

Ministère de L'enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider Biskra
Faculté des Sciences et Science de l'Ingénieurs
Département de Génie Civil

Mémoire

Présenté pour obtenir le diplôme de
Magister en Génie Civil

Option

Mécanique des Sols et Structures

Thème

Etude paramétrique de la déformation d'un massif en pente par la méthode des éléments finis – Application au glissement du Ciloc de Constantine

Présenté par

MOKHBI HICHAM

Date de soutenance : 01/07/2007

Composition du jury

S. BENMEBAREK	Professeur de l'université de Biskra	Président
M. HAMAMI	Professeur de l'université de Skikda	Rapporteur
M. BELACHIA	Professeur de l'université de Skikda	Examineur
L. BELOUNAR	Maître de conférence de l'université de Biskra	Examineur
A. OUNIS	Maître de conférence de l'université de Biskra	Examineur

Remerciements

Je remercie en premier Dieu pour tout.

Je tiens à remercier très vivement et respectueusement mon rapporteur Monsieur Mounir HAMAMI, Professeur à l'université de Skikda, qui m'a fait l'honneur d'accepter de m'encadrer et qui m'a fait confiance dans l'élaboration de ce travail.

J'exprime ma vive reconnaissance à Monsieur le Professeur Sadok BENMEBAREK pour m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury du mémoire.

Mes remerciements vont également à Monsieur Lamine BELOUNAR, Maître de conférence à l'université de Biskra.

Je remercie également Monsieur le Professeur Mouloud BELACHIA pour avoir bien voulu accepter de participer au jury du Mémoire.

Je souhaite également remercier Monsieur Abd Elhafid OUNIS, Maître de conférence à l'université de Biskra, pour avoir accepté de faire partie du jury.

Je souhaite également exprimer ma profonde gratitude envers Monsieur, le chef de département de Génie Civil, Mekki MELLAS.

Je remercie chaleureusement mes collègues de laboratoire LTP Est de Skikda, pour leurs aides et leurs soutiens, et plus particulièrement à Monsieur, le chef d'antenne, Fayçal BOUKADOUM.

Je remercie enfin ma famille et mes amis pour leurs indispensables et chaleureux soutiens.

Table des matières

	Page
Résumé	i
Abstract	ii
المخلص	iii
Introduction générale	1
Chapitre 1 Généralités sur les glissements	5
1.1 Introduction	5
1.2 Mouvement de terrain	6
1.2.1 Classification	7
1.2.1.1 Les glissements	7
1.2.1.1.1 Les glissements rotationnels	8
1.2.1.1.2 Les glissements plans	9
1.2.1.1.3 Glissements sur une discontinuité préexistante	10
1.2.1.1.4 Glissements composites et complexes	10
1.2.1.1.5 Glissements sous marins	11
1.2.1.2 Les écroulements	11
1.2.1.3 Les fluages	12
1.2.1.4 Les coulés	13
1.3 Glissements de terrain à Constantine-ville	14
1.4 Synthèse	17
Chapitre 2 Méthodes de calcul de stabilité des pentes	18
2.1 Hypothèses de calcul	18
2.1.1 Définition du critère de rupture	18
2.2 Définition du coefficient de sécurité	19
2.2.1 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	20
2.2.2 Détermination de la géométrie de la rupture	21
2.3 Analyse de la rupture plane dans une pente infinie	21
2.4 Stabilité d'un talus dans un sol non homogène	22
2.4.1 Méthode des tranches	23
2.4.1.1 Equation générale du problème	24
2.4.1.2 Méthode de FELLENIUS	27
2.4.1.3 Méthode de BISHOP simplifiée	28

2.4.1.4	Méthode de SPENCER	29
3.4.1.4	Méthode de JANBU	32
2.5	Insuffisance des méthodes classiques	33
2.6	Justification de l'utilisation de la méthode des éléments finis	34
2.7	Synthèse	35
	Chapitre 3 Méthode des éléments finis et la géomécanique	37
3.1	Introduction	37
3.2	Concept de base	38
3.3	Formulation de l'élément fini	39
3.4	Les éléments finis et la géomécanique	40
3.5	Le logiciel Plaxis, son originalité	40
3.6	Option par défaut, Solution approchées	41
3.7	Théories et méthodes numériques utilisées dans PLAXIS	43
3.7.1	Théorie de déformation	43
3.7.1.1	Equations de base	43
3.7.1.2	La discrétisation en éléments finis	45
3.7.1.3	Procédure itérative globale	46
3.7.2	Théorie d'écoulement d'eaux souterraines	47
3.7.2.1	Equations de base	47
3.7.2.2	Discrétisation en éléments finis	48
3.7.3	Théorie de la consolidation	50
3.7.3.1	Equations de base de la consolidation	50
3.7.3.2	Discrétisation en éléments finis	51
3.7.3.3	Consolidation élastoplastique	54
3.7.4	Formulations d'un élément fini	54
3.7.4.1	Fonctions d'interpolation d'un élément barre	55
3.7.4.2	Fonctions d'interpolation des éléments triangulaires	57
3.7.4.3	Intégration numérique	58
3.7.4.3.1	Intégration numérique d'un élément barre	59
3.7.4.3.2	Intégration numérique d'un élément triangulaire	60
3.7.4.4	Dérivés des fonctions de forme	61
3.7.4.5	Calcul de la matrice de rigidité élémentaire	63

Chapitre 4 Les lois de comportement évoluées en géomécanique	64
4.1 Introduction	64
4.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles	65
4.3 Modèle élastique linéaire	66
4.4 Le modèle de Mohr-Coulomb	67
4.5 Modèle de sol avec écrouissage (<i>Hardening Soil Model. H.S.M</i>)	70
4.6 Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model S.S.M)	77
4.7 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model S.S.C.M)	80
4.8 Synthèse	82
Chapitre 5 Etablissement du modèle de référence du glissement de Ciloc de Constantine	83
5.1 Introduction	83
5.2 Caractéristiques géologiques et géotechniques du versant Ciloc	83
5.3 Aperçu sur les mesures inclinométriques	84
5.3.1 Principe de mesures	85
5.4 Résultats inclinométriques	87
5.5 Représentation du modèle de référence	90
5.5.1 Définition des données	90
5.5.2 Génération du maillage	91
5.5.3 Les conditions aux limites	92
5.5.4 Les conditions initiales	92
5.5.4.1 Génération des pressions interstitielles	92
5.5.4.2 Génération des contraintes effectives initiales	93
5.5.5 Les Procédures de calculs	95
5.5.6 Principaux résultats	95
5.5.7 Exploitation des résultats	97
5.5.9 Synthèse	100
Chapitre 6 L'étude paramétrique	101
6.1 Introduction	101
6.2 Effet des paramètres de modélisation	102
6.2.1 Le maillage	102
6.2.2 La précision des calculs	103

6.3 Effet des paramètres géotechniques	105
6.3.1 Effet des paramètres du sol	105
6.3.1.1 Influence de la cohésion C	105
6.3.1.2 Influence de l'angle de frottement φ	107
6.3.1.3 Influence des modules E_{50}, E_{oed}, E_{ur} .	108
6.3.1.4 Influence du coefficient de poisson	110
6.3.1.4 Influence de la fluctuation de la nappe et du mode d'écoulement	111
6.4 Effet du modèle de comportement du sol	113
6.5 Synthèse	115
Conclusions générales et recommandations	118
Bibliographie	120
Annexes	122

Résumé

Il s'agit d'un projet réel de calcul de glissement de terrain. Le cas de glissement de Ciloc de la ville de Constantine. Des mesures inclinométriques sont disponibles (suivi du déplacement horizontal du sol), un modèle de référence de ce glissement a été établi et calculé avec le logiciel Plaxis V8 qui se base sur la méthode des éléments finis. Ensuite, une étude paramétrique a été effectuée. Plusieurs paramètres de calculs (précisions et maillage) et géotechniques (paramètres de résistance, les modules, le rabattement de la nappe, modèle de comportement) ont été variés individuellement. Il ressort de cette étude que la variation des paramètres dans des fourchettes « raisonnables » a un effet considérable sur les tassements et le coefficient de sécurité.

Mots clés :

M.E.F. - Glissement - Modélisation - Paramétrage - Ciloc de Constantine – Plaxis V 8

Abstract

It is about a real project of calculation of analysis of stability. The case of the Ciloc stability of Constantine city. Inclinometric measurements are available (horizontal follow-up of displacements of the ground), a model of reference of this stability were established and calculated with the software Plaxis V8 which is based on the finite element method. Then, a parametric study was been done. Several calculation parameter (precisions and discretisation) and geotechnical parameters (strength parameters, the modules, the groundwater lowering, and behaviour model) has been varied individually. It is evident from this study that the variation of the parameters in "reasonable" interval has a considerable effect on the settlements and the safety factor of a slope.

Keywords:

F.E.M. - Stability - Modeling - Parameter setting - Ciloc of Constantine - Plaxis V 8

المخلص

يعالج هذا المشروع حالة حقيقية لحساب انزلاق الأرضية، يتعلق الأمر بانزلاق حي سيلوك بمدينة قسنطينة. العديد من القياسات الأنكلنومترية متوفرة لدينا كمعطيات (متابعة الإنتقالات الأفقية للتربة)، النموذج المرجعي لهذا الإنزلاق تم تأسيسه وحسابه باستعمال البرنامج Plaxis V.8 الذي يعتمد على طريقة العناصر المحدودة.

بالإضافة إلى ذلك تم القيام بدراسة تقييمية لتأثير مختلف المعايير على مدى، والمتعلقة بالحساب (دقة الحساب، وعدد العناصر المستعملة في الحساب) والجيو تكنولوجية (معايير المقاومة، المعاملات، إنخفاض البساط المائي، ونموذج السلوك).

بعد هذه الدراسة تبين مدى تأثير مختلف المعايير المذكورة سابقا على الهبوط ومعامل الأمان.

الكلمات المفتاحية:

طريقة العناصر المحدودة، انزلاق، نمذجة، تعبير، سيلوك قسنطينة ، Plaxis V.8

Introduction générale

Le développement de l'analyse numérique et ses applications aux problèmes géotechniques au cours des 20 dernières années ont donné aux ingénieurs géotechniciens un outil d'analyse extrêmement puissant. Cependant, l'utilisation de cette analyse est encore restreinte et même lorsqu'elle est utilisée, elle est trop souvent mal pratiquée. La raison en est, en partie, le manque d'information et de formation, notamment dans les codes de pratique, sur le bon emploi de ces méthodes d'analyse.

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

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

La forme mathématique que prennent les liaisons entre les grandeurs géométriques (déformation ou déplacements) et les grandeurs mécaniques (contraintes ou forces) dépend de leur domaine de variation. [2]

Les différents outils de calcul qui existent actuellement présentent des degrés de sophistication différents qui pèsent évidemment sur la performance des modèles réalisés. Il en

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

Certains procèdent par intégration directe comme avec la méthode des éléments frontières. Les autres ont recours à la discrétisation de ces fonctions. Ces derniers diffèrent par ailleurs entre eux par les principes de discrétisation des grandeurs calculées, les algorithmes et les techniques de résolution, comme c'est le cas notamment entre les outils qui s'appuient sur la méthode des éléments finis, celle des éléments distincts, ou celle des différences finies. [2]

Dans les calculs géotechniques on est loin de la rigueur mathématique de la simulation numérique. Les géotechniciens disposent de trois ingrédients : d'un côté un outil de calcul, de l'autre un rapport de sol (jamais aussi complet qu'ils le souhaiteraient) et enfin un ouvrage à modéliser : l'objectif est de produire une note de calcul ou une justification de l'ouvrage.

Modélisation rime toujours avec simplification. Comme dans toute méthode classique de calcul, la première simplification est l'établissement d'une coupe du sous-sol : cette simplification des différents sols rencontrés lors des reconnaissances permet à l'ingénieur de disposer d'un schéma conceptuel de calcul comportant les principales couches de sol influentes. *C'est pour ces couches que se pose la question de la détermination des paramètres de calcul.*

Le rapport de sol comporte des reconnaissances par sondage (carotté ou pelle mécanique), des pressiomètres, des pénétromètres statique ou dynamique et des essais de laboratoire sur des échantillons remaniés ou intacts. Les conditions économiques font que ce rapport a souvent été obtenu pour un coût minimum, avec le nombre d'essais minimum permettant de faire une étude adaptée aux besoins du maître d'ouvrage ou du maître d'œuvre. Un autre cas de figure peut être celui de chantier ou d'ouvrages importants pour lesquels les sondages et les essais de laboratoire ou essais in-situ sont très nombreux : dans ce cas le géotechniciens doit extraire de ces piles de dossiers des paramètres de calcul. L'abondance dans ces cas n'est pas facile à gérer que la pénurie suivante. Il ressort, donc, le problème de choix des paramètres adéquat pour les calculs à effectuer.

Le développement dans le matériel informatique et, en particulier, dans les logiciels de calculs permet d'aboutir à des analyses numériques très avancées à des coûts bas et avec des temps de calculs relativement petits. Ces codes, complètement intégré dans un environnement

PC, sont devenus si conviviaux qu'une simple formation est exigée pour les maîtriser. Ils offrent des analyses sophistiquées, tel que la consolidation associée avec le comportement élasto-plastique du sol. Cependant, pour exécuter des calculs complexes et obtenir des résultats acceptables, une forte connaissance des méthodes numériques, la mécanique des milieux continus et la mécanique des sols est essentielle.

Par ailleurs, chaque logiciel aux éléments finis a ses propres algorithmes : méthodes de résolution, paramètres de modélisation. Les utilisateurs non avertis ne sont pas toujours conscients de ces hypothèses numériques implicites. Ils exécutent des analyses numériques complexes et peuvent avoir des résultats peu fiables.

Reconnus dans la profession des géotechniciens, quelques comités nationaux et internationaux ont commencé à s'intéresser à ce problème. Parmi les plus actifs, on peut citer le groupe **AK 1.6** " Numerical Methods in Geotechnics " du comité allemand de géotechnique (DGGT) et le groupe **A** " Numerical Methods " de l'Action **COST** (Co-Operation in Science and Technology of European Union). Le principal objectif de ces comités est de fournir des recommandations générales dans les calculs géotechniques (Meissner, 1991), ou des recommandations particulières, comme par exemple : les simulations numériques dans le creusement des tunnels (Meissner, 1996), et les simulations numériques pour les excavations profondes (Schweiger, 1998, 2001, 2002).

L'application proposée ici est une étude paramétrique sur le glissement du Ciloc de la ville de Constantine. L'objectif principal de cette étude est de concevoir un modèle de référence de ce glissement. Ensuite, établir une étude paramétrique sur le comportement du talus. Cette étude permettra de cerner quels sont les paramètres les plus influents dans une étude géotechnique de glissement de terrain. Pour le calcul on utilisera le logiciel Plaxis V8 (Brinkgreve et Al. 2002).

Le premier chapitre est une revue bibliographique sur les glissements des terrains et leurs classifications.

Le deuxième chapitre est une revue bibliographique sur les méthodes de calcul de la stabilité des pentes

Le troisième chapitre est une généralité sur la méthode des éléments finis et son emploi en géotechnique. En fin, le logiciel Plaxis, son originalité, ses options par défaut et les solutions approchées sont cités. Des théories et des méthodes numériques sur lesquelles le programme de Plaxis est basé sont passées en revue.

Le quatrième chapitre est une revue bibliographique sur les différentes lois de comportements des sols et des roches les plus usuelles et qui sont intégrées dans Plaxis. Il est question de définir tous les paramètres constitutifs des lois de comportements, leurs déterminations expérimentales et/ou leurs corrélations.

Dans le cinquième chapitre, il est question d'établir un modèle numérique du glissement de Ciloc qui constituera la bonne approximation de la réalité (comparaison avec les mesures inclinométriques) : C'est le modèle de référence. Il constituera, par la suite, la base de comparaison lors de l'étude paramétrique.

Le sixième chapitre, c'est l'étude paramétrique. L'influence de deux types de paramètres est à étudier : les paramètres de modélisation proprement dites (maillage, précision de calcul) et les paramètres géotechniques (paramètres de résistance, les modules, le rabattement de la nappe, le modèle de comportement).

Des conclusions et des recommandations sur la modélisation numérique et sur le calcul par la méthode des éléments finis en géotechnique clôturent ce travail.

Chapitre 1

Généralités sur les glissements

1.1 Introduction

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

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues. L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité[2].

Cependant une longue expérience a été acquise tant que les méthodes de calcul que dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pentes peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité [7].

Plusieurs méthodes de calcul furent proposées et devant l'énorme volume de travail et de calculs par ces méthodes le recours à l'informatique s'est fait, sérieusement ressentir. Ainsi, plusieurs programmes de calcul virent le jour permettant aux ingénieurs d'entreprendre des études complètes en introduisant plusieurs paramètres dans un temps très réduit [3].

Enfin les recherches entreprises par plusieurs centres spécialisés, ont mis en évidence l'énorme intérêt pour la maîtrise et la connaissance des lois de comportement des matériaux qui ont conduit à l'élaboration de plusieurs modèles qu'on a introduit dans des programmes de calcul par la méthode des éléments finis. Cette méthode semble ouvrir de grandes fenêtres d'espérance pour les géotechniciens [3].

1.2 Mouvement de terrain

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols,...) et par leur dimension (certains glissements, peuvent atteindre plusieurs dizaines de millions de m³). Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie (nature et fracturation des formations affleurantes, hydrogéologie) c'est-à-dire par l'environnement physique. Ils concernent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains (naturels ou minés), les sols argileux sensibles aux variations de teneur en eau, ... Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines.

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

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur,
- sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus, ...

- sur les conditions hydrauliques : position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée. L'eau est la cause déclenchante de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps.

1.2.1 Classification

Du fait de leur complexité et des divers critères introduits par de différents auteurs dans leurs tentatives de description qualitatives des mouvements de terrains, ces derniers présentent la difficulté majeure de ne pouvoir leur trouver une classification universelle. Cependant, quatre grandes familles semblent, maintenant, être retenues par l'ensemble des auteurs [3] :

- Les glissements
- Les écroulements
- Les fluages
- Les coulées

1.2.1.1 Les glissements

Ils correspondent aux déplacements des matériaux par gravité sur des versant. Ils peuvent affecter seulement les couches les plus superficielles (solifluxion) ou au contraire être très profonds (Figure 1.1). Le déplacement reste plus ou moins lents (quelques mm à quelques dm par an), mais peuvent aussi s'accélérer, voire aller jusqu'à la rupture [16].

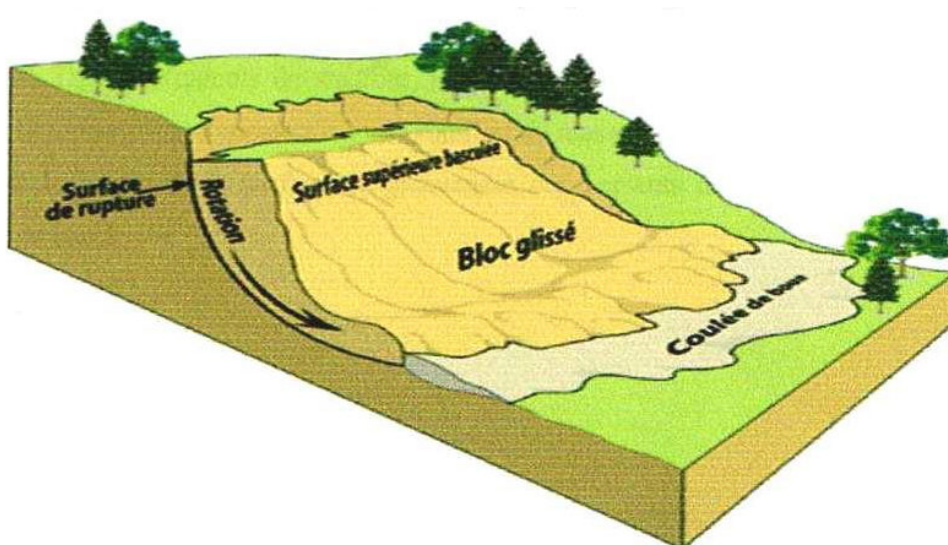


Figure 1.1 Glissement de terrain

L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

La diversité des glissements est grande, à cause des différences dans la nature et la taille des matériaux, fragments de roche cohérentes, de roches meubles ou de sols, dans la forme de la surface de rupture dans la distance parcourue par les matériaux glissés au-delà de la zone de rupture, dans les vitesses...etc [16].

On peut opposer les glissements qui s'opèrent à la faveur d'une discontinuité géologique important, généralement plane, dans des matériaux variés qui peuvent être déplacés par translation et par d'autre mode comme l'écoulement et l'écroulement, aux glissements qui se font sur une surface de rupture concave et/ou du fait de la rotation, la masse glissée reste, pour une large part, à l'intérieur de la zone de rupture. Mais des glissements composites, se font sur une surface de rupture en partie concave et en partie plane, d'autre associent une rotation et une translation dans un même glissement, en fin il s'avère que de nombreux glissements se font sur une surface irrégulière ou de forme quelconque [16].

Selon le mode de déplacement on distingue :

1.2.1.1.1 Les glissements rotationnels

Ils se produisent dans des sols homogènes où les discontinuités géologiques sont absentes, ou insuffisantes pour influencer notablement la forme et la position de la surface de glissement. Celle-ci est concave, à pente forte vers le haut du versant, et aplatie vers le bas d'ou des appellations, comme fauteuil, ou en cuillère, faisant référence au profil et à la forme générale (Figure 1.2). Dans les calculs de stabilité, la surface de glissement est assimilée à un arc de cercle et le mouvement s'apparente à une rotation de masse glissée autour du centre de cercle. En réalité la forme de la surface de glissement des versants naturels est presque toujours éloignée du cercle [16].

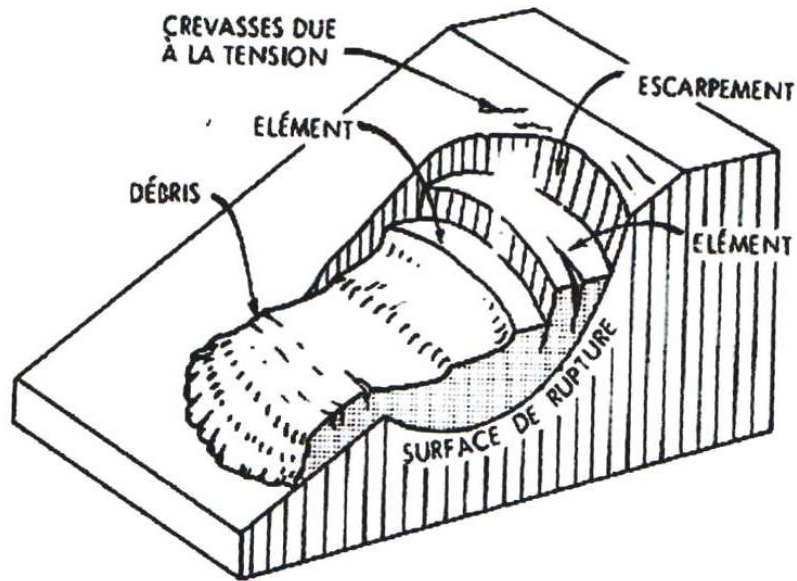


Figure 1.2 Glissement rotationnel.

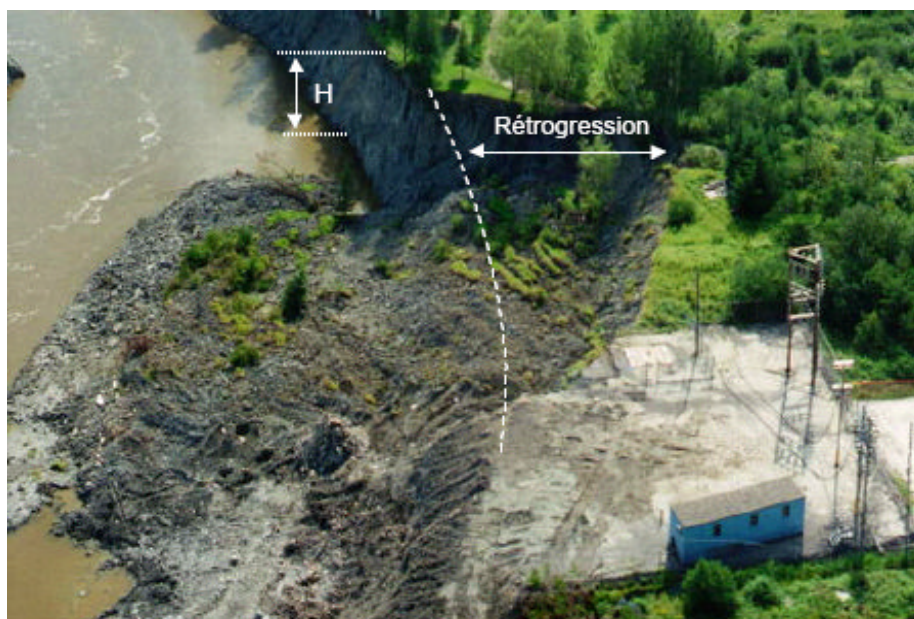


Figure 1.3 Exemple de rétrogression d'un glissement rotationnel multiple en bordure de la rivière Chicoutimi. Canada. [4]

1.2.1.1.2 Les glissements plans

Qui se produisent soit sur une couche plane peu épaisse de caractéristiques médiocres, soit dans le manteau d'altération, soit dans une couverture d'éboulis (Figure 1.4)

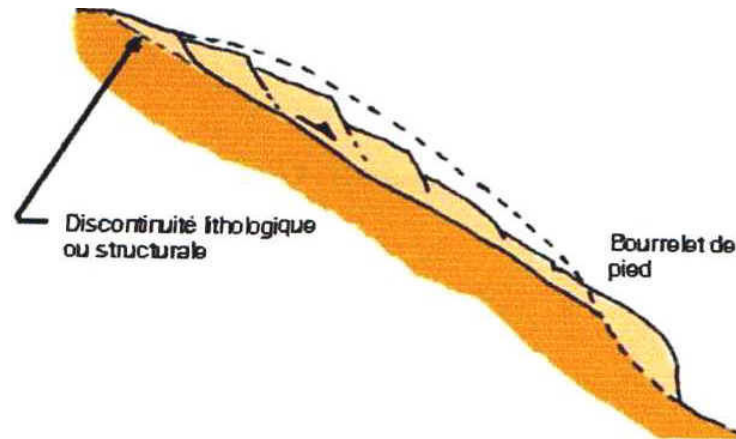


Figure 1.4 Glissement plan

1.2.1.1.3 Glissements sur une discontinuité préexistante

Les discontinuités qui favorisent le glissement le long d'un versant sont celles qui sont sensiblement parallèles au versants, et constituant des surfaces de glissements potentielles, superficielles quand il s'agit par exemple de la limite qui sépare un sol de la roche qui le supporte, parfois plus profondes, et plus nettes, quand il s'agit de discontinuités structurales dans des roches sédimentaires [16].

1.2.1.1.4 Glissements composites et complexes

Un glissement composite associe fréquemment une rupture gauche en tête de glissement, et une rupture plane qui se prolonge vers l'aval. Les glissements complexes, dont la surface de rupture n'est pas régulière, peuvent prendre des formes diverses (Figure 1.5) [16].

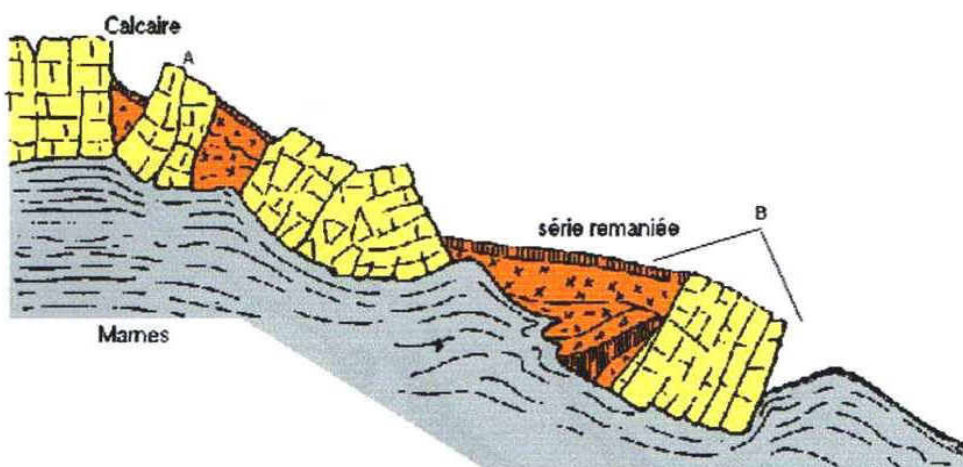


Figure 1.5 Glissement complexe

A : Basculement de blocs. B : Glissement rotationnel

1.2.1.1.5 Glissements sous marins

Ils se produisent dans des sédiments détritiques sableux terrigènes apportés par les rivières sur certaines bordures du plateau continental pendant les périodes de bas niveau marin. Les glissements actuels sont provoqués par des tremblements de terre ou des courants de turbidité, ils se produisent dans les deltas sous-marins littoraux actuels [16].

1.2.1.2 Les écroulements

Ils concernent les massifs rocheux plus ou moins fracturés qui vont se rompre progressivement par fauchage, tassement, basculement d'un pan de falaise subverticale, ripage de bancs rocheux à pendage aval, rupture de bancs rocheux... (Figure 1.6) [17].

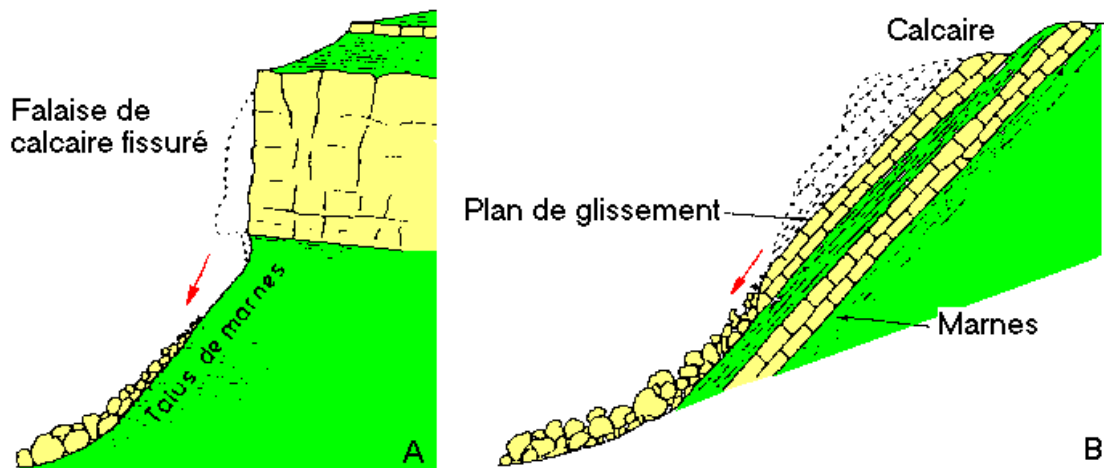


Figure 1.6 Chute des blocs

Dans ce cas, les volumes mis en jeu sont énormes, ils varient de quelque m^3 (chute de blocs) à des milliers de m^3 (écroulement en masse). Leurs vitesses de déplacement peuvent être supérieures à 100 Km/h et les matériaux peuvent s'étaler sur d'importantes surfaces (Mont Granier, 20 km^2 sur environ 7,5km).

Il n'existe pas de méthodes de calcul simples, ni d'ouvrages de protection, mais les mesures de prévention, voir d'évacuation sont possibles, ruines de Séchilienne, par exemple.

1.2.1.3 Les fluages

Les phénomènes de fluage correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique donc proches de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture.

La figure (1.7) montre une couche de marne argileuse surchargée par un massif calcaire limité par une falaise. La marne flue sous le poids excessif de la falaise calcaire, risquant d'entraîner la fissuration du bloc calcaire peu déformable, voire l'écroulement de la falaise [9]

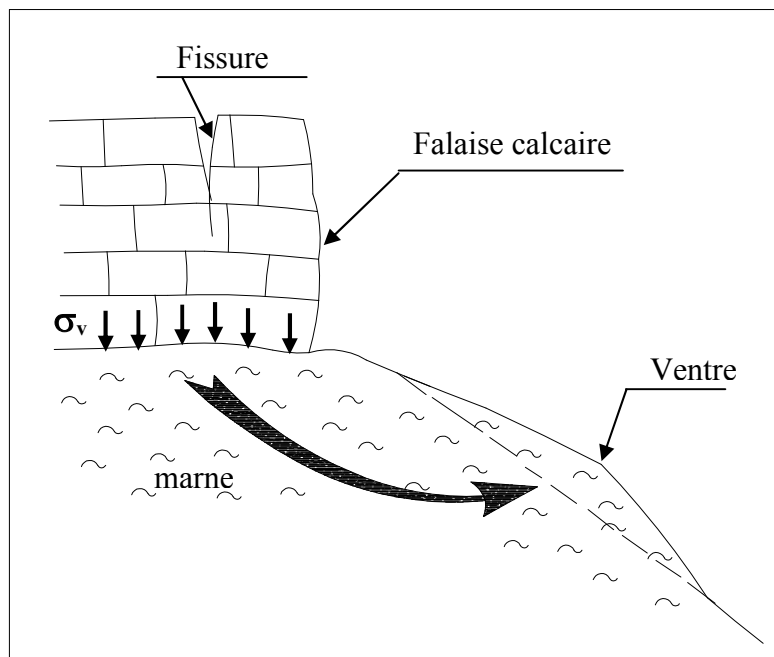


Figure 1.7 Phénomène de fluage

Un cas spécial de fluage est *la solifluxion*. C'est un phénomène superficiel provoqué par les variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuses). Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une reptation du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulations du sol et par l'inclinaison des arbres.

La solifluxion se produit essentiellement dans des pentes constituées de sols argileux gonflants et rétractables. Dans la région parisienne, les phénomènes de solifluxion affectent fréquemment les pentes naturelles recoupant « l'argile verte » de l'étage géologique du sannoisien [9].

1.2.1.4 Les coulées

Cet autre type de mouvement à forte déformation interne diffère des précédents par la nature des matériaux qu'il affecte. On peut définir le mouvement d'une coulée comme étant analogue à celui d'un fluide visqueux. Il concerne des matériaux meubles généralement saturés.

On peut observer une limite nette entre les matériaux de la coulée et ceux du terrain resté en place, laquelle se traduit par une discontinuité des vitesses. La déformation interne est très importante et on ne peut retrouver aucune structure du terrain ayant donné naissance à la coulée [1].

Les coulées se caractérisent par des formes allongés sur des pentes même faible ; certain atteignent plusieurs kilomètre de long.

Skempton en donne quelques exemples [1] :

Site	Pente	Période d'observation	Vitesse moyenne
Beltinge	7°	3 ans	8 m/an
Stonebarrow Down	9°	2.5 ans	18 m/an
Mont Chauvu	8.5°	20 ans	25 m/an

Tableau 1.1 Exemples de coulée

Elles sont souvent localisées dans des talwegs dont elles suivent le cours, mais peuvent parfois affecter des versants.

Leurs matériaux sont généralement des matériaux meubles (argiles, limons à blocs, terrains d'altération).



Figure 1.8 Schéma d'une coulée

Leurs vitesses d'avancement sont très irrégulière : on observe des arrêts de mouvement ainsi que des reprises brusques. La vitesse semble liée au degré de saturation en eau du sol et plus généralement aux pressions interstitielles. Ces valeurs dépendent en général de la pluviométrie. La coulée se caractérise donc par des mouvements saisonniers [1]

Les masses en mouvements peuvent atteindre plusieurs millions de m³.



Figure 1.9 Exemple de coulée argileuse en bordure du lac Saint-Jean en 1983. Canada [4]

1.3 Glissements de terrain à Constantine-ville

A côté des catastrophes naturelles qui ont ébranlé des villes algériennes ces dernières années, Constantine est touchée pareillement par les phénomènes des glissements de terrain. Au moins 9 000 familles sont concernées par une nécessaire évacuation qui a fini par convaincre l'Etat à débloquer une enveloppe assez conséquente, soit 1700 milliards de centimes. Selon les services de la wilaya, le phénomène affecte une superficie de 120 ha abritant 15 000 logements pour une population concernée estimée à 100 000 habitants. [22]

Parmi les sites désignés, celui du versant au pied de l'immeuble **B** de la cité Ciloc située au bordure S.W du plateau de Bellevue. ce versant a une pente moyenne de 8 à 9° (voir plan en annexes) l'arrachement en tête présente une forme circulaire des décrochements de l'ordre de 1.0 à 2.5 m sur une longueur d'environ 60m. L'arrachement tangent le coin S.W de l'immeuble à une distance de 3 à 3.5m.

Le glissement s'étend vers l'ouest sur une longueur d'une centaine de mètres et un bourrelet de pied se marque bien dans la topographie.

Au début du mouvement, des canalisations rompues déversaient d'importantes quantités d'eau usées et pluviales en tête du glissement.

Jusqu'à notre jour, les percolations et ruissellements d'eau fétide sont encore visibles.

En outre l'examen des avaloirs en avant des immeubles montre qu'ils sont obstrués dans leur totalité et que les eaux pluviales continuent de ruisseler sur les versants vers la zone en mouvement.

L'accélération du mouvement a fait régresser la niche d'arrachement à la tête du glissement, de telle sorte que celle-ci se trouve à présent en dessous de la dalle en béton qui ceinture l'immeuble.



-a-



-b-



-c-

Figure 1.10 Photos du glissement de Ciloc de Constantine

1.4 Synthèse

Famille de mouvement	Terrains	Vitesse moyenne	Volume	Facteurs déclenchants
Écroulement	Massifs rocheux	De très lente à très rapide	De quelques m ³ à plus de dix mille m ³	Eau, gel-dégel, Séisme
Glissement	Sols, Massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelques m ³ à plus de dix millions de m ³	Eau, terrassements, Séisme
Fluage	Formations meubles	Très lentes	De quelques m ³ à plus de dix millions de m ³	Chargement, évolution du matériau
Coulées	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs millions de m ³	Très fortes pluies, rupture de digue ou de barrage

Tableau 1.2 Synthèse de classification

Chapitre 2

Méthodes de calcul de stabilité des pentes

2.1 Hypothèses de calcul

Il existe, en principe, deux possibilités pour calculer la stabilité d'une pente. La première est de considérer que la masse instable forme un bloc rigide, que le sol a un **comportement rigide-plastique** et donc qu'à la rupture tous les points de la masse stable atteignent en même temps leur seuil de rupture; ce sont les méthodes de **calcul à la rupture**, les seules encore employées pratiquement à ce jour. La seconde possibilité est d'appliquer **la méthode des éléments finis** en choisissant une loi de comportement réaliste en réduisant, par exemple, les caractéristiques de sol jusqu'à la rupture [17].

2.1.1 Définition du critère de rupture

Le critère de rupture utilisé est le critère de COULOMB [17].

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c' \quad (2.1)$$

Si l'on vérifie la stabilité de la pente par rapport à une première rupture éventuelle, on prendra : φ'_{pic} , c'_{pic}

Si l'on vérifie la réactivation d'un glissement qui s'est déjà produit, on prendra :

$$\varphi'_{rés} , c'_{rés}$$

2.2 Définition du coefficient de sécurité

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité FS par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité chacun présente des avantages et des inconvénient nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions [21] :

$$1. F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (\text{définition de Bishop}) \quad (2.2)$$

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

$$2. F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$3. F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}} \quad (\text{définition de Fröhlich})$$

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

$$4. F = \frac{H_c}{H} = \frac{\text{Hauteur critique}}{\text{Hauteur réelle}}$$

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

La définition 1 est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (Figure 2.1) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fraction $\text{tg}\phi/F$ et c/F des valeurs réelles du frottements et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

Cette définition à donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sol fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de « rupture progressive » [21].

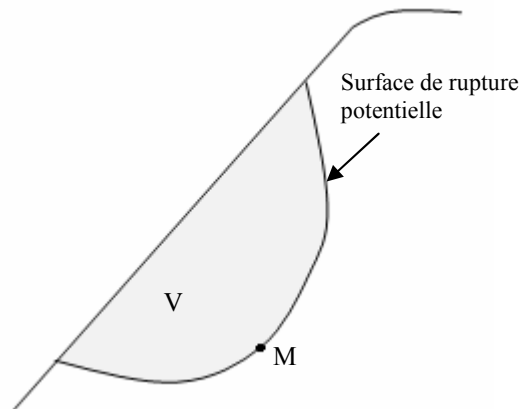


Figure 2.1 Surface de rupture potentielle

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

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

- soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour $FS=1$, les caractéristiques correspondantes.

- soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

2. La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus [21].

2.2.1 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé C_u) [2].

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1,2 voire 1,1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure [2].

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

Tableau 2.1 Valeurs de FS en fonction de l'état de l'ouvrage

2.2.2 Détermination de la géométrie de la rupture

Pour les pentes naturelles dont le glissement est amorcé, la surface de rupture est généralement connue, de même pour les glissements plans pour lesquels la surface de rupture a été reconnue. Par contre, dans les autres cas, très nombreux, la surface de rupture est inconnue. Dans les cas courants, on adoptera une surface de glissement cylindrique à base circulaire et on recherchera le cercle qui donne le "coefficient de sécurité" F le plus faible [17]

2.3 Analyse de la rupture plane dans une pente infinie

On dit une rupture plane quand la surface de rupture potentielle est parallèle à la surface de la pente, et quand la hauteur est petite par rapport à la longueur de la pente on dit que la pente est infinie. La pente est inclinée à l'horizontale d'un angle β , et de hauteur h, le niveau d'eau est situé à h_w et considéré comme parallèle à la pente (Figure 2.2).

La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base [2].

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle,

on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité $F = \frac{T_{\max}}{T}$

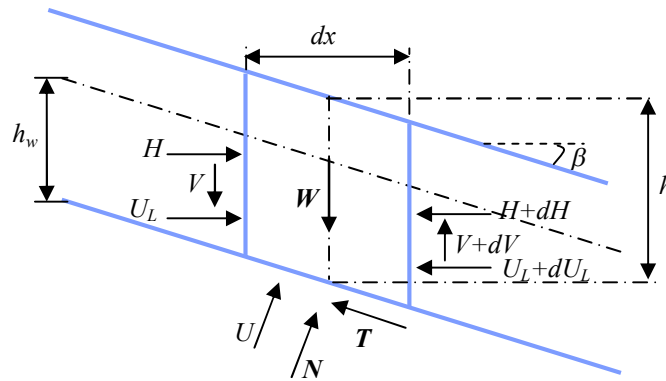


Figure 2.2 Rupture plane

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{\max} = C' \frac{dx}{\cos \beta} + (N - U) \operatorname{tg} \varphi' \quad (2.3)$$

On obtient l'expression suivante pour le cas générale :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{C'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w)}{\gamma h \operatorname{tg} \beta} \operatorname{tg} \varphi' \quad (2.4)$$

2.4 Stabilité d'un talus dans un sol non homogène

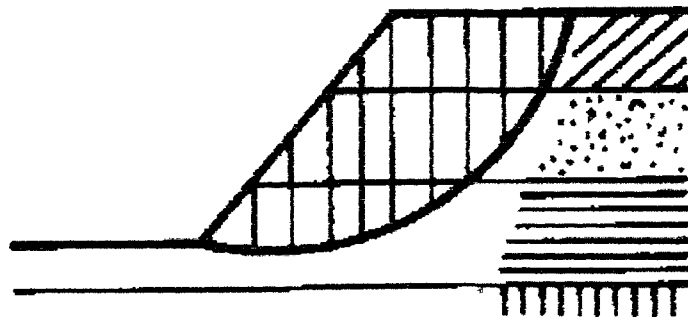


Figure 2.3 Talus dans un sol non homogène

Lorsqu'un glissement se produit dans un sol de caractéristiques variables, par exemple un sol stratifié, la méthode de Taylor n'est plus applicable car il est difficile de se définir un seul couple de valeurs c et φ représentant la quote-part des différentes couches de sol, parce que l'on ne connaît pas à l'avance la ligne de glissement la plus défavorable [23].

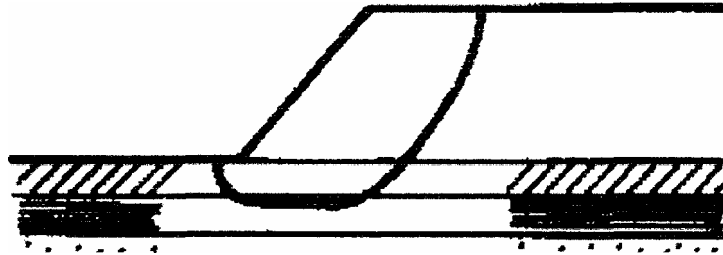


Figure 2.4 Présence d'une couche molle

De plus, il peut se faire que par suite de la présence d'une couche extrêmement molle, la forme de la ligne de glissement soit très éloignée d'un arc de cercle. On parle alors de ligne de glissement composite [23].

2.4.1 Méthode des tranches

Les méthodes les plus employées pour la résolution du calcul de la stabilité des talus de forme quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols hétérogènes, sont les nombreuses variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrologiques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- la manière d'utiliser les équations de la statique pour définir la sécurité.
- les hypothèses utilisées pour rendre le problème déterminé.

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées on considère:

- La méthode de Fellenius.
- La méthode de Bishop simplifiée.
- La méthode de Spencer
- La méthode de Janbu.

2.4.1.1 Equation générale du problème

On se place dans une configuration bidimensionnelle en déformation plane.

On considère un volume de sol AMB susceptible de glisser (Figure 2.5) [17]

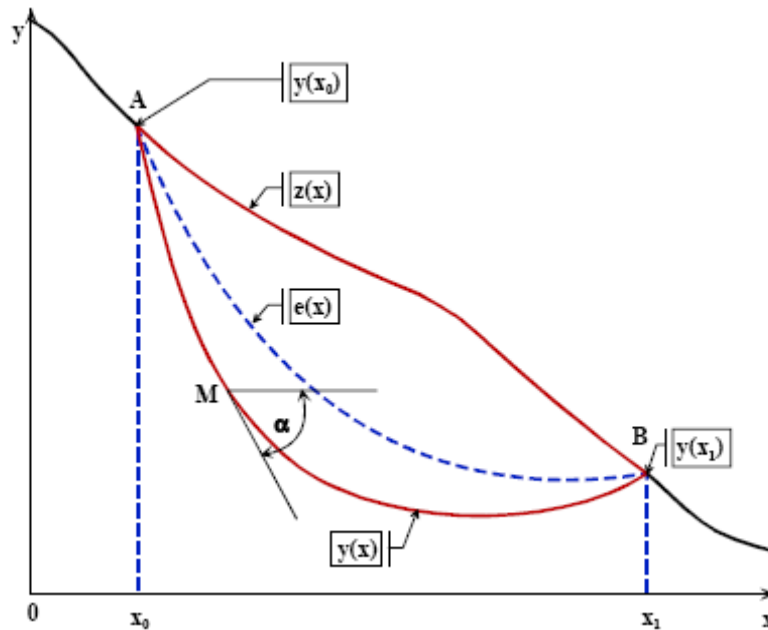


Figure 2.5 Définition de la surface de glissement

Avec :

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

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

$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dx}$: Tangente à la ligne de rupture.

On découpe le massif de sol en tranches verticales d'épaisseur dx assez petites pour que la base de chaque tranche, soit assimilable à un segment de droite (Figure 2.6) [17]

On désigne :

$e(x)$, ligne d'action de la force interne qui s'exerce sur une section verticale,

$V(x)$ et $H(x)$, les composantes verticale et horizontale de la force interne.

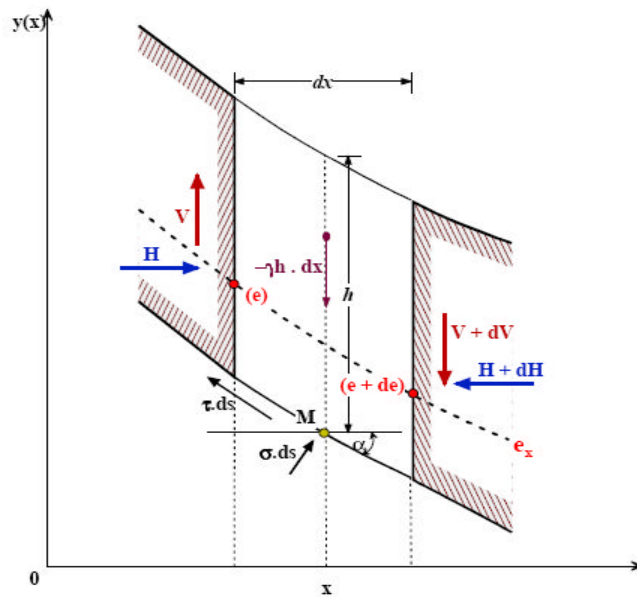


Figure 2.6 Equilibre d'une tranche de sol

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

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

Les forces en présence sont les suivantes :

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

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

- Contrainte normale totale σ , pression interstitielle u et contrainte tangentielle τ à la base de la tranche appliquée sur la surface ds .

D'autre part, l'équation d'équilibre de l'ensemble du volume de sol AMB par rapport à O fournit une équation supplémentaire [17].

En projetant les forces élémentaires normales $\sigma \cdot ds$ et tangentielles $\tau \cdot ds$ à la tranche sur les axes (x, y) (rotation de α), on obtient en prenant σ et τ avec leurs signes :

Projection des forces élémentaires sur Ox :

$$-dH + (\sigma \cdot ds) \sin \alpha + (\tau \cdot ds) \cos \alpha = 0 \quad (2.5)$$

Projection des forces élémentaires sur Oy :

$$-dV - (\gamma h \cdot dx) + (\sigma \cdot ds) \cos \alpha - (\tau \cdot ds) \sin \alpha = 0 \quad (2.6)$$

Equilibre de rotation des forces élémentaires par rapport au point M, point de passage de $\gamma h \cdot dx$, $\sigma \cdot ds$ et $\tau \cdot ds$ (moment de la tranche par rapport à M) :

$$-V dx + H de + dH(e - y) = 0 \quad (2.7)$$

avec $ds = \frac{de}{\cos \alpha}$

De (2.5) et (2.6), on peut déduire les contraintes σ et τ

$$\sigma = (\gamma h \cdot \cos^2 \alpha) + \left(\operatorname{tg} \alpha \cdot \frac{dH}{dx} + \frac{dV}{dx} \right) \cos^2 \alpha \quad (2.8)$$

$$\tau = -(\gamma h \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha) + \left(\frac{dH}{dx} - \frac{dV}{dx} \cdot \operatorname{tg} \alpha \right) \cos^2 \alpha \quad (2.9)$$

$$\int_0^{x_1} \underbrace{[\sigma(x + [y \cdot \operatorname{tg} \alpha]) + \tau(y - [x \cdot \operatorname{tg} \alpha])]}_{\text{Moment des forces surfaciques}} dx = \int_0^{x_1} \underbrace{(x \cdot \gamma h)}_{\text{Moment des forces volumiques}} dx \quad (2.10)$$

On a donc cinq fonctions inconnues : $H(x)$, $V(x)$, $\sigma(x)$, $\tau(x)$, $e(x)$ et le coefficient de sécurité F.

On dispose des quatre équations (2.5), (2.6), (2.7) et (2.10) et de la loi de Mohr-Coulomb.

Ce système ne peut donc se résoudre sans **une hypothèse complémentaire** sur les fonctions inconnues, et les diverses méthodes de calcul (une vingtaine) diffèrent essentiellement par la nature de l'hypothèse complémentaire, ce qui explique que suivant les méthodes retenues, on obtiendra des "coefficients de sécurité" différents. Pour être retenue pratiquement, une méthode de calcul devra être **validée par l'expérience** [17].

L'hypothèse complémentaire peut porter soit :

- sur une répartition des forces internes (Fellenius, Bishop, Morgenstern et Price...),
- sur la position de la ligne d'action e (Janbu...),
- sur l'orientation des efforts intertranches (Spencer),
- sur la répartition de la contrainte normale (Raulin et al) généralement appelée méthode des perturbations. [17]

On retiendra les méthodes les plus utilisées pratiquement

2.4.1.2 Méthode de FELLENIUS

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes : $H_i = V_i = 0$ (Figure 2.7) [17]

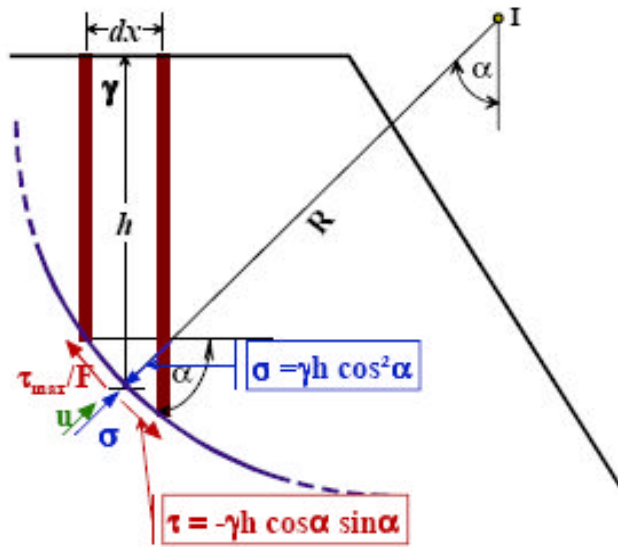


Figure 2.7 Equilibre d'une tranche de sol (FELLENIUS)

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

$$\sigma = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha \quad (2.11)$$

$$\tau = -\gamma \cdot h \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (2.12)$$

conformes aux équations (2.8) et (2.9)

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

$$\tau = \frac{\tau_{\max}}{F} \quad (2.13)$$

$$\tau_{\max} = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' + c' \quad (2.14)$$

Soit :

$$\frac{[(\gamma h \cdot \cos^2 \alpha) - u] \operatorname{tg} \varphi' + c'}{F} = -\gamma h \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (2.15)$$

Pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan.

Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple.

$$\sum_1^n \frac{[(\gamma_i h_i \cdot \cos^2 \alpha_i) - u_i] \text{tg} \phi'_i + c'_i}{F} ds_i R = \sum_1^n [(\gamma_i h_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \sin \alpha_i) ds_i] R \quad (2.16)$$

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

$$F = \frac{\sum_1^n [(\gamma_i h_i \cdot \cos^2 \alpha_i) - u_i] \text{tg} \phi'_i + C'_i ds_i}{\sum_1^n [\gamma_i h_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \sin \alpha_i] ds_i} \quad (2.17)$$

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites (30 à 50 tranches maximum, généralement) et on fera le calcul à partir des poids de chaque tranche.

$$W_i = \gamma_i h_i dx_i \quad (2.18) \quad \text{avec } dx_i = ds_i \cdot \cos \alpha_i$$

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

$$F = \frac{\sum_1^n \left(W_i \cos \alpha_i - \left(\frac{u_i b_i}{\cos \alpha_i} \right) \right) \tan \phi'_i + \frac{C'_i b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.19)$$

2.4.1.3 Méthode de BISHOP simplifiée

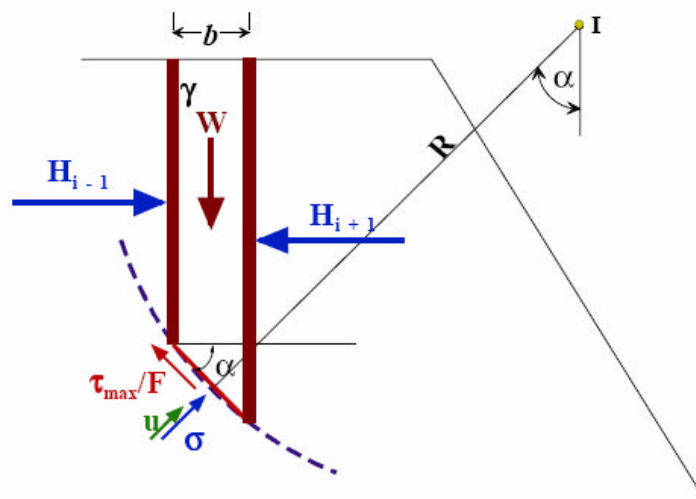


Figure 2.8 Equilibre d'une tranche de sol (BISHOP simplifiée)

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est circulaire ; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches : $V_i = 0$ et $H_i \neq 0$ (Figure 2.8) [17]

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

$$\tau = \frac{(\sigma - u)tg\varphi'}{F} + \frac{C'}{F} \quad (2.20)$$

$$W = [(\sigma' + u)b] + \sigma' b tg\alpha \left(\frac{tg\varphi'}{F} \right) + \left(\frac{C'}{F} b tg\alpha \right) \quad (2.21)$$

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

$$\frac{1}{F} \sum_1^n [(\sigma'_i tg\varphi'_i) + C'] + \frac{b_i}{\cos\alpha_i} = \sum_1^n W_i \sin\alpha_i . R \quad (2.22)$$

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

$$F = \frac{\sum_1^n \left(\frac{(W_i - u_i b_i) tg\varphi'_i}{\cos\alpha_i + \sin\alpha_i \frac{tg\varphi'_i}{F}} \right) + \left(\frac{C'_i b_i}{F} \right)}{\sum_1^n W_i \sin\alpha_i} \quad (2.23)$$

La valeur initiale du coefficient **Fo** est obtenue, en général, par la méthode de **Fellenius** ; on opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée. [17]

2.4.1.4 Méthode de SPENCER

Celle-ci considère les efforts intertranches comme parallèles entre eux ; c'est-à-dire :

$$\frac{V_i}{H_i} = tg\theta_i = \lambda \quad (2.24)$$

λ est un paramètre à déterminer ; l'angle θ , doit être compris entre l'angle du talus β et l'angle α_i que fait la base de la tranche i avec l'horizontale

La figure (2.9) permet de visualiser les forces en présence dans l'hypothèse de Spencer.[1]

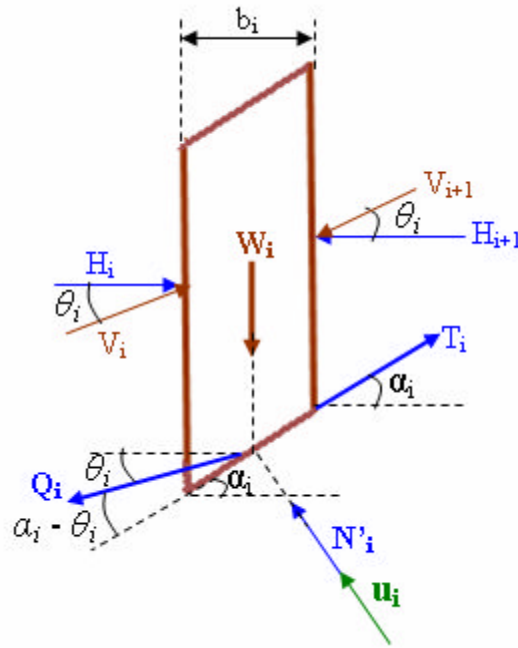


Figure 2.9 Equilibre d'une tranche de sol (SPENCER)

Q_i représente la résultante des efforts intertranches. Elle fait un angle égal à $(\alpha - \theta)$ avec la base de la tranche i .

Rappelons que :

$$T_i = \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N \frac{\text{tg} \varphi_i'}{F} \quad (2.25)$$

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

$$T_i - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \quad (2.26)$$

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

$$N'_i + u + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0 \quad (2.27)$$

Remplaçant T_i par sa valeur, on obtient :

$$\frac{C_i'}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N'_i \frac{\text{tg} \varphi_i'}{F} - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \quad (2.28)$$

Soit

$$C_i' \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N'_i \text{tg} \varphi_i' - F \cdot Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - F \cdot W_i \sin \alpha_i = 0$$

$$N'_i + u + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0$$

En éliminant N'_i entre ces deux expressions on peut calculer Q

$$Q = \frac{\frac{C'_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{tg \varphi'_i}{F} (W_i \cos \alpha_i - u) - W_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta_i) \left[1 + \frac{tg \varphi'_i}{F} tg(\alpha_i - \theta_i) \right]} \quad (2.29)$$

Maintenant, si on considère que les forces extérieures au talus sont en équilibre, alors la somme vectorielle des efforts intertranches doit être nulle. Ce qui donne :

$$\left. \begin{aligned} \sum Q_i \cos \theta_i &= 0 \\ \sum Q_i \sin \theta_i &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.30)$$

De plus, si la somme des moments des forces extérieures par rapport à un centre de rotation est nulle, alors la somme des moments des forces intertranches par rapport à ce centre doit être nulle également. Ce qui donne :

$$\sum Q_i R \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0$$

Si on admet que la surface de glissement est circulaire et R son rayon (donc R = une constante) l'équation précédente peut s'écrire :

$$\sum Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0 \quad (2.31)$$

Pour un problème donné, il faudra alors résoudre les équations (2.30 et 2.31)

Spencer considère les efforts intertranches comme parallèles entre eux c'est à dire $\theta = Cte$ l'équation (2.30) se réduit à :

$$\sum Q_i = 0$$

Il s'agira alors de résoudre deux équations au lieu de trois.

La méthode de calcul se présente schématiquement de la manière suivante :

1) On choisit une surface de rupture circulaire quelconque. On la divise en tranches d'égale largeur. On détermine alors, pour chaque tranche sa hauteur et l'angle α que fait sa base avec l'horizontale.

2) Plusieurs valeurs de θ sont choisies, pour chacune de ces valeurs on calcule F qui doit, à la fois, satisfaire aux trois équations de (e). On désigne respectivement par F_f et F_m le coefficient qui satisfait à l'équation des forces et celui qui satisfait à l'équation des moments. Le coefficient F calculé pour $\theta = 0$ et qui satisfait à l'équation des moments est désigné par F_{m0}

- 3) On représente, sur le même graphique, les deux courbes $F_f = f(\theta)$ et $F_m = f(\theta)$. L'intersection des deux courbes fournit F_1 et θ_1 .
- 4) La valeur de F_1 est alors substituée dans l'équation (2.29) pour calculer Q . Ensuite, partant de la première tranche à la dernière, on calcule les efforts intertranches eux – mêmes.
- 5) Partant de la première tranche vers la dernière, en utilisant l'équation des moments on trouve les points d'application des efforts intertranches, qui seront alors reportés sur la section du talus. [1]

3.4.1.4 Méthode de JANBU

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

Janbu suppose la ligne d'action des forces intertranches située au tiers de la hauteur des tranches. [1]

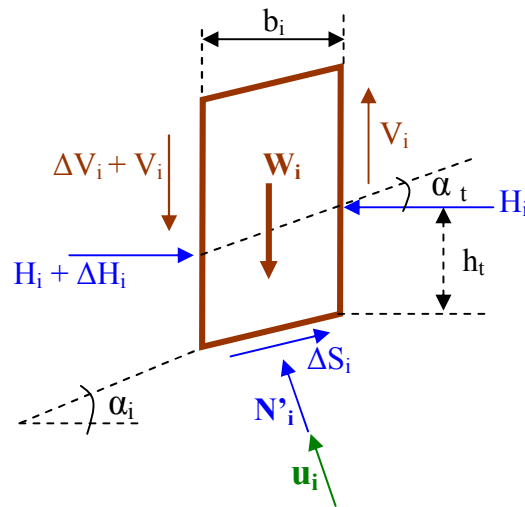


Figure 2.10 Equilibre d'une tranche de sol (JANBU)

L'équilibre horizontal nous donne :

$$F = \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (W_i + \Delta V_i) \text{tg} \alpha_i} \quad (2.32)$$

$$\text{Avec } s_i = \frac{C'_i + \left(\frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} - u \right) \text{tg} \varphi'_i}{1 + \frac{\text{tg} \alpha_i \text{tg} \varphi'_i}{F}} \quad (2.33)$$

Les forces intertranches peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les conditions d'équilibre :

$$\left. \begin{aligned} H_i - H_{i+1} = \Delta H_i &= (W_i + \Delta V) \text{tg} \alpha_i - \frac{s_i b_i}{F} \frac{1}{\cos^2 \alpha_i} \\ V_i &= -H_i \text{tg} \alpha_{it} + h_{it} \frac{\Delta H_i}{b_i} \end{aligned} \right\} \quad (2.34)$$

Dans les quelles :

- ΔH_i : est la différence des forces normales aux côtés de deux tranches successives,
- ΔV_i : est la différence des forces parallèles aux côté de deux tranches successives,
- α_t, h_t : définissent la direction et la position de la ligne de poussée (Figure 2.10)

Le point de départ est la tranche au sommet dans laquelle H_i et V_i ont une valeur nulle d'un seul côté.

L'utilisation des équations (2.34), tout en procédant tranche par tranche, nous permet d'obtenir les valeurs de forces H_i et V_i de l'ensemble des tranches.

La méthode de Janbu présente un avantage important ; le calcul rapide de F peut être effectué à l'aide d'une calculatrice de poche. [1]

2.5 Insuffisance des méthodes classiques

Les méthodes classiques reposent sur de nombreuses hypothèses simplificatrices. L'expérience montre que si elles restent valables pour les petits ouvrages, elles ne le sont plus quand il s'agit d'ouvrages importants.

Utilisant le calcul à la rupture, la loi de comportement du sol est donc rigide plastique. Les déformations, le long de la courbe de rupture, n'interviennent pas dans les calculs.

Les caractéristique de résistance au cisaillement c et φ sont fixées, au départ, et restent invariables alors que l'on sait, maintenant, que la plastification des éléments induit une

variation dans les valeurs de ces paramètres dont l'influence sur la stabilité des pentes est importante.

La rupture simultanée, en tout point de la surface de rupture, est une autre hypothèse fort discutable. En effet la rupture se manifeste, souvent, par la propagation de zones plastiques

Le coefficient de sécurité est supposé constant le long de la ligne de rupture, alors qu'en réalité, on observe toujours une variation de ce coefficient, notamment, pour les matériaux présentant une diminution de la résistance post-pic trop marquée (argiles raides). [3]

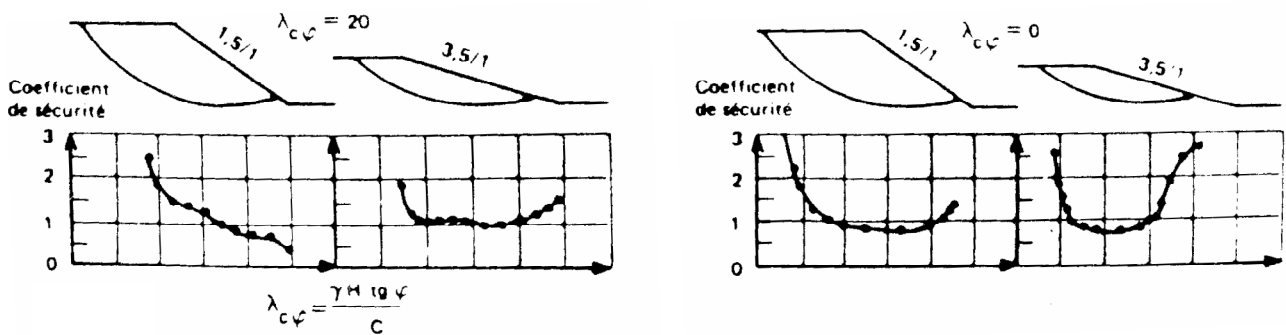


Figure 2.11 Variation du coefficient de sécurité local en fonction de la position du point sur la surface de glissement analysée [3]

D'autre part, la connaissance des lobes de contraintes est impérative lorsque l'on veut calculer des efforts que les systèmes confortatif doivent reprendre. Les méthodes classiques basées sur le calcul à la rupture, sont incapables d'estimer avec une précision suffisante, ces efforts internes. [3]

2.6 Justification de l'utilisation de la méthode des éléments finis

Les problèmes géotechniques sont, par nature, difficiles et complexes et les méthodes classiques utilisées, jusqu'à présent n'ont pas, dans certains cas et par leurs insuffisances, pu donner des résultats probants, tant elles se sont heurtées à une résistance intrinsèque liée à la difficulté de disposer des paramètres caractéristiques du comportement réel du sol.

Les géotechniciens ont espéré voir dans la méthode des éléments finis, connue par son déterminisme et analytisme efficaces, un outil très puissant susceptible de résoudre le problème le plus complexes. Cet apport, tant attendu à la fois au plan de la compréhension des

phénomènes et aussi à celui de la pratique courante, serait-il réellement significatif ? Cette question posée par des ingénieurs praticiens, voilà une décennie, est dictée par le fait que les théoriciens n'ont pas encore fait de pas significatif en direction de la pratique. si cette question reste d'actualité, il est, néanmoins, certain que, de puis, les capacités de la méthode des éléments finis dans la résolution des problèmes pratiques de la géotechnique se sont accrues et que la littérature présente, aujourd'hui, une panoplie d'applications de cette méthode avec des résultats satisfaisants notamment pour les cas complexes permettant, ainsi, aux ingénieurs praticiens de pouvoir se faire une idée des techniques développées qui pourrait leur être utiles. Il est vrai qu'il reste beaucoup à faire, mais les méthodes de calcul numériques constituent, déjà, un atout majeur pour le progrès de la géotechnique. [3]

La méthode des éléments finis permet d'analyser le comportement des terrains et des structures et d'estimer les déformations prévisibles et leur incidence sur les structures existantes. Son application à des problèmes non linéaire dont le plus important, pour les sols, est l'élasto-plasticité représente, sans aucun doute, un avantage certain sur les méthodes usuelles de charge limite de fondation ou de stabilité des pentes. Ainsi l'on peut, pour les problèmes élasto-plastiques, suivre les déformations, les contraintes et les zones plastique durant le processus de chargement, alors que les méthodes classiques supposent que le matériau a un comportement rigide-plastique, c'est à dire qu'il n'y a pas de déformations avant la rupture plastique. [3]

2.7 Synthèse

Les méthodes de calcul du coefficient de sécurité à la rupture ne s'appuient pas sur les mêmes hypothèses et pourtant les résultats diffèrent très peu. En fait le degré de précision dépend principalement du cas examiné. Pour certains, les résultats obtenus par les méthodes simples peuvent ne pas différer de façon significative de ceux données par les méthodes les plus précises, mais pour d'autres, les différences peuvent être inacceptables.

Des calculs comparatifs ont été effectués par différents auteurs [1] :

- Ils montrent clairement que la méthode de Fellenius sous-estime F et donc prudente, ce qui va dans le sens de la sécurité. Cependant la portée de cette sous-estimation peut être si large, qu'elle conduit à des solutions inacceptables sur le plan « économique ».

- Les différences obtenues vont conduire en générale à des positions différentes pour la surface de glissement, à moins que celle-ci ne soit subordonnée à l'existence de discontinuités géologique importantes.
- Il est toujours préférable d'utiliser la surface réelle de rupture et une analyse relativement simplifiée (méthode de Junbu avec coefficient correcteur par exemple) plutôt que d'assimiler cette surface à une forme circulaire théorique hasardeuse.
- Enfin l'utilisation de la méthode des éléments finis constitue un pas très important pour les études pratiques de pente qui traitent des problèmes réels. Cependant, il faut être prudent quant aux simplifications excessives concernant les paramètres des matériaux et leur comportement défini.

Chapitre 3

Méthode des éléments finis et la géomécanique

3.1 Introduction

L'évolution actuelle de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes.

Les sciences de l'ingénieur (mécanique des solides et des fluides, thermique...) permettent de décrire le comportement de systèmes physique grâce à des équations à dérivées partielles. La méthode des éléments finis est l'une des méthodes les plus utilisées aujourd'hui pour résoudre effectivement ces équations. Elle nécessite l'utilisation intensive de l'ordinateur. C'est une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique : problèmes stationnaires ou non stationnaires, linéaires ou non linéaires, définis dans un domaine géométrique quelconque à une, deux ou trois dimensions. De plus elle s'adapte très bien aux milieux hétérogènes souvent rencontrés dans la pratique par l'ingénieur. [8]

La méthode des éléments finis consiste à utiliser une approximation simple des variables inconnues pour transformer les équations aux dérivées partielles en équation algébrique. Elle fait appel aux trois domaines suivants :

- Sciences de l'ingénieur pour construire les équations aux dérivées partielles.
- Méthodes numériques pour construire et résoudre les équations algébriques.
- Programmation et informatique pour exécuter efficacement les calculs sur l'ordinateur.[8]

3.2 Concept de base

Le concept de base de la MEF consiste à subdiviser un milieu continu (Figure 3.1) par une série de subdivisions appelées éléments. Les éléments sont inters reliés par des lignes nodales et les coins des éléments deviennent alors des nœuds. [18]

On définit maintenant à l'intérieur de chaque élément un champ de déplacement qui est une approximation du problème.

Cette approximation de la fonction choisie pour l'élément appelée « interpolation » et on exprime cette interpolation en fonction des inconnues aux nœuds. Donc ces variables nodales définissent le comportement de l'élément (qui pourrait être flexionnel, membrane, ou les deux, ...etc.) et par conséquent le groupement ou l'assemblage définit approximativement le comportement globale de la structure. [18]

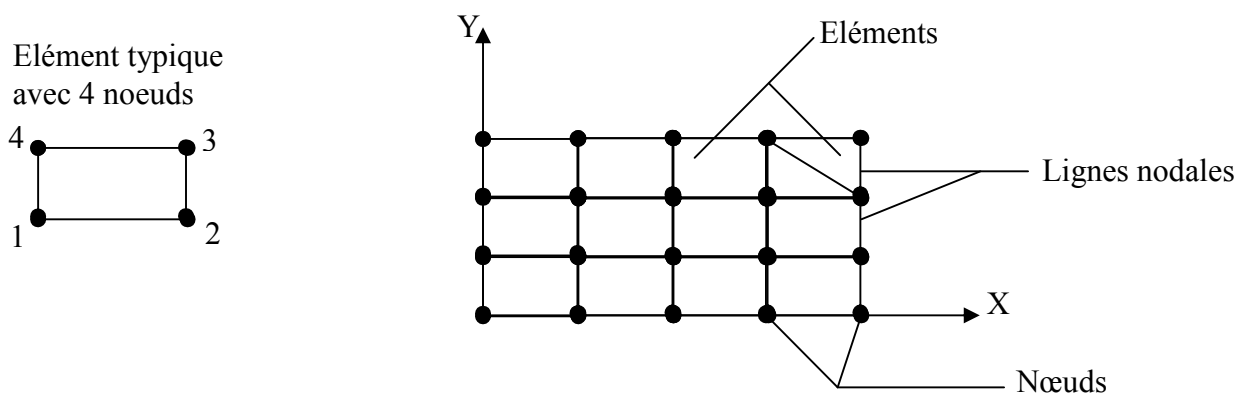


Figure 3.1 Subdivision d'un milieu continu

Il est évident maintenant que le problème devient automatiquement dépendant du nombre de nœuds ou mailles. Par contre, on aura tout simplement réduit un problème complexe à une série de problèmes beaucoup plus simplifiés.

La méthode consiste donc à idéaliser la structure d'abord. Ensuite pour chaque élément on définit une fonction d'interpolation afin de calculer les propriétés de l'élément. L'assemblage de tous ces éléments nous donne une série d'équations simultanées à résoudre.

Enfin, la solution de ces équations nous permet d'évaluer les déplacements et les efforts internes dans la structure. [18]

3.3 Formulation de l'élément fini

Découpé hors d'un solide, un élément fini isolé est soumis aux forces extériorisées suivantes (Figure 3.2) :

- Les forces de volume \mathbf{b} (charges) ;
- Les tractions de surfaces \mathbf{t} (charges) ;
- Les réactions internes nodales \mathbf{r} (\mathbf{r} remplace les vecteurs contraintes et complète \mathbf{b} et \mathbf{t} de manière à réaliser la forme faible exprimant l'équilibre de l'élément)

Pour l'élément isolé, le principe des déplacements virtuels $\delta W_{\text{int}} = \delta W_{\text{ext}}$ s'écrit [6] :

$$\int_{\Omega} \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} . d\Omega = \int_{\Omega} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{b} . d\Omega + \int_{\Gamma} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{t} . d\Gamma + \delta \mathbf{d}^T \mathbf{r} \quad (3.1)$$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma}$: vecteur contrainte

$\delta \mathbf{u}$: vecteur de déplacement virtuel

$\delta \boldsymbol{\varepsilon}$: vecteur de déformation virtuelle

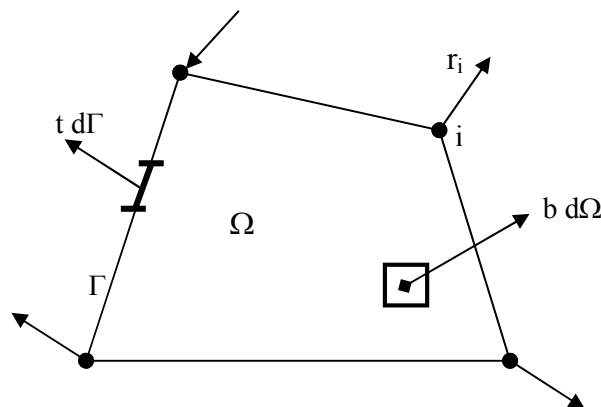


Figure 3.2 Elément fini isolé et ses forces [6]

3.4 Les éléments finis et la géomécanique

Il existe une grande analogie entre le développement de la résistance des matériaux (RDM) au 19^{ème} siècle et celui de la méthode des éléments finis (MEF) aujourd'hui. La RDM a vu le jour grâce à des hypothèses cinématiques judicieuses (ligne moyenne et déformations linéaires dans la section d'une poutre droite) qui ont permis de simplifier considérablement l'élasticité. De même, la MEF courante, formulée en déplacements, est née à partir d'hypothèses cinématique locales (le champ de déplacement au sein d'un solide est continu par morceaux (un morceau = un élément) ; c'est localement un polynôme de faible degré par rapport à l'espace.

La RDM continue bien sûr à exister, fécondée par la MEF, et la MEF continue à se développer grâce aux progrès permanents sur les lois de comportements, et dans le domaine informatique : l'ingénieur ou le chercheur ont couramment aujourd'hui, sur le coin de leur bureau, un micro-ordinateur dont la taille mémoire, la vitesse de calcul et la capacité de disque dépassent de loin ce dont pouvait rêver le chercheur voici vingt ans.

3.5 Le logiciel Plaxis, son originalité

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soit pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2d. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents

(méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

3.6 Option par défaut, Solution approchées

le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage : l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de noeuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le mailleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du

matériau après application de la gravité. L'option K0 est particulièrement intéressante et réaliste dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis. Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; Plaxis offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution,... ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Le critère de « rupture » est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

3.7 Théories et méthodes numériques utilisées dans PLAXIS

Dans ce chapitre, on présente des théories et des méthodes numériques sur lesquelles le programme de PLAXIS est basé. Il contient la théorie de déformation, la théorie d'écoulement d'eaux souterraines et la théorie de consolidation, les formulations des éléments finis et les règles d'intégrations correspondantes pour les divers types d'éléments utilisés dans PLAXIS

3.7.1 Théorie de déformation

Les équations de base pour la déformation statique d'un corps de sol sont formulées dans le cadre de la mécanique des milieux continus. Une restriction est faite dans le sens où les déformations sont considérées comme petites. Ceci permet une formulation en référence avec la géométrie initiale non déformée.

3.7.1.1 Equations de base

Dans le cas général, on montre que les équations d'équilibre s'écrivent sous la forme [20]:

$$L^T \sigma + p = 0 \quad (3.2)$$

Cette équation relie les dérivées spatiales des six composantes de contrainte, assemblées dans le vecteur σ , aux trois composantes des forces de volume, assemblées dans le vecteur p . L^T est la transposition d'un opérateur différentiel, définie comme :

$$L^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

En plus de l'équation d'équilibre, la relation cinématique peut être formulée comme :

$$\varepsilon = Lu \quad (3.4)$$

Cette équation exprime les six composantes de déformation, assemblées dans le vecteur ε comme dérivées spatiales des trois composantes de déplacement, assemblées dans le vecteur u

en utilisant l'opérateur différentiel précédemment défini L . le lien entre l'équation (3.2) et (3.4) est constitué par une relation constitutive représentant le comportement matériel. La relation constitutive générale est donnée par :

$$\dot{\sigma} = M \dot{\varepsilon} \quad (3.5)$$

La combinaison d'équations (3.2), (3.4) et (3.5) mènerait à une équation partielle de second ordre dans les déplacements u .

Cependant, au lieu d'une combinaison directe, l'équation d'équilibre est reformulée selon le principe de la variation de Galerkin sous la forme suivante :

$$\int \delta u^T (L^T \sigma + p) dV = 0 \quad (3.6)$$

Dans cette formulation δu représente une variation cinématiquement admissible des déplacements. L'application du théorème de Green pour l'intégration partielle au premier terme dans l'équation (3.6) mène à :

$$\int \delta \varepsilon^T \sigma dV = \int \delta u^T p dV + \int \delta u^T t dS \quad (3.7)$$

Ceci présente une intégrale de frontière dans laquelle la traction de frontière apparaît. Les trois composantes de la traction de frontière sont assemblées dans le vecteur t . L'équation (3.7) désignée sous le nom de l'équation de travail virtuel.

Le développement de l'état de contrainte σ peut être considéré comme un processus par incrément :

$$\sigma^i = \sigma^{i-1} + \Delta \sigma \quad \Delta \sigma = \int \dot{\sigma} dt \quad (3.8)$$

Dans cette relation σ^i représente l'état actuel de contrainte qui est inconnu et σ^{i-1} représente l'état précédent de contrainte qui est connu. L'incrément de contrainte $\Delta \sigma$ est le taux de contrainte intégré par rapport à un petit incrément de temps.

Si l'équation (3.7) est considérée pour l'état actuel i , les contraintes inconnues σ^i peuvent être éliminées en utilisant l'équation (3.8) [20] :

$$\int \delta \varepsilon^T \Delta \sigma dV = \int \delta u^T p^i dV + \int \delta u^T t^i dS - \int \delta \varepsilon^T \sigma^{i-1} dV \quad (3.9)$$

Noter que toutes les quantités apparaissant dans les équations (3.2) à (3.9) sont des fonctions de la position dans l'espace tridimensionnel.

3.7.1.2 La discrétisation en éléments finis

Selon la méthode des éléments finis un milieu continu est divisé en un certain nombre d'éléments (de volume). Chaque élément se compose d'un certain nombre de noeuds. Chaque noeud a un certain nombre de degrés de liberté qui correspond aux valeurs discrètes des inconnus dans le problème de valeur à résoudre. Dans le cas actuel de la théorie de déformation les degrés de liberté correspondent aux composantes de déplacement. Dans un élément le champ de déplacement u est obtenu à partir des valeurs nodales discrètes dans un vecteur v en utilisant des fonctions d'interpolation (appelées souvent fonctions de forme) assemblées dans la matrice N [20]:

$$u = N v \quad (3.10)$$

La substitution de l'équation (3.10) dans la relation cinématique (3.4) donne :

$$\varepsilon = LNv = Bv \quad (3.11)$$

Dans cette relation, B est la matrice d'interpolation de déformation, qui contient les dérivées spatiales des fonctions d'interpolation. Les équations (3.10) et (3.11) peuvent être aussi bien employées sous forme variationnelle ou incrémentale.

L'équation (3.9) peut maintenant être reformulée en forme discrète comme :

$$\int (B\delta v)^T \Delta\sigma dV = \int (N\delta v)^T p^i dV + \int (N\delta v)^T t^i dS - \int (B\delta v)^T \sigma^{i-1} dV \quad (3.12)$$

Les déplacements discrets peuvent être placés en dehors de l'intégrale :

$$\delta v^T \int B^T \Delta\sigma dV = \delta v^T \int N^T p^i dV + \delta v^T \int N^T t^i dS - \delta v^T \int B^T \sigma^{i-1} dV \quad (3.13)$$

À condition que l'équation (3.13) se tient pour n'importe quelle variation de déplacement cinématiquement admissible δv^T , l'équation peut être écrite comme :

$$\int B^T \Delta\sigma dV = \int N^T p^i dV + \int N^T t^i dS - \int B^T \sigma^{i-1} dV \quad (3.14)$$

L'équation ci-dessus est l'élaboration des conditions d'équilibre en forme discrète. Le premier terme du côté droit ainsi que la deuxième représente le vecteur externe courant de force et le dernier terme représente le vecteur interne de réaction de l'étape précédente. Une différence entre le vecteur de force externe et le vecteur de réaction interne devrait être équilibrée par un incrément de contrainte $\Delta\sigma$.

La relation entre les incréments de déformation et les incréments de contrainte est habituellement non linéaire. En conséquence, les incréments de déformation ne peuvent pas

généralement être calculés directement, et des procédures itératives globales sont exigées pour satisfaire les conditions d'équilibre (3.14) pour tous les points matériels. [20]

3.7.1.3 Procédure itérative globale

La substitution du rapport entre les incréments de contrainte et les incréments de déformation $\Delta\sigma = M\Delta\varepsilon$, dans l'équation d'équilibre (3.14) mène à [20] :

$$K^i \Delta v^i = f_{ex}^i - f_{in}^{i-1} \quad (3.15)$$

Dans cette équation K est une matrice de rigidité, Δv est le vecteur incréments de déplacement, f_{ex} est le vecteur externe de force et f_{in} est le vecteur interne de réaction. L'indice supérieur i se rapporte à l'étape. Cependant, parce que la relation entre les incréments de contraintes et les incréments de déformations est généralement non linéaire, la matrice de rigidité ne peut pas être formulée exactement à l'avance. Par conséquent, un procédé itératif global est exigé pour satisfaire la condition d'équilibre et la relation constitutive. Le procédé global d'itération peut être écrit comme :

$$K^j \delta v^j = f_{ex}^i - f_{in}^{j-1} \quad (3.16)$$

L'indice supérieur j se rapporte au nombre d'itération. Δv est un vecteur contenant les déplacements sub-incremental, qui contribuent aux incréments de déplacement de l'étape i :

$$\Delta v^i = \sum_{j=1}^n \delta v^j \quad (3.17)$$

Avec : n est le nombre d'itérations dans l'étape i.

La matrice de rigidité K, comme utilisée dans l'équation (3.16) représente le comportement matériel d'une manière rapprochée.

Sous sa forme la plus simple K représente une réponse élastique linéaire. Dans ce cas-ci la matrice de rigidité peut être formulée comme :

$$K = \int B^T D^e B dv \quad (\text{Matrice de rigidité élastique}) \quad (3.18)$$

Avec :

D^e : la matrice matérielle élastique selon la loi de Hooke

B : la matrice d'interpolation de déformation.

L'utilisation d'une matrice de rigidité élastique donne un procédé itératif robuste aussi longtemps à mesure que la rigidité matérielle n'augmente pas, même lorsque on emploie des

modèles de plasticité non associés. Des techniques spéciales telles que la commande de la longueur d'arc, la sur-relaxation et l'extrapolation (Vermeer et Van Langen) peuvent être employées pour améliorer le procédé d'itération. D'ailleurs, le procédé automatique de la taille d'étape, introduit par Van Langen et Vermeer, peut être employé pour améliorer l'applicabilité pratique. [20]

3.7.2 Théorie d'écoulement d'eaux souterraines

Dans ce qui suit, on présente une description générale de la théorie d'écoulement d'eaux souterraines comme utilisée dans PLAXIS. D'où sa formulation en éléments finis.

3.7.2.1 Equations de base

L'écoulement dans un milieu poreux peut être décrit par la loi de Darcy. En considérant l'écoulement dans un plan vertical x-y les équations suivantes s'appliquent [20] :

$$q_x = -k_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad q_y = -k_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (3.19)$$

Avec :

q : le débit spécifique.

k : la perméabilité.

ϕ : le potentiel hydraulique.

$$\phi = y - \frac{p}{\gamma_w} \quad (3.20)$$

Avec :

y : le niveau d'eau vertical.

p : la contrainte interstitielle (négative pour la pression).

γ_w : le poids volumique de l'eau.

L'équation de continuité, qui fait le bilan des quantités d'eau entrant et sortant d'un volume de sol, comme illustré sur la figure (3.3), s'applique:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (3.21)$$

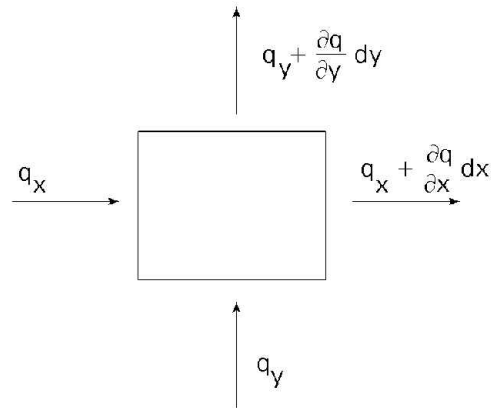


Figure 3.3 Illustration d'état de continuité

3.7.2.2 Discrétisation en éléments finis

Le potentiel hydraulique en n'importe quelle position dans un élément peut être exprimée en valeurs aux noeuds de cet élément :

$$\phi(\xi, \eta) = N\phi^e \quad (3.22)$$

Avec :

N : le vecteur des fonctions d'interpolation,

ξ et η : les coordonnées locales dans l'élément.

Selon l'équation (3.19) le débit spécifique est basé sur le gradient du potentiel d'eaux souterraines. Ce gradient peut être déterminé au moyen de la matrice B , qui contient les dérivées spatiales des fonctions d'interpolation. Afin de décrire l'écoulement pour le sol saturé (sous la ligne phréatique) ainsi que pour le sol non saturé (au-dessus de la ligne phréatique), une fonction de réduction K^r est introduite dans la loi de Darcy [20] :

$$q_x = -K^r k_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad q_y = -K^r k_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (3.23)$$

La fonction de réduction est définie comme :

Tension de la pressions interstitielle : $K^r = \alpha$

Compression de la pressions interstitielle : $K^r = 1$

Zone transitoire : $K^r = \alpha + (1 - \alpha) \frac{\gamma_w \delta - p}{\gamma_w \beta}$

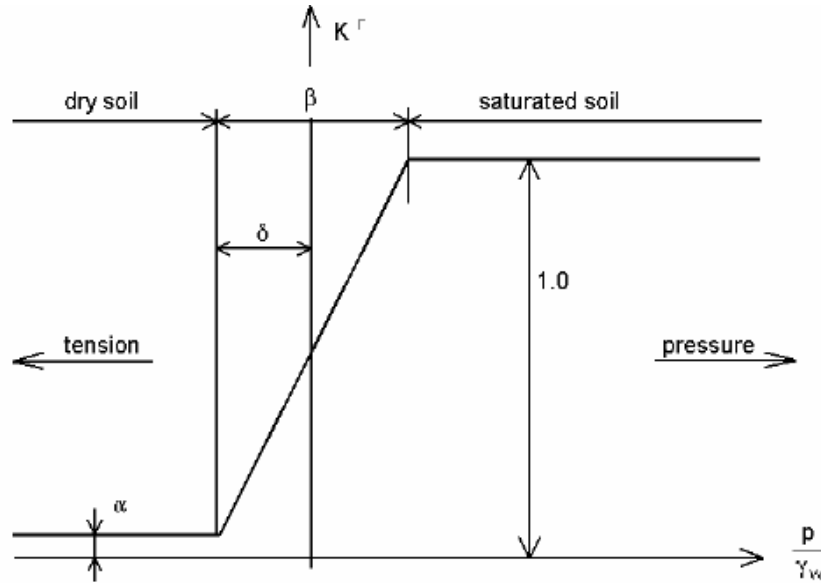


Figure 3.4 Evolution de la perméabilité entre des zones saturées et non saturées.
 (K^r = rapport entre la perméabilité numérique et la perméabilité saturée) [20]

La fonction de réduction K^r a une valeur de 1 au-dessous de la ligne phréatique (pressions interstitielles compressives) et des valeurs plus basses au-dessus de la ligne phréatique (pressions interstitielles de tension). Considérant qu'autour de la ligne phréatique (zone de transition) il y a une transition linéaire de 1 à α . Afin d'éviter certain écoulement au-dessus de la ligne phréatique, la valeur de α devrait être prise petite. [20]

Les paramètres β et δ définissent la taille et la position de la zone de transition.

Dans la formulation numérique, le débit spécifique, q , est écrit comme suit :

$$q(\xi, \eta) = -K^r R B \phi^e \quad (3.24)$$

Avec :

$$q = \begin{bmatrix} q_x \\ q_y \end{bmatrix} \quad \text{Et} \quad R = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (3.25)$$

A partir des débits spécifiques dans les points d'intégration, q , les débits nodaux Q^e peut être intégrée selon :

$$Q^e = - \int B^T q dv = \left[\int B^T R B dv - (1 - K^r) \int B^T R B dv \right] \phi \quad (3.26)$$

Dans laquelle B^T est la transposition de la matrice B .

Au niveau d'un élément les équations suivantes s'appliquent :

$$Q^e = K^e \phi^e \quad \text{Avec :} \quad K^e = \int K^r B^T R B dV \quad (3.27)$$

Au niveau global, la contribution de tous les éléments avec l'application des conditions aux limites (concernant le potentiel hydraulique ou le débit) nous donne un ensemble de n équations avec n inconnus :

$$Q = K\phi \quad (3.28)$$

Dans laquelle K est la matrice globale d'écoulement et Q contient les débits prescrits qui sont donnés par les conditions aux limites.

Dans le cas où la ligne phréatique est inconnue (problèmes non confinés), un arrangement modifié de Newton Raphson est employé pour résoudre le système des équations itérativement. Le procédé d'itération peut être formulé comme suit :

$$\delta\phi^j = K^{-1}r^{j-1} \quad r^{j-1} = \int B^T q^{j-1} dv \quad \phi^j = \phi^{j-1} + \delta\phi^j \quad (3.29)$$

Avec : j le nombre d'itération, et r le vecteur de déséquilibre.

Dans chaque itération, des incréments du potentiel hydraulique sont calculés à partir du déséquilibre dans les débits nodaux et ajoutés au potentiel actif.

À partir de la nouvelle distribution du potentiel hydraulique, les nouveaux débits spécifiques sont calculés selon l'équation (3.24), qui peut encore être intégrée dans des débits nodaux. Ce processus est continué jusqu'à la norme du vecteur de déséquilibre, c'est-à-dire que l'erreur dans les débits nodaux, est plus petite que l'erreur tolérée. [20]

3.7.3 Théorie de la consolidation

Dans ce qui suit, on présente une description générale de la théorie de la consolidation comme utilisée dans PLAXIS. Ajoute à cela, sa formulation en éléments finis.

3.7.3.1 Equations de base de la consolidation

Les équations régissantes de la consolidation comme utilisées dans PLAXIS suivent la théorie de Biot. La loi de Darcy pour l'écoulement de fluide et le comportement élastique du squelette de sol sont également assumés. La formulation est basée sur la théorie des petites déformations. Selon le principe de Terzaghi, les contraintes sont divisées en contraintes effectives et pressions interstitielles. [20]

$$\sigma = \sigma' + m(p_{steady} + p_{excess}) \quad (3.30)$$

$$\text{Avec : } \sigma = (\sigma_{xx} \sigma_{yy} \sigma_{zz} \sigma_{xy} \sigma_{yz} \sigma_{zx})^T \quad \text{et} \quad m = (111000)^T \quad (3.31)$$

Où : σ est le vecteur des contraintes totales, σ' contient les contraintes effectives, P_{excess} la surpression interstitielle et m un vecteur qui contient des termes unités pour les composantes de contraintes normales et des termes nuls pour les composantes de contrainte de cisaillement. La solution d'état d'équilibre à la fin du processus de consolidation est dénotée comme P_{steady} (pression interstitielle permanente). Dans PLAXIS P_{steady} est défini comme :

$$P_{\text{steady}} = \sum -M_{\text{weight}} \cdot P_{\text{input}} \quad (3.32)$$

Avec P_{input} est la pression interstitielle générée dans le programme d'entrée à base des lignes phréatiques ou par un calcul d'écoulement.

$\sum -M_{\text{weight}}$: paramètre représente la proportion de la gravité qui s'applique ($\sum -M_{\text{weight}} = 1$ poids total)

L'équation constitutive est écrite en forme incrémentale. En dénotant l'incrément des contraintes effectives comme $\dot{\sigma}'$ et l'incrément de déformation comme $\dot{\varepsilon}$. L'équation constitutive sera :

$$\dot{\sigma}' = M \dot{\varepsilon} \quad (3.33)$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = (\varepsilon_{xx} \varepsilon_{yy} \varepsilon_{zz} \gamma_{xy} \gamma_{yz} \gamma_{zx})^T \quad (3.34)$$

Et M représente la matrice de rigidité matérielle.

3.7.3.2 Discrétisation en éléments finis

Pour appliquer une approximation en éléments finis nous employons la notation standard :

$$u = N v \quad p = N p_n \quad \varepsilon = B v \quad (3.35)$$

Avec :

v : le vecteur de déplacement nodal,

p_n : le vecteur de surpression interstitielle,

u : le vecteur de déplacement continu dans un élément,

p : la pression interstitielle (surpression),

N : la matrice qui contient les fonctions d'interpolation,

B : la matrice d'interpolation de déformation.

En général les fonctions d'interpolation des déplacements peuvent être différentes aux fonctions d'interpolation de la pression interstitielle. Dans PLAXIS, néanmoins, les mêmes fonctions sont employées pour les déplacements et les pressions interstitielles.

À partir de l'équation d'équilibre incrémentale et en appliquant l'approximation d'élément fini ci-dessus nous obtenons :

$$\int B^T d\sigma .dV = \int N^T df .dV + \int N^T dt .ds + r_0 \quad (3.36)$$

Avec :

$$r_0 = \int N^T f_0 dV + \int N^T t_0 ds - \int B^T \sigma_0 dV \quad (3.37)$$

Avec f une force de volume due au poids propre et t représente les tractions de surface. En général le vecteur des forces résiduelles, r_0 , sera égal à zéro, mais les solutions des étapes de charge précédentes ont pu avoir été imprécises. En ajoutant le vecteur de forces résiduelles, le procédé informatique devient auto-correcteur. Le terme dV indique l'intégration de volume du corps considéré et ds indique une intégrale de surface. [20]

En divisant les contraintes totales en pressions interstitielles et en contraintes effectives, et en introduisant la relation constitutive, cela nous donne l'équation d'équilibre nodale :

$$Kdv + Ldp_n = df_n \quad (3.38)$$

Avec : K la matrice de rigidité, L la matrice d'assemblage et df_n le vecteur de force incrémentale.

$$K = \int B^T MBdV \quad (3.39 \text{ a})$$

$$L = \int B^T mNdV \quad (3.39 \text{ b})$$

$$df_n = \int N^T dfdV + \int N^T dt ds \quad (3.39 \text{ c})$$

Pour formuler le problème d'écoulement, l'équation de continuité est adoptée sous la forme suivante :

$$\nabla^T R \nabla (\gamma_w y - p_{steady} - p) / \gamma_w - m^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (3.40)$$

Avec : R la matrice de perméabilité :

$$R = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (3.41)$$

n : la porosité

k_w : le module de compressibilité du fluide interstitiel

γ_w : le poids volumique du fluide interstitiel

Cette équation de continuité inclut la convention de signe que P_{steady} et P sont considérés positive pour la traction.

Comme la solution du régime permanent est définie par l'équation :

$$\nabla^T R \nabla (\gamma_w \cdot y - p_{steady}) / \gamma_w = 0 \quad (3.42)$$

L'équation de continuité prend la forme suivante :

$$\nabla^T R \nabla p / \gamma_w + m^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (3.43)$$

En appliquant la discrétisation d'éléments finis en utilisant la procédure de Galerkin et incorporant les conditions aux limites prescrites nous obtenons :

$$-Hp_n + L^T \frac{dv}{dt} - S \frac{dp_n}{dt} = q \quad (3.44)$$

$$\text{Avec : } H = \int (\nabla N)^T R \nabla N / \gamma_w dV \quad S = \int \frac{n}{K_w} N^T N dV \quad (3.45)$$

Avec : q un vecteur dû au flux imposé à la frontière. Cependant dans la version 8 de PLAXIS il n'est pas possible d'avoir des frontières avec un flux imposé différent de zéro. La frontière est clôturée ou s'ouvre avec de la surpression interstitielle nulle. Par conséquent $q = 0$.

En réalité le module de compressibilité de l'eau est très élevé et ainsi la compressibilité de l'eau peut être négligée par rapport à la compressibilité du squelette de sol. [20]

Dans PLAXIS, le module de compressibilité de fluide est donné automatiquement par la relation :

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(v_u - \nu)}{(1 - 2\nu_u)(1 + \nu)} K_{skeleton} \quad (3.46)$$

Avec ν_u le coefficient de poisson non drainé, il a une valeur par défaut de 0,495.

Pour un matériau drainé, le module de compressibilité du fluide interstitielle est négligé.

L'équation d'équilibre et de continuité peuvent être écrites dans une équation sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} K & L \\ L^T & -S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{dv}{dt} \\ \frac{dp_n}{dt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & H \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v \\ p_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{df_n}{dt} \\ q_n \end{bmatrix} \quad (3.47)$$

Une simple procédure d'intégration étape par étape est employée pour résoudre cette équation. En utilisant le symbole Δ pour dénoter des incréments finis, l'intégration donne :

$$\begin{bmatrix} K & L \\ L^T & -S^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta v \\ \Delta p_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \Delta t H \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_0 \\ p_{n0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta f_n \\ \Delta t q_n^* \end{bmatrix} \quad (3.48)$$

$$\text{Avec: } S^* = \alpha \Delta t H + S \qquad q_n^* = q_{n0} + \alpha \Delta q_n \qquad (3.49)$$

Et v_0 et p_{n0} dénotent des valeurs au début d'une étape de temps. Le paramètre α est le coefficient d'intégration de temps. En général le coefficient d'intégration α peut prendre des valeurs de 0 à 1. Dans PLAXIS, l'arrangement entièrement implicite de l'intégration est employé avec $\alpha = 1$.

3.7.3.3 Consolidation élastoplastique

En général, quand un modèle non linéaire est employé, les itérations sont nécessaires pour arriver à la solution exacte. En raison de la plasticité ou du comportement soumis à une contrainte dépendant de la rigidité, les équations d'équilibre ne sont pas nécessairement satisfaites en utilisant la technique décrite précédemment. Par conséquent, au lieu de l'équation (3.38) l'équation d'équilibre est écrite sous forme incrémentale :

$$K \delta v + L \delta p_n = r_n \qquad (3.50)$$

ici r_n est le vecteur de force résiduel global. L'incrément de déplacement total Δv est la somme des incréments secondaires δv de toutes les itérations dans l'étape courante[20] :

$$r_n = \int N^T f dv + \int N^T t ds - \int B^T \sigma dv \qquad (3.51)$$

$$\text{Avec: } f = f_0 + \Delta f \qquad \text{et} \qquad t = t_0 + \Delta t \qquad (3.52)$$

Dans la première itération nous considérons $\sigma = \sigma_0$ (la contrainte au début de l'étape). Des itérations successives sont employées sur les contraintes courantes qui sont calculées à partir du modèle constitutif approprié.

3.7.4 Formulations d'un élément fini

Dans ce qui suit, nous présentons les fonctions d'interpolation des éléments finis utilisés dans PLAXIS. Chaque élément se compose d'un certain nombre de noeuds. Chaque noeud a un certain nombre de degré de liberté qui correspond aux valeurs discrètes des inconnues du problème à résoudre. Dans le cas de la théorie de déformation, le degré de liberté correspond aux composantes de déplacement, tandis que dans le cas de l'écoulement d'eaux souterraines, les degrés de liberté sont des potentiels hydrauliques. Pour les problèmes de consolidation, les degrés de liberté sont les deux composantes de déplacement et de la surpression interstitielle. En plus des fonctions d'interpolation, nous décrivons le type d'intégration numérique des éléments finis employé dans PLAXIS.

3.7.4.1 Fonctions d'interpolation d'un élément barre

Dans un élément, le champ de déplacement $u = (u_x \ u_y)^T$ est obtenu à partir des valeurs nodales discrètes dans un vecteur $v = (v_1 \ v_2 \ \dots \ v_n)$ en utilisant des fonctions d'interpolation assemblées dans la matrice N :

$$u = N v \quad (3.53)$$

Par conséquent, les fonctions d'interpolation N sont employées pour interpoler des valeurs à l'intérieur d'un élément basé sur des valeurs connues dans les noeuds. Les fonctions d'interpolation sont également dénotées comme fonctions de forme.

D'abord considérons un élément barre, cet élément est la base des éléments géotextiles, et des éléments y compris des charges distribuées. Quand la position locale ξ , d'un point (habituellement un point de contrainte ou un point d'intégration) est connue, on peut écrire pour une composante de déplacement u [20] :

$$u(\xi) = \sum_{i=1}^n N_i(\xi) v_i \quad (3.54)$$

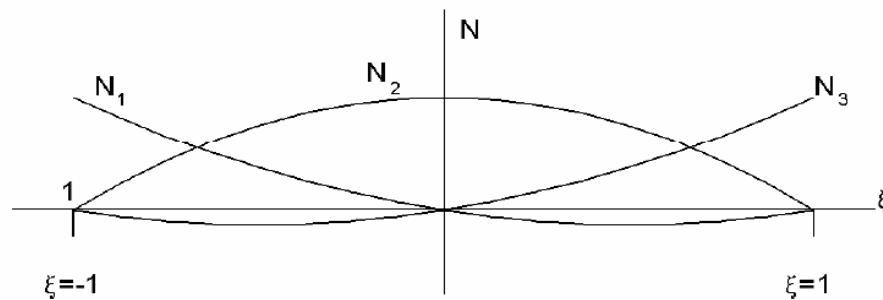


Figure 3.5 Fonction de forme pour un élément barre à trois nœuds

Avec :

v_i : valeur nodale.

$N_i(\xi)$: la valeur de la fonction de forme au nœud i dans la position ξ

$u(\xi)$: la valeur résultante dans la position ξ

n : le nombre des nœuds par élément

Dans la figure (3.5), un exemple d'un élément barre à 3 nœuds est donné, et qui est compatible avec les éléments triangulaires à 6 nœuds dans PLAXIS. Les fonctions de forme N_i ayant la propriété d'une fonction égale à un au nœud i et zéro aux autres nœuds.

Pour les éléments barres à 3 nœuds, où les nœuds 1, 2 et 3 sont localisés à $\xi = -1, 0$ et 1 respectivement, les fonctions de forme sont données par :

$$\begin{aligned} N_1 &= -\frac{1}{2} (1-\xi) \xi \\ N_2 &= (1+\xi) (1-\xi) \\ N_3 &= \frac{1}{2} (1+\xi) \xi \end{aligned} \quad (3.55)$$

Pour les éléments triangulaires à 15 nœuds, il y a cinq nœuds sur un côté, en utilisant les éléments barres à 5 nœuds, où les nœuds de 1 à 5 sont aux $\xi = -1, -\frac{1}{2}, 0, \frac{1}{2}$ et 1 respectivement, nous prenons :

$$\begin{aligned} N_1 &= - (1-\xi) (1-2\xi) \xi (-1-2\xi)/6 \\ N_2 &= 4 (1-\xi) (1-2\xi) \xi (-1-\xi)/3 \\ N_3 &= (1-\xi) (1-2\xi) (-1-2\xi) (-1-\xi) \\ N_4 &= 4 (1-\xi) \xi (-1-2\xi) (-1-\xi)/3 \\ N_5 &= (1-2\xi) \xi (-1-2\xi) (-1-\xi)/6 \end{aligned} \quad (3.56)$$

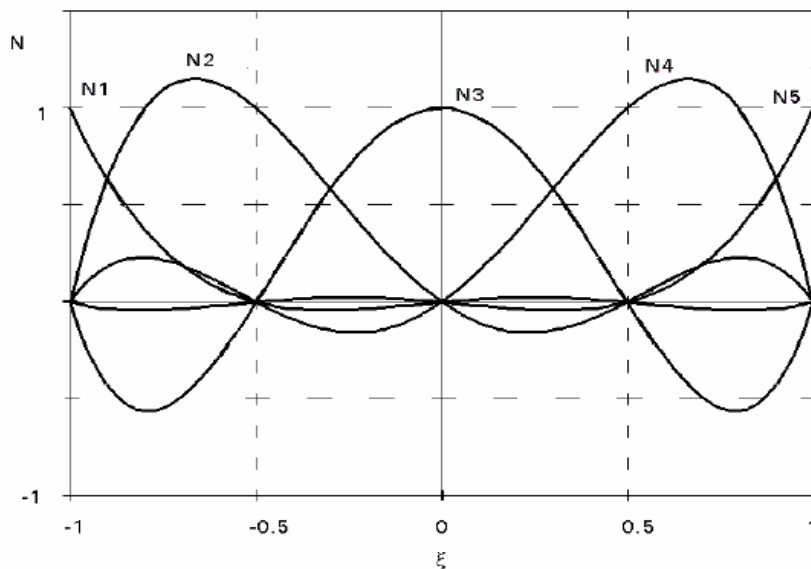


Figure 3.6 Fonction de forme d'un élément barre à 5 nœuds

3.7.4.2 Fonctions d'interpolation des éléments triangulaires

Pour les éléments triangulaires, il y a deux coordonnées locales (ξ et η). En outre nous employons une coordonnée auxiliaire $\zeta = 1 - \xi - \eta$. Pour les triangles à 15 nœuds, les fonctions de forme peuvent être écrites comme (voir la numérotation locale des nœuds comme représentée sur la figure 3.7) [20]:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \xi(4\xi - 1)(4\xi - 2)(4\xi - 3)/6 \\
 N_2 &= \xi(4\xi - 1)(4\xi - 2)(4\xi - 3)/6 \\
 N_3 &= \eta(4\eta - 1)(4\eta - 2)(4\eta - 3)/6 \\
 N_4 &= 4\zeta\xi(4\zeta - 1)(4\xi - 1) \\
 N_5 &= 4\xi\eta(4\xi - 1)(4\eta - 1) \\
 N_6 &= 4\eta\zeta(4\eta - 1)(4\zeta - 1) \\
 N_7 &= \xi\zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2)*8/3 \\
 N_8 &= \zeta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2)*8/3 \\
 N_9 &= \eta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2)*8/3 \\
 N_{10} &= \xi\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2)*8/3 \\
 N_{11} &= \zeta\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2)*8/3 \\
 N_{12} &= \eta\zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2)*8/3 \\
 N_{13} &= 32\eta\xi\zeta(4\zeta - 1) \\
 N_{14} &= 32\eta\xi\zeta(4\xi - 1) \\
 N_{15} &= 32\eta\xi\zeta(4\eta - 1)
 \end{aligned} \tag{3.57}$$

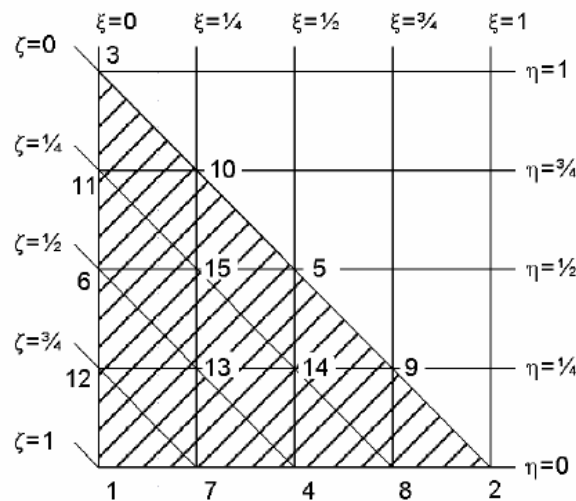


Figure 3.7 Numérotation locale et position des nœuds

De même pour les éléments à 6 nœuds les fonctions de forme sont :

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \zeta(2\zeta - 1) \\
 N_2 &= \xi(2\xi - 1) \\
 N_3 &= \eta(2\eta - 1) \\
 N_4 &= 4\zeta\xi \\
 N_5 &= 4\xi\eta \\
 N_6 &= 4\eta\zeta
 \end{aligned}
 \tag{3.58}$$

3.7.4.3 Intégration numérique

Pour les éléments de degré élevé, pour les éléments courbes ou encore à cause de la transformation isoparamétrique, les expressions conduisant au calcul des caractéristiques \mathbf{k} et \mathbf{f} des éléments peuvent se compliquer considérablement. Si l'évaluation de ces caractéristiques par une intégration analytique devient difficile, lourde ou impossible, on procède par une *intégration numérique*. [6]

Il s'agit de choisir, en fonction de forme et du degré de l'interpolation de l'élément fini, une formule d'intégration et de définir, dans l'élément, un réseau de point d'intégration.

Dans les domaines en forme de ligne, de quadrilatère et d'hexaèdre, l'intégration numérique de Gauss est la plus pratiquée, car elle minimise le volume des calculs. Rappelons

qu'une intégration de Gauss d'ordre n_G (n_G points dans une direction) intègre exactement un polynôme de degré $2n_G - 1$ [6]

3.7.4.3.1 Intégration numérique d'un élément barre

Afin d'obtenir l'intégrale au-dessus d'une certaine ligne ou surface, celle-ci est numériquement estimée comme suit :

$$\int_{\xi=-1}^1 F(\xi) d\xi \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i) w_i \quad (3.59)$$

Avec $F(\xi_i)$ la valeur de la fonction F à la position ξ_i , et w_i est le facteur de poids du point i .

Deux méthodes sont fréquemment employées dans PLAXIS : la première est l'intégration de Newton-Cotes, où les points ξ_i sont choisis à la position des noeuds, et la deuxième est l'intégration de Gauss où peu de points aux endroits spéciaux peuvent être employés pour obtenir l'exactitude élevée. Les facteurs de position et de poids des deux types d'intégration sont donnés dans le tableau 3.1 et 3.2 respectivement. Noter que la somme des facteurs de poids est égale à 2. [20]

	ξ_i	w_i
2 noeuds	± 1	1
3 noeuds	$\pm 1, 0$	1/3, 4/3
4 noeuds	$\pm 1, \pm 1/3$	1/4, 3/4
5 noeuds	$\pm 1, \pm 1/2, 0$	7/45, 32/45, 12/45

Tableau 3.1 Intégration de Newton-Cotes

	ξ_i	w_i
1 nœud	0.000000...	2
2 nœuds	$\pm 0.577350...(\pm 1/\sqrt{3})$	1
3 nœuds	$\pm 0.774596...(\pm 1/\sqrt{0.6})$	0.55555... (5/9)
	0.000000...	0.88888... (8/9)
4 nœuds	$\pm 0.861136...$	0.347854...
	$\pm 0.339981...$	0.652145...
5 nœuds	$\pm 0.906179...$	0.236926...
	$\pm 0.538469...$	0.478628...
	0.000000...	0.568888...

Tableau 3.2 Intégration de Gauss

En utilisant la première intégration de Newton-Cotes, on peut intégrer avec exactitude des fonctions polynômes d'un ordre au-dessous du nombre de points utilisés. Pour l'intégration de Gauss, une fonction polynôme de $2k-1$ de degré peut être intégrée exactement en employant k points.

Pour des éléments d'interface et de géotextile, Plaxis utilise l'intégration de Newton Cotes, tandis que pour les éléments poutres et l'intégration des charges de frontière, l'intégration gaussienne est employée. [20]

3.7.4.3.2 Intégration numérique d'un élément triangulaire

Comme pour les éléments barres, on peut formuler l'intégration numérique des éléments triangulaires comme suit :

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i) w_i \quad (3.60)$$

PLAXIS utilise l'intégration gaussienne dans les éléments triangulaires. Pour les éléments à 6 nœuds l'intégration est basée sur 3 points, tandis que pour les éléments à 15 nœuds elle est basée sur 12 points.

Les facteurs de position et de poids des points d'intégration des deux types d'éléments sont donnés dans les tableaux (3.3) et (3.4) respectivement. Noter que, contrairement aux éléments barres, la somme des facteurs de poids est égale à 1. [20]

Point	ξ_i	η_i	ζ_i	w_i
1, 2 & 3	1/6	1/6	2/3	1/3

Tableau 3.3 Trois points d'intégration pour les éléments à six nœuds

Point	ξ_i	η_i	ζ_i	w_i
1, 2 & 3	0.063089...	0.063089...	0.873821...	0.050845...
4 .. 6	0.249286...	0.249286...	0.501426...	0.116786...
7 .. 12	0.310352...	0.053145...	0.63502...	0.082851...

Tableau 3.4 Douze points d'intégration pour les éléments à quinze nœuds

3.7.4.4 Dérivées des fonctions de forme

Afin de calculer les composantes cartésiennes de déformations à partir des déplacements, telles qu'elles sont formulées dans l'équation (3.11), des dérivées doivent être prises concernant le système global des axes (x, y, z). [20]

$$\varepsilon = B_i v_i \tag{3.61}$$

Avec :

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \tag{3.62}$$

Dans les éléments, les dérivées sont calculées en respectant les coordonnées du système local (ξ, η, ζ) . La relation entre les dérivées locales et globales inclut le Jacobian J :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} = J \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (3.63)$$

Ou inversement :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \quad (3.64)$$

Les dérivées locales $\partial N_i / \partial \xi$, etc., peuvent facilement être dérivées des fonctions de forme d'élément, puisque les fonctions de forme sont formulées dans des coordonnées locales.

Les composantes cartésiennes de déformation peuvent maintenant être calculées par la sommation de toutes les contributions nodales :

$$\begin{bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \sum_i B_i \begin{bmatrix} v_{x,i} \\ v_{y,i} \\ v_{z,i} \end{bmatrix} \quad (3.65)$$

Avec : v_i les composantes de déplacement dans le noeud i .

Pour une analyse de déformation plane, les composantes de déformation dans la direction z sont nulles par définition $\epsilon_{zz} = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$. Pour une analyse axisymétrique, les conditions suivantes s'appliquent : $\epsilon_{zz} = u_x / r$ et $\gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$ ($r = \text{rayon}$) [20]

3.7.4.5 Calcul de la matrice de rigidité élémentaire

La matrice de rigidité élémentaire K^e est calculée au moyen de l'intégrale (voir aussi l'équation 3.18) :

$$K^e = \int B^T D^e B dV \quad (3.66)$$

L'intégrale est estimée numériquement comme décrite précédemment. En fait, la matrice de rigidité élémentaire se compose de sous matrices K_{ij}^e où i et j sont les noeuds locaux. Le processus de calcul de la matrice de rigidité élémentaire peut être formulé comme[20] :

$$K_{ij}^e = \sum_k B_i^T D^e B_j w_k \quad (3.67)$$

Chapitre 4

Les lois de comportement évoluées en géomécanique

4.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente. Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable

en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, Plaxis peut apparaître comme une « règle à calcul » de l'ingénieur géotechnicien, où le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Le but de ce texte est de présenter les caractéristiques de ces modèles, du point de vue d'un utilisateur. Ce texte se veut alors un complément au "Material Models Manual version 8.0" du manuel de référence de Plaxis, avec le but d'orienter l'utilisateur vers un modèle adéquat pour le cas de figure à traiter, et de l'aider dans la détermination des données d'entrées.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, etc...), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élasto-plastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas : on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élasto-plastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'érouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft-Soil-Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation : dans ce cas un modèle élasto-plastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- 1/ quel est le comportement principal à modéliser ?
- 2/ utiliser un modèle qui décrive ce comportement
- 3/ interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

4.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non variation de volume ; celle-ci est elle-même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable

peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles-ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que[20] :

$$\dot{\sigma}_w = \frac{K_w}{n} \cdot \dot{\varepsilon}_v \quad (4.1)$$

où σ_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et ε_v la déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

4.3 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hooke relative à l'élasticité linéaire et isotrope. Les tableaux de rentrée des données demandent deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson, ν .

La relation entre le module de Young E et autres modules comme le module de cisaillement G , le module de compressibilité K et le module oédométrique E_{oed} est donné par[20] :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.2)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (4.3)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (4.4)$$

Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides en béton ou métal en interaction avec le sol.

Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

4.4 Le modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol, il demande la détermination de cinq paramètres (Figure 4.1), le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement ϕ , et l'angle de dilataance ψ .

Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

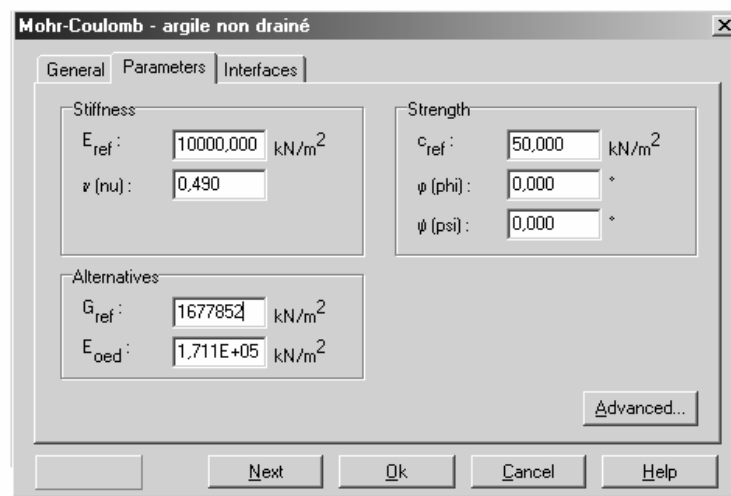


Figure 4.1 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a) Le 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 paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{\max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (Figure 4.2).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte.

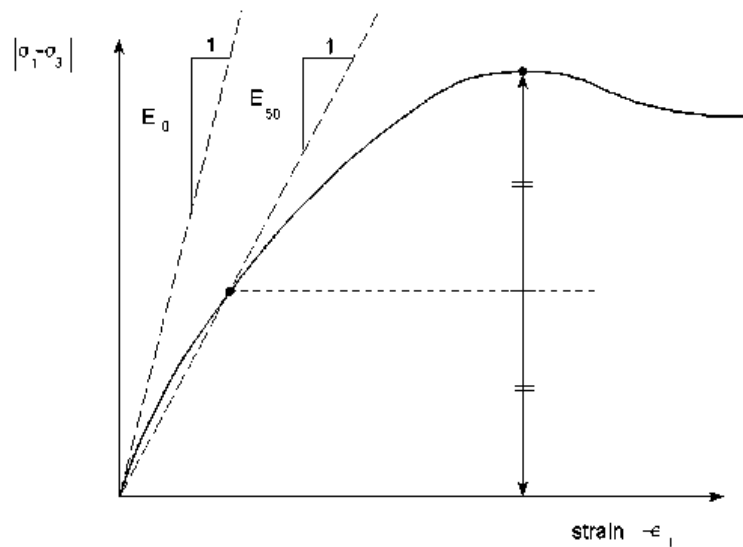


Figure 4.2 Définition du module à 50% de la rupture

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi introduire un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Le coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

c) L'angle de frottement

L'angle de frottement φ (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté des calculs plastiques. Le temps de calcul varie exponentiellement en fonction de l'angle de frottement. Ainsi, des angles de frottement élevés devraient être éliminés des calculs préliminaires d'un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés. [20]

d) La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0.2 à 1 KPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u = 0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problèmes (typiquement en KPa/m). [20]

e) L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. La valeur $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyennes sous contraintes assez fortes.

La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est $\Psi = \phi - 30^\circ$. Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de Ψ inférieures à 30° . Une valeur négative faible pour Ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches. [20]

f) Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (Figure 4.3). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de « couper » ces contraintes de traction (tension *cut-off*) ou de les diminuer (*tensile strength*).

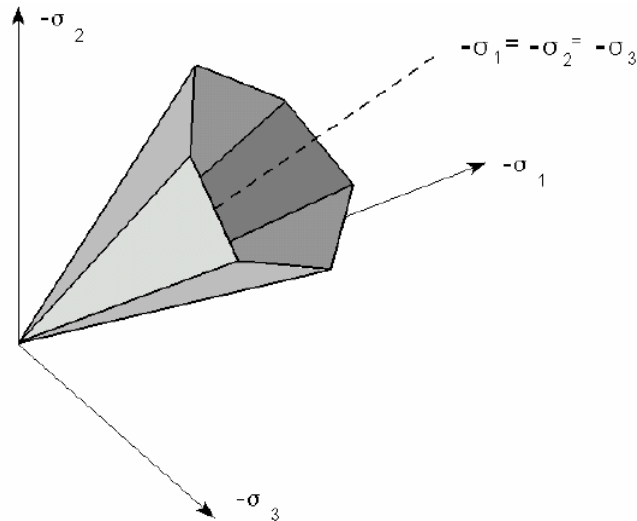


Figure 4.3 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c = 0$.

g) Les paramètres avancés

Les paramètres avancés de Mohr-Coulomb comprennent l'accroissement de la rigidité et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur, ainsi que la suppression des tractions (Figure 4.4).

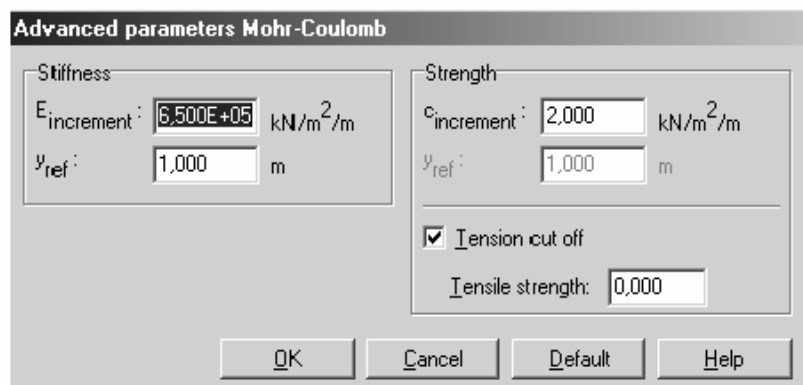


Figure 4.4 Fenêtre des paramètres avancés de Mohr-Coulomb.

4.5 Modèle de sol avec écouvissage (*Hardening Soil Model. H.S.M*)

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouvissage. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, et des argiles surconsolidées.

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contraintes-déformation ne sont pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de (Duncan & Chang 1970) car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation (Figure 4.5) [20].

a) Courbes effort-déformation

L'idée principale de la formulation du H.S.M est la relation hyperbolique entre la déformation verticale ε_1 et le déviateur de contraintes q :

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2.E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{Pour } q < q_f \quad (4.5)$$

Avec q_a est la valeur asymptotique de la résistance au cisaillement, cette relation est tracée dans la figure (4.5)

Le déviateur de contraintes ultime q_f , et la valeur de q_a sont données par :

$$q_f = (c \cdot \cot \varphi - \sigma'_3) \cdot \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.6)$$

$$\text{Et} \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (4.7)$$

Le rapport de rupture R_f doit être inférieur à 1. Dans Plaxis $R_f = 0.9$ par défaut [20].

b) Les modules

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cdot \cot \varphi - p^{ref}} \right)^m \quad p^{ref} = 100 \text{ (unité de contrainte)} \quad (4.8)$$

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \varphi - \sigma_3'}{c \cdot \cot \varphi - p^{ref}} \right)^m \quad (4.9)$$

La figure (4.5) redonne ces définitions :

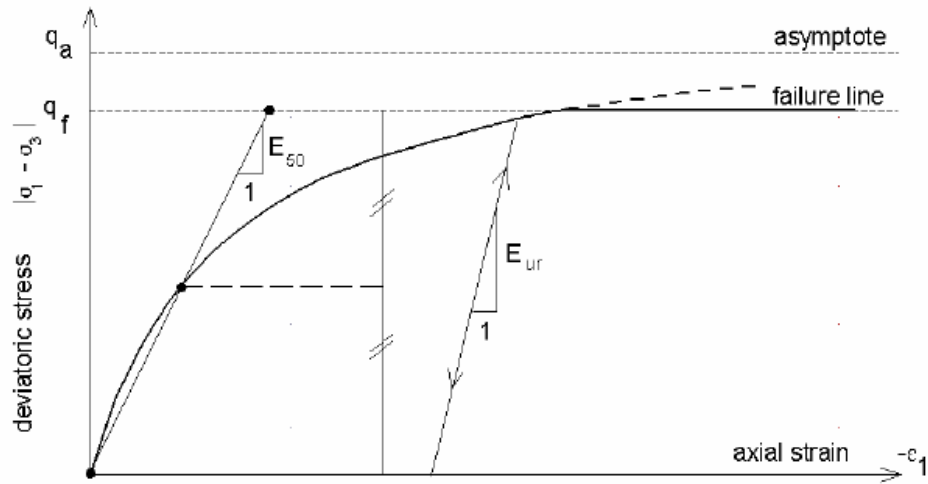


Figure 4.5 Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte-déformation

c) La surface de charge

En fonction du paramètre d'écroutissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (Figure 4.6).

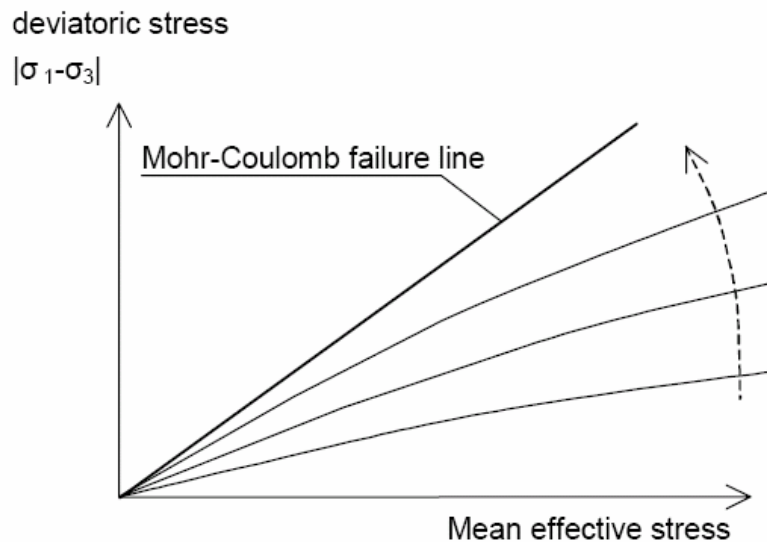


Figure 4.6 Surfaces de charge successives du HSM

d) Surface de rupture

La surface de rupture est présentée sur la figure 4.7 pour un sol non cohérent

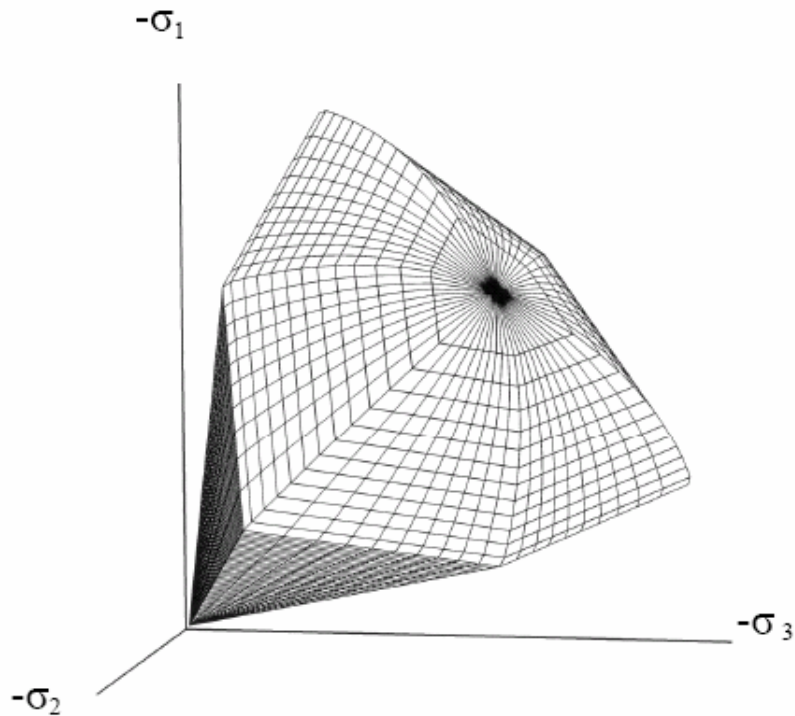


Figure 4.7 Surface de rupture du HSM cas d'un sol non cohérent [20]

e) Paramètres du HSM

Les paramètres du HSM sont : (Figure 4.8)

- Paramètres de Mohr-Coulomb :

C : Cohésion (effective) [KN/m²]

φ : Angle de frottement effectif [°]

Ψ : Angle de dilatance [°]

- Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial [KN/m²]

E_{oed}^{ref} : Module tangent dans un essai oedométrique [KN/m²]

m : puissance (environ 0.58 pour les sables et 1 pour [-]

les argiles molles. D'après Von Soos (0,5 < m < 1.0) [20].

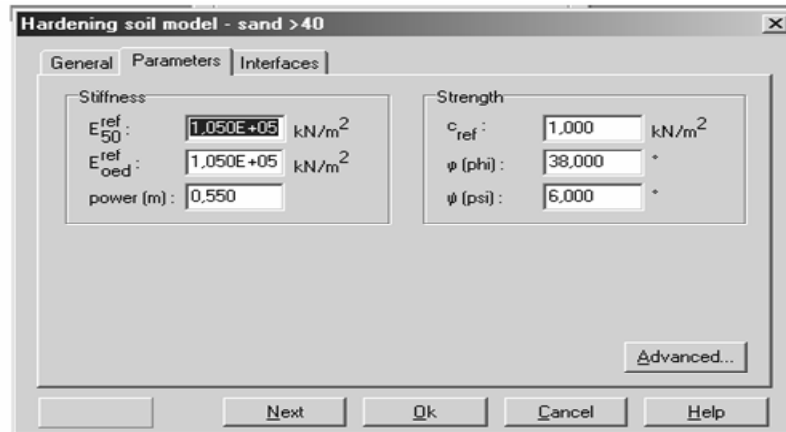


Figure 4.8 Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

- Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref} : Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$) [KN/m²]

ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge-recharge [-]
(par défaut $\nu_{ur} = 0.2$)

P^{ref} : Contraintes de référence (par défaut $P^{ref} = 100$) [KN/m²]

K_0^{NC} : K0-consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$) [-]

R_f : Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0.9$) [-]
(voir figure 4.5)

$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [KN/m²]

$c_{increment}$: Augmentation de la cohésion (par défaut $c_{increment} = 0$) [KN/m³]

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la figure (4.9) et celle de la dilatance (éventuellement) sur la figure (4.10).

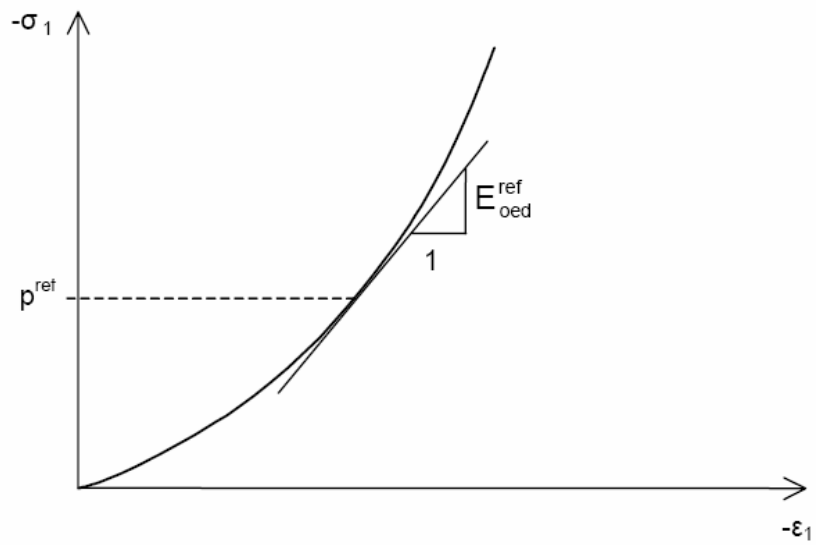


Figure 4.9 Définition du module oedométrique tangent.

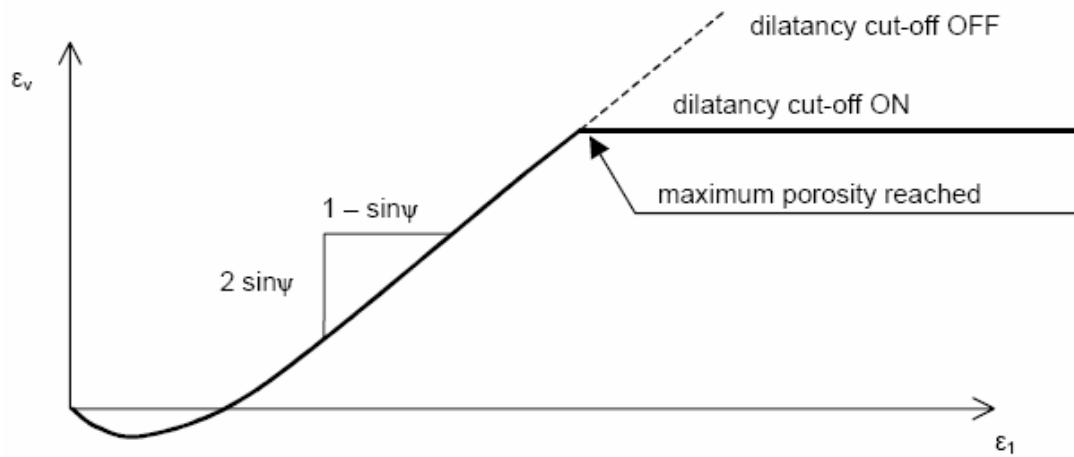


Figure 4.10 Définition de l'angle de dilatance

Les paramètres avancés sont représentés sur la figure (4.11)

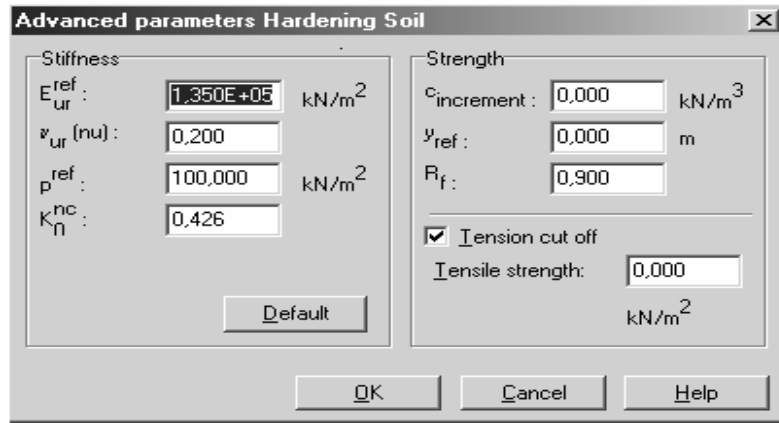


Figure 4.11 Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.

L'exemple représenté sur la figure (4.12), représente une simulation des essais triaxiaux drainés sur du sable en utilisant le modèle HSM. Les paramètres de calculs utilisés sont représentés sur le tableau (4.1) [14].

Paramètres	Sable lâche	Sable moyen	Sable dense	Unité
E_{50}^{ref} ($p_{ref}=100\text{kPa}$)	20000	30000	40000	KN/m ²
E_{ur}^{ref} ($p_{ref}=100\text{kPa}$)	60000	90000	120000	KN/m ²
E_{oed}^{ref} ($p_{ref}=100\text{kPa}$)	20000	30000	40000	KN/m ²
Cohésion c	0.0	0.0	0.0	KN/m ²
Angle de frottement φ	30	35	40	°
Angle de dilatance ψ	0	5	10	°
Coefficient de poisson ν_{ur}	0.2	0.2	0.2	-
Puissance m	0.5	0.5	0.5	-
K_0^{nc}	0.5	0.43	0.36	-
Résistance à la traction	0.0	0.0	0.0	KN/m ²
Coefficient de rupture	0.9	0.9	0.9	-

Tableau 4.1 Valeurs des paramètres de calculs

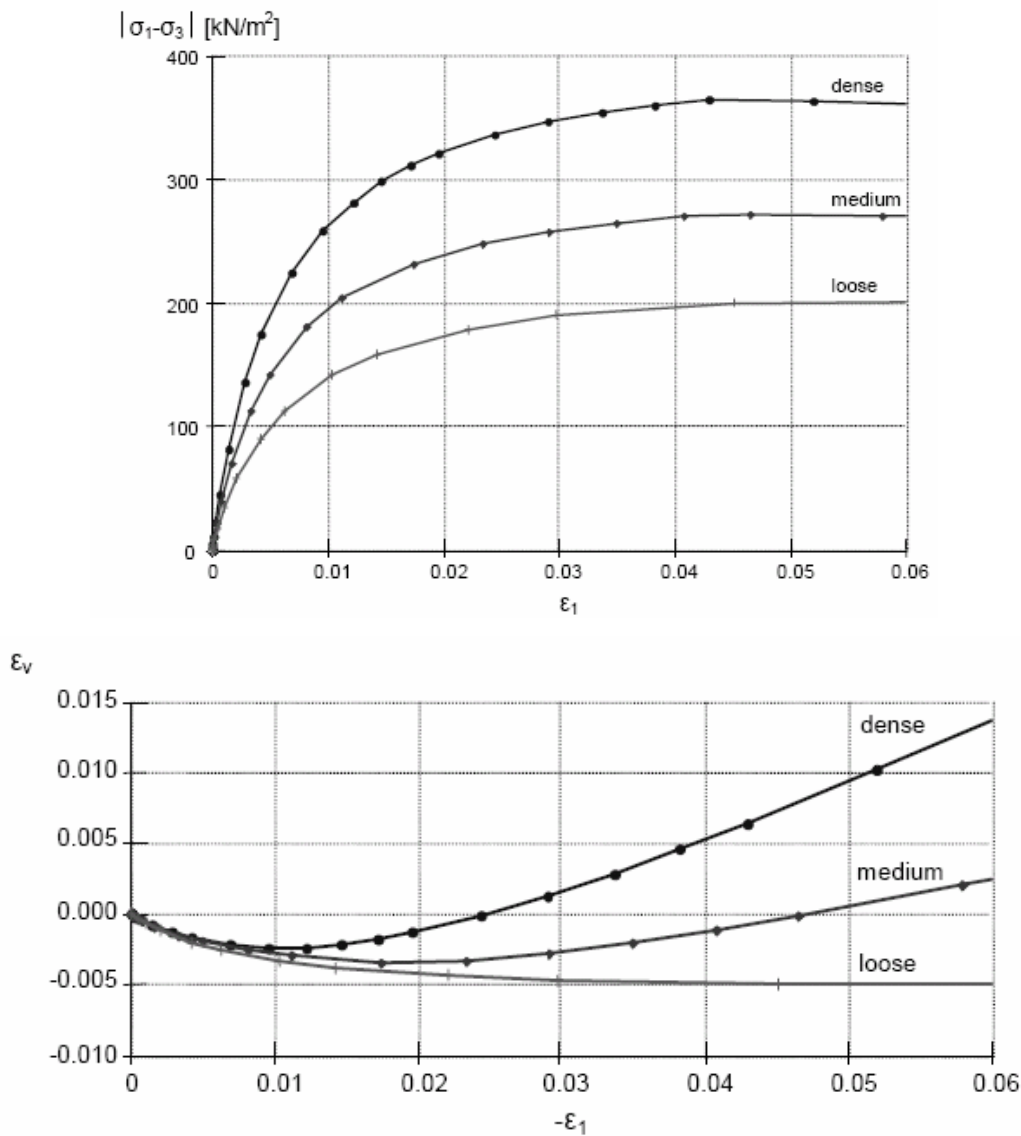


Figure 4.12 Simulation d'essais triaxiaux drainés avec le HSM sur différents sables.

4.6 Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model S.S.M)

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années soixante par Roscoe, Schoffield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

a) Les paramètres de compressibilité

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et K . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau (4.2). Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées dans le tableau (4.2) [20].

Relation avec l'indice des vides	$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$ (4.10)	$k^* = \frac{k}{1+e}$ (4.13)
Relation avec les paramètres « Hollondais »	$\lambda^* = \frac{1}{C_p}$ (4.11)	$k \approx \frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}} \cdot \frac{3}{C_p}$ (4.14)
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)}$ (4.12)	$k \approx 1.3 \frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}} \cdot \frac{C_s}{1+e}$ (4.15)

Tableau 4.2 Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k .

La figure (4.13) résume les différentes définitions des paramètres.

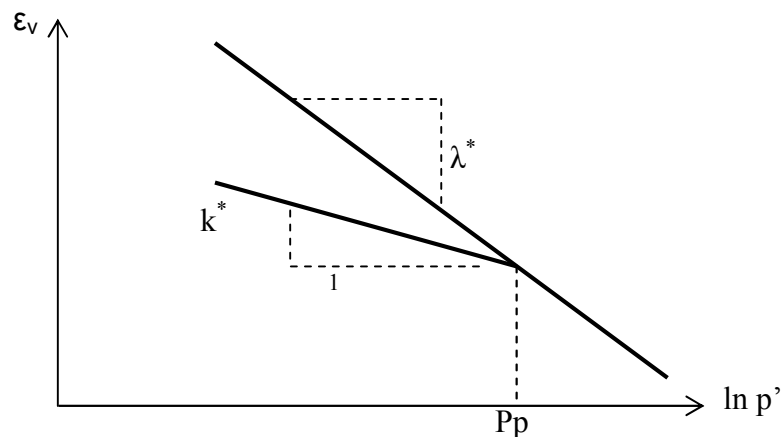


Figure 4.13 Relation logarithmique entre la déformation volumique et la contrainte moyenne

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

b) Paramètre de contrainte K_0

Le paramètre M est calculé à partir de K_0 par la formule ci-dessous [20] :

$$M = \sqrt[3]{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / k^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^* / k^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} \quad (4.16)$$

$$M = 3.0 - 2.8K_0^{NC}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écrouissage dans le plan p-q

c) Coefficient de poisson

Dans les modèles Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0^{NC} mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (4.17)$$

Dans Plaxis la valeur par défaut de ν_{ur} est de 0,15.

d) Remarques

- Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb.
- Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et Φ

e) Prise en compte de la surconsolidation

Plaxis calcule la pression de préconsolidation p_c à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP) (Pre Overburden Pressure) [20].

f) En résumé

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^*	: Indice de compression	[-]
k^*	: Indice de gonflement	[-]
c	: Cohésion	[K/m ²]
φ	: Angle de frottement	[°]
ψ	: Angle de dilatance	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur}	: coefficient de poisson en charge décharge	[-]
K_0^{NC}	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ Rapport de contrainte à l'état de consolidation normale	[-]
M	: paramètre de K_0^{NC}	[-]

4.7 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model S.S.C.M)

Le SSCM permet de prendre en compte l'écroûissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre $C\alpha$. Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure (4.14) résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous [20].

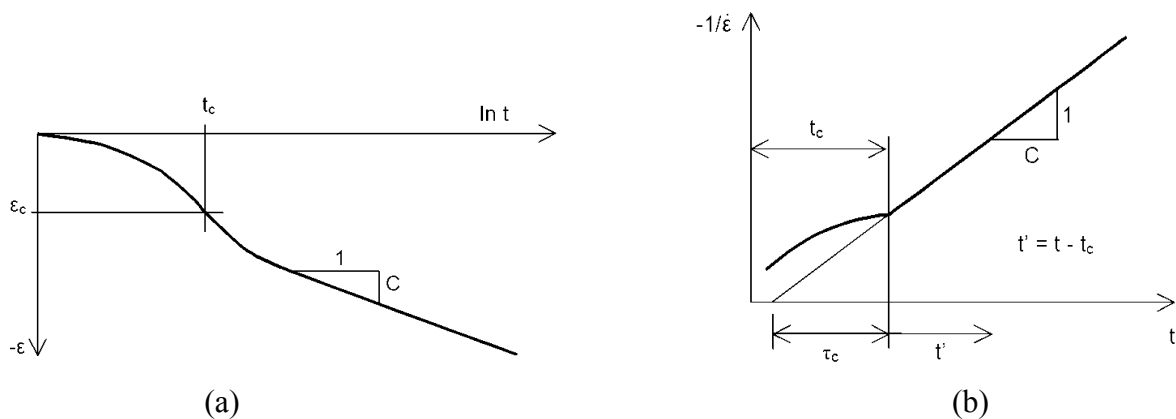


Figure 4.14 Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le soft soil creep model élargit ces résultats dans le plan p-q en introduisant des surfaces de charges qui « s'appuient » sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

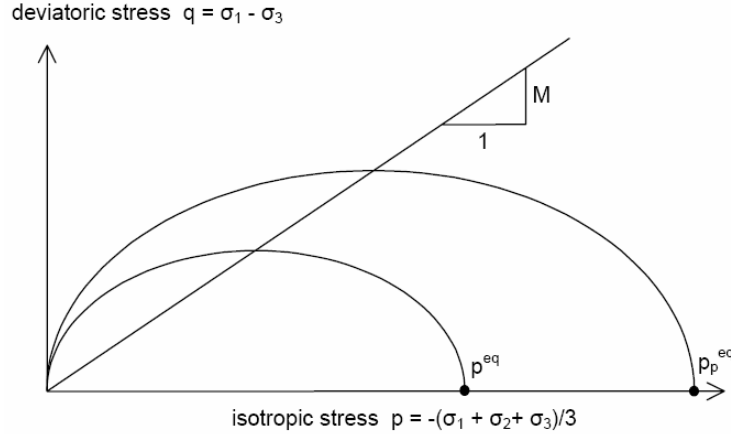


Figure 4.15 Le modèle SSCM dans un plan p-q

Avec les définitions suivantes des paramètres [20] :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 \sin \varphi_{cv}} \quad (4.18)$$

$$p^{eq} = \sigma \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2 (1 + 2K_0^{NC})} \right] \quad (4.19)$$

Les paramètres du SSCM

Le paramètre de fluage μ^* est défini par [20] :

$$\mu^* = \frac{C_\alpha}{2.3(1+e)} \quad (4.20)$$

Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb :

c :	cohésion	[KN/m ²]
Φ :	angle de frottement	[°]
Ψ :	angle de dilatance	[°]

Paramètres de consolidation :

κ^* :	indice de gonflement	[-]
λ^* :	indice de compression	[-]
μ^* :	indice de fluage	[-]

Les paramètres avancés :

ν_{ur} : coefficient de poisson en charge-décharge (par défaut 0,15) [-]

K_0^{NC} : $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ Rapport de contrainte à l'état de consolidation normale [-]

M : paramètre de K_0^{NC} [-]

4.8 Synthèse

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans Plaxis n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul « manuel » pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins « courant » est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, glissement de terrain, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle « **universel** »...

Chapitre 5

Etablissement du modèle de référence du glissement de Ciloc de Constantine

5.1 Introduction

Le but de cette étude est de déterminer un modèle numérique, dit de référence, pour le glissement du Ciloc de la ville Constantine. Une comparaison des déplacements horizontaux du talus avec les données inclinométriques sera faite.

Le logiciel Plaxis permet de modéliser de manière détaillée ce type de problème, en spécifiant les propriétés des matériaux et les conditions aux limites.

Une vaste gamme d'outils est offerte par Plaxis pour afficher les résultats. Les déplacements horizontaux au niveau des sondages inclinométriques peuvent être représentés dans des tableaux afin de pouvoir les comparer avec les mesures inclinométriques.

5.2 Caractéristiques géologiques et géotechniques du versant Ciloc

Le site du Ciloc est situé dans une zone tectoniquement complexe, au nord-ouest de la ville de Constantine et sujette à des instabilités actives.

Ce versant, d'une longueur de quelques centaines de mètres, présente une dénivelée importante entaillée par des thalwegs.

Ce versant est composé, dans sa partie superficielle, de formations sensibles aux eaux d'infiltration

L'examen des neuf sondages carottés réalisés sur le site d'une profondeur allant jusqu'à 35m, montre que les principaux faciès représentés sont:

- Argiles graveleuses.
- Sables et graviers.
- Argiles marneuses sableuses compactes.

Les formations argiles marneuses appartiennent à la base de miocène.

Six sondages ont été équipés de tubes inclinométriques, dont les différentes mesures effectuées ont permis de préciser la morphologie du glissement.

L'interprétation des mesures piézométriques a permis de restituer un schéma cohérent de la position de la nappe phréatique dans ces formations de pente.

Les caractéristiques géomécaniques des terrains sont très dispersées, on en a reproduit une synthèse sur le tableau (5.1) et retenu les caractéristiques mécaniques moyennes utilisées dans les calculs.

Couche N°	Nature	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C' (kN/m ²)	ϕ' (°)
01	Argiles graveleuses	17	19.5	15	12
02	Sables et graviers	15	17.5	8	21
03	Argiles marneuses sableuses compactes	18	21.5	55	22

Tableau 5.1 Caractéristiques physico-mécaniques des sols

5.3 Aperçu sur les mesures inclinométriques

Depuis longtemps déjà (une cinquantaine d'années environ), les pétroliers mesurent la déviation de leurs puits. De telles opérations étaient négligées dans les travaux de génie civil où les déformations de forages généralement assez courts n'ont que peu d'influence sur les résultats recherchés.

Mais, on s'est aperçu depuis quelques années de tout l'intérêt que pouvaient présenter de telles mesures dans la surveillance des ouvrages ou dans la prévision du comportement des talus.

On rencontre, souvent par exemple, sur les tracés d'autoroutes, des remblais de grande hauteur qui reposent sur des couches d'argiles plastiques très déformables. Sous l'effet de la

charge verticale due au remblai, les argiles tassent, mais ces tassements verticaux s'accompagnent de déplacements horizontaux. Si les théories de la mécanique des sols permettent à l'heure actuelle d'estimer un ordre de grandeur des tassements verticaux, on ne sait pas déterminer l'amplitude des déformations horizontales, leur évolution en fonction du temps, ni leur distribution dans l'espace.

Or, ce sont des résultats qu'il est souvent très important de connaître, afin d'estimer, entre autre, les risques que peut représenter un remblai pour les constructions voisines.

Si, avant la construction de grands remblais, on prenait soin de mettre en place à l'extérieur de leur emprise et dans les couches déformables, des tubes verticaux souples, la mesure de la déformée de ces tubes nous renseignerait sur le comportement du sol et sur la transmission des efforts horizontaux, et permettrait ainsi de faire progresser la solution d'un problème particulièrement important.

De même, on sait que les ruptures de talus qu'il s'agisse de talus naturels ou artificiels (déblais) qui se manifestent par de grands déplacements verticaux et horizontaux, sont en général précédées de petites déformations horizontales. Des tubes souples placés dans des forages réalisés dans les talus permettront de suivre l'évolution de ces déformations et éventuellement de prévoir la rupture.

5.3.1 Principe de mesures

Dans un forage de petit diamètre (60 ou 80 mm environ) on met en place un tube souple en matière plastique. Pour assurer un contact permanent entre les parois du forage et le tube, on injecte dans l'espace annulaire un mélange de bentonite et de ciment.

Le tubage devra en principe être descendu jusqu'à un horizon supposé indéformable (rocher ou marne par exemple) dans lequel il sera profondément scellé.

S'il n'existe pas d'horizon indéformable, il faudra, chaque fois que l'on procédera à une mesure, positionner la tête du tube par des procédés topographiques.

Le principe consiste à introduire dans ce tube une sonde inclinométrique, et à mesurer l'angle que fait, à une profondeur donnée, l'axe de l'élément du tube guide avec la verticale.

L'inclinaison du tube par rapport à la verticale est obtenue, de proche en proche, en déplaçant la sonde avec un pas constant égale à la longueur de la sonde.

Le déplacement horizontal du tube par rapport à une position de référence est déterminé par calcul si le déplacement d'au moins une des deux extrémités du tube est mesuré ou connu.

La figure (5.1) schématise une mesure à l'inclinomètre dans un massif de sol en mouvement.

Les mesures sont répétées avec le même appareillage et selon la même procédure à différents intervalles de temps en vue de déterminer les mouvements du tube inclinométrique.[19]

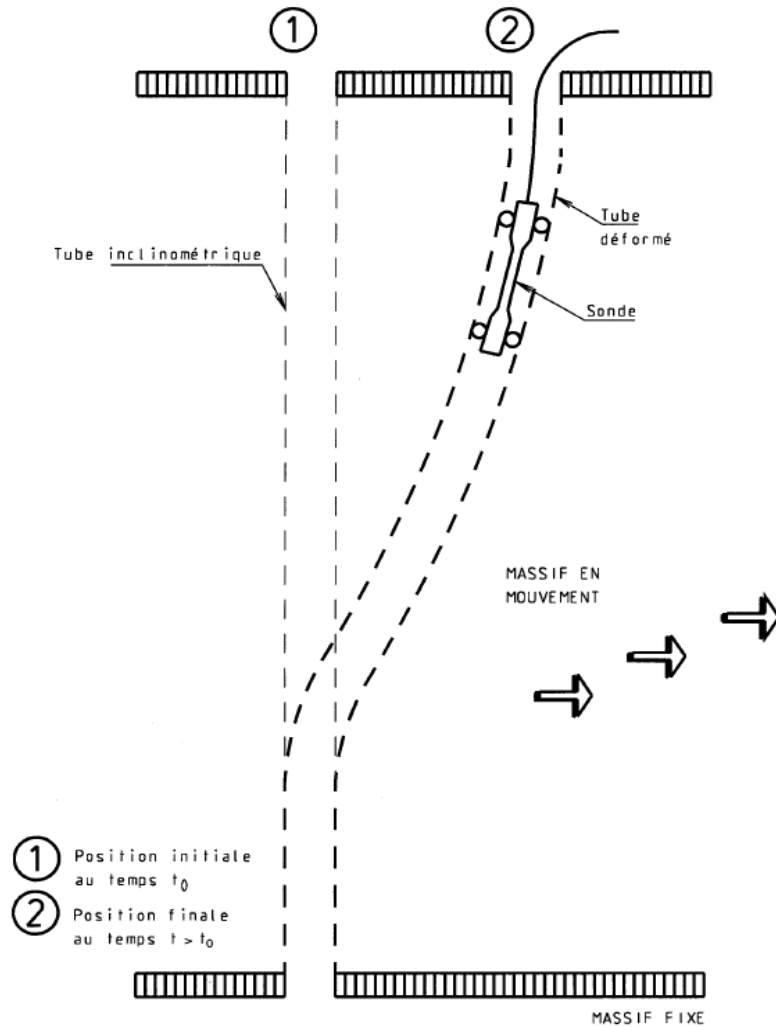


Figure 5.1 Schéma de principe d'une mesure inclinométrique. Exemple pour un massif de sol en mouvement [19]

Le déplacement horizontal, exprimé en mètres, du point de rang i entre la mesure origine et la mesure de rang n , dans une direction donnée, si l'on suppose l'axe inférieur du système de guidage de la sonde, lors de la mesure de rang 1 fixe dans le temps:

$$(\Delta X_i)_n = X_{i,n} - X_{i,0} \quad (5.1)$$

Avec : $X_{i,n}$ est la distance projetée sur l'horizontale entre le point de rang 1 et le point de rang i pour la série de rang n dans une direction donnée, exprimée en mètres :

$$X_{i,n} = a \left[\sum_{k=1}^{k=i} \sin \alpha_k \right]_n \quad (5.2)$$

$(\alpha_i)_n$ est la mesure, exprimée en radians, de l'inclinaison de la sonde par rapport à la verticale pour un point de mesure de rang i , dans une direction donnée pour la série de rang n dans le temps :

$$(\alpha_i)_n = 0,5(\alpha_i' - \alpha_i'') \quad (5.3)$$

$\alpha_i'; \alpha_i''$ sont les mesures de l'inclinaison de la sonde par rapport à la verticale obtenues en un point donné en tournant la sonde d'un angle π autour de son axe longitudinal. α_i' et α_i'' sont des valeurs absolues voisines et de signes opposés. Elles sont exprimées en radians [19].

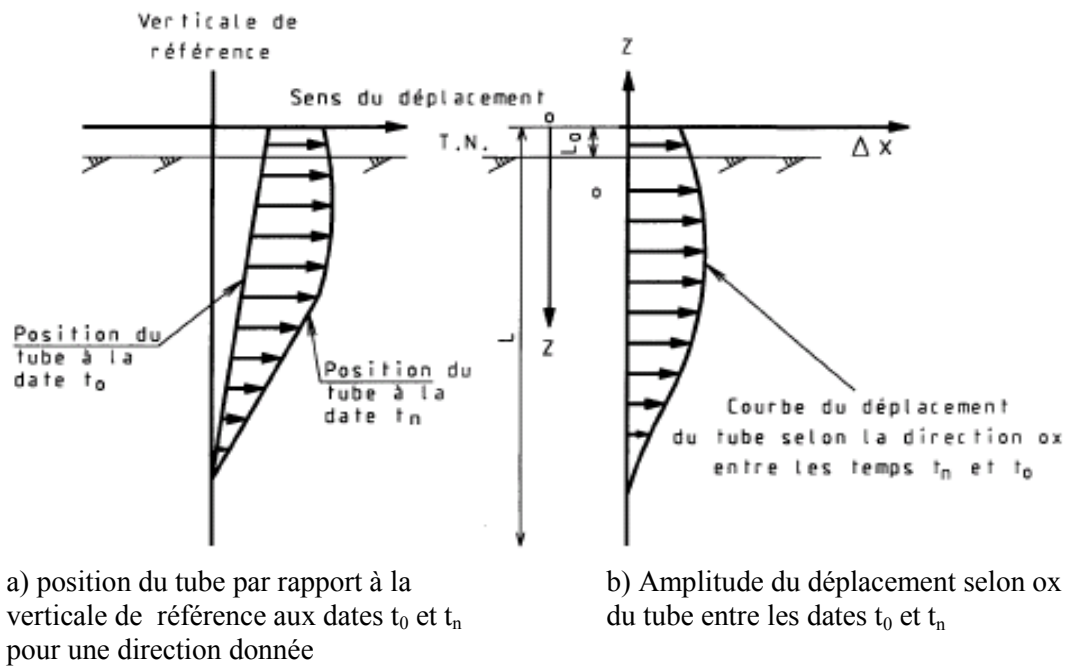


Figure 5.2 Notations de mesure [19]

5.4 Résultats inclinométriques

Le plan d'implantation donné en annexes montre la position des 6 tubes inclinométriques posés dans les sondages N° 2, 3, 4, 5, 6 et 9

Le tableau suivant résume les profondeurs des sondages et les dates de mise en place des tubes inclinométriques :

Sondage N°	Profondeur en (m)	Date de mise en place	Date de la mesure initiale	Date de la dernière mesure
2	21	22/06/1987	29 /06/1987	13/09/1987
3	29	09/05/1987	11/05/1987	06/07/1987
4	27,5	18/05/1987	20/05/1987	14/09/1987
5	29	14/06/1987	17/06/1987	14/09/1987
6	17	27/05/1987	29/05/1987	13/09/1987
9	33	11/06/1987	16/06/1987	19/09/1987

Tableau 5.2 Mise en place des tubes inclinométriques et dates de mesures

Il est à souligner que les résultats des sondages 2, 3 et 9 feront l'objet d'étude approfondie en les comparant avec les résultats numériques.

Les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur de ces trois inclinomètres sont donnés dans les tableaux 5.3, 5.4 et 5.5 en annexes.

Les déplacements horizontaux de ces trois inclinomètres en fonction du temps sont présentés dans les figures (5.3), (5.4) et (5.5) suivantes :

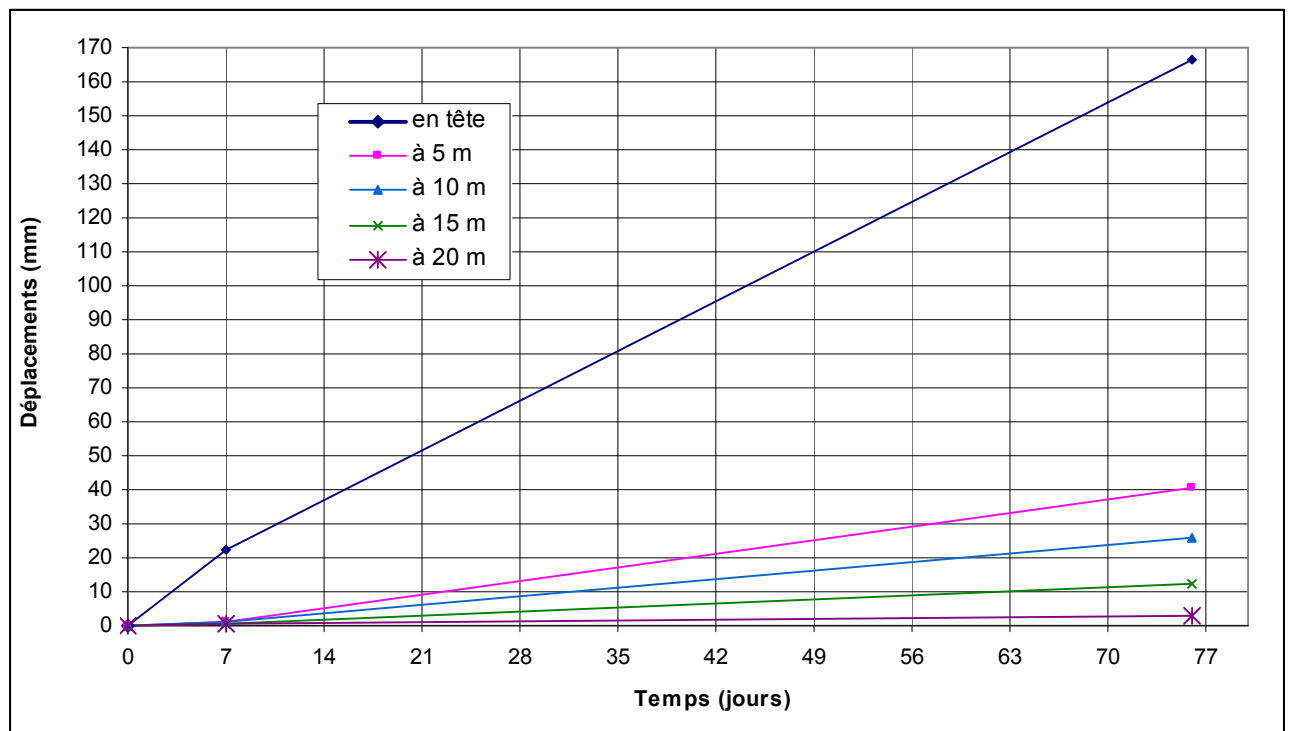


Figure 5.3 Déplacements horizontaux en fonction du temps de l'inclinomètre N°2

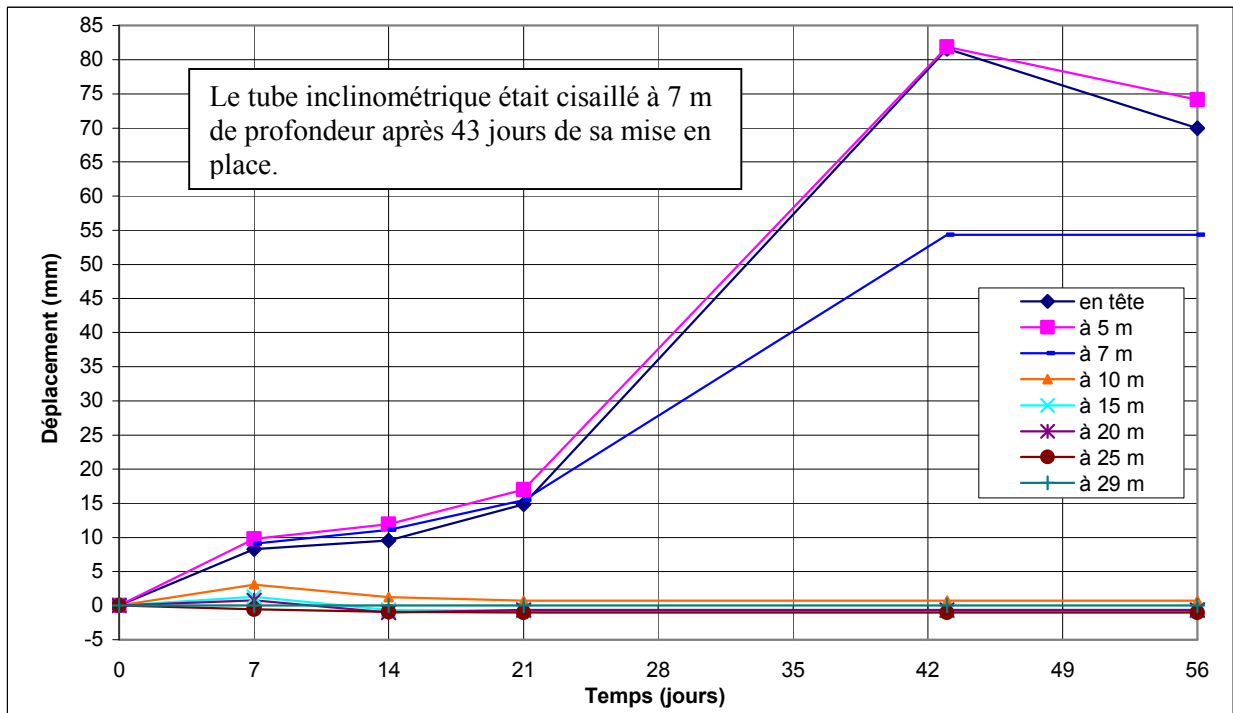


Figure 5.4 Déplacements horizontaux en fonction du temps de l'inclinomètre N°3

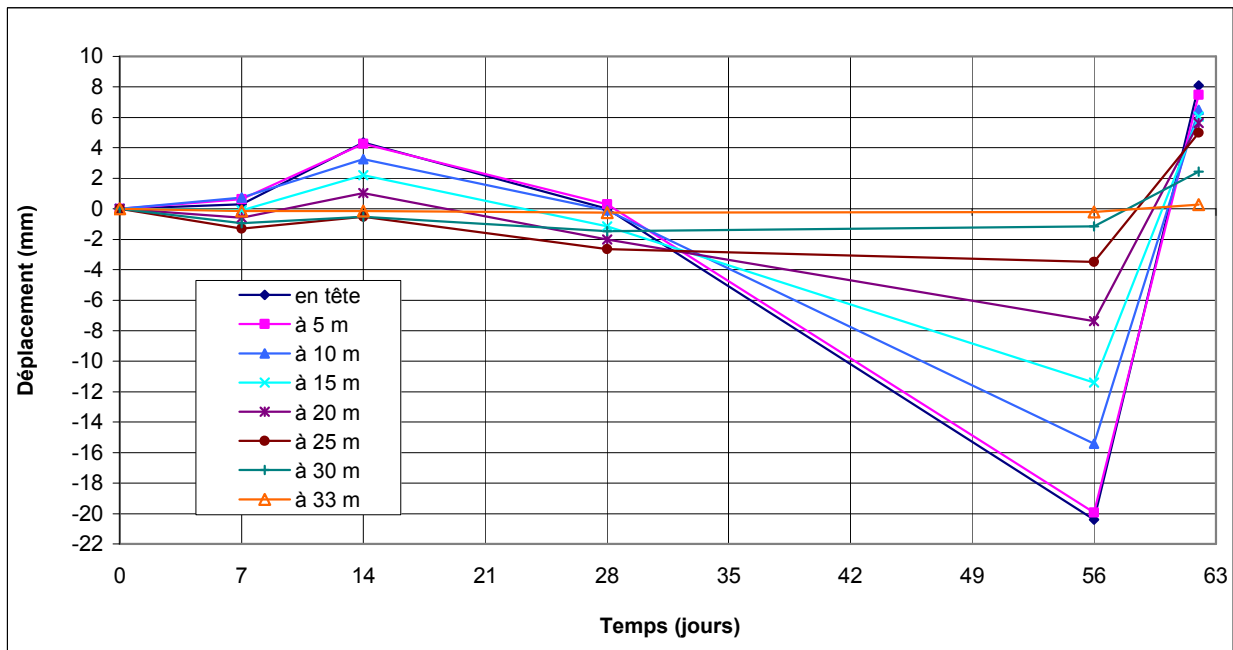


Figure 5.5 Déplacements horizontaux en fonction du temps de l'inclinomètre N°9

D'après ces courbes déplacement-temps, il est évident que l'évolution du déplacement d'un point du site instable (à l'intérieur ou à la surface du sol) est très variable dans le temps.

Notons que les valeurs positives représentent des déplacements vers l'aval et les valeurs négatives représentent des déplacements vers l'amont.

Cependant, nous remarquons un déplacement de tout le tube inclinométrique N°02 vers l'aval de 5 à 20.50 m rejoignant la valeur de 1.65 mm à la base et un déplacement des 5 premiers mètres de 40 à 170 mm.

Par contre l'inclinomètre N°03 est pratiquement stable en profondeur, en marquant une grande vitesse de déplacement du tube de 0 à 7 m de profondeur après 21 jours de sa mise en place, ce mouvement conduisait au cisaillement du tube à 7 m de profondeur après 43 jours de sa mise en place. Ce qui explique le léger recul du tube vers l'amont de l'ordre de 10 mm car les calculs n'ont pas tenus compte des déplacements de la base. En fin le sondage n'est plus exploitable.

Concernant l'inclinomètre N°09, nous remarquons une translation de tout le tube vers l'aval pendant les premiers 14 jours, puis un déplacement plus important de tout le tube vers l'amont. Après 56 jours une reprise du mouvement vers l'aval avec accélération.

5.5 Représentation du modèle de référence

5.5.1 Définition des données

La coupe du projet est représentée sur la figure (5.6). Le modèle à une hauteur de 49 m et une largeur de 272 m. Il est défini par 27 points (voir les coordonnées sur le tableau 5.6 en annexes). Il est constitué de trois couches :

Couche 01: Argiles sableuses graveleuses.

Couche 02 : Sables et graviers.

Couche 03 : Argiles marneuses sableuses compactes.

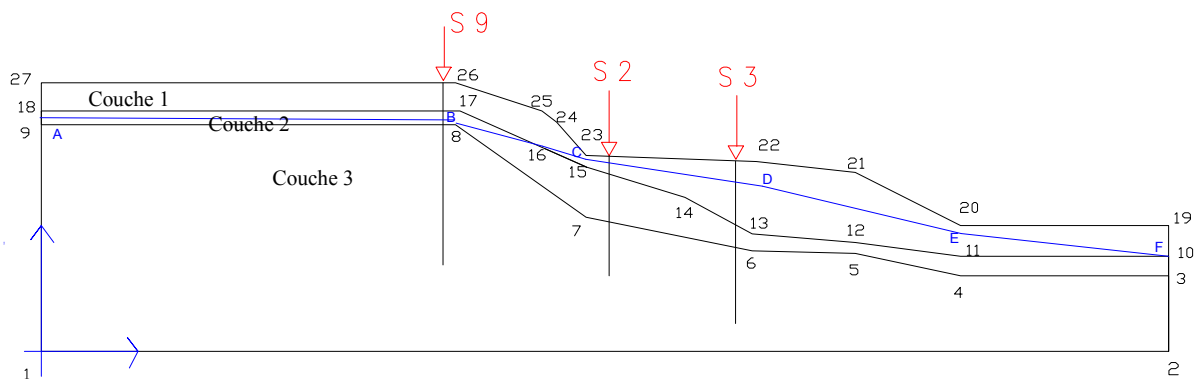


Figure 5.6 La coupe du modèle

S2, S3 et S9 indiquent la position des inclinomètres (voir les coordonnées sur le tableau 5.7 en annexes).

Le modèle géotechnique utilisé comme référence est le Hardening-Soil, un modèle élasto-plastique avec écouissage. Les caractéristiques physico-mécaniques des trois couches sont représentées dans le tableau (5.8) ci-dessous :

Couche N°	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C' (kN/m ²)	ϕ' (°)	ψ (°)	E_{50}^{ref} (kN/m ²)	E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	ν	m
01	17	19.5	15	12	0	2100	2100	6300	0.33	0.50
02	15	17.5	8	21	0	2200	2200	6600	0.30	0.50
03	18	21.5	55	22	0	6600	6600	19800	0.30	0.50

Tableau 5.8 Caractéristiques physico-mécaniques des sols

Avec :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{p_{ref}} \right)^m \quad E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{p_{ref}} \right)^m \quad E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1}{p_{ref}} \right)^m$$

Et $P_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$

5.5.2 Génération du maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments triangulaires à 15 nœuds. Il est constitué de 469 éléments, 3903 nœuds et 5628 points de contrainte avec une taille moyenne des éléments de 5.33 m. (Figure 5.7)

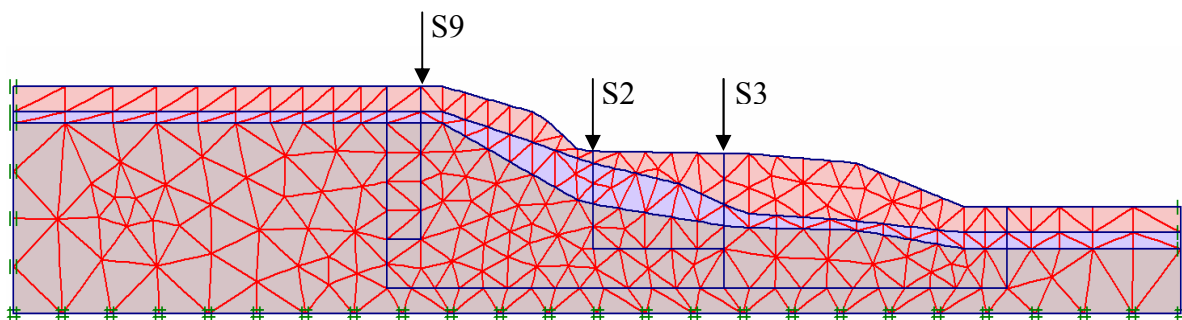


Figure 5.7 Maillage du modèle

5.5.3 Les conditions aux limites

Le modèle utilisé est en déformations planes, les déplacements perpendiculaires à la surface sont considérés comme nuls.

Plaxis impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Ces conditions aux limites sont générées suivant les règles suivantes:

- Les linges géométriques verticales pour les quelles l'abscisse x est égale à la plus petite et à la plus grande des abscisses x du modèle, sont bloquées horizontalement ($u_x = 0$).
- Les linges géométriques pour les quelles l'ordonnée y est égale à la plus petite ordonnée y du modèle sont entièrement bloquées ($u_x = u_y = 0$).

5.5.4 Les conditions initiales

Une fois le modèle géométrique créé et le modèle d'éléments finis généré, l'état de contrainte initiale et la configuration initiale doivent être spécifiées. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales sont constituées par deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

5.5.4.1 Génération des pressions interstitielles

La définition des niveaux de la nappe phréatique est représentée sur la figure (5.8), il est défini par 6 points (voir les coordonnées sur le tableau 5.9 en annexes) La pression interstitielle initialement est de 414.38 KN/m^2 (Figure 5.9)

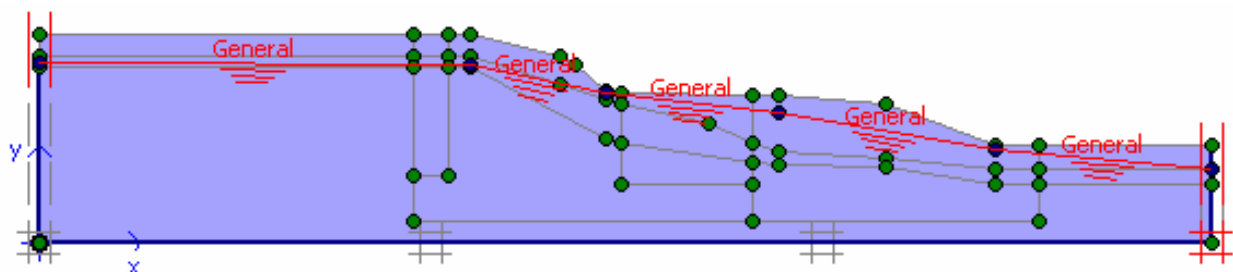
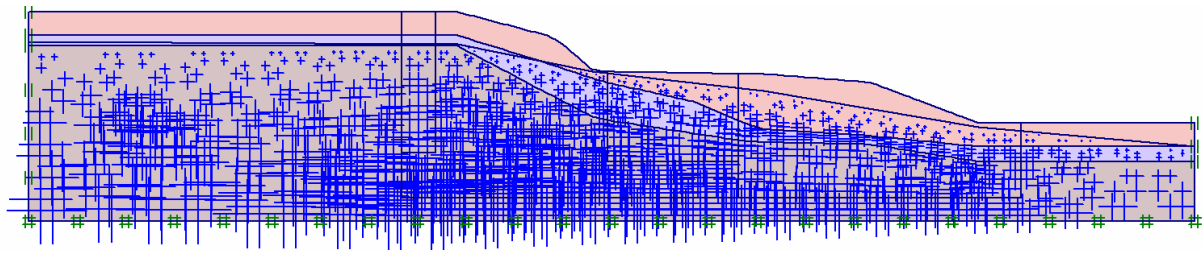


Figure 5.8 : Définition des niveaux de la nappe phréatique



Active pore pressures
 Extreme active pore pressure -414,38 kN/m²
 (pressure = negative)

Figure 5.9 : Répartition des pressions interstitielles initiales

5.5.4.2 Génération des contraintes effectives initiales

La plupart des problèmes analysés en ingénierie géotechnique nécessitent des données sur l'état des contraintes initiales. Ces contraintes, générées par la gravité, représentent l'état d'équilibre intact du sol ou de la matrice rocheuse.

Dans une analyse avec Plaxis, ces contraintes initiales doivent être spécifiées par l'utilisateur. Il existe deux possibilités pour obtenir ces contraintes:

La procédure K_0

Le chargement gravitaire

La règle suivante peut être appliquée : *la procédure K_0* sera utilisée uniquement dans les cas où la surface est horizontale et où les couches de sols et la nappe phréatique lui sont parallèles. Dans tous les autres cas, on préférera *le chargement gravitaire*.

a) La Procédure K_0

Dans un massif à surface horizontale, le coefficient de pression des terres au repos K_0 est donné par l'expression suivante[3] :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (5.4)$$

Où σ'_h : contrainte effective horizontale à une profondeur donnée.

σ'_v : contrainte effective verticale à une profondeur donnée.

En pratique, la valeur de K_0 pour un sol normalement consolidé est liée à l'angle de

frottement du sol par la relation empirique de Jacky :

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (5.5)$$

Pour un sol surconsolidé, K_0 aura une valeur supérieure à celle évaluée par l'expression ci-dessus.

Pour un matériau sans cohésion et pour empêcher la plasticité du sol à l'état initial, la valeur de K_0 est bornée par [20] :

$$\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} < K_0 < \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (5.6)$$

b) Le chargement gravitaire

Si le chargement gravitaire est adopté, alors les contraintes initiales (celles que l'on retrouve dans 'Initial phase') seront nulles. Elles seront initialisées en appliquant le poids propre du sol dans la première phase de calcul.

Dans ce cas, quand on utilise un modèle de comportement élastique parfaitement plastique pour le sol (comme le modèle de Mohr-Coulomb), la valeur obtenue pour K_0 dépend fortement de la valeur du coefficient de Poisson. Il est important de choisir des valeurs du coefficient de Poisson qui donnent des valeurs réalistes pour K_0 . Si nécessaire, différents jeux de caractéristiques du matériau pourront être utilisés avec des valeurs différentes du coefficient de Poisson permettant d'obtenir une valeur adéquate de K_0 pendant le chargement gravitaire. Pour une compression unidimensionnelle, un calcul élastique donnera [20] :

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad (5.7)$$

Par exemple, pour K_0 égal à 0.5, la valeur du coefficient de Poisson sera de 0.333.

Il arrive souvent que des points plastiques soient générés pendant la procédure de *chargement gravitaire*. Pour des sols sans cohésion, par exemple, des points plastiques seront générés à moins que l'inégalité suivante ne soit satisfaite [20] :

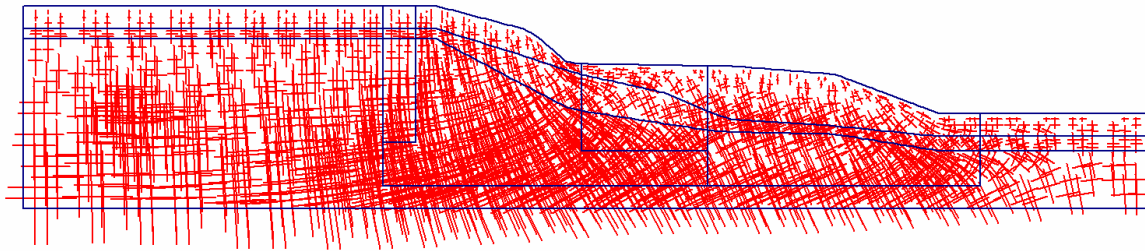
$$\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} < \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (5.8)$$

La génération d'un petit nombre de points plastiques pendant le *chargement gravitaire* reste toutefois acceptable.

Le chargement gravitaire peut être appliqué en une seule phase de calcul plastique.

Une fois les contraintes initiales données, les déplacements doivent être remis à zéro pour

les phases de calcul suivantes. Il n'y a donc plus d'effet du *chargement gravitaire* sur les déplacements engendrés par les autres phases de calcul.



Effective stresses
Extreme effective principal stress $-586,12 \text{ kN/m}^2$

Figure 5.10 Génération des contraintes effectives initiales

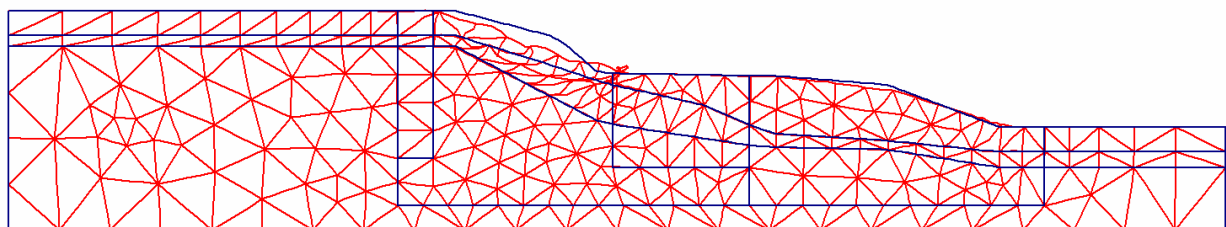
5.5.5 Les Procédures de calculs

Les calculs sont effectués en déformation plane, à partir d'une initialisation des contraintes hydrostatiques (Figure 5.10). Trois phases de calculs sont envisageables :

- ✓ Phase 1 : un calcul plastique avec le modèle Hardening- Soil en condition drainée en appliquant le chargement gravitaire pour obtenir les contraintes effectives initiales.
- ✓ Phase 2 : un calcul plastique en remettant les déplacements initiaux engendrés par le chargement gravitaire dans la première phase à zéro.
- ✓ Phase 3 : détermination du coefficient de sécurité avec la méthode de réduction des paramètres de résistance du sol (Phi-C reduction, Taylor, 1966).

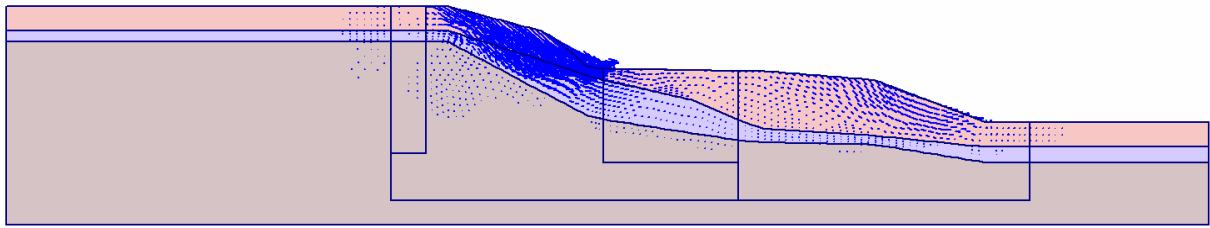
5.5.6 Principaux résultats

Les figures (5.11), (5.12), (5.13) et (5.14) montrent respectivement la déformée du maillage, les incréments des déplacements, les déplacements totaux et la valeur du coefficient de sécurité obtenus.



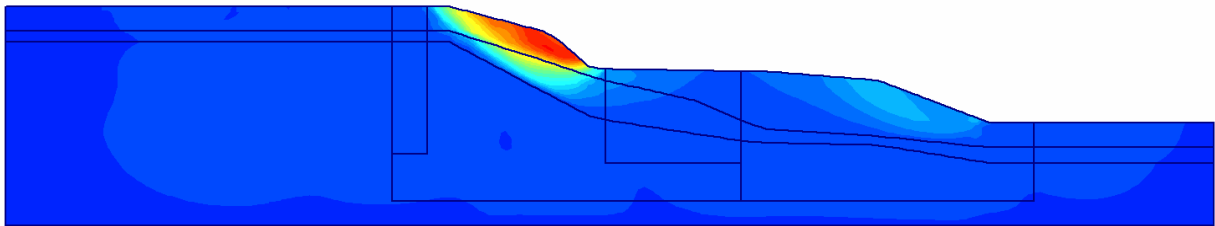
Deformed Mesh
Extreme total displacement $48,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 200,00 times)

Figure 5.11 Maillage déformé



Total incremental displacements (dUtot)
Extreme dUtot $48,64 \cdot 10^{-3}$ m

Figure 5.12 Incrément des déplacements totaux.



Total displacements (Utot)
Extreme Utot $48,64 \cdot 10^{-3}$ m

Figure 5.13 Déplacements totaux

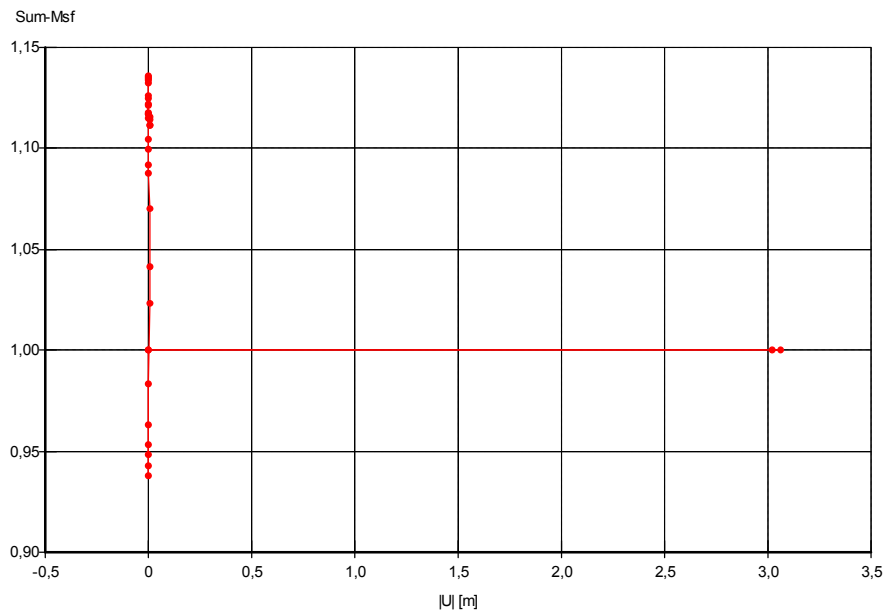


Figure 5.14 La valeur moyenne du coefficient de sécurité $Msf = 1,111$

Les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur au niveau des sondages inclinométriques N° 9, 2 et 3 sont regroupés dans les tableaux 5.10, 5.11 et 5.12 respectivement en annexes.

5.5.7 Exploitation des résultats

Pour que le modèle de référence soit plus raisonnable et plus proche de la réalité, on doit comparer les déplacements horizontaux obtenus par la modélisation numérique en utilisant le logiciel Plaxis avec ceux obtenus expérimentalement par les mesures inclinométriques (Figures 5.15, 5.16 et 5.17)

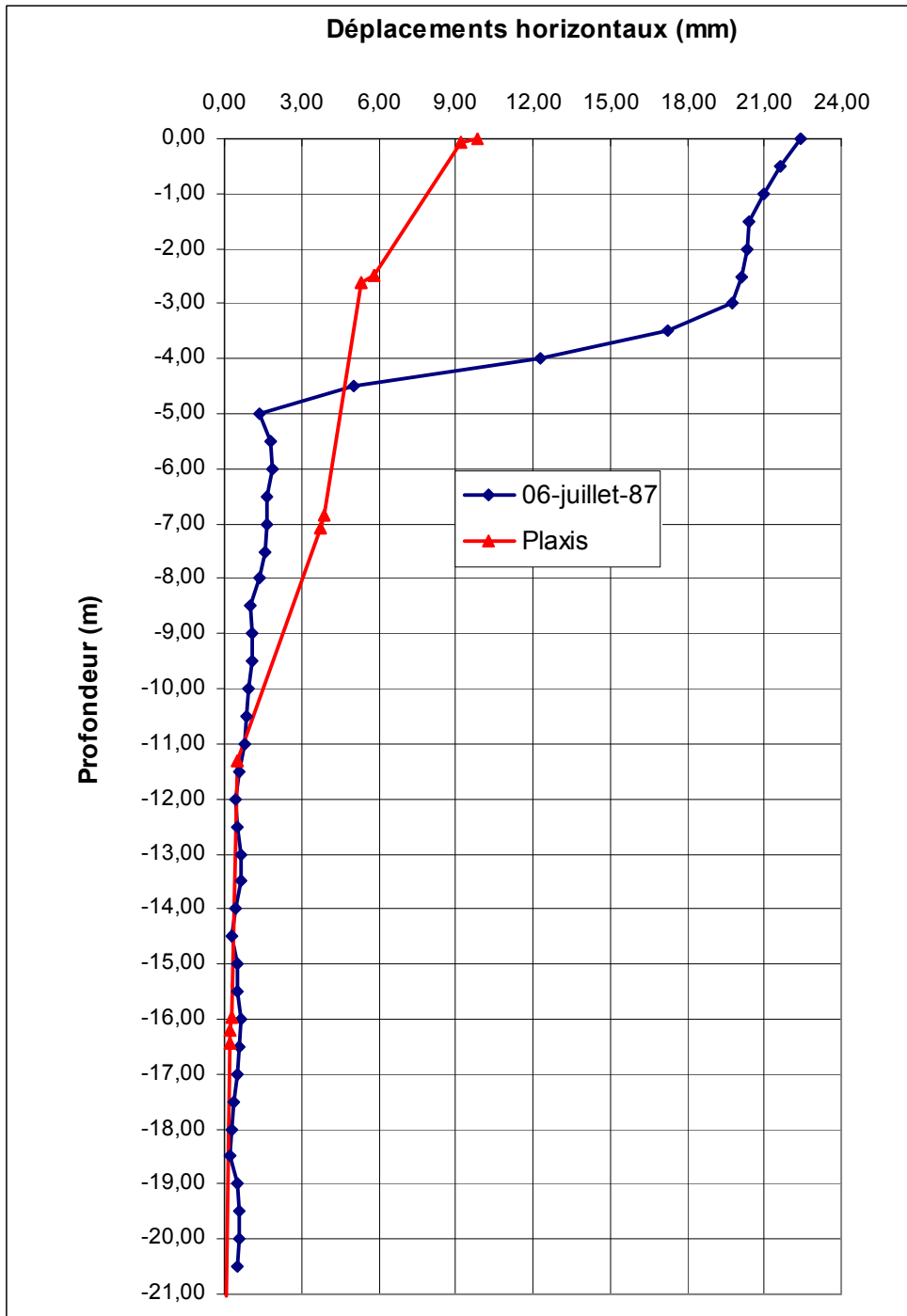


Figure 5.15 Comparaison des déplacements horizontaux aux mesures inclinométriques N° 02

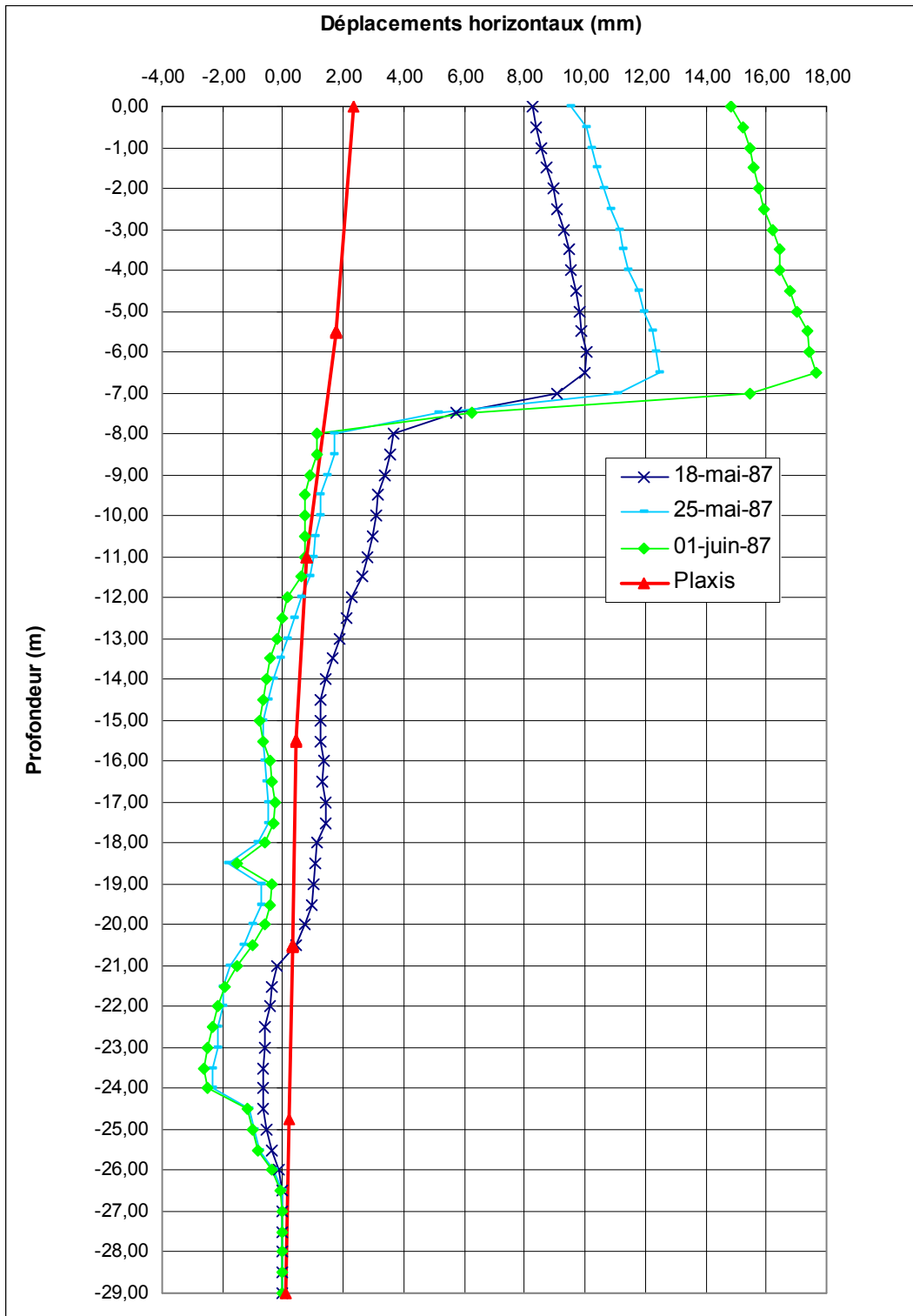


Figure 5.16 Comparaison des déplacements horizontaux aux mesures inclinométriques N° 03

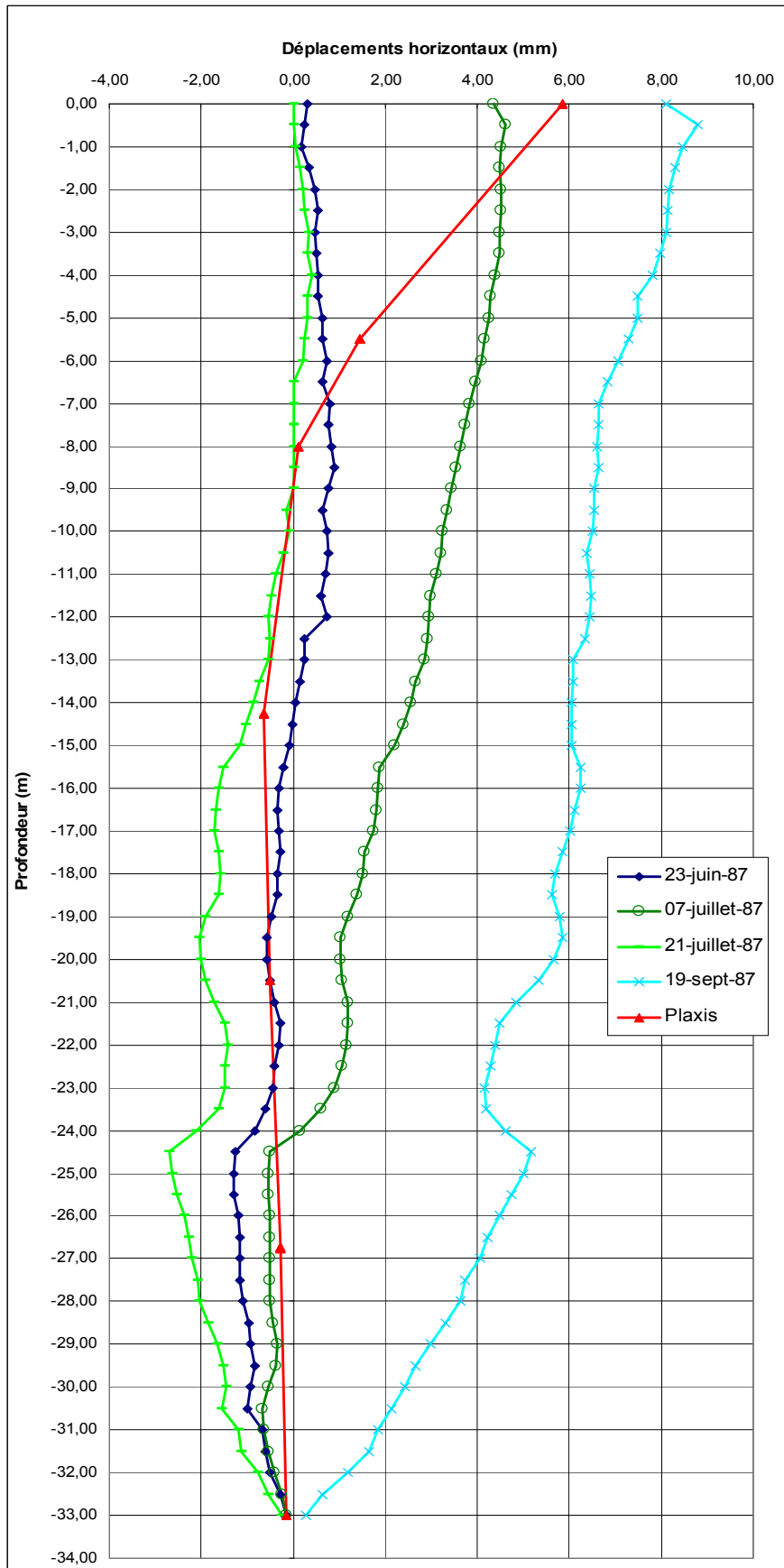


Figure 5.17 Comparaison des déplacements horizontaux aux mesures inclinométriques N° 09

5.5.9 Synthèse

D'après les résultats de calculs et les courbes présentées, le talus a subi un tassement au niveau du sommet de l'ordre de $14,24 \cdot 10^{-3} \text{m}$, et un soulèvement au pied de $2,48 \cdot 10^{-3} \text{m}$, avec un déplacement maximum de $48,64 \cdot 10^{-3} \text{m}$. La valeur moyenne du coefficient de sécurité est $F = 1.111$

La comparaison entre les courbes de déplacement montre que notre modèle de référence constitue effectivement "*une approximation raisonnable*" du comportement réel du talus.

Chapitre 6

L'étude paramétrique

6.1 Introduction

Après la première étude du modèle de référence et les résultats obtenus, on peut utiliser notre modèle pour faire la deuxième partie du travail qui est l'étude paramétrique. Toutes les données sont simplement modifiables de façon itérative ce qui permet de tester successivement les jeux des paramètres (géotechniques et de la modélisation) et donc de dégager l'influence de tel ou tel paramètre sur la stabilité du talus. Les résultats de calcul permettent la compréhension et l'appréhension sur la déformation des massifs en pente.

On a deux types de paramètres :

- Les paramètres de modélisation.
- Les paramètres géotechniques.

La comparaison sera faite sur trois types de résultats :

- Selon la coupe horizontale 1 : elle concerne le tassement en surface de la partie supérieure jusqu'au sommet du talus (coupe horizontale sur le point 1 de coordonnées (0;49) et le point 2 de coordonnées (100;49)).
- Selon la coupe horizontale 2 : elle concerne les déplacements verticaux au niveau du pied et la partie inférieure du talus (coupe horizontale sur le point de coordonnées (100;23) et le point 9 de coordonnées (272;23)).
- Selon le coefficient de sécurité.

6.2 Effet des paramètres de modélisation

Parmi les paramètres de modélisation, on propose l'étude de l'effet des deux paramètres suivants:

- Le maillage.
- La précision de calcul.

6.2.1 Le maillage

On change le maillage des éléments de 15 nœuds à 6 nœuds et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence.

La comparaison des résultats est présentée par les courbes sur les figures 6.1, 6.2, 6.3 suivantes :

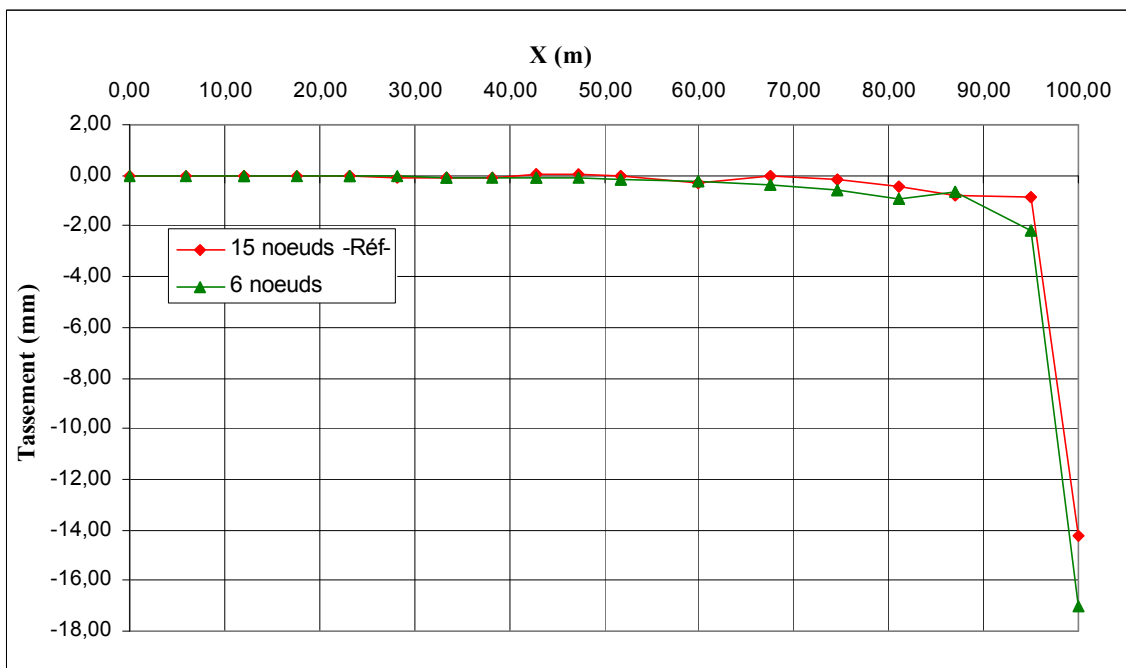


Figure 6.1 Influence du maillage sur la coupe 1

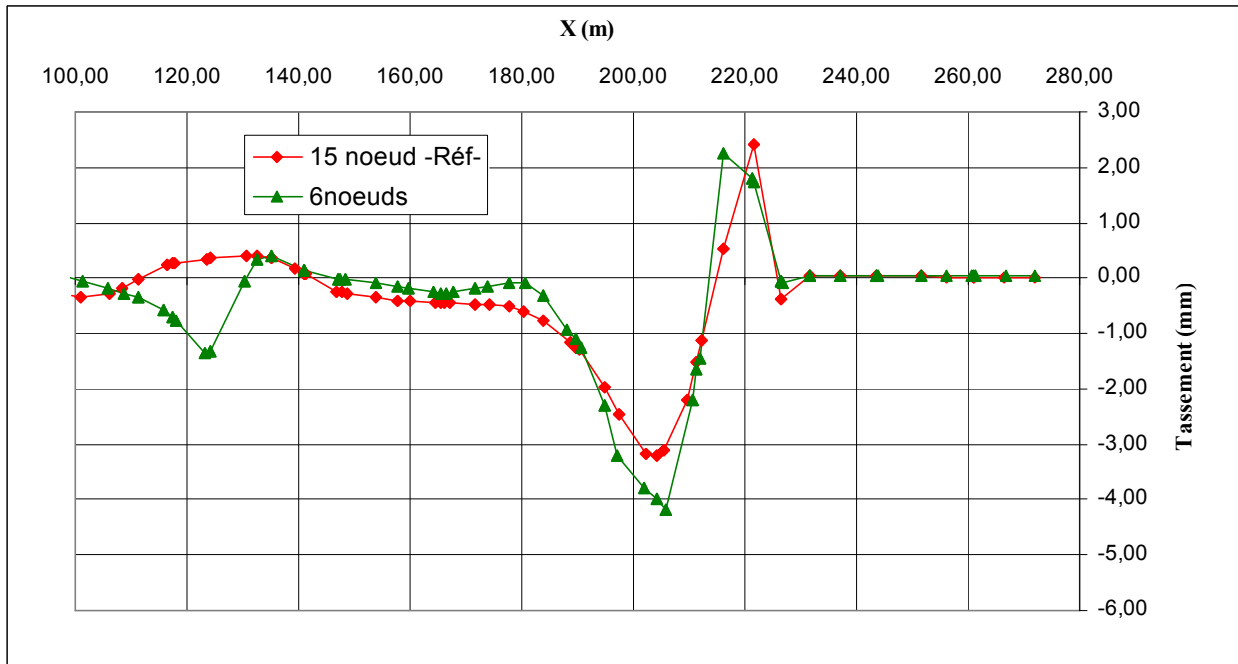


Figure 6.2 Influence du maillage sur la coupe 2

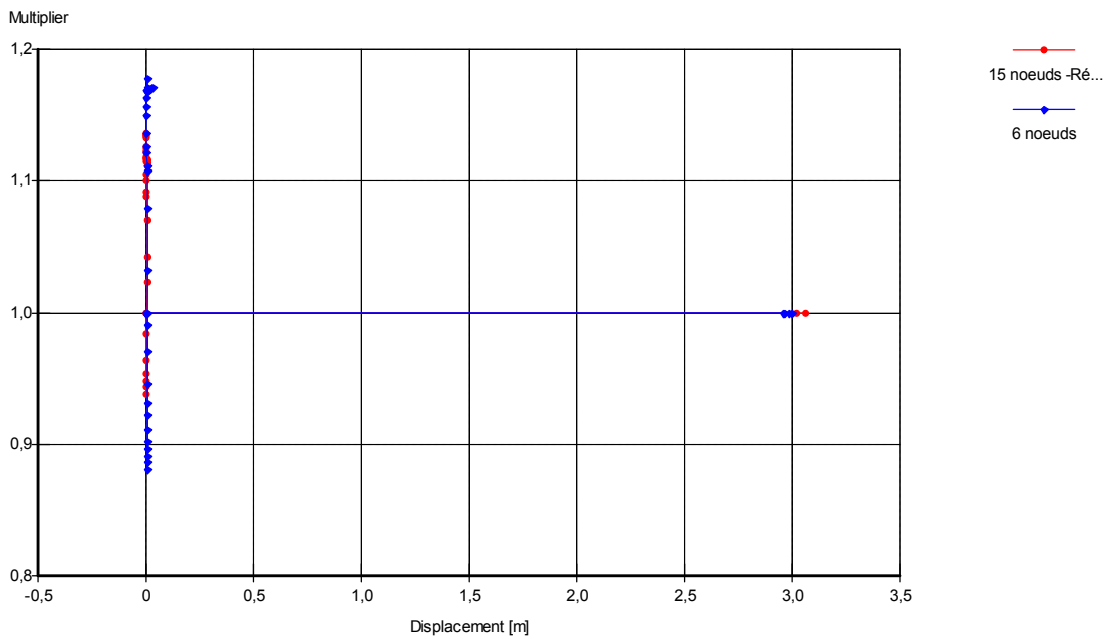


Figure 6.3 Influence du maillage sur le coefficient de sécurité

6.2.2 La précision des calculs

La précision des calculs est définie par la tolérance sur la convergence des calculs. La tolérance utilisée dans le calcul du modèle de référence est de 3%.

Pour étudier l'effet de ce paramètre on fait le calcul pour :

- Tolérance de 1%.
- Tolérance de 4%.
- Tolérance de 6%.

Les résultats obtenus sont présentés par les courbes sur les figures 6.4, 6.5 et 6.6

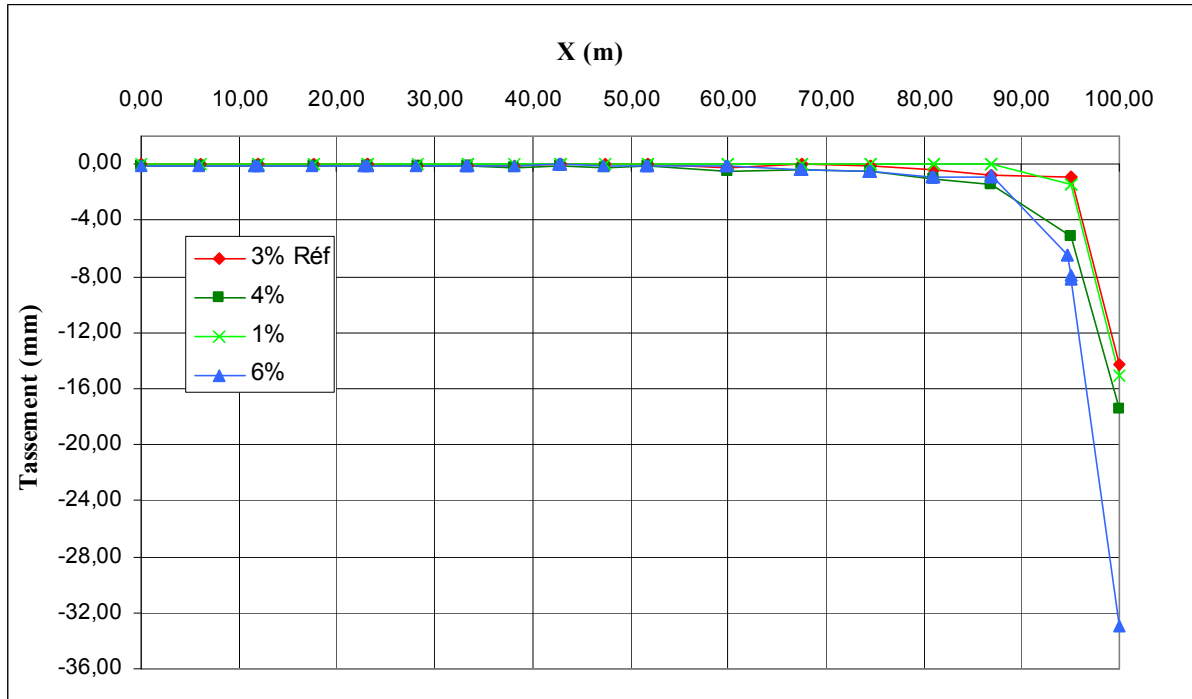


Figure 6.4 Influence de la précision de calcul sur la coupe 1

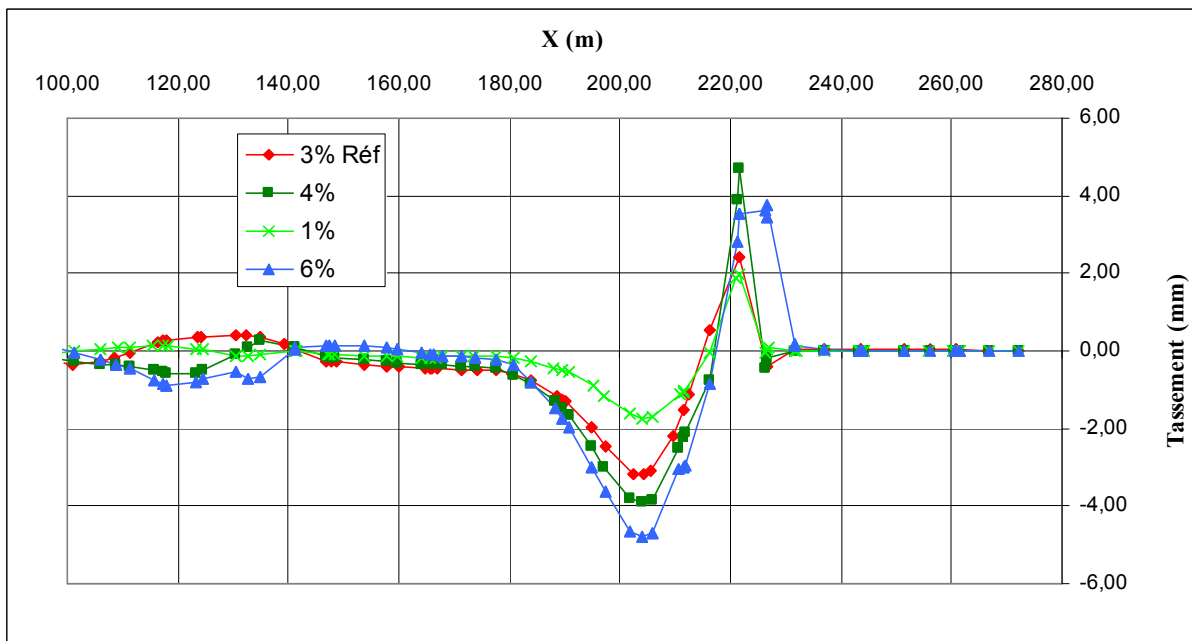


Figure 6.5 Influence de la précision de calcul sur la coupe 2

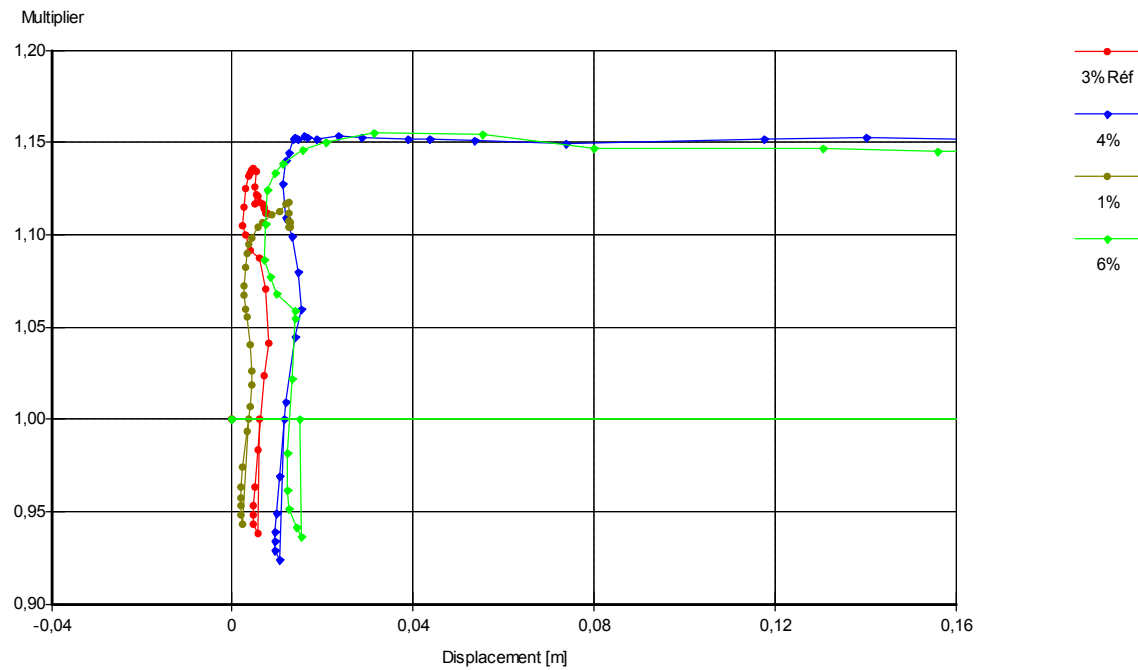


Figure 6.6 Influence de la précision de calcul sur le coefficient de sécurité

6.3 Effet des paramètres géotechniques

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on va étudier l'influence de quatre types de paramètres définis ci-après.

6.3.1 Effet des paramètres du sol

Les paramètres du sol sont : la cohésion, l'angle de frottement et les modules du modèle H.S.M.

6.3.1.1 Influence de la cohésion C

La comparaison entre une augmentation et une diminution de la cohésion de 5 KPa dans les trois couches simultanément est présentée par les courbes sur les figures 6.7, 6.8 et 6.9 ci-dessous.

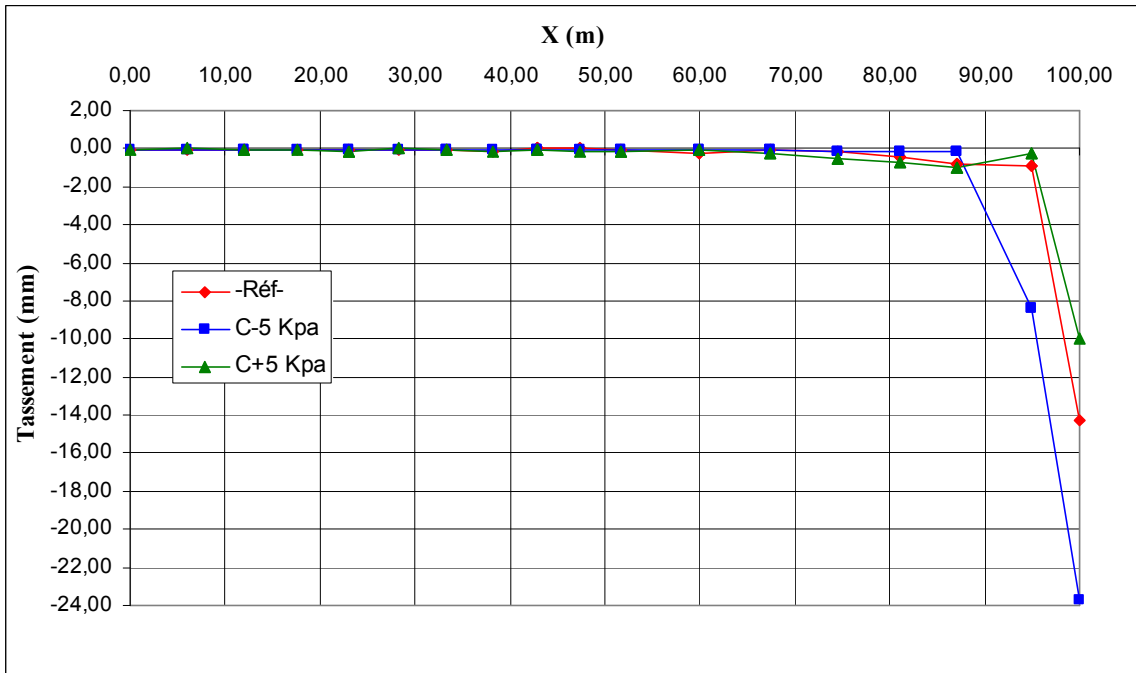


Figure 6.7 Influence de la cohésion sur la coupe 1

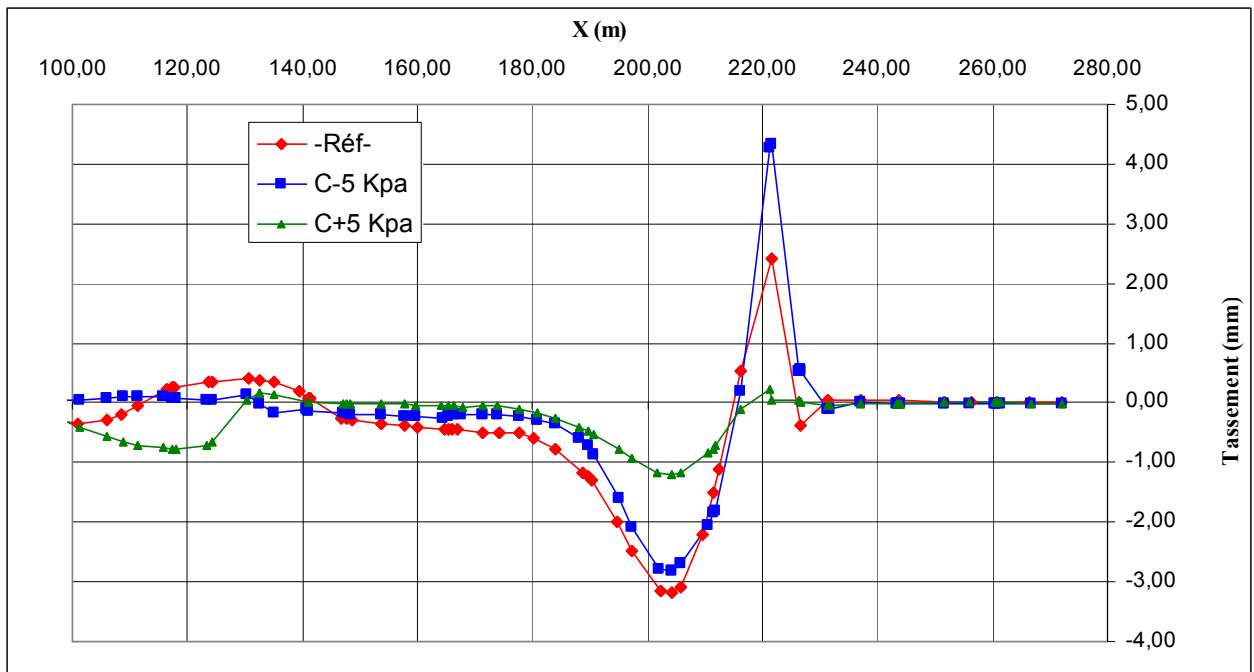


Figure 6.8 Influence de la cohésion sur la coupe 2

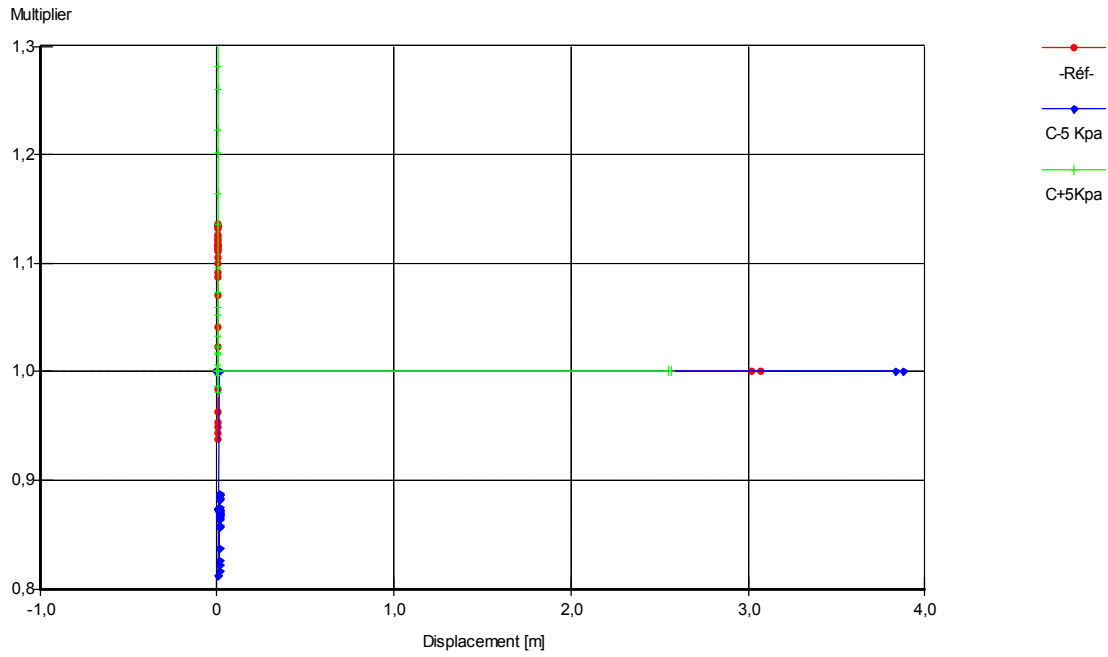


Figure 6.9 Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité

6.3.1.2 Influence de l'angle de frottement ϕ

La comparaison entre une augmentation et une diminution de l'angle de frottement de 5° dans les trois couches simultanément est présentée par les courbes sur les figures 6.10, 6.11 et 6.12 ci-dessous.

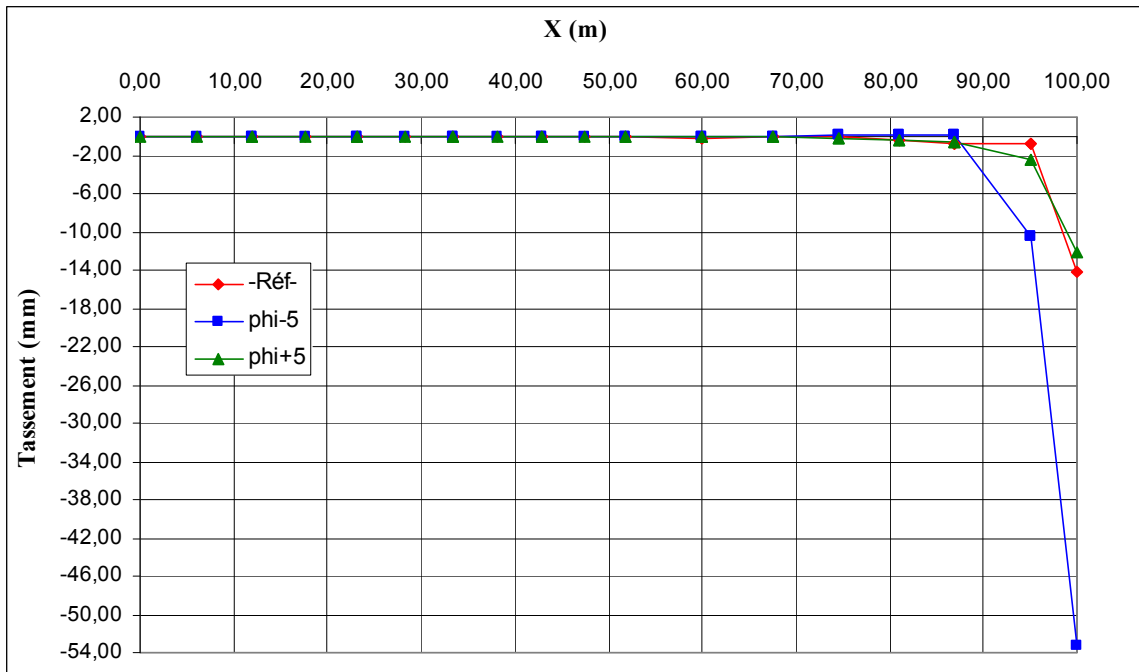


Figure 6.10 Influence de l'angle de frottement sur la coupe I

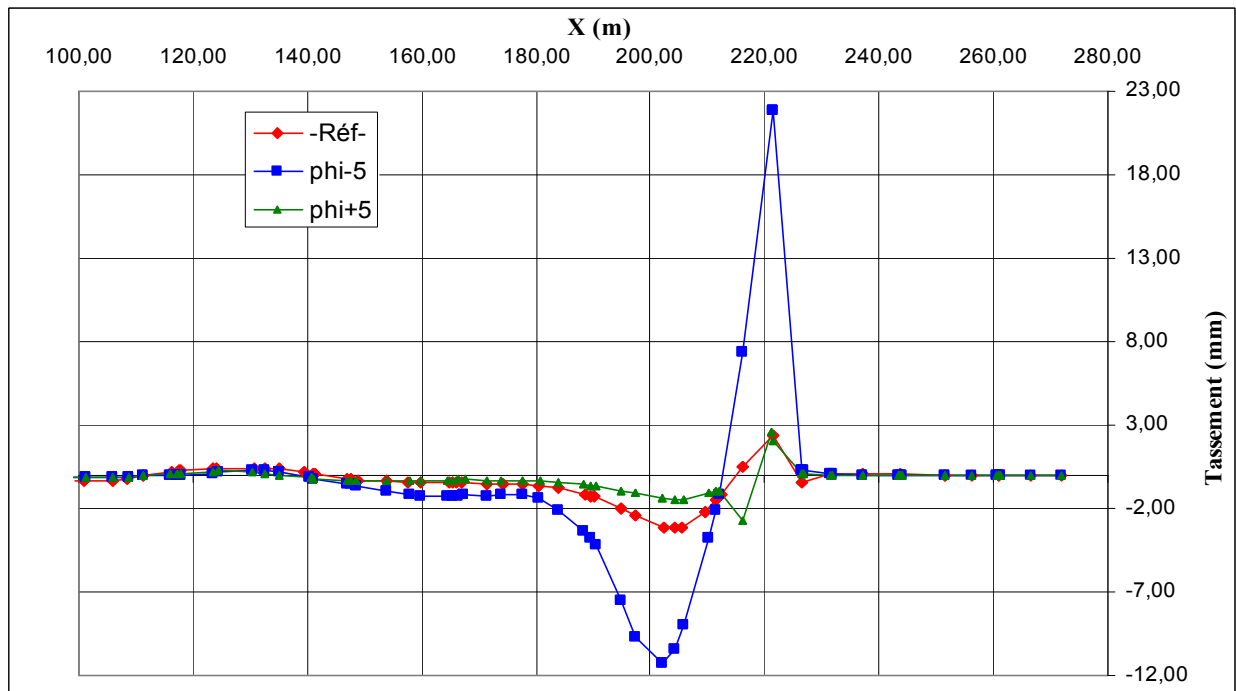


Figure 6.11 Influence de l'angle de frottement sur la coupe 2

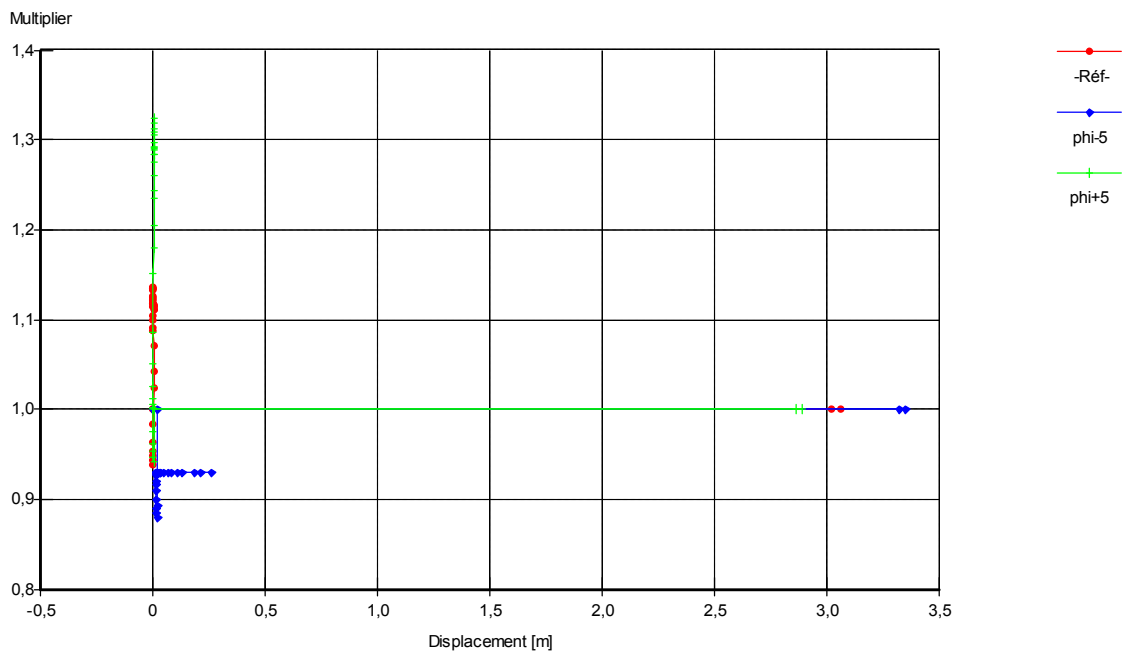


Figure 6.12 Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité

6.3.1.3 Influence des modules E_{50} , E_{oed} , E_{ur}

Dans le modèle de référence on a pris trois modules pour chaque couche : E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} et E_{ur}^{ref} . Pour les calculs de l'étude paramétrique on fait une comparaison entre une

augmentation et une diminution de 25% de ces modules dans les trois couches simultanément. Les résultats des calculs sont présentés sur les figures 6.13, 6.14 et 6.15.

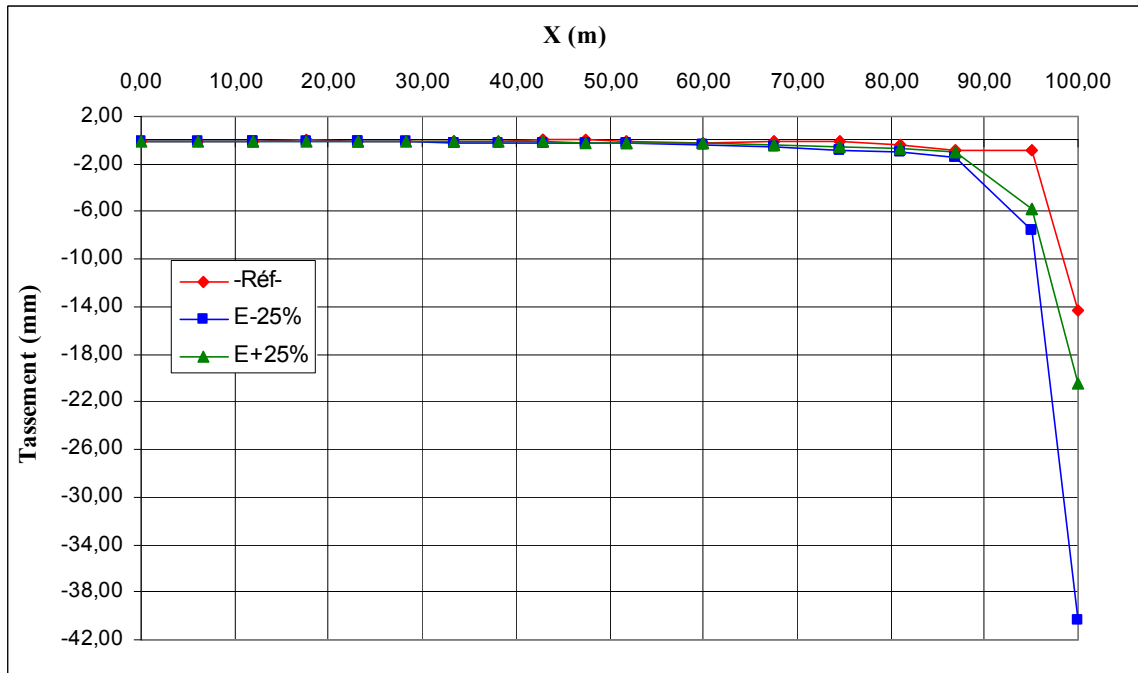


Figure 6.13 Influence des modules Eur, E50, Eoed sur la coupe 1

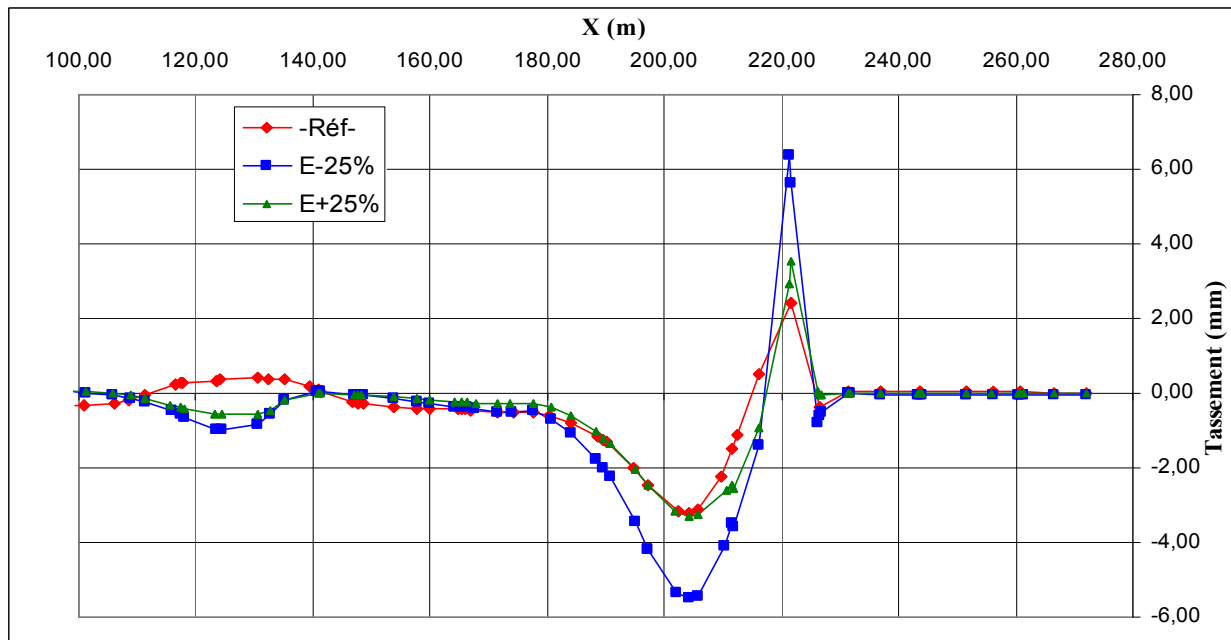


Figure 6.14 Influence des modules Eur, E50, Eoed sur la coupe 2

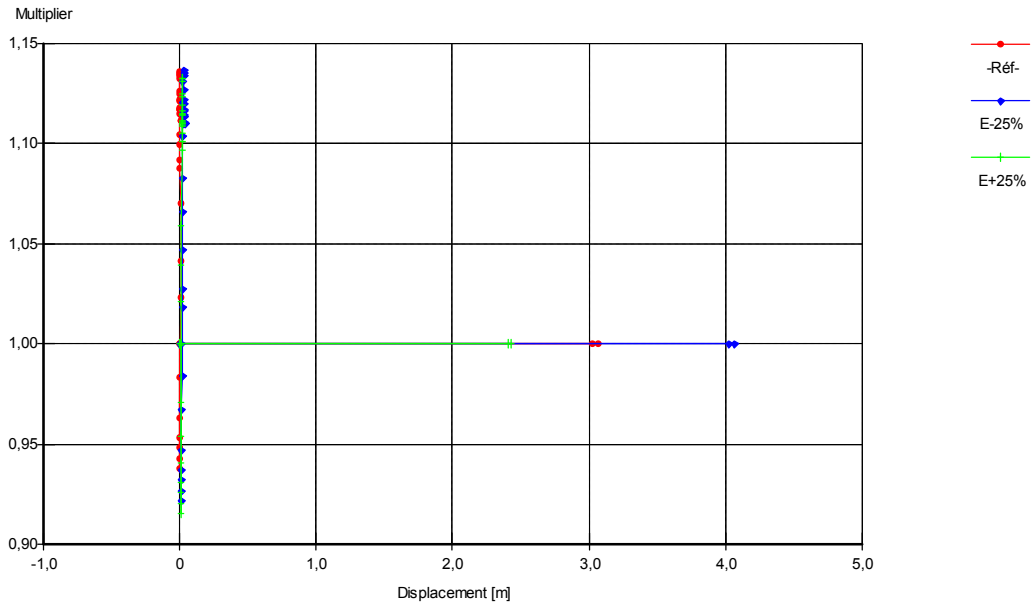


Figure 6.15 Influence des modules E_{ur} , E_{50} , E_{oed} sur le coefficient de sécurité

6.3.1.4 Influence du coefficient de poisson

La comparaison est faite entre une augmentation et une diminution de 0.1 du coefficient de poisson dans les trois couches simultanément. Les résultats des calculs sont présentés sur les figures 6.16, 6.17 et 6.18.

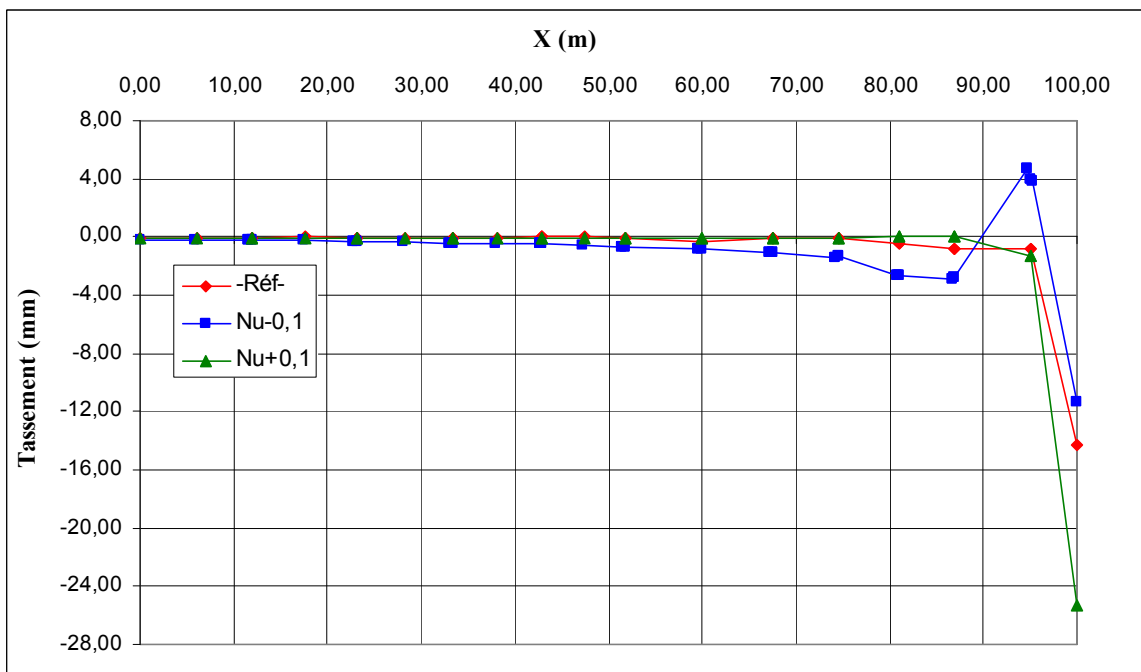


Figure 6.16 Influence du coefficient de poisson sur la coupe 1

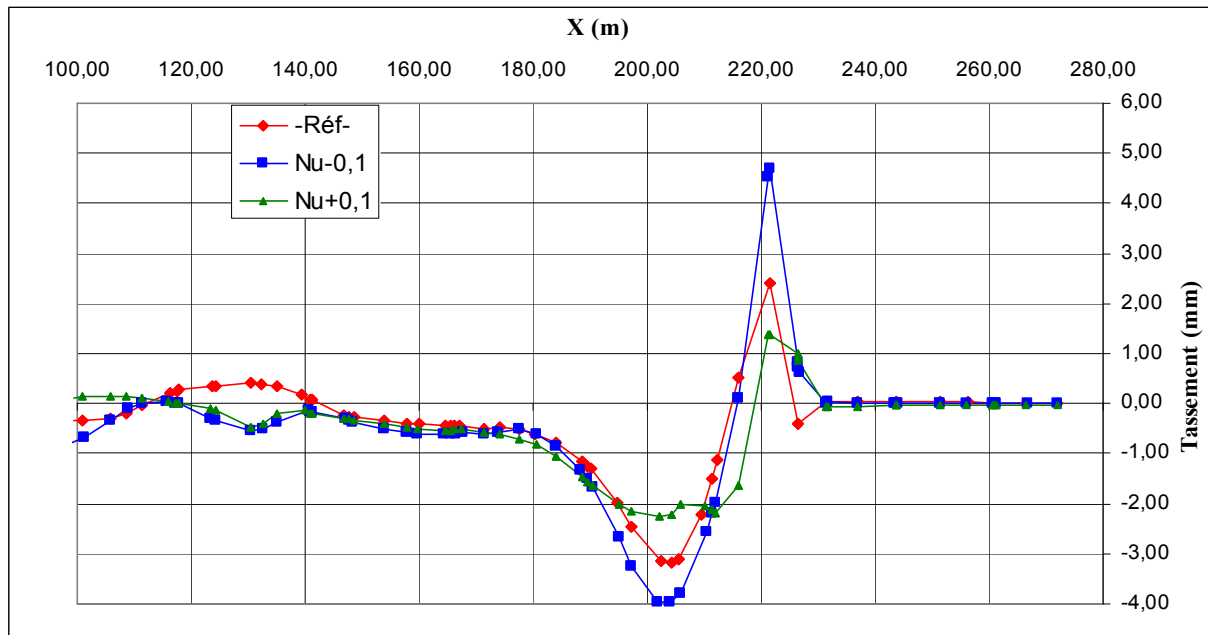


Figure 6.17 Influence du coefficient de poisson sur la coupe 2

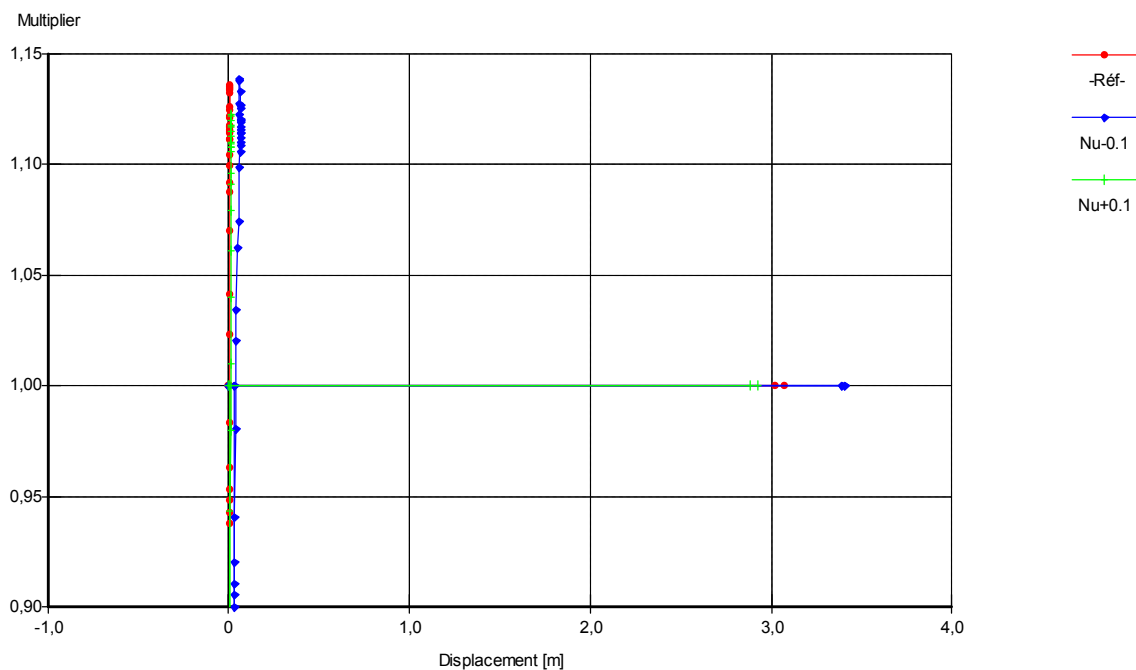


Figure 6.18 Influence du coefficient de poisson sur le coefficient de sécurité

6.3.1.4 Influence de la fluctuation de la nappe et du mode d'écoulement

Les comparaisons, par rapport à un calcul de référence hydrostatique et un calcul avec écoulement, sont faites avec élévation et rabattement de la nappe phréatique de 5m. Les figures 6.19, 6.20 et 6.21 représentent les résultats.

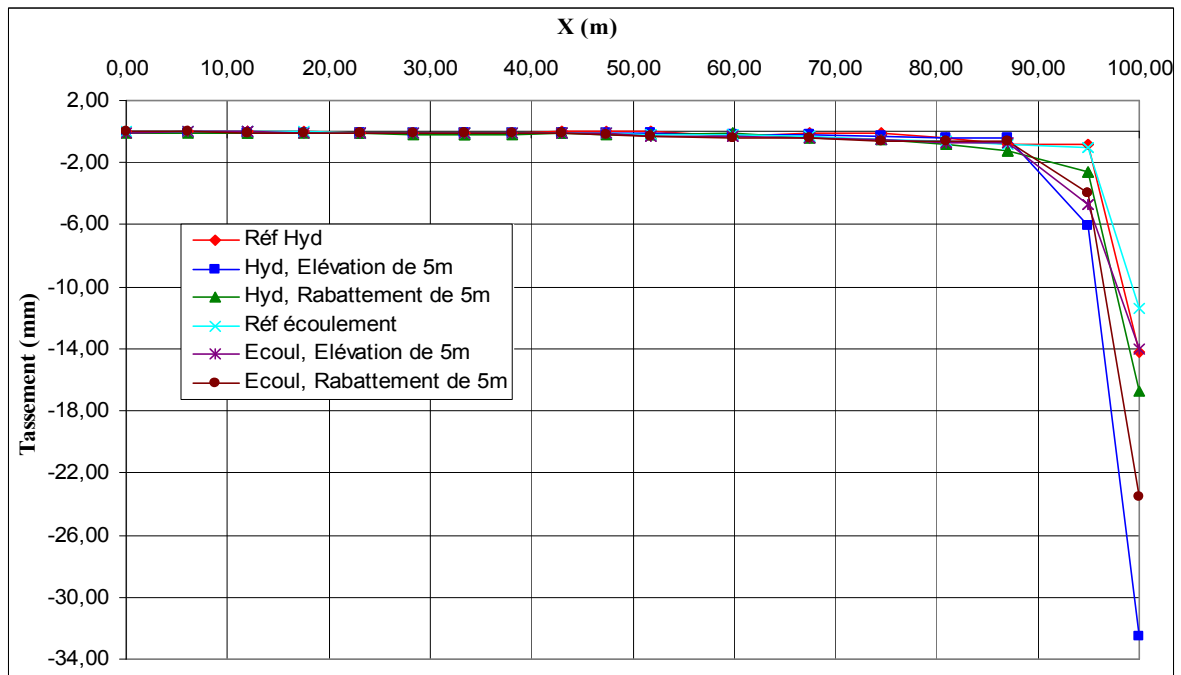


Figure 6.19 Influence de la fluctuation de la nappe et du mode d'écoulement sur la coupe 1

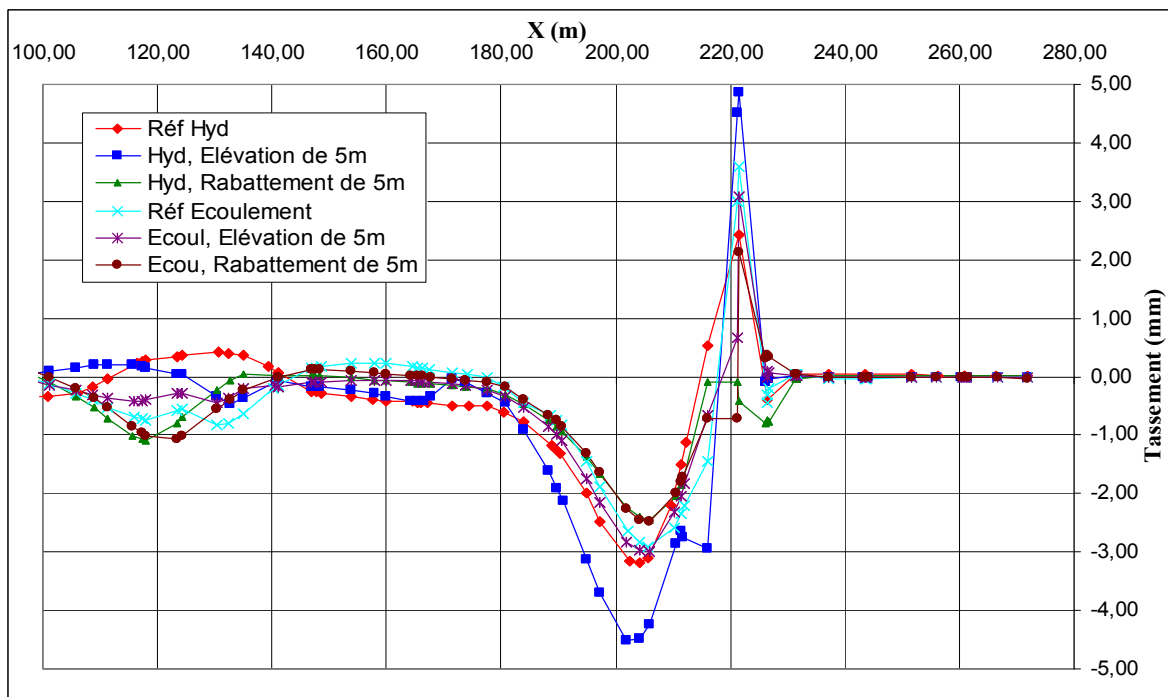


Figure 6.20 Influence de la fluctuation de la nappe et du mode d'écoulement sur la coupe 2

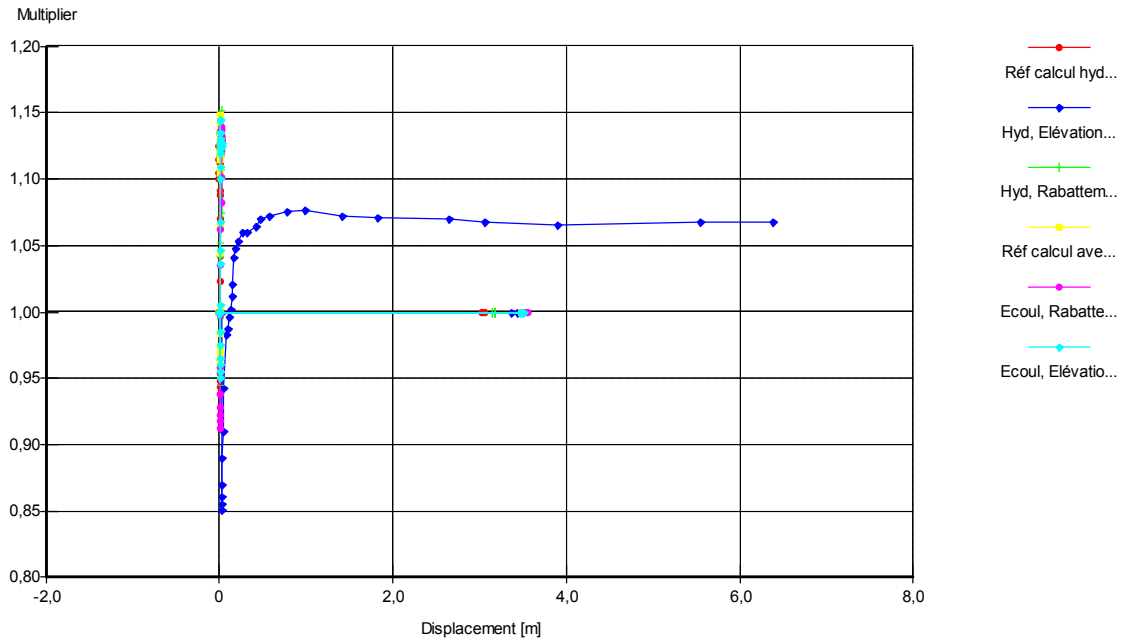


Figure 6.21 Influence de la fluctuation de la nappe et du mode d'écoulement sur le coefficient de sécurité

6.4 Effet du modèle de comportement du sol

La comparaison est faite entre le modèle de référence Hardening Soil et le modèle de Mohr-Coulomb.

Le module de Mohr-Coulomb équivalent au module défini dans le modèle de Hardening Soil est calculé par la formule suivante: $E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{p_{ref}} \right)^m$

Couche N°	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C' (kN/m ²)	φ' (°)	ψ (°)	E (kN/m ²)	ν
01	17	19.5	15	12	0	1000	0.33
02	15	17.5	8	21	0	1000	0.30
03	18	21.5	55	22	0	3000	0.30

Tableau 6.1 : Valeurs des paramètres du modèle Mohr-Coulomb.

Les résultats des calculs obtenus sont présentés sur les figures 6.22, 6.23 et 6.24

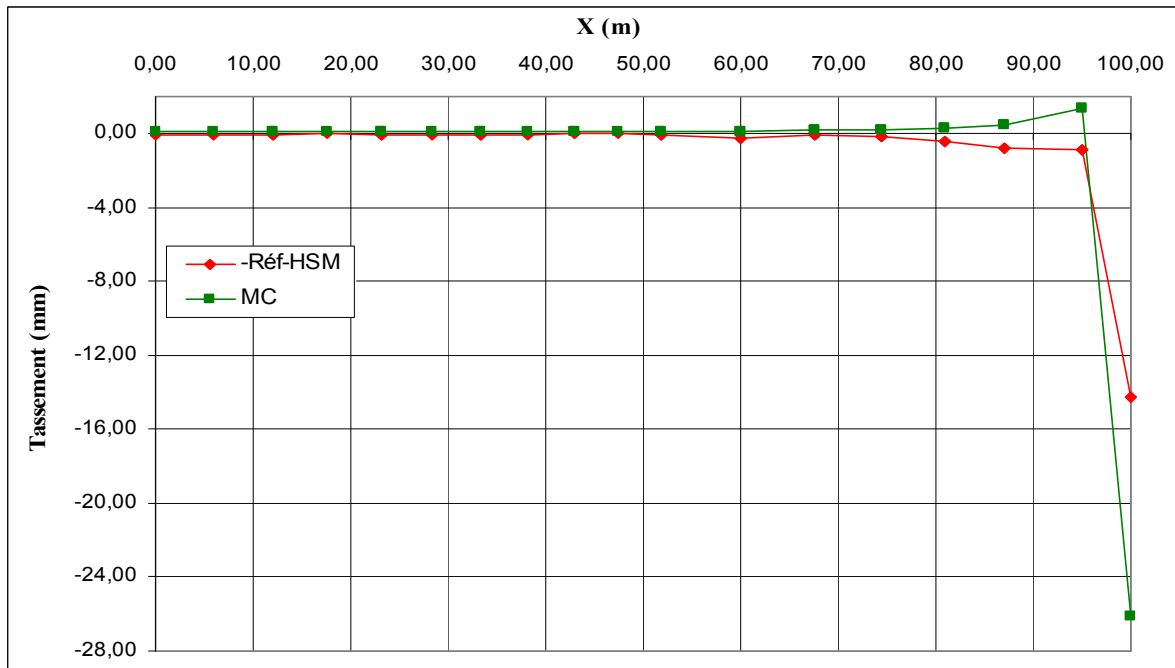


Figure 6.22 Influence du modèle de comportement sur la coupe 1

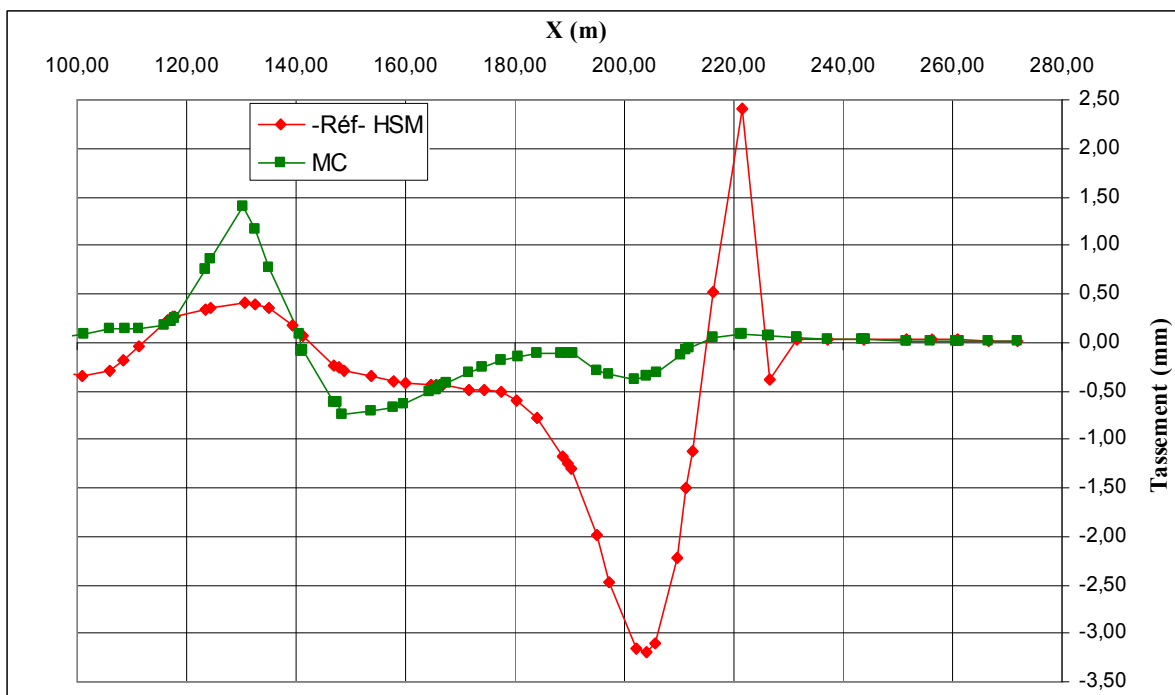


Figure 6.23 Influence du modèle de comportement sur la coupe 2

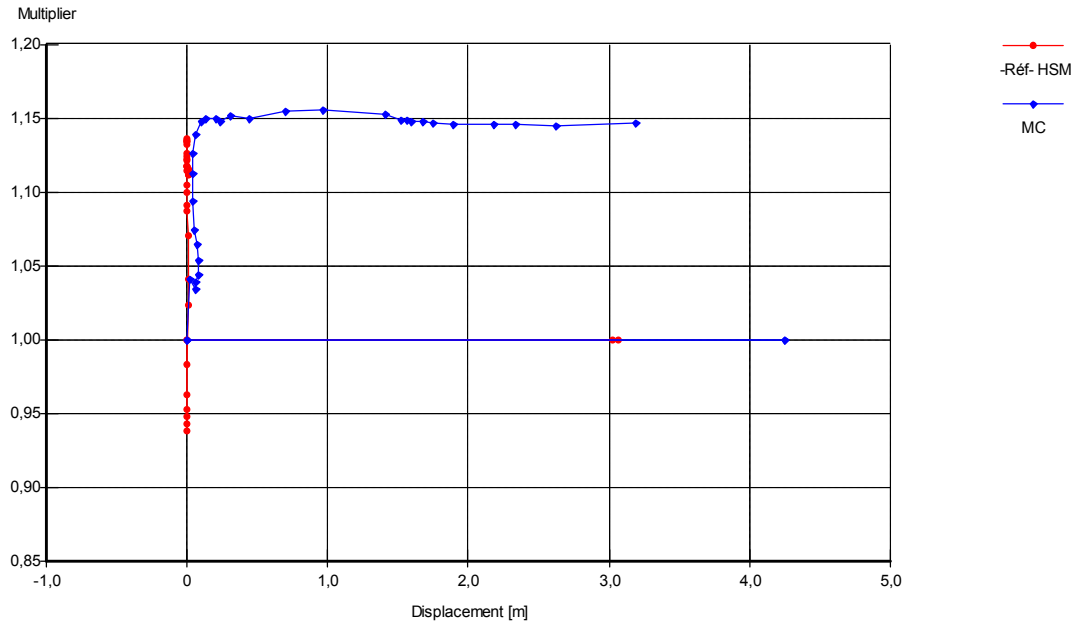


Figure 6.24 Influence du modèle de comportement sur le coefficient de sécurité

6.5 Synthèse

Dans ce chapitre, une étude paramétrique numérique a été menée afin d'analyser l'influence des paramètres de la modélisation et des paramètres géotechniques sur :

- Le tassement en surface de la partie supérieure du talus jusqu'au sommet
- Les déplacements verticaux au niveau du pied et la partie inférieure du talus
- Le coefficient de sécurité.

a) Effet des paramètres de la modélisation

Pour la précision du calcul, on remarque une petite augmentation des tassements en surface en passant de 3% à 6% accompagnée d'une petite diminution du coefficient de sécurité.

Pour le maillage, ce dernier a très peu d'influence sur les tassements en surface avec une petite augmentation du coefficient de sécurité en passant de l'élément à 15 nœuds à l'élément à 6 nœuds.

b) Effet des paramètres géotechniques

Pour les caractéristiques du sol, la variation de l'angle de frottement ϕ ou de la cohésion c ou des modules E_{50} , E_{oed} , E_{ur} nous mène à constater ce qui suit :

- L'augmentation de ces paramètres conduit à une diminution sensible du tassement en surface avec augmentation du coefficient de sécurité.
- La diminution de ces paramètres conduit à une augmentation assez importante des tassements en surface avec diminution du coefficient de sécurité.
- Toute fois, la diminution de ces paramètres a une influence beaucoup plus remarquable sur les tassements en surface et le coefficient de sécurité que leur augmentation.

La variation du coefficient de poisson montre que leur augmentation de 0.1 conduit à un tassement en surface plus élevé avec diminution du soulèvement au niveau du pied, par contre sa diminution à peu d'influence sur le tassement en surface avec un soulèvement plus important au niveau du pied.

L'étude paramétrique sur la fluctuation de la nappe et du mode de calcul hydraulique met en évidence ce qui suit :

- Dans un calcul hydrostatique, l'élévation de la nappe conduit à une augmentation des tassements en surface et du soulèvement au niveau du pied avec diminution du coefficient de sécurité.
- Le rabattement de la nappe dans un calcul hydrostatique conduit à l'absence du soulèvement au niveau du pied, avec peu d'influence sur le tassement en surface, et une augmentation du coefficient de sécurité.
- Dans un calcul avec écoulement, la fluctuation de la nappe a peu d'influence sur les résultats de calcul. En revanche, ce mode de calcul nous donne des tassements plus faibles au sommet du talus que le calcul hydrostatique, avec un soulèvement plus important au niveau du pied.

Cette étude paramétrique, met en évidence l'influence majeur du modèle de comportement sur les résultats de calcul. En effet, le modèle de Mohr Coulomb nous donne des déplacements et des tassements en surface plus élevés que le modèle de référence HSM, avec l'absence totale du soulèvement au niveau du pied, et un coefficient de sécurité plus important.

Le tableau (6.2) résume les conclusions de l'étude paramétrique en terme d'influence sur les coupes 1, 2 et le coefficient de sécurité

<i>Paramètre</i>		<i>Coupe 1</i>	<i>Coupe 2</i>	<i>Coefficient de sécurité F_s</i>	<i>Observations</i>
<i>Paramètres de Modélisations</i>	<i>Maillage</i>	-	-	-	- Peu d'influence sur le tassement.
	<i>Précision</i>	-	-	-	- Les déplacements verticaux augmentent proportionnellement à la précision
<i>Paramètres Géotechniques</i>	<i>Cohésion</i>	+	+	++	- Influence non symétrique très sensible du tassement au sommet. - Influence très importante sur le coefficient de sécurité.
	<i>Frottement</i>	++	++	++	- Influence non symétrique très sensible du tassement au sommet. - Influence non symétrique très sensible du soulèvement au pied - Influence très importante sur le coefficient de sécurité
	<i>Modules E_{ur}, E_{50}, E_{oed}</i>	+	+	-	- Influence sensible au niveau du tassement au sommet et du soulèvement au pied
	<i>Coefficient de Poisson</i>	+	+	-	- Influence sensible du tassement au sommet et du soulèvement au pied. - Influence peu sensible sur le coefficient de sécurité.
	<i>Fluctuation de la nappe et Calcul Hydraulique</i>	+	+	+	- Influence sensible de l'élévation et du rabattement de la nappe sur le tassement au sommet et le soulèvement au pied. - Influence sensible du calcul avec écoulement par rapport au calcul hydrostatique
	<i>Modèle H.S.M. / M.C</i>	++	++	-	- Influence très sensible du tassement au sommet - L'absence totale du soulèvement au pied avec le modèle de M.C.

Tableau 6.2 : Résumé de l'influence des paramètres de modélisation et géotechniques

- (-) Pas ou peu d'influence.
- (+) Influence importante.
- (++) Influence très importante.

Conclusions générales et recommandations

On a établi un calcul de référence pour un projet donné. Ce calcul n'est LA solution au problème, mais une approximation raisonnable de la réalité.

On a fait varier individuellement plusieurs paramètres de calcul et plusieurs paramètres géotechniques et étudié leur influence pour des fourchettes de variation « réalistes ».

L'étude paramétrique a mis en évidence l'influence importante non seulement des paramètres géotechniques, mais également des paramètres de modélisation (définis en général par défaut).

A l'issue de cette étude les remarques importantes méritent d'être soulignées :

- Cette influence ne prétend pas être exhaustive : on aurait pu faire varier d'autres paramètres (dimension du modèle, calcul élastique/calcul plastique, l'anisotropie de la perméabilité,...), ou étudier l'influence des variations de paramètres sur d'autres résultats.
- L'influence combinée de plusieurs paramètres, qui n'a pas été étudié ici, peut bien sûr être encore plus importante.
- Les conclusions tirées de cette étude paramétrique ne sont pas généralisables, même pour d'autres calculs de glissements.

A partir de cette étude, on peut donc expliquer les résultats très différents qui peuvent être obtenus pour un même projet par plusieurs utilisateurs, même d'un seul logiciel.

Comme recommandations, il est nécessaire de généraliser cette étude sous forme de benchmarks pour valider notre calcul avec d'autres résultats, mais également aboutir à des recommandations concernant le calcul géotechnique.

Il reste encore des efforts à faire pour parvenir à des prévisions réalistes (donc de qualité). Ces efforts ne seront véritablement efficaces que si, conjointement, des progrès sont réalisés en matière :

- d'essais de laboratoire et d'essais en place (pour les données) ;
- d'instrumentation de surveillance (pour la validation) ;
- de perfectionnement des modèles ;
- de « rapidité » des calculs et de mise en place d'aide aux vérifications.

Bibliographie

- [1] A. BENAÏSSA. Glissements de terrain, Calcul de stabilité. Université de Constantine, 2003.
- [2] A. KOUDERY. Stabilité des pentes, Cours réalisé avec le soutien de l'agence universitaire de la francophonie AUF, 2005. <http://www.lb.auf.org/kourdey/Plan.htm>.
- [3] D. BELARBI et T. ZERDAZI. Etude des paramètres intervenants dans le calcul de stabilité des pentes par la méthode des éléments finis–Application à un cas réel, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon 1989.
- [4] D. DEMERS, J. POTVIN et D. ROBITAILLE. Bilan de la collaboration du service de la géotechnique et de la géologie, Direction du laboratoire des chaussées, Ministère des transports du QUEBEC, Gestion des risques de glissement de terrain liés aux pluies des 19 et 20 juillet 1996 au Saguenay – Lac-Saint-Jean, Dépôt légal – 2000, Bibliothèque nationale du Québec.
- [5] D. W. TAYLOR. Fundamentals of soil mechanics, John Wiley & sons, London, U.K, 1966
- [6] F. FREY J. JIROUSEK. Analyse des structures et milieux continus, Méthode des éléments finis, Presses polytechniques et universitaires romandes, CH-1015 Lausanne, 2001.
- [7] F. SCHLOSSER. Eléments de mécanique des sols, Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 1988
- [8] G. DHATT, G. TOUZOT. Une présentation de la méthode des éléments finis, Maloine, 1984.
- [9] G. PHILIPPONNAT, B. HUBERT. Fondations et ouvrages en terre, EDITIONS EYROLLES, 2003.
- [10] H.F. SCHWEIGER. Benchmarking, a new regular section in the bulletin, PLAXIS Bulletin N° 11, 2001.
- [11] H.F. SCHWEIGER. Benchmarking, a new regular section in the bulletin, PLAXIS Bulletin N° 12, 2002.

-
- [12] H.F. SCHWEIGER. Results from two geotechnical benchmark problems Proc, 4th European conf, Numerical Methods in geotechnical engineering, Cividin, A. (ed.), Springer, 645-654, 1998
- [13] H. MEISSNER. Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 Numerik in der Geotechnik, Abschnitt 1, Allgemeine Empfehlungen, Geotechnik, 14, 1-10 (en allemand), 1991
- [14] H. MEISSNER. Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 Numerik in der Geotechnik, Abschnitt 2, Tunnelbau unter Tage, Geotechnik, 19, 99-108 (en allemand), 1996
- [15] J. BEAUCHAMP. Mécanique des roches et des sols, Université de Picardie Jules Verne, Septembre 2003, <http://www.u-picardie.fr/~beaucham/eadaa/mecasol.htm>
- [16] J. FLAGEOLLET. Mouvement de terrain et leur prévention, Université Louis Pasteur de Strasbourg, 1989
- [17] L. MARONESE et C. PLUMELLE, Cours de géotechnique B1. CNAM <http://www.cnam.fr/geotechnique/enseignement/index.html>
- [18] M. T. BELARBI. Cours Méthodes numériques en génie civil, Poste graduation Université de Biskra, 2004/2005
- [19] Normes Françaises AFNOR, NF 94-156
- [20] R.B.J BRINKGREVE et P.A. VERMEER. Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Version 8, BALKEMA 2002
- [21] V. MERRIEN-SOUKATCHOF, D. AMITRANO et J.P. PIGUET. Eléments de Géotechnique, Ecole des mines de Nancy, 2003/2004
- [22] www.constantine.free.fr/LaVille/glissemmentsterrain.htm
- [23] www.users.skynet.be/fa279479/transfert/pentes/html/pentes.htm

Annexes

Profondeur (m)	Déplacements horizontaux en (mm)	
	06 juillet 1987	13 septembre 1987
20,50	0,53	1,65
20,00	0,55	2,83
19,50	0,6	3,6
19,00	0,50	4,50
18,50	0,20	5,43
18,00	0,30	6,20
17,50	0,36	7,65
17,00	0,50	8,68
16,50	0,55	9,93
16,00	0,63	11,00
15,50	0,50	11,78
15,00	0,50	12,35
14,50	0,30	13,98
14,00	0,45	15,00
13,50	0,63	16,03
13,00	0,63	17,05
12,50	0,53	18,13
12,00	0,40	19,30
11,50	0,55	20,98
11,00	0,80	22,75
10,50	0,88	24,23
10,00	0,90	26,03
9,50	1,10	27,83
9,00	1,10	29,87
8,50	1,00	31,90
8,00	1,35	33,75
7,50	1,55	34,80
7,00	1,63	35,33
6,50	1,68	35,23
6,00	1,88	34,23
5,50	1,83	34,03
5,00	1,40	40,50
4,50	5,03	67,15
4,00	12,30	113,60
3,50	17,23	146,03
3,00	19,78	162,63
2,50	20,15	168,40
2,00	20,30	170,95
1,50	20,43	172,23
1,00	20,98	172,88
0,50	21,60	170,18
0,00	22,45	166,50
Déplacement en tête (mm)	<i>22,45</i>	<i>166,5</i>
Déplacement MAX (mm)	<i>22,45</i>	<i>172,88</i>

Tableau 5.3 Résultats inclinométriques du sondage N° 2

Profondeur (m)	Déplacements horizontaux en (mm)				
	18 mai 1987	25 mai 1987	01 juin 1987	23 juin 1987	06 juillet 1987
29,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
28,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
28,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
27,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
27,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26,50	0,00	-0,05	-0,10	-0,10	-0,10
26,00	-0,15	-0,30	-0,35	-0,35	-0,35
25,50	-0,40	-0,80	-0,85	-0,85	-0,85
25,00	-0,55	-0,95	-1,00	-1,00	-1,00
24,50	-0,65	-1,10	-1,15	-1,15	-1,15
24,00	-0,65	-2,35	-2,50	-2,50	-2,50
23,50	-0,65	-2,33	-2,60	-2,60	-2,60
23,00	-0,60	-2,15	-2,50	-2,50	-2,50
22,50	-0,60	-2,15	-2,35	-2,35	-2,35
22,00	-0,45	-2,00	-2,15	-2,15	-2,15
21,50	-0,40	-2,00	-1,95	-1,95	-1,95
21,00	-0,20	-1,78	-1,53	-1,53	-1,53
20,50	0,45	-1,28	-1,03	-1,03	-1,03
20,00	0,75	-1,00	-0,63	-0,63	-0,63
19,50	0,95	-0,73	-0,43	-0,43	-0,43
19,00	1,00	-0,73	-0,35	-0,35	-0,35
18,50	1,05	-1,83	-1,55	-1,55	-1,55
18,00	1,10	-0,85	-0,58	-0,58	-0,58
17,50	1,42	-0,50	-0,33	-0,33	-0,33
17,00	1,40	-0,50	-0,28	-0,28	-0,28
16,50	1,30	-0,55	-0,35	-0,35	-0,35
16,00	1,35	-0,60	-0,45	-0,45	-0,45
15,50	1,25	-0,65	-0,65	-0,65	-0,65
15,00	1,25	-0,65	-0,78	-0,78	-0,78
14,50	1,25	-0,48	-0,65	-0,65	-0,65
14,00	1,40	-0,33	-0,55	-0,55	-0,55
13,50	1,65	-0,08	-0,45	-0,45	-0,45
13,00	1,90	0,15	-0,20	-0,20	-0,20
12,50	2,10	0,35	-0,05	-0,05	-0,05
12,00	2,30	0,58	0,15	0,15	0,15
11,50	2,65	0,88	0,60	0,60	0,60
11,00	2,80	1,00	0,70	0,70	0,70
10,50	2,95	1,08	0,70	0,70	0,70
10,00	3,10	1,23	0,70	0,70	0,70
9,50	3,15	1,25	0,70	0,70	0,70
9,00	3,35	1,45	0,90	0,90	0,90
8,50	3,55	1,70	1,10	1,10	1,10
8,00	3,65	1,68	1,13	1,13	1,13
7,50	5,75	5,13	6,25	6,25	6,25
7,00	9,10	11,10	15,45	54,33	54,33
6,50	10,00	12,48	17,63	83,05	76,18
6,00	10,05	12,38	17,43	83,05	75,83
5,50	9,90	12,25	17,38	82,43	74,93
5,00	9,80	11,95	17,00	81,88	74,13

4,50	9,68	11,78	16,80	81,58	73,48
4,00	9,53	11,43	16,45	81,08	72,58
3,50	9,48	11,28	16,43	80,83	72,05
3,00	9,33	11,13	16,23	80,45	71,35
2,50	9,08	10,88	15,95	80,25	70,90
2,00	8,93	10,65	15,78	80,08	70,45
1,50	8,73	10,38	15,57	80,20	70,25
1,00	8,58	10,23	15,45	80,80	70,48
0,50	8,38	10,05	15,23	81,68	71,05
0,00	8,28	9,55	14,85	81,58	70,00
Déplacement en tête (mm)	8.28	9,55	14,85	81,58	70
Déplacement MAX (mm)	10.05	12,48	17,63	81,88	76,18

Tableau 5.4 Résultats inclinométriques du sondage N° 3

Profondeur (m)	Déplacements horizontaux				
	23-juin	07-juil	21-juil	13-sept	19-sept
33,00	-0,15	-0,15	-0,25	-0,20	0,28
32,50	-0,28	-0,25	-0,53	-0,28	0,63
32,00	-0,50	-0,40	-0,77	-0,28	1,20
31,50	-0,60	-0,55	-1,13	-0,30	1,63
31,00	-0,68	-0,65	-1,20	-0,53	1,83
30,50	-1,00	-0,68	-1,55	-0,75	2,13
30,00	-0,93	-0,53	-1,47	-1,15	2,43
29,50	-0,85	-0,38	-1,53	-1,50	2,65
29,00	-0,93	-0,35	-1,65	-1,60	2,98
28,50	-0,98	-0,45	-1,85	-1,75	3,30
28,00	-1,10	-0,50	-2,05	-1,88	3,65
27,50	-1,15	-0,50	-2,08	-2,13	3,75
27,00	-1,15	-0,50	-2,20	-2,38	4,05
26,50	-1,15	-0,50	-2,28	-2,65	4,23
26,00	-1,20	-0,50	-2,38	-2,93	4,48
25,50	-1,30	-0,55	-2,53	-3,15	4,73
25,00	-1,30	-0,53	-2,63	-3,48	5,00
24,50	-1,25	-0,50	-2,70	-3,80	5,18
24,00	-0,83	0,13	-2,10	-4,90	4,63
23,50	-0,60	0,60	-1,63	-5,73	4,20
23,00	-0,45	0,90	-1,48	-6,15	4,15
22,50	-0,40	1,05	-1,50	-6,38	4,30
22,00	-0,30	1,15	-1,43	-6,75	4,38
21,50	-0,28	1,20	-1,48	-7,05	4,50
21,00	-0,40	1,20	-1,70	-7,23	4,85
20,50	-0,50	1,05	-1,90	-7,25	5,33
20,00	-0,58	1,03	-2,00	-7,38	5,65
19,50	-0,58	1,03	-2,03	-7,68	5,85
19,00	-0,48	1,20	-1,90	-8,20	5,78
18,50	-0,33	1,40	-1,63	-8,80	5,63
18,00	-0,33	1,50	-1,58	-9,15	5,70
17,50	-0,28	1,55	-1,63	-9,45	5,85
17,00	-0,30	1,73	-1,70	-9,73	6,03
16,50	-0,33	1,80	-1,68	-10,00	6,13
16,00	-0,30	1,85	-1,63	-10,38	6,25
15,50	-0,20	1,89	-1,53	-10,73	6,25
15,00	-0,10	2,20	-1,15	-11,40	6,05
14,50	-0,03	2,40	-1,02	-11,78	6,05
14,00	0,05	2,55	-0,88	-12,20	6,05

13,50	0,15	2,65	-0,75	-12,58	6,10
13,00	0,23	2,85	-0,53	-13,05	6,08
12,50	0,25	2,93	-0,50	-13,28	6,35
12,00	0,73	2,95	-0,55	-13,58	6,45
11,50	0,60	2,98	-0,46	-14,00	6,48
11,00	0,70	3,10	-0,38	-14,53	6,45
10,50	0,78	3,20	-0,20	-15,08	6,38
10,00	0,73	3,25	-0,10	-15,43	6,50
9,50	0,65	3,35	-0,15	-15,85	6,55
9,00	0,78	3,43	0,00	-16,33	6,55
8,50	0,88	3,53	0,00	-16,80	6,63
8,00	0,83	3,65	0,03	-17,33	6,60
7,50	0,78	3,75	0,00	-17,85	6,63
7,00	0,80	3,83	0,00	-18,38	6,65
6,50	0,65	3,95	0,00	-18,75	6,83
6,00	0,73	4,08	0,20	-19,13	7,05
5,50	0,65	4,15	0,25	-19,53	7,30
5,00	0,63	4,25	0,30	-19,93	7,48
4,50	0,53	4,30	0,3	-20,35	7,48
4,00	0,55	4,38	0,40	-20,80	7,80
3,50	0,50	4,48	0,30	-21,25	7,98
3,00	0,48	4,48	0,35	-21,78	8,10
2,50	0,53	4,53	0,25	-22,33	8,13
2,00	0,48	4,53	0,20	-22,98	8,18
1,50	0,35	4,50	0,13	-23,55	8,30
1,00	0,18	4,53	0,05	-24,03	8,48
0,50	0,23	4,63	0,00	-24,35	8,78
0,00	0,30	4,35	0,00	-20,38	8,10
Déplacement en tête (mm)	0,3	4,35	0	-20,38	8,10
Déplacement MAX (mm)	-1,3	4,63	-2,7	-24,35	8,78

Tableau 5.5 Résultats inclinométriques du sondage N° 9

Point N°	X	Y
1	0	0
2	272	0
3	272	14
4	221.5	14
5	196.5	18
6	171.5	18.5
7	131.5	24.5
8	100	41
9	0	41
10	272	17.5
11	221.5	17.5
12	196.5	20
13	171.5	21.5
14	155	28
15	131.5	33.5
16	121	37
17	100	43.5
18	0	43.5
19	272	23
20	221.5	23
21	196.5	32.5
22	171.5	34.5
23	131.5	35.5
24	124.5	41.5
25	121	43.5
26	100	49
27	0	49

Tableau 5.6 Coordonnées du modèle géométriques du talus

Sondage N°	X	Y
S2	135	35
S3	165.5	34.5
S9	95	49

Tableau 5.7 Coordonnées des inclinomètres

Point N°	X	Y
A	0	42
B	100	41.5
C	131.5	35
D	171.5	30.5
E	221.5	22
F	272	17.5

Tableau 5.9 Coordonnées de la nappe phréatique

Prof (m)	Ux (mm)
-33,00	-0,14
-26,76	-0,29
-26,76	-0,29
-26,75	-0,29
-26,75	-0,29
-26,74	-0,29
-26,74	-0,29
-20,50	-0,50
-20,50	-0,50
-14,26	-0,64
-14,26	-0,64
-14,25	-0,64
-14,25	-0,64
-14,24	-0,64
-14,24	-0,64
-8,00	0,11
-8,00	0,11
-5,50	1,45
-5,50	1,45
-5,50	1,45
-5,50	1,45
-0,01	5,85
-0,01	5,85
0,00	5,87

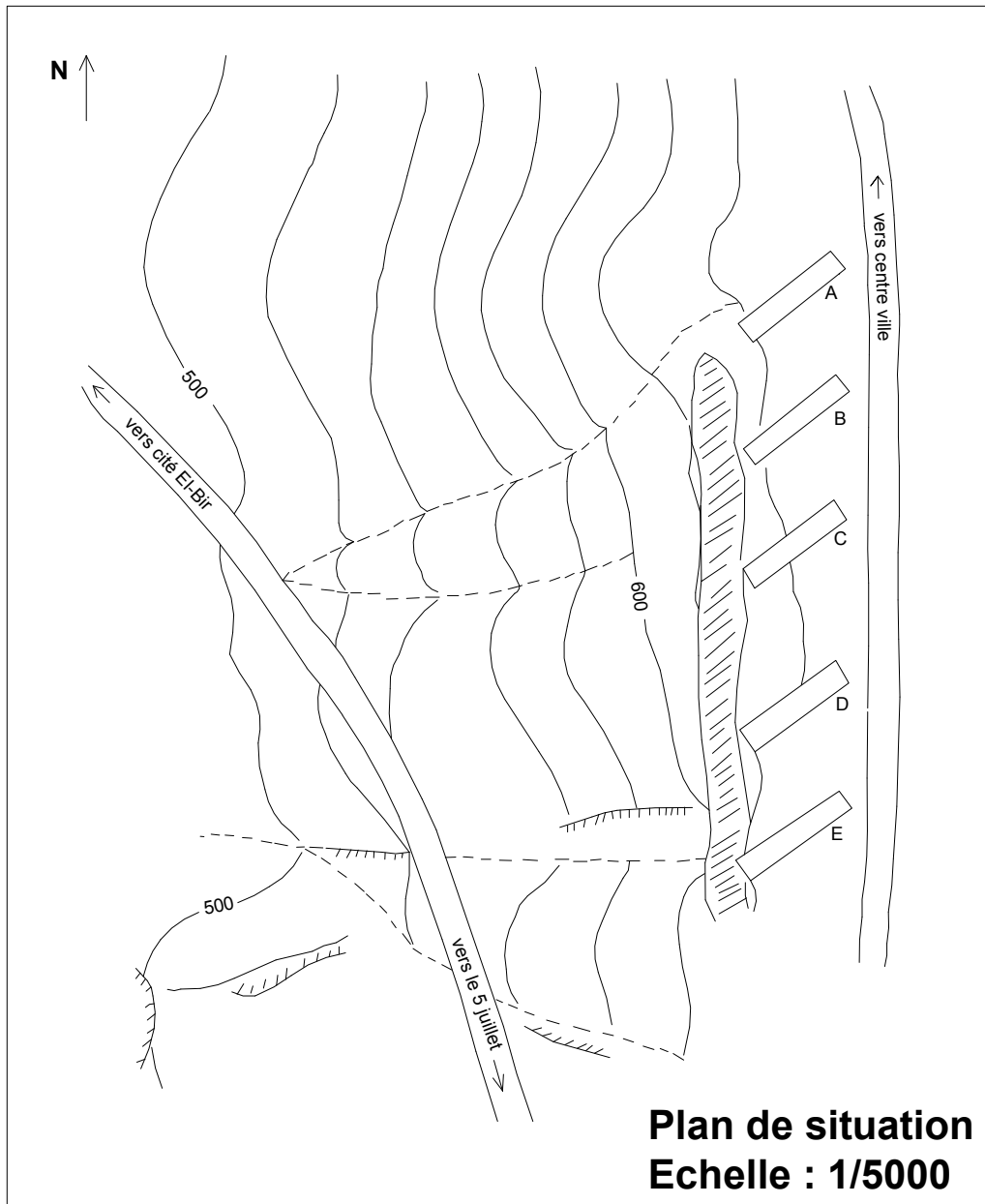
Tableau 5.10 Résultats numériques au niveau du sondage N° 9

Prof (m)	Ux (mm)
-21,02	0,11
-16,44	0,24
-16,44	0,24
-16,21	0,25
-16,21	0,25
-15,95	0,26
-15,95	0,26
-11,31	0,50
-11,31	0,50
-7,08	3,73
-7,08	3,73
-6,86	3,91
-6,86	3,91
-2,60	5,34
-2,60	5,34
-2,48	5,82
-2,48	5,82
-0,08	9,19
-0,08	9,19
0,00	9,83

Tableau 5.11 Résultats numériques au niveau du sondage N° 2

Prof (m)	Ux (mm)
-29,00	0,11
-24,76	0,21
-20,52	0,32
-20,52	0,32
-20,51	0,32
-20,51	0,32
-20,50	0,32
-20,50	0,32
-15,51	0,43
-15,51	0,43
-15,50	0,43
-15,50	0,43
-11,01	0,77
-11,01	0,77
-10,99	0,77
-10,99	0,77
-5,51	1,73
-5,51	1,73
-5,49	1,74
-5,49	1,74
0,00	2,36

Tableau 5.12 Résultats numériques au niveau du sondage N° 3



Glissement CILOC CONSTANTINE
Batiment : B
E: 1/500

