$ ($-1,90\text{m}$ avec *GEO4FEM*) au sommet, ce qui provoque un basculement de l'immeuble vers l'avant (avec une valeur de $\alpha = 0,80^\circ$ ($\alpha = 1,53^\circ$ avec *GEO4FEM*)).



noeuds	$x[m]$	$y[m]$	$u_x[m]$	$u_y[m.10^{-3}]$
A	325	555	-2,281	-838,221
B	340	555	-2,281	-631,657
C	340	538	-2,046	-631,320
D	325	538	-1,319	-329,771
E	325	540	-2,071	-838,221
F	340	540	-2,074	-631,452

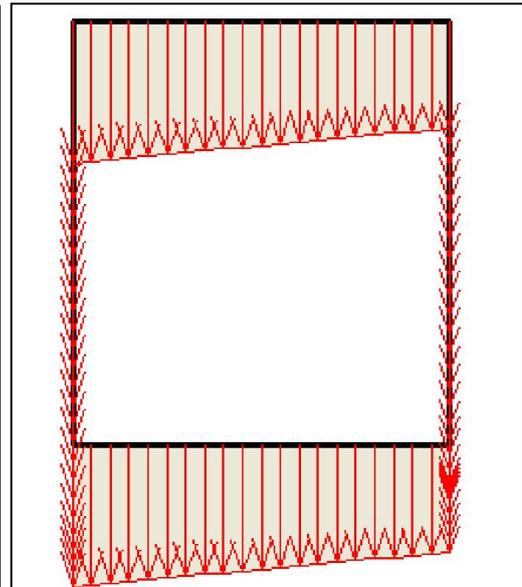
(Figure V.9.5)

Tableau VI.3 : déplacements des points suivis



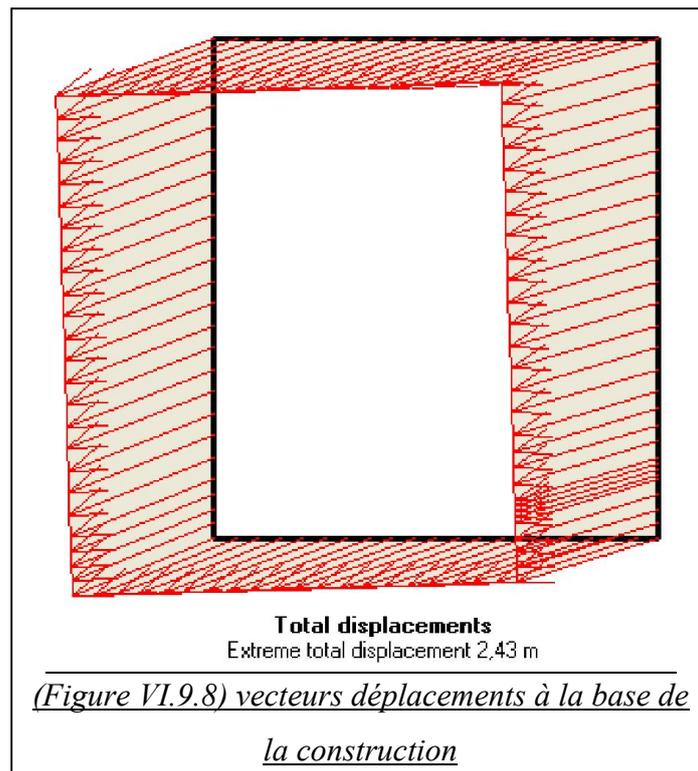
Horizontal displacements
Extreme horizontal displacement -2,28 m

Figure VI.9.6 : déplacements horizontaux à la base de la construction



Vertical displacements
Extreme vertical displacement $-838,22 \cdot 10^{-3}$ m

Figure VI.9.7 : déplacements verticaux à la base de la construction



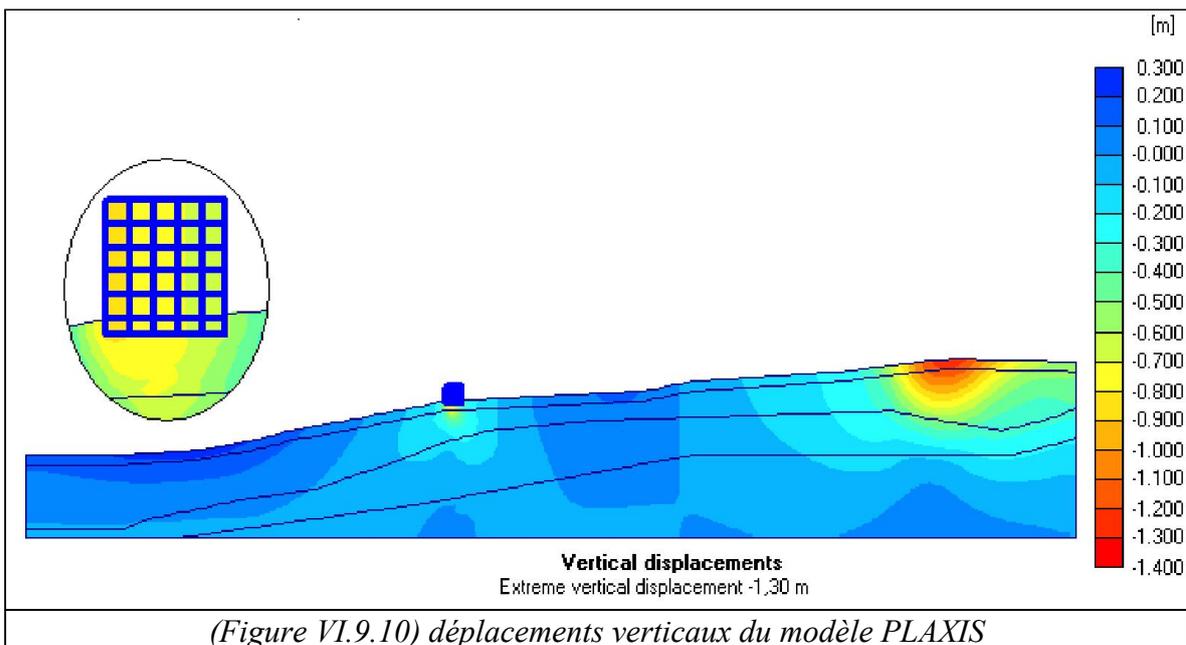
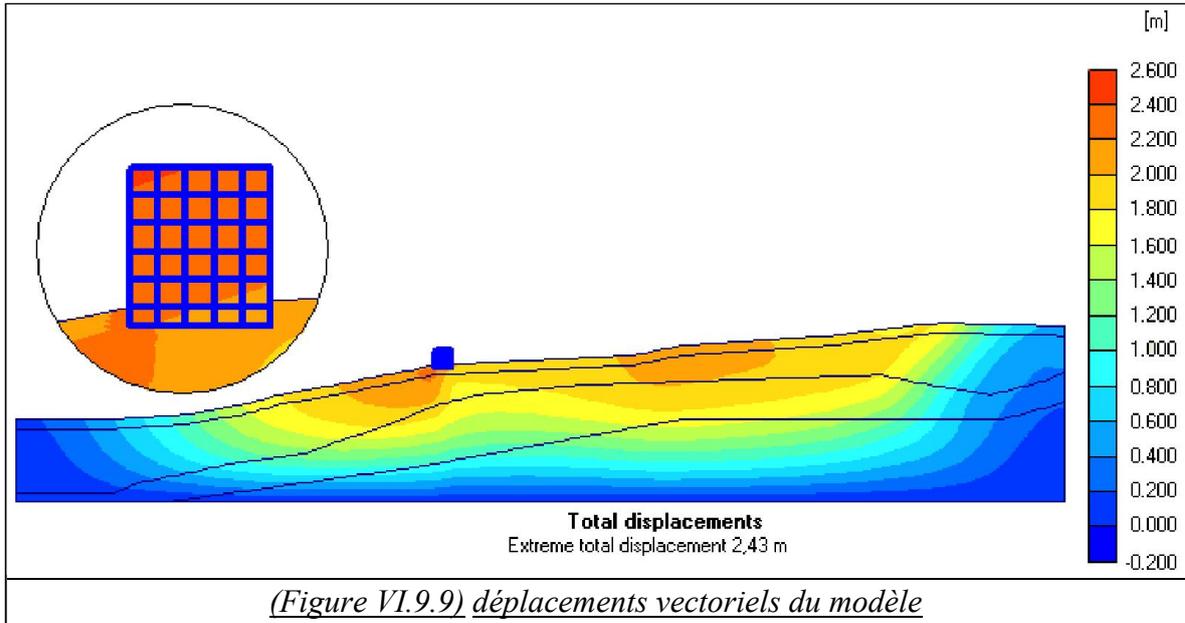
Total displacements
Extreme total displacement 2,43 m

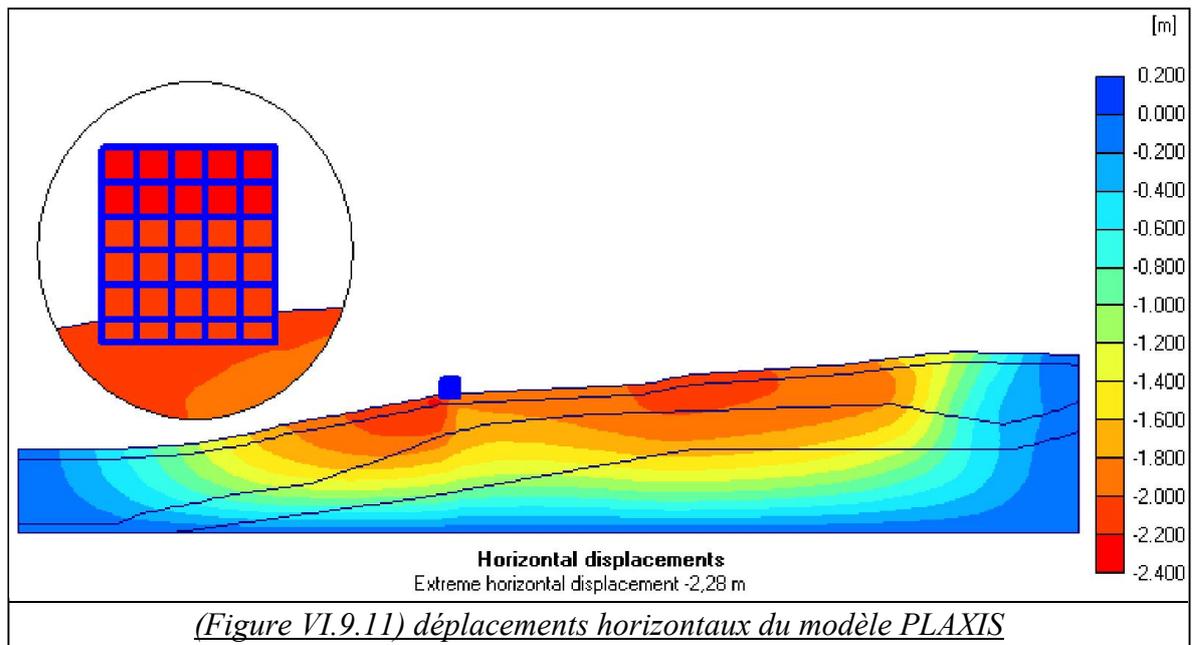
(Figure VI.9.8) vecteurs déplacements à la base de la construction

La figure (VI.9.9) représente le mouvement du versant vers l'extérieur, en raison d'une topographie asymétrique plus élevée vers la droite (583 mètres) que vers la gauche (+485 mètres). La poussée générée par ce relief se fait surtout ressentir à la fin de la consolidation. Cette figure présente également un déplacement maximale du versant d'environ 2,20m .

Le tassement maximal du talus se produit au niveau de la crête avec une valeur maximal $-1,30m$ ($-1,42m$ avec *GEO4FEM*) (figure V.9.10). Ceci est prévisible dans la mesure où c'est l'endroit où le chargement des terres est le plus élevé.

Des déplacements horizontaux dirigés à l'opposé de l'axe X avec une valeur maximal de $-2,28m$ ($-1,90m$ avec *GEO4FEM*), Ceci est se justifie par le fait que le massif n'est pas bloqué dans son extension dans ce sens (Figure V.9.11).





La différence entre les résultats obtenus avec le logiciel *GEO4FEM* et celles obtenus par *PLAXIS*, s'explique par l'hypothèse simplificatrice utilisé lors de modélisation de la construction, tel que nous avons modélisé la construction dans le logiciel *GEO4FEM* par un corps rigide a un comportement linéaire élastique (ce qui pas la réalité), par contre dans le logiciel *PLAXIS* nous avons modélisé la structure réelle de la construction avec un comportement mécanique élastoplastique de matériaux.

D'autre part l'élément fini utilisé dans le logiciel *PLAXIS* est plus puissant que celui utilisé dans le code *GEO4FEM*, puisque le nombre des nœuds et les points d'intégration de l'élément de *PLAXIS*, est plus grand de celui de *GEO4FEM*.

C'est pourquoi nous avons constaté que les résultats obtenu par le *PLAXIS* sont plus exacte que celles de *GEO4FEM*.

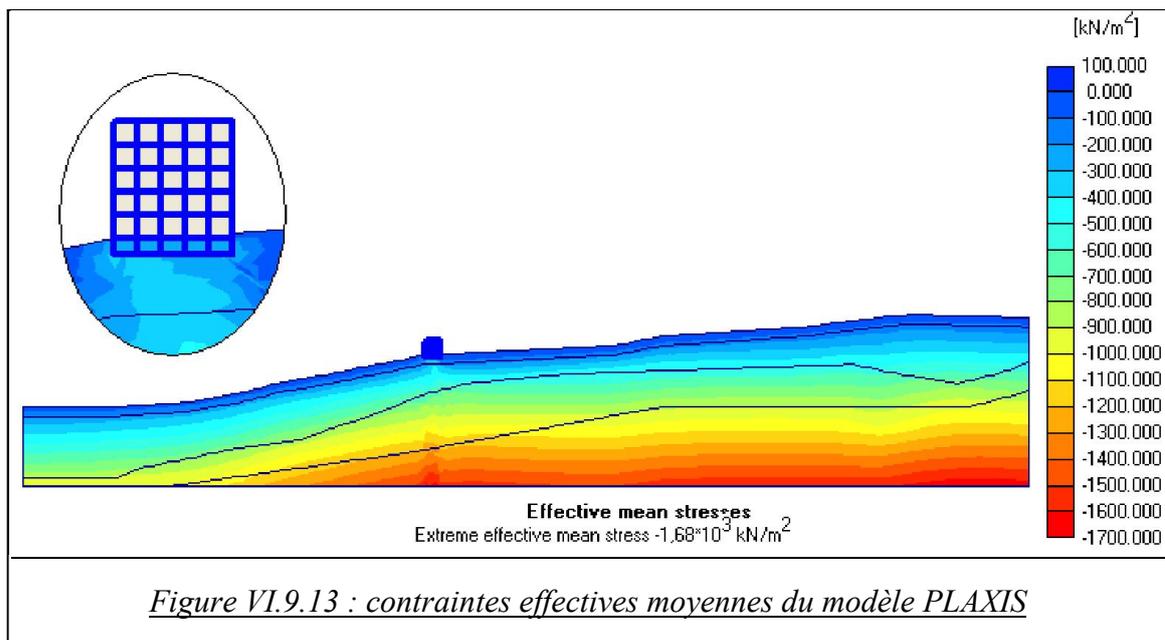
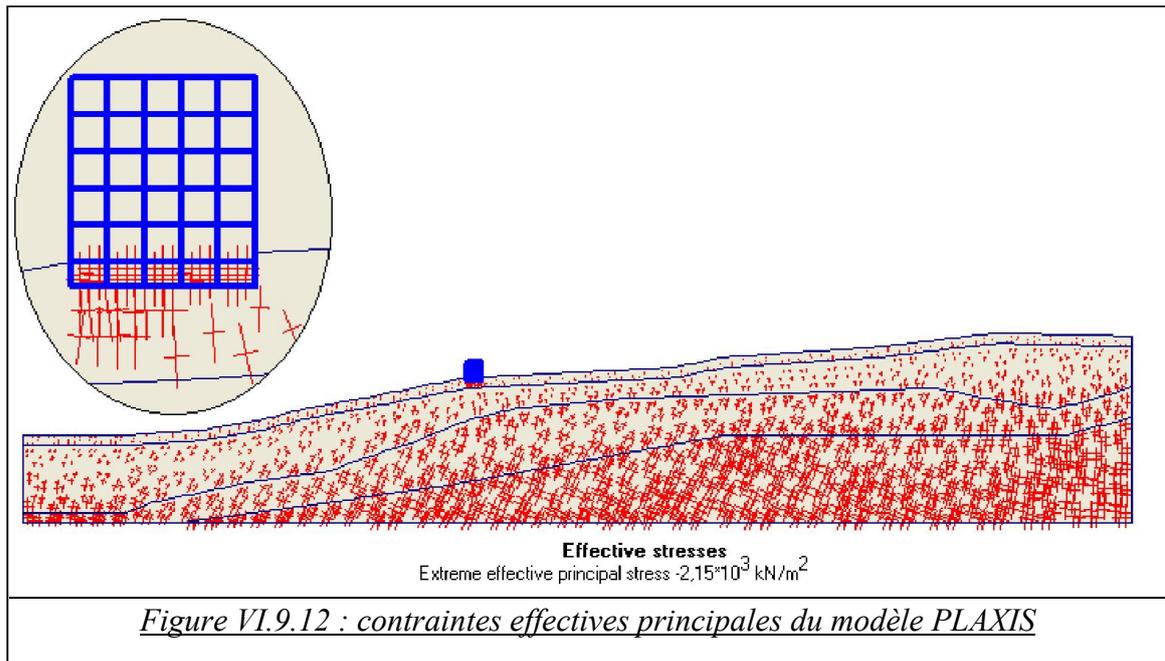
9.2 ANALYSE DES CONTRAINTES :

L'observation des figures (VI.9.12), (VI.9.13), (VI.9.14) , qui indiquent la distribution des contraintes effectives respectivement principales, moyenne et de cisaillement relatives τ_{rel} . Nous permet de faire les remarques suivantes :

De ces figures on observe d'abord que la valeur maximale des contraintes moyennes effectives du versant tel qu'il est calculé par *PLAXIS* vaut $-1680KN/m^2$ (figure VI.9.13),

c'est-à-dire quasiment la même valeur qu'avec le calcul réalisé avec *GEO4FEM*. Cette figure présente également une zone de contraintes moyenne importantes, à la base avant de la construction atteignant $-400\text{KN} / \text{m}^2$ (figure VI.9.13).

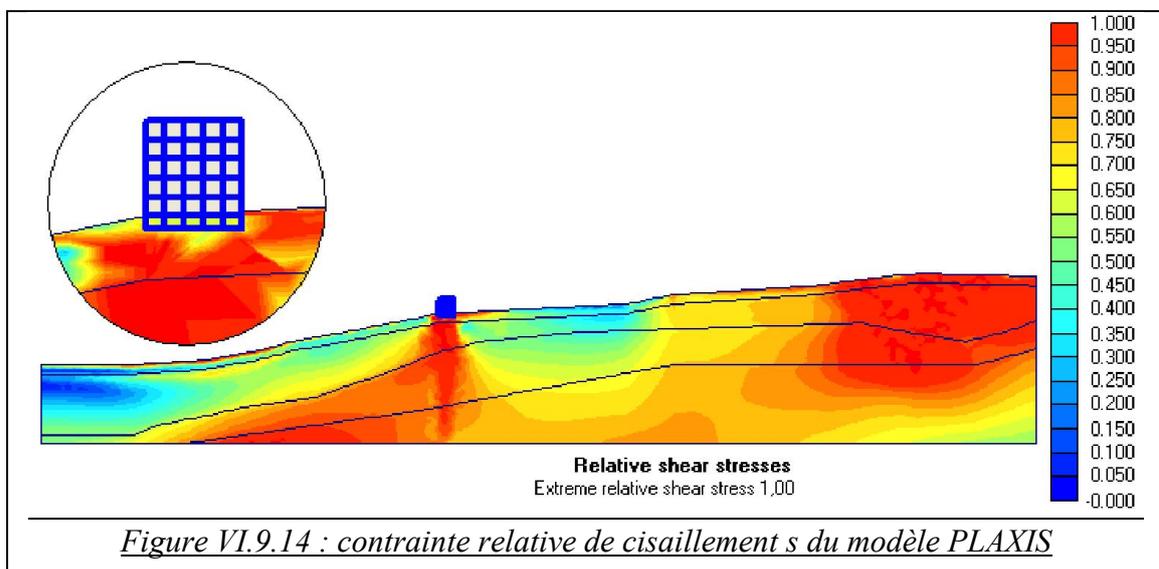
La distribution des contraintes dans le versant est sensiblement identique entre les modèles de *GEO4FEM* et de *PLAXIS*.



La figure (VI.9.14) présente la distribution des contraintes de cisaillement relatives τ_{rel} , à partir de ces contraintes on peut savoir si un point de contrainte est proche de l'enveloppe de rupture. Elles sont définies par la relation suivante :

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

Où τ est la valeur maximale de la contrainte tangentielle (le rayon du cercle de *MOHR*). Le paramètre τ_{max} est la valeur maximale de la contrainte tangentielle dans le cas où le cercle de *MOHR* deviendrait tangent à l'enveloppe de rupture de *COULOMB*, en gardant la contrainte moyenne constante.



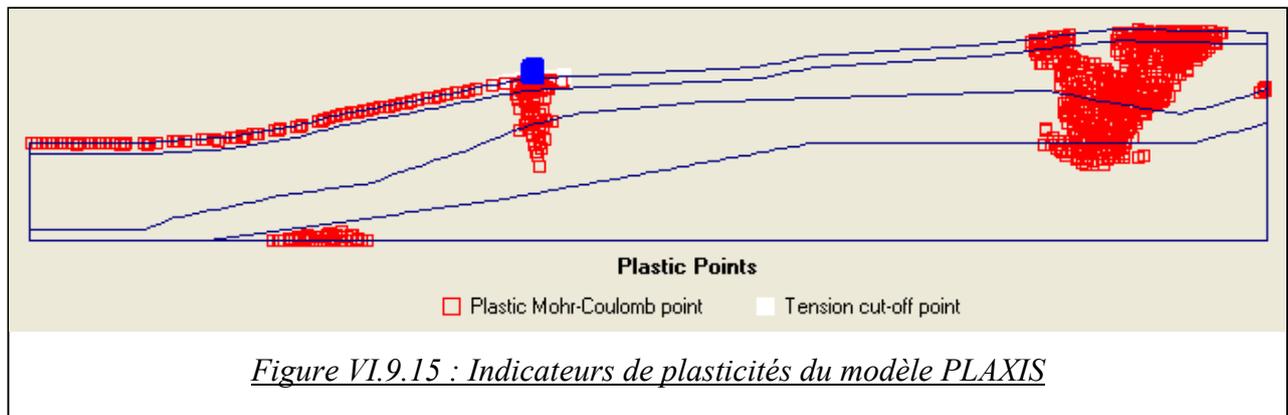
9.3 ANALYSE DE LA PLASTICITE

L'atteinte de valeurs de contraintes élevées dans le modèle numérique induit à plusieurs endroits un dépassement du critère de rupture de *MOHR-COULOMB* et le développement de zones de plasticité autour de la construction (figure VI.9.16).

Cette entrée en rupture des matériaux à proximité de la base de la construction est due principalement au relâchement important des contraintes pendant le chargement. Elle intervient en majorité dans les régions affaiblies mécaniquement ou dans la zone fortement altérée (figure VI.9.15),

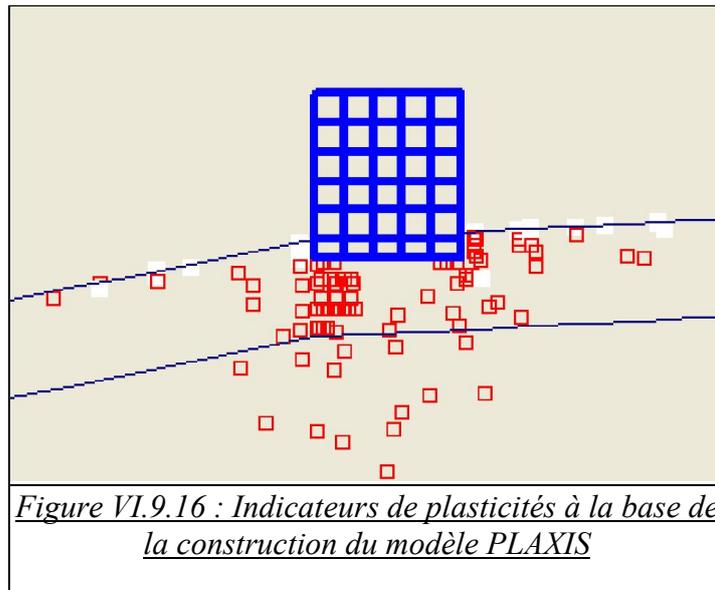
En réalité, ces indicateurs ne caractérisent pas une rupture authentique des matériaux, mais on peut cependant noter qu'ils présentent une distribution concentrée et localisée, principalement autour de la construction. Ils désignent ainsi des zones qui ont pu être potentiellement instables et/ou à la limite de la rupture lors de la redistribution des contraintes dans le modèle numérique. On surveillera leur répartition et leur évolution, tout en gardant à l'esprit que seuls comptent les indicateurs de plasticité actifs (rupture en cisaillement / en traction).

La figure (VI.9.14) représente la position des points plastique de *MOHR-COULOMB* pour lesquelles les contraintes se trouvent sur la surface de l'enveloppe de rupture de *COULOMB*, ils sont localisés principalement dans la zone fortement altérée (la crête).

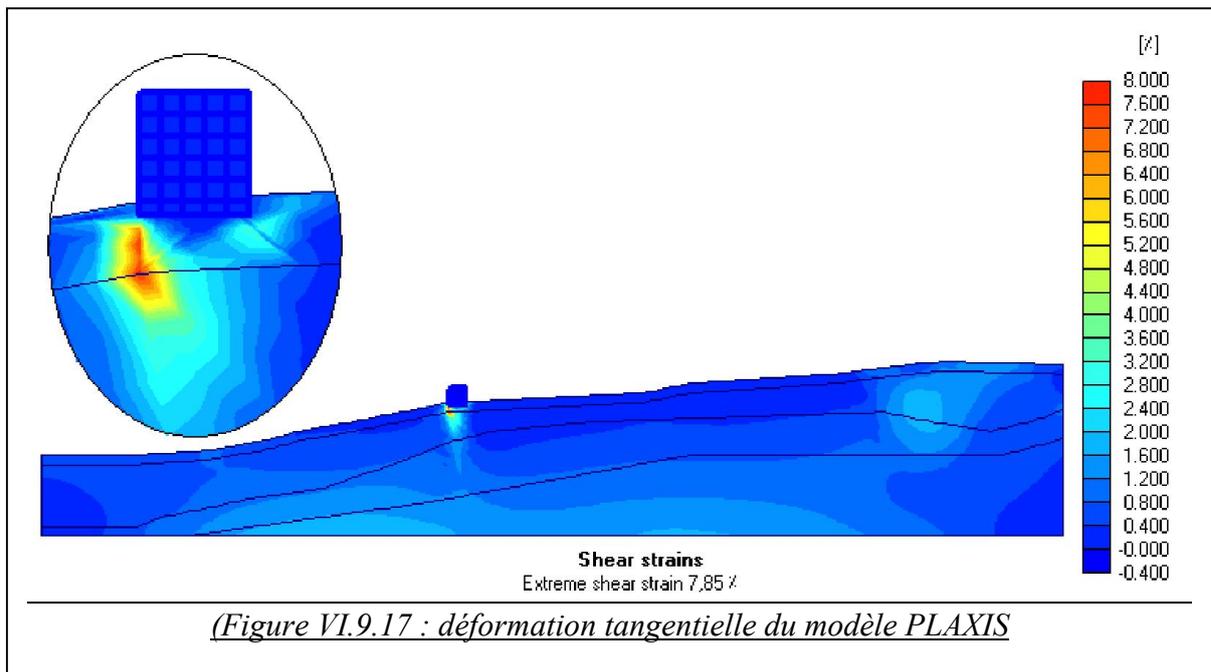


En ce qui concerne l'état de contrainte dans le sol au voisinage de la construction, la figure (VI.9.16) indique les endroits où le critère de rupture du sol (de type *MOHR-COULOMB*) est dépassé. Ces points, aussi appelés points plastiques, montrent donc l'existence, dans le sol, des zones de rupture ou des zones où le sol peut entrer en plasticité.

La plupart de ces points représentent des sollicitations par excès de cisaillement du sol, quelques uns situés à l'arrière et à l'avant de la construction sont par contre des points de rupture par traction à cause de l'effet d'entraînement du sol avec l'enfoncement de la construction). On retrouve ici certaines constatations faites par ailleurs qui indiquaient l'incapacité éventuelle du sol à supporter la charge de la construction.



Au cours du calcul, une partie de la déformation générée dans ces zones correspond donc à la déformation plastique, ce qui signifie que l'on pourra sans doute s'attendre à observer localement des déformations importantes (figure V.9.17) (déplacements importants).



10. CONCLUSION :

L'étude de la déformation à l'aide du modèle *PLAXIS* (modèle en éléments finis), nous a permis de constater que le versant *BOUSSOUF* est instable sous son chargement gravitaire (déplacements importants). Cette instabilité est produite aussi dans le cas où le versant est chargé par une construction. Ce qui provoque des dégâts importants de la structure de bâtiment.

La précision des résultat de ce modèle est dépend de plusieurs paramètre, afin que les calculs soient en accord avec les caractéristiques géologiques, mécaniques et hydrauliques de la masse de sol réel, ainsi qu'avec les efforts mécaniques réels à l'intérieur du massif.

Une analyse paramétrique approfondie de certaines de ces grandeurs est parfois une méthode incontournable pour déterminer leur impact sur les résultats de calcul finals.

Parmi ces paramètres, propres au concept de modélisation et pourtant étroitement liés au sujet d'étude (le versant instable), nous avons mis en avant la taille de modèle global, la dimension des éléments finis, le modèle de comportement et la nature des condition aux limites.

VII. LA STABILISE DE TALUS EN TANT QUE PROBLEME DE MILIEU DISCONTINU (LOGICIEL UDEC)

1. INTRODUCTION :

Pour évaluer l'état réelle des contraintes et des déformations dans les couches géologique du talus de *BOUSSOUF*, et son état de stabilité, il est impératif de tenir compte les discontinuités du milieu (faille, joint de stratifications, etc...). C'est pourquoi, nous avons choisi de mettre en œuvre la méthode de modélisation numérique des éléments distincts qui permet de simuler le comportement des discontinuités mécanique (joints) et de rendre compte de leur ouverture ou de leur glissement. *UDEC (Universal Distinct Element Code)* a été utilisé pour réaliser cette modélisation.

Le logiciel *UDEC (Universal Distinct Element Code, Itasca Consulting Group Inc., 1993)* considère des blocs déformables limités par des joints, ce qui procure dans certains cas une représentation plus réaliste de la structure géologique. Des critères constitutifs, aussi bien élastiques linéaires qu'élastoplastiques de type *MOHR-COULOMB*, peuvent être utilisés pour représenter la déformation des blocs intacts. L'interaction entre les blocs est alors gouvernée par des lois de frottement réalistes et des paramètres de rigidité simples ou complexes (nonlinéaires).

Chaque bloc est considéré comme un corps unique, libre de ses mouvements, qui peut interagir avec ses voisins au niveau de surfaces de contact. Cette méthode a l'avantage de pouvoir gérer la création ou la perte de contacts entre blocs et elle est caractérisée par deux ensembles de paramètres géométriques et mécaniques : ceux qui décrivent le sol (roche) proprement dite et ceux qui décrivent les joints (les fractures ou les interfaces).

Aucune limite n'est imposée à la quantité de déplacement ou de rotation permise pour chaque bloc, et chaque bloc peut toucher n'importe quel autre bloc (*CUNDALL, 1971*). La méthode des éléments distincts présente donc l'avantage supplémentaire de pouvoir calculer les structures en très grandes déformations, ce qui serait difficile avec les éléments finis. [10]

Pour notre cas de modélisation (cas de *BOUSSOUF*, nous avons réalisé un modèle ne comportant, hormis les discontinuités entre matériaux différents. et notamment entre la construction et le sol.

2. MODELE A DISCONTINUITES ENTRE MATERIAUX DIFFERENTS (MODELE À 4 BLOCS) :

Comme pour *GEO4FEM* et *PLAXIS*, le modèle ici réalisé a d'abord été on considérons que le talus est sollicité uniquement par son propre poids, puis il a été chargé par la présence d'une construction, cette dernière est modélisé par un bloc déformable limité sur le sol par un joint.

Les étapes de bases utilisées pour la réalisation du modèle discontinue avec le code *UDEC* sont :

➤ Création de la géométrie : La géométrie de notre modèle est représenté par quatre bloc déformable en contact l'un avec l'autre à travers les joints de discontinuité (*figure VII.2.1*).

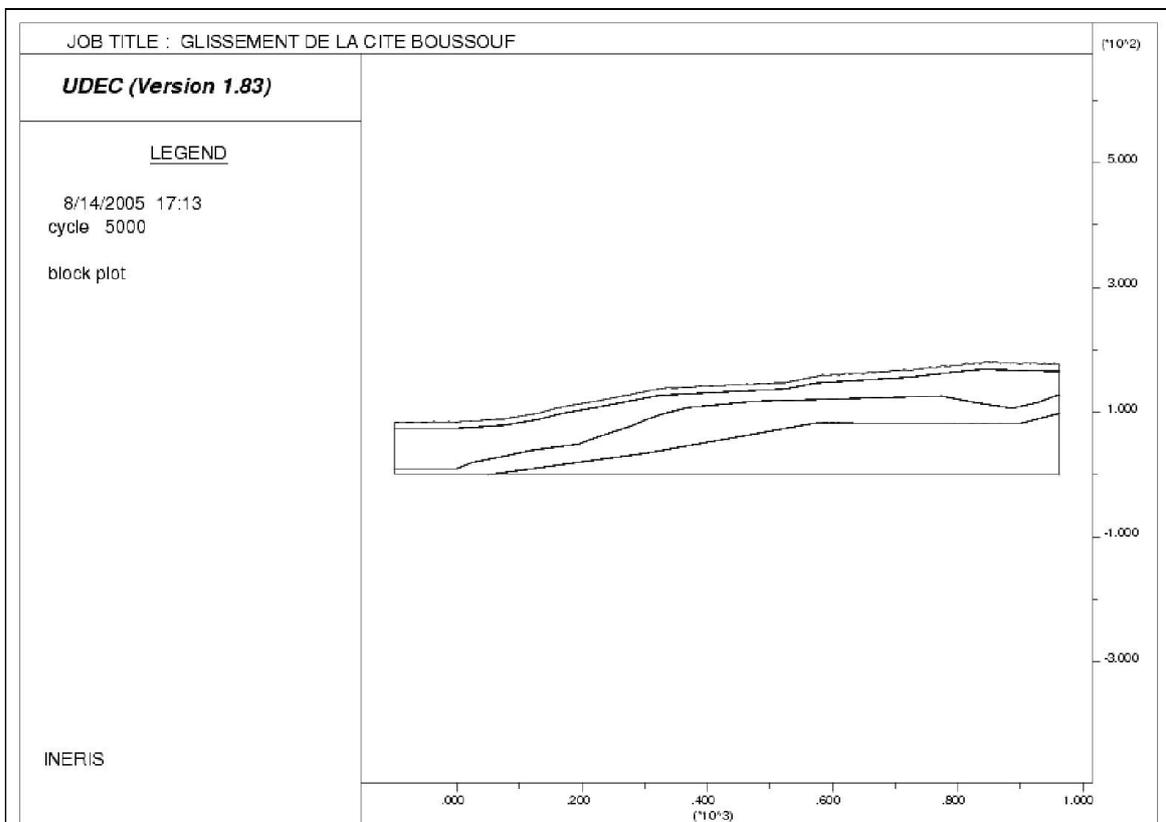


Figure VII.2.1 : représentation des quatre bloc (modèle UDEC)

➤ Génération d'un maillage triangulaire en différence fini des blocks déformables, avec une dimension maximale de 15 m (*figure VII.2.2*)

➤ Définition des lois constitutives de comportement des blocks et leurs propriétés mécaniques (*figure VII.2.3*). Nous avons utilisé le modèle de comportement élasto-plastique de *MOHR-COULOMB* pour tous les blocs.

Dans *UDEC* les paramètres mécaniques nécessaires pour ce modèle de comportement sont regroupés dans le tableau (*VII.2.1*).

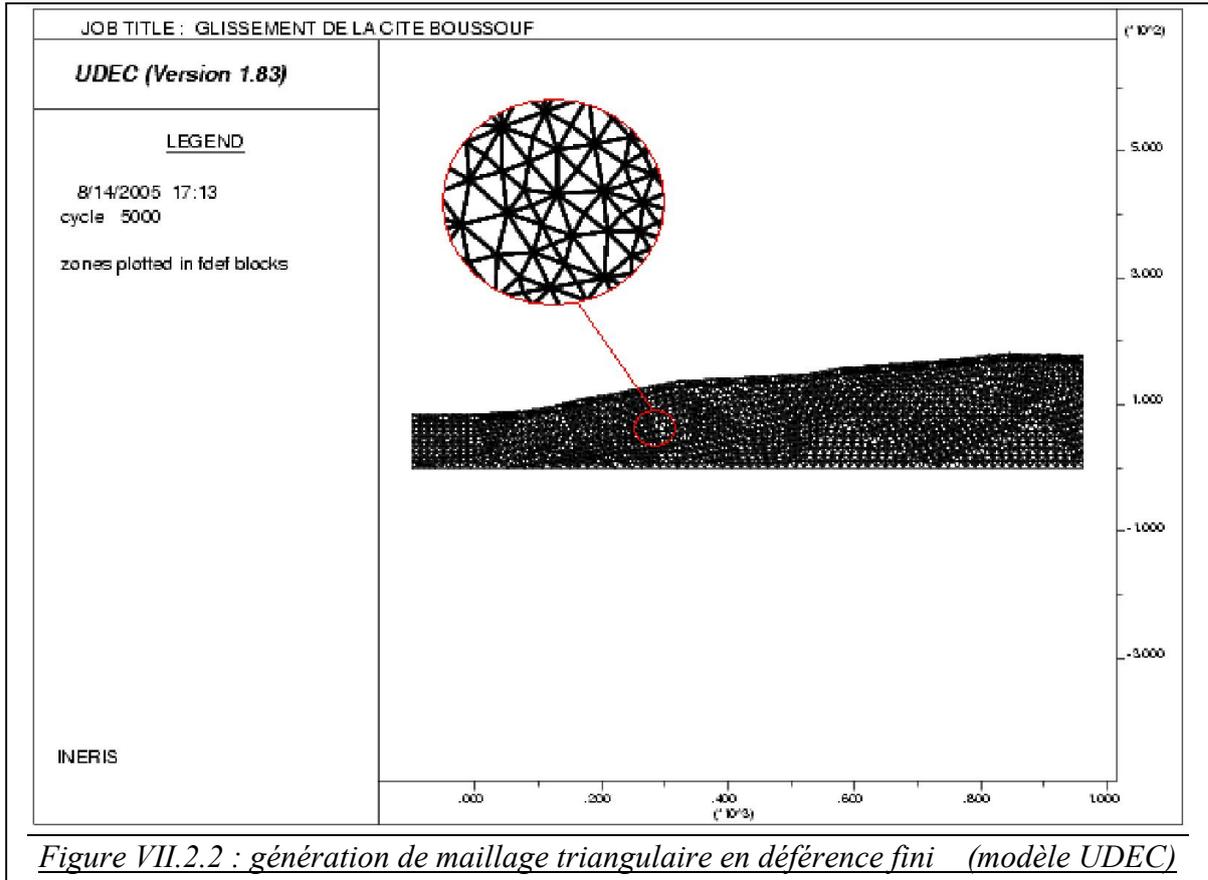


Figure VII.2.2 : génération de maillage triangulaire en différence fini (modèle UDEC)

Matériau	$D (Kg / m^3)$ Masse volumique	$K(Pa)$ Module de compressibilité	$G(Pa)$ Module de cisaillement	$\varphi(Degrés)$ Angle de frottement	$C(Pa)$ cohésion
Matériau 1	2250	12.82e6	3.65e6	25	2.5e6
Matériau 2	2300	41.67e6	8.93e6	20	1.5e6
Matériau 3	2120	59.59e6	8.74e6	15	12.5e6
Matériau 4	1960	59.59e6	8.74e6	15	5e6

Tableau (VII.2.1) : caractéristiques mécaniques des blocs

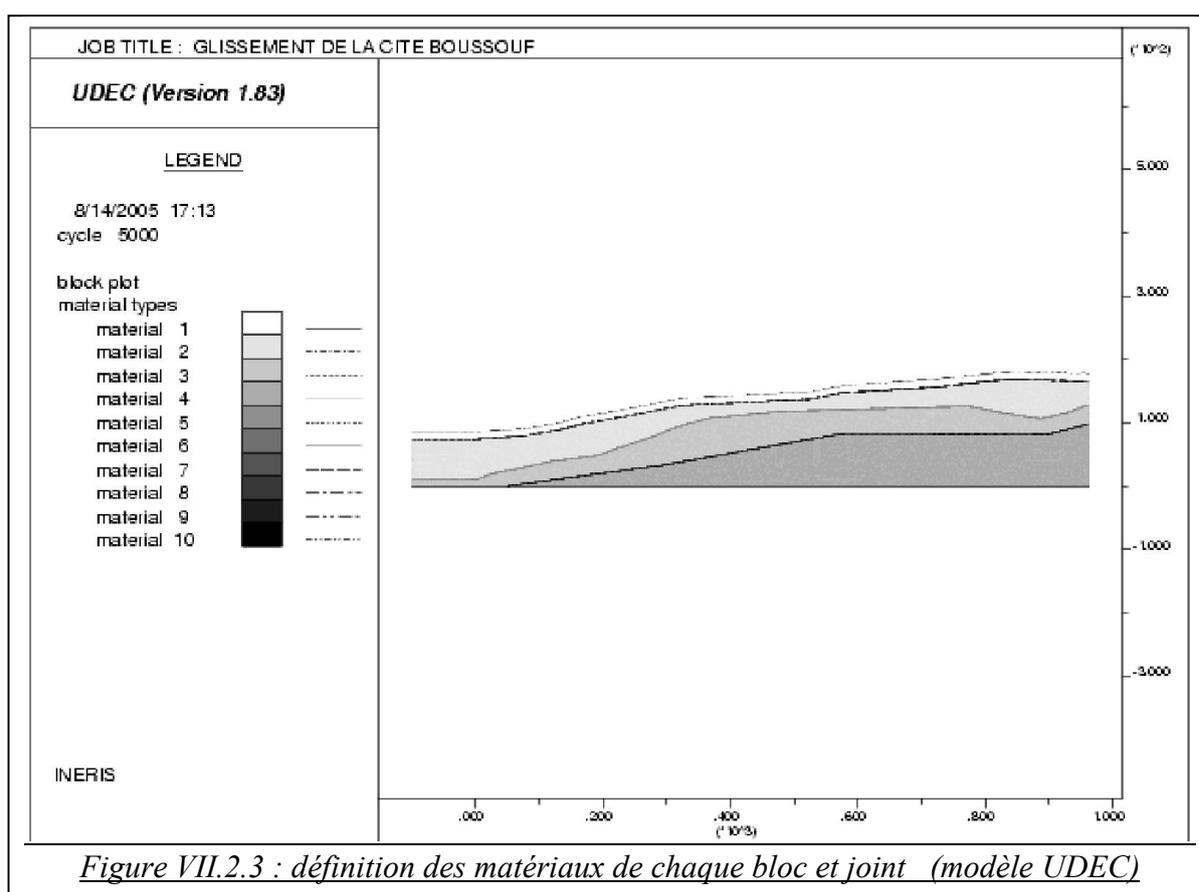


Figure VII.2.3 : définition des matériaux de chaque bloc et joint (modèle UDEC)

Aux propriétés mécaniques des matériaux des blocs, il a été nécessaire d'ajouter des caractéristiques mécaniques pour les discontinuités. Pour un comportement élasto-plastique (tel que nous avons choisi de représenter les discontinuités), il faut introduire les raideurs normales et tangentielles, l'angle de frottement, la cohésion et la résistance à la traction. Etant donné l'impossibilité, dans le cas des talus, et la difficulté, en général, de recueillir ces informations, et notamment de déterminer les raideurs normales et tangentielles des discontinuités, nous avons retenu des valeurs raisonnables ou des valeurs courantes pour ces paramètres.

En ce qui concerne les raideurs, nous nous sommes basés sur le fait que la raideur d'une discontinuité qui, dans notre cas est forcément une interface entre blocs ou matériaux initialement distincts, la raideur normale ne peut être supérieure au module élastique du matériaux le plus raide et la raideur tangentielle ne peut être supérieure au module de cisaillement d'un matériau le plus raide (en cisaillement). [15]

D'autre part, un matériau peu raide ne pouvant pénétrer dans un matériau plus raide, nous avons choisi de donner à la raideur normale la valeur du module d'élasticité E du

matériau le plus raide et à la raideur tangentielle, la valeur du module de cisaillement du matériau le plus raide. Rappelons ces choix de façons synthétique :

Raideur normale : $JK_n = E \max$

Raideur tangentielle : $JK_s = G \max = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} (\max)$

En ce qui concerne les autres paramètres, nous avons choisi une résistance à la traction nulle, ce qui est admissible pour ce type de discontinuité et les valeurs d'angle de frottement et celles de cohésion nous avons choisi une valeur moyenne des deux matériaux en contact avec le joint (discontinuité). Le tableau (VII.2.2) regroupe les propriétés de comportement élastoplastique des joints.

Interface	JK_n (Pa) Raideur normale	JK_s (Pa) Raideur tangentielle	φ (Degrés) Angle de frottement	C (Pa) cohésion
Remblai– argile brune gypseuse	25e6	8,93e6	22.5	2e6
argile brune gypseuse – argile marneuse	25e6	8,93e6	17.5	7e6
argile marneuse – argile brune	25e6	8,74e6	15	8.75e6

Tableau (VII.2.2) : caractéristiques des discontinuités pour les modèles discontinus à 4 blocks

➤ Conditions aux limites : nous avons choisi les mêmes conditions aux limites de PLAXIS et GEO4FEM, tel que les vitesses normale aux frontières et celles tangentielles à la base de notre modèle sont nulles.

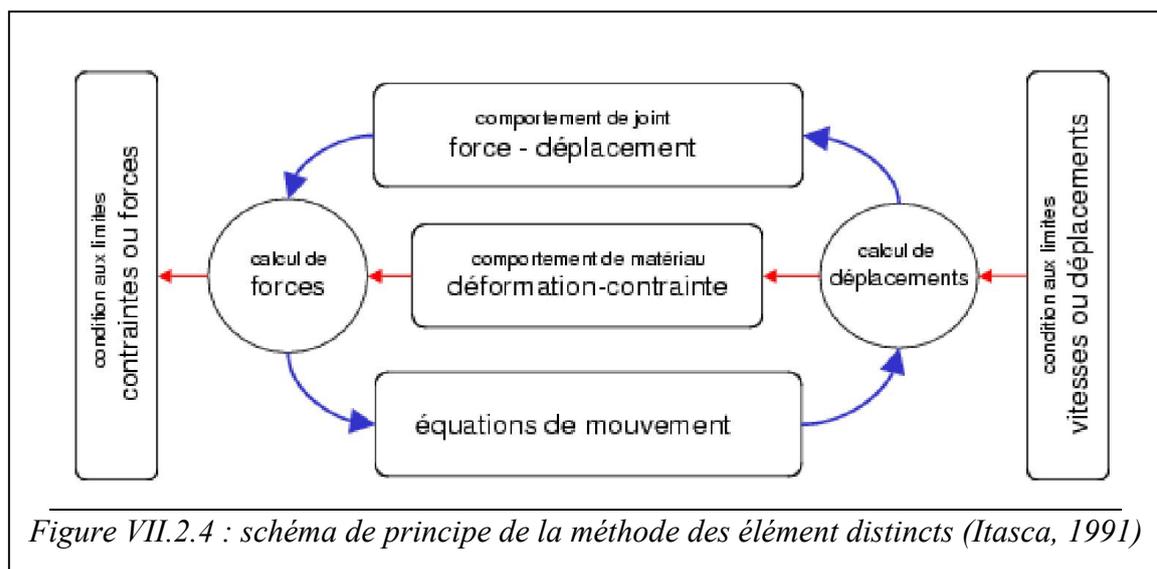


Figure VII.2.4 : schéma de principe de la méthode des éléments distincts (Itasca, 1991)

➤ Résolution explicite des équations en jeu : la figure (VII.2.4) en donne une illustration. Pour en détailler le principe, disons que la méthode des éléments distincts invoque les équations du mouvement, pour calculer les vitesses et les déplacements à partir des contraintes et des forces. A partir des vitesses, le taux de déformation est calculé et nouvelles contraintes en sont déduites. Cet ensemble d'opérations se fait sur un cycle (un pas), au cours duquel les grandeurs sont supposées constantes (une fois les vitesses calculées, elles restent constantes durant une cycle jusqu'à ce qu'elles soient calculées de nouveau). C'est pour valider cette hypothèse de constance que le pas de temps doit être choisi suffisamment petit de sorte qu'un chargement de grandeur ailleurs dans le système "n'ait pas le temps" de propager ses effets jusqu'à l'élément considéré (ITASCA, 1991).

Evidemment, après plusieurs cycles en boucles de calcul, les perturbations se propagent finalement comme elles le feraient physiquement et le calcul tend globalement vers une solution théorique exacte (ITASCA, 1991).

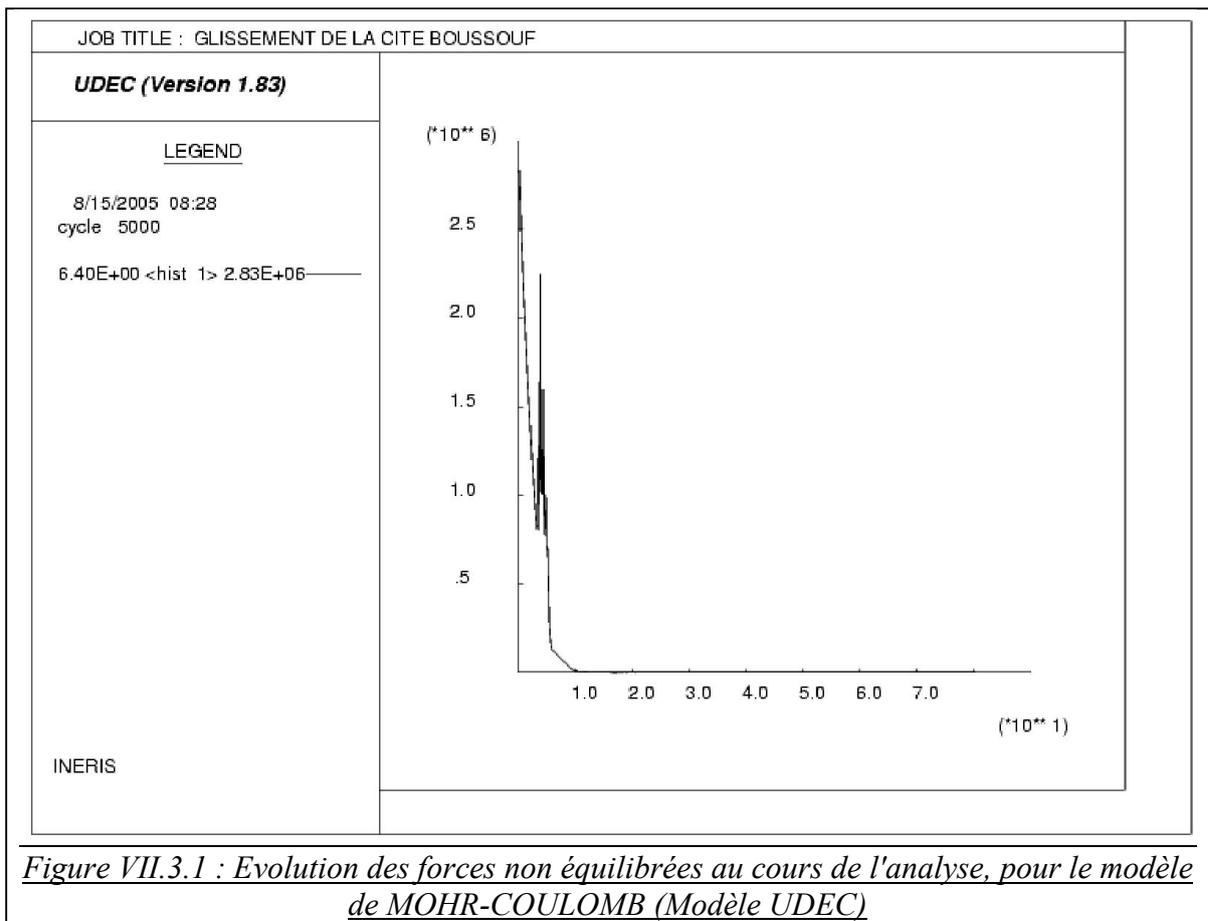


Figure VII.3.1 : Evolution des forces non équilibrées au cours de l'analyse, pour le modèle de MOHR-COULOMB (Modèle UDEC)

3. INTERPRETATION DES RESULTATS :

L'évolution des forces non équilibrées (*unbalance force*) (figure VII.3.1) nous confirme que l'équilibre mécanique a bien été atteint à la fin de calcul, ce qui justifie notre choix de 5000 cycles de calcul.

Les figures (VII.3.2) et (VII.3.3), représentent également la variation des composantes de la vitesse respectivement horizontale et verticale. Au cours de l'analyse ces composantes tant vers une valeur nulle. Ce qui signifie que le modèle numérique doit être stable.

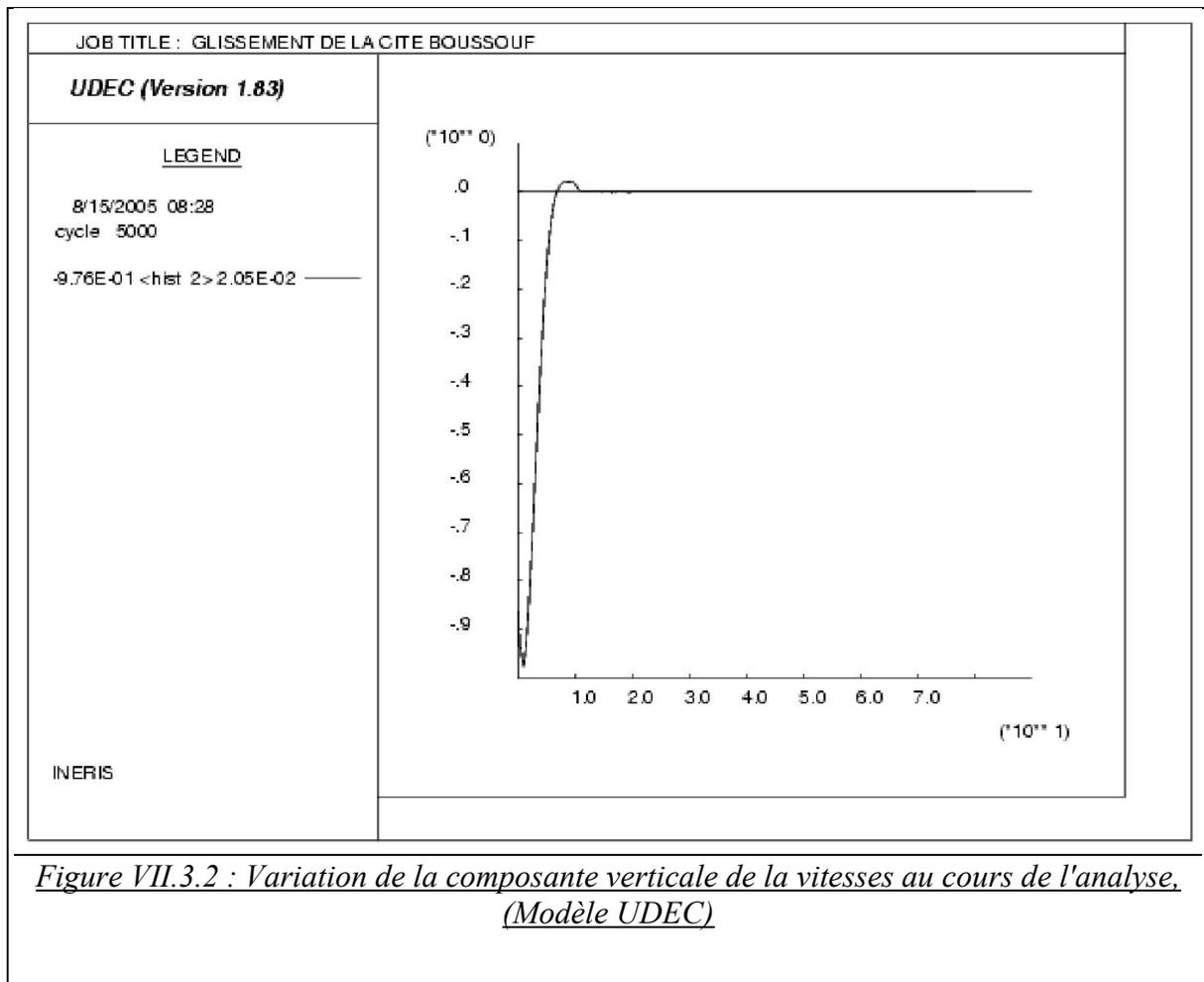


Figure VII.3.2 : Variation de la composante verticale de la vitesses au cours de l'analyse, (Modèle UDEC)

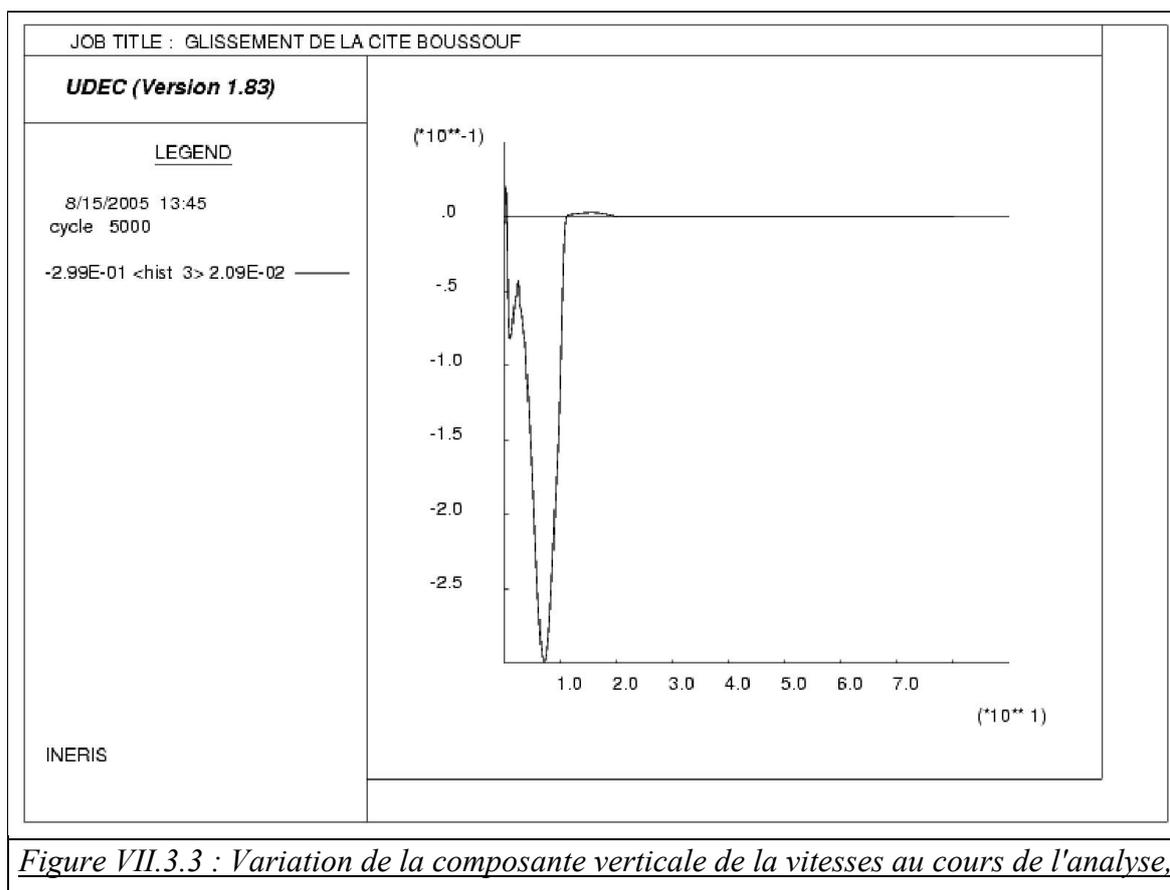


Figure VII.3.3 : Variation de la composante verticale de la vitesses au cours de l'analyse.

1.1 ANALYSE DES CONTRAINTES :

L'ensemble des résultats obtenus est illustré par le tableau (VII.3.1) et les figures (VII. 3.4) (VII. 3.5), (VII. 3.6) et (VII. 3.7). Dans le tableau (VII.3.1) nous avons pris soin de rappeler pour les mêmes étapes, les résultats des simulations rapportées dans les chapitres précédents. On y observe que les valeurs des contraintes calculées par cette méthode sont à peine différentes de celles obtenus par la modélisation continue des éléments finis. On chiffre les écarts non significatifs à environ de 1 à 5% par rapport aux modèles continu de *GEO4FEM* et *PLAXIS*.

Valeur maximale	<i>UDEC</i>	<i>PLAXIS</i>	<i>GEO4FEM</i>
Vecteur des contraintes principales	3,692 MPa	3,71 MPa	/
contraintes de cisaillement σ_{xy}	0,26 MPa	/	0,30 MPa
Contraintes verticales σ_y	3,60 MPa	/	3,733 MPa
Contraintes horizontales σ_x	2,60 MPa	/	3,227 MPa

Tableau (VI.3.1) : contraintes pour les modèles discontinus à 4 blocks

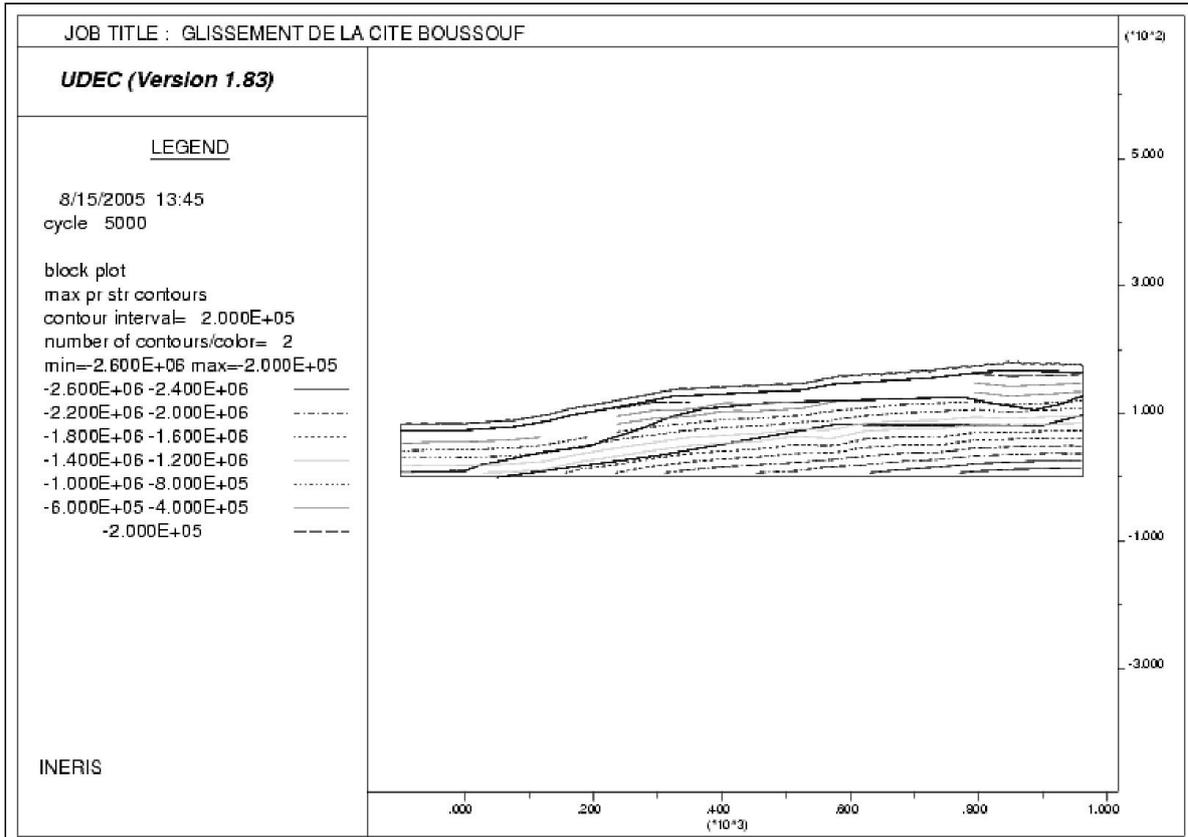


Figure VII.3.4 : contraintes principales maximales, (Modèle UDEC)

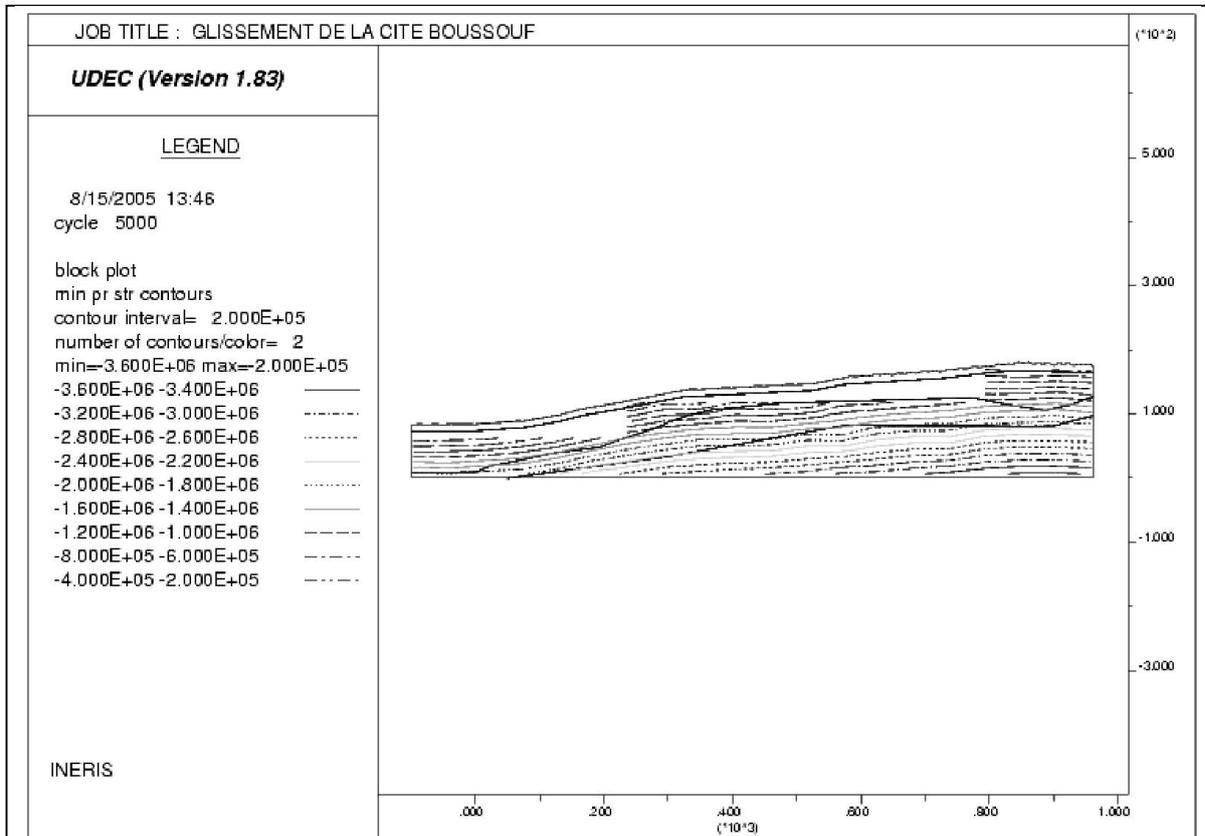
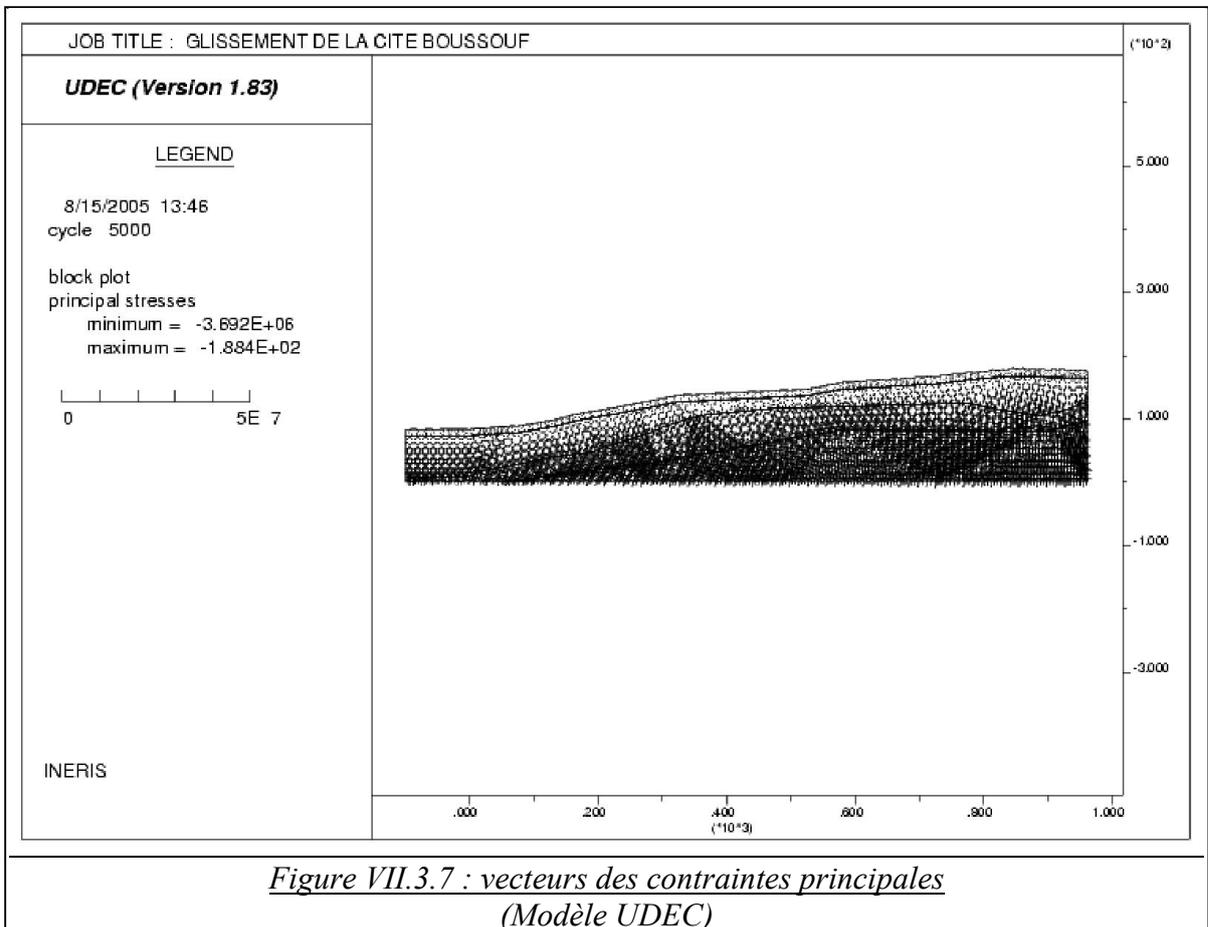
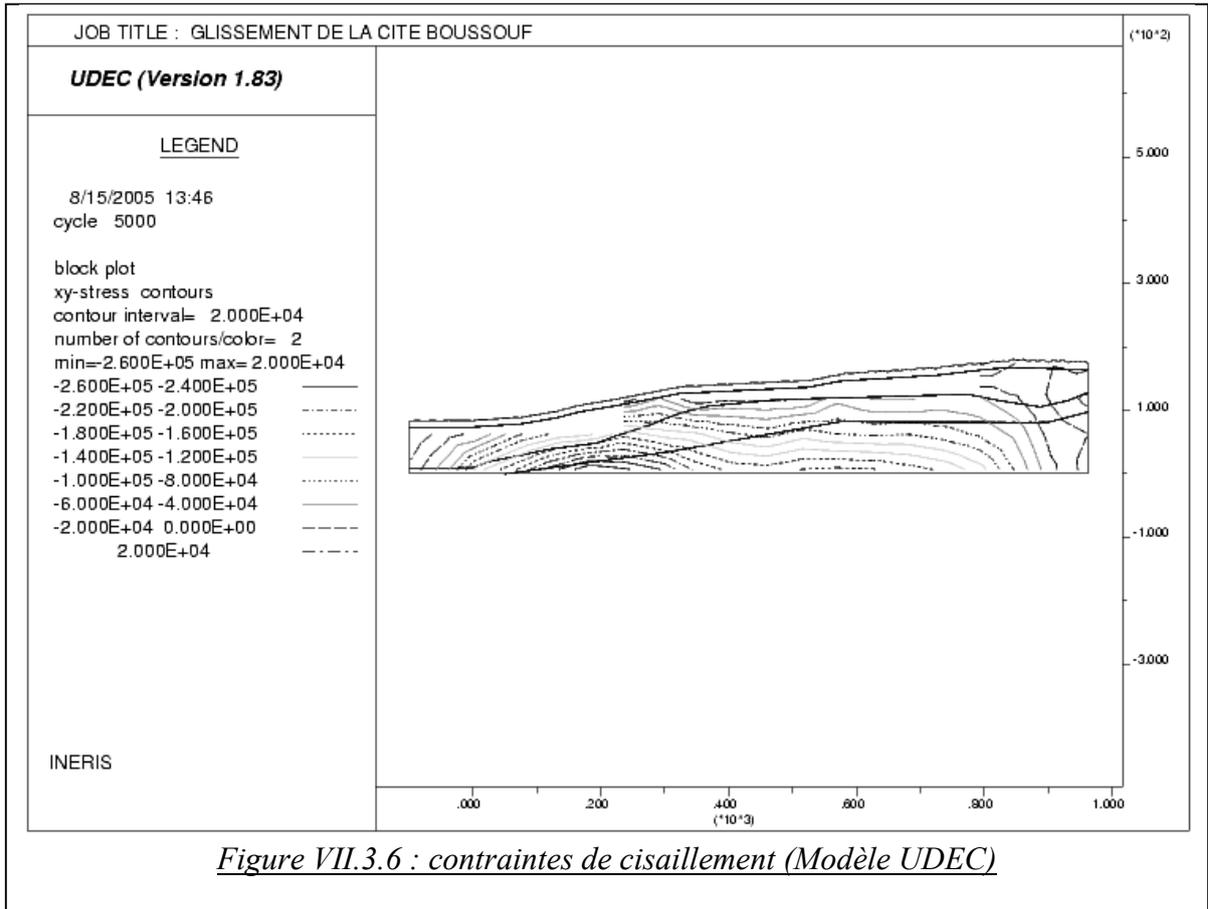


Figure VII.3.5 : contraintes principales minimales, (Modèle UDEC)

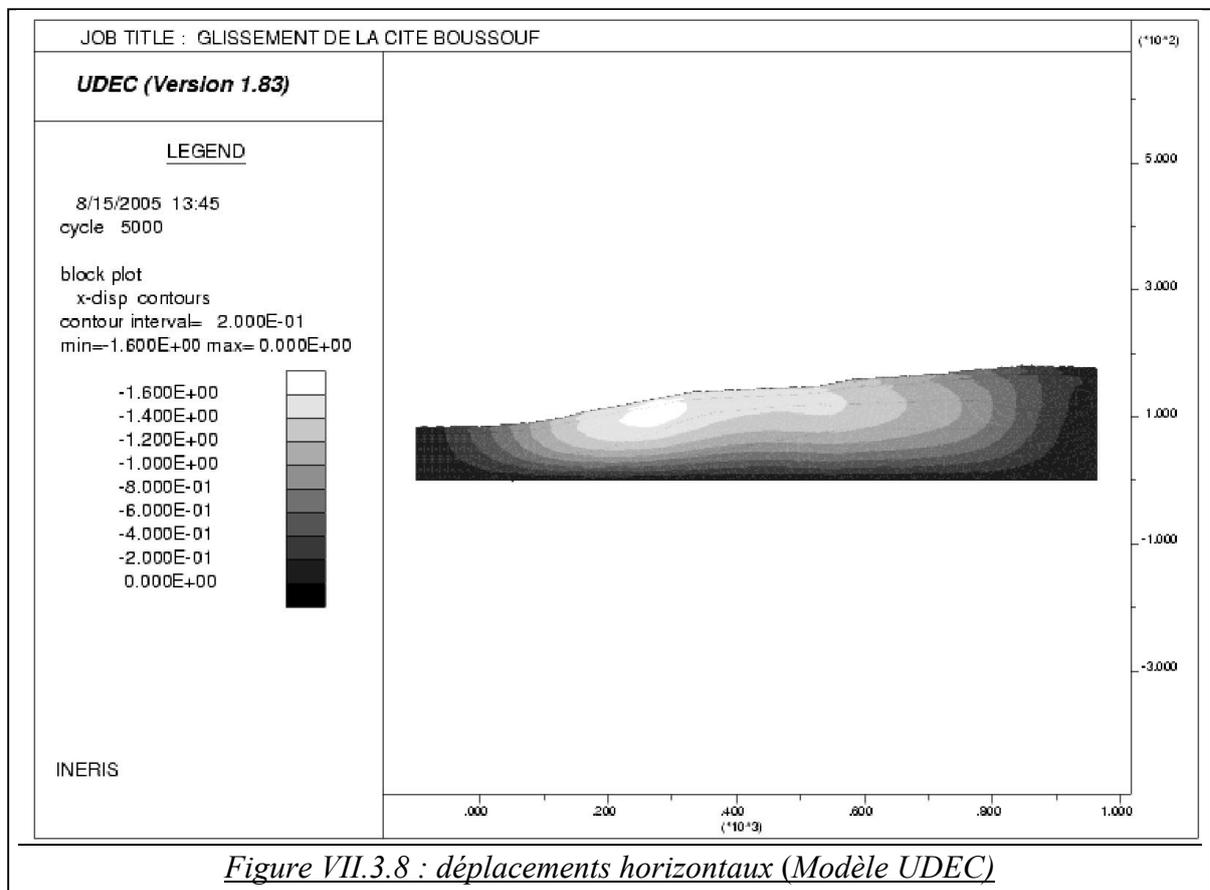


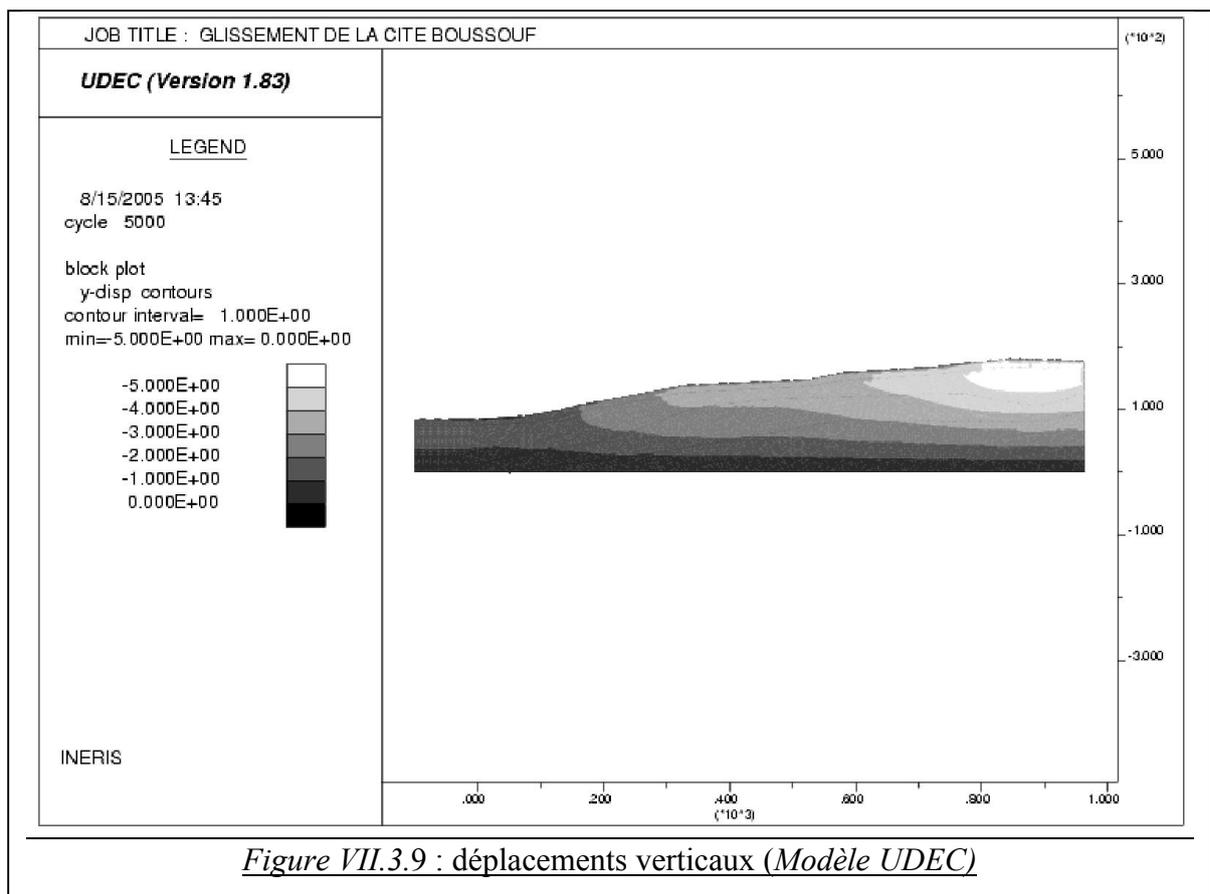
2.2 ANALYSE DES DEPLACEMENTS :

Le modèle discontinu (*UDEC*) génère des déplacements dont les valeurs dépassent de loin celles des modèles continus (*PLAXIS* et *GEO4FEM*) – ce qui prévisible puisque les nouveaux paramètres des joints (principalement la rigidité normale K_n et celle de cisaillement K_s) induisent des déformations plus grandes.

Le long du versant, on assiste également à des déplacements plus importants, ainsi, la valeur maximale du déplacement horizontal le long de versant, observée pour le modèle *UDEC*, est de $-1,60m$ (figure VII. 3.8), alors qu'elle valait $-2,10m$ pour le modèle *PLAXIS* ($-1,65m$ avec *GEO4FEM*).

Plus localement, le comportement du versant au niveau de la crête s'est également accentué, avec un augmentation très forte des déplacements verticaux (et par conséquent les vecteurs des déplacements), de l'ordre de $-5,00m$ (figure VII. 3.9), soit près de $-3,50m$ de plus que pour les modèles continus.





4. MODELE DISCONTINU AVEC UNE CONSTRUCTION (MODELE À 5 BLOCS) :

1.1 INTRODUCTION :

Comme pour *PLAXIS* et *GEO4FEM*, le modèle ici réalisé d'abord été mené sous l'effet des force gravitaires (poids propre des sols), puis le sol a été chargé par la construction . Pour faciliter nos calculs et notre interprétation, nous n'avons pas réalisé d'étapes préliminaires de chargement du sol sans construction.

Dès la première étape, la construction a été placée dans le modèle (*figure VII.4.1*) et nous sommes intéressés uniquement à la répartition des contraintes, au basculement da la construction et son tassement.

Les tableau (*VII.4.1*) et (*VII.4.2*) regroupent les propriétés mécaniques du comportement élastoplastique de matériau de la construction et de joint entre la construction et le sol.

Matériau	$D (Kg / m^3)$ Masse volumique	$K(Pa)$ Module de compressibilité	$G(Pa)$ Module de cisaillement	$\varphi(Degrés)$ Angle de frottement	$C(Pa)$ cohésion
construction	2500	1.5e10	1.39e10	60	

Tableau (VII.4.1) : caractéristiques mécaniques de la construction

Interface	$JKn (Pa)$ Raideur normale	$JKs (Pa)$ Raideur tangentielle	$\varphi(Degrés)$ Angle de frottement	$C(Pa)$ cohésion
Construction -sol	3.2e10	1.39e10	60	0

Tableau (VII.4.2) : caractéristiques de la discontinuité entre la construction et le sol pour les modèles discontinus à 05 blocks

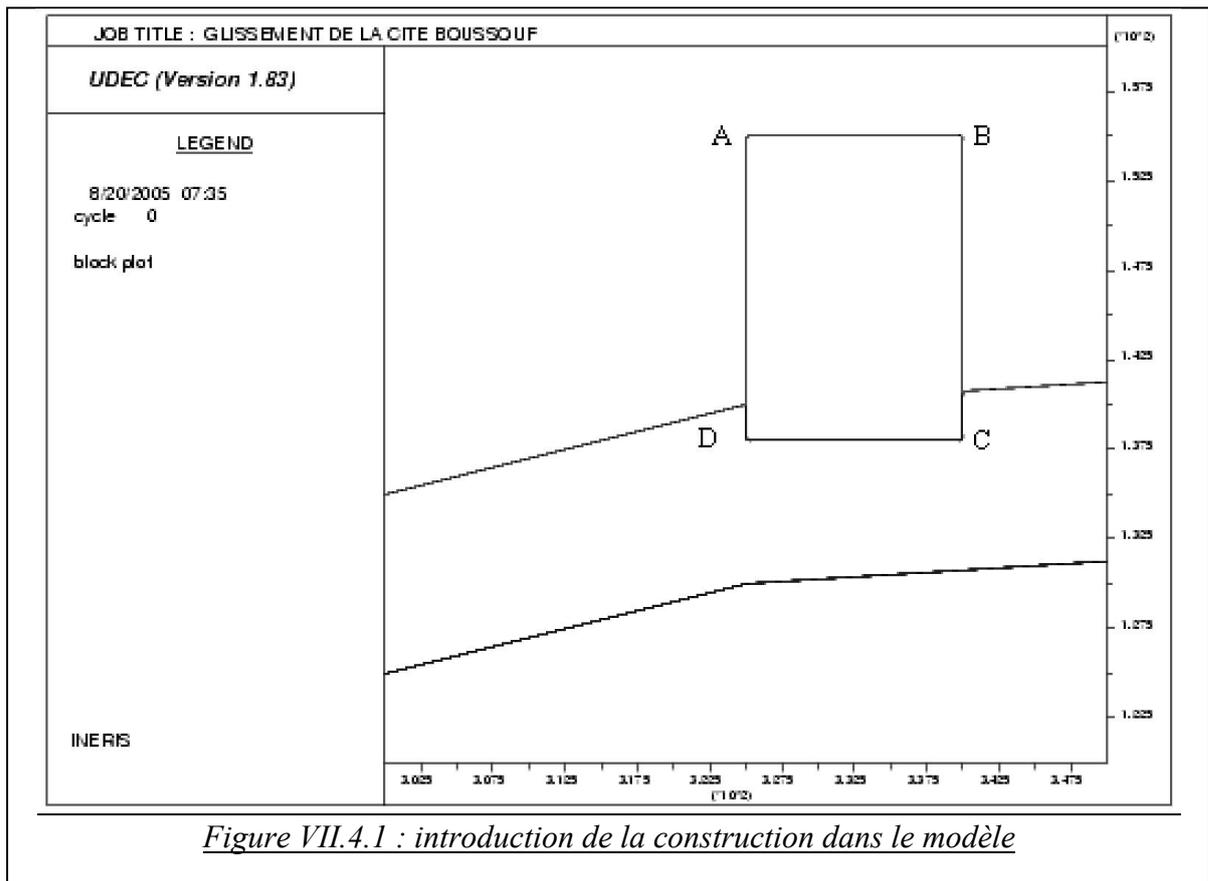


Figure VII.4.1 : introduction de la construction dans le modèle

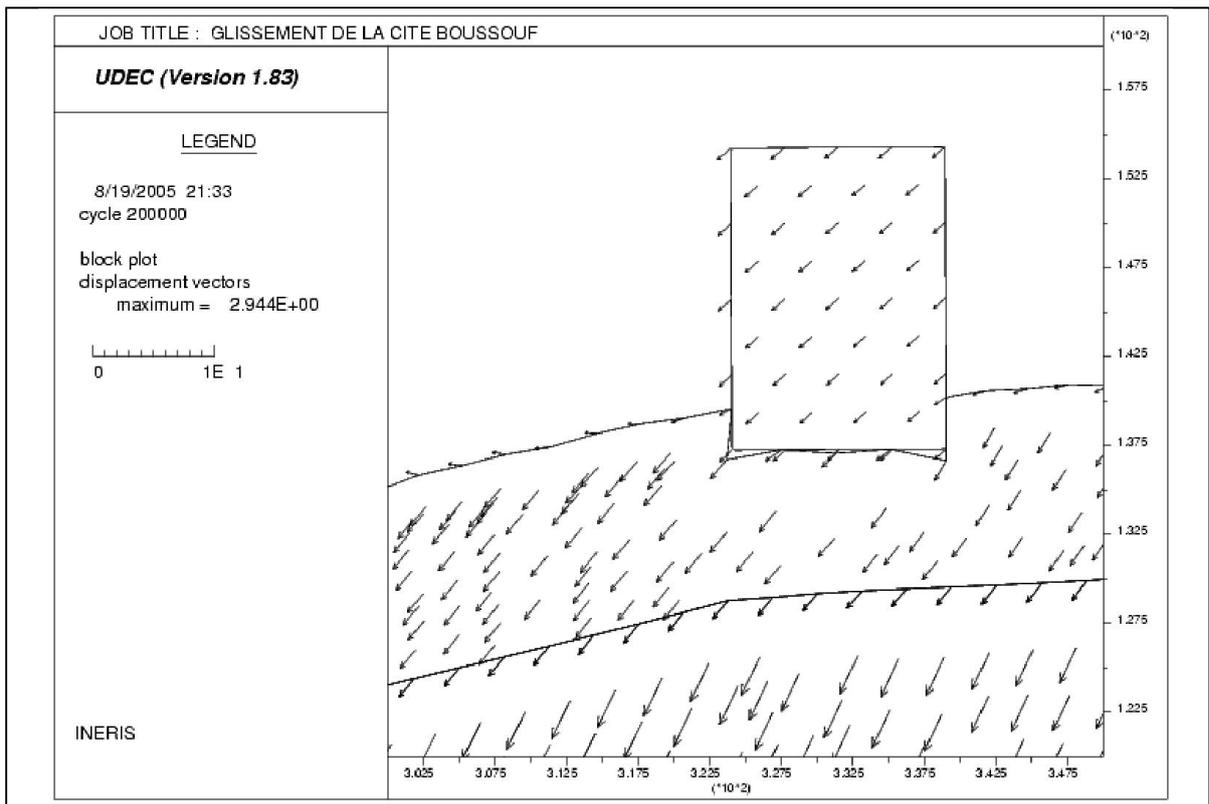


Figure VII.4.2 : vecteurs déplacements (Modèle UDEC)

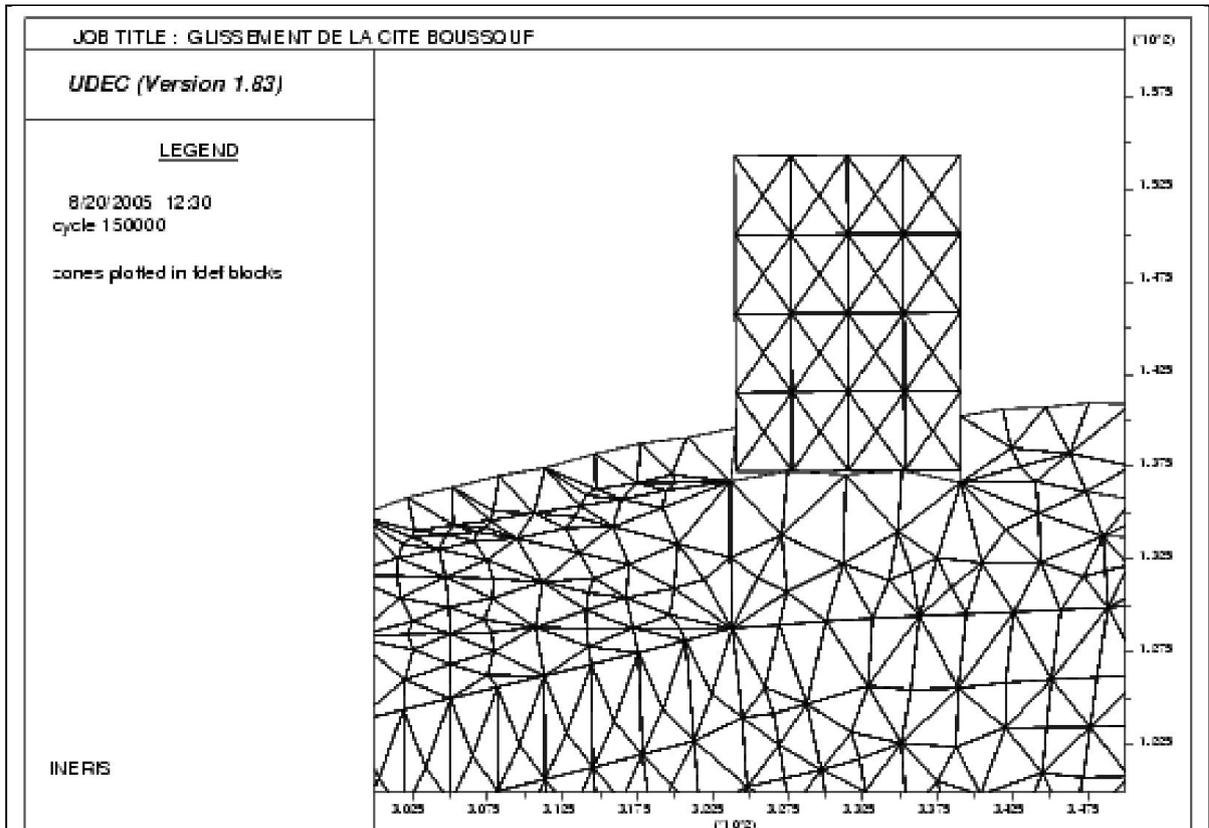


Figure VII.4.3 : maillage déformé

2.2 INTERPRETATION DES RESULTATS

Après stabilisation du calcul, on observe, le basculement vers l'avant de la construction que la modélisation continue avait déjà permis de noter (figure VII.4.2). La figure (VII.4.3) représente également le maillage déformé avec une ouverture du joint entre la construction et le sol.

Nous avons localisés sur la figure (VII.4.1) quelques points d'observation pour lesquels les déplacements horizontaux ($X - disp$) et verticaux ($Y - disp$) ont été suivis.

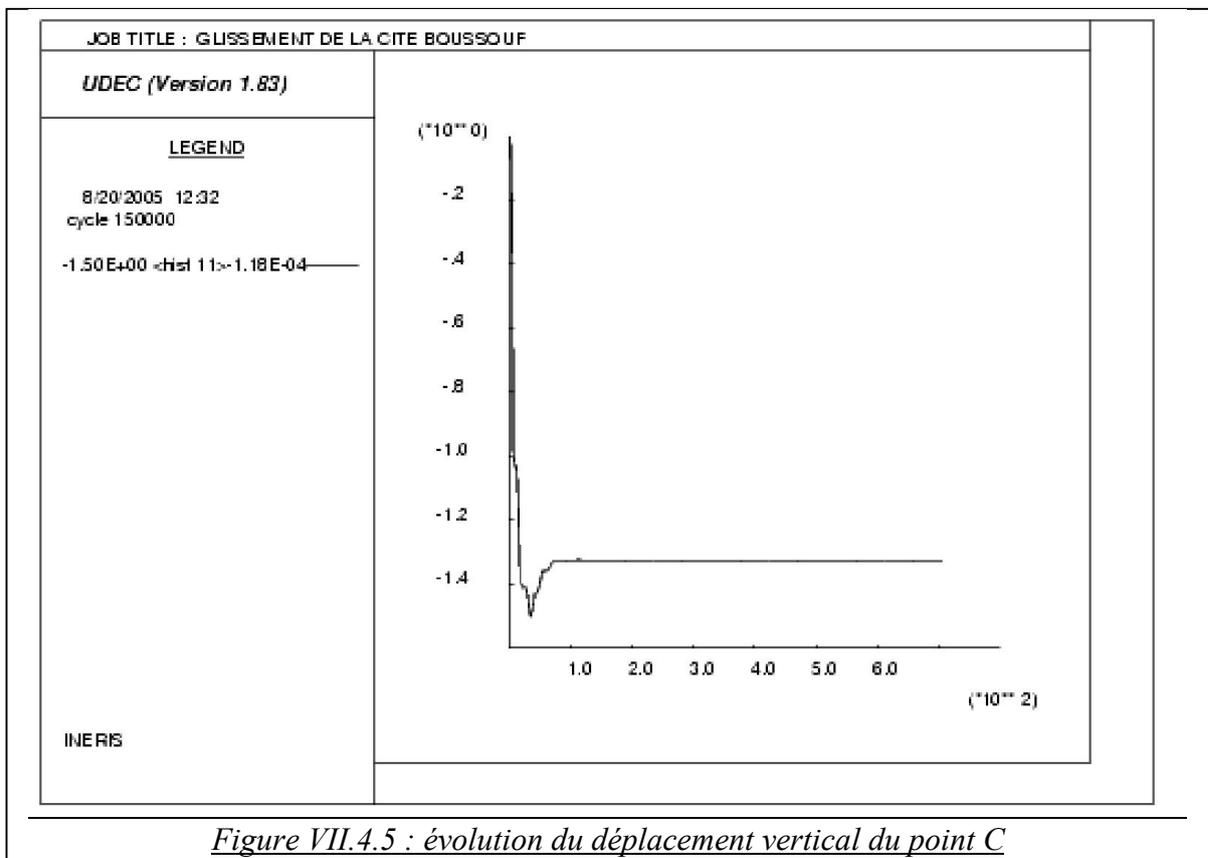
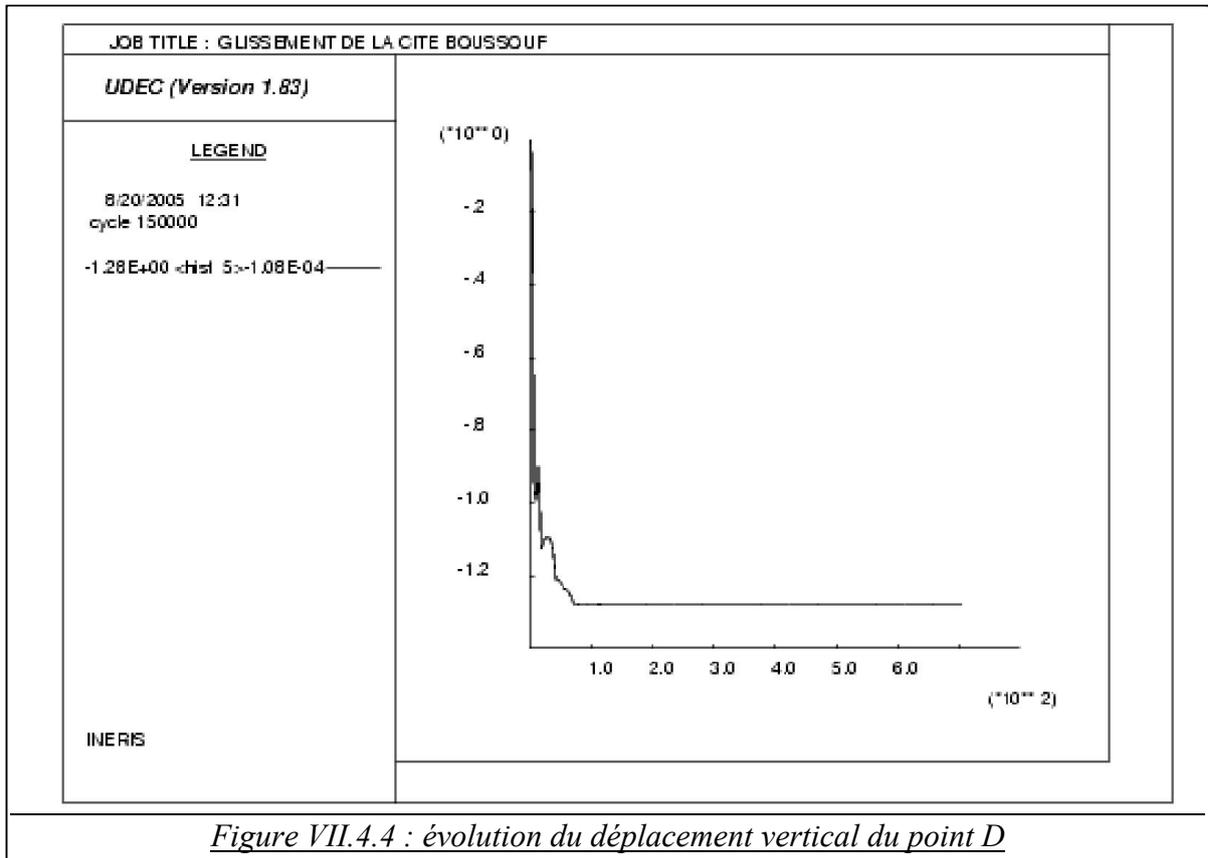
Le tableau (VII.4.3) rassemble donc les résultats de ce modèle étape près desquels ont été ajoutés les résultats des modèles précédents.

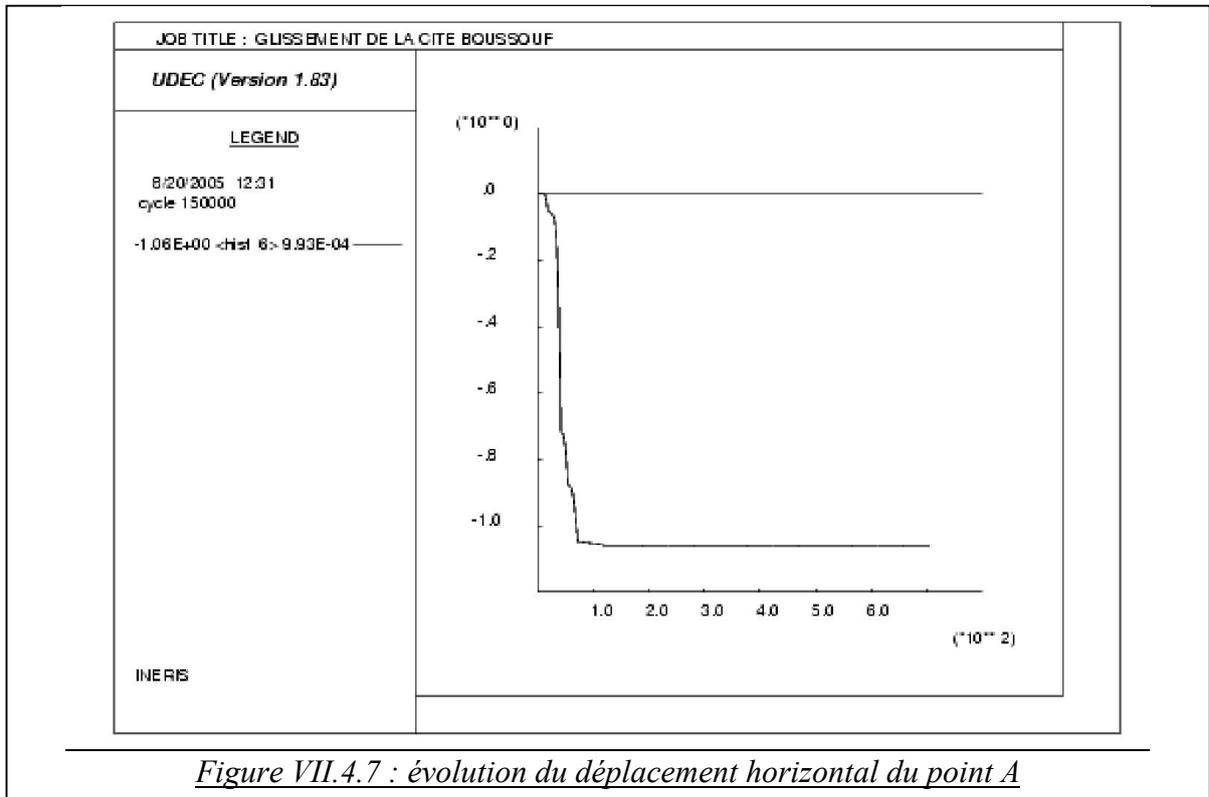
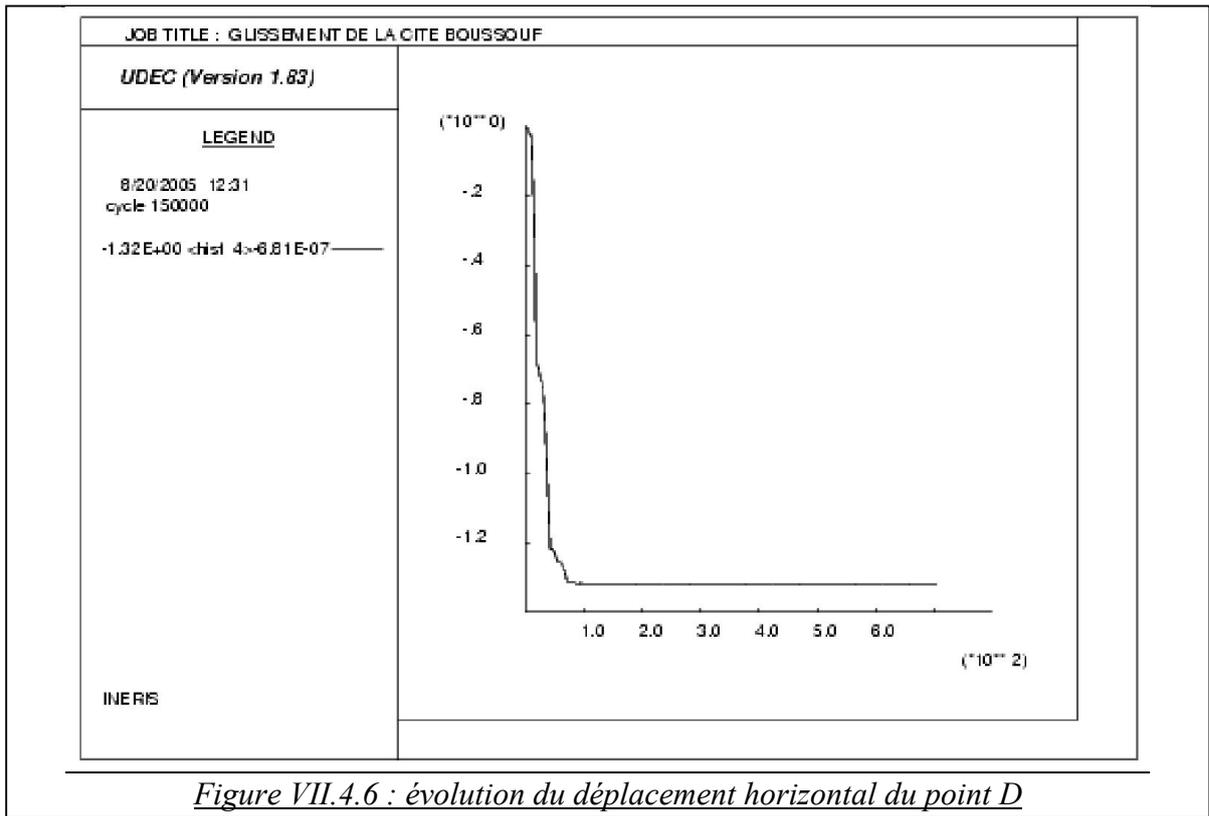
Le tassement à la base de construction a une valeur moyenne de $-1,32m$ avec une valeur minimale à l'avant de $-1,28$ (figure VII.4.4) et une valeur maximale à l'arrière de $-1,36m$ (figure VII.4.5). Le tassement différentiel est donc de $0,08m$ ($21cm$ avec *PLAXIS* et $40cm$ avec *GEO4FEM*) ce qui représente une rotation relative évaluée par le rapport $8/1500 \approx 1/187,5 < 1/200$ ($1500cm$ est la longueur de la fondation de la construction) correspondant à la limite pour laquelle des dommages sont à craindre dans la structure des bâtiments, avec nombreuses fissures dans les parois non porteuses en béton et en briques (Figure.IV.4 : distorsions angulaires admissibles selon BJERRUM).

En ce qui concerne le déplacement horizontal on observe une valeur allant de $-1,32m$ à la base (figure VII.4.6) jusqu'à $-1,06m$ au sommet (figure VII.4.7). Le basculement est passé dans cette modélisation à $0,99^\circ$ alors qu'elle valait $0,80^\circ$ pour le modèle *PLAXIS* ($1,56^\circ$ avec *GEO4FEM*).

Point	déplacement	<i>UDEEC</i>	<i>GEO4FEM</i>	<i>PLAXIS</i>
A	$u_x [m]$	-1,06	-1,90	-2,28
	$u_y [m]$	-0,75	-2,65	-0,84
B	$u_x [m]$	-1,06	-1,90	-2,28
	$u_y [m]$	-0,775	-2,25	-0,63
C	$u_x [m]$	-0,964	-1,50	-2,04
	$u_y [m]$	-1,36	-2,25	-0,63
D	$u_x [m]$	-1,32	-1,50	-1,32
	$u_y [m]$	-1,28	-2,65	-0,33
basculement		$0,99^\circ$	$1,53^\circ$	$0,80^\circ$

Tableau (VII.4.3) : déplacements des points suivis





5. ONCLUSION :

L'étude de déformation à l'aide de la méthode des éléments distincts (*UDEC*), nous a permis de constater que le versant *BOUSSOUF* est instable. Il est subi à des grands déplacements et surtout au niveau de la crête. Ces déformations sont générées même sous l'effet de chargement gravitaire. Et par conséquent ces déformations provoquent des dégâts très importants sur la stabilité de la construction.

VIII. MODELE AVEC RENFORCEMENT MECANIQUE

MODELE AVEC GEO4FEM :

1. INTRODUCTION :

Les modèles numériques précédents montrent que les déformations du versant BOUSSOUF sont inacceptables, il est nécessaire donc un travail de renforcement très important.

Un important travail de recherche a consisté à analyser la stabilité de la pente de la cité BOUSSOUF, pour garantir la sécurité du talus, et compte tenu des conditions géotechniques particulières (nappe hydraulique), des conditions d'environnement (habitations à l'aval) et de condition de trafic, une solution de clouage par pieux a été retenue.

Le logiciel GEO4FEM permet l'implantation d'éléments structuraux dans les modèles, dénommés « éléments poutres ». Ce sont des objets unidimensionnels qui possèdent trois degrés de liberté : deux degrés de liberté en translation (u_x et u_y) et un degré de liberté en rotation dans le plan $x - y$: ϕ_z . Ces éléments basés sur la théorie des poutres de Mindlin [28]. Cette théorie prend en compte les déformations de la poutre par effort tranchant en plus de celles dues à la flexion. De plus, l'élément peut s'allonger ou se raccourcir sous l'effet des forces normales.

Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant maximal. Une rotule plastique est introduite dès que le moment maximal est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de l'interaction sol-structure.

2. EFFET DE LA TRANSITION 2D/3D :

Il est manifeste que le caractère bidimensionnel de GEO4FEM pose une fois encore problème lorsqu'il s'agit de simuler l'effet des renforcements mécaniques disposés tout au long du talus. L'agencement des pieux obéit toutefois à une symétrie le long de l'axe principal du talus.

Les paramètres mécaniques affectés aux éléments de renforcement dans les modèles numériques doivent alors impérativement prendre en considération leur espacement moyen le long de l'axe du talus, afin que l'effort volumique généré par la simulation corresponde à la réalité. En particulier, les paramètres suivants sont dépendants de l'espacement des pieux et le long de l'axe du talus, et ils sont donc exprimés par mètre linéaire dans la direction Oy (axe du talus) : l'aire A ; l'inertie I du pieu.

3. INTERACTION SOL- STRUCTURE :

Un modèle élasto-plastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures.

Pour les interfaces dont le comportement reste élastique, la contrainte tangentielle τ est donnée par :

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i$$

Et pour un comportement plastique τ est donné par :

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i$$

Où φ_i et c_i sont l'angle de frottement et la cohésion de l'interface et σ_n, τ sont la contrainte normale et la contrainte tangentielle agissant à l'interface. Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de couche de sol.

Chaque jeu de données inclut un facteur de réduction de la résistance pour les interfaces (R_{inter}). Les caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé et du facteur de réduction de la résistance, en suivant les règles suivantes :

$$c_i = R_{inter} c_{soil}$$
$$\tan \varphi_i = R_{inter} \tan \varphi_{soil} \leq \tan \varphi_{soil}$$

4. POSITIONNEMENT DES RENFORCEMENTS MECANIQUES :

Au niveau du talus de la cité BOUSSOUF, on distingue un technique de modélisation numérique de renforcements mécaniques par un rideau de pieux en utilisant le logiciel GEO4FEM :

Le dimensionnement réalisé suivant le principe de logiciel GEO4FEM. Ce calcul a été réalisé en considérant chaque pieu comme un pieu isolé et en évaluant l'espacement des pieux de façon à obtenir une amélioration sur la sécurité du sol. Ceci conduit à proposer la réalisation de pieux en béton armés de 02m de diamètre et de 100m de profondeur. Les pieux sont espacés de 3m. Afin de préciser les connaissances en particulier des lois d'interaction sol- clou.

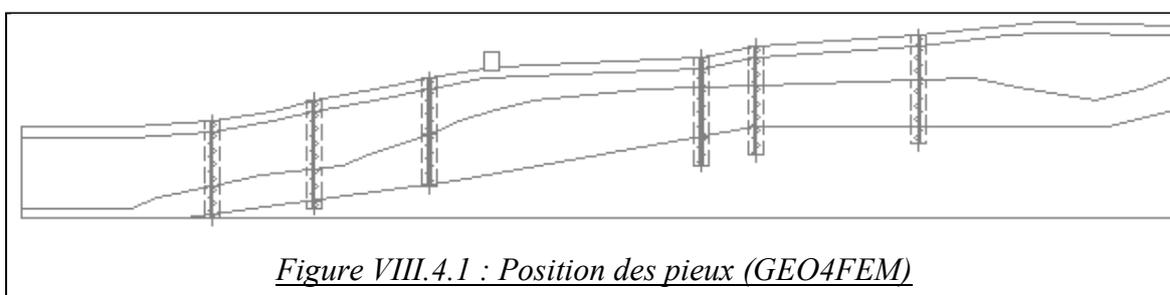


Figure VIII.4.1 : Position des pieux (GEO4FEM)

5. PARAMETRES MECANIQUES DES PIEUX :

Le Tableau (VIII.5.1) résume l'ensemble des paramètres mécaniques relatifs aux renforcements par pieux (déterminés pour une épaisseur de matériau de 1 mètre, le long de l'axe Oz) utilisés dans les modèles numériques. Les renforcements sont répartis suivant les schémas de principe explicités en figure (VIII.4.1).

paramètres	valeur	unité
Aire A	1,0472	$[m^2/m]$
Inertie I_y	0,262	$[m^4/m]$
Module d'élasticité E	32000	$[MPa]$
Module de cisaillement G	13650	$[MPa]$
La masse volumique γ	25	$[Kg/m^3]$
Résistance à la compression F_{CK}	30	$[MPa]$
Résistance à la traction F_{ct}	2,90	$[MPa]$

Tableau VIII.5.1 : Paramètres mécaniques des pieux

Les propriétés de sol de l'élément d'interface sont déduites à partir de ceux désignés au sol par l'intermédiaire d'un facteur de réduction R_{inter} . Pour l'argile (cas de BOUSSOUF)

$$R_{inter} = 0,5 [35].$$

6. ANALYSE DES RESULTATS :

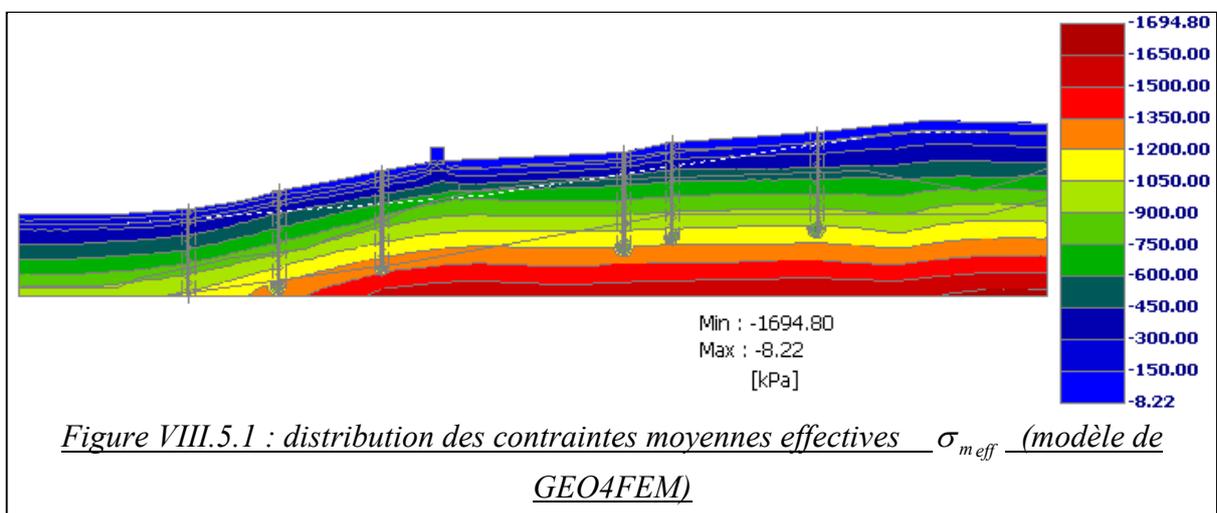
6.1. ANALYSE DES CONTRAINTES :

L'effet des renforcements mécaniques est très localisé au niveau des pieux, ce qui implique que les champs de contraintes à l'intérieur du massif sont sensiblement identique à ceux du modèle sans renforcement.

La figure (VIII.5.1) représente la distribution des contraintes moyennes effectives avec une valeur maximale de $-1694,80\text{KPa}$ c'est-à-dire quasiment la même valeur qu'avec le calcul du modèle sans renforcement.

Il existe une zone de contraintes verticales importantes, à la base des pieux, atteignant -1000KPa (figure VIII.5.2) cette valeur est due principalement au poids propre des pieux.

On observe également sur les figures (VIII.5.3), (VIII.5.4) et (VIII.5.5) une représentation des contraintes principales effectives, avec des valeurs identiques à celles du modèle sans renforcement mécanique. Ce qui signifie que l'influence de renforcement mécanique sur les champs de contraintes est nulle.



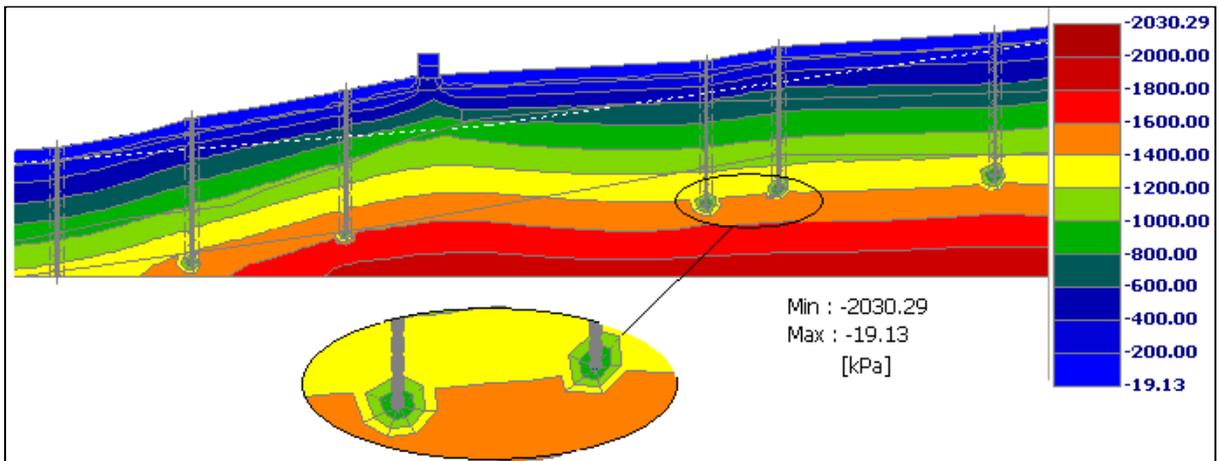


Figure. VIII.5.2 : distribution des contraintes verticales effectives $\sigma_{z_{eff}}$ (modèle de

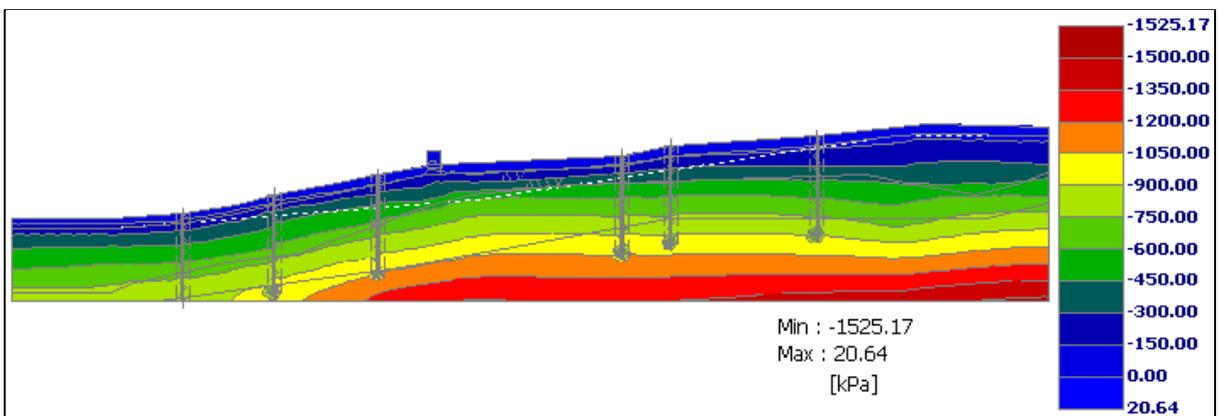


Figure. VIII.5.3 : distribution des contraintes principales effectives $\sigma_{1_{eff}}$ (modèle de GEO4FEM)

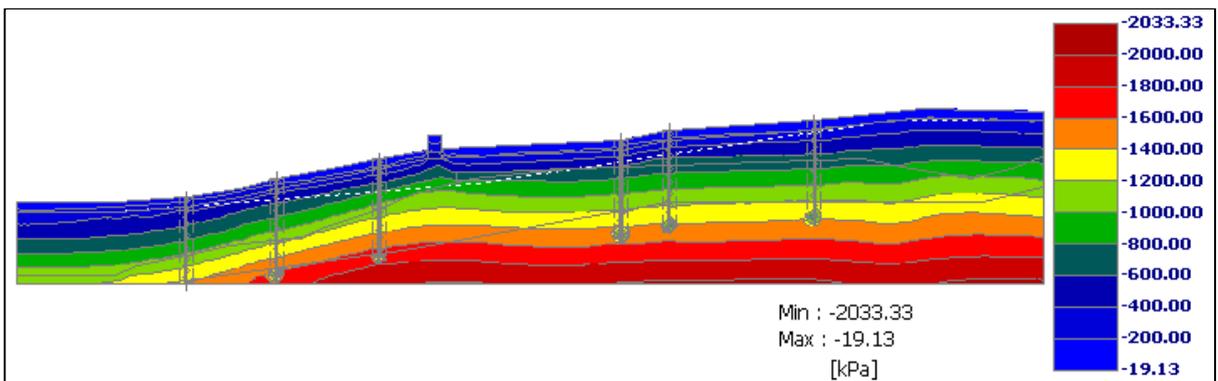
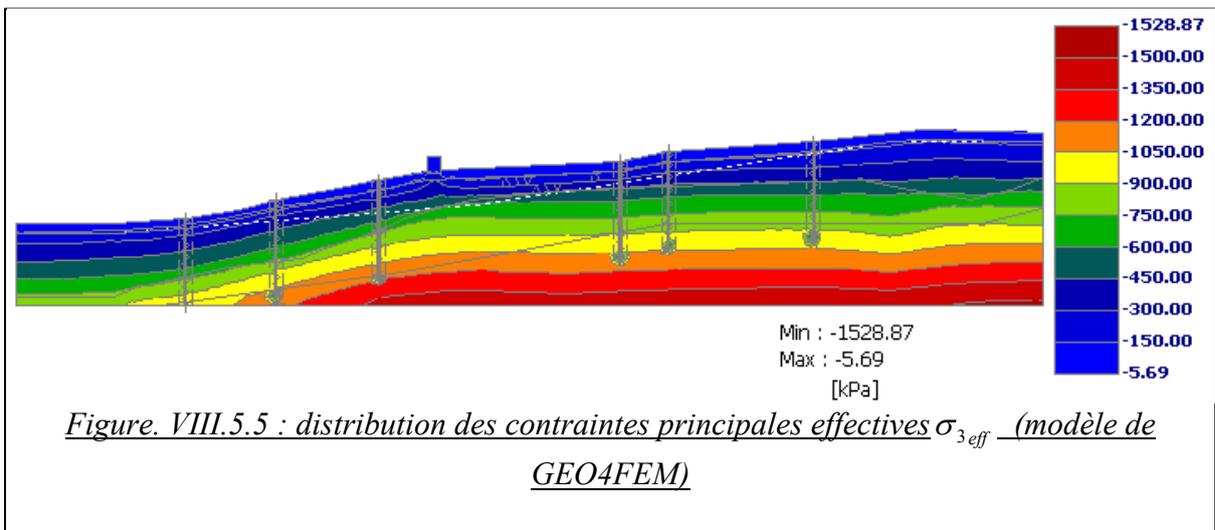


Figure. VIII.5.4 : distribution des contraintes principales effectives $\sigma_{2_{eff}}$ (modèle de GEO4FEM)

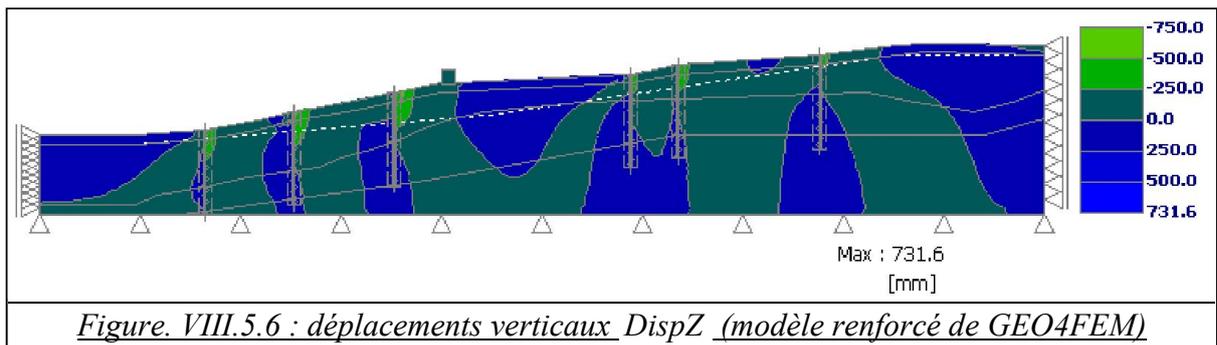


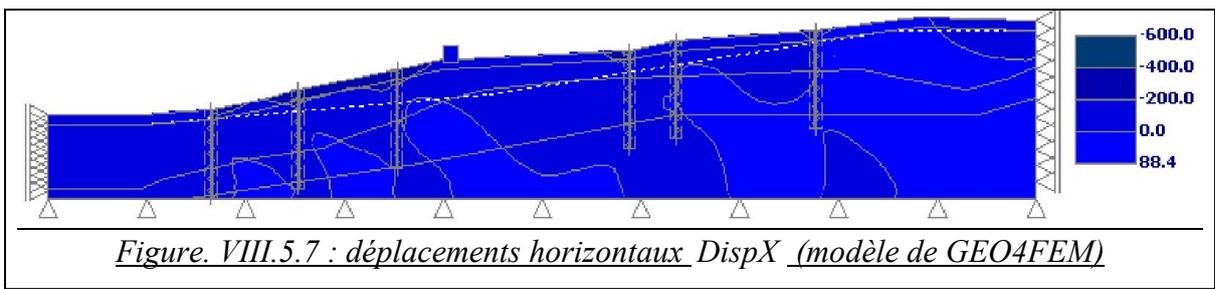
6.2. ANALYSE DES DEPLACEMENTS :

L'influence des renforcements mécaniques sur la déformation du versant est faible comparé aux déformations du versant sans renforcement. En effet, leur rôle étant principalement de limiter le mouvement des massifs jugés instables, leur zone d'action est donc très limitée.

Les figures ci-dessous (VIII.5.5), (VIII.5.6) présentent une diminution significative de déplacements du modèle avec renforcement par rapport au modèle sans renforcements.

La figure (VIII.5.5) présente également une distribution d'isovaleurs de déplacements verticaux avec une valeur maximale d'environ $-0,73m$ ($-1,35m$ avec le modèle sans renforcement) c'est -à- dire une diminution d'environ de 45%. Nous avons aussi observé sur la figure (VIII.5.6) une distribution d'isovaleurs de déplacements horizontaux à une valeur maximale de $-0,60m$ ($-1,65m$ avec le modèle sans renforcement) c'est -à- dire une diminution d'environ de 64%.





Le tassement à la base de construction a une valeur moyenne de $-9,97\text{mm}$ (figure VIII.7.7) ($-2,45\text{m}$ avec le modèle sans renforcement) avec une valeur minimale à l'arrière de $-7,8\text{mm}$ ($-2,25\text{m}$ avec le modèle sans renforcement) et une valeur maximale à l'avant de $-12,14\text{mm}$ ($-2,65\text{m}$ avec le modèle sans renforcement). Le tassement différentiel est donc de $4,34\text{mm}$ (40cm avec le modèle sans renforcement).

La figure (VIII.5.8) indique également un déplacement horizontale allant de -14cm ($-1,50\text{m}$ avec le modèle sans renforcement) à la base jusqu'à -19cm ($-1,90\text{m}$ avec le modèle sans renforcement) au sommet, ce qui provoque un basculement de l'immeuble vers l'avant (avec une valeur de $\alpha = 0,19^\circ$ ($\alpha = 1,53^\circ$ avec le modèle sans renforcement)).

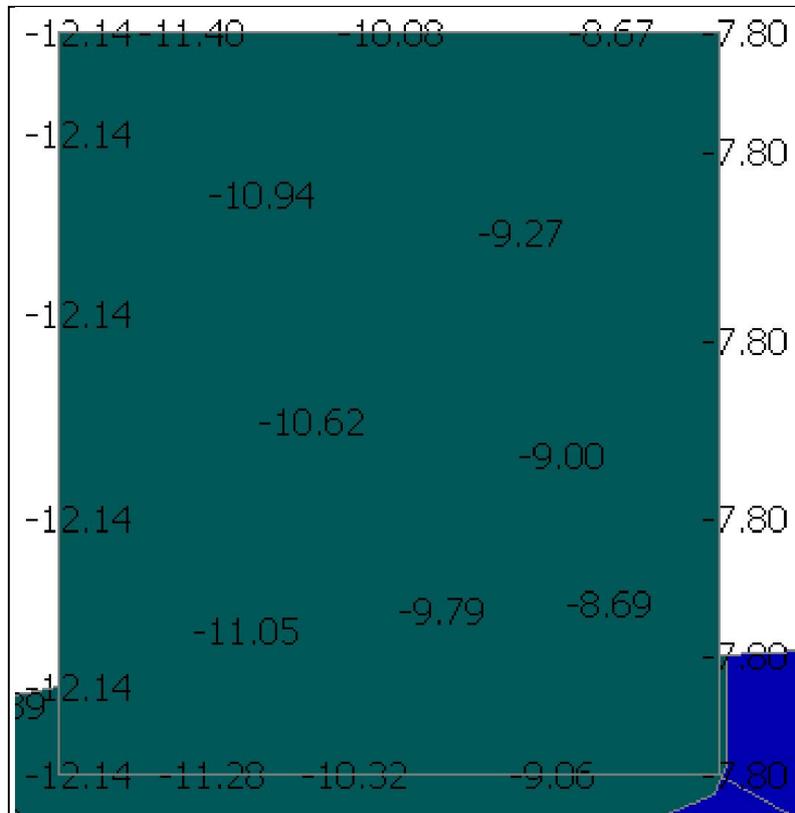
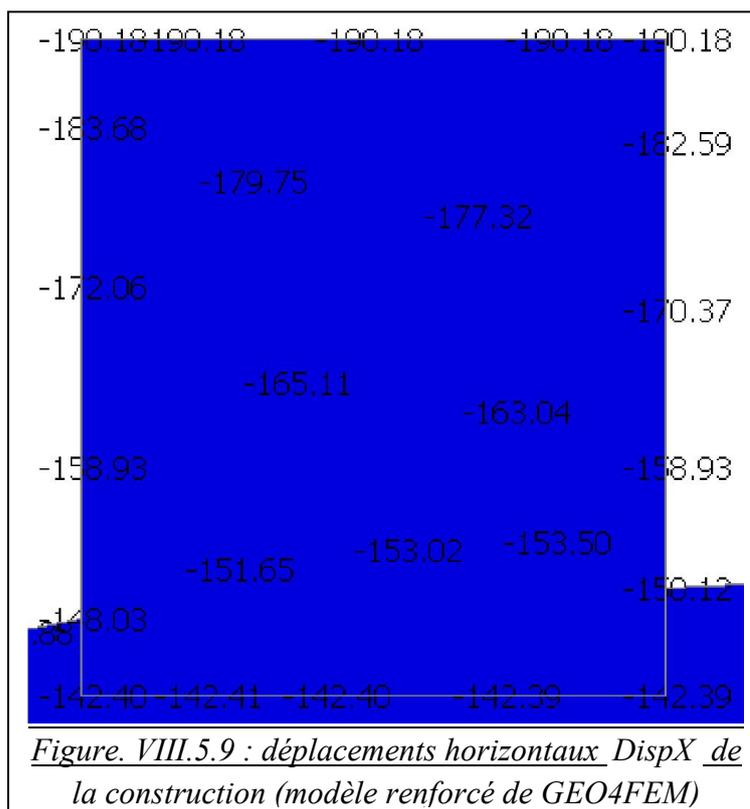


Figure. VIII.5.8 : déplacements verticaux DispZ de la construction (modèle renforcé de GEO4FEM)



7. CONCLUSION :

La modélisation réalisée sur la cité *BOUSSOUF* montre que le champ des déformations et considérablement modifié par la présence du renforcement par des pieux.

D'un point de vue général, les renforcements mécaniques ne modifient pas significativement les champs de contraintes à l'intérieur du versant par rapport au modèle sans renforcement. Leur influence est particulièrement observable dans la construction où les déplacements horizontaux et verticaux de la construction sont considérablement réduits et on a pu constater que ces renforcements ont un effet très important sur la stabilité de la construction.

La présence des éléments de renforcements conduit à des valeurs de déplacements un peu inférieures par rapport à celles du modèle sans renforcement (différence d'environ de 50%), il permet de diminuer de façon significative la déformation du versant. Mais on constate que le renforcement du versant *BOUSSOUF* par pieux n'est pas suffisant pour assurer la sécurité totale aussi bien pour le versant que pour les constructions.

IX. CONCLUSION GENERALE

Cette étude a pour objectif de présenter et d'expliquer la méthodologie que nous avons mise en oeuvre pour modéliser le comportement mécanique d'un versant instable lorsque celui-ci est soumis à des modifications significatives de son état de contraintes initial, comme par exemple à la suite de travaux de construction.

Prenant comme sujet d'étude le versant de la cité *BOUSSOUF* de Constantine, nous avons réalisé un double travail, comprenant :

- * une étude de la stabilité du versant avant la réalisation de construction, afin de déterminer des zones potentielles d'instabilité ;
- * une étude de la stabilité du versant après la réalisation d'une construction, et l'évaluation de la stabilité de la construction

L'étude de stabilité réalisée à l'aide du logiciel *GEO4FEM* nous a permis d'obtenir des résultats de facteur de sécurité par les différentes méthodes analytiques de l'équilibre limité à la fois qualitatifs et quantitatifs sur le rôle de paramètres influençant la stabilité des pentes. Ces paramètres sont d'ordre physique (liés à la géométrie du talus et les paramètres mécanique), hydraulique (nappe phréatique, pression interstitielle...).

Basées sur les données géologiques et géotechniques du versant disponibles, les conclusions qui apparaissent au terme de cette étude sont les suivantes :

- * le versant de la cité *BOUSSOUF* est considéré instable, cette instabilité est causée principalement par la formation argiles de faible résistance au cisaillement, et par la présence d'une nappe phréatique.
- * Le mouvement du versant provoque des déplacements des bases des bâtiments ce qui résulte des rotations angulaires et des tassement des ces bâtiments, qui en générale inadmissibles et peuvent provoquer la ruine complètes des constructions.
- * Le versant de la cité *BOUSSOUF* nécessite donc un travail de renforcement très important soit par la méthode de drainage soit par les méthodes de renforcement mécaniques.

Le modèle de *GEO4FEM* avec renforcements mécaniques nous a permis de constater le rôle considérable des pieux sur la déformation de la pente. Bien entendu, dans la pratique ces renforcements mécaniques ont un effet bénéfique sur la stabilité locale en permettant de

maintenir en place les masses potentiellement instables. Toutefois, nos calculs attestent que le renforcement mécanique du versant *BOUSSOUF* par pieux n'est pas suffisant pour assurer la stabilité totale, Il est nécessaire donc d'ajouter (ou bien combiner) une autre technique de stabilisation soit par exemple un système de drainage.

X. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Risques naturels et environnement industriel (DRA-013) ;Rapport intermédiaire Opération a : synthèse sur les risques dus aux séismes, inondations, mouvements de terrain et tempêtes – définitions et mécanismes, (Viviane Tellier – Ecole des Mines d' Alès), :
- [2] W.J. Eden : Conseil national de recherches Canada : Glissement de terrains argileux : Publié à l'origine en août 1973
- [3] Abdelkader BENAÏSSA, glissements de terrain : calcul de stabilité, office des publications universitaires
- [4] Olivier Lateltin OFEFP-SHGN, Beme : dangers naturels, Recommandations 1997, Office fédéral de l'aménagement du territoire OFAT, OFEE, OFEFP
- [6] Jean-Claude Flageollet : les mouvements de terrain et leur prévention : Masson
- [7] G. E. BARNES: Soil mechanics principles and practice.
- [8] G. N. Smith: element of soil mechanics for civil and mining engineers: senior lecture in civil engineering, Heriot-watt university, Edinburgh.
- [9] I. M. Smith, D.V.Griffiths: programming the finite element method: university of Manchester. UK .1988.
- [10] Dan TOUITOU: apport de la modélisation et de l'instrumentation dans l'analyse de la stabilité et de la déformation a long terme d'un massif granitique. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées en géologie de l'ingénieur.
- [11] Documentation de base sur la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes : Office fédéral des eaux et de la géologie ; Section Barrages ; Partie C – Barrages en remblai (digues)
- [12] Theoretical Guide of GEO4- Finite Element Method in Geotechnical Engineering: Computer program for nonlinear finite element analysis of geotechnical problems
- [13] Mohamed Guenfoud: introduction a la mécanique des milieux continus -application a la mécanique des solides- :université de Guelma laboratoire de génie civil et d'hydraulique
- [14] PLilippe Mestat, Pierre Humbert :référentiel de tests pour la vérification de la programmation des lois de comportement dans les logiciels d'éléments finis :Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées-230-janvier-février –Réf-4349-pp.23-38

- [15]Thierry Verdel : géotechnique et monuments historiques ; méthodes de modélisation appliquées a des cas égyptiens :thèse de doctorant de l'institut national polytechnique de Lorraine
- [16] Modèle Quantitatif Tridimensionnel de Glissements de Terrain ;Kamel Hamadi 1, Arézou Modaressi 1 , et Félix Darve 2
1 Lab. MSS-Mat, CNRS UMR 8579, Ecole Centrale Paris, 99295, Châtenay Malabry Cedex, France
2 Lab Sols, Solides, Structures (L3S), INPG/UJF/CNRS, ALERT, BP.53, 38041 France.
- [17] G Philipponnat : fondations et ouvrages en terre, éditions eyrolles.
- [18] Jacques Desrues Limitations du choix de l'angle de frottement pour le critère de plasticité de Drucker-Prager :Laboratoire 3S (CNRS - INPG - UJF), RFGC - 6/2002. COSS'01, pages 853 à 862
- [19] l'effet de groupe dans le clouages des pentes instables : Expérimentation in-situ et modélisation : Ph. DELMAS, G CARIER , ABDEHDI laboratoire central des ponts et chaussées, Paris(France),A.MORBOIS, laboratoire régional des ponts et chaussées de l'ouest parisien, paris (France). (Interaction sols-structures :Actes du colloque organisé par l'école national des ponts et chaussées paris ,5-7 mai 1987 page 203)
- [20] Manuel d'utilisation de TALREN 4,Notice technique, Copyright TALREN 4 - TERRASOL – Août 2004
- [22] C. CHERCHALI , calcul des talus renforces (clouage des sol) Tome V, office publication universitaires.
- [23] T.MATSUI AND K.C.SAN, T. AMANO, Y.OTANI, K.HAYASHI: Case histories on reinforced cut slopes due to rood piles in OSAKA (JAPAN). Presses de l'école nationale des ponts et chaussées (Paris novembre 18,19, 1983) page133.
- [24] ALLAL MOHAMED AMINE, HOUMADI YOUCEF: université de Tlemcen, Algérie Utilisation des système d'information géographique (SIG) pour la cartographie géotechnique: cas de l'ex I.T.E de Tlemcen (séminaire international de géomatériaux les10-11 mars 2003 université de M'sila- Algérie).
- [25] Nagtegael, J.C., D.M and Rice, J.R. (1974).on numerically accurate finite element solutions in the fully plastic rang. *Comp. Math. Appl. Mec. Engng.*4,153-177 (cité dans [29])
- [26] Sloan.S,W (1981). Numerical analysis of incompressible and plastic solids using finite elements.Ph.D. Thesis, university of Cambridge, U.K. (cité dans [29])
- [27]Sloan,S,W and Randolph, M.F.(1982). Numerical prediction of collapse loads using finite element methods. *Int. J. Num. Analyt. Meth. In geomech.*6, 47-76 (cité dans [29])

- [28] Bathe, K.J. (1982). Finite element analysis in engineering analysis. Prentice-Hall, New Jersey. (Cité dans [29])
- [29] Manuel de référence de PLAXIS version 8 .Réducteur R.B.J.Brinkgreve, Delft university of technology & PLAXIS bv, Pays-Bas 2003.
- [30] Oldrich Hungr Département des sciences de la terre et des océans, Université de la Colombie-Britannique 6339, chemin tores, Vancouver (C.-B.) V6T 1Z4, Canada. Méthode générale d'évaluation des dangers et des risques de glissement de terrain. 53ième Conférence Canadienne de Géotechnique 15-18 October, 2000 Montreal (QC)
- [31] <http://www.univ-savoie.fr/mse/ressources/rapports/rapports98/xpisti/eau.htm>
- [32] Universal Distinct Element Code, ITASCA CONSULTING GROUP, INC. 1993
- [33] VULLIET L. Modélisation des pentes en mouvement lent, Laboratoire de mécanique des sol de l'école Polytechnique Fédérale de Lausanne. Octobre 1997
- [34] <http://www.lb.refer.org/kourdey/Introduction.htm>
- [35] MOHAMMAD AL HUSEIN (23 octobre 2001) : Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques : Thèse de doctorant de l'université JOSEPH FOURIER – GRENOBLE I

المخلص

إن التقييم و التكهّن بحركة الأتربة في ناحية قسنطينة يعتبر هدف رئيسي بالنسبة للسلطات المدنية و كذلك بالنسبة للباحثين الجيوتقنيين.

ولهذا قمنا باستعمال طرق عديدة من أجل دراسة استقرار منحدر طبيعي خاضع لانزلاقات التربة، و تأثير مختلف العوامل الجيوتقنية، الهندسية و الميكانيكية على سلوك هذا الأخير و بالتالي تأثير هذه الانزلاقات على البنايات. و في المقابل، نضرا للطابع الغير خطي للمشكل المطروح، الاستعمال العددي يتطلب الاستعانة بتقنيات حديثة مثل استخدام البرامج العددية (PLAXIS, GEO4FEM و UDEC

بهدف اضهار و التركيز على طريقتنا ارتأينا إلى الاهتمام بدراسة حالة وحيدة التي تتمثل في عدم استقرار منحدر حي بوسوف (قسنطينة).

RÉSUMÉ :

L'évaluation et la prédiction des mouvements de terrain de la zone de CONSTANTINE, constituent aujourd'hui un objectif majeur aussi bien pour les autorités civiles que pour les chercheurs géotechniciens.

C'est pourquoi nous avons analysé, à l'aide des méthodes numériques (éléments finis et éléments distincts), la stabilité d'un talus naturel subit des glissements de terrain, et l'influence de différents paramètres, géométriques et mécaniques, sur son comportement et par conséquent l'influence de ces glissements de terrain sur les constructions. Par ailleurs, du fait du caractère fortement non linéaire du problème posé, (comportement élasto-plastique des sols), la mise en oeuvre numérique nécessite l'utilisation de techniques très récentes, telles que l'utilisation des logiciels numériques (GEO4FEM, PLAXIS et UDEC).

Afin d'appuyer et d'illustrer notre démarche, nous avons choisi de porter toute notre attention sur un unique cas d'étude, celui de l'instabilité du talus de la cité BOUSSOUF (Constantine).