

N° d'ordre : **3182**

THESE

présentée à

L'UNIVERSITE BORDEAUX I

ECOLE DOCTORALE DES SCIENCES PHYSIQUES ET DE L'INGENIEUR

par Peng He

POUR OBTENIR LE GRADE DE

DOCTEUR

SPECIALITE : mécanique

MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT MECANIQUE SUR PENTE DES DISPOSITIFS GEOSYNTHETIQUES

Soutenue le : 22 juin 2006

Après avis de

MM.

Jean-Pierre GOURC
Daniel BOISSIER

Professeur
Professeur

Rapporteur
Rapporteur

Devant la commission d'examen formée de :

MM.
(Nom et titre)

G. Valentin Professeur
J.P. Gourc Professeur
P. Morlier Professeur (directeur de thèse)
C. Bacconnet Maître de conférence
H. Girard Ingénieur de recherche
D. Poulain Ingénieur de recherche

Président
Rapporteur
Examineur
Examineur
Examineur

Membres invités :

S. Le Bonte Ingénieur

Remerciements

Cette thèse est le résultat de trois années passées au sein de l'unité de recherche Réseaux, Epurations et Qualité des Eaux.

Je tiens en tout premier lieu à remercier messieurs Hugues Girard et Daniel Poulain (co-directeur) respectivement ingénieur de recherche et ingénieur du génie-rural et des eaux et des forêts au Cemagref de Bordeaux pour leur disponibilité, et leurs compétences scientifiques ; leur encadrement, leur rigueur et leur patience m'ont permis d'avancer dans le bon sens au cours de ces trois années. Je les remercie également pour m'avoir fait profiter de leurs qualités humaines remarquables et améliorer mon français.

Je remercie vivement Monsieur Pierre Morlier, mon directeur de thèse, Messieurs Olivier Artières, Jean-Pierre Gourc, Gaétan Potié et Sébastien Le Bonte et Madame Agnès Grisard, pour avoir participé aux nombreux comités de pilotage de ma thèse ainsi qu'à mon jury de thèse, leur expérience et leur intérêt pour mon travail ont permis d'orienter mon étude à des moments déterminants.

Je remercie particulièrement Monsieur Patrick Lac qui n'a pas pu assister à ma soutenance pour le problème de santé pour son aide précieuse pour l'apprentissage d'ABAQUS et la réalisation du modèle, je lui souhaite un rétablissement très rapide.

Je tiens à exprimer toute ma connaissance à Messieurs Jean-Pierre Gourc et Claude Bacconnet pour avoir accepté de relire cette thèse et pour leur l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail. Je tiens également à exprimer ma gratitude à Monsieur Valentin pour m'avoir fait l'honneur de se joindre à mon jury de thèse et de l'avoir présidé.

Il serait difficile de citer toutes les personnes qui ont contribué à faire de ces années de thèse une période agréable et enrichissante. J'adresse tout de même des pensées particulières à deux stagiaire Gaël Thillard et David Hannoun ; aux documentalistes et le personnel des services de reprographie du Cemagref ; Gilles Veysière et Sandrine Sabatie pour leurs nombreux conseils en informatique et enfin Olivier Chesneau, collègue du bureau pour sa patience, ses conseils et son aide lors de la rédaction de ma thèse.

Sommaire

Principales notations et abréviations

Introduction générale	1
-----------------------	---

Chapitre 1 Dispositifs géosynthétiques sur pentes

1.1	Introduction	4
1.2	Matériaux géosynthétiques	5
1.2.1	Notions générales	5
1.2.2	Application dans les divers domaines	6
1.3	Utilisation des DEG	7
1.3.1	Présentation	7
1.3.2	Conception des DEG	8
1.3.3	Mise en œuvre	8
1.4	Stabilité des DEG sur pentes	9
1.4.1	Problématique	9
1.4.2	Calcul à la rupture	10
1.4.3	Influence de l'eau sur la stabilité des DEG	14
1.4.4	Intérêt de la modélisation numérique	16
1.5	Caractérisation du frottement	17
1.5.1	Généralités	17
1.5.2	Comparaisons des appareils d'essai	18

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

2.1	Introduction	21
2.2	Approches existantes	22
2.2.1	Présentation	22
2.2.2	Approches numériques	22
2.2.3	Code "ABAQUS"	27

2.3	Modélisation des matériaux utilisés	30
2.3.1	Modélisation des matériaux granulaires	30
2.3.2	Modélisation des géosynthétiques	34
2.3.3	Modélisation du sol support	39
2.4	Numérisation des contacts aux interfaces	40
2.4.1	Généralités	40
2.4.2	Approches de rigidité	40
2.4.3	Approches hybride	44
2.4.4	Approches proposées par ABAQUS	45
2.5	La prise en considération des conditions hydrauliques	51
2.5.1	Problème du couplage dans ABAQUS	51
2.5.2	Ecoulement dans un milieu poreux	52
2.5.3	Ecoulement à l'interface	54

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

3.1	Introduction	55
3.2	Modélisation d'essais au plan incliné	56
3.2.1	Essais au plan incliné	56
3.2.2	Modèle éléments finis	59
3.2.3	Comparaison des résultats	63
3.3	Application du modèle à un talus	67
3.3.1	Modélisation d'un talus sans butée de pied	67
3.3.2	Influence du nombre de blocs	73
3.3.3	Prise en compte de la butée de pied	74
3.4	Prise en compte de l'eau	80
3.4.1	Utilisation des éléments poreux	80
3.4.2	Modélisation d'un écoulement parallèle à la pente	81
3.4.3	Résultats des essais	82
3.5	Modèle retenu	83
3.5.1	Lois de comportement des matériaux	84
3.5.2	Choix des éléments	84
3.5.3	Loi de frottement des interfaces	85
3.5.4	Conditions aux limites	85
3.5.5	Problèmes liés à l'instabilité numérique des modèles	85

3.6	Validation qualitative	87
3.6.1	Tailles des éléments des géosynthétiques	87
3.6.2	Influence du module de la géomembrane	88
3.6.3	Influence du glissement élastique (E_{slip}) aux interfaces	94

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

4.1	Introduction	98
4.2	Cas du Cemagref	99
4.2.1	Objectif	99
4.2.2	Présentation de l'expérimentation	99
4.2.3	Comparaisons et analyses	102
4.3	Cas de Montreuil sur Barse	103
4.3.1	Objectif	103
4.3.2	Description de l'expérimentation	103
4.3.3	Résultats et confrontations avec les mesures	107
4.4	Cas de Torcy	112
4.4.1	Objectif	112
4.4.2	Présentation de l'expérimentation	113
4.4.3	Modélisation des planches d'essais du CSD de Torcy	116
4.4.4	Résultats et comparaisons	117
4.5	Conclusion	119

Chapitre 5 Etude paramétrique

5.1	Introduction	120
5.2	Présentation de l'étude générale	121
5.2.1	Géométries du DEG	121
5.2.2	Caractéristiques des matériaux et de leurs interfaces	122
5.2.3	Résultats et interprétation	123
5.3	Principe et fonctionnement	123
5.3.1	Fonctionnement du script Python	123
5.3.2	Organisation de l'étude paramétrique	124

5.3.3	Difficulté rencontrée	125
5.4	Influence de différents paramètres sur la stabilité du DEG	125
5.4.1	Angle de frottement à l'interface GMB/GTX	126
5.4.2	Module d'Young du géotextile	130
5.4.3	Module d'Young du sol de la Couverture	134
5.5	Conclusion	137
Conclusion générale		139

Références bibliographiques

Annexes

Annexe I Forme générale du modèle MC dans ABAQUS

Annexe II Algorithmes de programmation des fichiers Python script

Annexe III Résolution des problèmes non-linéaires

Principales notations et abréviations

β	penne du talus, inclinaison du plan, en degré
γ	poide volumique apparen du sol (kN/m^3)
σ	contrainte normale totale (Pa)
σ'	contrainte normale effective (Pa)
g	accélération gravitationnelle (m/s^2)
ε_{rup}	déformation à la rupture
τ	contrainte de cisaillement (Pa)
δ_1	angle de frottement à l'interface entre le sol support et la GMB, en degré
δ_2	angle de frottement à l'interface entre la GMB et la GTX, en degré
δ_3	angle de frottement à l'interface entre le GTX et le sol de couverture, en degré
φ	angle de frottement interne du sol, en degré
ψ	angle de dilatation du sol, en degré
C	cohésion du sol, en kPa
H	hauteur de talus (m)
e	épaisseur de la couche de couverture (cm)
c_n	contrainte d'écroutissage en Pa ($n=0,1,2,\dots$)
ν	coefficient de Poisson
E_{gtx}	module d'Young du géotextile
E_{gmb}	module d'Young de la géomembrane
E_{sol}	module d'Young du sol de couverture
E_{slip1}	glissement élastique à l'interface Support/GMB
E_{slip2}	glissement élastique à l'interface GMB/GTX
E_{slip3}	glissement élastique à l'interface GTX/Sol
CSD	C entre de S tockage de D échets
DEDG	D ispositifs d' E tanchéité et de D rainage par G éosynthétiques
DEG	D ispositif d' E tanchéité par G éomembrane
DEGSB	D ispositif d' E tanchéité par G éosynthétiques B entonitiques
GCD	G éosynthétique C lay D rainage

GCL	G éosynthétique C lay L iner
GMB	géomembrane
GNT	Géonet
GS	Géospaceur
GSB	géosynthétique bentonitique
GSY	Géosynthétique
GTX	géotextile
ISD	I nstallation de S tockage de D échets
MC	M ohr- C oulomb
MEF	M éthode des E léments F inis
MDF	M éthode des D ifférences F inies
MED	M éthode des E léments D iscrets

Convention

Les contraintes et les déformations sont comptées positivement en traction afin d'accorder avec le code ABAQUS (contrairement à la convention "mécanique des sols").

Introduction générale

L'utilisation des matériaux synthétiques sous forme de nappes résistantes, soit tissées ou non tissées mais perméables, soit en membranes étanches s'est largement développée dans le domaine de la géotechnique et de l'environnement. Ces nappes sont généralement associées au sol pour des fonctions aussi variées que la filtration, la protection, le renforcement, le drainage, l'étanchéité. Leur caractère multifonctionnel, leur faible coût et leur facilité de mise en œuvre sont à l'origine de leur développement rapide. Les dispositifs comportant des géosynthétiques sont de plus en plus utilisés dans de nombreux ouvrages, en particulier dans les ouvrages hydrauliques de génie civil (barrages, bassins ou canaux...) et dans les installations de stockage de déchets.

Ces dispositifs mis en place en fond et sur les pentes des ouvrages doivent supporter de nombreuses contraintes mécaniques et hydrauliques appliquées lors de la mise en œuvre et lorsque l'ouvrage est en service. Pour des raisons d'ordre économique et spatial, la tendance est à un raidissement des pentes des ouvrages et c'est sur ces parties pentues où les contraintes sont les plus importantes que des problèmes de stabilité se posent. En effet, le complexe géosynthétique mis en place sur une pente constitue un plan de glissement préférentiel pour la couche de couverture et/ou de protection (terre végétale, grave, enrochement...). Dans la plupart des cas, la pente du talus est trop importante pour que cette couche de couverture soit auto-stable ; dans ces conditions, la stabilité du dispositif doit être assurée par une butée de pied et/ou un ancrage des géosynthétiques en tête de talus. Le dimensionnement de ces deux éléments ainsi que des géosynthétiques qui devront "reprendre" des efforts de traction est le principal objet des travaux de recherche actuellement menés par l'équipe géosynthétique au CEMAGREF de Bordeaux.

Cette thèse s'inscrit dans la problématique générale de la stabilité sur pente des dispositifs géosynthétiques et fait suite aux travaux de modélisation expérimentale réalisés par L. Briançon (2001). L'objectif de la thèse présentée ci-après est de modéliser numériquement le comportement mécanique sur pente des Dispositifs d'Etanchéité par Géomembrane (DEG).

En complément à l'étude expérimentale, la simulation numérique est indispensable pour fournir plus d'informations à moindre coût sur le comportement et les sollicitations des géosynthétiques lors de l'installation des DEG et ensuite au cours de la vie de l'ouvrage. De ce fait, nous avons développé un modèle numérique à partir du code ABAQUS au cours de cette thèse. Ce code basé sur la méthode des éléments finis a été utilisé avec succès par de nombreux auteurs pour la modélisation de systèmes comportant des géosynthétiques. Il présente différents avantages pour notre problème car il permet notamment de prendre en compte de grands déplacements entre les matériaux aux interfaces, de grandes déformations des matériaux, le comportement non-élastique du sol (avec de nombreuses lois de comportement proposées) et les problèmes du couplage (hydro-mécanique pour

modéliser l'effet de l'eau dans notre cas). La prise en compte de l'eau dans un DEG est l'un des éléments les plus importants des travaux présentés dans ce mémoire.

Une recherche bibliographique sur la connaissance générale des matériaux géosynthétiques et la modélisation numérique de ces matériaux constitue la 1^{ère} partie du travail de cette thèse. Cette bibliographie permettra de rappeler les méthodes et approches existantes pour étudier la stabilité des DEG et de montrer les limites et les difficultés liées à ces méthodes.

En fait, jusqu'à présent nous ne disposons essentiellement que de méthodes de calcul à la rupture qui ne prennent pas en compte les déformations importantes des matériaux géosynthétiques. Il est donc important, pour une meilleure conception de ces dispositifs mettant en œuvre des géosynthétiques sur pente, de pouvoir analyser le comportement en déformation du complexe géosynthétique au cours des différentes étapes de la vie de l'ouvrage notamment pendant sa construction puis sous les différentes sollicitations que l'ouvrage rencontrera en service. De ce fait, l'analyse fine du fonctionnement de système DEG doit passer par la prise en compte des comportements des divers composants et de leurs interactions le long des interfaces. Cela ne peut se faire qu'en travaillant à l'échelle locale, à la différence des méthodes usuelles basées sur l'équilibre global des forces.

Après un examen des données bibliographiques concernant le calcul à la rupture et la modélisation numérique des complexes géosynthétiques, un modèle numérique a été développé avec les points attendus de cette thèse :

- l'amélioration de la connaissance des lois de comportement aux interfaces géosynthétiques sous faible contrainte,
- la meilleure prise en compte du rôle des conditions hydrauliques,
- le suivi de la construction du dispositif géosynthétique.

Ce mémoire comprend 5 chapitres :

Au *chapitre I*, on présente la connaissance générale concernant les géosynthétiques et la problématique de leur utilisation. On rappelle également les approches globales existantes (méthode des deux blocs) pour calculer la stabilité d'un DEG et des moyens pour déterminer les caractéristiques du frottement aux interfaces des constituants de DEG.

Le *chapitre II* introduit une synthèse bibliographique "numérique". Il donne un aperçu général de la modélisation numérique des dispositifs comportant des géosynthétiques, puis détaille les approches locales basées sur les méthodes numériques à travers des différentes simulations proposées.

Le *chapitre III* est dédié au développement du modèle retenu. La construction de ce modèle débute par la simulation des essais au plan incliné, ensuite il est appliqué à un talus de dimension réelle et enfin complété par la prise en compte du chargement progressif de la couche de couverture et sa saturation.

Le modèle développé est validé sur la base de trois expérimentations en vraie grandeur. Cette validation fait l'objet du *chapitre IV* dans lequel, après la

présentation générale de ces expérimentations, les résultats obtenus par le modèle numérique développé sont comparés avec les mesures réalisées sur les sites expérimentaux.

Une étude paramétrique à partir du modèle précédemment développé est présentée au *chapitre V*. L'objectif n'est pas de réaliser dans le cadre des présentes recherches une étude paramétrique exhaustive mais de définir les méthodes et les outils pour ce faire et d'utiliser ces outils pour une étude concernant un nombre limité de paramètres. En faisant varier trois paramètres importants du modèle, certains mécanismes caractéristiques de la répartition des tensions dans les différents composants du DEG, des déformations et de la rupture du DEG sont mis en évidence.

En résumé, cette thèse aborde les différentes méthodes utilisées dans la modélisation des dispositifs comportant des géosynthétiques. Un modèle numérique basé sur la méthode des éléments finis est développé afin de connaître le comportement des géosynthétiques durant le chargement progressif de la couche de couverture d'un DEG et la saturation de cette couche.

Chapitre 1

Dispositifs géosynthétiques sur pentes (DEG)

1.1 Introduction

1.2 Matériaux géosynthétiques

- 1.2.1 Notions générales
- 1.2.2 Applications des géosynthétiques

1.3 Utilisation des DEG

- 1.3.1 Présentation
- 1.3.2 Conception des D.E.G
- 1.3.3 Mise en œuvre

1.4 Stabilité des DEG sur pentes

- 1.4.1 Problématique
- 1.4.2 Calcul à la rupture
- 1.4.3 Influence de l'eau sur la stabilité des DEG
- 1.4.4 Intérêt de la modélisation

1.5 Caractérisation du frottement

- 1.5.1 Généralités
- 1.5.2 Comparaisons des appareils d'essai

1.1 Introduction

L'utilisation des matériaux synthétiques sous forme de nappes résistantes, soit tissées ou non tissées mais perméables, soit en membrane étanche s'est largement développée dans le domaine du génie civil. Grâce à leur facilité de mise en œuvre, à leur prix compétitif et leur rôle multifonctionnel, l'usage de ces nappes se multiplie sur chantier et s'étend mondialement. En particulier, les dispositifs d'étanchéité par géosynthétiques sur pentes (DEG) remplacent de plus en plus les solutions traditionnelles pour assurer l'étanchéité d'un ouvrage.

Ce chapitre est consacré à la présentation générale des matériaux géosynthétiques et à leurs applications. Nous présenterons ensuite les problèmes d'instabilité liés à l'application des géosynthétiques sur pentes ; le mécanisme de ces problèmes et les méthodes expérimentales existantes seront également abordées.

1.2 Matériaux géosynthétiques

1.2.1 Notions générales

Les géosynthétiques ne font pas partie au sein strict de la famille des géomatériaux, qui sont généralement des matériaux naturels comme le sol, la roche... Les géosynthétiques sont fabriqués dans des usines, et à base de polymères dans la plupart des cas. On les appelle "géosynthétiques" car ces matériaux synthétiques sont souvent utilisés conjointement avec le sol ou la roche.

L'idée n'est pas nouvelle d'utiliser les géosynthétiques, mais il faut attendre les années soixante pour voir leur développement s'accélérer. Les nappes perméables sont généralement regroupées sous le nom générique de géotextile (GTX) et les membranes étanches sous celui de géomembrane (GMB). Dans le même temps d'autres produits spécifiques (géoespaceur, géogrille) font leur apparition et sont classés dans une troisième catégorie dénommée "produits apparentés aux géotextiles". Les produits consistant d'une combinaison de GSY/GSY ou GSY/sol sont dénommés géocomposites, la combinaison de GTX/GNT/GTX est utilisée pour le drainage (GCD), la combinaison de GTX/bentonite/GTX sert à étancher l'ouvrage (GSB-Géosynthétique Bentonitique) par exemple.

L'incorporation de géosynthétiques dans le sol permet d'en améliorer le comportement mécanique et hydraulique. Les rôles principaux sont les suivants (fig. 1.1) :

- ◆ **séparation** – Prévention contre le mélange des deux matériaux de natures différentes par l'emploi d'un géotextile.
- ◆ **renforcement** – Utilisation de la capacité de résistance d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles afin d'améliorer les propriétés mécaniques des sols.
- ◆ **protection** – Fonction consistant à empêcher les endommagements localisés concernant un matériau donné en utilisant le géotextile, en général une géomembrane.
- ◆ **étanchéité** – Contrôle de la migration de gaz ou de liquide.
- ◆ **filtration** – Maintien du sol ou d'autres particules soumis à des forces hydrauliques en permettant le passage de fluides à travers ou dans un géotextile.
- ◆ **drainage** – Collecte et transport des eaux pluviales, souterraines ou d'autres liquides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles.

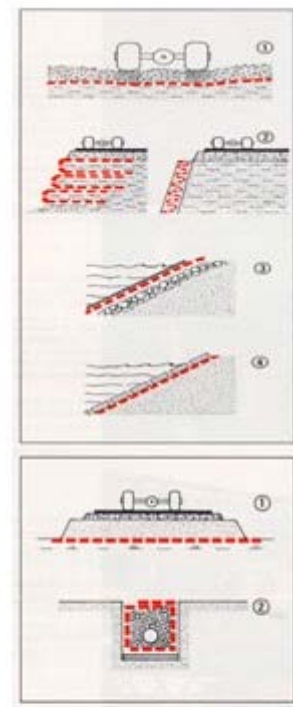


fig. 1.1 Rôles principaux des matériaux géosynthétiques. (ISTED, 1987).

1.2.2 Applications des géosynthétiques

Les retours d'expérience et les recherches entreprises contribuent au développement des applications de ces produits géosynthétiques (fig. 1.2).



Mise en œuvre d'une géomembrane sur le masque d'un barrage (ISTED, 1987)...



Caractérisation des frottements aux interfaces au plan incliné (Briançon, 2001)...

fig. 1.2 Exemple d'utilisation de géomembrane et de recherche d'applications des sur les géosynthétiques au laboratoire.↵

La géomembrane trouve sa place dans de nombreux domaines de construction. Elle est utilisée dans le milieu hydraulique pour la réalisation de canaux ou de bassins, que ce soit pour l'irrigation, l'alimentation en eau potable ou le lagunage des eaux usées. Ce domaine s'étend à l'ensemble des applications concernant l'eau telles que les masques étanches de digues et de barrages ou les canaux navigables. La géomembrane est aussi employée pour l'étanchéité des stockages de déchets ménagers ou industriels, qu'ils soient d'origine animale, végétale ou chimique. En effet le manque de site naturellement étanche et la réglementation actuelle entraîne l'utilisation de géomembranes.

L'utilisation des géotextiles et des produits apparentés aux géotextiles dépend des besoins de l'ouvrage dans lequel ils sont disposés. Les géotextiles offrent une large étendue de résistance en traction et de raideur, ils peuvent être employés en renforcement de sols comme dans les murs renforcés par exemple.

La route a été le premier domaine d'emploi où les géotextiles ont été utilisés en quantités importantes ; les géotextiles sont employés pour les routes et les pistes comme séparateurs, renforts, filtres, drains et pour lutter contre l'érosion des talus.

Pour la réalisation des aménagements en bordure de mer (épis, digues défenses de côtes), les géotextiles peuvent remplacer avantageusement des techniques comme celles des tapis filtrants ou des parafouilles.

Les géotextiles sont particulièrement intéressants dans les travaux hydrauliques, car ils permettent la réalisation d'interfaces continus, perméables, filtrants. Ils sont donc utilisés, soit en addition à une structure classique, pour renforcer la sécurité de l'ouvrage, soit le plus souvent, en substitution de matériaux naturels. Dans ce cas, ils permettent des économies car ils remplacent des matériaux

Chapitre 1 Dispositifs géosynthétiques sur pentes

généralement calibrés et onéreux; de plus leur mise en œuvre est beaucoup plus facile pour la réalisation d'interfaces inclinées ou verticales.

1.3 Utilisation des DEG

1.3.1 Présentation

Les dispositifs comportant des géosynthétiques sont de plus en plus utilisés dans de nombreux ouvrages, en particulier dans les ouvrages hydrauliques de génie civil et dans les Installations de Stockage de Déchets (ISD). Parmi ces dispositifs, les Dispositifs d'Étanchéité par Géomembrane (DEG), qui comporte au moins une géomembrane quoique leurs matières soient utilisés pour assurer l'étanchéité. D'autres géosynthétiques sont couramment ajoutés à la géomembrane pour assurer diverses fonctions nécessaires au bon fonctionnement du DEG. Lorsque ces dispositifs sont employés dans les ISD et que la fonction drainage est également nécessaire, on parle de Dispositifs d'Étanchéité et de Drainage par Géosynthétiques (DEDG).

Un exemple DEG est présenté par la figure 1.3.

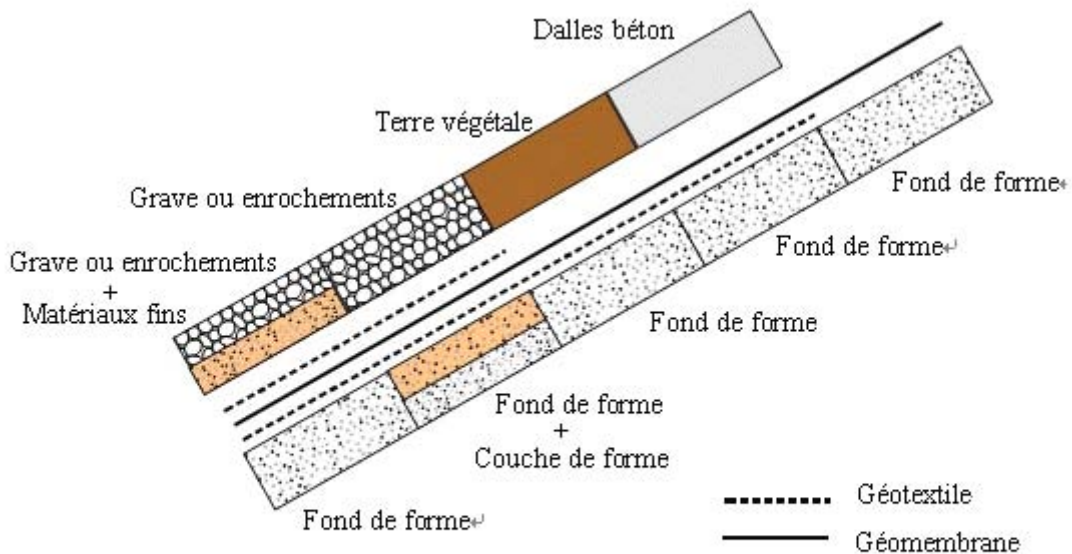


fig. 1.3 Exemple de DEG sur pentes (SETRA, 2000). ↵

Bien que nous étudions uniquement les Dispositifs d'Étanchéité par Géomembrane (DEG) sur les pentes, notre modèle s'appliquera également aux autres types des dispositifs comportant des géosynthétiques sur pentes, car ils présentent souvent de nombreux points communs concernant le dimensionnement vis à vis de leur stabilité sur pentes.

1.3.2 Conception des DEG

La première étape traitant la conception des DEG consiste en l'étude des sollicitations. Ces sollicitations s'exercent à deux stades de la vie de l'ouvrage : lors de la mise en œuvre et en service. Les actions correspondant à la mise en œuvre sont les suivantes : stockage, chargement, déchargement, mise en œuvre proprement dite. Les différentes actions en service agissant sur les DEG :

- poids de la couche de couverture,
- température,
- eau, vent,
- produits chimiques,
- végétation.

La deuxième étape consiste en la détermination de l'épaisseur minimale de la géomembrane nécessaire pour la "survie" de l'ouvrage. Cette étude se fait de manière forfaitaire. Koerner (2005) a établi quatre niveaux dits de survie définissant l'épaisseur et les caractéristiques minimales de la géomembrane. Ces quatre niveaux vont de faible pour une mise en place manuelle sur un sol peu agressif à très élevé pour une réalisation d'un ouvrage à la machine, avec un sol agressif et des charges importantes.

La troisième étape éventuelle consiste en l'étude de la compatibilité chimique pour éviter dégrader la géomembrane.

Pour finir, le quatrième point (concernant les DEG mis en place sur pente) et de vérifier la stabilité au glissement sur 3 points :

- vérification de la stabilité globale du massif, par les méthodes de stabilité des pentes traditionnelles,
- vérification de la stabilité générale du DEG sur la pente, en prenant en compte l'action de la couche de couverture qui joue un rôle important,
- calcul de l'ancrage.

1.3.3 Mise en œuvre

La mise en œuvre d'un DEG est une étape importante. Elle doit respecter toutes les recommandations établies pour assurer un bon fonctionnement de l'ouvrage. La procédure de la mise en œuvre d'un DEG comporte généralement les étapes suivantes :

- réalisation du fond de forme (terrassements),
- mise en place de la structure support,
- mise en place de la géomembrane (manutentions, déroulage, assemblage, ancrage),
- réalisation des joints et des contrôles,
- mise en place de la couche de couverture (facultative).

1.4 Stabilité des DEG sur pentes

1.4.1 Problématique

Le DEG mis en place en fond et sur les pentes doit supporter de nombreuses contraintes mécaniques et hydrauliques appliquées lors de la mise en œuvre et lorsque il est en service. C'est sur ces parties pentues où les contraintes sont les plus importantes que des problèmes de stabilité se posent. En fait le complexe "géosynthétique" mis en place sur pente constitue un plan de glissement préférentiel pour la couche de couverture. Dans la plupart des cas, la pente du talus est trop importante pour que cette couche de couverture soit "auto-stable". L'optimisation de la conception d'un ouvrage tend à augmenter la pente, ce qui peut défavoriser la stabilité de la pente et entraîner parfois le glissement ou la rupture de certaines nappes géosynthétiques du complexe et de la structure de couverture. C'est la raison pour laquelle il est indispensable de vérifier la stabilité générale sur pente lors de la conception des DEG, comme nous l'avons abordé au § 1.3.3.

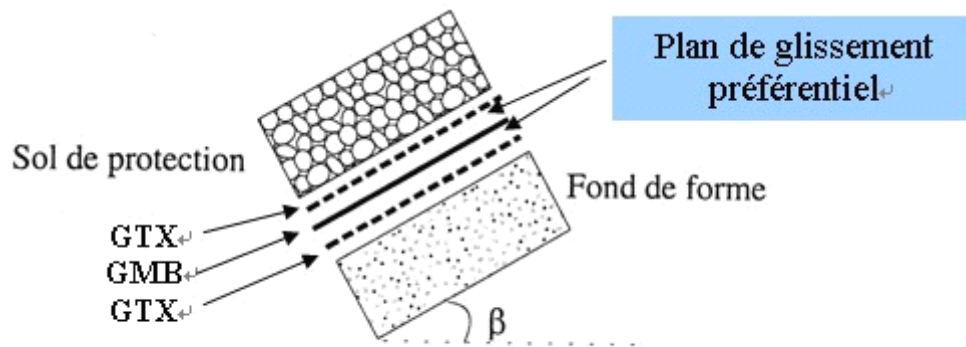


fig. 1.4 Cas type d'un DEG sur pente avec des plans préférentiels de glissement.

La surface de glissement préférentiel d'un DEG sur pentes se situe normalement à l'intérieur du complexe géosynthétique. En effet les angles de frottement entre la géomembrane et les matériaux qui l'entourent sont en général plus faibles que ceux des sols ou ceux des interfaces "GTX/sols" (fig. 1.4). Le rôle essentiel de la géomembrane est d'étancher un ouvrage ; elle doit être protégée d'une part contre les endommagements pouvant être causés lors de la mise en œuvre et d'autre part vis à vis des efforts transmis par le poids du sol de couverture et des contraintes appliquées en service.

Les géomembranes sont souvent recouvertes par une couche de sol de faible épaisseur. Les angles de frottement entre les divers géosynthétiques constitutifs du DEG étant relativement faibles, le problème de l'instabilité du DEG se pose fréquemment. De plus, d'autres facteurs défavorables peuvent intervenir, comme la présence d'eau, et conduire une instabilité du sol de couverture lors de la mise en œuvre (Stamapulos et Kotzias, 1996) ou lors du fonctionnement de l'ouvrage (Seed et al, 1990). L'influence de conditions hydrauliques doit être prise en compte dans le modèle développé.

1.4.2 Calcul à la rupture

Différents cas réels de rupture ont montré l'importance de la vérification de la stabilité du DEG. L'analyse de la stabilité des DEG a fait l'objet de nombreuses études. Nous pouvons distinguer deux types d'approches pour analyser ou dimensionner les dispositifs géosynthétiques sur pentes :

- les approches analytiques basées sur des schématisations globales,
- les approches locales basées sur des représentations plus fines et l'équilibre local des efforts.

Nous allons présenter de manière simple les approches globales ci-après et les approches locales seront présentées dans le chapitre II.

1.4.2.1 Méthodes des deux blocs

Les méthodes des deux blocs consistent à étudier l'équilibre statique de deux blocs (fig. 1.5), un bloc actif et un bloc passif, et à résoudre les équations obtenues moyennant l'adoption de quelques hypothèses sur les inconnues.

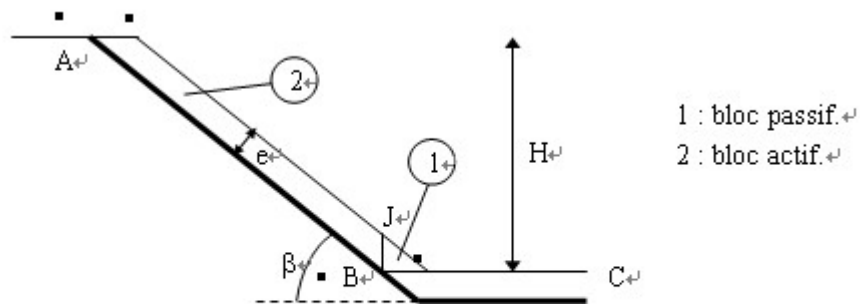


fig. 1.5 Méthode de Giroud.

Parmi celles-ci, nous pouvons citer les méthodes de Giroud et Beech (1989) ou de Martin et Koerner (1985), complétées par Koerner et Hwu (1991). La différence principale entre ces deux méthodes réside dans la détermination de la géométrie du bloc actif et dans la définition d'un coefficient de sécurité dans la méthode de Koerner.

Méthodes de Giroud

La méthode de Giroud a été proposée en 1989 dans le cas où le DEG est constitué simplement d'une géomembrane sous le sol de couverture. En considérant que la direction des efforts inter-blocs est parallèle à la pente et en appliquant le long de la ligne ABC le critère de Mohr-Coulomb, l'équilibre des forces appliquées à chaque bloc permet de calculer la force nécessaire à l'ancrage (T). On peut ensuite

Chapitre 1 Dispositifs géosynthétiques sur pentes

déterminer la hauteur maximale de talus pour laquelle la géomembrane n'est pas sollicitée en traction ($T=0$).

Méthodes de Koerner

La méthode de Koerner est aussi dérivée de la méthode de deux blocs. Elle a été développée dès 1985 puis a subi différentes améliorations par Koerner, Hwu et Soong (1995). Le principe est la détermination d'un coefficient de sécurité pour la stabilité de la couche de couverture.

Sol d'épaisseur constante – Talus infini

Koerner considère par talus infini une épaisseur de couche de couverture très inférieure à la longueur du talus (fig. 1.6). De fait, il ne prend pas en compte dans sa démonstration la butée en pied appelée bloc passif. Le coefficient de sécurité (noté FS) est donc le rapport entre les forces résistantes et les forces actives.

$$FS = \frac{\sum \text{forces résistantes}}{\sum \text{forces actives}} = \frac{N \tan \delta}{W \sin \beta} = \frac{W \cos \beta \tan \delta}{W \sin \beta} = \frac{\tan \delta}{\tan \beta} \quad \text{Eq.1.1}$$

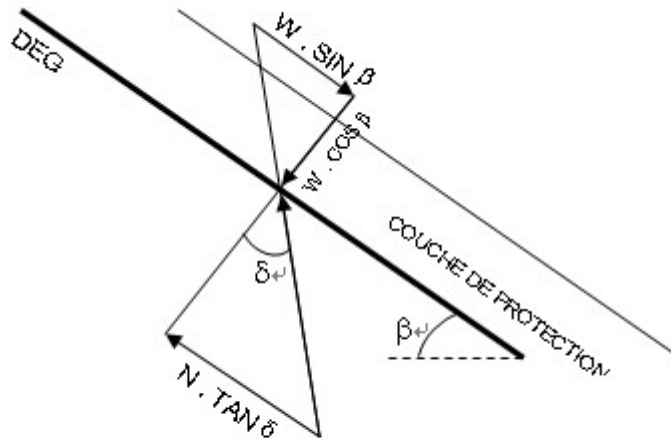


fig. 1.6 Méthode de Koerner: cas d'une pente infinie.

Sol d'épaisseur constante – Talus de longueur L

Pour un talus de longueur donnée, Koerner applique la même décomposition en deux blocs que Giroud, seule la géométrie du bloc actif est différente. En faisant plusieurs hypothèses et le bilan des forces appliquées au DEG, il calcule les forces agissant sur chaque bloc puis réalise l'équilibre de chaque bloc. Par la suite, pour obtenir le coefficient de sécurité FS, on transpose l'égalité des efforts de l'inter-blocs dans une équation du type $aFS^2 + bFS + c = 0$. La valeur du coefficient de sécurité FS est obtenue en résolvant l'équation du second degré.

Logiciel G-SCAP

Basé sur la théorie de l'équilibre limite à la rupture, plusieurs logiciels ont été développés pour calculer la stabilité des DEG (ETAGE, SLOPE/W). On s'intéresse ici particulièrement au logiciel G-SCAP (Poulain et al., 2004), car ce dernier sera utilisé par la suite dans les comparaisons entre des résultats calculés par notre modèle MEF et ceux obtenus à partir de la méthode de deux blocs.

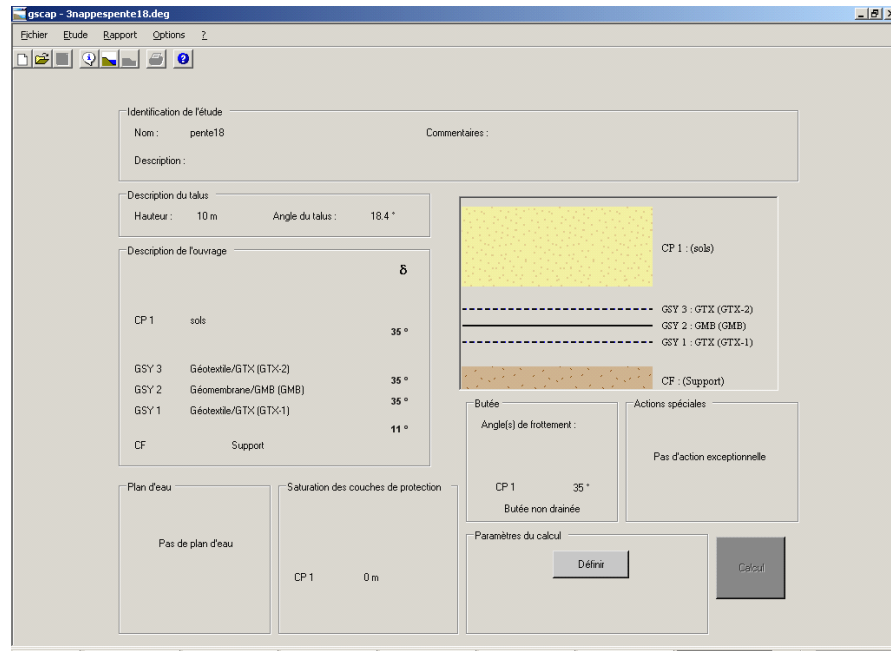


fig. 1.7 Interface de G-SCAP.

Ce logiciel G-SCAP a été développé au Cemagref Bordeaux (fig. 2.7) ; est basé sur la méthode des deux blocs proposée par Koerner avec une prise en compte de conditions hydrauliques. Le logiciel permet de saisir la géométrie de la pente (par la hauteur et l'angle d'inclinaison de pente), la composition du DEG (3 nappes géosynthétiques au maximum) et les conditions hydrauliques appliquées. Le sol de couverture peut être multicouche et d'épaisseur constante ou variable avec ou sans butée de pied. Le coefficient de sécurité est déterminé pour l'interface dont l'angle de frottement est le plus faible. Ce logiciel permet également de prendre en compte des actions exceptionnelles telles qu'une surcharge ponctuelle, l'effet d'une nappe d'eau sous le complexe, une surcharge surfacique, etc.

1.4.2.2 Méthodes de "Simple Composite Column (SCC)"

Une méthode analytique a été proposée par Long et al. (1994) puis développée par Liu et Gilbert (2003). Selon les auteurs, les méthodes des deux blocs ne prennent en considération la compatibilité du déplacement entre les différents constituants du DEG. Ce défaut n'est peut être pas déterminant pour l'estimation de la stabilité globale du talus, mais il peut être significatif pour prédire la tension développée

Chapitre 1 Dispositifs géosynthétiques sur pentes

dans chaque composant du système DEG lors de la mise en place des déchets et du sol de couverture dans une ISD.

Dans cette méthode, la résistance à la traction du sol et la résistance à la compression des géosynthétiques sont supposées nulles. Les composants du DEG sont modélisés comme des colonnes composites ; le sol de couverture est représenté par une colonne en compression et les nappes des géosynthétiques sont simulées par des colonnes en traction (fig. 1.8).

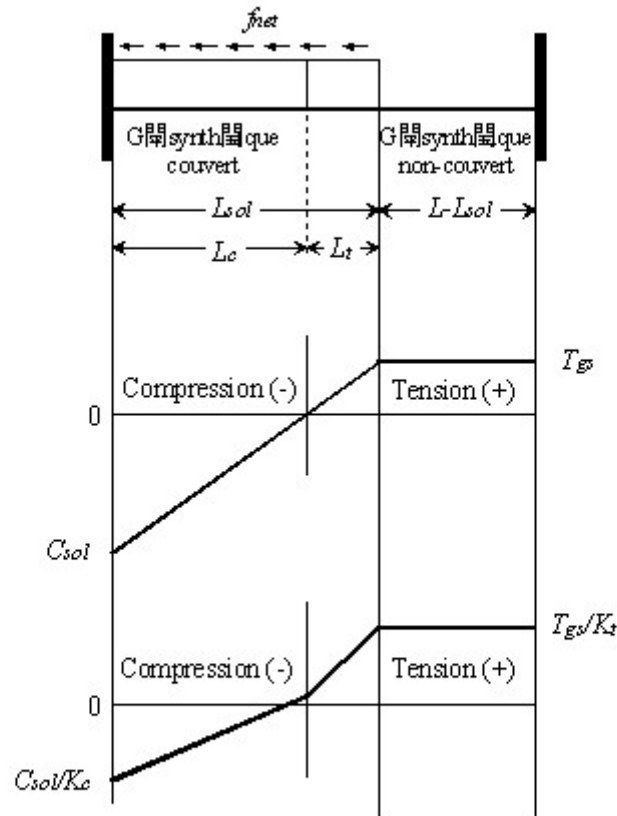


fig. 1.8 Distribution des forces axiales et des déplacements le long des colonnes.

Supposons que la distance entre le point à déformation nulle et l'abscisse 0 est L_c , le déplacement dans le composant en traction est considéré égal au déplacement dans le composant en compression comme suit :

$$\frac{T_{gs}}{Kt}(L-L_{sol}) + \frac{T_{gs}}{2K_t}(L_t) = \frac{C_{sol}}{2K_c}(L_c) \quad \text{Eq.1.2}$$

A partir de cette équation, la longueur de sol de couverture L_c et la tension développée dans les matériaux géosynthétiques peuvent être déterminés. Graphiquement, les deux côtés de l'équation 1.2 sont respectivement exprimés par l'aire du triangle en traction et celle en compression.

1.4.3 Influence de l'eau sur la stabilité des DEG

1.4.3.1 Généralités

Selon la mécanique du sol et la théorie des milieux poreux, l'eau a deux effets majeurs sur le sol. L'eau applique une force verticale aux particules du sol due à l'effet de sous-pression (la poussée d'Archimède) et l'écoulement d'eau tend à entraîner les particules du sol dans la direction du courant (la force d'écoulement). En général les particules du sol soumises à ces deux effets ne se déplacent pas à cause de leur masse volumique relativement élevée et des forces de blocage entre les grains dans la structure d'un sol stable. D'autres effets potentiels de l'eau peuvent également se manifester, par exemple, le changement des propriétés du sol et la modification des propriétés du contact ; on ne prend pas en compte ces effets dans le cas présent.

Un système DEG construit sur pente comporte typiquement une ou plusieurs nappes étanches et par conséquent un écoulement d'eau peut s'établir dans les matériaux (ex : couche de drainage, couche de protection) qui se trouvent au-dessus de ces nappes étanches (fig. 1.9).

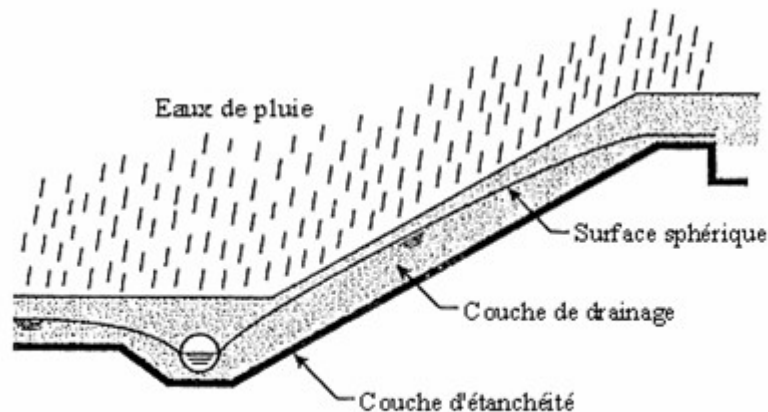


fig. 1.9 Schéma de la formation d'un écoulement dans la couche de couverture sur la pente.⁴¹

Quand l'eau s'écoule dans une couche de sol placée sur une nappe étanche sur une pente de hauteur finie et avec un approvisionnement d'eau continu sur une période donnée, la surface phréatique est obligatoirement quasi-parallèle à la pente. Des méthodes de détermination de la hauteur maximale dans la couche de couverture ont été notamment proposées par Moore (1980, 1983) et Giroud (1992). Comme montrés par Giroud et Houlihan (1995a), une valeur moyenne de l'épaisseur d'écoulement peut être calculée en fonction de l'intensité de la charge hydraulique, la pente, la longueur de couche de sol et la conductivité hydraulique de sol. L'épaisseur uniforme de l'écoulement est considérée dans la majorité des méthodes proposées pour la stabilité du DEG en présence d'eau.

Chapitre 1 Dispositifs géosynthétiques sur pentes

Afin d'étudier l'influence de l'eau sur la caractérisation du frottement à l'interface, Briançon (2001) a défini 4 configurations de conditions hydrauliques différentes (fig. 1.10) :

- H1 : écoulement à l'interface des géosynthétiques,
- H2 : écoulement parallèle à la pente dans la couche de couverture,
- H3 : simulation du remplissage,
- H4 : vidange rapide.

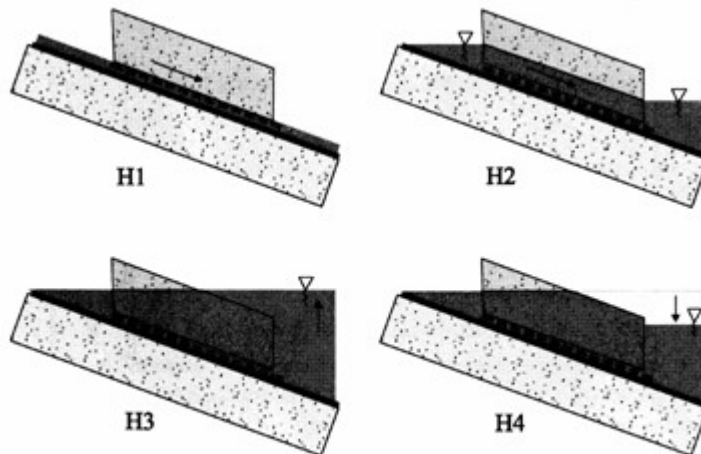


fig. 1.10 Différentes conditions hydrauliques appliquées (Briançon, 2001).

Dans le cadre de cette thèse, nous nous intéressons à la configuration H2.

1.4.3.2 Méthodes existantes

Jusqu'à présent, l'influence de l'eau sur la stabilité du DEG a été peu étudiée dans les analyses numériques.

Les méthodes existantes sont généralement simplificatrices. Giroud et Bachus (1995) ont étudié l'influence d'un écoulement parallèle à la pente sur la stabilité de couverture d'ISD. En considérant les effets de l'eau sur le sol que nous avons présentés § 1.4.3.1, les auteurs ont proposé une méthode de calcul pour trois cas de saturations différents (non saturé, partiellement saturé et complètement saturé) et pour deux configurations (pente de longueur infinie et pente avec une butée de pied).

Vis à vis des ruptures de sol de couverture fréquemment liées à la force d'écoulement, Soong et Koerner (1996) ont adapté deux approches traditionnellement utilisées (approche de la pression interstitielle et approche de la force d'écoulement, Lambe et al., 1969) pour prendre en compte des conditions hydrauliques dans le domaine de la géotechnique afin d'analyser la stabilité de la pente avec un écoulement parallèle à la pente ou une nappe horizontale. Ces deux approches sont dérivées de la méthode de deux blocs où le coefficient de sécurité est représenté par le rapport entre la force résistante et la force active. Dans la

Chapitre 1 Dispositifs géosynthétiques sur pentes

première approche, le poids de sol saturé est utilisé à la place du poids sec dans le calcul de la force active, la pression interstitielle est introduite dans le calcul de la force résistante. La deuxième méthode est similaire à celle de Giroud et Bachus (1995), les auteurs ont utilisé le poids de sol déjaugé et la force d'écoulement pour calculer la force active. Ces deux approches ont donné exactement les mêmes résultats.

Poulain et al (2000) ont adapté la méthode des deux blocs, avec prise en compte de conditions hydrauliques spécifiques aux canaux de navigation, aux cas des DEG disposés sur les berges de canaux. La méthode de calcul est présentée pour trois configurations de canal (fig. 1.11) :

- canal au chômage (vide),
- canal en service à son niveau normal de navigation,
- abaissement rapide du niveau de l'eau lors du passage d'un bateau.

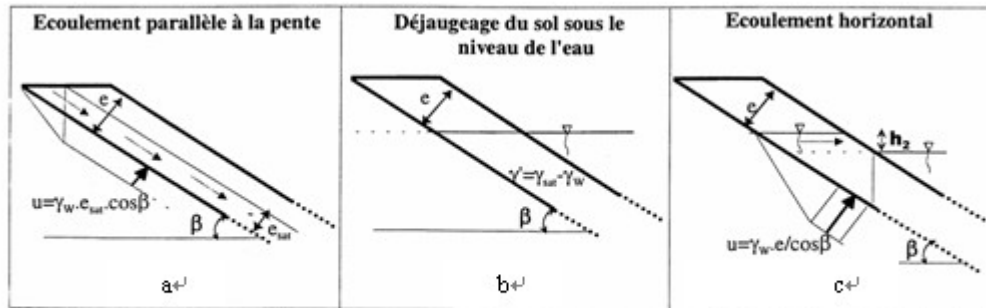


fig. 1.11 Différents exemples de prise en compte de conditions hydrauliques (Poulain., 2000).

1.4.4 Intérêt de la modélisation numérique

Les méthodes de deux blocs permettent de donner un premier résultat lors du dimensionnement du DEG, mais leurs limites proviennent des hypothèses trop simplificatrices sur le comportement local des systèmes géosynthétiques sur pentes. La méthode SCC peut donner une solution analytique tout en prenant en compte la compatibilité des déplacements ; mais les hypothèses faites sur les conditions aux limites et la non capacité de fournir des informations locales réalistes ne permettent pas d'obtenir les résultats souhaités (tension, déplacement en tout point le long des géosynthétiques...).

Pour un meilleur dimensionnement du système DEG, l'analyse fine du fonctionnement du DEG doit passer par la prise en compte des comportements locaux des divers composants et de leurs interfaces. Dans ce but, nous utilisons un code éléments finis ABAQUS pour créer notre modèle. Ce code commercialisé permet de traiter des problèmes non linéaires, des cas de couplage hydro-mécanique et de résoudre aussi bien les problèmes de contact en petit déplacement qu'en grand déplacement, ses capacités seront présentées au fur à mesure du déroulement de notre travail. Compte tenu des problématiques décrites au § 1.4.1, les résultats attendus sont essentiellement :

Chapitre 1 Dispositifs géosynthétiques sur pentes

- l'amélioration de la connaissance des lois de comportement aux interfaces géosynthétiques sous faibles contraintes normales,
- la détermination des déplacements, déformations et contraintes en tout point des géosynthétiques disposés sur pentes aux différentes périodes de la vie de l'ouvrage (pendant la construction et en service),
- la meilleure prise en compte du rôle des sols de couverture en contact avec les géosynthétiques,
- l'amélioration de la prise en compte de diverses conditions hydrauliques en différentes configurations (écoulement, présence de nappes ou un plan d'eau...).

L'objectif est à partir des résultats, d'examiner les possibilités de mettre au point des méthodes pratiques visant à améliorer la conception et le suivi des ouvrages dans lesquels des complexes géosynthétiques sont mis en place sur pentes.

1.5 Caractérisation du frottement

1.5.1 Généralités

De façon générale, le frottement d'interface est un phénomène induit par le contact de deux corps ou matériaux. Dans un DEG, les contacts concernés se produisent entre un sol et un géosynthétique ou entre deux géosynthétiques de natures différentes (ex. géotextile/géomembrane).

Pour étudier l'interaction entre deux matériaux de nature différente, la caractérisation précise du frottement est primordiale.

Les essais expérimentaux en laboratoire pour cette caractérisation sont généralement les suivants :

- essai de cisaillement sur boîte de cisaillement (fig. 1.12a),
- essai de cisaillement sur plan incliné (fig. 1.12b),
- essai d'arrachement (extraction) (fig. 1.12c).

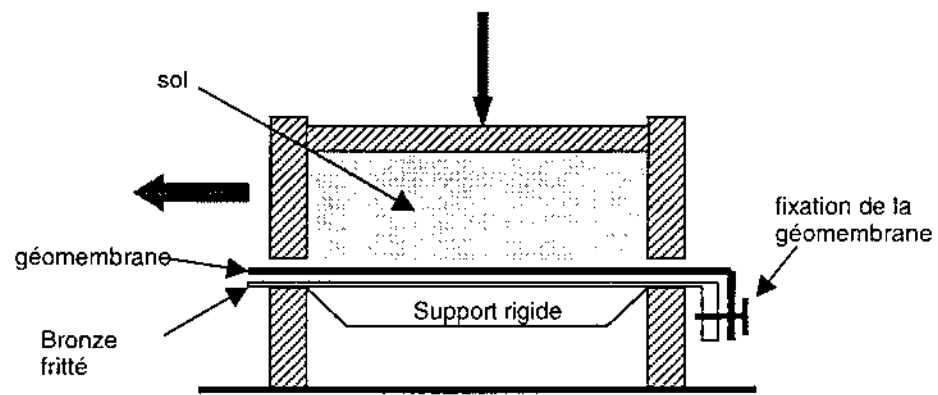


fig 1.12a. Boîte de cisaillement (Cemagref d'Aix en Provence).

Chapitre 1 Dispositifs géosynthétiques sur pentes

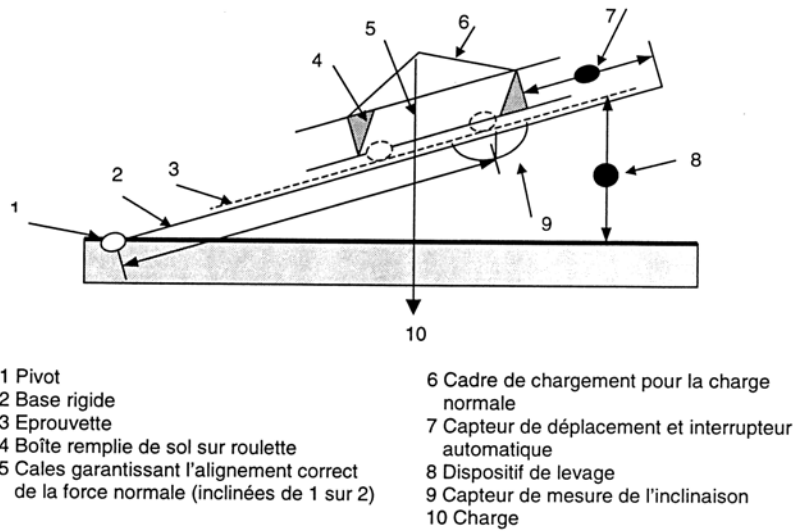


fig. 1.12b Dispositif du plan incliné standard (NF EN ISO 12957-2).

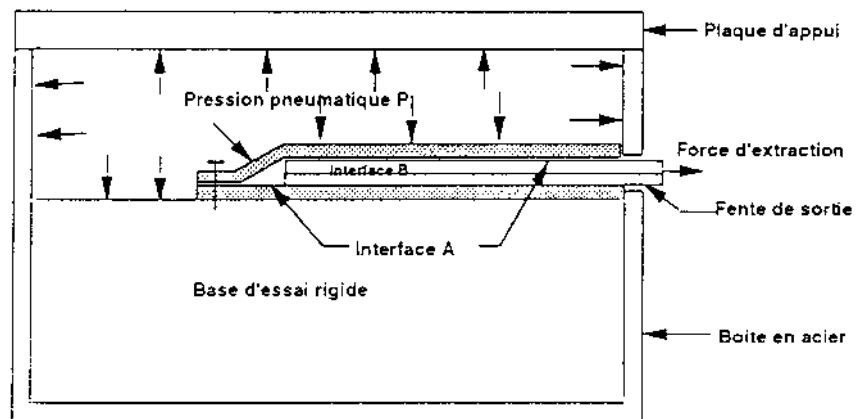


fig. 1.12c Exemple de boîte d'essai d'arrachement (R.B. Seed et al., 1990).

1.5.2 Comparaisons des appareillages d'essai

La boîte de cisaillement et l'appareillage d'arrachement sont couramment utilisés pour déterminer la relation entre force de cisaillement et déplacement relatif aux interfaces. La boîte de cisaillement est typiquement utilisée pour estimer les paramètres des interfaces sol/géosynthétique et géosynthétique/géosynthétique. L'utilisation de la boîte de cisaillement, pour estimer ces paramètres décrivant la relation force de cisaillement/déplacement peut présenter des problèmes similaires à ceux rencontrés lorsqu'on utilise la boîte de cisaillement pour déterminer les propriétés intrinsèques de sols. La présence d'effet de bords et de conditions aux

Chapitre 1 Dispositifs géosynthétiques sur pentes

limites non uniformes nécessitent des dispositions particulières pour l'utilisation de la boîte de cisaillement dans ce type d'application. C'est pourquoi cet essai fait l'objet d'une norme spécifique dans le cas des géosynthétiques (NF EN ISO 12957-2).

L'essai d'arrachement est également souvent utilisé pour la détermination de la résistance à l'extraction (Surajit et al 1999 ; Raju et al 1998), notamment lors des études du dimensionnement de structures en sol renforcé et de l'ancrage des géosynthétiques en tête de talus (Koerner et al 1991 ; Féki 1996). La non-uniformité des champs de contrainte et de déformation sont également présents dans cet appareillage, mais peut être plus facilement pris en compte par rapport à la boîte de cisaillement (Perkins et al. 1999).

De nombreuses études ont été menées par différents auteurs afin de déterminer quel appareillage est le plus adapté à la mesure du frottement aux interfaces géosynthétiques et quels sont les paramètres influants à prendre en compte lors de l'utilisation de ces appareillages.

Izgin et al (1998) et Wasti et al (2001) ont mesuré le frottement aux interfaces sols/GSY et GSY/GSY à l'aide d'un plan incliné et d'une boîte de cisaillement. Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux mesurés lors de différentes expérimentations en vraie grandeur *in-situ* ; une tendance à la surestimation de l'angle de frottement à l'aide de la boîte de cisaillement a été indiquée. La recommandation de l'utilisation d'un plan incliné pour mesurer l'angle de frottement aux interfaces géosynthétiques a été conclue par les auteurs.

Lalarakotoson (1998) a réalisé des essais à la boîte de cisaillement et au plan incliné entre un sable normalisé et différents géosynthétiques afin d'estimer l'influence de la densité du sol contenu dans le boîtier supérieur, l'influence de la contrainte normale, etc. Les avantages du mode de cisaillement sur plan incliné par rapport à la boîte de cisaillement direct sont donc :

- un meilleur accès aux caractéristiques de frottement maximal,
- une meilleure représentativité de la texture d'interface.

Un nouvel appareillage de type de plan incliné a été conçu par Briançon (2001) pour d'une part une meilleure caractérisation sous faibles contraintes normales (<10kPa) du frottement aux interfaces des constituants des DEG et d'autre part la prise en compte des conditions hydrauliques appliquées aux dispositifs. De nouveaux modes d'essai et de nouvelles interprétations associées ont été présentées. Le modèle numérique de ma thèse sera en partie basé sur ces essais réalisés au plan incliné. Nous aurons l'occasion de revenir sur cet appareillage plus tard.

Gilbert et al. (1996) ont proposé un modèle analytique qui a mis en évidence la différence entre le comportement local d'une interface et le comportement global obtenu lors d'un essai de cisaillement direct, due au glissement progressif. En analysant des paramètres adimensionnels dans leur modèle, la limitation de la caractérisation classique, à savoir la difficulté de l'accès aux caractéristiques du frottement maximal par cisaillement direct a été numériquement montrée.

Chapitre 1 Dispositifs géosynthétiques sur pentes

D'après les différentes études comparatives "plan incliné/boîte de cisaillement" et par comparaison aux valeurs déterminées à la suite d'expérimentations en vraie grandeur ou de cas de rupture, et à la suite d'analyse numérique, il apparaît que le plan incliné est l'appareillage le plus adéquat à la mesure de l'angle du frottement aux interfaces des matériaux géosynthétiques sous faibles contraintes normales et disposés sur pentes, alors que la boîte de cisaillement doit être utilisée pour les essais à contrainte supérieure à 25 kPa. Quant à l'essai d'arrachement, il est souhaitable de l'employer pour étudier l'ancrage des géosynthétiques sur pentes et les structures en sol renforcé.

Chapitre 2

Modélisation numérique des DEG

2.1 Introduction

2.2 Approches existantes

- 2.2.1 Présentation
- 2.2.2 Approches numériques
- 2.2.3 Code "ABAQUS"

2.3 Modélisation des matériaux utilisés

- 2.3.1 Modélisation des matériaux granulaires
- 2.3.2 Modélisation des géosynthétiques
- 2.3.3 Modélisation du sol support

2.4 Numérisation des contacts aux interfaces

- 2.4.1 Généralités
- 2.4.2 Approches de rigidité
- 2.4.3 Approches hybrides
- 2.4.4 Approches proposées par ABAQUS

2.5 Prise en considération des conditions hydrauliques

- 2.5.1 Problème du couplage dans ABAQUS
- 2.5.2 Ecoulement dans un milieu poreux
- 2.5.3 Ecoulement à l'interface

2.1 Introduction

Les méthodes globales présentées au §1.4.2 sont insuffisantes pour prendre en compte le comportement complexe et notamment les déformations importantes des géosynthétiques. La couche de couverture est considérée comme monolithique dans ces approches ; pour un meilleur dimensionnement du DEG, il est donc indispensable de développer des approches locales par des méthodes numériques appropriées.

Une synthèse de l'utilisation de ces méthodes numériques dans le domaine des géosynthétiques est donnée dans un premier temps ; ensuite nous présentons les différentes méthodes envisageables ainsi que leur intérêt par rapport aux méthodes globales pour l'analyse de la stabilité des DEG utilisés en génie civil.

Lors d'une analyse de stabilité du DEG, les composants du système (les géosynthétiques, le sol support et le sol de couverture...) ne sont pas considérés comme un même milieu continu mais considérés individuellement. Selon leurs

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

natures, différentes lois de comportement peuvent être associées à ces composants. Leurs interactions sont ensuite modélisées par des éléments d'interface ou par des méthodes hybrides dont le détail sera présenté au §2.4. La prise en considération des conditions hydrauliques, un des éléments les plus importants à étudier pour la stabilité des DEG, sera discutée à la fin de ce chapitre.

2.2 Approches existantes

2.2.1 Présentation

Au fur et à mesure du développement des moyens informatiques, les approches numériques sont devenues de plus en plus performantes et se sont fortement développées pour le calcul de stabilité des ouvrages de génie civil comportant des géotextiles de renforcement, tels que les murs de soutènement renforcés ou les remblais renforcés sur les sols compressibles. Contrairement aux approches globales abordées au chapitre I, les approches locales permettent la prise en considération de :

- la non-linéarité du comportement des matériaux utilisés ainsi que leurs interactions,
- la compatibilité des déformations des différents composants des ouvrages,
- le suivi progressif des étapes de construction.

L'objectif essentiel d'une simulation utilisant les méthodes numériques dans le domaine de génie civil réside à prédire correctement le comportement des structures durant leur construction et en état de service à partir des caractéristiques mécaniques de chacun des composants du dispositif étudié et de leurs interfaces. Différentes approches numériques couramment utilisées seront présentées ci-après.

2.2.2 Approches numériques

En se limitant ici à présenter l'utilisation de ces approches numériques dans la simulation des ouvrages comportant des géosynthétiques, on peut distinguer principalement les approches suivantes :

- la méthode des éléments finis (MEF),
- la méthode des différences finies (MDF),
- la méthode des éléments discrets (MED).

2.2.2.1 Méthode des éléments finis (MEF)

Le premier parallèle avec la méthode des éléments finis peut être fait dès la Grèce antique. Eudoxos (408 – 355 av JC) et plus tard Archimède (287-212 av JC) ont ainsi développé des modèles simplifiés de problèmes plus complexes. Alors qu'Eudoxos utilisait des formes géométriques simplifiées pour approcher des longueurs, des surfaces, des volumes, Archimède imaginait un modèle de calcul du périmètre d'un cercle. Au lieu de chercher une solution pour un nombre infini de

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

points situés sur le cercle, il essaya de calculer la somme d'un nombre fini de cordes droites (éléments).

Au début des années 60, les ordinateurs nécessaires étaient enfin apparus et le concept pût être développé. Les premiers travaux des pionniers dans ce domaine sont ceux de John H. Argyris et Olgierd C. Zienkiewicz. L'ouvrage de Zienkiewicz est considéré comme la première monographie "ingénieur" dans le domaine du calcul par éléments finis et se répandit rapidement dans les applications des sciences de l'ingénieur. Par exemple, cette méthode est largement utilisée pour analyser les problèmes de stabilité dans le domaine de génie civil. Depuis le début des années quatre-vingt dix, elle s'est particulièrement développée pour la modélisation numérique des systèmes comportant des GSY.

Pour les projets actuels, la MEF est souvent utilisée pour prédire la déformation de la structure en service et fournir des données relatives à la phase de construction (déplacement et déformation en cours de construction). Le calcul par la MEF est souvent effectué afin de vérifier le comportement constaté du dispositif. L'analyse de type éléments finis d'une structure sol-géosynthétiques peut notamment comporter les étapes suivantes :

- la définition des conditions aux limites,
- le choix de la relation déformations-contraintes des matériaux utilisés,
- les caractéristiques mécaniques des interfaces,
- la définition des chargements,
- la visualisation des résultats.

Nous ne ferons pas la liste exhaustive des articles publiés concernant la modélisation numérique par la MEF d'ouvrages comportant des GSY, mais nous allons citer ceux (le code éléments finis GOLIATH par exemple) qui nous concernent le plus aux §2.3, §2.4. Les principes et l'algorithme de résolution relatifs à la méthode des éléments finis ne seront pas détaillés ici ; le déroulement de la modélisation d'un DEG par la MEF sera introduit à titre indicatif à travers l'application proposée par Fahmy et Koerner (1993).

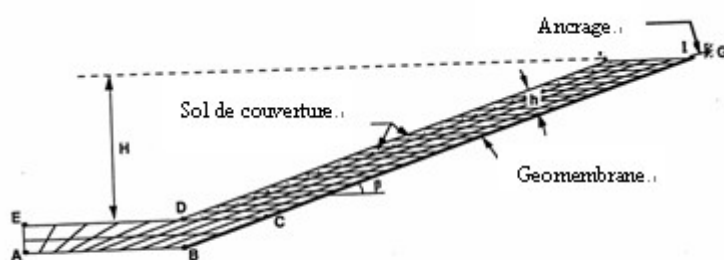


fig. 2.1 Configuration du modèle aux éléments finis (Fahmy, 1993).

Cet article présente le développement d'une analyse aux éléments finis en vue d'étudier la stabilité d'un sol de couverture renforcé et non-renforcé sur une géomembrane sur pente. Dans un premier temps, le système DEG est discrétisé en 2D comme montré sur la figure 2.1. Le sol support est considéré rigide et fixé ; les géosynthétiques, parfaitement ancrés en tête de talus, et le sol de couverture sont

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

respectivement représentés par des éléments barres à deux nœuds et des éléments continus à quatre nœuds. Les éléments de contact de type de ressort sont choisis pour simuler les interfaces sol/géosynthétique et géosynthétique/géosynthétique.

La relation non-linéaire contrainte-déformation du sol de couverture est modélisée par la formulation de Duncan (1970). La courbe de chargement-extension des géosynthétiques, obtenue à partir des essais en traction, est représentée sous une forme polynomiale afin de prendre en compte le comportement non-linéaire éventuel dans le code éléments finis. La formulation hyperbolique présentée par Clough et Duncan (1971) est utilisée pour modéliser la résistance au cisaillement et le déplacement relatif aux interfaces des différents composants. Il est à noter que le critère de rupture du sol de couverture dans la formulation hyperbolique est basé sur les essais triaxiaux. Selon les auteurs, ce critère considérant l'état de contrainte critique dans toutes les directions n'est pas très convenable pour le sol de couverture sur une pente infinie. Car la relation déformation-contrainte du sol peut être difficile à obtenir sous un bas niveau de contrainte. Les auteurs ont donc proposé un nouveau critère pour le sol sur pente en considérant que la rupture est atteinte lorsque la contrainte de cisaillement sur un plan parallèle à la pente est égale ou supérieure à la résistance au cisaillement de ce même plan.

En réalité, le sol de couverture est progressivement mis en place du bas vers le haut sur le chantier. Dans le modèle numérique de Fahmy pour prendre en compte ce mode de construction, la couche de sol de couverture est divisée en plusieurs blocs ; la construction progressive du chargement est simulée par applications successives du poids propre de ces blocs.

Le modèle proposé a enfin été appliqué à deux cas différents (avec ou sans géotextile de renforcement entre la géomembrane et le sol de couverture) ; l'importance de la présence du renforcement pour assurer le bon fonctionnement d'un DEG a été mis en évidence.

2.2.2.2 Méthode des différences finies (MDF)

En parallèle à la MEF, la MDF a également été employée pour déterminer la distribution des tensions entre les différents composants du DEG tout en prenant en compte la compatibilité des leurs déplacements (Lalarakotoson, 1998).

Une représentation simplifiée monodimensionnelle d'un modèle physique peut être utilisée grâce à l'existence d'une direction privilégiée qu'est la pente (fig. 2.2). Cette méthode a été initialement proposée par Gilbert et al (1993), puis une formulation légèrement modifiée est présentée par Lalarakotoson (1998). Chaque couche du système est représentée comme un tube : un exemple du complexe GSY est présenté dans la figure 2.3.

Le modèle complet d'un DEG peut être constitué de plusieurs couches, la tension dans chaque composant était déterminée en discrétisant chaque couche en nœuds connectés par des ressorts non-linéaires. La rigidité axiale de chaque ressort représente la contribution de la résistance axiale du tube, alors que la rigidité de

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

chaque ressort d'interface représente la contribution des éléments d'interface (frottement).

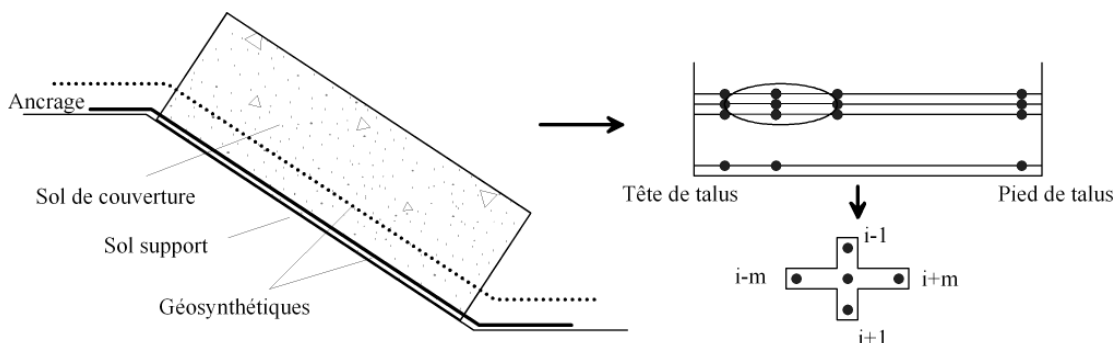


fig. 2.2 Représentation d'un système géosynthétique en pente (Lalarakotoson, 1996).

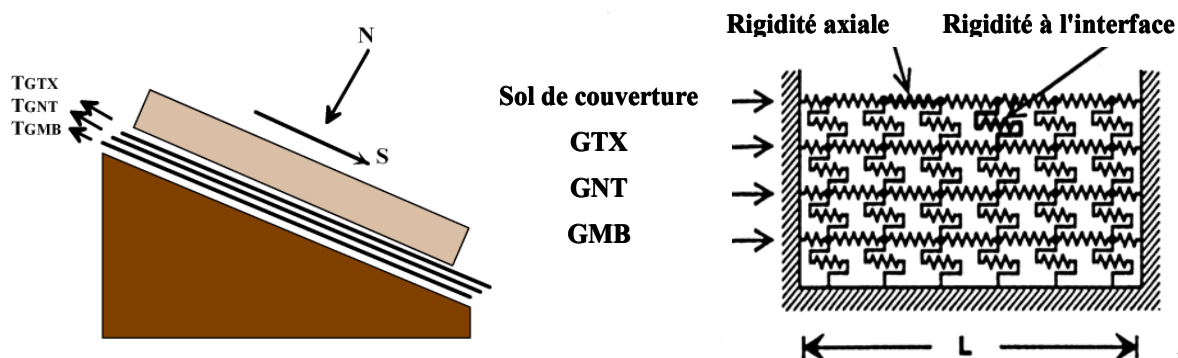


fig. 2.3 Illustration du modèle aux différences finies (Gilbert 1993).

L'équilibre de la force à chaque nœud est imposé afin d'obtenir un système de N équations avec N inconnues, où N est le nombre total des nœuds. Ce système d'équations est représenté par la forme matricielle suivante :

$$C(u) \cdot u = S \quad \text{Eq. 2.1}$$

où C est une $N^* \cdot N^*$ matrice de rigidité symétrique, conformément au principe de l'action-réaction et est, elle-même, fonction du vecteur déplacements nodaux u ; u est une $1 \cdot N^*$ matrice de déplacement à chaque nœud et S est une $1 \cdot N^*$ matrice d'effort externe à chaque nœud. Le détail de la formulation du modèle est donné par Gilbert (1993) et Long (1993). Un code de calcul, GEOSTRES, a été développé pour réaliser ces calculs aux différences finies par Long et Gilbert (1994).

2.2.2.3 Méthode des éléments discrets (MDE)

Pour analyser le phénomène de contact entre un matériau continu (GSY) et un ensemble de particules (ex : sols/GSY) et d'autres problèmes à l'échelle de la particule, la MED a été recommandée par Cundall (1971). Contrairement aux solutions expérimentales traditionnelles (essai triaxial pour le sol, essai en traction

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

pour le GSY) et à la MEF, cette méthode permet de donner les informations sur le comportement de la structure à l'échelle de la particule. Ceci peut être intéressant pour les systèmes dont le comportement dépend en grande partie de la présence de discontinuités (tel que les systèmes sol-géosynthétique). Bien qu'à heure actuelle, les moyens informatiques ne permettent pas de simuler de façon réaliste dans un ouvrage l'ensemble des particules, l'application de cette méthode à la modélisation du système comportant des GSY a donné des résultats très encourageants.

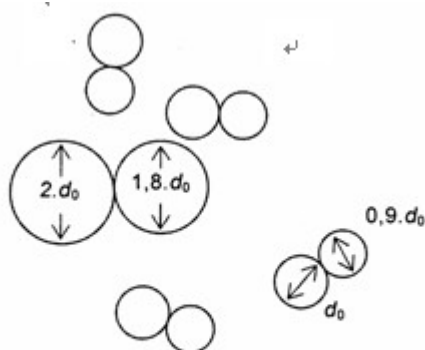


fig 2.4 Assemblages utilisés pour modéliser le sol (Chareyre, 2002).

On peut citer les travaux de Chareyre (2003). Une modélisation en 2D par la MED a été proposée pour simuler des essais d'extraction sur des ancrages de géosynthétiques dans un sol. Les particules de sol sont modélisées par des agrégats composés de deux rouleaux plutôt que par des rouleaux simples (fig. 2.4), pour obtenir des angles de frottement internes élevés. Les paramètres microscopiques du sol introduits dans la modélisation sont la raideur normale K_n , la raideur tangentielle K_s , la cohésion normale C_n et la cohésion tangentielle C_s . La calibration des paramètres microscopiques se fait par la simulation d'essais biaxiaux, dont le but est de trouver un jeu de paramètres qui reproduit le comportement macroscopique du sol.

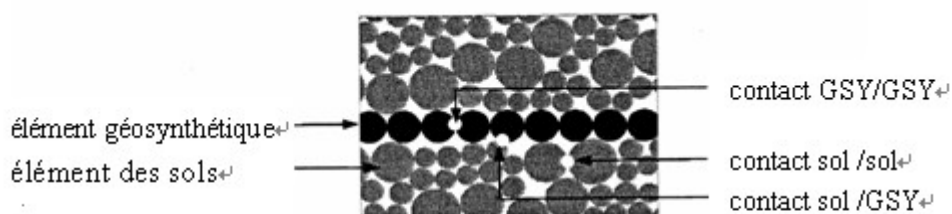


fig 2.5 différents type d'éléments et de contacts utilisés (Chareyre, 2002).

Le géosynthétique est modélisé par une rangée de rouleaux de même diamètre au sein duquel les contacts entre rouleaux résistent à la traction, en revanche les contacts n'ont aucune résistance en flexion (fig. 2.5). La raideur normale et la tension de rupture des GSY sont déterminées à partir du module de raideur et de la résistance en traction. Le calage du frottement à l'interface entre le sol et le géosynthétique se réalise à l'aide de simulations d'essais d'ancrage simple.

2.2.2.4 Conclusion

Dans une vue globale, les méthodes numériques présentées ci-dessus sont toutes capables de prendre en compte le comportement non-linéaire des matériaux et la compatibilité des déformations des différents constituants du DEG. La MED représente bien le fonctionnement d'un milieu discontinu tel que le sol. Cette méthode peut être employée pour créer un modèle où le comportement des matériaux granulaires joue un rôle important sur l'ensemble de la structure, tel que la modélisation des ancrages de GSY en tête de talus ou le renforcement d'un sol compressible par GSY.

En revanche, le modèle de type MED s'est avéré inadapté pour décrire correctement certains aspects du comportement des ouvrages en sol renforcé. L'inconvénient majeur de l'approche par éléments discrets réside essentiellement dans la restitution du comportement macroscopique de l'interface qui est tributaire à la fois de la rugosité relative des particules du sol et de la nappe (rugosité relative pouvant évoluer lors de la simulation lorsque les nappes géosynthétiques sont très déformables), et du frottement microscopique inter-granulaire (le calage micro-macro étant dans ce cas délicat). Quant à la MDF, elle a souvent été utilisée pour les géosynthétiques en analyse mono-dimensionnelle.

Par ailleurs, de nouvelles approches pour modéliser le complexe géosynthétique se développent constamment. Ainsi, Chareyre (2003) a proposé une nouvelle approche qui consiste à modéliser les nappes géosynthétiques par une suite d'éléments déformables de faible épaisseur similaires aux éléments barres qui interagissent avec les éléments discrets du sol. L'avantage de cette approche de couplage MEF/MED est qu'elle restitue directement le comportement macroscopique des matériaux et qu'aucun calage micro/macro n'est nécessaire.

Dans le cadre de mon étude (modélisation d'un DEG sur pentes), il n'est pas inutile en préambule de rappeler qu'il s'agit d'un problème de mécanique des sols composite complexe (de la famille "interaction sol-structure") ; le comportement est essentiellement conditionné par les propriétés des interfaces et les composants d'un DEG se déforment principalement dans le sens parallèle à la pente. Dans ce cas il est suffisant de travailler à l'échelle de l'élément (niveau de 10^{-2} mètre) au lieu d'aller à l'échelle de la particule (niveau de 10^{-4} mètre) qui nécessiterait une approche type MED telle que définie précédemment (Charyre, 2003). Par contre la MEF est bien adaptée à ce type de problème, c'est pourquoi dans ce mémoire tous les modèles sont développés par la MEF.

2.2.3 Code "ABAQUS"

Les méthodes numériques présentées au § 2.2.2 sont généralement implémentées dans les codes développés par les chercheurs (GOLIATH, SDEC...) ou des codes commerciaux tels que ABAQUS, ANSYS, ADINA basés sur la MEF, FLAC en MDF et UDEC et PFC en MED.

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

Le choix du code ABAQUS repose principalement sur deux raisons. D'une part, de nombreux travaux de modélisation numérique adaptés aux problèmes spécifiques des géosynthétiques ont été réalisés avec succès en utilisant ce code. D'autre part, les diverses capacités de ce code correspondent bien à nos besoins, à savoir, ABAQUS permet de prendre en compte le contact en grands déplacements (sol/GSY, GSY/GSY), la grande déformation des matériaux (la couche de couverture) et des problèmes de couplage couramment rencontrés dans les divers domaines (l'effet de l'eau, couplage hydro-mécanique). Il ouvre notamment une porte aux utilisateurs en leur permettant de programmer des lois de comportement spécifiques (subroutines) des matériaux et des interfaces. Ce code est puissant et comporte des modules utiles, tel que le module en langage Python script afin de faciliter une étude paramétrique sous ABAQUS. Tous ces points forts de ce code nous ont finalement conduit à utiliser ABAQUS pour le développement d'un modèle numérique dans le cadre de cette thèse.

2.2.3.1 Utilisation d'ABAQUS

Dans ce sous-chapitre, nous allons présenter de manière générale le code ABAQUS qui sera utilisé par la suite pour étudier le comportement des DEG sur pente. Les raisons de ce choix ont été abordées au § 2.3.3. Quelques exemples des travaux réalisés avec ABAQUS concernant des géosynthétiques sont présentés ci-après.

On peut citer les travaux de Perkins (1997, 2001, 2004 et 2005) sur le renforcement des chaussées flexibles par GSY. Les modèles appliqués aux GSY ont été développés : de type linéaire isotrope élastique et non-linéaire orthotrope élasto-plastique, et de 2D à 3D ; l'effet du fluage est aussi pris en compte dans les modèles. Nous aurons l'occasion de revenir sur ces modèles lors de la discussion de la modélisation des GSY.

En utilisant ABAQUS, Dondi (1994) a modélisé une chaussée renforcée par GSY. Le chargement est appliqué à la surface de la chaussée par deux surfaces rectangulaires afin de simuler une paire de roues de véhicule. Une pression de 1500 kPa est exercée sur chaque surface rectangulaire. Compte tenu de la géométrie du chargement, le modèle créé est en 3D. Différents coefficients de frottement ont été testés entre le GSY et le sol support, et entre le GSY et le sol de couverture. Des analyses avec (deux modules de Young différents du GSY) ou sans GSY ont été effectuées. Les évolutions des contraintes et des déformations obtenues à partir de ce modèle ont montré que la capacité de charge d'une chaussée augmente en présence du renforcement GSY, tandis que la déformation de la couche support diminue. Les résultats du modèle ont indiqué que la nappe de GSY a réduit la contrainte de cisaillement et la déformation du sol support. Le déplacement vertical de la surface de chargement est également réduit par l'effet de l'inclusion de GSY dans le sol.

Wathugala et al (1996) ont proposé un modèle de type MEF concernant un remblai renforcé par une géogridde sous ABAQUS. La couche support et le sol de couverture ont été respectivement modélisés par les modèles développés par Desai et al. (1986) et Wathugala et Desai (1993). Ces modèles permettent de prendre en compte le comportement non-linéaire pendant les applications cycliques de chargement. Le dimensionnement d'une chaussée a été étudié avec ou sans la

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

géogrille. L'addition de la géogrille a permis de réduire d'environ 20% la profondeur de l'ornièrre permanente pour un cycle de chargement.

Ces nombreuses études ont montré l'intérêt d'ABAQUS pour traiter des problèmes impliquant des géosynthétiques et ont confirmé notre choix de ce code pour nos travaux.

2.2.3.2 Présentation générale d'ABAQUS

ABAQUS est un code de calcul utilisant la MEF créé en 1978. Selon la méthode de résolution, on distingue deux grands codes :

- ABAQUS/Standard : résolution par un algorithme statique implicite,
- ABAQUS/Explicit : résolution par un algorithme dynamique explicite.

La dernière version que nous avons utilisée, ABAQUS 6.5, permet de traiter des problèmes couplés (hydromécanique, thermomécanique...) dans les divers domaines (mécaniques, thermiques, électriques...). Un très large choix d'éléments (plus de 100) en 2D ou 3D est proposé dans le code pour des analyses statiques, dynamiques, linéaires et non-linéaires. La structure d'une analyse ABAQUS est présentée sur la figure 2.6.

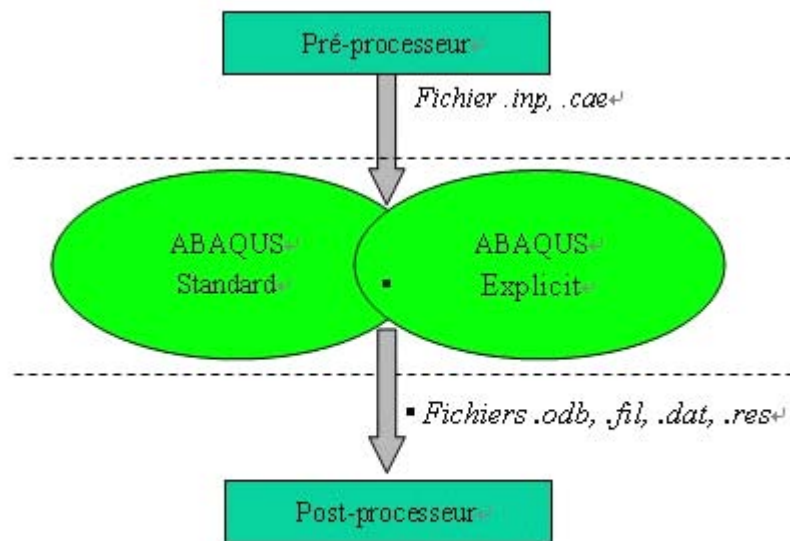


fig. 2.6 Structure d'une analyse ABAQUS.

Le pré-processeur lit le fichier d'entrée qui définit la géométrie du modèle, sa discrétisation, les conditions aux limites, les chargements appliqués et les résultats demandés. Ensuite ABAQUS exécute le calcul, le post-processeur se charge de récupérer les résultats et permet aux utilisateurs de les visualiser puis de les exploiter. Plus de détails concernant l'utilisation d'ABAQUS seront donnés par la suite.

2.3 Modélisation des matériaux utilisés

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

La différence de nature des matériaux utilisés dans le DEG demande des lois de comportement spécifiques pour chacun des composants du système. Par ailleurs, leurs caractéristiques mécaniques déterminent le choix du type des éléments.

2.3.1 Modélisation des matériaux granulaires

2.3.1.1 Modèles en mécanique des sols

La notion de contrainte effective introduite par Terzaghi et le critère de Mohr-Coulomb ont permis depuis les années "cinquante" de caractériser le comportement des sols ; puis des lois de comportement élasto-plastiques ont connu un fort développement grâce notamment à la généralisation de l'essai triaxial.

En général, le comportement des sols est décrit par des lois élastiques linéaires ce qui, pour un grand nombre de matériaux, est vérifié expérimentalement. Toutefois ce comportement élastique n'est vérifié que dans certaines limites de contraintes et de déformations ; au-delà de ces limites, le matériau perd cette propriété. Il convient donc de vérifier si les résultats d'un calcul réalisé avec un modèle d'élasticité linéaire correspondent à un état contraintes-déformations inclus dans ce domaine élastique.

Il faut bien distinguer la notion de limite élastique de la notion de limite de rupture. En effet, pour certaines constructions, il est parfaitement admissible de dépasser la limite élastique, on demande seulement de ne pas aller jusqu'à la rupture. Pour d'autres constructions, au contraire, il est impératif de rester dans les limites élastiques pour que le matériau retrouve sa forme initiale après décharge.

Au-delà des limites élastiques, la plasticité des matériaux doit être prise en compte. Les principaux modèles élasto-plastiques utilisés pour les matériaux du génie civil sont les suivants :

- Modèle de Von Mises
- Modèle de Tresca
- Modèle de Drucker-Prager
- Modèle de Mohr-Coulomb
- Modèle de Duncan-Chang
- Modèle de Cam-Clay

Sauf le modèle de Mohr-Coulomb qu'on va utiliser dans notre modèle, le détail d'autres modèles ne sera pas rappelé ici. C'est l'interprétation des essais sur les matériaux qui permettra de choisir le modèle le mieux adapté au matériau étudié. Des lois de comportement spécifiques peuvent être développées à partir des lois classiques pour des matériaux particuliers.

2.3.1.2 Lois de comportement utilisées pour des sols en contact avec des géosynthétiques

Dans la littérature, certains auteurs considèrent que le sol utilisé en liaison avec les GSY est élastique linéaire et dans ce cas la théorie d'élasticité classique est donc

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

valable ; d'autres auteurs préfèrent prendre en compte la plasticité du sol dans leurs modèles numériques.

Villard et al. (1999) ont proposé un modèle de MEF (logiciel GOLIATH) pour simuler une expérimentation en vraie grandeur d'un DEG à Montreuil sur Barse. En considérant que la déformation du sol support est très faible, son comportement est donc modélisé par une loi élastique linéaire avec un module de Young relativement élevé ($E = 8250$ kPa et $\nu = 0.3$). Les matériaux granulaires utilisés pour le pied et le sol de couverture sur pente sont également considérés élastiques linéaires ($E = 1200$ kPa et $\nu = 0.3$). Des éléments triangulaires à 3 nœuds sont utilisés pour représenter le sol support et la couche de couverture.

Dans le modèle de Wilson (1993) présenté au § 2.2.2.1, le sol de couverture est représenté par des éléments à 4 nœuds, et avec une loi de comportement non-linéaire en utilisant la formulation hyperbolique de Duncan et al. (1970). Le sol support est considéré rigide et fixé dans la formulation de la MEF.

Shan et al. (1994) ont étudié le problème de stabilité de la couverture finale dans une Installation de Stockage de Déchets (ISD) en utilisant un Géosynthétique Bentonitique (GSB). Dans leur modèle, les matériaux granulaires tels que le sol de protection, la couche de drainage et le sol support sont modélisés avec des éléments à 4 nœuds. Le modèle hyperbolique (Duncan et al 1970) et le modèle de Cam-Clay modifié sont respectivement utilisés pour représenter le comportement des sols à court-terme et à long-terme.

Dondi (1994) a proposé un modèle en 3-D pour une analyse EF d'une chaussée renforcée. Dans ce modèle, la couche bitumineuse est modélisée par une loi linéaire élastique et la fondation ainsi que le sol support par des lois non-linéaires. Le modèle de Cam-Clay est utilisé pour le sol support cohérent et un modèle non-associé de Drucker-Prager est employé pour la couche de fondation ayant une cohésion nulle.

2.3.1.3 *Modèle de Mohr-Coulomb (MC)*

Nous avons utilisé un modèle MC modifié proposé par ABAQUS pour prendre en compte la plasticité des matériaux de couverture des DEG dans cette étude. Ce modèle permet le durcissement et le radoucissement isotrope du matériau et il utilise un écoulement potentiel lisse qui a une forme hyperbolique dans le plan méridional des contraintes et une forme elliptique dans le plan déviatorique (Annexe I).

Introduction du Critère de rupture Mohr-Coulomb

En 1900, O. Mohr a publié un article avec le titre suivant : "Quelles conditions déterminent la limite de l'élasticité et la rupture du matériau ?" où il a présenté sa théorie géométrique fondamentale de l'analyse des contraintes (fig. 2.7).

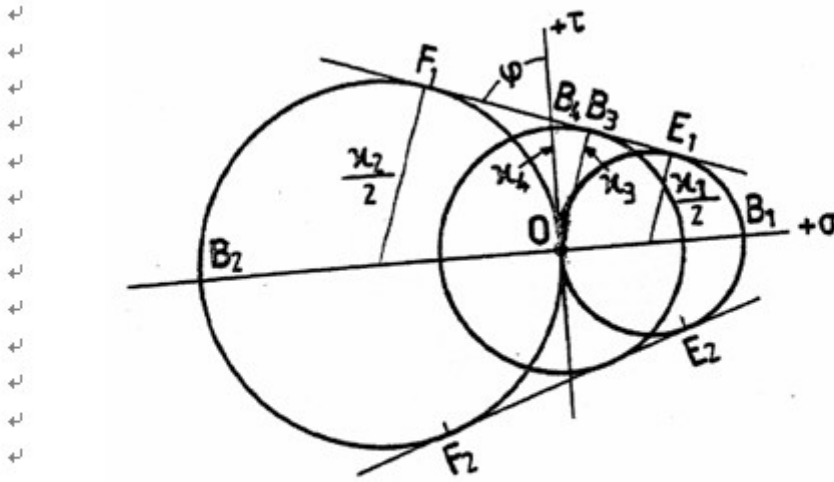


fig. 2.7 Schéma original de Mohr (1900) pour la détermination graphique d'une enveloppe linéaire de rupture (dite de Mohr-Coulomb) incluant la compression uniaxiale, le cisaillement pur et la traction uniaxiale.

Le critère de Mohr-Coulomb considère que la rupture se produit lorsque le cisaillement d'un point quelconque du matériau aboutit à une valeur critique qui dépend linéairement de la contrainte normale sur le même plan. Le modèle MC peut s'exprimer en représentant le cercle de Mohr à partir des contraintes principales maximum et minimum. La ligne de rupture est la ligne droite tangente aux cercles de Mohr (fig. 2.8).

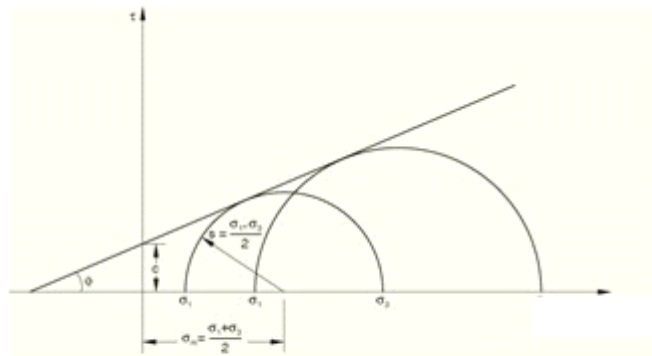


fig. 2.8 Le cercle Mohr sur le plan τ - σ (ABAQUS 6.5).

Contrairement à la convention adoptée habituellement en mécanique de sol, σ est considérée comme négative pour la compression dans ABAQUS. Donc le critère de Mohr s'écrit dans ce cas :

$$\tau' = c - \sigma' \tan \phi = c - (\sigma + u) \tan \phi \quad \text{Eq. 2.2}$$

Modèle MC sous ABAQUS

Dans le modèle de MC proposé par ABAQUS, la partie du comportement élastique du matériau est décrite par une loi de comportement linéaire élastique isotrope. Le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν doivent être introduits dans le code.

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

Pour décrire le domaine plastique du comportement, nous devons définir la surface d'écrouissage du matériau en introduisant l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance (éventuellement dépendant de la température et d'autres champs de variables). La prise en compte du durcissement et du radoucissement du matériau est réalisée en donnant un tableau du type du tableau 2.1 où la contrainte d'écrouissage est définie en fonction de la déformation plastique (fig. 2.9).

Tableau 2.1 Exemple de la relation contrainte-déformation plastique⁺

Contrainte d'écrouissage (Pa) ⁺	Déformation plastique ⁺
$c_0 = c _{\varepsilon_p=0}$	0 ⁺
c_1	ε_{p1}
c_2	ε_{p2}
.	.
.	.
.	.

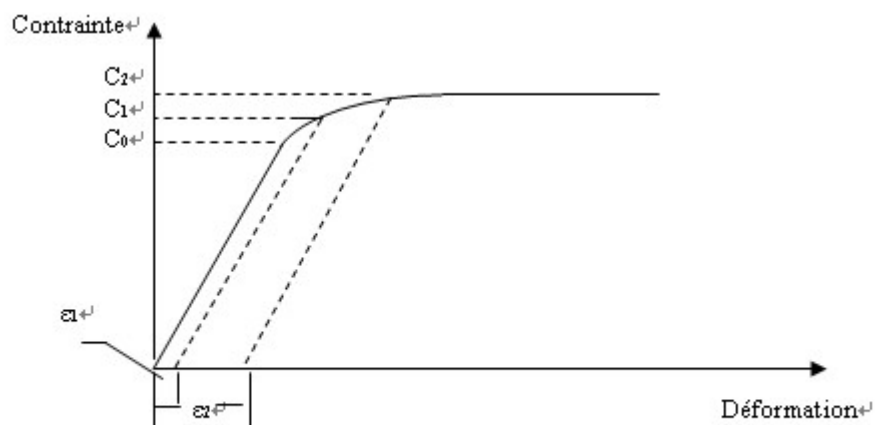


fig. 2.9 Schéma du durcissement isotrope d'un matériau.

En résumé, les paramètres introduits pour le modèle MC sont les suivants :

- le module d'Young E et le coefficient de poisson ν (pour décrire le comportement élastique) ;
- l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ ;
un tableau donnant la relation entre les déformations plastiques ε_p et les contraintes correspondantes c (pour décrire l'écrouissage du matériau).

2.3.2 Modélisation des géosynthétiques

2.3.2.1 Comportement mécanique des géosynthétiques

Les géotextiles sont des produits textiles se présentant généralement sous forme de nappes de fibres synthétiques. Dans certains cas, les géosynthétiques sont dotés de

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

renforcements dans leur structure de base pour augmenter la résistance du matériau dans une ou plusieurs directions. Le comportement mécanique de ces structures fibreuses est complexe. En général, des hypothèses simplificatrices doivent être faites pour modéliser ces matériaux. Bien que la géomembrane ait une structure différente des géosynthétiques fibreux, leur comportement mécanique peut être représenté par le même type de modèle.

Du fait de sa structure fibreuse, la résistance axiale à la traction des géosynthétiques est beaucoup plus importante que celle à la compression ou en flexion. Ils sont sollicités soit par l'application directe de la traction dans leur axe, soit par l'effet de membrane, sous des sollicitations appliquées perpendiculairement à leur plan (fig. 2.10). Dans ce dernier cas, la déformation des GSY et de la couche support doit être importante pour solliciter les GSY en traction.

Pour un dispositif d'étanchéité par GMB mis en place sur une pente, le tassement de la butée de pied de la couche de couverture peut entraîner la mise en "compression" des géosynthétiques près du pied de talus. Compte tenu de leur faible résistance à la compression, ceci pourra provoquer la formation de plis, phénomène difficile à prendre en compte dans la simulation numérique. Seul le module en traction des GSY est déterminé à partir des essais normalisés, le module en compression est mal connu.

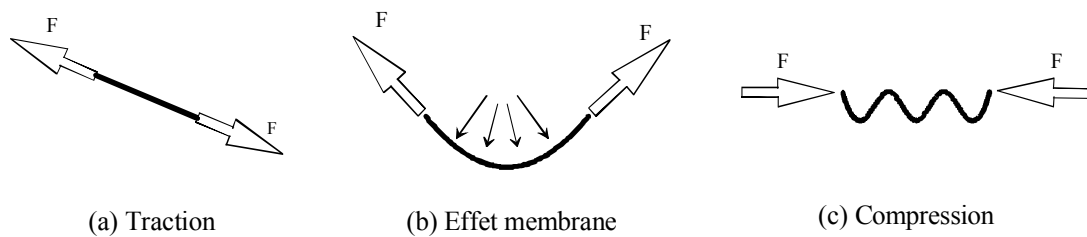


fig. 2.10 Types de comportement d'un géosynthétique (Villard et al., 2002).

2.3.2.2 Mesurage des propriétés des géosynthétiques

Les paramètres du comportement mécanique intrinsèque sont mesurés par des essais de traction sur éprouvettes rectangulaires (fig. 2.11). Selon les types des géosynthétiques, différentes normes ont été établies (ISO 10319 pour les géotextiles et les géogrilles ; NF P84-501 pour les géomembranes par exemple). Ces essais permettent d'établir la relation entre la force de traction moyenne et la déformation moyenne mesurée au centre de l'éprouvette. La raideur en traction J est ensuite obtenue dans la direction de la charge appliquée. Généralement, ces essais uniaxiaux doivent être effectués dans les deux principaux sens des GSY (Sens Production et Sens Travers).

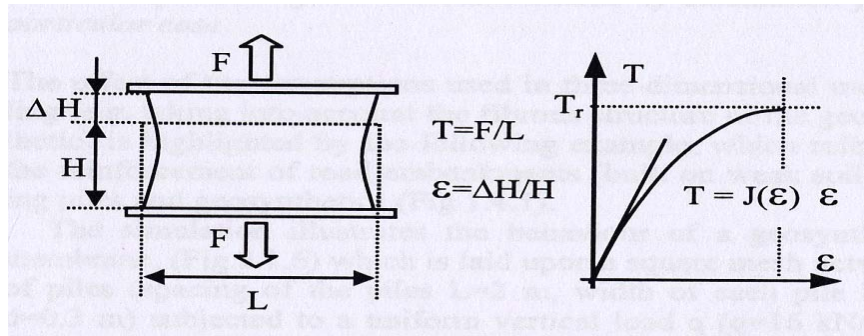


fig. 2.11 Essai en traction de géosynthétique.

2.3.2.3 Types d'éléments utilisés pour représenter les géosynthétiques

Contrairement au sol généralement représenté par des éléments continus, l'étude bibliographique montre que les géosynthétiques sont généralement modélisés par des éléments structuraux parmi lesquels on distingue : élément barre, élément câble, élément poutre et élément membrane. Les éléments barres et les éléments câbles sont utilisés par de nombreux chercheurs (Wilson, 1993 ; Shan, 1994 et Villard, 1999).

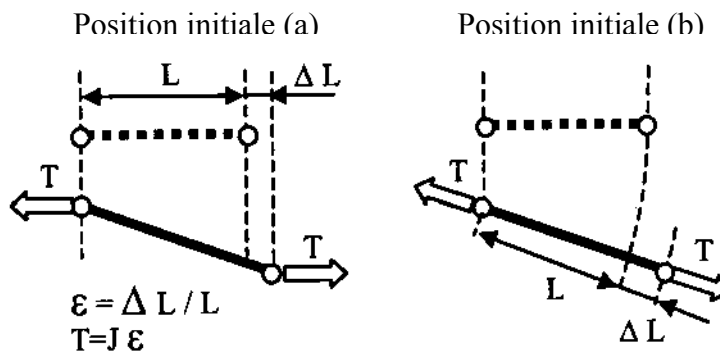


fig. 2.12 Eléments barres et éléments câbles (Villard 2002).

Les éléments barres (éléments treillis) sans résistance à la flexion sont des éléments unidimensionnels qui sont supposés déformables seulement dans la direction de leur axe. Ils sont goupillés à leurs nœuds, et seulement des déplacements de translation et le vecteur de position initiale à chaque nœud sont donnés dans leur formulation (fig. 2.12a). Les éléments barres sont efficaces et économiques en temps de calcul pour le cas où les géosynthétiques sont disposés sur pente (DEG), mais ils sont incapables de prendre en compte l'effet de membrane lors de la simulation d'une couche de sol renforcé par GSY (Villard 2002). Dans ce dernier cas les éléments câbles sont plus adaptés, car leur comportement en traction et en compression s'accorde à la déformation avec rotation (fig. 2.12 b), ce qui permet de prendre en compte l'effet de membrane (fig. 2.10 b).

Deux types d'éléments barres sont disponibles dans ABAQUS : l'élément barre droit à deux nœuds utilisant la fonction d'interpolation linéaire est un élément

à déformation constante ; l'élément barre à trois nœuds utilise la fonction d'interpolation quadratique, sa déformation varie donc linéairement le long de l'élément.

En ce qui concerne les éléments poutres, du fait de leur conception, ils possèdent une résistance à la flexion. Bien qu'ils permettent de correctement représenter le comportement en traction et en compression, les éléments poutres sont rarement utilisés dans la simulation des GSY.

Les éléments plus répandus pour modéliser les sols renforcés par GSY sont les éléments membranes. Les éléments membranes transmettent seulement des forces dans le plan et opposent à la flexion une résistance négligeable.

2.3.2.4 Lois de comportement des géosynthétiques

Après le choix du type d'éléments représentant les GSY, nous devons définir une relation entre la contrainte et la déformation de ces éléments. Selon les essais de traction, les géosynthétiques se comportent comme des matériaux thermo-visco-élasto-plastiques.

Dans la bibliographie, vu la faible déformation des GSY dans les ouvrages (inférieure à 5%), certains auteurs ont utilisé de la loi de comportement élastique classique (SHAN, 1994, Lalarakotoson, 1998, Villard, 1999 et Nozomu, 2004) ; d'autres auteurs ont choisi des modèles élasto-plastiques ou visco-plastiques pour représenter la non-linéarité et l'influence du temps sur la relation contrainte - déformation des GSY.

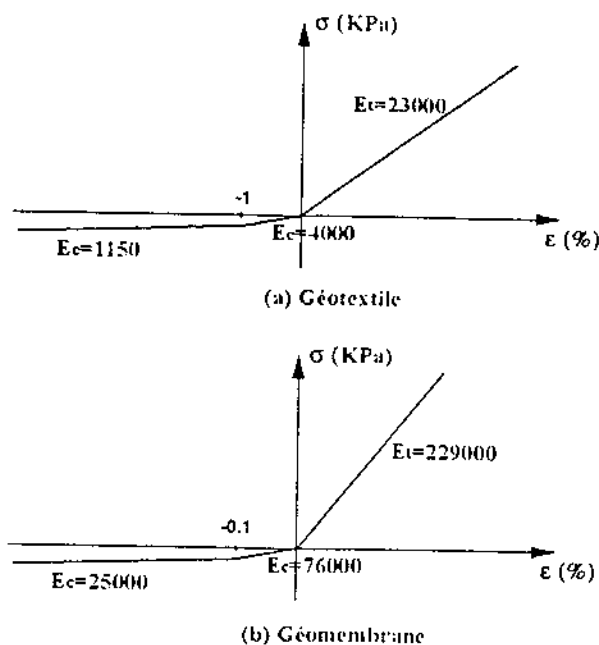


fig. 2.13 Lois de comportement des géosynthétiques en traction et en compression introduites dans le code E.F. de Féki (1996).

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

Compte tenu de la difficulté de la prise en compte du module en compression de GSY, Féki (1996) a proposé un modèle pour étudier la stabilité d'un DEG. Dans son code MEF, les comportements des nappes GSY sont modélisés par des lois de comportement élastiques non-linéaires avec un fort module d'élasticité en traction (E_t) et un faible module en compression (E_c). L'auteur a arbitrairement défini le rapport E_t/E_c à 20 pour le géotextile et à 10 pour la géomembrane (fig. 2.13). Une zone de transition ($-0.1 < \varepsilon < 0$ pour le GTX, $-1 < \varepsilon < 0$ pour la GMB) permet une variation progressive du module pour limiter les problèmes numériques de convergence.

Perkins (2000) a proposé un modèle de type MEF pour les géosynthétiques utilisés dans un remblai renforcé sollicité par des passages des véhicules. Ce modèle permet de prendre en compte l'élasto-plasticité, le fluage et l'orthotropie des GSY. Pour calibrer les paramètres de ce modèle, plusieurs essais de traction uniaxiaux ont été conduits dans le sens production et le sens travers des matériaux.

L'auteur applique son modèle dans le code commercial ABAQUS en modélisant les GSY par des éléments membranes à 9 nœuds (fig. 2.14).

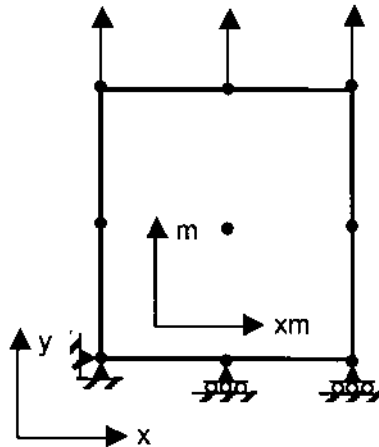


fig. 2.14 Un élément membrane utilisé dans le code MEF de Perkins (2001).

L'élasticité orthotrope des matériaux est réalisée par l'utilisation d'une matrice élastique linéaire, orthotrope (fig. 2.15) qui est décrite par trois modules (E_{ij}), trois coefficients de Poisson indépendants (ν_{ij}), et trois modules de cisaillement (G_{ij}). Les notations xm et m correspondent au sens machine et au sens travers, et n dénote la direction normale au plan du géosynthétique. Ces paramètres sont déterminés à partir des essais en traction.

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xm} \\ \varepsilon_m \\ \varepsilon_n \\ \gamma_{xm-m} \\ \gamma_{xm-n} \\ \gamma_{m-n} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_{xm} & -v_{m-xm}/E_m & -v_{n-xm}/E_n & 0 & 0 & 0 \\ -v_{xm-m}/E_{xm} & 1/E_m & -v_{n-m}/E_n & 0 & 0 & 0 \\ -v_{xm-n}/E_{xm} & -v_{m-n}/E_m & 1/E_n & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{xm-m} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{xm-n} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{m-n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xm} \\ \sigma_m \\ \sigma_n \\ \tau_{xm-m} \\ \tau_{xm-n} \\ \tau_{m-n} \end{Bmatrix}$$

fig. 2.15 Matrice d'élasticité (Perkins, 2001)

La plasticité du modèle est prise en compte en utilisant le critère de Hill avec durcissement isotrope (Lubliner, 1990). La règle de durcissement isotrope est définie par un tableau de contrainte d'écroissage-déformation plastique. Ces valeurs sont obtenues à partir des essais uniaxiaux où la déformation plastique est déterminée en déduisant la déformation élastique (fig. 2.16).

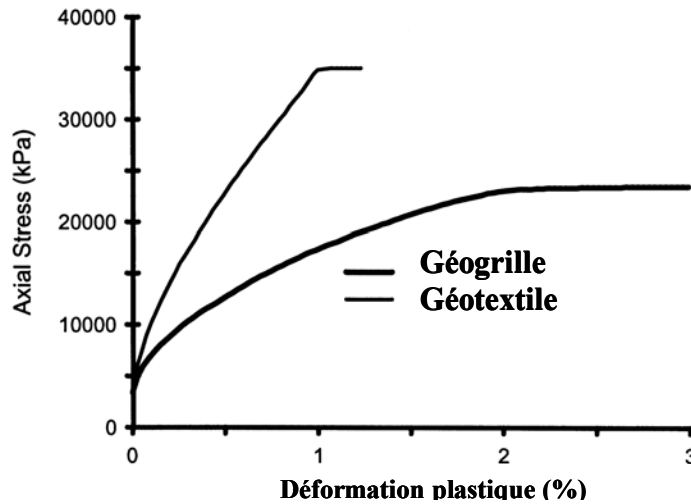


fig. 2.16 Détermination des données pour le tableau de durcissement isotrope des géosynthétiques (Perkins, 2001).

Le comportement en fluage des géosynthétiques est modélisé par une loi exponentielle de durcissement fournie par ABAQUS où le taux de la déformation en fluage est donné par :

$$\dot{\varepsilon}_f = (A\sigma^n [m+1]^m)^{1/(m+1)} \quad \text{Eq. 2.3}$$

où A , n et m sont des constantes des matériaux, σ est la contrainte de traction uniaxiale et ε_f est la déformation en fluage. Les propriétés des géosynthétiques concernant la direction normale au plan ont été choisies de manière à assurer la stabilité de la matrice constitutive.

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

Le modèle présenté ci-dessus a été utilisé dans les différentes études de l'auteur sur une chaussée flexible renforcée par géosynthétiques (Perkins 2001, 2003, 2004, et 2005).

2.3.3 Modélisation du sol support

Le sol support ne jouera pas toujours le même rôle dans la modélisation numérique de différents types d'ouvrages comportant des géosynthétiques. La figure 2.17 montre une chaussée flexible renforcée par géosynthétique et un remblai renforcé par des pieux et géosynthétiques. Le problème en commun dans ces deux cas est que les géosynthétiques travaillent essentiellement par l'effet de membrane. Ce dernier résulte de la déformation non-négligeable du support provoquée par le chargement appliqué perpendiculairement au plan des géosynthétiques. Pour un meilleur dimensionnement de ces types d'ouvrages, le comportement de la fondation qui assure principalement le rôle du support doit être bien pris en compte.

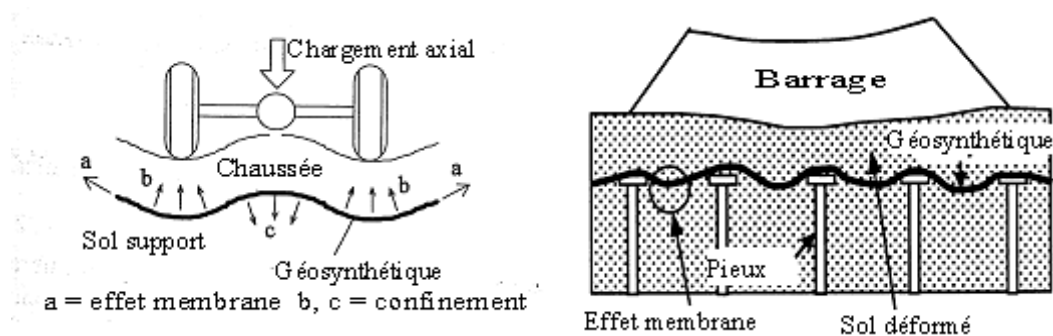


fig. 2.17 Renforcement des sols flexibles.

Dans le cas des DEG, pour simplifier le modèle, le comportement de la structure support est considéré comme rigide et fixé par la plupart des auteurs. Certains considèrent que cette structure est peu déformable en appliquant un module d'Young élevé. En fait cette hypothèse provient du fait que la réalisation du fond de forme et le sol support demandent des précautions, tels que l'enlèvement des matières organiques ou leur compactage. Ces traitements nous permettent d'imaginer que la structure support est plus rigide que le sol de couverture et moins déformable que les GSY et le sol de couverture. Par ailleurs, les couches de couverture ont une épaisseur limitée généralement à quelques dizaines de centimètres, ce qui provoque une contrainte verticale très faible limitant les déformations du support. Par conséquent, le choix d'un support rigide peut généralement être justifié. Toutefois, il est à noter que dans le cas d'une couverture d'ISD le tassement des déchets n'est parfois pas négligeable et donc la déformation de la partie sous les géosynthétiques doit être prise en compte lors de son dimensionnement.

Si la déformation du support n'est pas négligeable, les modèles élastiques et élasto-plastiques présentés au §2.3.1 seront utilisés pour modéliser le comportement du sol support.

2.4 Numérisation du contact aux interfaces

2.4.1 Généralités

La modélisation du contact joue un rôle décisif dans l'analyse des problèmes géomécaniques. Une bonne approche de ces problèmes de contact entre solides réside dans le choix d'une méthode de résolution appropriée.

Avant l'utilisation d'éléments de contact, l'influence des interfaces massifs (roches, sol/structure) était principalement prise en compte en augmentant la déformation et en réduisant la résistance de l'ouvrage. Le principal inconvénient de cette approche est de considérer un tel ouvrage constitué de plusieurs matériaux comme un milieu continu. Par conséquent, avec cette méthode la stabilité d'un système "sandwich" comme le DEG est indépendante du comportement des interfaces qui en fait constituent un élément majeur dans la stabilité de l'ensemble. L'effet de la discontinuité entre les matériaux en contact n'est pas convenablement représenté dans une analyse de MEF qui ne prend pas en compte l'interaction du contact.

Pour une analyse plus réaliste, l'élément de contact à quatre nœuds a été initialement proposé par Goodman (1968), ensuite de nouvelles formulations se sont successivement développées avec le même principe pour améliorer ces éléments (Kaliakin et al. 1995, Coutinho et al. 2002).

Dans la littérature, de nombreuses méthodes ont été proposées pour modéliser le comportement des discontinuités au niveau des interfaces entre deux matériaux. Elles peuvent être classées en deux approches :

- l'approche de rigidité (pénalité),
- l'approche hybride en contraintes.

Nous allons présenter ces deux approches et leurs applications à travers des travaux réalisés par différents chercheurs.

2.4.2 Approches de rigidité

L'approche traditionnelle de rigidité utilise généralement des éléments de contact. Depuis l'apparition de l'élément de contact Goodman (1968), les éléments de contact se sont bien développés dans la simulation du comportement des interfaces. Ces éléments doivent généralement être capables de prendre en compte un déplacement tangentiel, d'empêcher la pénétration d'un matériau dans l'autre et de prédire correctement la contrainte normale et tangentielle à l'interface. Parmi les éléments de contact, on peut distinguer deux familles :

- éléments à épaisseur nulle,
- éléments à faible épaisseur.

2.4.2.1 Eléments d'épaisseur nulle

Dans la famille des éléments à épaisseur nulle, l'élément Goodman (1968) a été initialement proposé pour la modélisation des milieux géologiques (fig. 2.18). Cet élément de longueur l et d'épaisseur "nulle" h possède quatre nœuds et deux DOF (degré de liberté) pour chaque nœud. La déformation de l'élément est obtenue par le déplacement relatif des deux faces opposées.

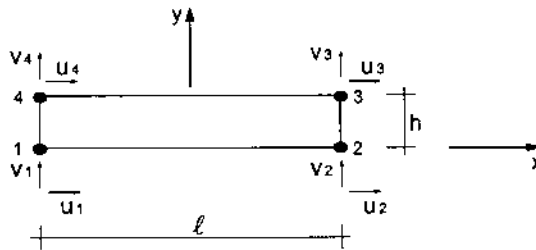


fig. 218 Elément Goodman à quatre nœuds en 2D

Depuis ces travaux originaux, plusieurs éléments de contact à épaisseur nulle ont été successivement développés tels que ceux proposés par Andrawes et al. (1982). Ces éléments sont caractérisés par une rigidité tangentielle K_s décrivant le frottement aux interfaces et une rigidité normale K_n empêchant la pénétration des nœuds d'un côté à l'autre du contact.

Pour les interfaces comportant des géosynthétiques, la rigidité tangentielle K_s peut être déterminée à partir des essais à la boîte de cisaillement (Gourc et al. 1996) ou encore pour de faibles contraintes normales par des essais au plan incliné que nous avons présentés dans chapitre I et qui sont mieux adaptés à la caractérisation des interfaces sous faible contrainte normale (Briançon, 2001). La valeur de K_n est généralement arbitrairement fixée à une valeur élevée. Il faut noter que l'utilisation de ces éléments à forte rigidité n'est pas adaptée à la modélisation des problèmes de contact où apparaissent de grands déplacements à l'interface. De nombreux auteurs ont indiqué les difficultés rencontrées lors de l'utilisation de ces éléments. Day et al. (1994) ont indiqué qu'une matrice de rigidité mal-conditionnée et des gradients de contrainte élevés peuvent provoquer des instabilités numériques ; Desai et al. (1984) a signifié qu'une approche de ces éléments ne peut pas donner une modélisation réaliste des contraintes normales aux interfaces à cause de la difficulté de déterminer approximativement une valeur élevée de la rigidité normale ; Kaliakin et al. (1995) ont montré des oscillations de l'élément de Goodman dues à la forme spécifique de sa matrice de rigidité. Par exemple, lorsque cet élément est sollicité par une force tangentielle appliquée à un de ses deux nœuds libres (les deux nœuds en bas étant fixés comme dans la figure 2.19), on constate le non-couplage entre l'effet normal et l'effet tangentiel de l'élément, par contre, les nœuds libres se déplacent vers la direction opposée. Cet effet est appelé "inconsistance cinématique" par l'auteur.

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

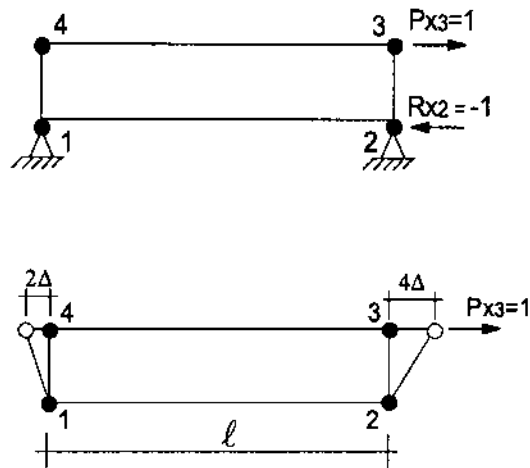


fig. 2.19 Élément de Goodman soumis à une seule force horizontale (Coutinho et al. 2002).

Un autre type d'élément de contact à épaisseur nulle est constitué par les éléments "ressort" ("link") à deux nœuds (Herrmann 1978) qui permet de connecter les nœuds de part et d'autre de l'interface par deux ressorts de longueur nulle (fig. 2.20). Le ressort a une forte rigidité dans le sens normal similaire à K_n de l'élément Goodman, ce qui empêche tout déplacement dans cette direction. La rigidité du ressort dans le sens tangentiel est fonction de la loi de frottement envisagée.

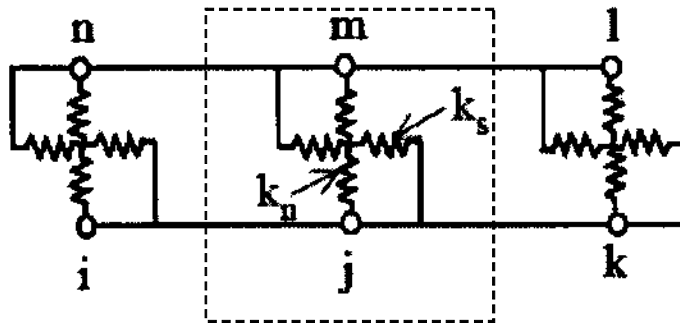


fig. 2.20 Trois éléments "link" de Herrmann

Malgré son implantation difficile par rapport à l'élément de Goodman, Kaliakin et al. (1995) considèrent que ces éléments "link" ont des avantages numériques réalistes au niveau de son algorithme utilisé pour prendre en compte différents modes d'interactions. En effet l'élément de Goodman utilise une approche de compatibilité pour modéliser le glissement à l'interface et donc a toujours besoin de l'information de rigidité, alors que l'approche de Herrmann définit trois régimes distincts : non-glissé, glissé et séparé. Un critère de compatibilité, un critère de combinaison de compatibilité et d'équilibre et un critère d'équilibre sont respectivement utilisés pour ces trois régimes différents. Une telle approche est désirable car lorsque le glissement ou la séparation se produisent, c'est l'information

d'équilibre qui est cherchée, pas l'information de rigidité. Bien que la réponse tangentielle donnée par ce type d'élément ne s'accorde pas vraiment avec la réalité, elle n'est pas aussi éloignée de la réalité que celle de l'élément de Goodman.

Les auteurs ont enfin proposé un élément amélioré dans cette famille des éléments d'épaisseur nulle. Ce nouvel élément de contact est capable de : (1) déterminer la réponse basée sur la logique de l'élément de Herrmann (trois régimes distincts) ; (2) représenter le comportement normal des éléments de Goodman ; (3) éliminer la difficulté numérique connue dans l'élément de Goodman ("inconsistance cinématique"). Ce nouvel élément de contact a été largement utilisé dans les simulations de problème de contact (Lalarakotoson et al., 1998 ; Kaliakin et al., 2002).

2.4.2.2 Eléments de faible épaisseur

Un élément de contact de faible épaisseur a été proposé par Desai (1984) pour les interfaces et les joints. Son idée essentielle provient du fait que le comportement près de l'interface est considéré dans une zone limite plutôt que dans une zone à épaisseur nulle. En fait le comportement de cette zone est différent de celui des matériaux qui l'entourent, cette différence se concrétisant par l'application d'une loi de comportement propre à l'élément de contact. Les comportements normal et tangentiel sont définis par deux paramètres d'interface K_n et K_s similaires à ceux de l'élément de contact d'épaisseur nulle.

Pande et Sharma (1979) ont montré que l'utilisation des éléments à faible épaisseur peut parfois conduire à des problèmes numériques, en particulier liés au choix de l'épaisseur de l'élément. Sharma et al (1992) ont proposé une méthode utile pour déterminer l'épaisseur des éléments de contact dans la zone linéaire élastique ou élasto-plastique.

Karampatakis et al. (1999) ont également étudié le comportement du fluage des interfaces et des joints à l'aide d'un élément de contact à faible épaisseur. Un modèle élastique visco-plastique est associé à ces éléments afin de décrire le comportement du fluage à l'interface sol/sol et sol/structure.

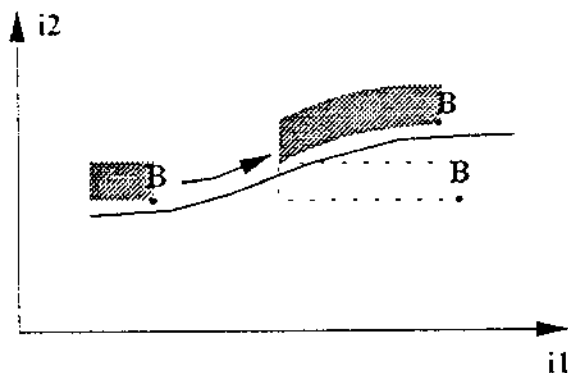


fig. 2.21 Cas de grands déplacements (Féki, 1996).

L'approche de rigidité nécessite la détermination expérimentale des rigidités normales de l'élément interface ce qui n'est pas toujours aisé. En général l'utilisation d'élément à forte rigidité normale n'est pas adaptée à la modélisation des problèmes de contact où apparaissent de grands déplacements à l'interface. En effet une forte rigidité normale empêche, comme le montre la figure 2.21, tout déplacement dans la direction perpendiculaire à l'interface, ce qui entraîne une interpénétration des zones.

2.4.3 Approches hybrides en contraintes

Les approches hybrides en contraintes sont également utilisées pour modéliser les interfaces entre deux corps. Les zones de part et d'autre de la ligne de glissement sont individuellement discrétisées par un groupe de petits éléments finis et les interfaces sont représentées par deux lignes de nœuds (fig. 2.22).

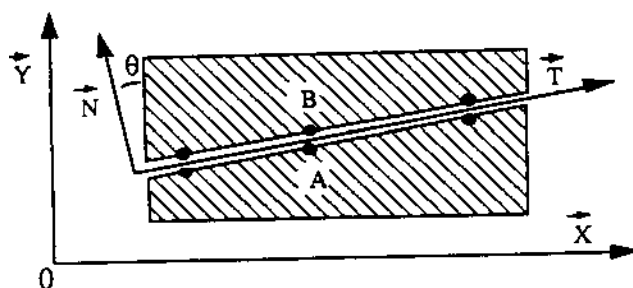


fig. 2.22 Discrétisation de l'interface (Villard 1996)

Ces approches de compatibilité nodales sont basées sur différentes formulations pour satisfaire les équations de compatibilité en force et en déplacement. Pour ce faire en se basant sur le fait que les matériaux en contact ne peuvent pas traverser leurs interfaces, Chan et Tuba (1971) ont proposé la méthode du multiplicateur de Lagrange ; dans ce cas les conditions de compatibilité en force et en déplacement sont exactement assurées, mais la contre-partie est d'introduire un degré de liberté supplémentaire (multiplicateur de Lagrange), qui augmente le temps de calcul. Cette technique du multiplicateur de Lagrange a été améliorée par Yi et al. (1995) pour simuler un grand déplacement à l'interface. Par ailleurs, pour satisfaire les équations de compatibilité, Katona (1983) a appliqué le principe des travaux virtuels et Francavilla et Zienkiewicz (1975) ont utilisé la matrice condensée en éliminant tous les nœuds où le contact n'existe pas.

La méthode proposée par Villard (1996) est aussi une approche hybride permettant de résoudre le problème de contact en grand déplacement (glissement et frottement). La simulation de contact dans le code GOLIATH développé par Villard est basée sur cette méthode hybride. La prise en considération de conditions de non-interpénétration et d'équilibre des efforts de part et d'autre de l'interface permet d'éliminer un certain nombre de variables relatives à la zone de contact. Une méthode de rigidité intégrant une rigidité tangentielle de contact est utilisée pour simuler le glissement frottant à l'interface. Les développements relatifs à chaque condition sont les suivants :

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

- condition de non-interpénétration,
- condition d'équilibre des efforts normaux à l'interface,
- calcul des efforts de frottement à l'interface.

2.4.4 Approches proposées par ABAQUS

La modélisation du contact est significativement différente dans ABAQUS/Standard et ABAQUS/Explicit. Nous avons utilisé ABAQUS/Standard pour lequel d'un point de vue général, on modélise le contact des surfaces (une surface maîtresse et une surface esclave, appelé "méthode de surface" ci-après) à l'aide des éléments de contact dont l'utilisation est "transparente" pour l'utilisateur.

La plupart des problèmes de contact peut être modélisée par la méthode de surface sous ABAQUS. Ces problèmes de contact peuvent être en deux ou en trois dimensions ; les deux parties du contact sont déformables ou une est déformable et l'autre est rigide ; les grands déplacements sont aussi bien traités que les petits déplacements dans le code (c'est un avantage très important du code ABAQUS).

Dans cette méthode, toutes les surfaces en contact doivent être définies au début de la simulation et ne peuvent être changées au cours de l'analyse, ensuite l'utilisateur doit indiquer quelles paires de surfaces peuvent potentiellement entrer en contact pendant l'analyse et enfin des lois de comportement aux interfaces doivent être définies, soit par les modèles proposés par ABAQUS, soit par des modèles développés par l'utilisateur mieux adaptés aux interfaces étudiées.

Dans certains cas particuliers où la méthode de surface n'est pas utilisable, ABAQUS propose des éléments de contact spécifiques pour des problèmes tels que le contact entre deux tuyaux de canalisation ou des tubes modélisés par des éléments poutres, éléments barres où l'un se positionne dans l'autre (fig. 2.23). L'utilisation des éléments de contact sera présentée avec la formulation en grand déplacement et le modèle de propriété de contact par la suite.

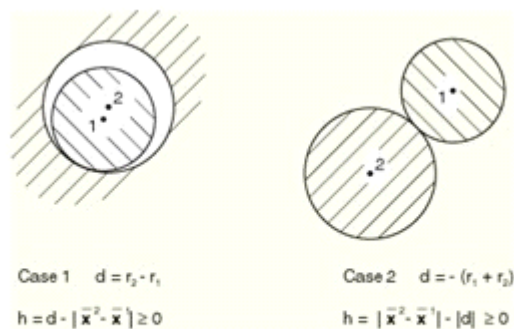


fig. 2.23 Exemple des cas d'utilisation des éléments de contact spécifiques¹⁾

2.4.4.1 Définition des surfaces

Trois types de surfaces peuvent être définis dans ABAQUS :

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

- la surface basée sur des éléments est généralement continue,
- la surface basée sur des nœuds est employée pour simuler une surface discontinue (ballon et raquette),
- la surface analytique est directement définie en termes géométriques et elle est toujours rigide (types de surfaces analytiques : plan, cylindrique, révolution, figure 2.24).

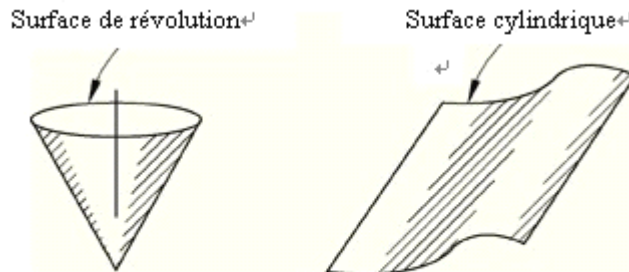


fig. 2.24 Définition des surfaces analytiques.

2.4.4.2 Définition des contacts pairs

Après la création des surfaces, ABAQUS/standard définit ensuite les rôles des deux surfaces en contact par l'algorithme "maître-esclave". Ces deux surfaces dont l'une est définie en terme "esclave" et l'autre est définie en terme "maître" sont appelées "Contact pair". Pour chaque nœud de la surface esclave, ABAQUS recherche le point le plus proche de la surface maîtresse où la normale à cette surface maîtresse passe par le nœud esclave (fig. 2.25).

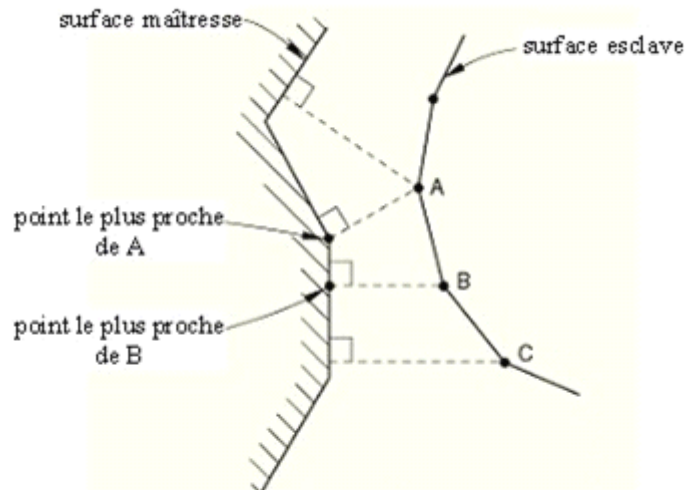


fig. 2.25 Définition de la surface maîtresse et la surface esclave.

La condition de contact est définie comme suit : les nœuds esclaves ne peuvent pas pénétrer dans la surface maîtresse ; par contre la pénétration des nœuds de la surface maîtresse dans la surface esclave est autorisée.

2.4.4.3 Formulation de contact

Généralement, l'interaction de contact a lieu entre deux surfaces. Toutefois, dans la formulation de contact utilisée dans ABAQUS/Standard, seule la surface maîtresse est considérée comme une surface dont la géométrie et l'orientation sont prises en compte dans le modèle. Les seules données dont ABAQUS a besoin pour la surface esclave sont les positions de ses nœuds et l'aire de la surface associée à chaque nœud. Dans ABAQUS/Standard il y a trois approches pour prendre en compte le mouvement relatif entre deux surfaces formant un contact pair ; il s'agit des approches :

- en petit déplacement, qui suppose que deux corps peuvent subir des mouvements importants, mais qu'il n'y a que des glissements relativement petits entre les deux surfaces,
- en grand déplacement, qui est la plus générale et permet tout mouvement arbitraire de la surface,
- en rotation et déplacement infinitésimal, qui suppose que le déplacement relatif et absolu des surfaces sont petits.

Contact en petit déplacement

Dans la plupart des problèmes de contact, la formulation en grand déplacement n'est pas nécessaire. ABAQUS fournit donc la formulation en petit déplacement supposant que les surfaces peuvent subir des rotations importantes, mais un nœud esclave n'entre en contact qu'avec la même partie de la surface maîtresse locale pendant toute l'analyse. La restriction cinématique de non-pénétration des nœuds esclaves dans la surface maîtresse en petit déplacement est prise en compte par des éléments de contact internes inaccessibles pour l'utilisateur. ABAQUS recouvre automatiquement la surface esclave avec des éléments de contact internes appropriés selon la nature de la surface maîtresse correspondante (rigide, déformable...).

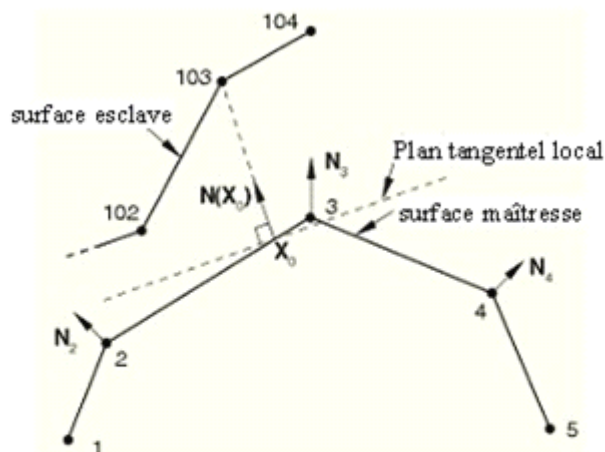


fig. 2.26 Définition du point d'ancrage et plan tangentiel.

Dans une analyse en petit déplacement, chaque nœud esclave est en contact avec son plan tangentiel local (fig. 2.26). Chaque plan tangentiel, qui est une ligne

en deux dimensions, est défini par un point d'ancrage (X_0) sur la surface maîtresse et par un vecteur d'orientation sur le point d'ancrage. Avoir un plan tangentiel local pour un nœud esclave signifie qu'ABAQUS ne va pas vérifier les contacts possibles entre un nœud esclave et l'ensemble de la surface maîtresse. Donc, le contact en petits déplacements est plus économique en temps de calcul que celui en grands déplacements.

Contact en grand déplacement

La formulation en grand déplacement autorise la séparation, la rotation et le déplacement important des surfaces en contact. Selon le type de problèmes de contact, deux approches sont à la disposition de l'utilisateur pour simuler un contact en grand déplacement : (1) définir les conditions de contact possibles en identifiant et en associant les surfaces de contact potentielles, (2) utiliser des éléments de contact spécifiques.

Avec la première approche ABAQUS génère automatiquement des éléments internes de contact adaptés. Dans l'exemple montré sur la figure 2.27, le nœud esclave 101 peut entrer en contact avec tout point le long de la surface maîtresse BSURF. Lors du contact, ce nœud est obligé de glisser le long de BSURF quelles que soient l'orientation et la déformation de BSURF. En fait, ABAQUS vérifie la position du nœud 101 relative à la configuration déformée de la surface maîtresse BSURF pendant l'analyse. Une évolution possible de contact entre le nœud 101 et sa surface maîtresse BSURF est donnée sur la figure 2.27. Le nœud 101 est en contact avec la surface de l'élément composé par les nœuds 201 et 202 à l'instant t_1 ; le transfert de la charge n'a lieu à cet instant qu'entre le nœud 101 et les nœuds 201 et 202. Plus tard, à l'instant t_2 , le nœud 101 se trouve en contact avec l'élément composé par les nœuds 501 et 502 ; le transfert de la charge se produit cette fois-ci entre le nœud 101 et les nœuds 501 et 502.

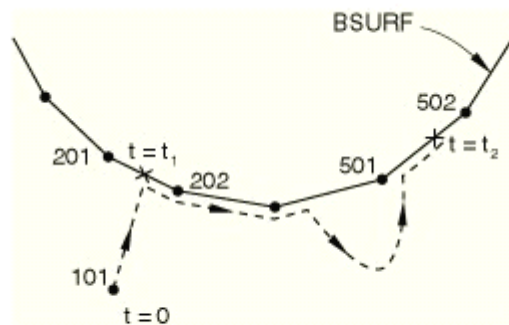


fig. 2.27 Exemple d'une évolution d'un nœud esclave sur la surface maîtresse

On remarque ici la différence fondamentale entre la formulation en petit déplacement et celle en grand déplacement sous ABAQUS. En cas de petit déplacement, un plan tangentiel sur lequel le nœud esclave se déplace est défini pendant toute l'analyse, le transfert de la charge a lieu seulement entre le nœud esclave et certains nœuds de la surface maîtresse. Un exemple est donné par la suite afin d'expliquer le problème potentiellement rencontré lors de l'utilisation de la formulation en petit déplacement (fig. 2.28).

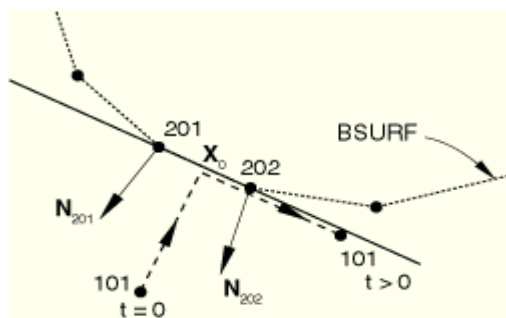


fig. 2.28 Exemple d'utilisation de la formulation en petit déplacement

Lorsqu'un nœud esclave glisse sur son plan tangentiel local, ABAQUS actualise la distribution de la charge transférée du nœud esclave aux nœuds associés de la surface maîtresse. Toutefois, aucun nœud supplémentaire de la surface maîtresse ne peut être rajouté dans la liste des nœuds associés avec le nœud esclave donné durant l'analyse. Ce nœud esclave va continuer à transmettre la charge aux nœuds dans la liste originale de la surface maîtresse, quel que soit le glissement du nœud esclave sur le plan tangentiel. Si la formulation en petit déplacement est utilisée et que le déplacement relatif n'est pas petit, des problèmes peuvent se produire. La figure 2.28 montre l'évolution du nœud esclave 101 et sa surface maîtresse BSURF. En utilisant les vecteurs normaux unitaires N_{201} et N_{202} , le point d'ancrage X_0 est déterminé pour le nœud 101 ; dans cet exemple on suppose que X_0 se situe au milieu de la surface 201-202. Avec cette position de X_0 , le plan tangentiel du nœud 101 est parallèle à la surface 201-202. Le transfert de la charge se produit toujours entre le nœud 101 et les nœuds 201 et 202, même si le nœud 101 s'éloigne des nœuds 201 et 202. Par conséquent, si le nœud 101 se déplace beaucoup (comme montré sur la figure 2.28), il va continuer de transmettre la charge aux nœuds 201 et 202, mais, en réalité, il a déjà quitté la surface maîtresse BSURF.

Contact en rotation et déplacement infinitésimal

La différence entre le contact en déplacement infinitésimal et celui en petit déplacement est que la formulation en déplacement infinitésimal ignore l'effet de la non linéarité géométrique dans le modèle. Le contact en déplacement infinitésimal suppose que le mouvement relatif et celui absolu (l'effet non linéarité géométrique) d'un modèle sont tous petits. L'orientation des plans tangentiels n'est pas actualisée et le chemin du transfert de la charge associé à chaque nœud de la surface maîtresse reste constant pendant toute la simulation d'un contact en déplacement infinitésimal.

2.4.4.4 Modélisation des propriétés de contact

La création des surfaces et la définition des contacts pairs éventuels sont abordés ci-dessus. Dans une simulation de contact avec ABAQUS, l'interaction mécanique entre deux parties en contact est définie en associant un modèle de propriété selon la nature du contact. Les modèles de propriété de contact sont variables, en fonction des problèmes géomécaniques (DEG, par exemple) ; ils comportent

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

généralement, d'une part, un modèle constitutif décrivant la relation entre la pression de contact et la pénétration qui gouverne le mouvement dans le sens perpendiculaire à l'interface et d'autre part, un modèle de frottement définissant la force résistante au déplacement tangentiel de la surface.

Dans ABAQUS, deux catégories de relation entre la pression et la pénétration peuvent être définies : le contact "dur" et le contact "doux". Par défaut sous ABAQUS, le contact "dur" est employé. En utilisant la méthode du multiplicateur de Lagrange, cette relation de pression-pénétration minimise la pénétration des nœuds esclaves dans la surface maîtresse et ne permet pas de transférer la tension traversant l'interface (fig. 2.29).

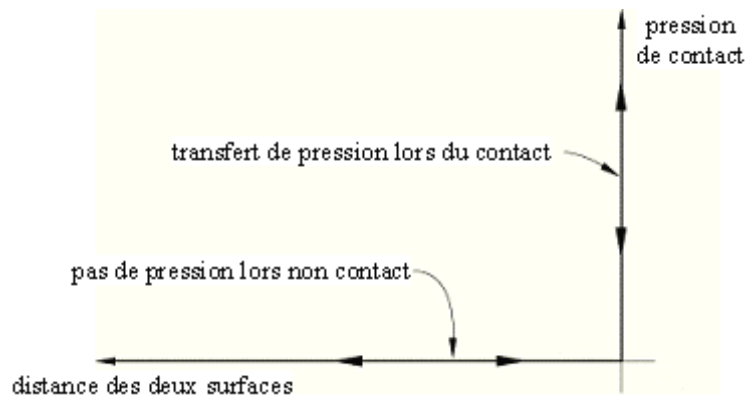


fig. 2.29 Relation pression-pénétration du contact "dur".

Quand les surfaces entrent en contact, elles transmettent normalement non seulement la force normale (la compression et la tension), mais aussi la force de cisaillement (le frottement). ABAQUS propose un modèle de frottement de type "Coulomb" qui relie le frottement à la pression de contact entre deux surfaces en contact.

Ce type de modèle est largement utilisé dans la modélisation des complexes géosynthétiques. Dans sa forme la plus simple, le modèle de frottement de Coulomb définit un frottement critique, τ_{crit} en fonction d'une fraction de la contrainte normale appliquée σ_n ($\tau = \sigma_n \cdot \mu$, fig. 2.30), pour lequel le glissement irréversible des surfaces se produit. La fraction μ est connue comme le coefficient de frottement à l'interface.

Dans certains cas, des déplacements relatifs peuvent se produire avant que τ_{crit} soit atteint (fig. 2.30). Pour prévoir ces cas, deux paramètres de l'interface, un coefficient de frottement, μ , et un déplacement élastique E_{slip} doivent être définis dans le modèle de Coulomb. Pour une contrainte normale donnée σ_n , le frottement τ est déterminé par :

$$1) \tau = \sigma_n \cdot \frac{\Delta}{E_{slip}} \cdot \mu, \text{ lors de } \Delta < E_{slip},$$

$$2) \tau = \tau_{crit} = \sigma_n \cdot \mu, \text{ lors de } \Delta \geq E_{slip}.$$

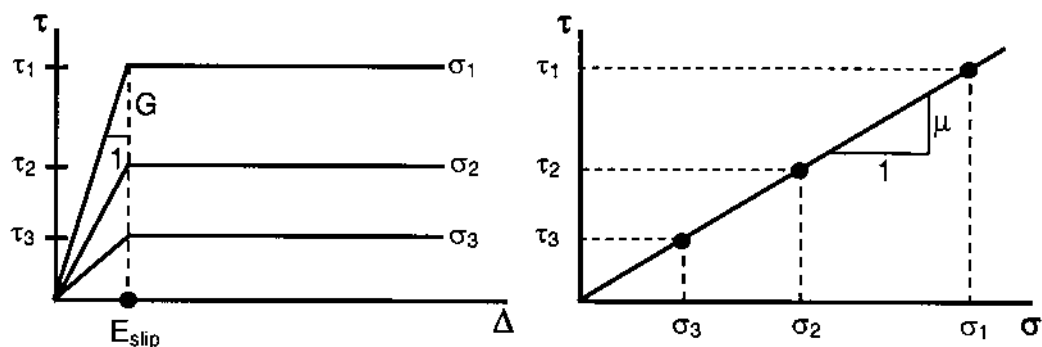


fig. 2.30 Schéma du modèle de Mohr-Coulomb aux interfaces (Perkins 2005).

Le déplacement élastique E_{slip} est la limite du déplacement de cisaillement relatif avant que la résistance de cisaillement critique soit mobilisée. Dans ABAQUS, on considère que le E_{slip} est indépendant de la contrainte normale appliquée.

Perkins (2001) a modélisé des essais d'arrachement et une chaussée renforcée par géosynthétique. Les résultats obtenus à partir de son modèle de MEF avec une valeur de E_{slip} égale à 0.001m sont cohérents avec les résultats expérimentaux de Perkins et Cuelho (1999). Ce paramètre E_{slip} a été mesuré à partir d'essais cycliques d'arrachement par Perkins et al.(2004). Les auteurs ont signalé l'importance considérable de ce paramètre sur la performance de la modélisation quand le déplacement relatif est inférieur à E_{slip} et que la résistance de cisaillement maximale n'est pas atteinte. Une conclusion similaire a été faite par Leng et Gabar (2003) qui ont effectué des analyses en utilisant le code ABAQUS pour étudier la performance des chaussées renforcées par géosynthétiques. Nous verrons plus tard que la valeur E_{slip} joue également un rôle décisif dans la simulation des DEG.

2.5 Prise en considération des conditions hydrauliques dans ABAQUS

Lors de la présentation de la problématique des DEG au chapitre 1.4, nous avons parlé de l'influence défavorable de l'eau sur la stabilité des DEG sur pentes et les méthodes existantes. Dans le présent chapitre, la solution proposée par ABAQUS (ABAQUS Theory Manuel, 2005) sera présentée pour ce problème de couplage.

2.5.1 Problème du couplage dans ABAQUS

La prise en compte de conditions hydrauliques se fait par l'analyse du couplage hydro-mécanique dans ABAQUS. Ce type d'analyse :

Chapitre 2 Modélisation numérique des DEG

- est utilisé pour modéliser un écoulement traversant un milieu poreux partiellement saturé ou complètement saturé,
- demande l'utilisation des éléments poreux avec des propriétés hydrauliques,
- peut être réalisé en régime transitoire ou permanent,
- peut prendre en compte la pression interstitielle à l'interface.

2.5.2 Ecoulement dans un milieu poreux

Un milieu poreux est modélisé dans ABAQUS/Standard par une approche conventionnelle qui considère le milieu comme un matériau multiphasique et adopte le principe de la contrainte effective. Deux fluides sont considérés dans un modèle de milieu poreux : l'un est liquide supposé incompressible, l'autre est souvent un gaz compressible. Ce phénomène s'applique bien au cas des sols en présence d'eau. Lorsque le milieu est partiellement saturé, les deux fluides existent ; en cas de saturation complète, l'espace entre les grains est totalement rempli par le liquide. Un milieu poreux se décompose en volumes constitués des éléments suivants :

- des grains,
- des vides (remplis d'air),
- du liquide libre,
- du liquide lié aux grains.

Sous ABAQUS, le milieu poreux est modélisé en attachant un maillage d'éléments finis à la phase solide (grains) ; le fluide peut traverser ce maillage. D'un point de vue mécanique, le modèle est basé sur le principe de la contrainte effective. Le modèle utilise également l'équation de continuité pour le fluide circulant dans un volume unitaire du milieu. Cette équation est écrite avec la pression du pore (la moyenne de la pression du fluide en un point du milieu poreux) qui est considérée comme une variable basique (degré de liberté 8 aux nœuds). La variable conjuguée est la vitesse du flux au nœud v_w .

2.5.2.1 Principe de la contrainte effective

Dans un sol partiellement saturé, la contrainte totale σ s'exerçant en un point est définie par la relation :

$$\sigma' = \sigma + (x u_w + (1 - x) u_a) \quad \text{Eq. 2.4}$$

où u_w et u_a sont respectivement la pression moyenne du liquide et la pression moyenne du gaz et σ' la contrainte effective. Le coefficient x dépend de la saturation et de la tension surfacique du système liquide/solide. Sa valeur varie de 0.0 à 1.0. x est supposé égal à la valeur de saturation du milieu. On simplifie le modèle en considérant que la pression s'exerçant sur le gaz est constante dans le domaine étudié et suffisamment petite pour être négligée. Ces hypothèses permettent d'éliminer u_a dans l'équation 2.4, le principe de la contrainte effective est donc réduit à :

$$\sigma' = \sigma + xu_w. \quad \text{Eq. 2.5}$$

Soit $\sigma' = \sigma + u_w$ lorsque le sol est totalement saturé ($x=1$), la pression u_w est définie négative sous ABAQUS.

2.5.2.2 Discrétisation des équations d'équilibre

L'équilibre est exprimé en écrivant le principe des travaux virtuels pour un volume ayant la configuration courante à temps T :

$$\int_V \sigma : \delta \varepsilon dV = \int_S t \cdot \delta v dS + \int_V \hat{f} \cdot \delta v dV \quad \text{Eq. 2.6}$$

où δv est un champ de vecteur virtuel, $\delta \varepsilon = \text{sym}(\partial \delta v / \partial x)$ est le taux de déformation virtuel, σ est la contrainte de Cauchy, t est la traction surfacique par l'aire unitaire, et \hat{f} est la force volumique.

En donnant $\hat{f} = f + f_w$ et $f_w = (sn + n_t)\rho_w g$, l'équation de travaux virtuels est discrétisée comme:

$$\delta v^N \int_V \beta^N : \sigma dV = \delta v^N \left[\int_S N^N \cdot t dS + \int_V N^N \cdot f dV + \int_V N^N f_w dV \right] \quad \text{Eq. 2.7}$$

où δv^N est considéré indépendant.

Le terme conjugué avec δv^N de la gauche de l'équation 2.7 est défini par la suite comme la force interne I^N :

$$I^N \stackrel{\text{def}}{=} \int_V \beta^N : \sigma dV \quad \text{Eq. 2.8}$$

Même raisonnement, la force externe P^N est obtenue à partir de la droite de l'équation 2.7 :

$$P^N \stackrel{\text{def}}{=} \int_S N^N \cdot t dS + \int_V N^N \cdot f dV + \int_V (sn + n_t)\rho_w N^N \cdot g dV \quad \text{Eq. 2.9}$$

En choisissant chaque δv^N non nul, on a donc :

$$I^N - P^N = 0 \quad \text{Eq. 2.10}$$

Ces équations d'équilibre discrétisées avec l'équation de continuité présentée ci-après sont utilisées pour définir le comportement d'un milieu poreux. Les équations d'équilibre sont écrites à la fin de chaque incrément quand l'intégration

implicite est utilisée. Dans la plupart des cas, elles sont non-linéaires, la méthode de Newton est utilisée pour les résoudre.

2.5.2.3 Equation de continuité

Un milieu poreux est modélisé en attachant un maillage d'éléments finis à la phase solide. Le liquide peut traverser ce maillage. Une équation de continuité est donc nécessaire pour équilibrer l'augmentation de la masse de liquide en un point et la masse de liquide quittant ce point durant un incrément de l'analyse. Cette équation de continuité est écrite sous forme d'une variationnelle. L'écoulement du liquide est décrit par la loi de Darcy ou sous la forme plus générale, par la loi de Forchheimer. L'équation de continuité est satisfaite dans le modèle des éléments finis en utilisant l'excès de la pression comme une variable nodale (degré de liberté 8) interpolée sur les éléments.

2.5.3 L'écoulement à l'interface

La continuité de la pression interstitielle des deux côtés d'un contact est maintenue tout le temps de l'analyse :

$$P_A - P_B = 0 \quad \text{Eq. 2.11}$$

où P_A et P_B sont les pressions interstitielles des points opposés sur l'interface.

ABAQUS/Standard considère que le fluide ne peut pas s'écouler tangentiellement à l'interface. Dans une analyse en régime permanent, cette hypothèse signifie que tout le fluide sortant d'une surface doit entrer dans l'autre surface. Dans une analyse en régime transitoire, le fluide entrant dans l'interface est équilibré par la variation de la distance entre les deux surfaces initialement en contact (fig. 2.31). Les éléments de contact de l'écoulement peuvent être utilisés pour modéliser un contact entre les éléments continus de contrainte-déplacement et les éléments couplés fluide-contrainte (éléments poreux). Dans ce cas, la surface composée par les éléments réguliers sera considérée complètement imperméable. On verra plus tard que cette hypothèse est bien adaptée pour le contact entre la géomembrane et les matériaux qui l'enrobent.

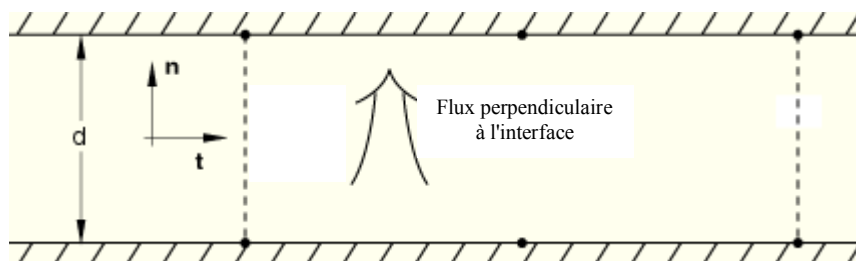


fig. 2.31 Ecoulement traversant une interface.

Chapitre 3

Présentation du modèle développé

3.1 Introduction

3.2 Modélisation d'essais au plan incliné

- 3.2.1 Essais au plan incliné
- 3.2.2 Modèle éléments finis
- 3.2.3 Comparaison des résultats

3.3 Application du modèle à un talus

- 3.3.1 Modélisation d'un talus sans butée de pied
- 3.3.2 Influence du nombre de blocs
- 3.3.3 Prise en compte de la butée de pied

3.4 Prise en compte de l'eau

- 3.4.1 Utilisation des éléments poreux
- 3.4.2 Modélisation d'un écoulement parallèle à la pente
- 3.4.3 Résultats des essais

3.5 Modèle retenu

- 3.5.1 Lois de comportement des matériaux
- 3.5.2 Choix des éléments
- 3.5.3 Loi de frottement des interfaces
- 3.5.4 Conditions aux limites
- 3.5.5 Problèmes liés à l'instabilité numérique des modèles

3.6 Validation qualitative

- 3.6.1 Tailles des éléments des géosynthétiques
- 3.6.2 Influence du module de la géomembrane
- 3.6.3 Influence du glissement élastique (E_{slip}) aux interfaces

3.1 Introduction

Après la recherche bibliographique, la 2^{ème} étape a été de créer un modèle numérique permettant de simuler, dans un premier temps, les essais réalisés au plan incliné.

Ce chapitre est consacré à la présentation des différentes étapes du développement du modèle proposé. Après une description générale des essais au

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

plan incliné, la première partie de ce chapitre détaille la procédure pour créer le modèle qu'on applique ensuite au cas réel d'un talus, en envisageant les cas sans butée de pied ou avec butée de pied et en prenant en compte la pose progressive de la couche de protection.

L'effet de conditions hydrauliques sur la stabilité du DEG est abordé dans la deuxième partie où nous verrons les modifications du modèle pour pouvoir prendre en compte l'eau. Enfin, le modèle est validé qualitativement.

3.2 Modélisation d'essais au plan incliné

Dans le cadre de l'étude de la stabilité sur pentes des dispositifs géosynthétiques et afin de mieux caractériser le frottement aux interfaces géosynthétiques en prenant en compte notamment l'influence de l'eau, un plan incliné a été conçu et développé au Cemagref Bordeaux par Briançon (2001). Cet appareillage permet de réaliser des essais sous des conditions sèches et hydrauliques. Plus de 150 essais ont été effectués avec trois procédures d'essais différentes, en utilisant différents géosynthétiques et sols, afin de valider l'appareillage, de vérifier la bonne répétabilité des essais et de mettre au point de nouvelles procédures d'essais. Ces essais au plan incliné sur lesquels la plupart des paramètres sont maîtrisés et/ou mesurés sont particulièrement intéressants pour développer un modèle numérique et le valider.

3.2.1 Essais au plan incliné

La réalisation d'un plan incliné (fig. 3.1) au Cemagref a été justifiée par le triple intérêt de répondre aux normes française et européenne de l'essai, de permettre la simulation de conditions hydrauliques et de développer de nouvelles procédures d'essai assurant une meilleure caractérisation du frottement d'interfaces géosynthétiques sous de faibles contraintes normales.



fig. 3.1 Photo du plan incliné.

3.2.1.1 Description du plan incliné

Le plan incliné (fig. 3.2) développé est constitué d'un châssis sur lequel repose le boîtier inférieur inclinable. Ce boîtier peut être vide ou rempli de sol. En aval, un dispositif permettant le drainage et l'évacuation de l'eau est installé. Le système de montée du boîtier inférieur assure une inclinaison à vitesse constante ou par palier. Le système utilisé est un treuil motorisé couplé à un variateur de fréquence asservi et commandé au moyen d'un automate programmable. Pour former le bac étanche, trois parois métalliques peuvent être fixées sur le boîtier inférieur.

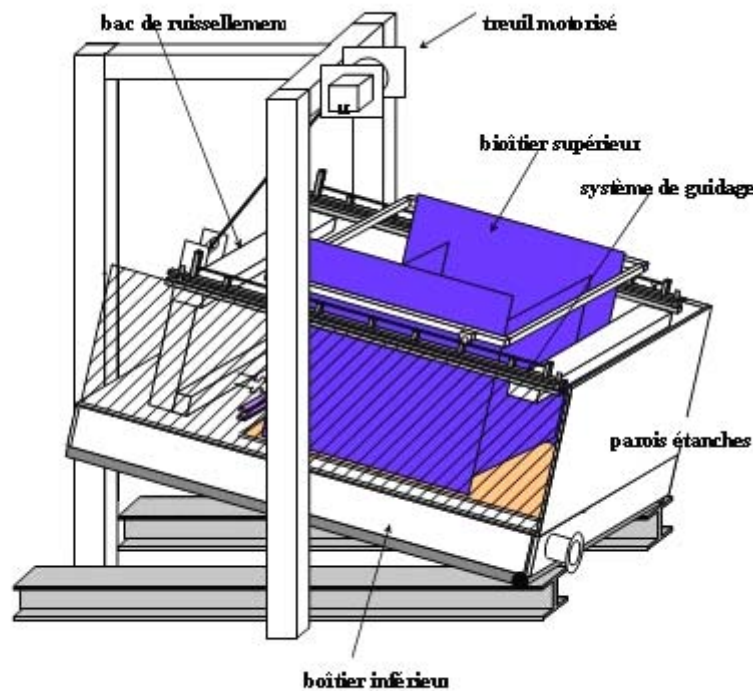


fig. 3.2 Schéma du plan incliné.

Le boîtier supérieur est constitué d'un châssis métallique sur lequel sont fixées les deux parois latérales. Les deux parois inclinables (plaques pleines ou grilles recouvertes d'un géotextile pour les essais sous conditions hydrauliques) et un mors sont disposés entre les deux parois latérales. Le mors permet l'ancrage des géosynthétiques au boîtier supérieur si nécessaire. Nous disposons de deux boîtiers supérieurs : le premier assure une surface de contact de $1 \times 1 \text{ m}^2$; cette surface est de $0.5 \times 0.5 \text{ m}^2$ dans le cas du second boîtier. Seul le grand boîtier a été conçu pour les essais sous conditions hydrauliques.

Le système de guidage est constitué de deux rails disposés de part et d'autre du plan incliné. Ce système de guidage peut être fixé directement sur le boîtier inférieur pour les essais en conditions sèches ou en haut du bac étanche pour les essais en conditions humides.

Le contrôle de l'espace entre le boîtier supérieur et le boîtier inférieur est obtenu par la barre de réglage ; l'espace réglable entre les deux boîtiers permet de

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

tester des complexes géosynthétiques d'épaisseurs variables pouvant être constitués de un à quatre géosynthétiques.

Différents capteurs de mesures peuvent être mis en place à des emplacements précis du plan incliné en fonction de l'essai réalisé. On peut se reporter pour plus de détails concernant l'instrumentation, le pilotage et le mode opératoire de cet appareillage à la thèse de Briançon (2001).

3.2.1.2 Essais réalisés

Lors de la thèse de Laurent Briançon (2001), des perspectives d'amélioration de la caractérisation du frottement à l'aide du plan incliné ont été proposées ; elles ont fait l'objet du travail de Delchet (2002). Par exemple, la mise en place d'une mesure plus fine des déplacements relatifs (avec plusieurs capteurs situés en différents points) entre les géosynthétiques permet de mieux caractériser les interfaces.

De plus, une étude plus proche de la mise en œuvre sur site peut être menée. En effet, les études précédemment menées sur le plan incliné partent d'un plan horizontal chargé que l'on incline jusqu'au glissement. Par contre en phase chantier, la pente est déjà établie et on vient charger par bandes successives à partir du bas jusqu'au sommet. Des essais ont été réalisés avec un plan préalablement incliné et en venant faire un chargement progressif à l'aide de poutres béton jusqu'à atteindre une longueur de 1 m ; ces essais représentent une mise en œuvre progressive de la couche de protection. Plusieurs types d'essais ont été réalisés dans ces conditions ; les trois principaux (Delchet, 2001) sont :

- l'essai dit "classique" avec boîtier supérieur et sable,
- l'essai avec les poutres béton,
- l'essai avec le sable seul (sable coffré sans boîtier).

Pour tous ces essais, des capteurs de déplacements ont été installés sur le mors d'ancrage, puis fixés en trois points sur le géotextile comme l'indique la figure 3.3. Les longueurs entre les fixations des fils sur le géotextile et le mors d'ancrage peuvent varier suivant les échantillons de géotextile.

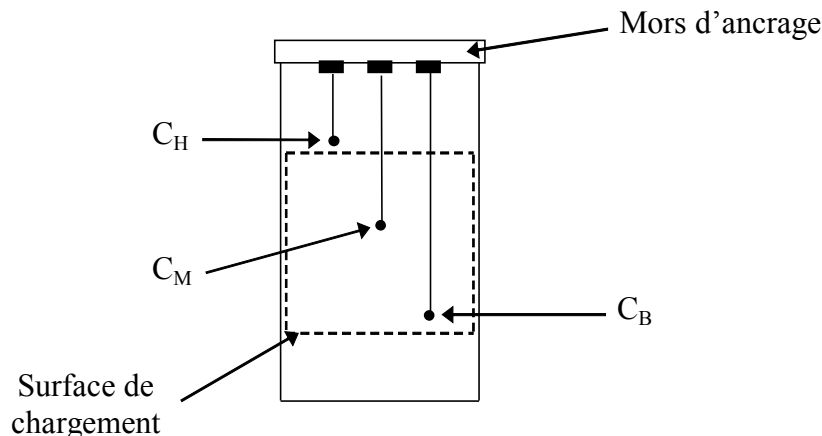


fig. 3.3 Disposition des capteurs à fils.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

La modélisation numérique de ces essais a fait l'objet du travail de DEA d'Etienne Prulière (2002). La construction du modèle a commencé par la simulation d'un essai "classique". Ensuite pour les deux autres types d'essais, ce modèle a été légèrement modifié.

Dans la partie qui suit, l'accent sera mis sur le développement du modèle, quelques comparaisons entre les résultats expérimentaux et ceux obtenus à partir des simulations numériques seront présentées.

3.2.1.3 Description de l'essai classique avec boîtier supérieur

Une série d'essais a été réalisée avec un complexe géosynthétique composé uniquement d'un géotextile et d'une géomembrane (fig. 3.4).

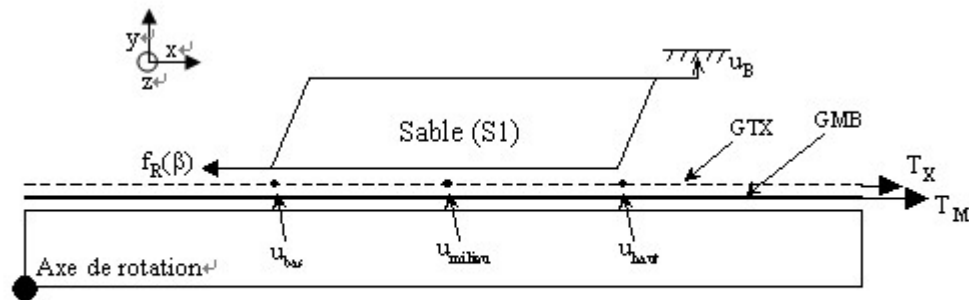


fig. 3.4 Schéma d'un essai classique avec boîtier.

La géomembrane est collée sur le boîtier inférieur, ce qui lui interdit toute déformation. La tension dans géomembrane est donc nulle. Le boîtier supérieur est rempli de sable en contact avec le géotextile qui est lui-même en contact avec la géomembrane. Le géotextile est fixé au boîtier inférieur par l'intermédiaire d'un capteur de force qui nous donne la tension dans le géotextile (T_{gtx}). Quatre capteurs de déplacement dont trois capteurs à fils mesurent respectivement le mouvement du boîtier supérieur (U_B) et le déplacement du géotextile en trois points (U_{bas} , U_{milieu} et U_{haut}). Ces différentes mesures vont permettre de valider la modélisation numérique des essais réalisés au plan incliné grâce à la possibilité de comparer les déplacements mesurés et calculés en plusieurs points du géotextile.

3.2.2 Modèle éléments finis

En supposant que les contraintes et les déplacements soient négligeables suivant l'axe z , nous pouvons donc nous contenter de faire une étude en 2D du problème sous ABAQUS. Un fichier d'entrée décrivant le modèle éléments finis dans ABAQUS est constitué de deux parties :

- partie de définition du modèle (Discrétisation du modèle, choix des éléments, propriétés des matériaux, définition des contacts...),
- partie de définition de l'analyse (pas de temps des incréments, type d'analyse, méthode de résolution, application des chargements, résultats recherchés...).

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

3.2.2.1 Choix des éléments

Le boîtier inférieur et le boîtier supérieur en acier ont des déformations négligeables par rapport aux matériaux du complexe géosynthétique. Ils sont donc supposés indéformables. La géomembrane est assimilée au boîtier inférieur car elle est collée dessus. Nous utilisons donc des éléments rigides (RB2D2) avec un nœud de référence 100 pour la modéliser. Ce sont des éléments qui transmettent entièrement les efforts extérieurs et qui ne se déforment pas.

Pour le géotextile nous utilisons des éléments barres à deux nœuds (T2D2) ; ce choix est différent des éléments poutres (B23) utilisés dans le modèle de Prulière (2002), car la formulation liée aux éléments barres permet à ce type d'élément de transmettre la tension dans le sens axial et de n'avoir aucune résistance à la flexion. Le comportement des géosynthétiques est donc mieux représenté avec les éléments barres qu'avec les éléments poutres. Pour la couche de sable dont l'épaisseur est à prendre en compte (25 cm), des éléments quadrilatères à quatre nœuds (CPE4) sont employés. Les déformations du sable suivant l'axe z sont limitées par les parois rigides du boîtier et peuvent ainsi être supposées nulles, on se place donc en déformations planes.

3.2.2.2 Discrétisation du modèle

Dans ABAQUS, pour chaque élément rigide, il faut définir un nœud de référence dont un déplacement et une rotation entraîne respectivement le même déplacement de tous les éléments qui lui sont associés et la même rotation de tous les éléments associés autour du nœud de référence. Nous verrons plus tard que cette fonction facilite la définition de la sollicitation sur les éléments rigides.

Sans l'importation des maillages préalablement définis par d'autres codes, ABAQUS nous fournit deux moyens pour créer un maillage du modèle étudié. Le premier consiste à écrire directement les informations des nœuds et éléments par des lignes de commande dans un fichier d'entrée ABAQUS avec l'extension ".inp". Au point de vue général, avec cette méthode l'utilisateur maîtrise mieux son modèle, notamment la génération et la numérotation du maillage. Pour les géométries plus complexes, CAE (Computer Aided Engineering) d'ABAQUS peut être utilisé pour définir le modèle. La géométrie du modèle est définie à l'écran (similaire à AUTOCAD), puis la génération du maillage et la numérotation des nœuds se font automatiquement.

Dans le cas présent, nous préférons définir le modèle en écrivant directement les lignes de commande ; la raison de ce choix est d'une part que la géométrie du problème modélisé est relativement simple et la dimension est faible et, d'autre part qu'une meilleure maîtrise du modèle donne plus de flexibilité et de facilité lors de la modification du modèle et la récupération des résultats.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

Un maillage représentant un essai classique au plan incliné est donné sur la figure 3.5. Les montants du boîtier supérieur sont représentés par des éléments rigides auxquels un nœud de référence est associé.

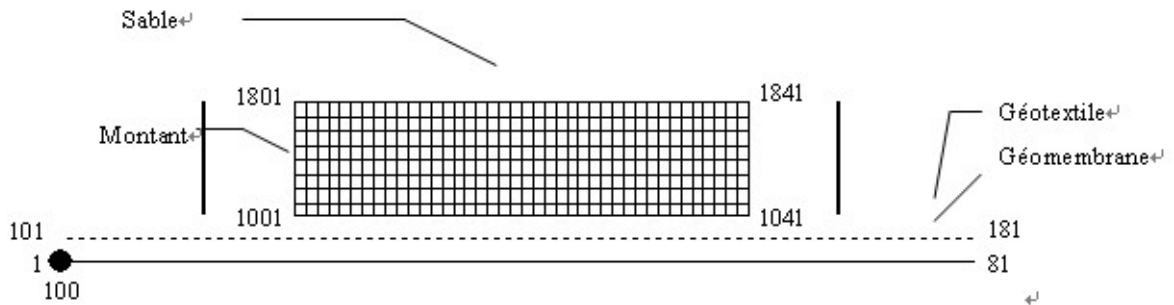


fig. 3.5 Maillage et numérotation des nœuds - simulation d'un essai au plan incliné.

3.2.2.3 Contacts

Nous observons d'abord les principaux contacts des composants de cet essai, ils sont :

- la géomembrane et le géotextile,
- le géotextile et le sable,
- le sable et le boîtier supérieur,
- le boîtier supérieur et le géotextile.

Ces contacts sont directement définis dans le code ABAQUS (§ 2.4.4). Pour le boîtier supérieur glissant sur les rails, le déplacement doit rester possible dans le sens d'inclinaison du plan. Le boîtier est retenu dans cette direction par le contact avec le sable. Il faut que le déplacement du boîtier supérieur soit parallèle à la pente et n'influence pas directement celui du géotextile. A partir de ces conditions, la relation entre le boîtier supérieur et le géotextile est en fait définie dans ABAQUS par une liaison numérique. On contraint d'abord le nœud de référence 200 (fig. 3.6) des montants du boîtier à se déplacer sur la ligne définie par les nœuds du géotextile (101 et 180). Si on se contente de cette condition sur le boîtier supérieur, on ne supprime qu'un de ses trois degrés de liberté (RB2D2, deux translations et une rotation au départ). Afin d'éviter le problème purement numérique "mouvement rigide", on impose ensuite au boîtier supérieur la même rotation qu'à la géomembrane. Il ne reste qu'un seul degré de liberté, c'est à dire le déplacement le long du plan, qui est lui-même retenu par le contact avec le sable.

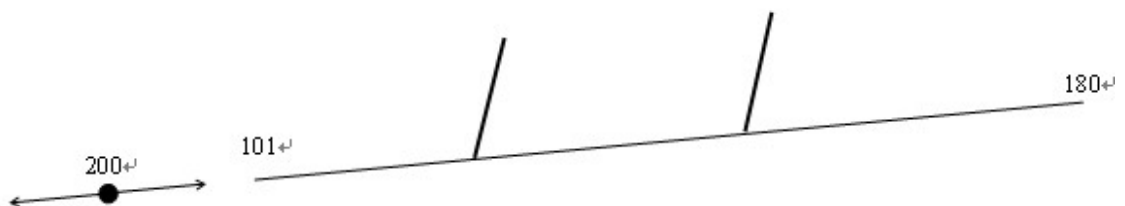


fig. 3.6 Contrainte sur le déplacement de boîtier supérieur.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

Pour chacun des trois autres contacts, sans définition explicite dans le sens normal aux interfaces, ABAQUS utilise par défaut une relation "dure" entre la pression de contact et l'interpénétration. Nous rappelons que cette relation peut minimiser la pénétration des nœuds de la surface esclave dans la surface maîtresse et ne transfère aucun effort de traction aux interfaces. Dans le sens tangentiel du contact, ABAQUS considère par défaut un glissement parfait sans frottement, ce qui ne convient pas dans notre cas, il faut donc définir une loi de frottement. Pour commencer, nous prenons la loi de coulomb la plus simple où le seul paramètre à définir est l'angle de frottement δ .

3.2.2.4 Lois de comportement des matériaux

La modélisation de comportement du sable n'est pas l'objectif de cette étape de simulation. On s'est donc contenté d'une loi de comportement élastique isotrope même si ce n'est pas parfaitement représentatif. Le module d'Young a été choisi sur les données d'un essai triaxial, il vaut 48 GPa (Prulière, 2002).

Le géotextile est également considéré élastique isotrope. Son module d'Young (20MPa) est obtenu dans un essai de traction. En réalité, le module de Young du géotextile n'est pas toujours constant, on verra plus tard comment déterminer convenablement ce module à partir des essais de traction.

Lors d'un contact sable/géotextile, les grains de sable peuvent rentrer dans le géotextile et en changer l'élasticité, ainsi que le coefficient de frottement à cette interface. Ces phénomènes sont difficiles à évaluer et ne sont pas pris en compte dans la présente modélisation.

3.2.2.5 Chargements

Les forces extérieures au système sont le poids de sable, et celui du boîtier supérieur, en particulier ses montants. Pour le sable, on définit une masse volumique et on applique simplement la pesanteur.

L'influence du poids du boîtier supérieur qui repose sur les rails est nul sur la composante normale des forces appliquées au géotextile. Par contre le boîtier supérieur contribue à augmenter la force de cisaillement aux interfaces. Cette contribution est expérimentalement déterminée en mesurant la force de retenue du boîtier lors d'une montée du plan incliné avec le boîtier supérieur vide (fig. 3.7). La méthode d'évaluation de cette force ($f_R(\beta)$) a été donnée par Briançon (2001).

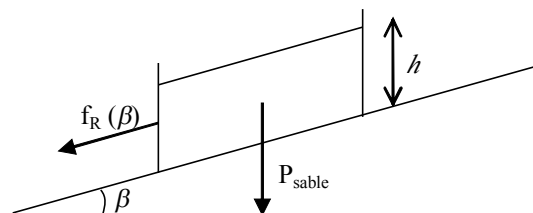


fig. 3.7 Forces extérieures au système.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

L'inclinaison du boîtier inférieur est réalisée en imposant la rotation du nœud de référence 100 de $\beta = 0$ ($t = 0$) à $\beta = 1$ radian ($t = 1$). Ainsi, le temps à la même valeur que l'angle β et le mouvement de la géomembrane est entièrement déterminé.

3.2.3 Comparaison des résultats

Les mesures réalisées au cours de l'essai peuvent être comparées aux valeurs calculées par le modèle numérique développé sous ABAQUS. La comparaison concerne non seulement la force d'ancrage du géotextile mais également les déplacements du boîtier et du géotextile. La modélisation de ces essais est satisfaisante pour les forces d'ancrage (fig. 3.8) et pour le déplacement du boîtier (fig. 3.9), on retrouve bien les mêmes courbes en fonction de l'inclinaison.

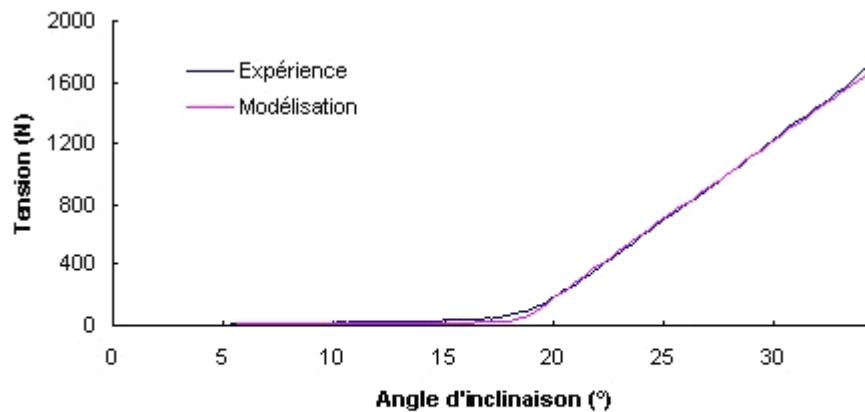


fig. 3.8 Comparaison des forces d'ancrage du géotextile entre l'expérience et la modélisation⁺

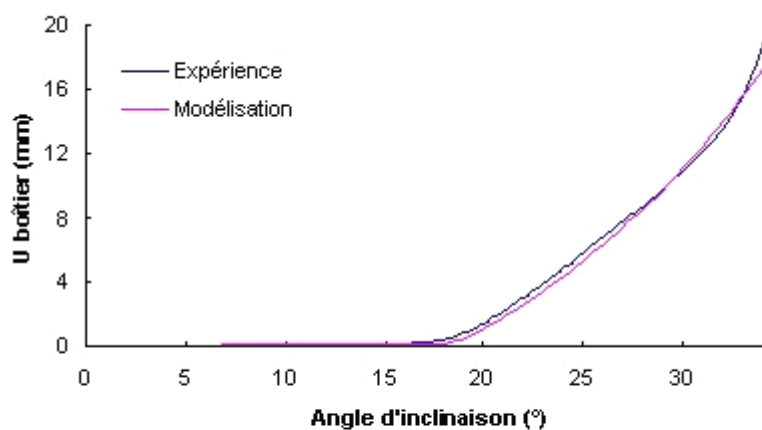


fig. 3.9 Comparaison du déplacement du boîtier supérieur entre l'expérience et la modélisation⁺

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

Les positions des capteurs à fils sont rappelées sur la figure 3.10. La comparaison du déplacement du géotextile entre l'expérience et la modélisation pour les trois déplacements mesurés est présentée sur la figure 3.11 (a, b et c).

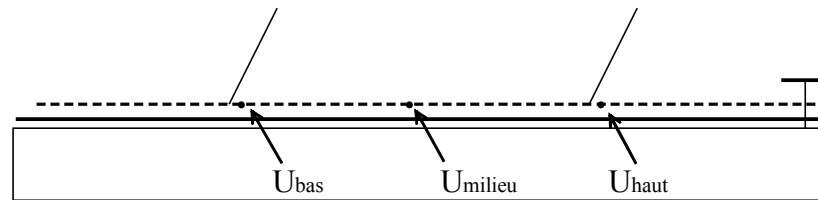


fig. 3.10 Positions des capteurs à fils dans le géotextile.

Pour le déplacement du milieu du boîtier et le déplacement du bas du boîtier, les courbes sont à peu près identiques. On peut noter que les déplacements calculés par la modélisation sont légèrement supérieurs à ceux mesurés expérimentalement. Pour contre, pour le déplacement du capteur du haut, ce sont les résultats expérimentaux qui sont supérieurs. Il semble donc que sous le sable, le géotextile s'allonge plus dans la modélisation que dans la réalité. Ce phénomène peut, au moins en partie s'expliquer par le confinement du sable dans le boîtier supérieur qui limite les déplacements sous le boîtier.

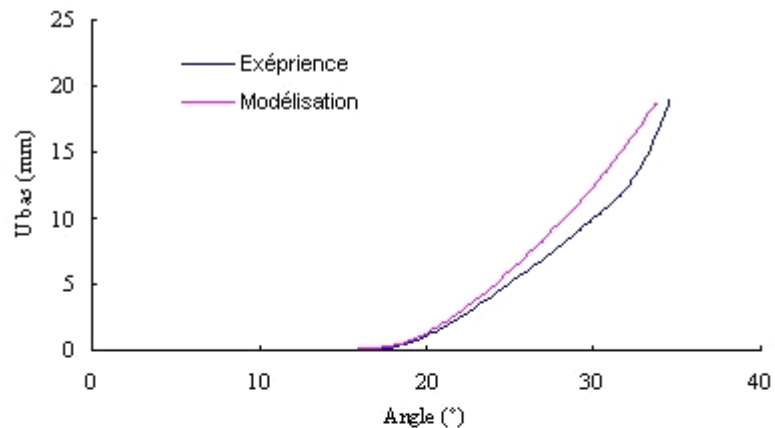


fig. 3.11 a)

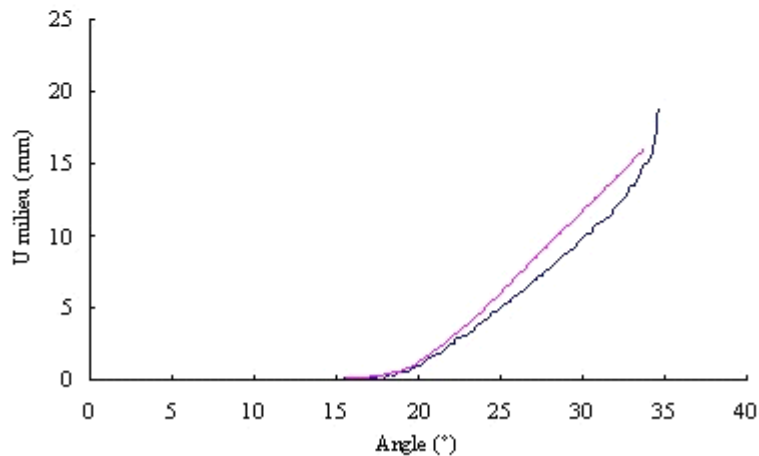


fig. 3.11 b)

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

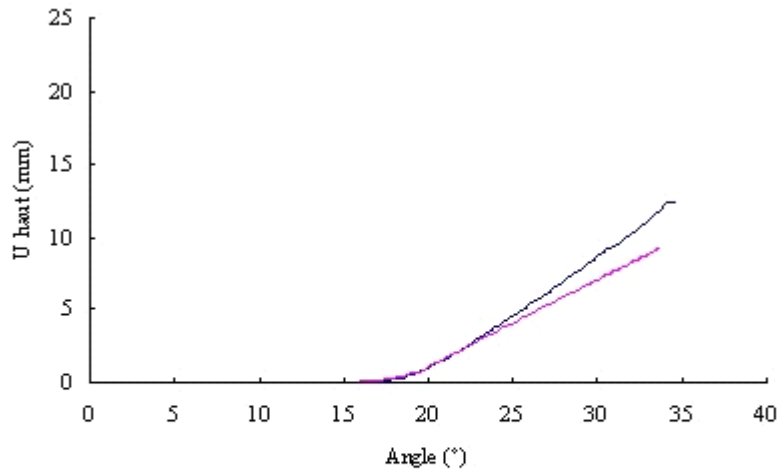


fig. 3.11.c

fig. 3.11 Comparaison entre l'expérience et la modélisation du déplacements des capteur bas, milieu et haut en fonction de l'angle d'inclinaison.

L'un des avantages de la modélisation numérique est de pouvoir donner des informations en tout point le long du géosynthétique, alors qu'en conditions expérimentales les mesures ne sont faites qu'en quelques points. Nous pouvons par exemple, à partir du calcul numérique, recueillir les profils des déplacements (fig. 3.12) et des tensions (fig. 3.13) du géotextile pour plusieurs angles d'inclinaison. Soient x l'abscisse du point le long du géotextile et u_{gtx} le déplacement du géotextile en ce point. En fait, sur la figure 3.12 on regarde le déplacement du point appartenant au géotextile qui a la position x au départ. Les bords du boîtier sont repérés sur le graphique par les deux lignes verticales.

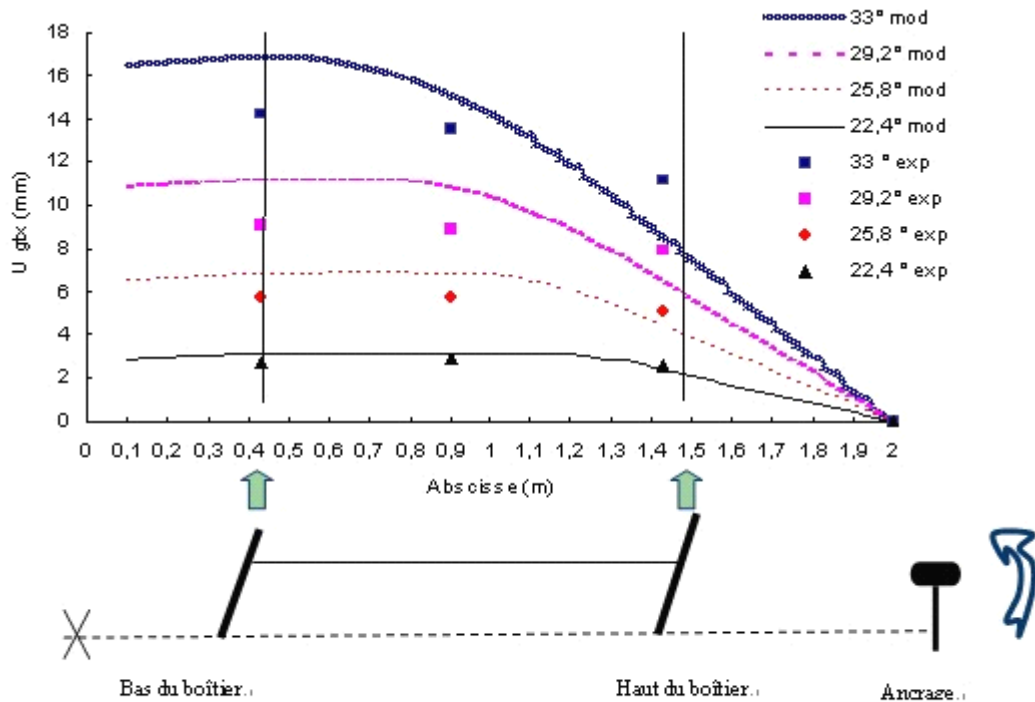


fig. 3.12 Profil des déplacements dans le géotextile modélisé et expérimental pour plusieurs angles d'inclinaison.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

A un angle d'inclinaison donné, on connaît le déplacement du géotextile en quatre points. Ceux où sont placés les trois capteurs à fils et le point de fixation du géotextile (déplacement nul). L'ensemble des valeurs mesurées et calculées, représentées sur la figure 3.12 confirme l'intérêt de la modélisation qui donne des résultats proches de l'expérimentation. On note toujours la tendance précédemment observée, à savoir que, par rapport aux valeurs expérimentales, dans la modélisation les déplacements du géotextile sont plus faibles à l'extérieur du boîtier et plus importants sous le boîtier.

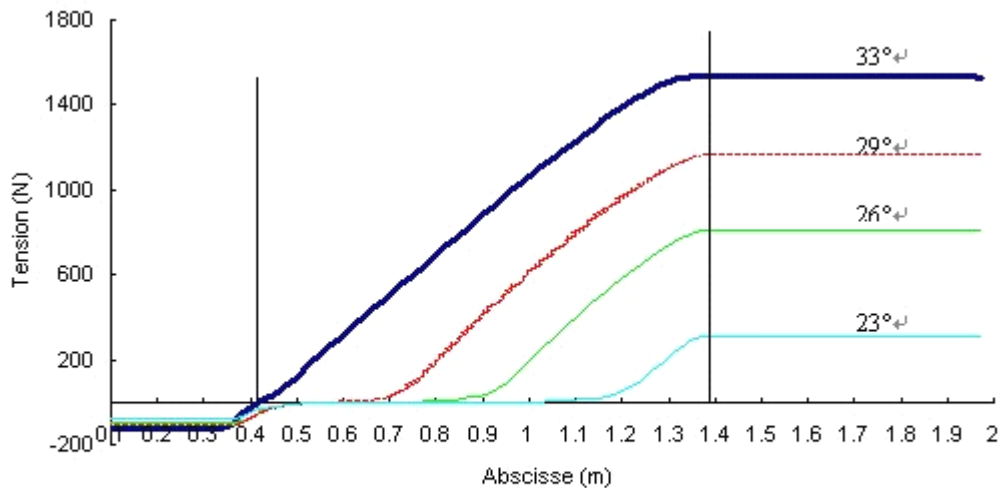


fig. 3.13 Profil des tensions du géotextile modélisé et expérimental pour plusieurs angles d'inclinaison

Le profil des tensions du géotextile calculées est présenté dans la figure 3.13. On peut faire les remarques suivantes :

- les tensions sont à peu près constantes en dehors du boîtier. Ceci s'explique par des forces de contact négligeables (poids du géotextile uniquement) à l'interface géotextile/géomembrane. Les forces de frottement à cette interface sont donc négligeables par rapport à celles de la partie située sous le sable.
- sous le sable, il y a principalement trois zones. En haut, les efforts baissent quasi linéairement jusqu'au moment où ils s'annulent ; sur une distance variable selon l'angle d'inclinaison, la tension reste nulle ; sous la partie près de la paroi basse du boîtier, le géotextile passe en compression et la tension baisse à nouveau jusqu'à la valeur qu'elle a en bas du plan incliné (qui est légèrement négative à cause du frottement dû au poids propre du géotextile).

Compte tenu de la non résistance à la "compression" du géotextile dans son plan, la troisième remarque (mise en compression en bas) doit être considérée comme une simple illustration d'un léger "plissement" du bas du géotextile, en effet dans le présent modèle les modules d'Young en traction et en "compression" sont considérés équivalents ce qui ne correspond pas à la réalité physique. Une résolution de ce problème est décrite dans la suite.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

D'autres difficultés rencontrées dans ce premier modèle ont été indiquées par Prulière (2002). Les décollements constatés entre le sable et la partie haute du boîtier dans certains essais ne sont pas pris en compte dans le modèle numérique ; le mors d'ancrage entre le capteur de force et le géotextile n'est pas modélisé pour des raisons de simplification. Dans les expériences au plan incliné, il y a au départ une prétension dans le géotextile. Une partie de cette prétension est reprise par le frottement du mors d'ancrage sur le boîtier inférieur et n'est pas transmise au géotextile, il y a donc une légère force dans le géotextile au départ difficile à évaluer.

Malgré tout, l'ensemble des comparaisons des résultats expérimentaux et ceux numériques fait apparaître une bonne cohérence de la modélisation effectuée avec ce modèle simplifié.

3.3 Application du modèle à un talus

Afin de développer un modèle applicable aux ouvrages réels, le modèle précédemment établi est ensuite appliqué à un talus expérimental réalisé au Cemagref Bordeaux dénommé "talus de CESTAS" et qui servira également à la validation du modèle au chapitre 4. Les différences entre l'essai simulé et l'expérimentation *in-situ* en vraie grandeur sont principalement les suivantes :

- leurs dimensions (surface de couverture de 8 m^2 au lieu de 1 m^2),
- pas de boîtier supérieur, ni de la procédure d'inclinaison ; dans le cas réel du talus l'angle d'inclinaison est constant,
- la mise en place progressive de la couche de couverture sur le talus.

Pour prendre en compte ces différences dans notre modèle et reproduire les conditions de réalisation en chantier, le talus expérimental fait l'objet d'un chargement progressif de la couche de sol de couverture.

3.3.1 Modélisation d'un talus sans butée de pied

3.3.1.1 Présentation du talus simulé

Pour étudier le cas du DEG sans butée, nous allons simuler un talus ayant une pente de 1V/2.5H ($\beta = 22^\circ$).

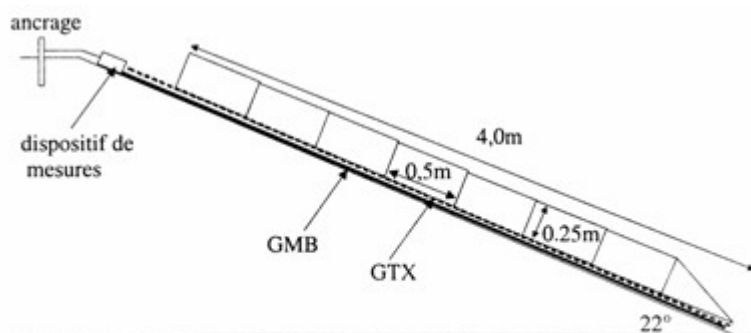


fig. 3.14 Vue de profil de l'expérimentation *in situ*.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

Le dispositif est constitué d'un sol support, d'une géomembrane, d'un géotextile et d'une couche de sol de couverture (fig. 3.14). Les deux nappes géosynthétiques sont ancrées en tête du talus, puis la couche de sol est progressivement mise en place. Les propriétés des matériaux utilisés sont données dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 Propriétés des matériaux utilisés

	Sol de couverture	GMB	GTX
E (kPa)	2000	7500	312000
ν	0.3	0.1	0.1
J (kN/m)		15	624
ρ (kg/ m^3)	1800	100	119

ρ : masse volumique

3.3.1.2 Discrétisation du modèle

Le support est considéré comme un corps rigide et fixé ; il est représenté par des éléments continus (CPE4), mais leurs degrés de liberté sont totalement bloqués. La raison d'utilisation des ces éléments au lieu des éléments rigides, utilisés pour la modélisation d'essais au plan incliné, est que, d'une part, avec des éléments continus, la partie de support peut éventuellement être considérée déformable (Cas d'une couverture d'une ISD), et d'autre part, les conditions hydrauliques peuvent être prises en compte sous les géosynthétiques (les cas de la protection de berge et du DEG avec présence d'une nappe sous la géomembrane peuvent ainsi être pris en compte).

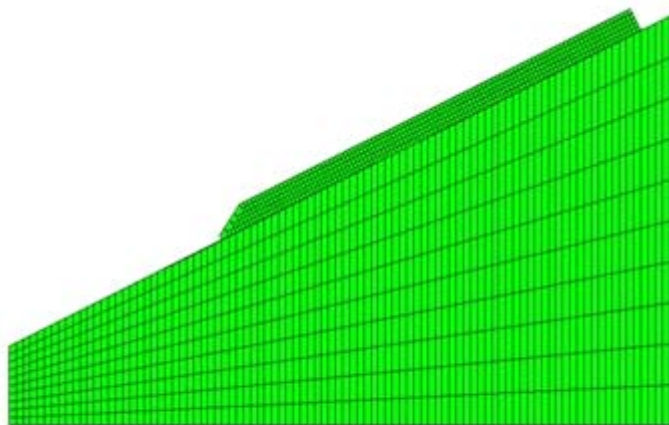


fig. 3.15 Maillage utilisé pour le talus expérimental de CESTAS+

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

Les géosynthétiques ont des lois de comportement linéaires élastiques et sont représentés par les mêmes éléments (T2D2) que ceux utilisés dans la modélisation des essais au plan incliné. L'ancrage de ces géosynthétiques se fait par blocage de tout mouvement parallèle à la pente des nœuds en tête de talus. Pour des raisons de simplification, le sol de la couche de couverture est associé à une loi élastique dans ce cas sans butée de pied. Des éléments continus (CPE4) sont utilisés pour le sol de couverture. Une discrétisation schématisée sous ABAQUS est montrée dans la figure 3.15.

3.3.1.3 Chargement progressif

Dans un chantier, lors de la mise en place du dispositif géosynthétique, la pente est constante et le sol de couverture est posé par chargement progressif à partir du bas vers le haut du talus. Pour respecter le chantier, le sol de couverture est numériquement divisé en plusieurs blocs (fig. 3.16). Le poids des ces blocs est ensuite activé l'un après l'autre, l'évolution du comportement des géosynthétiques est obtenue en fonction de ce chargement.

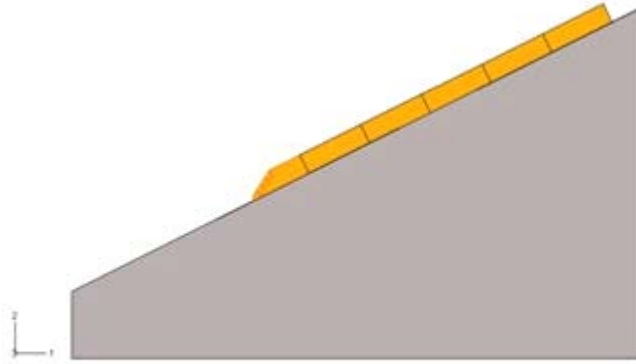


fig. 3.16 Chargement progressif du sol de couverture par des blocs.

3.3.1.4 Contacts

Les quatre composants du modèle sont chacun définis indépendamment, ils sont posés l'un sur l'autre, donc trois contacts correspondants sont à définir : entre support et géomembrane (support/GMB), géomembrane et géotextile (GMB/GTX) et géotextile et sol de couverture (GTX/sol). Les caractéristiques des interfaces prises en compte dans le modèle sont données dans le tableau (3.2).

Tableau 3.2 Caractéristiques des interfaces

	Support/GMB	GMB/GTX	GTX/Sol
δ (°)	32	16	37
E_{slip} (mm)	0.01	0.5	0.01

δ est l'angle de frottement à l'interface, il est généralement déterminé à l'aide du plan incliné. E_{slip} est le glissement élastique aux interfaces, comme présenté § 2.4.2, qui définit une distance à parcourir avant de la mobilisation du frottement

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

maximum. Dans la plupart des cas, l'influence de E_{slip} est non négligeable, mais souvent difficile à évaluer. Ce paramètre sera discuté dans la validation qualitative de ce chapitre.

Conformément à notre hypothèse d'un support rigide et fixé, tous les degrés de liberté des nœuds du support sont imposés nuls. Les ancrages des géosynthétiques sont réalisés en fixant leurs nœuds en tête de talus dans le sens parallèle à la pente. Les conditions de contact assurent le non mouvement des géosynthétiques dans le sens perpendiculaire à la pente. Le support et les géosynthétiques sont numériquement stables, par contre le maillage non pesant représentant le sol (décrit au 3.3.1.3) peut poser des difficultés numériques (non convergence dû au problème de "mouvement rigide") avant chargement effectif des éléments. En effet, le mouvement tangentiel du contact est gouverné par le frottement, et avant que le contact soit établi par application du poids de sol, les éléments du sol ne sont pas retenus dans le sens parallèle à la pente, le mouvement rigide peut se produire, ce qui entraîne la difficulté de la convergence du calcul. Pour éviter ce problème, nous devons bloquer dans la première étape du calcul (fig. 3.17) le mouvement des éléments du sol dans le sens parallèle à la pente, ensuite on applique le poids des éléments pour que le contact soit bien établi, dans la 3^{ème} étape, les éléments du sol sont relâchés.

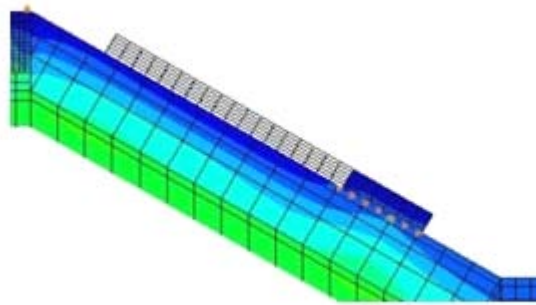


fig. 3.17 Blocage du premier bloc au début du chargement de sol de couverture⁺

3.3.1.4 Etapes de l'analyse

Après la définition du modèle, nous devons généralement donner le type d'analyse, les informations concernant le calcul (le temps du pas d'incrément, le temps des étapes...), notamment les chargements appliqués dans le modèle.

L'objectif de cette modélisation est de reproduire la procédure de chargement du sol de couverture tout en observant l'évolution du comportement des géosynthétiques et du sol de couverture. Un procédé multi-étapes a été mis en place dans le modèle. Les trois étapes permettant d'éviter le problème "mouvement rigide" du sol occupent les trois premières étapes de l'analyse, l'activation du poids des blocs restants sont successivement faite dans les étapes suivantes, chaque étape correspondant au chargement d'un bloc.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

La modélisation numérique permet de connaître les différents paramètres pendant et à la "fin de la construction". L'évolution dans le temps du dispositif géosynthétique après construction n'est pas abordée ici.

3.3.1.6 Résultats

Tout d'abord on s'intéresse aux forces d'ancrage des géosynthétiques. Ces forces sont obtenues soit par la lecture directe des forces de la réaction (RF) sur les nœuds ancrés des GSY en tête de talus, soit par le calcul à partir des contraintes et des sections (en fonction des épaisseurs) des géosynthétiques. La figure 3.18 donne l'évolution de la force d'ancrage du géotextile dans un calcul où la couche de sol est divisée en 8 blocs. Les deux premières étapes du calcul consistent en la mise en place "numérique" de la couverture (correspondant au blocage du sol et à l'application du poids du 1^{er} bloc) afin de régler le problème de "mouvement rigide" et les 8 étapes suivantes correspondent aux chargements successifs des 8 blocs. La tension dans la géomembrane est très faible au cours du chargement, alors que cette tension dans le géotextile augmente quasiment linéairement dès le déblocage du 1^{er} bloc.

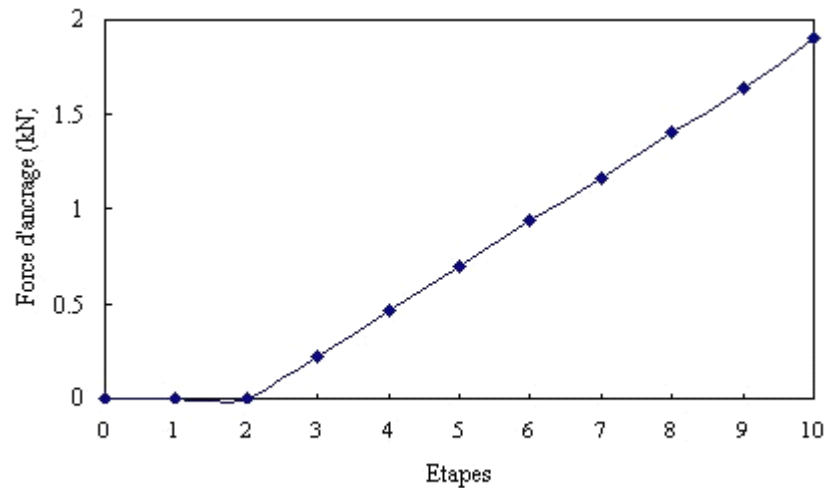


fig. 3.18 Force d'ancrage en fonction du chargement progressif du sol de couverture

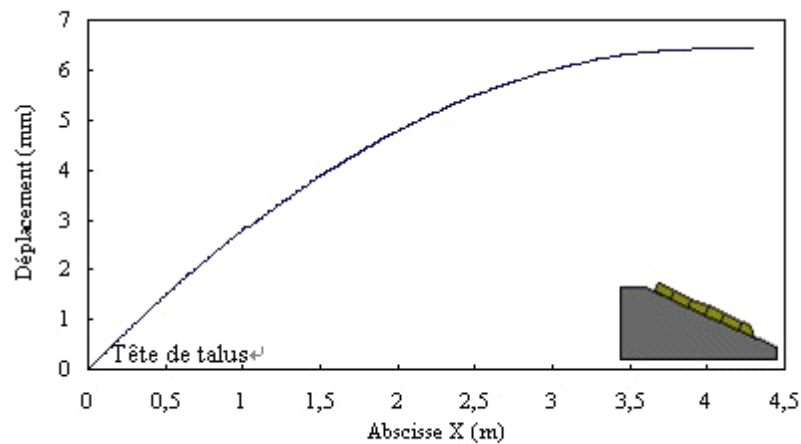


fig. 3.19 Profil des déplacements du géotextile en fin du chargement progressif de la couverture

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

Pour mieux connaître les sollicitations en tout point le long des géosynthétiques, les résultats obtenus numériquement permettent de tracer le profil des déplacements et des déformations ou des contraintes, sur toute la longueur des géosynthétiques. Le déplacement en tout point du GTX en fin du chargement est représenté par la figure 3.19. Les déplacements sont fonction de l'abscisse X qui définit la distance à l'ancrage des nœuds des géosynthétiques.

Les profils des déformations et des tensions développées d'éléments du géotextile sont respectivement donnés dans les figures 3.20 et 3.21.

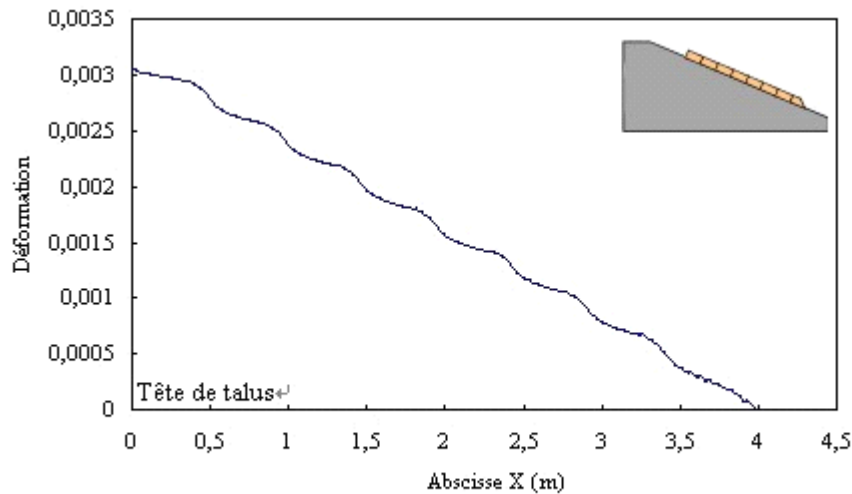


fig. 3.20 Profil des déformations du géotextile en fin du chargement progressif de la couverture

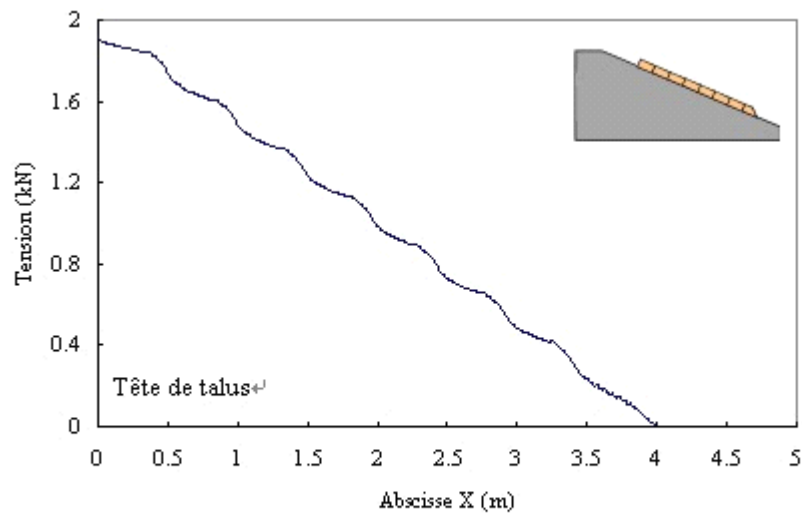


fig. 3.21 Profil des tensions développées dans le géotextile en fin du chargement progressif de la couverture

On peut remarquer la même forme du profil de déformations et celle des efforts. Ce qui est tout à fait logique compte tenu de la relation (linéaire élastique) qui lie ces deux paramètres. Les "vagues" constatées sur les courbes sont dues au faible nombre de blocs. L'influence du nombre de blocs est examinée au paragraphe suivant.

3.3.2 Influence du nombre de blocs

Le chargement progressif est réalisé par l'application successive du poids des blocs de sol de bas vers le haut du talus. Pour montrer l'importance de la prise en compte du chargement progressif, l'influence du nombre de blocs sur le comportement des géosynthétiques est estimée à partir des trois calculs basés sur le modèle présenté § 3.3.1, les propriétés des matériaux et les caractéristiques des interfaces restent identiques, la seule différence entre ces trois calculs est le nombre de blocs en lesquels est divisée la couche de sol (fig. 3.22).

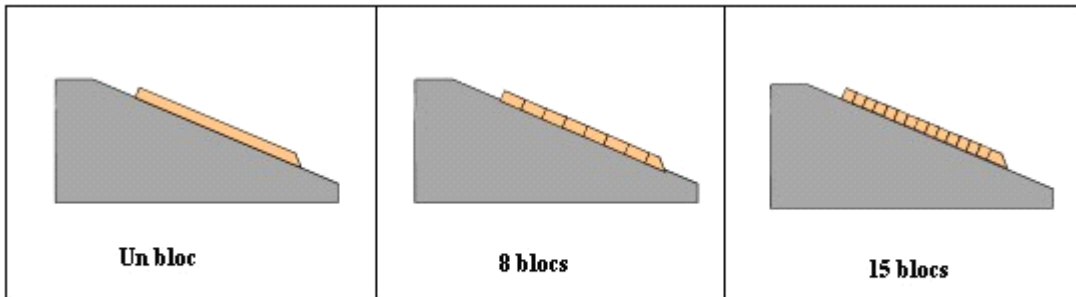


fig. 3.22 Schéma du chargement progressif du sol de couverture en différents nombres des blocs. +

Le déplacement et la déformation de la géomembrane sont faibles et négligeables dans les trois cas. Le tableau 3.3 donne les forces d'ancrage du géotextile à la fin du chargement pour chacun des 3 cas.

Tableau 3.3 Résultats de la force d'ancrage du géotextile

	1 bloc	8 blocs	15 blocs
Force d'ancrage (kN)	1.9	1.904	1.924

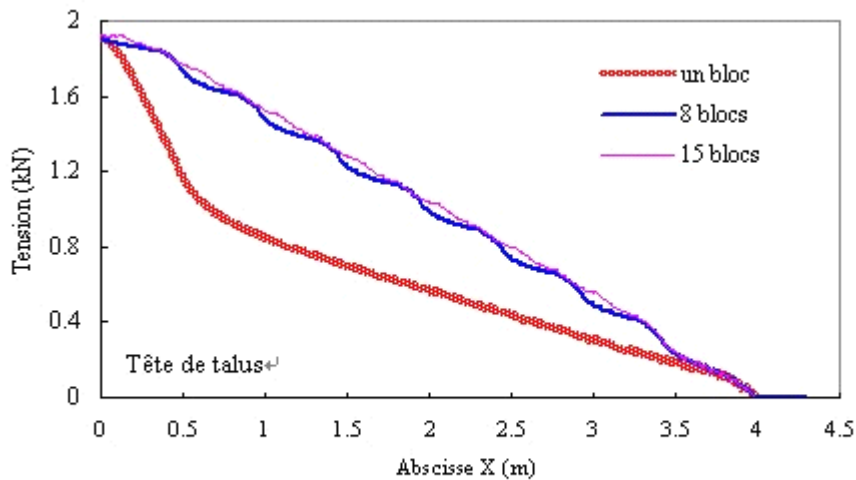


fig. 3.23 Comparaison des profils des tensions dans le géotextile en fin de chargement +

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

Les forces d'ancrage sont très proches, il n'y a quasiment pas d'influence du nombre de blocs sur la force d'ancrage du géotextile en fin de chargement. Pourtant quand on examine la tension en tout point du géotextile, les profils sont bien différents (fig. 3.23). Les courbes de 8 blocs et 15 blocs sont proches, une augmentation linéaires des tensions peut être observée dans ces deux cas. Dans le cas du chargement en un seul bloc, c'est à dire un chargement non progressif, il semble que les efforts dans le géotextile se concentrent en partie haute du talus. Les courbes sont d'autant plus "lisses" que le nombre de blocs est important mais le temps de calcul peut devenir considérable. Dans le cadre de cette étude, le nombre de blocs varie de 8 à 20 selon la longueur de la couche de sol posée sur la pente.

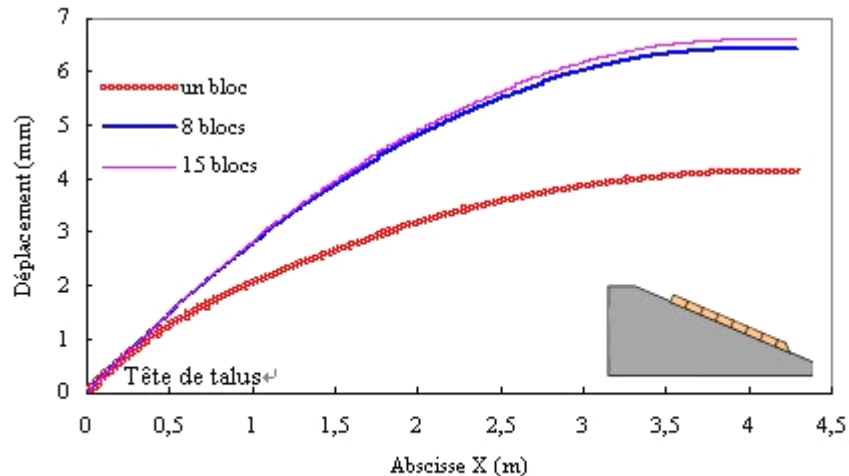


fig. 3.24 Comparaison des profils des déplacements dans le géotextile en fin de chargement

La comparaison des profils des déplacements est présentée sur la figure 3.24. Les déplacements de différents points du géotextile sont plus faibles pour un chargement non progressif que ceux obtenus avec un chargement en plusieurs blocs. Cette différence met en évidence à nouveau l'importance de connaître le comportement en tout point le long des géosynthétiques et l'intérêt de la modélisation numérique, car les forces d'ancrage finales sont les mêmes dans ces trois cas, mais les déplacements sont différents.

L'importance de prendre en compte le chargement progressif est mise en évidence par les comparaisons des résultats de ces trois calculs. Dans la modélisation de la stabilité d'un DEG, le chargement progressif du sol de couverture doit être impérativement respecté pour représenter correctement les conditions de chantier.

3.3.3 Prise en compte de la butée de pied

Dans la plupart des cas avec une couche de couverture sur pentes de grande longueur, la contribution à la stabilité d'une butée de pied est considérée comme étant inférieure à 5% (Thiel, 1993). Malgré tout, il est nécessaire de prendre en compte dans la modélisation numérique cet élément qui assure l'amélioration de la stabilité des dispositifs géosynthétiques, notamment pour les talus de hauteurs faibles ou moyennes.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

Dans le cadre de cette étude, nous considérons uniquement la configuration schématisée par la figure 3.25 où le sol de couverture est en contact avec le géosynthétique sur la pente mais pas en butée. Les géosynthétiques s'arrêtent juste avant le niveau horizontal, le contact entre le sol de couverture et le sol support sera défini dans le modèle avec butée de pied.

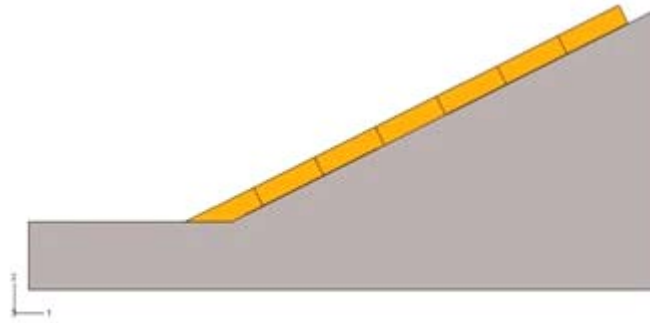


fig. 3.25 Schéma d'un talus avec la butée de pied

Pour éviter des phénomènes de "coincement" au niveau des angles vifs, on introduit une courbe à la place de l'angle de pied de talus (fig. 3.26).



fig. 3.26 Définition de la zone de la butée de pied dans le modèle

Deux principales modifications doivent être faites sur le modèle sans butée que l'on a précédemment présenté :

- Application d'une loi de comportement élasto-plastique pour le sol de couverture,
- Prise en compte du "phénomène" de mise en compression des géosynthétiques.

3.3.3.1 Lois élasto-plastiques pour le sol de couverture

Le comportement du sol de couverture est simplifié dans le modèle sans butée en utilisant une loi de comportement linéaire élastique. En présence de la butée de pied, une meilleure simulation du comportement du sol est indispensable. Plusieurs modèles élasto-plastiques sont proposés par ABAQUS ; par défaut, on utilise le modèle de Mohr-Coulomb dont les principales formulations ont été présentées au § 2.3.3.

3.3.3.2 Mise en compression des géosynthétiques

La butée de pied améliore la stabilité des DEG, grâce au frottement entre la butée et le support, cet élément reprend une partie de la force active provoquée par le poids du sol sur la pente. Par conséquent, la partie du sol proche de la butée peut se comprimer.

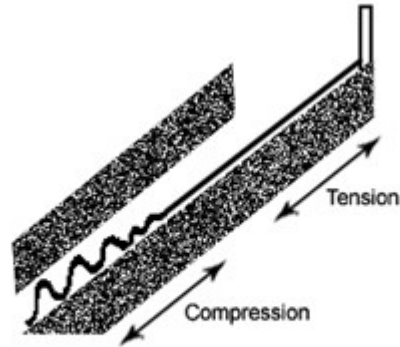


fig. 3.27 Formation de plis dans la partie basse des géosynthétiques due à la compression du sol de couverture

Ceci va mettre en compression les géosynthétiques entraînés par leur frottement avec le sol qui se tasse (fig. 3.27). Des plis peuvent donc se former au cours de chargement du sol. Pour représenter ce phénomène, on distingue le module d'Young en compression de celui en traction dans le modèle. Dans la littérature, il n'y a pas d'information sur la mesure du module en compression des géosynthétiques, ce paramètre est défini par un rapport entre le module en compression et en traction, ce rapport est arbitrairement fixé à 1/100 dans nos études.

Un sous programme en Fortran a été développé pour que les valeurs de module d'Young puissent varier en fonction d'un champ de variables, des contraintes ou des déformations par exemple. L'objectif de ce sous programme est d'introduire des propriétés de matériaux en fonction des valeurs de variables définies à l'étape précédente du calcul, ici, le module d'Young est fonction de la déformation des éléments. E_t et E_c représentent respectivement le module en traction et celui en "compression" (fig. 3.28).

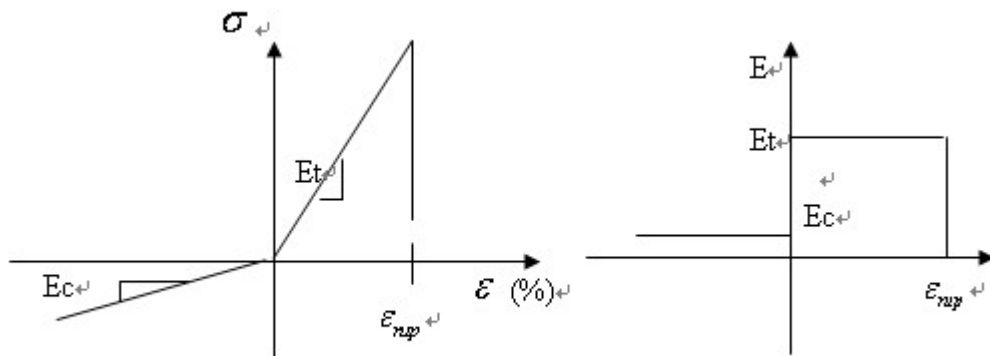


fig. 3.28 Loi de comportement des géosynthétiques et relation E - ϵ

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

ABAQUS fait un appel à ce sous programme à chaque itération pour vérifier la valeur de déformation des éléments, ensuite selon la valeur des déformations la valeur de module est déterminée à partir des E_i et E_c pour former la matrice de rigidité.

3.3.3.3 Déformation maximale des géosynthétiques

Bien que le comportement des géosynthétiques soit considéré élastique, une déformation maximale des géosynthétiques peut être imposée à travers le sous programme présenté ci-dessus. En fait, pour certains dispositifs géosynthétiques, si ceux-ci s'allongent au-delà d'une certaine limite (10% par exemple), l'ensemble du dispositif peut être considéré instable, même si cette limite est inférieure à la déformation de rupture mesurée dans l'essai de traction.

Dans notre modèle, cette déformation maximale admissible (ϵ_{rup}) est donnée en y associant un module d'Young nul, ceci va entraîner une divergence du calcul et une instabilité du modèle (fig. 3.28) ; le calcul s'arrête alors automatiquement.

3.3.3.4 Résultats

Afin de montrer l'influence de la butée de pied, des comparaisons entre le modèle sans butée et le modèle avec butée sont données par la suite. Nous reprenons la base de l'exemple § 3.3.1 et y ajoutons une butée de pied (fig. 3.29), les paramètres supplémentaires sont les suivants :

- l'angle frottement interne du sol de couverture (35°) et l'angle de dilatance (0°),
- la contrainte d'écroutissage du sol de couverture 5 kPa (modèle MC, voir tableau 2.1),
- l'angle de frottement entre la butée de pied et le sol support (32°).

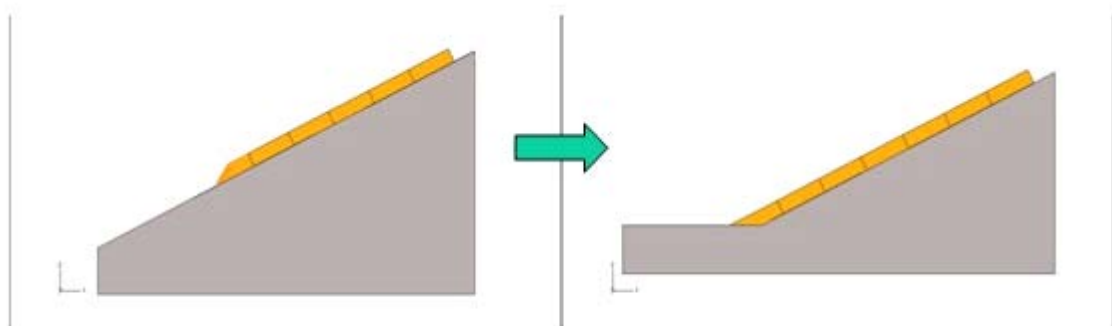


fig. 3.29 Talus sans et avec la butée de pied

Dans la figure 3.30, les forces d'ancrage des géosynthétiques sont comparées entre le cas sans butée et celui avec butée. Les géotextiles jouent bien le rôle de renforcement, la tension développée dans les géomembranes est nulle dans chacun

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

des deux cas. En comparant les courbes des forces d'ancrage dans les géotextiles, on observe que le géotextile est moins sollicité dans le cas avec la butée de pied, ceci montre bien la contribution de cet élément à la stabilité du DEG. Cette contribution est normalement fonction de plusieurs paramètres, à savoir principalement les caractéristiques des interfaces et les modules des matériaux, nous verrons plus tard l'influence de cet élément sur la stabilité du DEG.

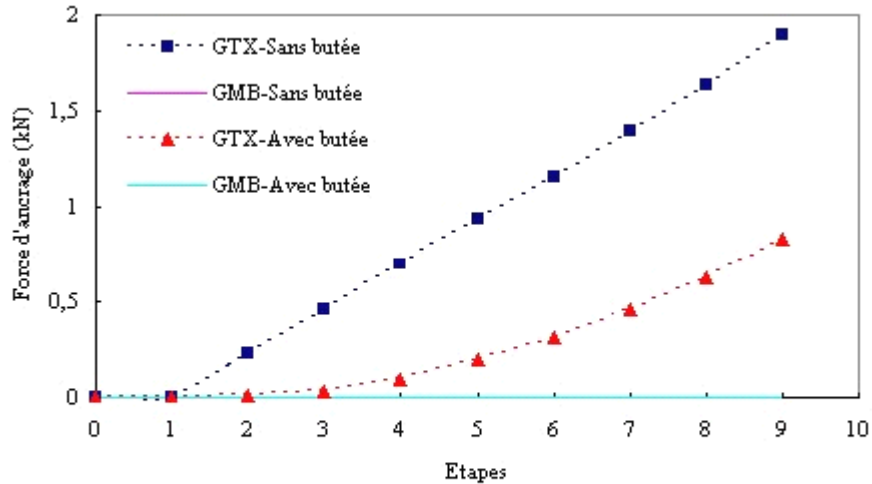


fig. 3.30 Comparaison des forces d'ancrage des géosynthétiques entre le cas avec butée et le cas sans butée

Les comparaisons des profils de déplacement, tension et déformation développée dans les géotextiles sont respectivement illustrées dans les figures 3.31, 3.32 et 3.33, juste après le chargement total du sol de couverture.

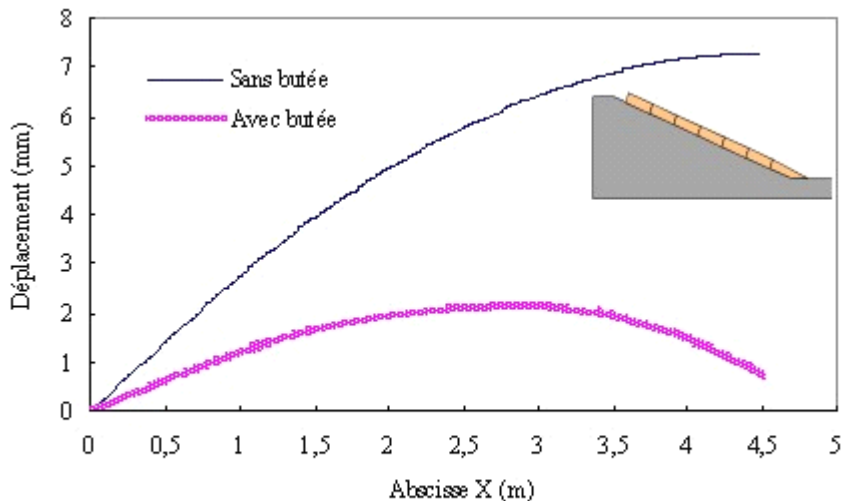


fig. 3.31 Comparaison des profils des déplacements dans le géotextile

Dans le cas avec butée, la mise en compression de la partie basse du géotextile est clairement mise en évidence dans toutes les figures. Pour le profil de déplacement, on remarque que le déplacement maximum se trouve logiquement en bas de talus pour le cas sans butée, alors qu'avec une butée de pied c'est un point

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

situé environ au 1/3 de la hauteur du talus qui se déplace le plus. Par ailleurs, le géotextile se déplace plus sans la butée de pied.

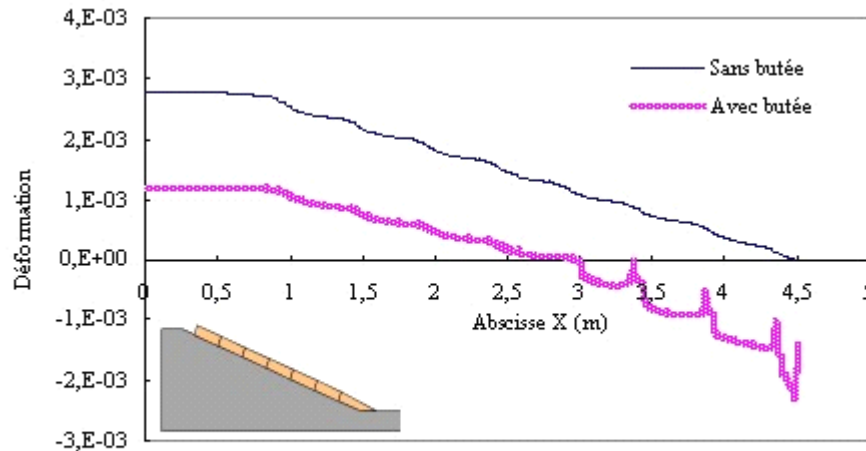


fig. 3.32 Comparaison des profils des déformations dans le géotextile⁴

Ensuite, on examine les profils des déformations pour ces deux cas. Dans le cas sans butée, la déformation en tout point du géotextile est positive, ceci montre que le géotextile est sollicité partout en traction. Par contre, une déformation négative est constatée en partie basse du talus en présence de la butée. La mise en compression de cette partie évoquée au § 3.3.3.2 est ici bien illustrée, des plis peuvent se former dans cette partie.

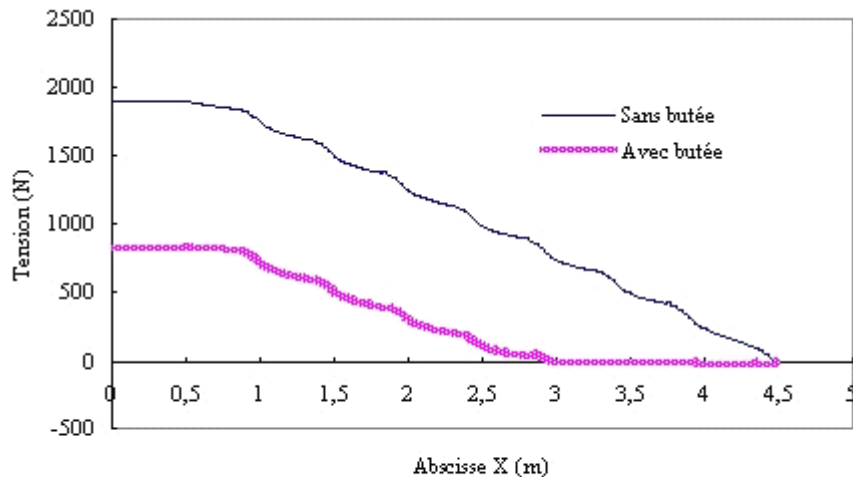


fig. 3.33 Comparaison des profils des tensions dans le géotextile⁴

Enfin, on analyse les profils des tensions développées en tout point du géotextile. Pour le cas sans butée, la tension est d'autant plus élevée que la position du point se trouve près de l'ancrage. Dans le cas avec butée, la tension dans la partie mise en compression est presque nulle, ce qui montre que la prise en compte de la différence entre le module en compression et celui en traction a bien fonctionné pour nous indiquer le point où la sollicitation du géosynthétique passe d'une traction à une compression. Par contre, les valeurs de compression obtenues n'ont aucune

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

valeur quantitative. La non-résistance en compression des géosynthétiques est correctement réalisée dans le modèle numérique.

A travers ces comparaisons des résultats, l'influence de la butée de pied sur la stabilité du DEG a été mise en évidence. Le niveau de cette influence est fonction de nombreux paramètres, en général, plus la longueur de la couche de sol de couverture est longue, moins l'influence de la butée est importante.

3.4 Prise en compte de l'eau

L'importance de la prise en compte de l'eau et les principales formulations concernant le milieu poreux dans ABAQUS ont été présentées au § 2.5. Nous allons présenter par la suite la démarche mise en œuvre pour prendre en compte des conditions hydrauliques dans le modèle obtenu au § 3.3.

3.4.1 Utilisation des éléments poreux

En fait pour effectuer une analyse de couplage hydro-mécanique dans ABAQUS, nous devons remplacer les éléments continus classiques (CPE4) par des éléments poreux (CPE4P) dans le modèle développé. Les éléments poreux sont proposés pour modéliser un écoulement traversant un milieu poreux déformable partiellement ou complètement saturé. Il est normal d'utiliser des éléments poreux pour les matériaux granulaires car ces derniers sont généralement considérés comme des milieux poreux, c'est le cas du sol de couverture dans un DEG.

Dans ABAQUS pour qu'un écoulement puisse traverser une interface, les éléments des deux côtés de cette interface doivent être les éléments poreux. Dans notre cas, les éléments représentant des géosynthétiques doivent donc être également poreux. Malheureusement, la version actuelle (6.5) d'ABAQUS ne propose pas d'éléments poreux structuraux (par exemple : éléments barre poreux). C'est la raison pour laquelle les éléments barres ne sont plus applicables pour modéliser un complexe géosynthétique où l'eau circule dans les différents matériaux.

Une nouvelle modification doit donc être faite pour que notre modèle soit capable de prendre l'eau en compte : il s'agit d'utiliser les éléments poreux (CPE4P) au lieu des éléments barres précédemment utilisés pour modéliser les géosynthétiques.

Dans un DEG dont la barrière étanche est constituée par la géomembrane, nous supposons que tous les matériaux situés au-dessus de cette nappe sont perméables et seront donc modélisés par des éléments poreux et que par contre, ceux au-dessous de la géomembrane seront modélisés par des éléments continus. La géomembrane elle-même est représentée par des éléments poreux (fig. 3.34). Par conséquent, selon la définition du contact dans ABAQUS, l'eau ne peut s'échanger que dans les différents matériaux au-dessus de la géomembrane (géosynthétiques, sol de couverture...) et la surface inférieure (en contact avec le support) de la géomembrane est considérée non "concernée" par l'eau contenue dans le sol de couverture.

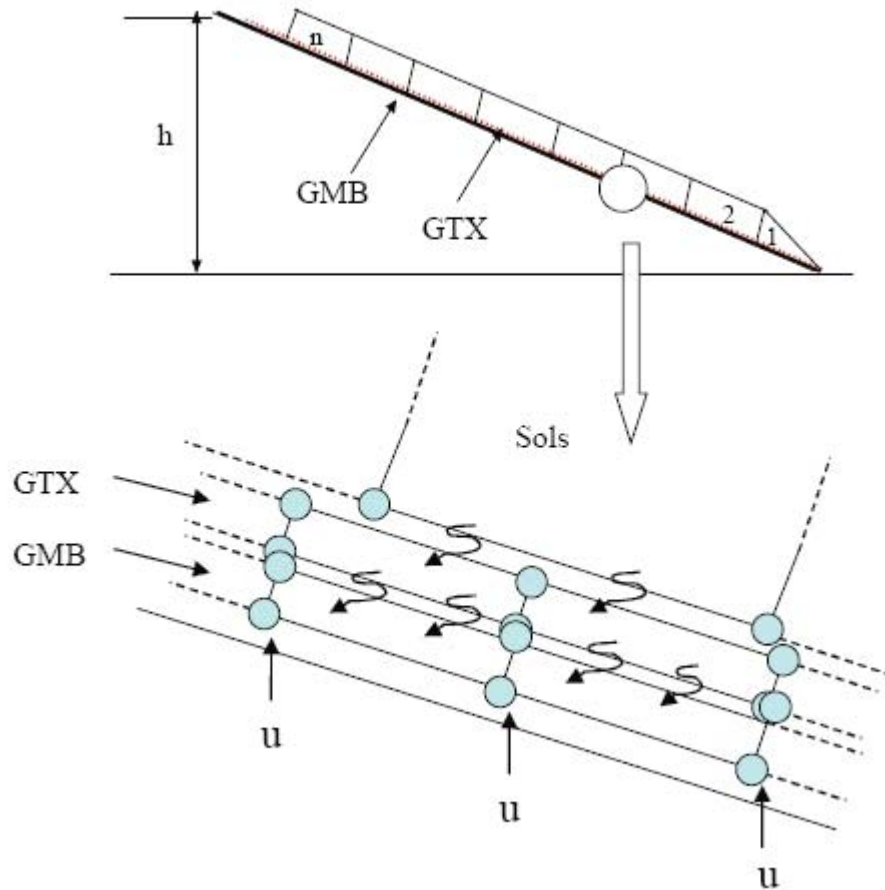


fig. 3.34 Représentation de l'eau traversant les différentes interfaces du DEG

3.4.2 Modélisation d'un écoulement parallèle à la pente

Dans la couche de sol de couverture, différentes conditions hydrauliques peuvent exister comme nous l'avons présenté au § 2.5. On s'intéresse ici au cas simple où un écoulement parallèle à la pente se produit dans la couche de couverture constituée d'un seul matériau (fig. 3.35).

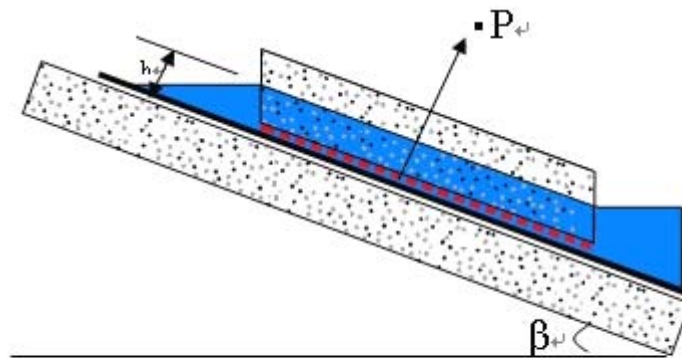


fig. 3.35 Schéma d'un talus avec un écoulement parallèle à la pente

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

Dans le cas avec la butée de pied, nous supposons qu'un dispositif de drainage est mis en place à l'angle de la butée de pied (fig.3.36). Ceci signifie que l'interface sol de couverture/sol support est non drainée.

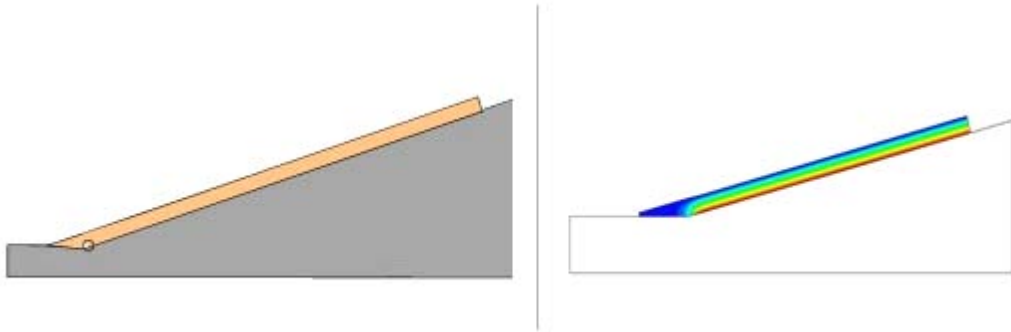


fig. 3.36 Saturation de la couche de couverture en présence de la butée de pied

En considérant un régime permanent de cet écoulement (approvisionnement continu), la sous-pression à l'interface provoquée par l'eau est déterminée ainsi :

$$P = \rho_e g \cdot h \cos \beta \quad \text{Eq. 3.1}$$

où,

P : sous-pression,

ρ_e : masse volumique de l'eau,

g : accélération gravitaire,

h : hauteur de l'eau dans la couche de couverture (mesurée perpendiculairement à la pente),

β : l'angle d'inclinaison de la pente.

Dans le modèle la saturation du sol de couverture se réalise en plusieurs étapes permettant de passer d'une hauteur de saturation de 0 à h . A chaque étape la sous-pression P est recalculée aux nœuds de la surface inférieure de la géomembrane en fonction de la hauteur de saturation du sol (Eq 3.1).

Dans ABAQUS, la pression P est considérée comme une variable nodale (degré de liberté 8, similaire au déplacement du nœud) interpolée sur l'ensemble de l'élément. Il est donc nécessaire de résoudre des équations couplées, ces équations gouvernant une analyse de fluide/déformation ; ce sont respectivement les équations d'équilibre (effort-déplacement) et les équations de continuité du fluide (flux-pression) dans un milieu poreux. ABAQUS utilise une approche directe pour résoudre ces systèmes d'équations couplées.

3.4.3 Résultats

On se propose ici de simuler la saturation qui se réalise en 5 étapes successives juste après le chargement progressif du sol de couverture décrit au paragraphe § 3.3.1. La

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

perméabilité (0.001m/s) des matériaux ne joue pas un rôle important car la hauteur de saturation est fixée en hypothèse de calcul, en régime permanent, elle peut influencer numériquement sur la convergence, mais pas sur le comportement des matériaux.

Pour que le calcul puisse être conduit numériquement jusqu'à la saturation complète dans la couche de sol, un angle de frottement élevé est défini ici à l'interface GTX/sol de protection, car le glissement du sol sur le géotextile pourrait se produire au cours de la simulation de la saturation si le frottement de cette interface n'est pas suffisamment grand. Dans ce cas le calcul s'arrête ; cela correspond tout à fait aux conditions réelles : le sol de couverture peut glisser sur le géotextile avant saturation complète, ce qui est à prendre en compte dans les études de cas réels.

L'évolution de la force d'ancrage du géotextile est montrée sur la figure 3.37. Le résultat de la simulation a bien montré une augmentation de la force d'ancrage dans le géotextile au cours de la saturation du sol.

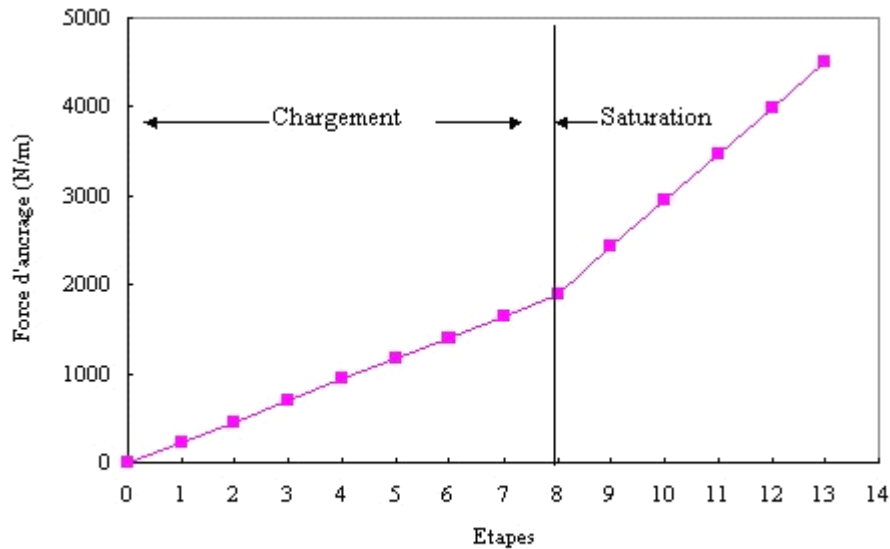


fig. 3.37 Evolution de la force d'ancrage du géotextile au cours du chargement progressif et de la saturation.

3.5 Modèle retenu

L'objectif de ces travaux de recherche est de proposer un modèle (He et al. 2006) qui permettent de représenter les conditions de chantier (chargement progressif du sol de couverture) et de prendre en compte différentes conditions hydrauliques, susceptibles d'être rencontrées au cours de la vie de l'ouvrage. Le modèle présenté ici a été initialement créé à partir des essais réalisés au plan incliné et a ensuite subi plusieurs modifications pour pouvoir simuler des cas réels.

Le modèle développé permet de modéliser un DEG constitué d'un sol support rigide, deux ou trois nappes de géosynthétiques et une couche de sol de

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

couverture d'épaisseur constante (fig. 3.38). Le modèle retenu, dont la validation est présentée au chapitre suivant, est décrit ci-après.

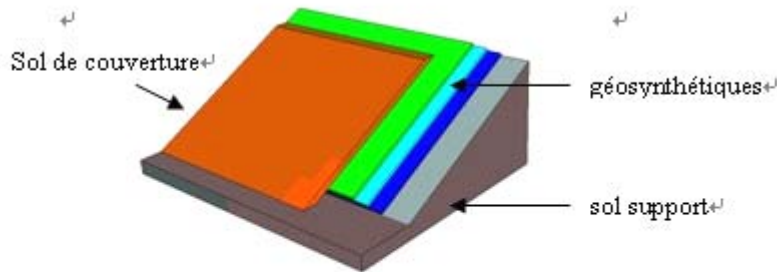


fig. 3.38 Exemple d'un DEG à modéliser

3.5.1 Lois de comportement des matériaux

Les géosynthétiques sont modélisés par des lois de comportement élastique non-linéaires ; on fait une distinction entre le module en traction et celui en compression afin de pouvoir mieux représenter le comportement des géosynthétiques mis en compression (fig.3.28). Ceci est réalisé par un programme en Fortran qui permet de choisir une valeur de module en fonction de la déformation des éléments. Un coefficient de sécurité peut être introduit dans le modèle en imposant une déformation longitudinale maximale des géosynthétiques.

Le sol support est supposé rigide et fixé dans le modèle actuel. Pour une étude approfondie où la déformation du sol support doit être prise en compte (le cas de couverture de CSD), nous pouvons modéliser un sol support déformable.

La couche de couverture est considérée comme un matériaux homogène simulé par une loi de comportement élasto-plastique de type Mohr-Coulomb. L'état élastique du matériaux est contrôlé par un module d'Young et un coefficient de poisson ; pour le domaine plastique des matériaux, les déformations plastiques en fonction des contraintes sont données par l'exploitation de la courbe effort-déformation (§ 2.3.2, fig 2.9 et tableau 2.1). L'angle de frottement interne et l'angle de dilatance sont également nécessaires dans le modèle.

3.5.2 Choix des éléments

Le sol support est représenté par des éléments continus classiques en déformation plane (CPE4). Pour pouvoir prendre en compte l'influence de l'eau, on utilise les éléments poreux (CPE4P) pour les géosynthétiques et le sol de couverture (fig. 3.39). Ce type d'élément possède non seulement les caractéristiques des éléments (CPE4) mais un degré de liberté 8 permettant d'intégrer la pression interstitielle.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

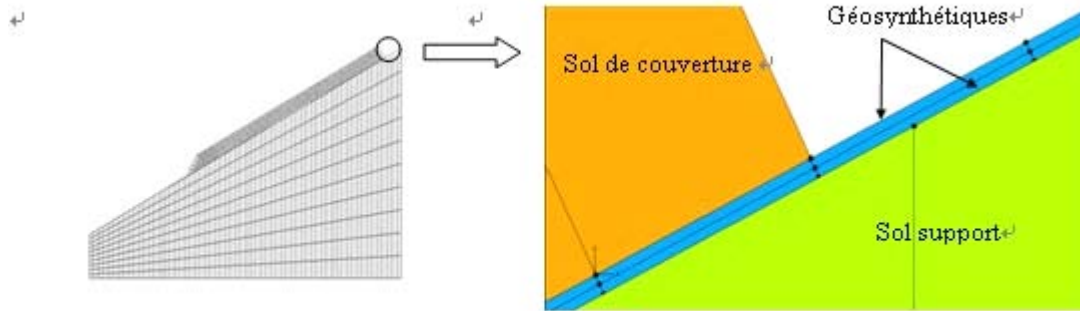


fig. 3.39 Discretisation du modèle retenu

3.5.3 Loi de frottement des interfaces

Une loi de frottement de type Mohr-Coulomb est utilisée pour tous les contacts définis dans le modèle. Elle est fonction de deux paramètres principaux : le coefficient de frottement (μ) et le glissement élastique (E_{slip}).

3.5.4 Conditions aux limites

La fixation du support rigide est réalisée par blocages de tous les degrés de liberté possibles de l'ensemble des nœuds. L'ancrage des géosynthétiques en tête de talus est modélisé par une fixation des nœuds à ancrer en tête de talus.

3.5.5 Problèmes liés à l'instabilité numérique des modèles

3.5.5.1 Critère de convergence pour des problèmes non linéaires

Sous ABAQUS le chargement ainsi que la saturation du sol de couverture sont modélisés par étapes. A l'étape initiale, le sol de couverture est créé dans sa totalité, puis est partitionné en plusieurs blocs. Ensuite, on active successivement les poids de ces blocs afin de simuler les conditions en chantier.

Chaque étape de chargement est subdivisée en plusieurs pas de calculs appelés incréments. L'utilisateur choisit la proportion de la charge appliquée au premier incrément et ABAQUS gère et optimise automatiquement le temps des incréments suivants. La figure 3.41 montre le fonctionnement d'un calcul sous ABAQUS : la courbe reliant les efforts et les déplacements pour un cas non linéaire est donnée par la figure 3.40.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

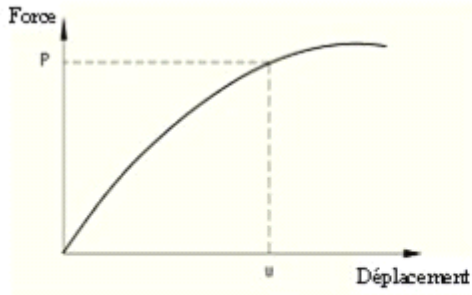


fig. 3.40 Réponse des efforts en fonction de déplacements non linéaires⁴¹

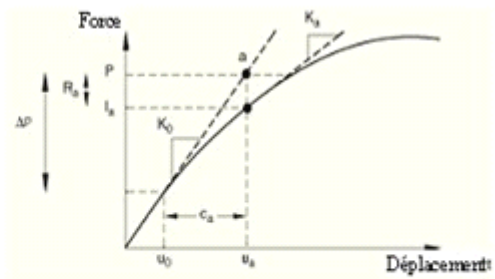


fig. 3.41 Calcul par incrémentation du déplacement pour un problème non linéaire ABAQUS⁴¹

Plus de détails sur la résolution des problèmes non linéaires dans ABAQUS sont donnés dans l'annexe III. Les notions de convergence et d'arrêt des calculs sont importants pour cette étude car l'instabilité du DEG favorise la divergence des calculs lors des différents chargements du sol de couverture ainsi que l'apport d'eau dans celui-ci. Certains arrêts de calculs sont dus à l'instabilité physique du DEG et d'autres à des problèmes purement numériques.

3.5.5.2 Instabilités physiques et numériques

Les sources d'instabilité entraînant l'arrêt du calcul sont de deux types :

- Instabilités liées au problème purement physique du DEG et qui concernent essentiellement le comportement non linéaire du sol de couverture et le maximum de déformation des GSY. La figure 3.42 montre la rupture du sol dans la butée de pied suivant une surface préférentielle dont l'orientation peut varier en fonction de paramètres tels que l'angle de frottement interne du sol et l'angle de frottement entre le sol et le support.
- Instabilités numériques dues à la pénétration des nœuds esclaves dans des surfaces maîtresses (*overclosure*).

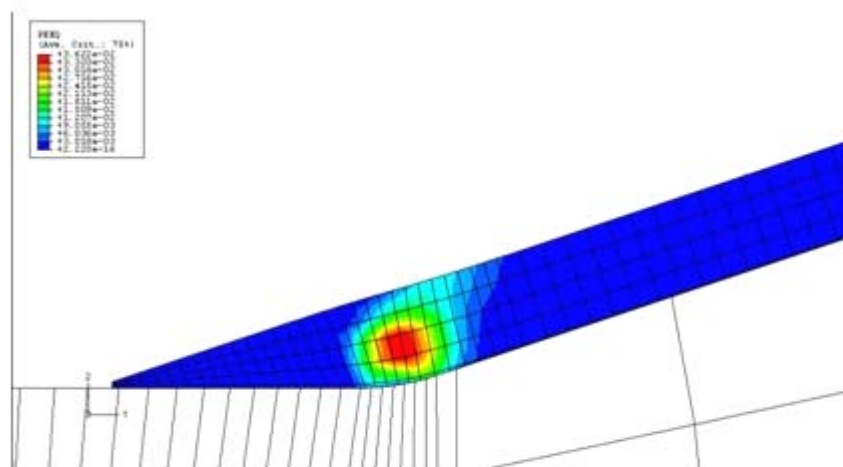


fig. 3.42 Déformations plastiques du sol de couverture et rupture⁴¹

3.6 Validation qualitative

Une validation qualitative est réalisée avant que le modèle retenu soit validé par des expérimentations en vraie grandeur. Le but de la validation qualitative est de vérifier la stabilité du modèle, vis à vis des paramètres "extrêmes" par exemple.

Premièrement, on va optimiser la taille des éléments des matériaux géosynthétiques, ensuite des modules "extrêmes" de la géomembrane sont introduits dans le modèle pour vérifier l'efficacité du modèle, enfin l'influence du déplacement élastique sera discutée.

L'optimisation de la taille des éléments des géosynthétiques et l'influence du module d'Young de la géomembrane sont réalisées sur un talus schématisé sur la figure 3.43. L'influence de la valeur de E_{slip} sera présentée au § 3.6.3.

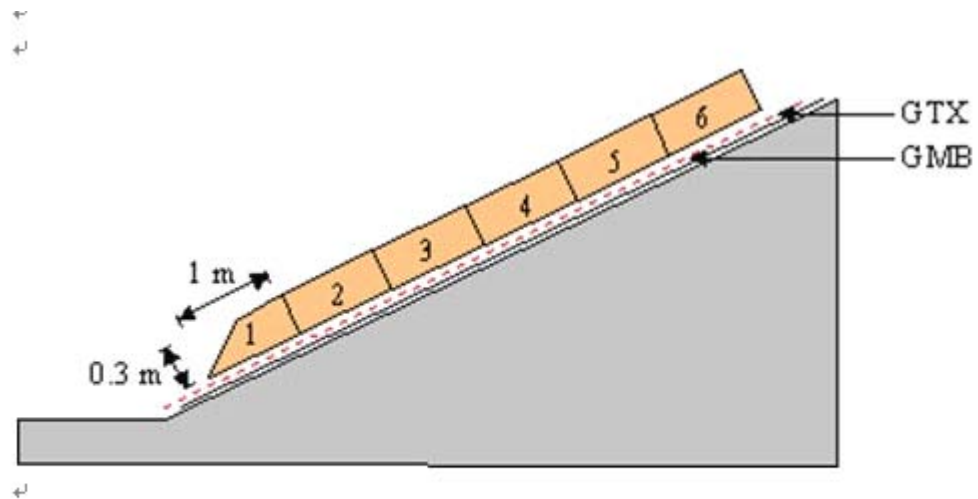


fig. 3.43 Talus utilisé pour l'optimisation de la taille des géosynthétiques et l'évaluation de l'influence des modules de la géomembrane.

3.6.1 Tailles des éléments

La taille des éléments utilisés est un choix important dans la modélisation. Dans le cas présent, le comportement du sol support n'est pas notre but, il est donc suffisant d'utiliser une maille importante. Pour les géosynthétiques représentés par des éléments poreux avec une épaisseur de 2 mm, la longueur de ces éléments doit être définie de sorte à optimiser le temps de calcul et assurer un bon fonctionnement du calcul. Car ABAQUS recommande un rapport de longueur/épaisseur inférieur à 10 pour assurer une bonne précision lors de l'utilisation des éléments solides. Lorsque ce rapport dépasse 10, il est convenable d'employer des éléments structuraux (éléments barres, éléments poutres...). Mais comme nous avons expliqué, ces types d'éléments ne permettent pas de prendre en compte des conditions hydrauliques. Il est donc obligatoire de travailler avec des éléments poreux dont la longueur mérite d'être étudiée pour améliorer les performances du calcul.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

Pour analyser l'influence de la longueur des éléments des géosynthétiques sur les résultats obtenus, 4 calculs sont menés avec différentes longueurs. Nous choisissons respectivement des longueurs d'éléments de 50mm, 30mm et 10mm correspondant aux rapports de 25, 15, 5 avec l'épaisseur de 2 mm des éléments des géosynthétiques ; un calcul utilisant des éléments barres est également effectué et comparé avec les trois calculs précédents. Le calcul utilisant des éléments barres est effectué uniquement pendant le chargement de sol de couverture car il n'est pas possible de prendre en compte la saturation du sol avec ce type d'éléments.

Afin d'assurer une bonne efficacité et précision, il est recommandé d'utiliser la même maille pour des éléments en contact des deux côtés de l'interface, donc la taille des éléments de sol de couverture est déterminée en fonction de la taille des éléments géosynthétiques.

Les résultats des forces d'ancrage calculées dans le géotextile sont données dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 Forces d'ancrage obtenues

Longueur d'élément (m)	L=0.01	L=0.03	L=0.05	L=0.05 (élément barre)
Force d'ancrage à la fin de chargement (kN)	8.37	8.37	8.37	8.37
Force d'ancrage à la fin de la saturation (kN)	11.476	11.468	11.468	-

On constate que les résultats sont équivalents pour chacune des simulations, on en déduit que lorsque les éléments des deux parties du contact (sol/GSY et GSY/GSY) sont définis de même taille, la longueur des éléments a une influence négligeable sur la force d'ancrage. Quant au type d'éléments utilisés pour modéliser les géosynthétiques, on vérifie que les éléments poreux fonctionnent aussi bien que les éléments barres dans ces calculs.

3.6.2 Influence du module de la géomembrane

Sur la base des fiches techniques des produits géosynthétiques consultées, on constate que le module d'Young des géomembranes varie généralement de $1E+06$ à $1E+09$ Pa. Nous avons choisi de faire une simulation avec trois valeurs ($2.5E+05$, $2.5E+07$ et $2.5E+09$) de ce module permettant de décrire la plage des valeurs usuelles. Les calculs sont ensuite faits pour 3 triplets de caractéristiques aux interfaces soit au total 9 calculs, répartis dans trois groupes. Les résultats sont comparés avec ceux obtenus à partir de G-SCAP défini au chapitre 1.

Pour des raisons de simplification, le sol de couverture est considéré élastique et le modèle sans butée est utilisé. La couche de sol de couverture est divisée en six blocs, le chargement progressif est donc réalisé en six étapes, sa saturation totale se fait en 5 étapes (saturation d'une épaisseur de 6 cm à chaque étape), 11 étapes effectives sont donc effectuées dans l'ensemble d'un calcul.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

Groupe-1

Pour le 1^{er} groupe de calcul, les propriétés des matériaux et les caractéristiques des interfaces sont données dans les tableaux 3.5 et 3.6.

Tableau 3.5 Caractéristiques aux interfaces du 1^{er} groupe

	Sol/GTX	GTX/GMB	GMB/Support
δ	50°	11°	35°

Tableau 3.6 Propriétés des matériaux du 1^{er} groupe

	E (Pa)	ν
Sol	1.2E+06	0.3
GTX	2.5E+07	0.3
GMB	2.5E+07 (Egmb1) 2.5E+05 (Egmb2) 2.5E+09 (Egmb3)	0.3

Dans tous les calculs, l'angle de frottement Sol/GTX est arbitrairement défini avec une valeur importante pour éviter le glissement entre ces deux matériaux. Ceci permet aux calculs de se dérouler jusqu'à la saturation complète sans glissement du sol de couverture sur le GTX. L'objectif ici était de voir l'influence du module de la géomembrane.

L'angle de frottement le plus faible se situe à l'interface GTX/GMB, parmi les trois angles de frottement, il n'y a que cet angle qui soit inférieur à l'inclinaison de pente (26°). Cela correspond à une conception classique en France où l'on souhaite que la géomembrane joue uniquement un rôle d'étanchéité dans le DEG et ne soit pas sollicitée en traction, la plupart des tensions étant reprises par géotextile.

Le but de ce groupe de calculs est d'estimer l'influence des modules respectifs des deux géosynthétiques sur la répartition des forces d'ancrage. Les trois modules de géomembrane ont été choisis pour être respectivement cent fois plus petit, égal et cent fois plus grand comparés à celui du géotextile (2.5E+07). Les comparaisons de la répartition des forces d'ancrage entre le GTX et la GMB sont montrées sur la figure 3.44. En regardant ces courbes, deux remarques peuvent rapidement être faites :

- 1) dans les trois calculs, les forces d'ancrage sont reprises par le géotextile, alors que la tension développée dans la géomembrane est négligeable. Ceci s'explique par le fait que l'angle de frottement le plus faible se situe au-dessus de la

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

géomembrane. Les deux autres angles de frottement sont bien supérieurs à la pente.

- 2) les courbes des forces d'ancrage du géotextile se superposent bien, on peut donc conclure qu'avec les angles de frottement donnés, le module de la géomembrane n'a pas d'influence sur la répartition de forces d'ancrage (dans ce cas où E_{slip} est identique et égal à 0.001 m pour toutes les interfaces).

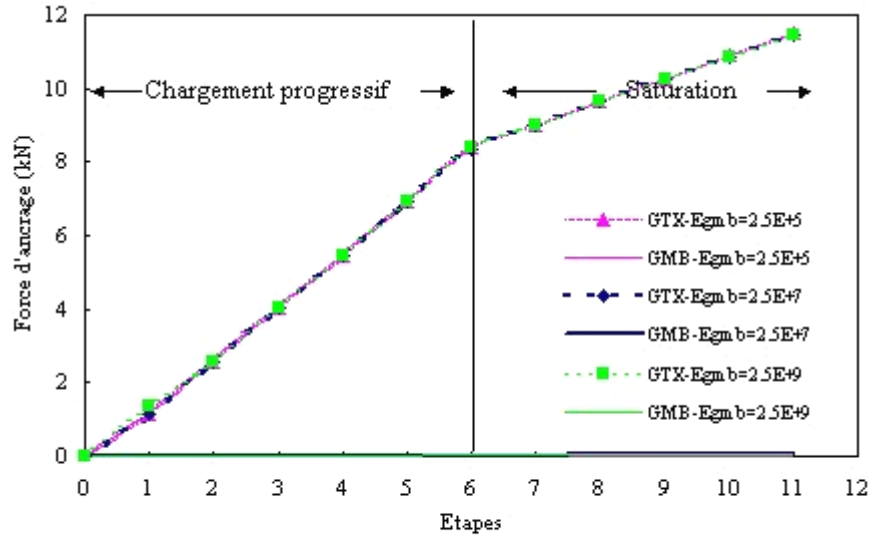


fig. 3.44 Influence du module de la géomembrane sur la force d'ancrage des géosynthétiques du 1^{er} groupe

Groupe-2

Les angles de frottement sont modifiés dans ce groupe 2 (tableau 3.7). Les autres paramètres restent identiques.

Tableau 3.7 Caractéristiques aux interfaces du 2^{ème} groupe

	Sol/GTX	GTX/GMB	GMB/Support
δ	50°	11°	9°

Dans ce groupe de calculs, on remarque que l'angle de frottement GTX/GMB (11°) et celui GMB/Support (9°) sont très proches et tous les deux inférieurs à l'angle de la pente (26°). Ceci conduit à penser que le glissement peut se produire au niveau de ces deux interfaces.

Les courbes des répartitions de forces d'ancrage sont présentées sur la figure 3.45. Lors que E_{gmb} est cent fois plus grand et égal à E_{gtx} , on constate que les forces d'ancrage sont réparties de même façon dans les géosynthétiques. Dans ces deux cas les forces d'ancrage dans la géomembrane ne sont pas négligeables et peu influencées par la saturation du sol de couverture, ce qui s'explique par le fait que la

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

saturation du sol de couverture n'a pas d'influence sur les interfaces au-dessous de la géomembrane.

Maintenant, on s'intéresse à la répartition des forces lorsque E_{gmb} est cent fois plus petit qu' E_{gtx} . La force d'ancrage dans la géomembrane reste nulle à toutes les étapes du calcul. La tension se développe uniquement dans le géotextile avec une valeur en fin de chargement du sol un peu plus élevée que pour les deux autres cas. En fait la géomembrane est facilement entraînée par le géotextile à cause de son faible module, le glissement ne se produit que sous la géomembrane jusqu'à saturation partielle, par conséquent l'essentiel des tensions est repris par le géotextile, c'est pourquoi la force d'ancrage dans le géotextile est un peu plus élevée en fin de chargement.

Par contre, la force d'ancrage dans le géotextile n'a pas augmenté lors de la 1^{ère} étape de saturation (saturation d'une épaisseur de 6cm) ; cette force commence à augmenter au cours des étapes de saturation suivantes pour rejoindre les courbes de deux d'autres cas. En fait, le frottement maximum entre le géotextile et la géomembrane n'est pas complètement mobilisé à la fin du chargement des sols ; la saturation n'a aucune influence sur l'interface GMB/support, ainsi la force d'ancrage n'augmente pas jusqu'à mobilisation complète du frottement entre la géomembrane et le géotextile.

Enfin on peut supposer que dans les cas $E_{gmb}=2.5 E+7$ et $E_{gmb}=2.5 E+9$, il y a des glissements dès les premiers chargements aux deux interfaces (GTX/GMB, GMB/Sol support), car si le glissement se produit uniquement à l'interface GMB/Sol support pendant le chargement, la force d'ancrage dans la géomembrane devrait être égale ou supérieur à celle du géotextile, ce n'est pas le cas constaté dans la figure.

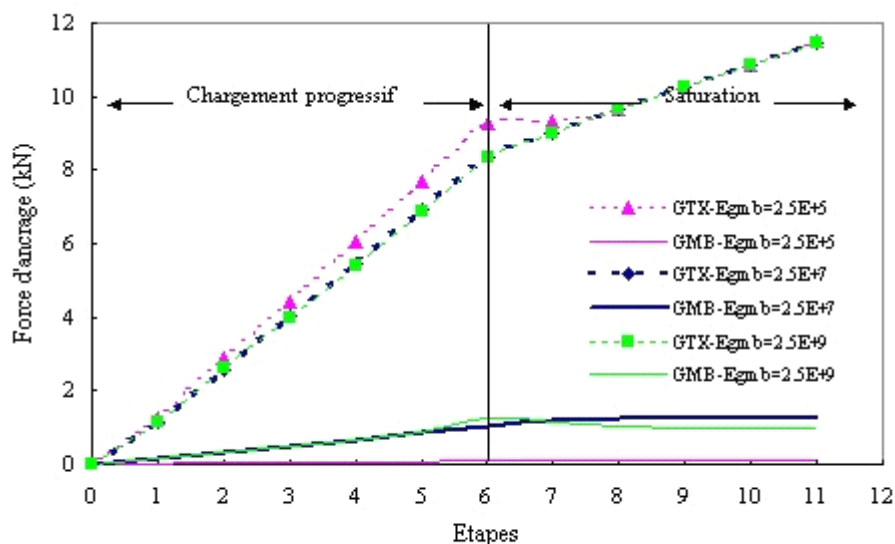


fig. 3.45 Influence du module de la géomembrane sur la force d'ancrage des géosynthétiques du 2^{ème} groupe

Dans le groupe 3, les angles de frottement sont redéfinis dans le tableau 3.8.

Tableau 3.8 Caractéristiques aux interfaces du 3^{ème} groupe

	Sol/GTX	GTX/GMB	GMB/Support
δ	50°	30°	9°

L'angle de frottement le plus faible se trouve à l'interface GMB/Support (9°). Durant le chargement progressif, la tension est partagée entre les deux géosynthétiques en fonction de leurs modules comme le montre la figure 3.46. Lorsque les géosynthétiques ont les mêmes modules, la tension est reprise par chacun à hauteur de 50%. Quand l'un est cent fois plus rigide que l'autre, c'est le plus rigide qui reprend l'essentiel de la tension.

Comme dans les deux groupes précédents, les tensions dans la géomembrane ne varient quasiment pas au cours de la saturation quel que soit le module de la géomembrane. Alors que la variation des tensions dans le géotextile dépend du module de la géomembrane et du niveau de mobilisation du frottement entre la géomembrane et le géotextile. En fait, les tensions dans le géotextile augmentent d'autant plus tôt que le module de la géomembrane est élevé. Quand le module de la géomembrane est cent fois plus petit que celui du géotextile, la tension est principalement reprise par le géotextile pendant le chargement des sols, le géotextile entraîne facilement la géomembrane, le frottement maximum à l'interface GTX/GMB est loin d'être complètement développé ; malgré une saturation complète après le chargement, ce frottement maximum n'est toujours pas mobilisé, il n'y a pas de glissement qui se produit à l'interface GTX/GMB, la tension dans le géotextile ne varie pas durant la saturation.

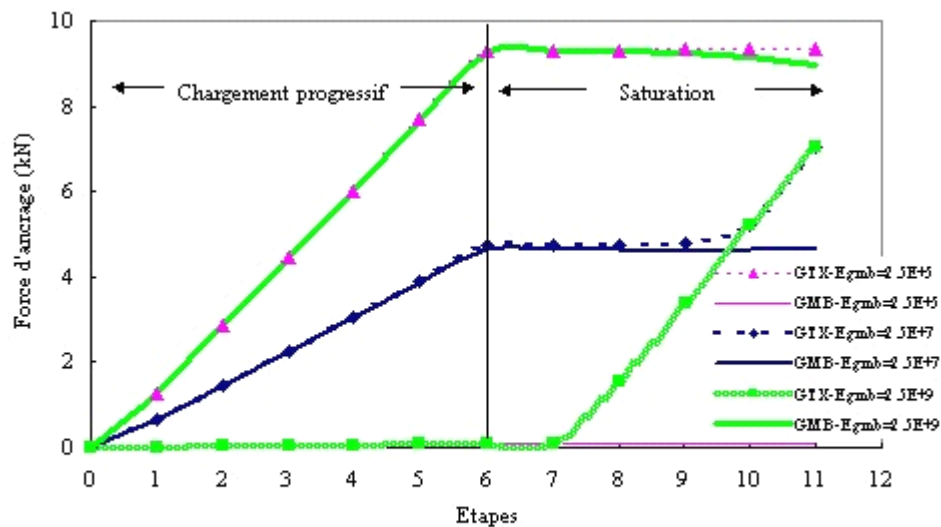


fig. 3.46 Influence du module de la géomembrane sur la force d'ancrage des géosynthétiques du 3^{ème} groupe

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

Au fur et à mesure de l'augmentation du module de la géomembrane, de plus en plus de frottement à l'interface GMB/GTX se développe pendant le chargement. Le glissement à l'interface GMB/GTX se produit plus tôt pendant la phase de saturation. C'est tout à fait ce qu'on observe sur la figure 3.47 sur laquelle la tension dans le GTX augmente brutalement au début de l'étape 8 avec $E_{gmb}=2.5E+9$, alors que cette tension n'augmente qu'à l'étape 10 pour le cas $E_{gmb}=2.5E+7$.

Ces neuf calculs réalisés avec différents modules de la géomembrane conduisent à des résultats qualitativement logiques. Par ailleurs ces résultats peuvent être comparés pour chacun des trois groupes de calculs, aux valeurs obtenues par un calcul à la rupture réalisé avec G-SCAP (Tableau 3.9). Les observations suivantes peuvent être faites :

- dans le cas classique où l'angle de frottement le plus faible se trouve à l'interface GMB/GTX, quelque soit le module de la géomembrane, l'essentiel de la force d'ancrage est repris par le géotextile durant le chargement de sol et sa saturation. C'est dans ce cas que les résultats de G-SCAP se trouvent le plus proche de ceux d'ABAQUS. Le calcul G-SCAP se base sur la méthode de deux blocs qui ne prend pas en compte le module de matériaux utilisés, il est donc logique que dans ce cas ABAQUS et GSCAP conduisent aux mêmes résultats sous réserve E_{slip} identique pour les 2 interfaces (§ 3.6.3).
- pour les cas où l'angle de frottement le plus faible se situe à l'interface Support/GMB, l'influence du module de la géomembrane est autant plus importante que la différence entre l'angle de frottement Support/GMB et celui GMB/GTX est grande. Dans le 2^{ème} groupe, cette différence n'est que de deux degrés. Le frottement maximum à l'interface Support/GMB est mobilisé dès le début de chargement. Au fur et à mesure du chargement, le frottement à l'interface GMB/GTX se mobilise jusqu'à sa valeur maximale, lorsque le module de la géomembrane est égal ou supérieur à celui du géotextile. Par conséquent ensuite, la force d'ancrage du géotextile augmente dès le début de la saturation. Par contre si le module de la géomembrane est relativement faible (100 fois moins que celui du géotextile, par exemple) le géotextile entraîne facilement la géomembrane, le frottement à leur interface n'est pas complètement mobilisé ; donc pendant la saturation, la force d'ancrage dans le géotextile n'augmente qu'après un certain niveau de saturation correspondant à la mobilisation du frottement maximum. G-SCAP considère toujours que le frottement maximum est complètement mobilisé pour l'interface étudiée.
- pour le 3^{ème} groupe, l'angle de frottement le plus faible est celui Support/GMB (9°) et l'angle de frottement GMB/GTX est bien supérieur (30°). Durant le chargement progressif, la force d'ancrage est logiquement partagée par les deux géosynthétiques en fonction de leurs modules. Encore une fois, la tension nécessaire calculée par G-SCAP est très proche de la somme des forces des deux géosynthétiques simulées par ABAQUS avant la saturation. Pendant la saturation, la variation des forces d'ancrage dépend de la mobilisation du frottement maximum à

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

l'interface GMB/GTX. On remarque que lorsque la géomembrane est cent fois plus rigide que le géotextile, ABAQUS (16.03 kN) ne donne pas une force comparable avec celle obtenue par G-SCAP (7.12 kN) car elle dépend du chemin de chargement choisi :

- 1^{ère} temps-lors du chargement à sec, le glissement se développe sous la géomembrane, l'essentiel de la tension est repris par la géomembrane à cause de son fort module relatif,
- 2^{ème} temps-lors de la saturation, le glissement se produit à l'interface GMB/GTX, on constate une augmentation de la tension dans le GTX, mais la tension dans la géomembrane reste en traction (à cause de la 1^{ère} phase de chargement).

Tableau 3.9 Résultats des forces d'ancrage dans les 3 groupes et GSCAP

		Egmb=0.25 (Mpa)		Egmb=25 (Mpa)		Egmb=2500 (Mpa)		G-SCAP (kN)
		Tgtx (kN)	Tgmb (kN)	Tgtx (kN)	Tgmb (kN)	Tgtx (kN)	Tgmb (kN)	
Groupe I	Fin de chargement	8.32	0.013	8.3	0.0198	8.3	0.058	8.64
		8.33		8.32		8.36		
	Fin de saturation	10.98	0.017	10.99	0.02	10.98	0.04	11.6
Groupe II	Fin de chargement	9.2	0.105	8.28	1	8.3	1	9.46
		9.305		9.28		9.3		
	Fin de saturation	10.98	0.108	10.93	0.99	10.96	0.96	11.6
Groupe III	Fin de chargement	9.2	0.105	4.68	4.63	0.118	9.2	9.46
		9.31		9.3		9.32		
	Fin de saturation	9.3	0.106	7.06	4.63	7.03	9	7.12*
		9.41		11.69		16.03		

* : Changement de l'interface étudiée de support/GMB à GTX/GMB pour la saturation

3.6.3 Influence du glissement élastique (E_{slip}) aux interfaces

Nous rappelons qu'il y a deux principaux paramètres (angle de frottement à l'interface δ et le glissement élastique E_{slip}) dans la forme la plus simple de la loi de comportement de l'interface utilisé (§ 2.4.3.4). L'angle de frottement est généralement déterminé par des essais réalisés au plan incliné ou à la boîte de cisaillement comme nous en avons parlé au § 1.5. Le glissement élastique E_{slip} est un paramètre expérimentalement mal connu et qui peut conduire à une incertitude du modèle numérique. L'objectif de cette partie est de montrer l'importance du glissement élastique E_{slip} et d'essayer comprendre la relation entre ces deux paramètres.

Afin de mettre en évidence l'influence de E_{slip} sur le comportement des géosynthétiques, nous avons choisi un cas sans butée de pied, ce qui permet

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

d'éliminer l'effet de butée et de faciliter l'interprétation des résultats obtenus. La vue de profil du modèle est donnée sur la figure 3.47. L'ensemble de la couche de couverture est posée en 8 blocs, il n'y a pas de saturation après le chargement progressif.

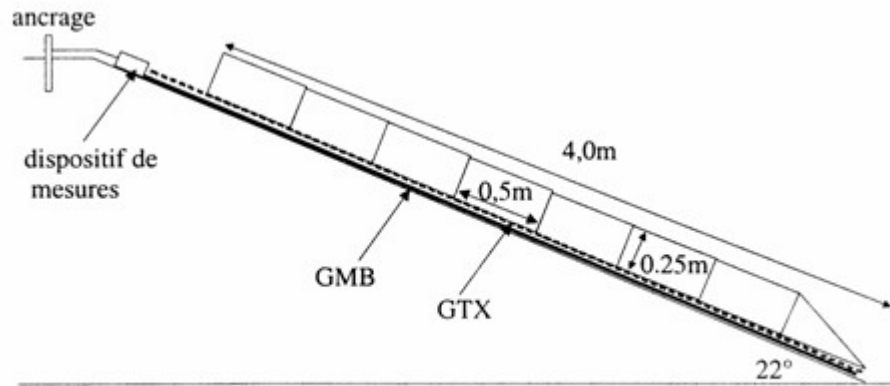


fig. 3.47 Vue du profil du dispositif modélisé (talus Cemagref).⁴¹

Les propriétés des matériaux utilisés et leurs caractéristiques aux interfaces sont présentées dans les tableaux 3.10 et 3.11.

Tableau 3.10 Propriétés des matériaux utilisés

	GMB	GTX	Sol de couverture
E (MPa)	1000	300	2
ν	0.2	0.2	0.25

Tableau 3.11 Caractéristiques aux interfaces

	Support/GMB	GMB/GTX	GTX/Sol de couverture
δ (°)	20	16	35
E_{slip} (m)	< E_{slip} >	0.001	0.001

Dans cette étude, on fait varier le E_{slip} à l'interface Support/GMB avec quatre valeurs différentes (0.00001, 0.001, 0.01 et 0.1m). Avec les caractéristiques aux interfaces données, on constate que l'angle de frottement (16°) le plus faible se situe à l'interface GMB/GTX. Sans compter l'influence du E_{slip} , on peut prévoir que la plupart des tensions provoquées par le poids du sol de couverture devrait être repris par le géotextile, car le glissement doit se produire essentiellement à l'interface GMB/GTX.

La relation entre le déplacement relatif à l'interface et le frottement est illustrée sur la figure 3.48. Le glissement élastique E_{slip} indique le déplacement relatif nécessaire pour complètement mobiliser le frottement maximum avec une contrainte normale et un angle de frottement donnés.

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

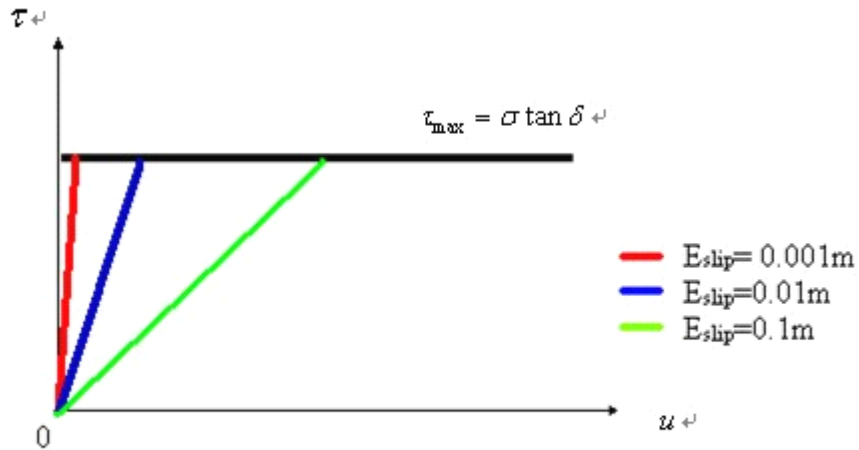


fig. 3.48 Lois de comportement à l'interface du modèle avec différents E_{slip}

Maintenant, on regarde la répartition des tensions calculées au sein des deux nappes géosynthétiques sur la figure 3.49.

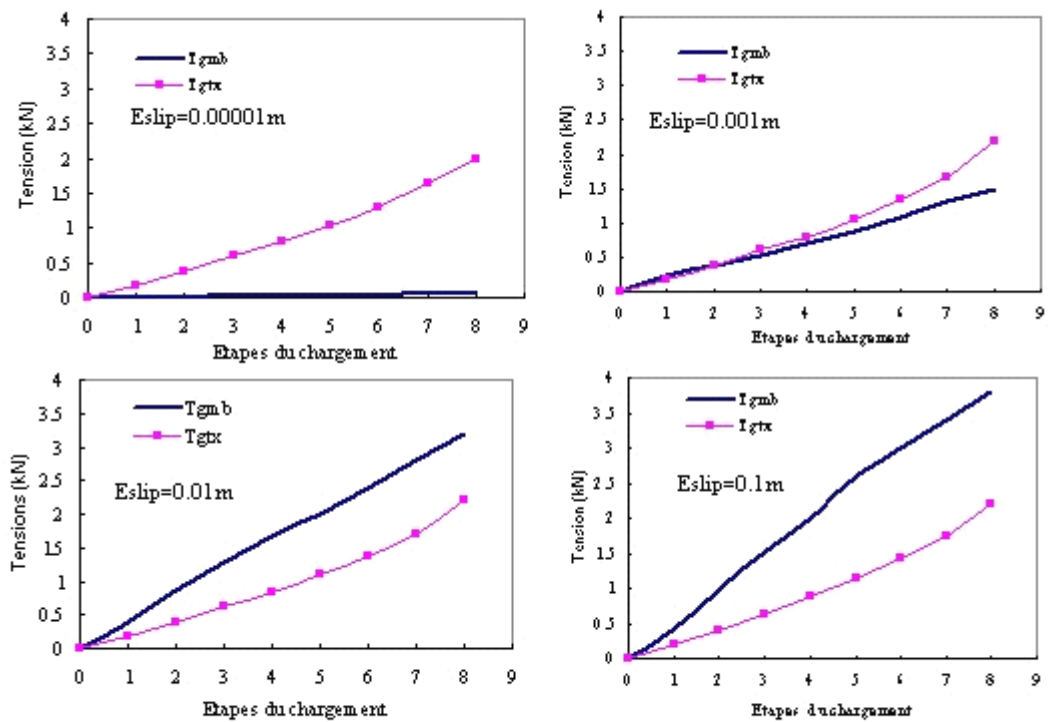


fig. 3.49 Répartition des tensions dans les géosynthétiques en fonction de E_{slip}

On observe que la tension dans le géotextile varie peu et que, par contre la tension dans la géomembrane augmente très fortement au fur à mesure de l'augmentation du E_{slip} . Lorsque $E_{slip} = 0.00001m$ à l'interface Support/GMB, la situation de la répartition des tensions dans les géosynthétiques est celle prévue, à savoir, la tension dans la géomembrane est très faible par rapport à celle du

Chapitre 3 Présentation du modèle développé

géotextile en fin du chargement progressif. Au cours de l'augmentation du E_{slip} , la tension dans la géomembrane peut atteindre des valeurs de l'ordre de celles dans le géotextile. Par exemple lorsque $E_{slip}=0.001m$, la tension dans la géomembrane est égale à 1.5 kN ($T_{gtx}=2.2$ kN). Donc pour les trois derniers cas, des tensions importantes se sont développées dans la géomembrane, bien que l'angle de frottement Support/GMB (20°) soit plus grand que celui GMB/GTX (16°). Ces résultats constatés nous conduisent à penser que lors du dimensionnement d'un DEG, le E_{slip} doit également être pris en compte dans la simulation.

La répartition des tensions entre la géomembrane et le géotextile est complexe et ne dépend pas exhaustivement de l'angle de frottement support/GMB (δ_1) et celui GMB/GTX (δ_2) mais également de :

- valeurs relatives de E_{gmb} et E_{gtx} ,
- $E_{slip 1}$ et $E_{slip 2}$.

Par exemple dans le cas présenté où $E_{gmb} > E_{gtx}$, si $E_{slip 1} \geq E_{slip 2}$ alors T_{gmb} est non négligeable bien que $\delta_1 < \delta_2$. Il est à noter que si E_{slip} est faible ce phénomène est beaucoup moins important.

En conclusion, dans certaines conditions la valeur de E_{slip} peut avoir une grande influence sur les tensions dans les géosynthétiques, mais les valeurs de E_{slip} sont souvent mal connues et difficiles à déterminer. Cependant, l'analyse d'essais réalisés au Cemagref sur le plan incliné montre que les valeurs de E_{slip} sont généralement très faibles et par ailleurs les conditions de mise en œuvre réelles sur chantier (ancrage pas très "rigide", légers plis lors du déroulage...) font que dans la plupart des cas le déplacement E_{slip} est largement atteint pour tous les géosynthétiques. Dans ces conditions, l'approximation est raisonnable avec les valeurs faibles de E_{slip} trouvées dans la bibliographie et dans le cadre des essais au Cemagref.

Chapitre 4

Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

4.1 Introduction

4.2 Cas du Cemagref

- 4.2.1 Objectif
- 4.2.2 Présentation de l'expérimentation
- 4.2.3 Comparaison et analyse

4.3 Cas de Montreuil sur Barse

- 4.3.1 Objectif
- 4.3.2 Description de l'expérimentation
- 4.3.3 Résultats et confrontation avec les mesures

4.4 Cas de Torcy

- 4.4.1 Objectif
- 4.4.2 Présentation de l'expérimentation
- 4.4.3 Modélisation des planches d'essais du CSD de Torcy
- 4.4.4 Résultats et comparaisons

4.5 Conclusion

4.1 Introduction

L'objectif de la validation du modèle élaboré au chapitre précédent est de démontrer la capacité de celui-ci à représenter le comportement réel du DEG à partir des caractéristiques des matériaux et de leurs interfaces. Le modèle pourra alors être utilisé pour des études paramétriques ; ces derniers nous permettront d'examiner le rôle des différents paramètres sur la stabilité des DEG afin d'améliorer les méthodes de dimensionnement.

Nous avons présenté, dans le chapitre 3, un ensemble de résultats aboutissant à la mise en œuvre d'un modèle permettant de simuler le comportement de dispositifs géosynthétiques réels. Nous avons également effectué des validations, dite "validation qualitative", en testant quelques paramètres, pour vérifier si le modèle est stable et donne des résultats conformes aux caractéristiques des matériaux utilisés.

Dans ce chapitre, trois expérimentations *in-situ* sont modélisées et les résultats des calculs sont comparés à ceux des mesures sur site. D'un point de vue de validation, les trois expérimentations correspondent à des situations diverses habituellement rencontrées. Dans le cas du talus instrumenté au Cemagref, le chargement progressif et la saturation de la couche de protection ont été effectués sur un petit talus sans butée de pied (de hauteur environ 2.5m). L'expérimentation

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

réalisée à Montreuil sur Barse a mis accent sur l'influence de la butée et l'évolution du comportement en tout point des géosynthétiques et des sols au cours du chargement. Le cas de Torcy est typiquement rencontré dans la couverture des décharges, il est remarquable par sa dimension (longueur de 50m sans risberme).

La validation du modèle par ces expérimentations est importante et nécessaire pour des études paramétriques que l'on présentera dans le chapitre suivant.

4.2 Cas du Cemagref

4.2.1 Objectif

Dans le cadre de l'étude de L. Briançon (2001), deux expérimentation *in-situ* ont été réalisées afin de valider la caractérisation des angles de frottement au plan incliné. La première visait à la validation des mesures au plan incliné des angles de frottement de deux interfaces géosynthétiques (Autoroute A20). La seconde visait à la vérification de l'influence de la saturation du sol de protection sur la stabilité du DEG sur pente. Cette expérimentation *in situ* a été réalisée sur un talus du site du Cemagref de Bordeaux.

On s'intéresse à cette seconde expérimentation *in-situ* qui a été réalisée dans le double but de vérifier :

- la bonne représentativité des mesures du frottement aux interfaces réalisées au plan incliné,
- l'influence de l'eau sur la stabilité du DEG en place.

4.2.2 Présentation de l'expérimentation

4.2.2.1 Matériaux et Interfaces

Pour cette expérimentation, un géotextile non tissé aiguilleté de renforcement GTXr (géocomposite) de la gamme Bidim a été utilisé et une géomembrane en polypropylène GMBpp de la gamme Siplast. Le sol qui forme la couche de protection est un limon sableux dont les principales caractéristiques sont rappelées dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 Caractéristiques du limon sableux utilisé

sol	γ_d (kN/m ³)	w (%)	γ_d OPT (kN/m ³)	w (%)	WL (%)	WP (%)	IP	c' (kPa)	ϕ' (°)
Limon sableux	16.6	18	17.5	16	29.9	23.3	7.6	5	35

Les glissements élastiques minimums E_{slip} aux interfaces nécessaires pour mobiliser les frottements maximums sont considérés indépendants de la contrainte normale et sont arbitrairement fixés à 0.001 mm pour toutes les interfaces. Les

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

valeurs des angles de frottement (Tableau 4.2) aux interfaces "GTX/GMB" ont été déterminées au plan incliné par Briançon (2001). Les angles de frottement aux interfaces "GMB/sol support" qui ont un rôle moins déterminant dans le calcul n'ont pas été mesurés ; leurs valeurs ont été choisies à partir de valeurs données dans la bibliographie concernant ce type de géomembrane et des sols de même type que le sol support de l'expérimentation.

Tableau 4.2 Caractéristiques aux interfaces

	sol support/GMBpp	GMBpp/GTXr	GTXr/sol de protection
δ (°)	32	16	35
E_{slip} (mm)	0.001	0.001	0.001

Les propriétés mécaniques des matériaux sont figurées dans le tableau 4.3 ; pour les géosynthétiques, elles ont été déterminées à partir des résultats d'essais en traction fournis par les producteurs.

Tableau 4.3 Propriétés mécaniques des matériaux utilisés

	sol de protection	GMBpp	GTXr
E (kPa)	2000	7500	312000
ν	0.25	0.3	0.3

4.2.2.2 Description de la planche d'essai

La planche d'essai a été mise en place sur une pente de 4.5 mètres de long, inclinée à 22° avec V/H = 1/ 2.5, (fig.4.1).

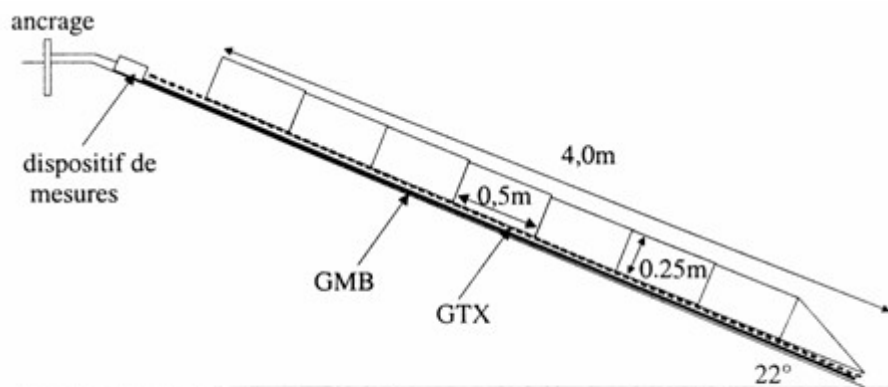


fig. 4.1 Vue de profil de la planche d'essai.

Les géosynthétiques ont été installés sur la pente et ancrés en tête de talus ; des capteurs de force ont été mis en place entre les mors d'ancrage et l'ancrage. Le sol de protection a été disposé sur les géosynthétiques sans butée de pied. Le sol inférieur formant le support a été mis en place et modelé en forme de cuvette (fig.4.2) de telle sorte qu'il n'y ait pas de fuite latérale au cours de la saturation du sol (fig 4.3 a).

La géomembrane est fixée à un mors d'ancrage couplé à un capteur de force ; le géotextile est fixé à trois mors d'ancrage (un pour le fond de la cuvette et un pour chacun des bords), chacun d'entre eux étant couplé à un capteur de force.

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

L'ensemble du dispositif est relié à des points fixes en tête de talus par des câbles (fig 4.3 b).

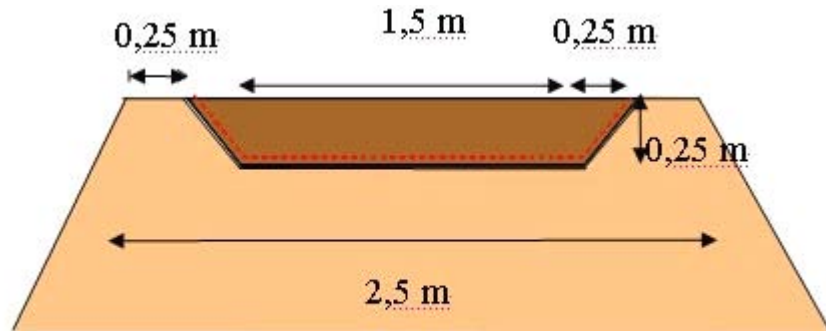


fig. 4.2 Coupe de la planche d'essai dans le plan perpendiculaire à la pente.



fig. 4.3 a



fig. 4.3 b

fig 4.3 Mise en place des géosynthétiques et du dispositif d'ancrage en tête.

4.2.2.3 Mise en œuvre du sol de protection et de la saturation

Le sol de protection a été chargé sur le talus à partir du pied vers le haut par des tronçons de section rectangulaire correspondants chacun à une longueur de recouvrement de 0.5 m et à une épaisseur de 0.25 m (fig.4.4 a).



fig. 4.4 a



fig. 4.4 b

fig. 4.4 Chargement du sol de protection.

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

Le sol de protection a été pesé avant d'être mis en place, afin de connaître avec précision la contrainte normale appliquée sur les géosynthétiques. Le sol a été légèrement compacté à l'aide d'une dame manuelle. Au cours du chargement, plusieurs piézomètres et un capteur de pression ont été installés dans le sol le long de la pente pour mesurer le niveau d'eau dans le sol de protection au cours de sa saturation (fig.4.4 b).

La saturation progressive du sol du haut vers le bas a été obtenue en maintenant un niveau d'eau constant en haut de couche de sol de protection. Un asperseur a permis de compléter la saturation du sol (fig.4.5).

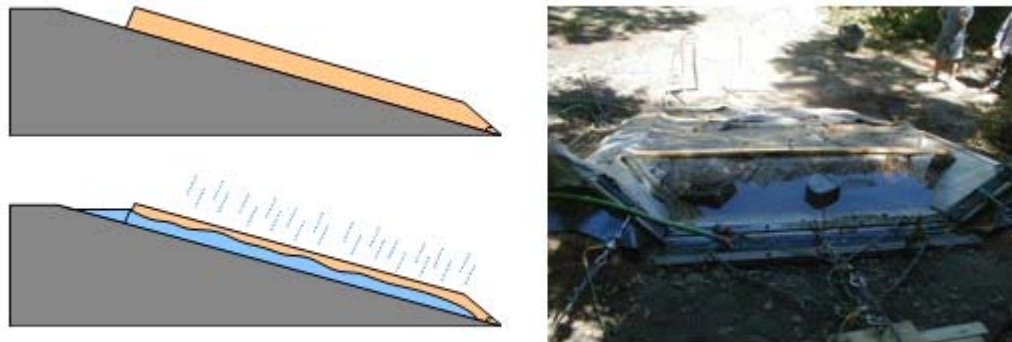


fig. 4.5 Application des conditions hydrauliques.↵

4.2.3 Comparaison et analyse

L'acquisition des efforts transmis en tête de talus par les géosynthétiques est faite en fonction du temps au cours du chargement et de la saturation du sol de protection. L'évolution des forces d'ancrage des géosynthétiques au cours de l'expérimentation est représentée par la force pour chacune des 8 étapes. Le chargement du sol et sa saturation se font respectivement en 8 et en 5 étapes. La force d'ancrage du géotextile est égale à la somme des efforts mesurés par le mors central et les deux mors latéraux. Afin de les comparer avec les résultats obtenus par le modèle numérique, les valeurs mesurées ont été recalculées pour une largeur unitaire de 1m.

Aucun effort n'a été transmis par la géomembrane en tête de talus au cours du chargement : la surface de glissement se situe principalement à l'interface "GTX/GMB". Cela a été bien simulé par le modèle. La comparaison des forces d'ancrage du géotextile données par la MEF, calculées par le logiciel G-SCAP et mesurées sur site est montrée sur la figure 4.6.

Le calcul analytique et la simulation donnent une bonne approximation des forces d'ancrage mesurées dans le géotextile au cours du chargement du sol de protection et de sa saturation. D'ailleurs, on peut remarquer que dans la simulation, le calcul n'a pas pu aller jusqu'au bout, il s'est arrêté à la fin de l'étape 12 correspondant à une hauteur d'eau de 19 cm dans la couche de sol. La hauteur d'eau

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

mesurée dans le sol de protection est égale à 21 cm en fin de l'essai lorsque le glissement du sol de protection sur le géotextile a été constaté. L'effet de l'eau a donc été correctement représenté dans le modèle numérique.

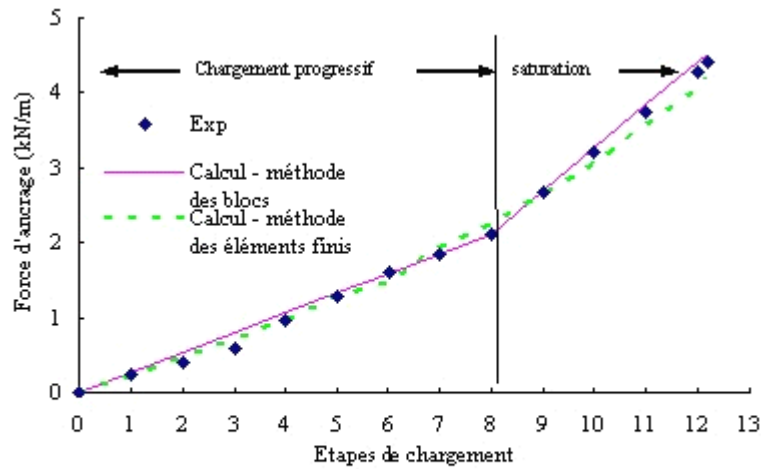


fig. 4.6 Force d'ancrage dans le géotextile – comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux.

4.3 Cas de Montreuil sur Barse

4.3.1 Objectif

Un programme d'évaluation des performances de différents systèmes d'étanchéité a été engagé en 1992 par différents laboratoires (CEMAGREF, LIRIGM, LRPC de Nancy, CREDD) sur le Centre de Stockage de Déchet de Montreuil-sur-Barse géré par la CGEA-Onyx. Cette expérimentation en vraie grandeur a permis de recueillir des données de mesures pouvant être confrontées aux résultats de calculs obtenus par les méthodes de dimensionnement disponibles. Par ailleurs ces mesures ont servi de base pour le développement de nouveaux modèles numériques par éléments finis afin d'améliorer les méthodes de calcul de stabilité et plus généralement de conception du DEG.

La modélisation numérique de cette expérimentation a fait l'objet des travaux de Feki (1996) et Lalarakodoson (1998). La méthode des éléments finis et la méthode des différences finies sont respectivement utilisées par ces deux auteurs pour la modélisation de cette expérimentation.

4.3.2 Description de l'expérimentation

Dans le cadre de l'expérimentation en vraie grandeur, quatre casiers expérimentaux sont construits sur une superficie de 1.5 hectares dans le centre d'enfouissement technique de Montreuil-sur-Barse, avec quatre structures d'étanchéité différentes sur les talus. Les casiers expérimentaux sont construits avec des pentes relativement fortes d'où l'intérêt pour l'expérimentation car dans ces conditions on peut supposer

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

que l'on aura une mise en tension des composantes du système d'étanchéité sur le talus et des déplacements significatifs.

Les composants géosynthétiques du DEG sont ancrés en tête des talus dans une tranchée d'ancrage dont la forme est de type L (fig 4.7).



fig. 4.7 Tranchées d'ancrage.+

4.3.2.1 Casier instrumenté

Parmi les quatre casiers, nous avons choisi celui qui a été instrumenté pour la mesure des déplacements et des tensions (fig. 4.8). Cette expérimentation réalisée le 1/2/1995 a permis le suivi des déplacements des différents composants du DEG et des efforts en tête des géosynthétiques lors de la mise en place de la couche de sol sur la pente.

Les géosynthétiques, dans la zone d'expérimentation, ont été fixés à des poteaux d'ancrage mis en place en tête de talus.(fig. 4.9).

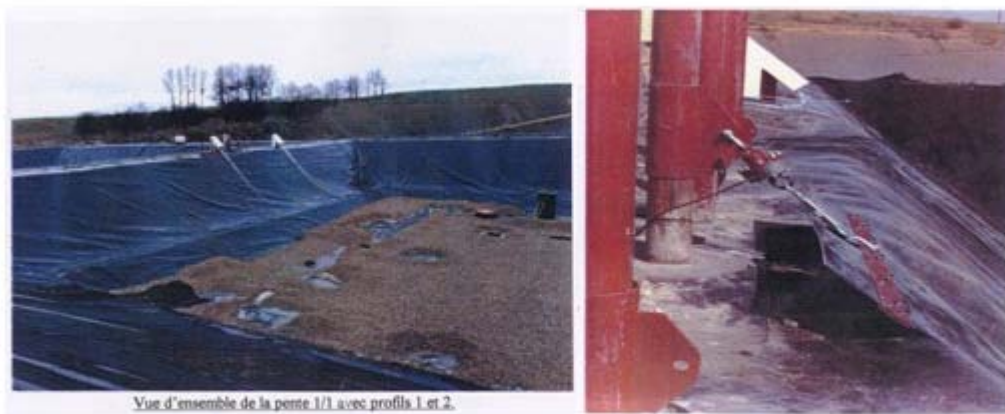


fig. 4.8 Vue d'ensemble du casier instrumenté.+ fig. 4.9 Poteaux d'ancrage des géosynthétiques.+

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

Le DEG expérimenté se compose d'une géomembrane reposant sur une couche d'argile ; un géotextile est mis en place sur la géomembrane assurant les fonctions de protection et de renforcement (reprise des forces d'ancrage). Le tout est recouvert d'une couche de matériaux alluvionnaires (grave), épaisse de 30 cm. Le talus instrumenté est incliné à 2/1 (H/V) pour une hauteur totale de 4m (fig. 4.10).

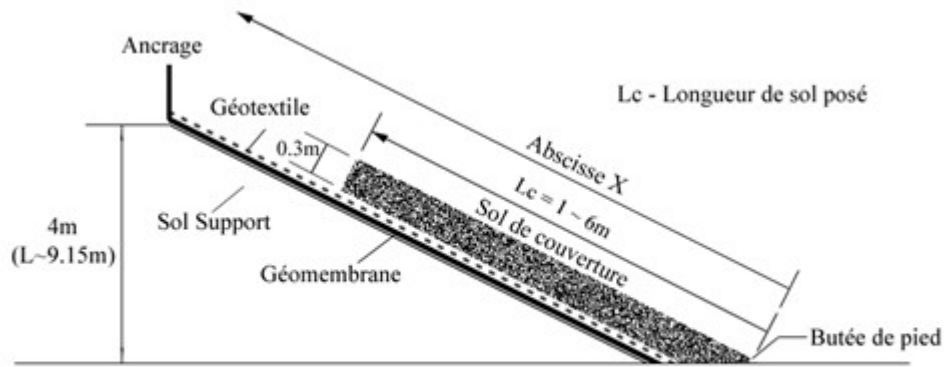


fig. 4.10 Schéma du DEG expérimental de Montreuil.↵

Des capteurs de force sont placés en tête de chaque nappe pour mesurer les efforts repris (fig. 4.11). Les déformations longitudinales du géotextile, de la géomembrane et de la grave sont mesurées à l'aide de dispositifs à fils métalliques régulièrement répartis le long de chaque composant.

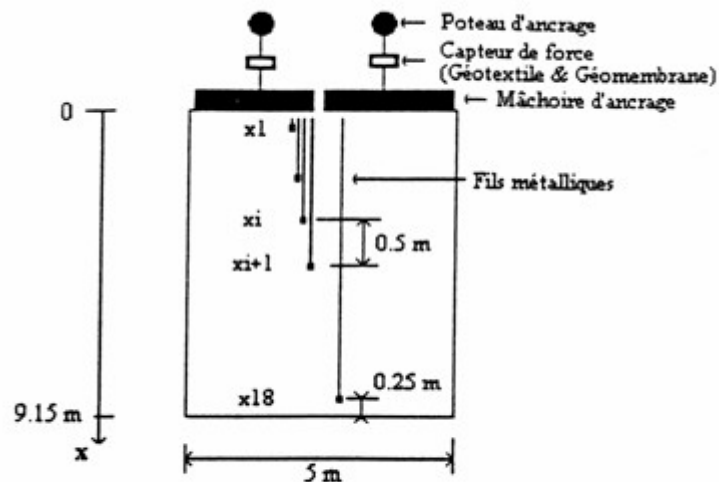


fig. 4.11 Dispositifs des mesures (Lalarakotoson, 1996)↵

4.3.2.2 Déroulement de l'expérimentation

L'expérimentation s'est déroulée en 4 phases :

- chargement avec la butée de pied,
- décaissement de la butée de pied,

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

- reprise du chargement sans la butée de pied,
- remplissage des déchets.

La couche de grave a été mise en place sur la pente à la pelle mécanique, mètre de talus par mètre de talus, jusqu'à couvrir une longueur développée de 6 m. Puis la butée de pied de la grave sur la risberme a été enlevée. Ensuite le chargement de la grave a été repris jusqu'à atteindre une longueur développée totale sur la pente de 8m.

4.3.2.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux et de leurs interfaces

Dans le but de pouvoir modéliser le dispositif d'étanchéité mis en place par des méthodes numériques, des études expérimentales visant à la caractérisation mécanique des matériaux et de leurs interfaces ont été engagées par le LIRIGM et les CEMAGREF d'Antony, d'Aix en Provence et de Bordeaux.

Ces études comprenaient des essais de frottement à la boîte de cisaillement et au plan incliné pour caractériser les interfaces géosynthétiques, des essais triaxiaux, des essais de compression simple sur les sols et des essais de traction sur les composants géosynthétiques.

La détermination des caractéristiques mécaniques des interfaces a concerné les interfaces :

- ARGILE/GMB,
- GMB/GTX,
- GTX/GRAVE.

On peut se reporter à la thèse de Féki (1996) pour plus de détail sur les résultats de ces essais. L'ensemble des caractéristiques des matériaux et de leurs interfaces est résumé dans les Tableaux 4.4 et 4.5. Dans la simulation, l'angle de frottement à l'interface ARGILE/GRAVE au niveau de la butée est supposé égale à l'angle de frottement interne de la grave.

Tableau 4.4 Caractéristiques aux différents interfaces

Interface	Grave/GTX	GTX/GMB	GMB/Argile
δ (°)	29	12	9
Eslip (mm)	2	2	0.2

Tableau 4.5 Propriétés des matériaux

	GMB	GTX	Grave
E (Pa)	2.29E+08	3.25E+07	1.2E+06
ν	0.01	0.01	0.3
Φ (°)	-	-	38
Ψ (°)	-	-	0
γ (kN/m ³)	1000	1080	18000
e (m)	0.002	0.002	0.3

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

L'argile servant de support est supposée rigide et indéformable dans le modèle. Comme indiqué dans la décomposition du modèle développé dans le cadre de ce travail, les comportements des nappes géosynthétiques sont modélisés par des lois de comportement élastiques non-linéaires avec des modules d'élasticité en traction (E_t) et en compression (E_c) dont le rapport E_t/E_c est arbitrairement fixé à 100 quels que soient les géosynthétiques (fig.4.12).

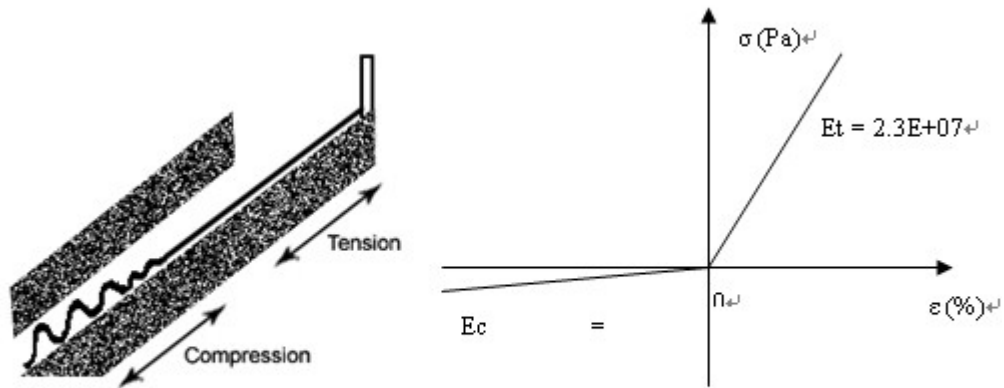


fig. 4.12 Prise en compte de la mise en compression dans la loi de comportement pour le géotextile.

4.3.3 Résultats et confrontation avec les mesures

4.3.3.1 Evolution des tensions en-tête des géosynthétiques

On présente sur la figure 4.13 la comparaison des tensions en-tête des géosynthétiques mesurées et calculées à partir du modèle numérique. L'ensemble des résultats obtenus fait apparaître une bonne cohérence entre l'expérimentation et la modélisation numérique effectuée avec notre modèle. On constate que la réponse du modèle concorde avec les mesures.

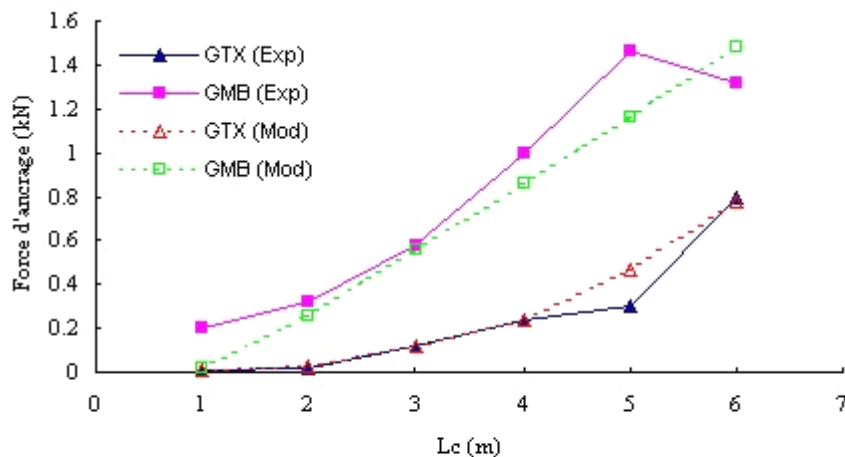


fig. 4.13 Force d'ancrage dans les géosynthétiques – comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux.

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

Les seules différences sont les contraintes en fin de chargement. A ce sujet, les expérimentations ont évoqué une rotation éventuelle de poteaux d'ancrage qui pourraient expliquer la diminution des tensions mesurées en fin du chargement (6^{ème} mètre de sol).

4.3.3.2 Evolution des déplacements au sein du géotextile

Soit L_c la longueur de chargement et pour chaque valeur de L_c , L la distance entre un point de mesure et le pied du talus.

Les calculs ont été menés, mètre par mètre, jusqu'à une longueur de chargement $L_c=6m$ (la fin de première phase de l'expérimentation). Les comparaisons entre l'expérimentation et la modélisation pour les déplacements en différents points du géotextile sont présentées respectivement sur la figure 4.14 pour plusieurs longueurs de chargement ($L_c=3,4,5$ et $6m$).

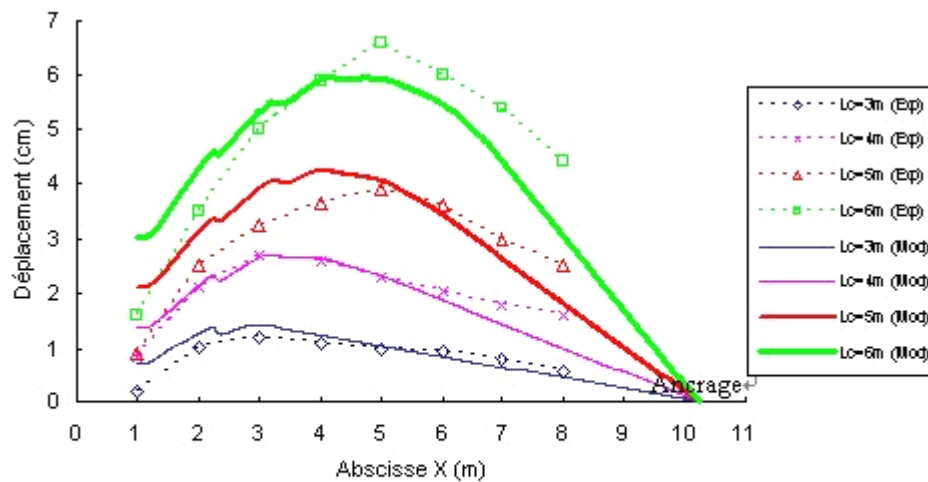


fig. 4.14 Profils des déplacements dans le géotextile – comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux.

On observe une bonne concordance des estimations du modèle avec les valeurs mesurées au niveau de la zone effectivement recouverte de sol. Pour les longueurs de couverture L_c de 5 et 6 m, on remarque quelques écarts au niveau des déplacements en tête de talus. En effet, le déplacement mesuré du point à $L=8m$ est environ 4cm pour $L_c=6m$, ce qui est trop important car si on prolonge la courbe jusqu'au point d'ancrage ($L=9.15m$), on n'obtient pas un déplacement nul alors que ce déplacement est physiquement égale à zéro puisque le GTX est parfaitement ancré.

De même que précédemment pour la comparaison des forces d'ancrage, il est possible qu'un léger pivotement du système d'ancrage ait eu lieu expliquant que les déplacements mesurés soient élevés en fin d'expérimentation.

Enfin, comme Lalarakotoson (1998) l'indique dans sa thèse, au niveau de la zone non recouverte par la grave, les déplacements mesurés sont presque systématiquement supérieurs à la prédiction du modèle. Il précise que cela peut

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

résulter d'une hétérogénéité transversale de la déformation qui accompagne généralement l'étirement des géotextiles (fig. 4.15). Avec la mise en tension, le géotextile tend à se déformer plus au voisinage de son axe longitudinal. La mesure des déplacements le long de la nappe s'en trouve directement affectée car les points de mesure de l'expérimentation sont concentrés au voisinage de l'axe longitudinal.

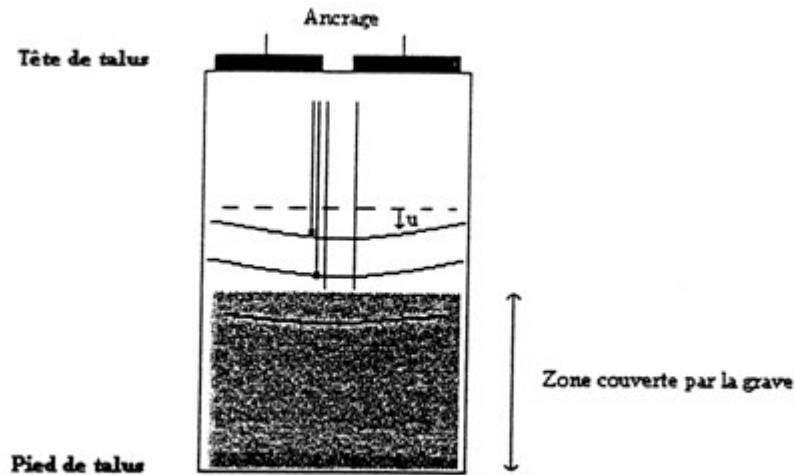


fig. 4.15 Hétérogénéité transversale de la déformation du géotextile (Lalarakotoson, 1996).+

4.3.3.3 Evolution des déplacements au sein du sol de couverture

Les déplacements du sol de couverture sont mesurés grâce à la mise en place progressive pendant le chargement, des dispositifs de mesure qui n'enregistrent donc que les déformations postérieures à leur mise en place respective. Les déplacements mesurés sont donc définis différemment des déplacements calculés à partir du modèle numérique. Ces derniers, par construction, correspondent à la valeur totale du déplacement par rapport à la position initiale du nœud concerné (même en l'absence de sol), tandis que les déplacements mesurés ne concernent que les déplacements constatés à partir de la mise en place du sol sur le point de mesure.

En fait, l'ensemble du sol de couverture est créé lors de la construction du modèle puis divisé en 6 blocs de longueur 1 mètre. A partir des déplacements totaux obtenus par ABAQUS (absolus) $U(x_i)$ (x_i étant la position le long de la pente), une confrontation avec les valeurs mesurées est possible en adoptant les déplacements $U'(x_i)$ définis par :

$$U'(x_i) = U(x_i) - U_{\max}(L_c)$$

avec:

$U'(x_i)$ représente le déplacement du point x_i à partir du moment où il est chargé en sol,

$U(x_i)$ représente le déplacement total du point x_i à partir de la mise en place du 1^{er} bloc du sol à partir du pied,

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

$U_{\max}(L_c^i)$ - déplacement du nœud d'abscisse x_i lorsque la couverture a été mise en place sur une longueur L_c^i ,

L_c^i - longueur de couverture mise en place depuis la butée de pied (L_c^i correspond à un nombre entier de bloc tel que $L_c^i < x_i < L_c^i + 1$ mètre, comme dans la figure 4.16).

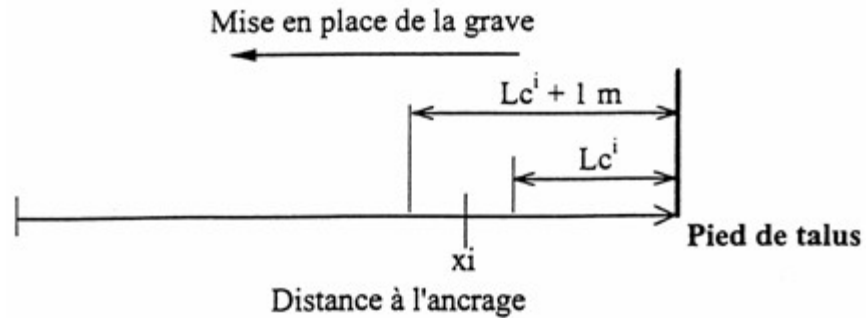


fig. 4.16 Définition de la longueur de couverture L_c .

En prenant en compte cette correction, il est possible de confronter les résultats obtenus pour l'expérimentation et la modélisation pour les déplacements en différents points de la grave (fig. 4.17). Sur cette figure sont représentés les déplacements pour différentes longueurs de chargement ($L_c=3,4,5$ et 6 m).

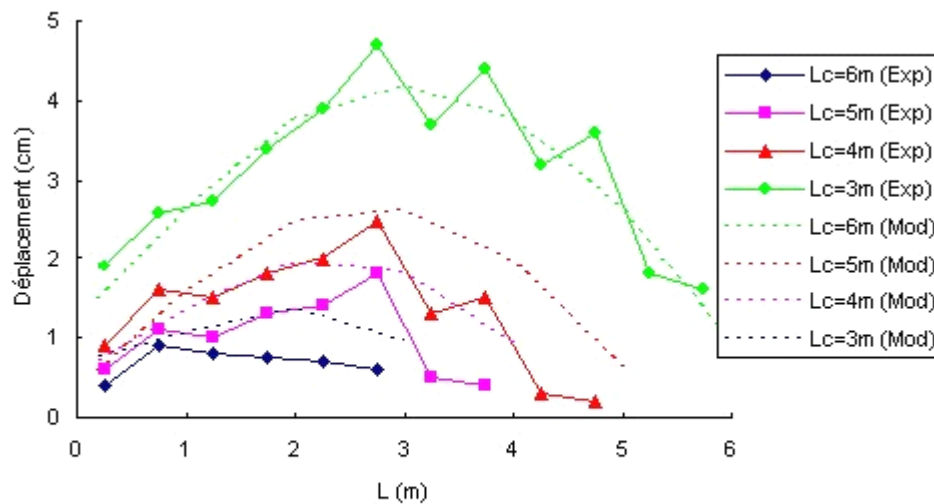


fig. 4.17 Profils des déplacements dans la grave – comparaison entre les résultats numériques corrigés et expérimentaux.

Comme dans le cas du géotextile vu précédemment, on constate que globalement l'écart entre les déplacements mesurés et calculés (après correction) est relativement faible. Les causes éventuelles de cet écart sont les mêmes que pour celles constatées dans le géotextile. Sur les figures 4.14 et 4.17, on constate qu'un accroissement assez important des déplacements est obtenu entre le 5^{ème} ($L_c=5$ m) et

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

le 6^{ème} ($L_c=6m$) niveau de chargement. Ceci peut émettre l'hypothèse qu'à ce moment la mobilisation des frottements est maximale et la butée de pied "entre" en plastification.

4.3.3.4 Evolution des déformations au sein du géotextile

Sur la figure 4.18 sont présentés des profils des déformations calculées et mesurées du géotextile pour trois longueurs de chargement ($L_c=4,5$ et $6m$).

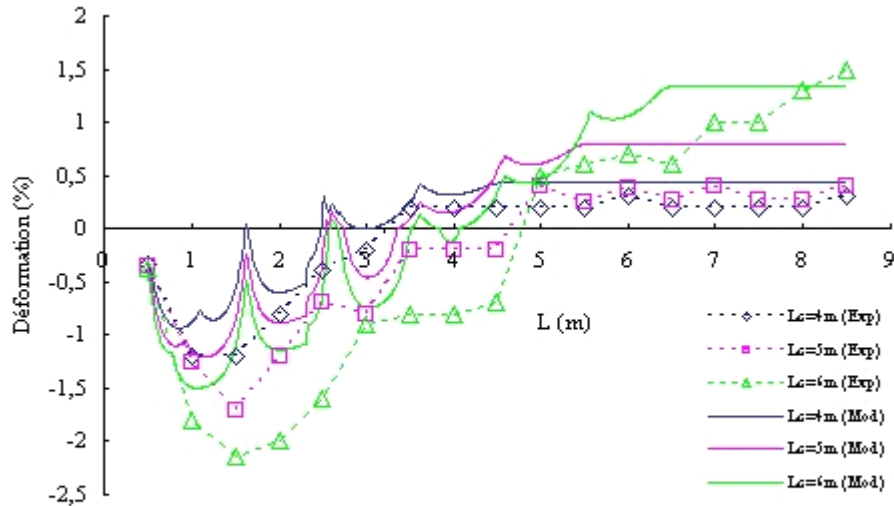


fig. 4.18 Profils des déformations dans le géotextile – comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux⁴

Les déformations expérimentales sont calculées à partir des déplacements des points repères du géotextile, celles obtenues numériquement sont directement données par ABAQUS. On peut remarquer que sur la partie non-recouverte par la grave, les déformations calculées dans le géotextile sont constantes ce qui décrit bien le phénomène physique car en absence de frottement, la tension et donc la déformation est identique sur toute la partie libre. Par contre, les déformations mesurées expérimentalement varient notablement sur le dernier mètre du talus pour $L_c=6m$.

La mise en "compression" de la partie basse de la nappe est qualitativement montrée par les déformations négatives. Les "vagues" de la courbe simulée résultent vraisemblablement du nombre insuffisant de blocs de chargement.

4.3.3.5 Comparaison des forces d'ancrage avec G-SCAP

Afin de comparer les résultats numériques et expérimentaux avec ceux calculés par la méthode des blocs (fig. 4.19), on a fait la somme de la force d'ancrage dans le GTX (T_{gtx}) et celle dans la GMB (T_{gmb}) présentées sur la figure 4.14. Si les forces d'ancrage reprises par l'ensemble des géosynthétiques données par ces trois modes, en fin de chargement progressif ($L_c=6m$), sont cohérentes, on remarque que la méthode des blocs ne donne une force qu'à partir d'une longueur de couverture L_c

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

d'environ 4 m alors qu'une sollicitation en tension du géotextile est observée dès une longueur L_c de 1m pour la MEF et dès la mise en place des sols de couverture sur pente pour les mesures expérimentales.

L'origine de cet écart s'explique par le fait que dans la méthode des blocs (qui calcule la force nécessaire pour atteindre l'équilibre) le géotextile n'est pas considéré comme fixé en tête ce qui permet de mobiliser dès le début du chargement toute la capacité de la butée de pied. Alors que pour la MEF et l'expérimentation, les géosynthétiques sont ancrés et par conséquent sont sollicités en traction dès le début du chargement du sol et la butée de pied n'est sollicitée que progressivement avec l'allongement du géotextile. De plus, dans la méthode des blocs, la butée de pied est considérée comme mobilisable dès la mise en place des premiers éléments du sol de couverture supposé monolithique donc sans tassement.

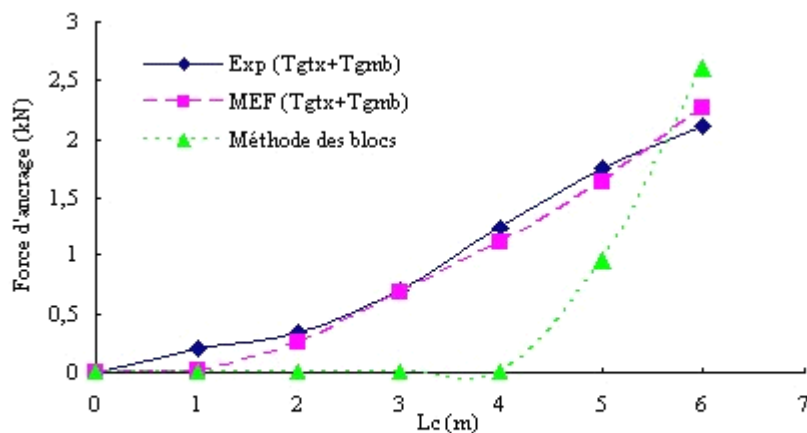


fig. 4.19 Comparaison des valeurs mesurées, analytiques et numériques de la force d'ancrage pour l'ensemble des géosynthétiques.

4.4 Cas de Torcy

4.4.1 Objectif

Cette étude a été réalisée par le Lirigm (Thomas, 2000) et s'inscrit dans le cadre du programme "Couverture de Centre de Stockage de Déchet de Classe II" qui est piloté par le Lirigm et engagé par l'Agence de l'Environnement (ADEME) avec la participation de Simecsol, Cgea-Onyx et Sita, sur le site de Torcy. Ce site a été choisi pour réaliser une étude géotechnique du comportement en tassement d'un massif de déchets (DIB : Déchets Industriels Banals) et pour une étude comparative de la stabilité des composantes du système géosynthétique de couverture sur pente.

Le centre de stockage de déchets industriels banals de Torcy fait l'objet d'une étude instrumentée du comportement des déchets en zone centrale d'un casier expérimental, en forme de tumulus (Gourc et al, 2001). Sur sa partie latérale, de pente 1/3 (vertical/horizontal), il a été jugé intéressant d'expérimenter différents dispositifs de couverture, conformes à la réglementation, dans la mesure où la pente, d'un seul tenant sans risberme, atteint 50 m de longueur.

4.4.2 Présentation de l'expérimentation

4.4.2.1 Composition des DEG

4 planches d'essais de couverture ont été réalisées début juillet 99 sur la pente du casier expérimental du site de Torcy. Ces 4 planches d'essai (P1 à P4) sont constituées suivant la configuration de la figure 4.20.

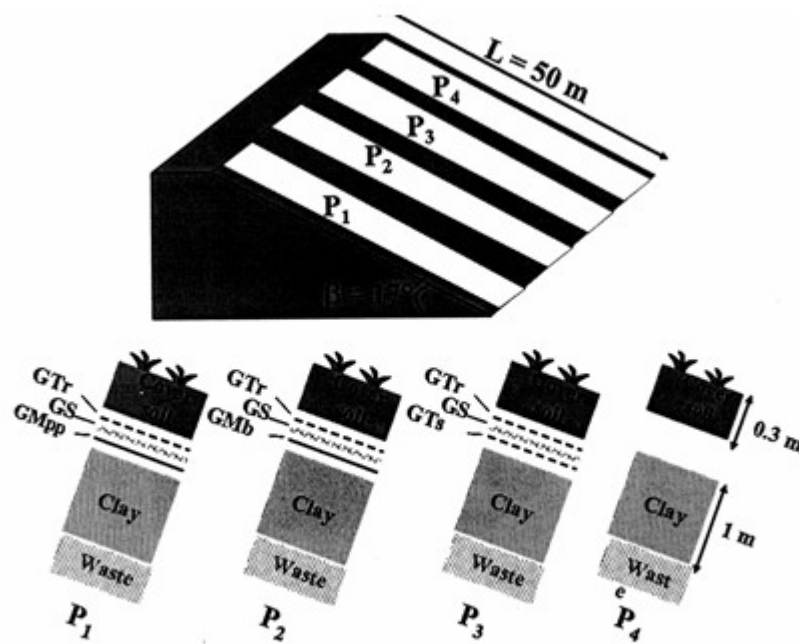


fig. 4.20 Constitution des 4 planches d'essai de la barrière de couverture sur pente (Ramirez, 2003).*

La pente est continue d'une inclinaison $\beta=18^\circ$. Elle constitue le rebord Est du casier de déchets. Les surfaces de la pente ont préalablement été préparées pour la pose des géosynthétiques (enlèvement des éléments poinçonnant et désherbage).

La longueur des planches d'essais est comprise entre 46 et 53 m ; leur largeur est de 5.30 m qui représente la largeur du géosynthétique le plus étroit. La barrière active d'étanchéité servant de base à ces dispositifs de couverture est dénommée "argile" dans les rapports ; en fait, il s'agit d'une arène granitique mise en place par plots au fur à mesure de la montée du tumulus de déchets.

Les géosynthétiques utilisés en couverture pour l'expérience sont du bas vers le haut (fig. 4.20) :

- une géomembrane placée sur la couche d'argile, dont le but fonctionnel est l'étanchéité vis à vis des eaux de pluie et de ruissellement qui sont évacuées par le géospaceur supérieur (géonet). Cette géomembrane est en polypropylène (GMBpp) pour la planche P1 et bitumineuse pour la planche P2.
- un géospaceur (GS) sous forme d'un géonet, sorte de grille en polyéthylène, transmissive (transmet l'eau de ruissellement dans son plan).

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

Sur la planche P3, en l'absence de géomembrane, un géotextile non-tissé (GTXs) de séparation est interposé entre le géospaceur et "l'argile" de manière à éviter le colmatage des vides du géonet.

- un géotextile de renforcement (GTXr) placé au-dessus du géospaceur dont la fonction est double : fonction de filtration et fonction de renforcement.

La planche P4 est une planche sans utilisation du géosynthétique.

Sur chacune des planches les géosynthétiques sont recouverts progressivement depuis le pied du talus d'une couche de 30 cm de terre végétale.

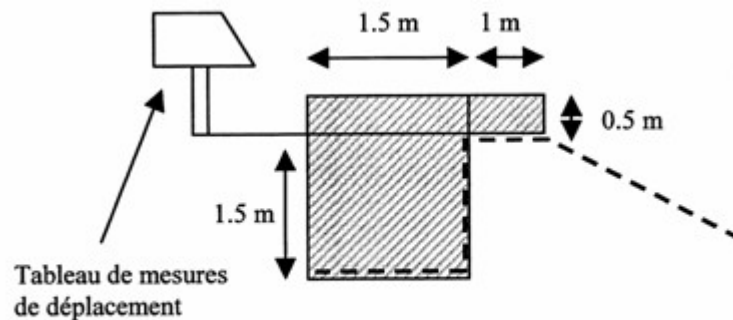


fig. 4.21 Tranchée d'ancrage des géosynthétiques.

En tête de talus, les géosynthétiques sont ancrés (système en L) dans une tranchée de 1,5m de profondeur (fig. 4.21). Cette tranchée a été dimensionnée en fonction du géosynthétique le plus mobilisé en traction (GTXr) en supposant que l'effort maximal sur la tranchée est l'effort maximal à la rupture du géotextile. Dans ces conditions, les dimensions de la tranchée d'ancrage sont sensiblement supérieures aux dimensions habituelles. On est alors assuré ainsi de tester les géomatériaux sur pente et non la résistance de l'ancrage qui est surdimensionné. Par contre on ne peut pas rigoureusement assurer que le plot d'ancrage puisse être considéré comme un point fixe pour les géosynthétiques.

4.4.2.2 Instrumentation des matériaux de couverture

Les trois planches P1, P2, P3 sont instrumentées pour la mesure des déplacements tels que définis ci-après. Seules les géomembranes des planches P1, P2 sont équipées en mesure de déformations.

Sur chaque nappe géosynthétique, cinq points repères sont fixés à 1, 2, 5, 30 et 42 m de la tête du talus (fig. 4.22). Le câble métallique est riveté directement sur les géotextiles et géospaceurs, par contre la fixation sur la géomembrane est réalisée par une pièce de géomembrane soudée sur celle mise en place. Ces points repères sont reliés par des câbles gainés (permettant leur libre circulation) à des tableaux de mesure (fig. 4.23) où ils sont tendus par des contre-poids.

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

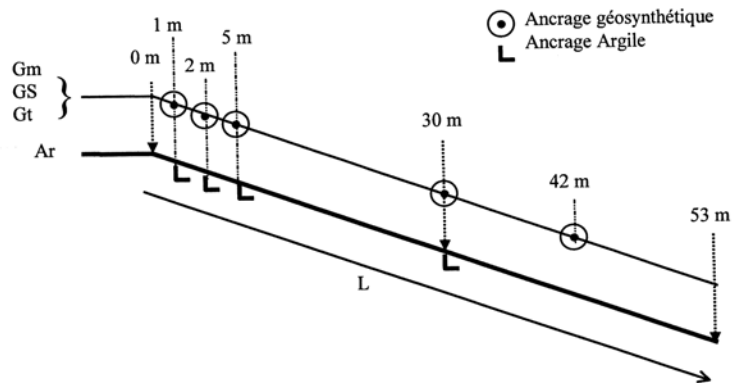


fig. 4.22 Mesures par câbles des déplacements dans les matériaux de couverture (Thomas, 2000).

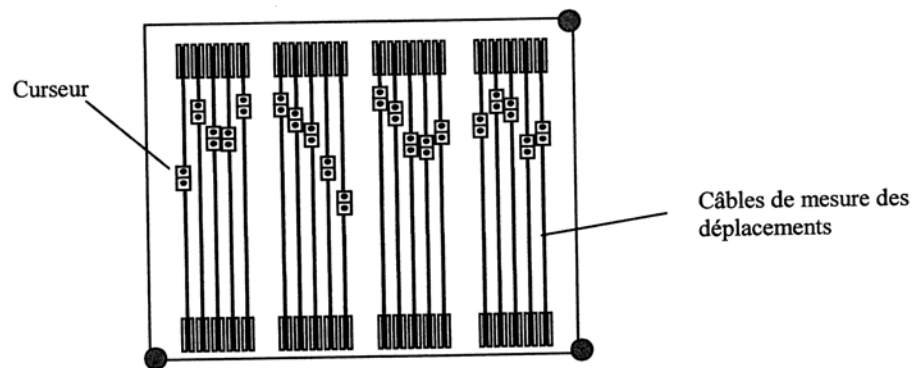


fig. 4.23 Principe de mesure des déplacements par déplacement de curseurs et repérage topographique des tableaux de mesure (Thomas, 2000).

Pour mesurer les déplacements de la couche d'argile, les câbles sont liés à des L métalliques de 30cm de longueur implantés à quelques centimètres de profondeur de la couche à 1, 2, 5 et 30m de la rupture de pente.

Les déplacements dans la terre végétale, sont obtenus par des levés topographiques successifs de 12 piquets mis en place sur chaque planche.

Les déformations des géomembranes bitumineuse et polypropylène sont mesurées localement par l'intermédiaire de 6 jauges extensométriques (3 jauges sur chaque nappe) placées à 2, 10 et 20m de la tête du talus.

4.4.3 Modélisation des planches d'essais du CSD de Torcy

Dans le but de poursuivre la validation du modèle développé dans le cadre de cette thèse, j'ai choisi de simuler la planche I (P1). Le maillage utilisé pour modéliser l'expérimentation de la pente de Torcy est du type de celui de la figure 4.24.

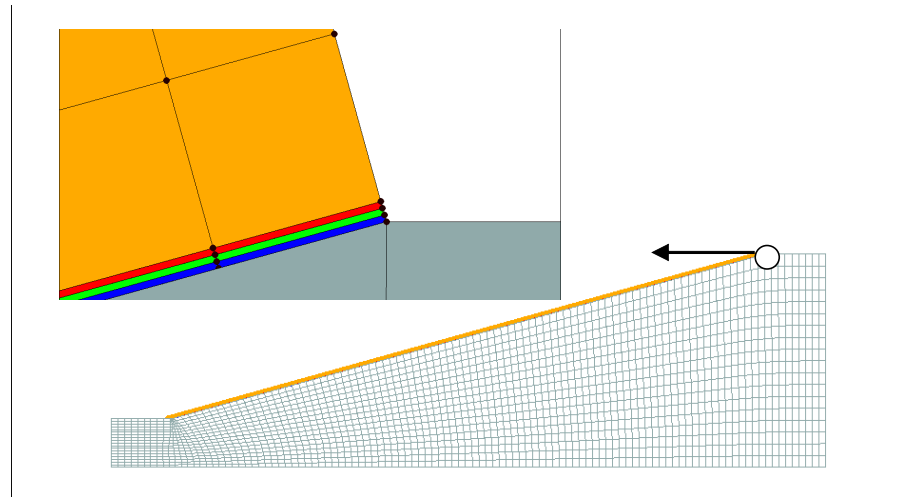


fig. 4.24 Maillage utilisé pour la simulation de la pente de Torcy (trois nappes de géosynthétiques)

La méthode de discrétisation du DEG présentée au § 3.3 est appliquée à la simulation de cette expérimentation. La particularité par rapport aux 2 validations est le nombre de nappes géosynthétiques. Les cas précédemment simulés ne comportent que deux nappes de géosynthétiques, alors que celui de Torcy est composé de trois géosynthétiques. La mise en place du sol de couverture se réalise en 8 blocs ; le tassement du support provenant de déformations des déchets n'est pas pris en compte, le support est donc supposé stable.

L'évaluation des propriétés de frottement d'interface des différents constituants des dispositifs de couverture a été menée au Lirigm qui dispose des appareillages spécifiques permettant ce type particulier d'essais : un boîtier de cisaillement direct de grandes dimensions et un bâti à plan incliné, permettant de faire des essais d'interface sous des contraintes normales faibles. Les valeurs de caractéristiques d'interface sont rappelées dans le Tableau 4.6.

Tableau 4.6 Caractéristiques aux interfaces

	Argile/GMBpp	GMBpp/GS	GS/GTXr
φ (°)	13.8	13	15
Eslip (mm)	1	2	2

Nous avons repris les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la modélisation de Torcy proposées par Féki (Tableau 4.7).

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

Tableau 4.7 Propriétés des matériaux mécaniques

	Terre végétale	GMBpp	GS	GTXr
E (kPa)	1200	41000	12500	290000
ν	0.3	0.2	0.2	0.2
J (kN/m)		82	15.5	580

J représente ici la raideur sécante des GSY (kN/m).

4.4.4 Résultats et comparaisons

La courbe représentant les évolutions des forces d'ancrage dans les géosynthétiques au cours de la pose de la couverture est donnée sur la figure 4.25. Les diagrammes (fig. 4.26) permettent de comparer les déplacements dans les différents géosynthétiques le long de la pente (Abscisse X). Les déformations des géosynthétiques simulées sont enfin montrées sur la figure 4.27.

4.4.4.1 Forces d'ancrage dans les géosynthétiques

Le mécanisme mis en évidence expérimentalement pour la planche I est vérifié ici : la priorité au glissement en bloc (géotextile de renforcement GTXr et géospaceur GS) sur la géomembrane GMBpp. La plupart des forces d'ancrage développées par le poids de la couverture est reprise par la nappe de géotextile de renforcement. L'écart de force d'ancrage entre les deux composants du bloc (GTXr et GS) s'explique par la différence de leurs modules d'Young. La tension en tête de la géomembrane est quasiment nulle.

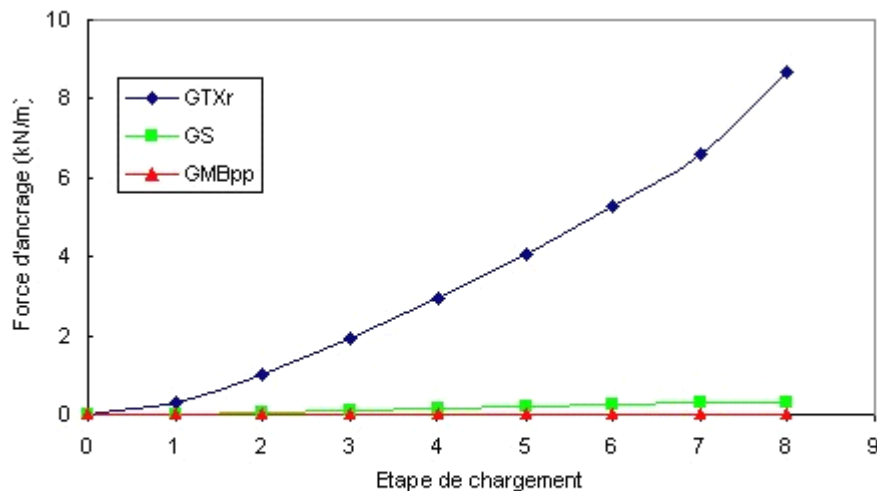


fig. 4.25 Evolution des forces d'ancrage dans les géosynthétiques en fonction de chargement progressif de la couverture.⁴¹

Chapitre 4 Validation du modèle sur expérimentations en vraie grandeur

Dans le Tableau 4.8, nous avons comparé les valeurs des efforts de traction en tête de pente, obtenues numériquement et expérimentalement à la fin de la construction.

Tableau 4.8 Comparaison des efforts de traction en tête entre les valeurs numériques et expérimentales

	GMBpp	GS	GTXr
Num. (kN/m)	0.01	0.28	8.7
Exp. (kN/m)	0.164	0.225	7.54

On pourra noter que l'effort de traction dans le GTXr calculé par le modèle numérique est proche de celui mesuré expérimentalement. Les valeurs de tension de la GMBpp et du GS sont très faibles et peu significatives.

4.4.4.2 Comparaison des profils de déplacements

L'évolution des déplacements représentée sur la figure 4.26 met bien en évidence la surface de glissement préférentielle à l'interface GMBpp/GS et un déplacement quasi identique (notamment dans le calcul) du GTX et du GS. Le déplacement maximum du bloc (GTXr et GS) se trouve environ à 38 m de la tête de talus. Nous avons observé un déplacement de l'ordre de 5 cm avant le chargement du sol de couverture sur le dispositif expérimental, ceci peut être expliqué par la mise en place des géosynthétiques. Dans le modèle numérique, ce décalage n'est pas pris en compte. Compte tenu de ce décalage on peut constater que les valeurs de déplacement du géotextile calculées sont très proches de celles mesurées. Par contre les valeurs calculées du déplacement du GS sont légèrement supérieures à celles mesurées sur le site. Pour la géomembrane les déplacements calculés sont négligeables comme ceux qui ont été mesurés.

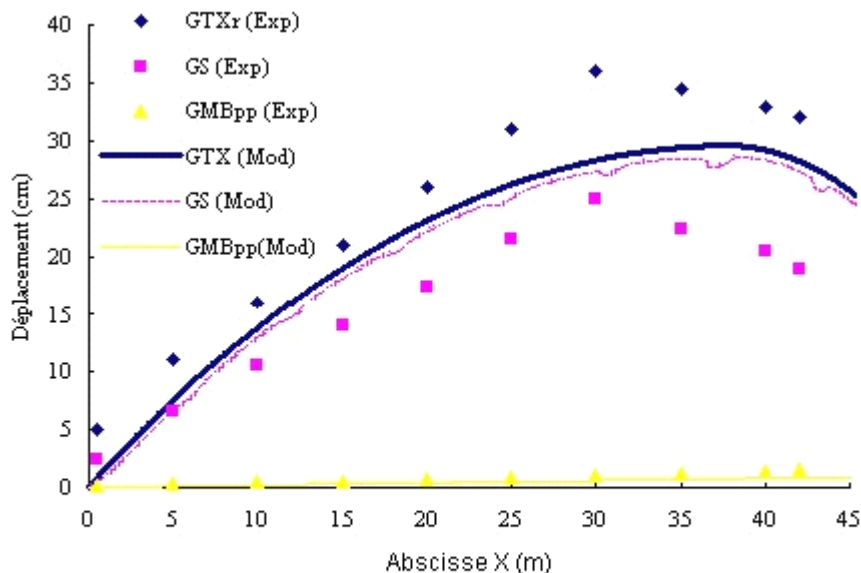


fig. 4.26 Comparaison des profils des déplacements obtenus numériquement avec les valeurs expérimentales – Planche I.4

4.4.4.3 Profil de déformations dans le géotextile

La mise en "compression" de la partie basse du géotextile est encore une fois bien mise en évidence sur la figure de déformations 4.27 à la fin du chargement. Il est à noter que les déformations sont données en tout point le long du géotextile (jusqu'à Abscisse X=50m), alors que sur la figure 4.26 la courbe s'arrête à 45m sur l'abscisse X car les dispositifs de mesurage sont installés jusqu'à environ 42m de l'ancrage. L'endroit ayant la déformation nulle est repéré environ à 38 m de la tête de talus, ce qui est également traduit par une valeur maximale sur la figure de profil des déplacements (fig. 4.25) que nous avons présentée précédemment.

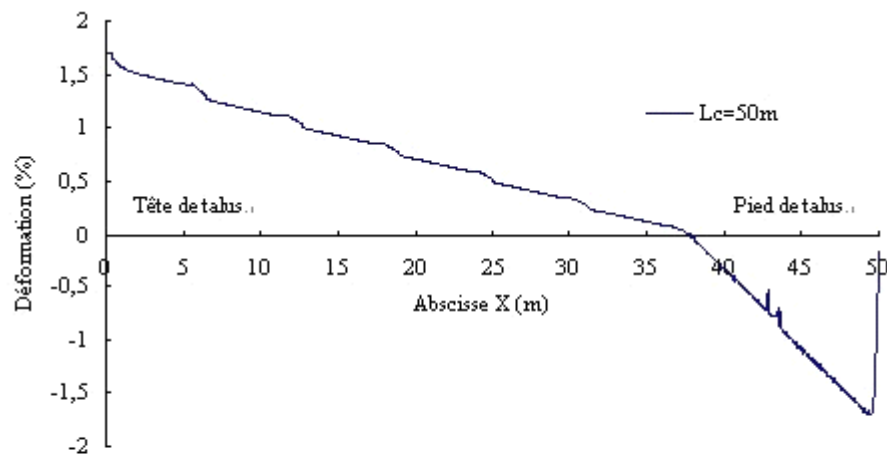


fig. 4.27 Profil des déformations en fin du chargement de la couverture dans le géotextile – Planche I.†

Entre 36 et 50 m par rapport à la tête du talus, soit sur les 14 m situé au pied du talus, le géotextile n'est donc pas sollicité en traction. Vu la longueur importante de la pente dans ce cas présent (50 m), on peut se demander si un chargement plus progressif aurait amené des résultats plus précis (dans ce cas on s'est contenté de 8 blocs, soit une longueur de 6.25 m par étape d'analyse).

4.5 Conclusion

Différents éléments du modèle ont été respectivement validés, à savoir, le chargement progressif du sol de couverture, la saturation du sol de couverture et la prise en compte de la butée de pied. Le modèle a prédit aussi bien des résultats sur la petite dimension que sur la grande dimension. A travers ces validations en vraie grandeur, il apparaît que le modèle développé au chapitre 3 sous ABAQUS permet un dimensionnement satisfaisant et de disposer d'un modèle de base pour établir un outil de conception des DEG en effectuant une étude paramétrique complète.

Chapitre 5

Etude paramétrique

5.1 Introduction

5.2 Présentation de l'étude générale

5.2.1 Géométries du DEG

5.2.2 Caractéristiques des matériaux et de leurs interfaces

5.2.3 Résultats et interprétation

5.3 Principe et fonctionnement

5.3.1 Fonctionnement du script Python

5.3.2 Organisation de l'étude paramétrique

5.3.3 Difficulté rencontrée

5.4 Influence de différents paramètres sur la stabilité du DEG

5.4.1 Angle de frottement à l'interface GMB/GTX

5.4.2 Module d'Young du géotextile

5.4.3 Module d'Young du sol de Couverture

5.5 Conclusion

5.1 Introduction

Aux chapitres précédents un modèle d'éléments finis pour la modélisation du DEG a été proposé et puis validé par des expérimentations en vraie grandeur. Il a permis de simuler de façon satisfaisante le comportement mécanique des différents composants du dispositif. Une étude paramétrique pourra être effectuée à partir de ce modèle, afin de mieux comprendre l'influence des différents paramètres sur le comportement et la stabilité du DEG. La connaissance de l'influence de ces paramètres est très importante lors du dimensionnement d'un DEG.

Pour cela, dans un premier temps on se fixe les paramètres à faire varier et pour lancer l'ensemble des calculs de manière automatisée, il a été nécessaire de créer un programme en langage Python permettant de réaliser successivement plusieurs calculs et de récupérer de manière facilement exploitable les valeurs des résultats obtenus. Nous présenterons, ci-après, quelques résultats obtenus à partir de l'étude paramétrique. Les comparaisons des résultats avec le calcul à la rupture réalisé avec G-SCAP seront décrites à la fin de ce chapitre.

5.2 Présentation de l'étude

Dans cette étude le DEG est modélisé avec le modèle d'éléments finis développé dans le cadre de ce présent travail. Les géosynthétiques sont modélisés par des éléments poreux, ce qui permet une simulation satisfaisante du comportement du système au cours de chargement du sol de couverture et la possibilité de prise en compte de conditions hydrauliques dans le complexe géosynthétique. Nous considérons uniquement un DEG composé de deux nappes de géosynthétiques ; l'ensemble est donc constitué du bas vers le haut : du sol support, d'une géomembrane, d'un géotextile et du sol de couverture. Les paramètres qui seront étudiés se décomposent principalement en 2 classes :

- paramètres géométriques,
- paramètres mécaniques.

5.2.1 Géométrie du DEG

Les géométries de DEG dépendent principalement de la dimension du talus support caractérisée par sa hauteur H et la valeur β de l'angle de la pente. Les dimensions retenues pour cette étude sont celles des ouvrages courants. Pour une raison de simplification de calculs, l'épaisseur de la couche de couverture est supposée unique avec une valeur constante de 30 cm dans tous les cas.

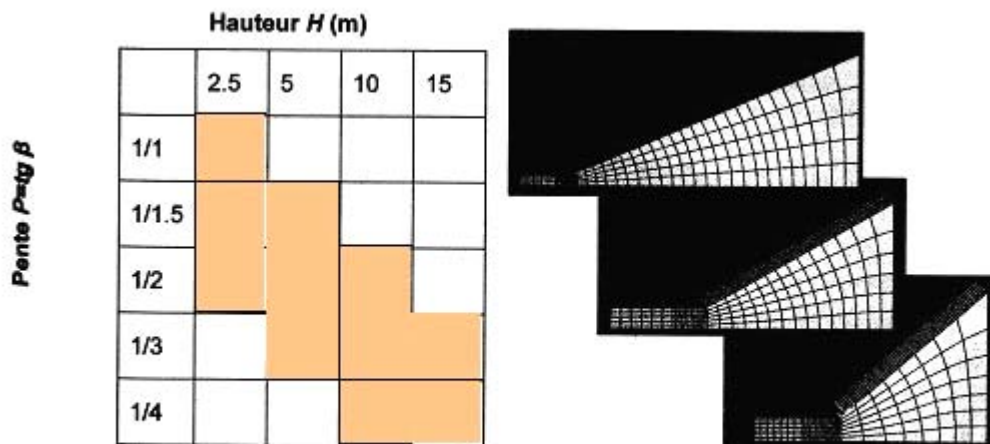


fig. 5.1 Variation des géométries des talus.

Dans ABAQUS, il est possible de paramétrer ces deux paramètres, H et β , considérés indépendants afin d'obtenir les dimensions choisies sur la figure 5.1 où 11 cas sont considérés les plus souvent rencontrés. Une difficulté est de trouver de bonnes tailles pour les éléments et il est donc délicat de générer automatiquement le maillage, ce qui complique la récupération des résultats. A une dimension de talus donnée, les géométries de DEG se distinguent en deux types : avec une butée de pied et sans butée de pied (fig. 5.2). Nous avons décidé de créer dans un premier temps ces 22 modèles (deux configurations-avec ou sans butée de pied pour chacun de 11 cas sélectionnés).

Chapitre 5 Etude paramétrique

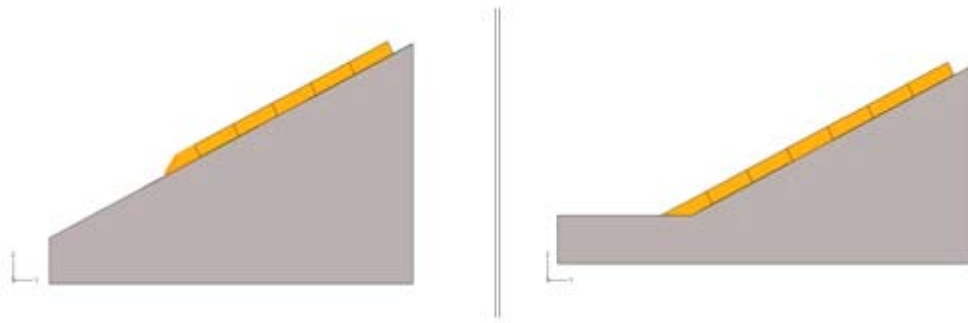


fig. 5.2 Exemple d'un talus avec ou sans butée de pied.

5.2.2 Caractéristiques des matériaux et de leurs interfaces

Après la définition des dimensions du modèle, les paramètres mécaniques doivent être définis. Ces paramètres se distinguent en deux types : les propriétés des matériaux et les caractéristiques aux interfaces.

5.2.2.1 Propriétés des matériaux

Les caractéristiques des matériaux adoptées sont principalement définies par les paramètres suivants :

- GMB : le module d'Young E_{gmb} (MPa) = 5, 50, 250, 500,
- GTX : le module d'Young E_{gtx} (MPa) = 10, 30, 50, 500, 1000, 2000, 3000,
- Sol de couverture :
 le module d'Young E_{sol} (MPa) = 5, 25, 75,
 l'angle de frottement interne $\varphi(^{\circ})$ = 20, 30, 40,
 la cohésion c (KPa) = 0, 5, 10.

5.2.2.2 Caractéristiques des interfaces

Comme nous l'avons déjà présenté, deux paramètres doivent être définis dans le modèle, ils sont respectivement l'angle de frottement aux interfaces (δ°) et le déplacement élastique (E_{slip}). Selon les matériaux utilisés, différentes valeurs des angles de frottement sont données dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1 Les valeurs des angles de frottement aux interfaces

	Angle de frottement ($^{\circ}$)		
δ GMB/sol support	10	20	30
δ GTX/GMB	10	20	30
δ GTX/sol de couverture	supposé égale à l'angle de frottement interne du sol support (φ)		

Selon les valeurs données par la bibliographie nous choisissons un déplacement élastique E_{slip} variant entre 0.001 et 10 mm.

Chapitre 5 Etude paramétrique

Le chargement progressif du sol de couverture se fait en 10 étapes et sa saturation se réalise en 5 étapes, soit 6 cm hauteur d'eau pour chacune des cinq étapes (épaisseur totale de couverture 30 cm).

5.2.3 Résultats et interprétations

Le modèle développé permet d'étudier les dispositifs d'étanchéité par géosynthétiques en deux dimensions avec une hypothèse de déformation plane (type élément correspondant CPE4 ou CPE4P). Les efforts, exprimés en kilo-Newton, représentent les actions appliquées sur une section d'ouvrage de largeur unitaire, appelés également les forces d'ancrage (kN/m). Par ailleurs dans l'étude paramétrique les profils des déplacements et des déformations en tout point le long des nappes géosynthétiques seront également abordés.

Sous ABAQUS, les déplacements sont donnés aux nœuds, alors que les déformations concernent les éléments. Pour satisfaire à la contrainte de la capacité de stockage des données par ligne des fichiers de résultats, on doit choisir un nombre limité de nœuds avec un intervalle de n (pas tous les nœuds le long des géosynthétiques) dont les déplacements sont utilisés pour tracer les profils (fig. 5.3).

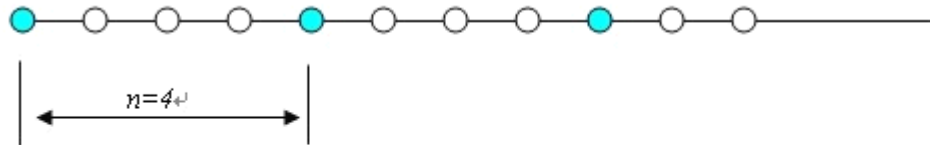


fig. 5.3 Principe de la sélection des points de repérage.

De la même façon, les déformations sont choisies à tous les n éléments le long des nappes.

5.3 Principe et fonctionnement

Sous ABAQUS, l'étude paramétrique nous permet de générer, exécuter et récupérer les résultats de plusieurs analyses. Le procédé d'une étude paramétrique consiste essentiellement à :

- créer un fichier Input paramétré (avec l'extension ".inp"),
- préparer un fichier en langage Python, appelé *script* (avec l'extension ".psf") qui sert à générer les fichiers exécutables (".inp") à partir du fichier paramétré, les faire exécuter par ABAQUS et récupérer les résultats de l'étude.

5.3.1 Fonctionnement du script Python

Dans une étude paramétrique plusieurs analyses sont successivement réalisées pour fournir des informations sur le comportement d'une structure. Les fichiers "input"

Chapitre 5 Etude paramétrique

de ces analyses se distinguent seulement par les valeurs des paramètres étudiés. L'utilisateur doit développer un fichier Python script qui contient les commandes de Python définissant et dirigeant l'étude paramétrique (combinaison des paramètres, génération des fichiers inputs...). Différents types de fichiers successivement générés par l'étude sont :

- le fichier Computer Automatic Environment (*.CAE) : il permet de créer un modèle numérique en plusieurs étapes : création de la géométrie, définition des matériaux, définition des interactions, création du maillage, indication des résultats souhaités.
- le fichier Input exécutable (*.INP) : il est généré par le *.CAE et contient toutes les données du modèle.
- le fichier Output Database (*.ODB) : il conserve les résultats de l'analyse (déplacements, contraintes, déformations, forces d'ancrage, déformations plastiques...).

Le fonctionnement du script Python est illustré sur la figure 5.4.

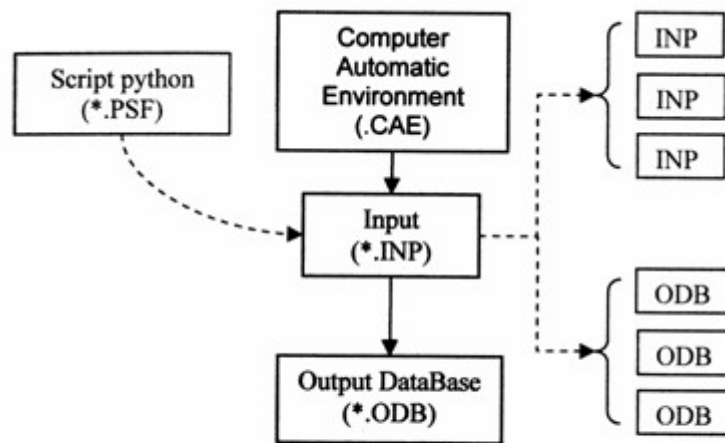


fig. 5.4 Fonctionnement du script Python.

5.3.2 Organisation de l'étude paramétrique

Une étude paramétrique sous ABAQUS est toujours associée à un ensemble particulier de paramètres qui définissent l'espace de conception. Il n'y a que ces paramètres qui sont changeables durant l'étude paramétrique. Autrement dit, une nouvelle étude paramétrique doit être effectuée si on désire étudier un ensemble de paramètres différents. Après avoir sélectionné les paramètres à faire varier dans une étude, on doit spécifier comment chaque paramètre est défini. Les paramètres peuvent varier soit en continu, soit avec un nombre de valeurs limité à l'intérieur d'un domaine de référence.

En résumé, pour créer une étude paramétrique dans ABAQUS, on crée un objet *étude* en Python par la commande *parsStudy*. Le script python se décompose en plusieurs parties :

Chapitre 5 Etude paramétrique

- définition des paramètres : *étude.définie*,
- organisation des paramètres : *étude.sample et étude.combine*,
- la création des fichiers Input : *étude.generate*,
- l'exécution des fichiers Input pour créer les fichiers Output DATABASE correspondants : *étude.execute*,
- la réunion des résultats des fichiers*.ODB générés par le script : *étude.gather*,
- l'écriture des résultats (tension d'ancrage, déplacement et déformation dans les GSY) dans une fichier : *étude.report*.

Si nécessaire, il faut créer des fonctions en Python qui permettent de récupérer les résultats de manière facilement lisibles et exploitables pour faire des tableaux et tracer des courbes.

5.3.3 Difficulté rencontrée

Lors de l'automatisation des résultats dans une étude paramétrique, il est important de pouvoir prendre en compte l'arrêt (non convergence) des calculs (par exemple ; un glissement de la couche de couverture pendant la saturation). Cela constitue une difficulté notable : en effet la récupération des résultats provenant des différents Output Database de l'étude se fait à l'aide de la commande *gather*, l'inconvénient de cette commande Python prédéfinie sous le script d'ABAQUS est qu'elle réunit les résultats de tous les fichiers Output Database créés par l'étude. Le problème se pose, en cas d'arrêt d'un des calculs de l'étude paramétrique ; la fonctionnalité "*gather*:" ne permet pas de stocker uniquement les résultats pour les étapes ayant convergé. Ce problème de "*gather*:" empêchait d'avoir accès à l'étape d'arrêt des calculs et de stocker les valeurs correspondant aux étapes effectuées avant l'arrêt.

Un ingénieur support ABAQUS a été consulté pour surmonter ce problème qui semble lié au fonctionnement de *gather*. On nous a proposé d'effectuer ce que l'on appelle une étude "fantôme" qui consiste à effectuer une boucle d'étude avec une valeur pour chaque paramètre par boucle. Cela permettait de lancer le *gather* pour un seul fichier *.ODB et donc de pouvoir prendre uniquement les résultats des étapes ayant convergé de celui-ci, et ce pour chaque ensemble de paramètres.

5.4 Influence de différents paramètres sur la stabilité du DEG

Vu le nombre considérable de paramètres présents dans le modèle, nous avons limité l'étude paramétrique à l'examen du rôle de l'angle de frottement GMB/GTX (δ), du module d'Young du géotextile et du module d'Young du sol de couverture sur le comportement d'un DEG. Ses caractéristiques géométriques correspondent à l'un des 11 cas sélectionnés précédemment ($H=5\text{m}$, $\tan\beta=1/2$, soit $\beta=26.6^\circ$, fig. 5.5).

L'objectif n'est pas de réaliser dans le cadre des présentes recherches une étude paramétrique exhaustive mais de définir les méthodes et les outils pour ce faire et d'utiliser ces outils pour une étude concernant un nombre de paramètres limité.

Chapitre 5 Etude paramétrique

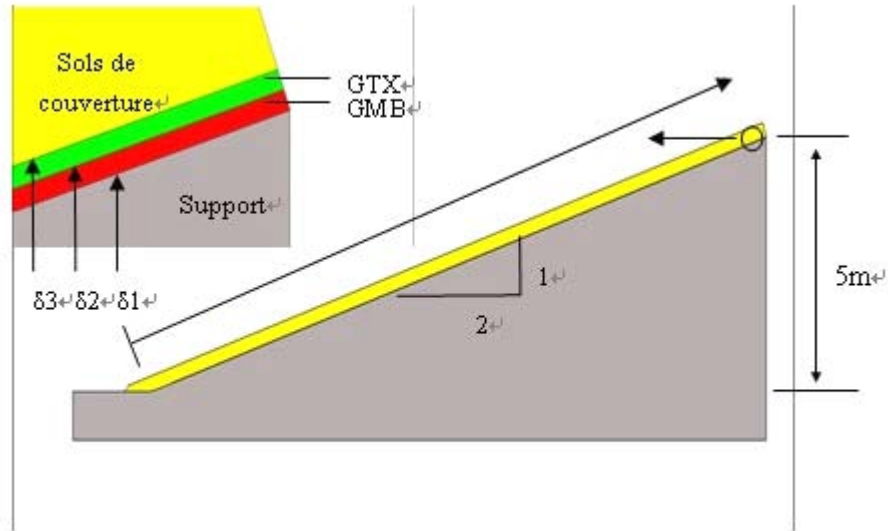


fig. 5.5 Schéma du DEG simulé.

On rappelle que la couche de couverture est mise en place en 10 étapes avec une butée de pied et sa saturation se fait en 5 étapes. Les résultats étudiés sont la distribution des forces d'ancrage dans les deux nappes de géosynthétiques ainsi que les profils des déplacements et des déformations des géosynthétiques.

Dans ce qui suit, on s'intéresse particulièrement à l'influence sur le comportement du dispositif géosynthétique concerné :

- de l'angle de frottement GMB/GTX δ_2 ,
- du module d'Young du géotextile E_{gtx} ,
- du module d'Young du sol de couverture E_{sol} .

Les données de référence adoptées pour ces études paramétriques sont synthétisées dans le Tableau 5.2.

Tableau 5.2 Les données de référence utilisées dans les études paramétriques

Matériaux	Géomembrane	Géotextile	Sol de couverture			
	Egmb (MPa)	Egtx (MPa)	Esol (Pa)	ϕ (°)	C (Pa)	γ (kN)
	50	300	2 E+06	35	10000	17.5
Angle de frottement (°)	Support/GMB δ_1	GMB/GTX δ_2	GTX/Sol δ_3			
	25	15	45			
Eslip (mm)	1	1	1			

5.4.1 Angle de frottement à l'interface GMB/GTX δ_2

D'une manière générale la surface de glissement préférentielle se situe normalement dans le complexe géosynthétique ou à un contact, et principalement aux interfaces concernant la géomembrane. Dans cette étude paramétrique basée sur un modèle comportant deux nappes de géosynthétiques, on s'intéresse dans un premier temps à

Chapitre 5 Etude paramétrique

l'interface GTX/GMB en faisant varier l'angle de frottement de cette interface δ_2 avec les 4 valeurs suivantes : 10° , 15° , 20° et 30° .

La figure 5.6 illustre la répartition des forces d'ancrages dans les géosynthétiques pour chacune des 4 valeurs δ_2 .

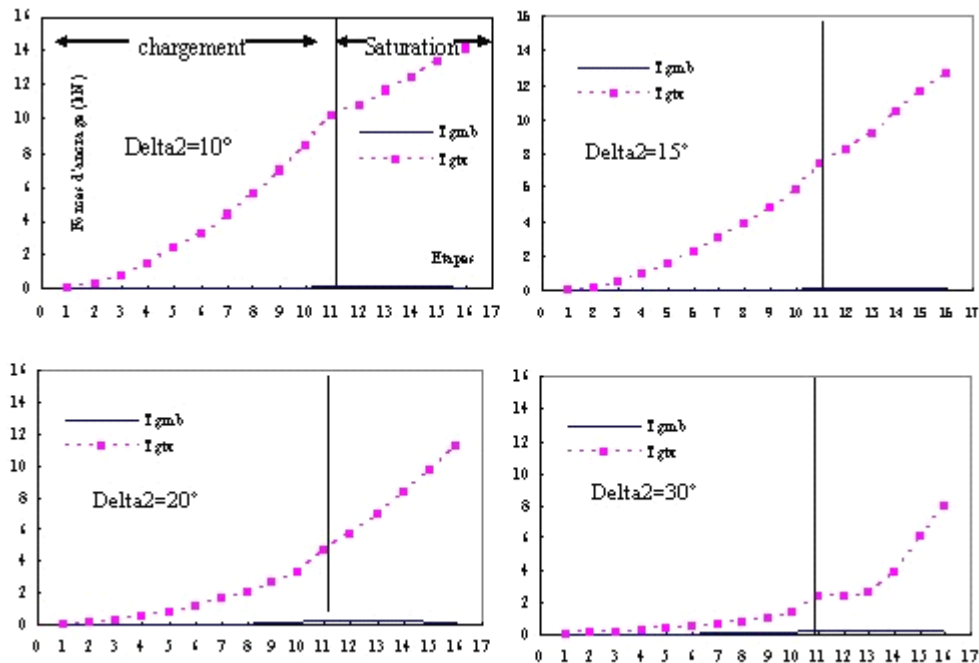


fig. 5.6 Les forces d'ancrage dans les géosynthétiques pour 4 δ_2 différents.

Durant le chargement progressif du sol de couverture et sa saturation, la force d'ancrage dans le géotextile (I_{gtx}) augmente beaucoup plus vite que celle dans la géomembrane (I_{gmb}) dans tous les quatre cas. La I_{gmb} est presque négligeable par rapport à la I_{gtx} au cours de chargement ; la faible variation de I_{gmb} pendant la saturation confirme que la saturation n'affecte que les interfaces situées au-dessus de la nappe étanche dans un DEG. En fait pour les trois premiers cas ($\delta_2=10^\circ$, 15° et 20°), l'angle de frottement le plus faible se situe à l'interface GTX/GMB, il est donc logique que l'essentiel de la tension soit reprise par le géotextile.

Dans le cas $\delta_2=30^\circ$, la surface de glissement préférentielle (angle de frottement le plus faible) se trouve à l'interface Support/GMB ($\delta_1=25^\circ$) ; la géomembrane est donc entraînée par le géotextile, mais son module d'Young étant beaucoup plus faible que celui du géotextile, c'est ce dernier qui "reprend" la majeure partie des tensions. On remarque également que la I_{gtx} reste constante pendant le début de la saturation (correspondant environ à une hauteur de 10 cm de saturation dans la couche de couverture-le palier sur la courbe entre les étapes 11 et 13). A partir de l'étape 13, le frottement devient plus faible à l'interface GTX/GMB par suite de l'influence de la pression hydraulique qu'on pourrait traduire par un abaissement virtuel de δ_1 ($30^\circ \rightarrow 25^\circ$).

Chapitre 5 Etude paramétrique

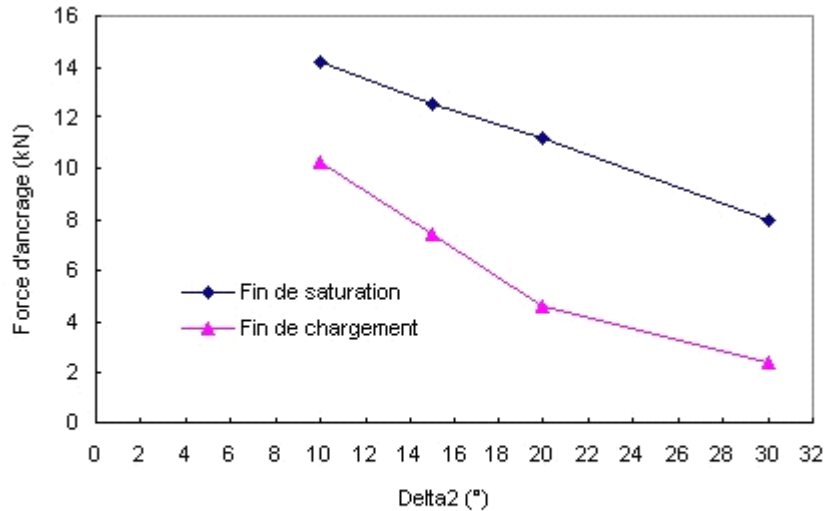


fig. 5.7 Evolution des forces d'ancrage dans le géotextile en fonction des $\delta 2$ différents en fin de chargement et en fin de saturation.

Sur la figure 5.7, on présente l'influence de $\delta 2$ sur la force d'ancrage dans le géotextile pour la fin du chargement et la fin de la saturation. On observe que la T_{gtx} diminue avec l'augmentation de $\delta 2$ en fin des deux phases (chargement et saturation). Quantitativement, on constate une diminution linéaire de T_{gtx} en fin de la saturation en fonction de $\delta 2$, ceci signifie que l'influence de la butée de pied est négligeable à cet instant. Pour expliquer la variation non-linéaire de T_{gtx} en fonction de $\delta 2$ à la fin du chargement, on présente la mise en plastification de la butée de pied avec les quatre valeurs de $\delta 2$ sur les figures 5.8 et 5.9.

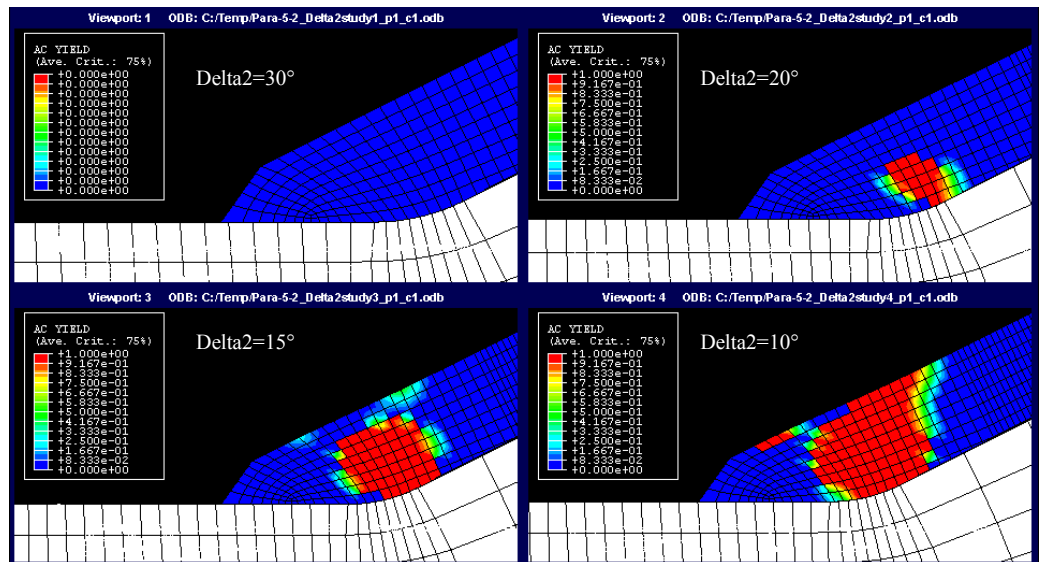


fig. 5.8 Formation des zones en plasticité dans la butée à la fin du chargement pour chacune des 4 valeurs de $\delta 2$.

L'état du sol est décrit de 0 (domaine élastique en bleu) à 1 (domaine plastique en rouge). Pour $\delta 2=10^\circ$, 15° et 20° , la butée de pied a été plus au moins

Chapitre 5 Etude paramétrique

mise en plasticité. Autrement dit, la rupture de la butée a eu lieu, ceci est considéré comme l'origine de la non-linéarité de la diminution de T_{gtx} à la fin du chargement. Au cours de la saturation de la couche de couverture, la rupture de la butée est survenue également pour $\delta 2$ égal à 30° . Par conséquent, la relation entre $\delta 2$ et T_{gtx} est devenue linéaire.

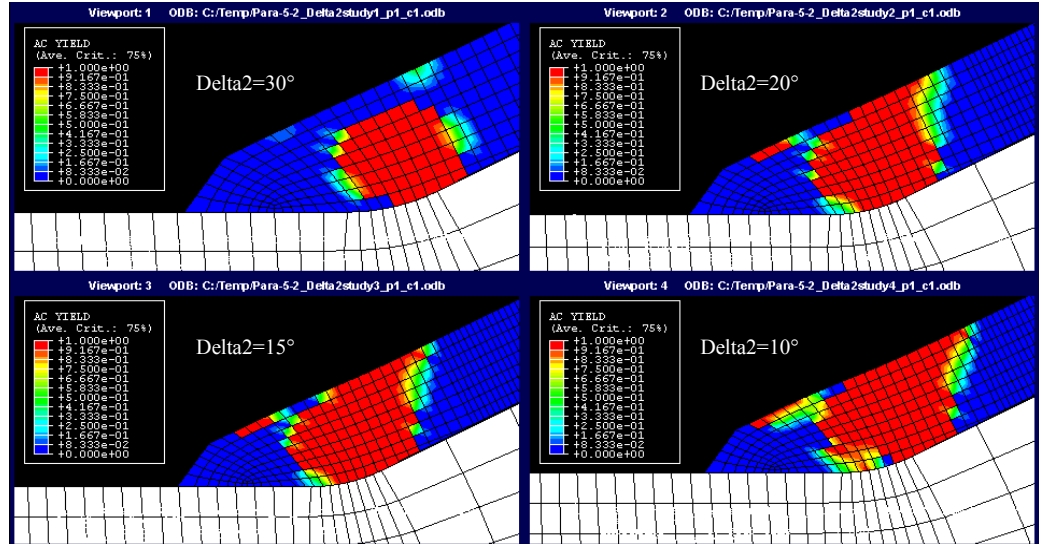


fig. 5.9 Formation des zones en plasticité dans la butée à la fin de la saturation pour chacune des 4 valeurs de $\delta 2$.

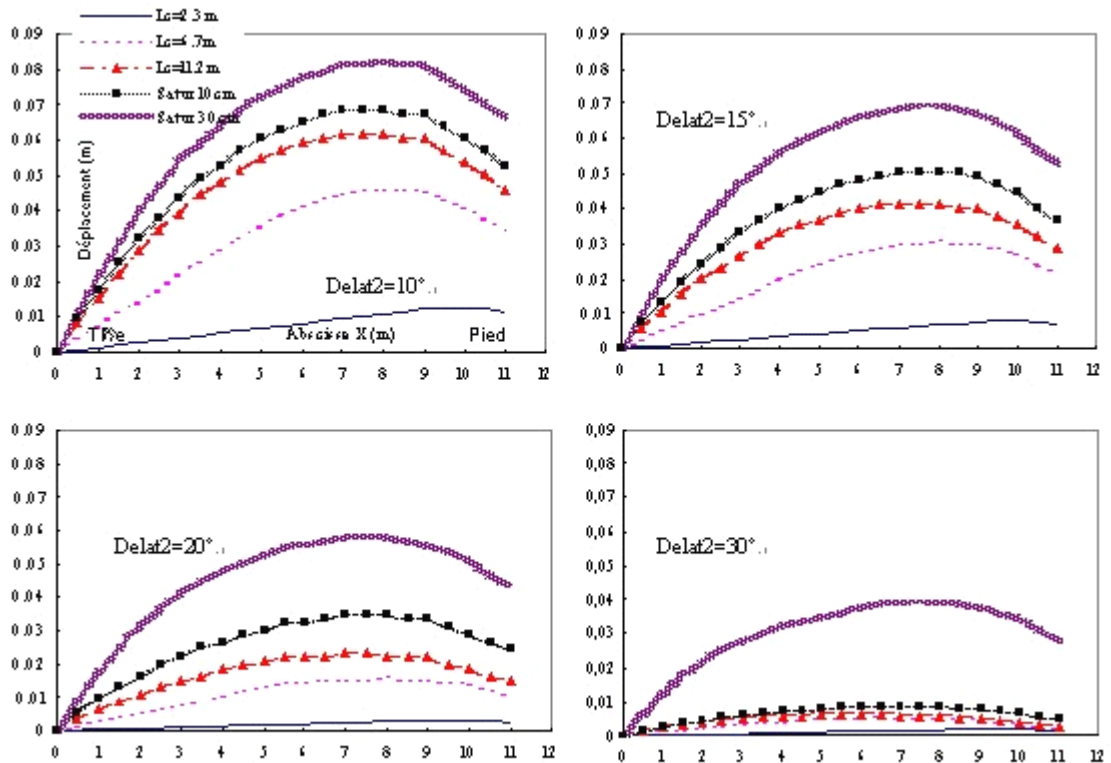


fig. 5.10 Profils des déplacements du géotextile au cours du chargement et de la saturation.

Chapitre 5 Etude paramétrique

Les évolutions des profils des déplacements du géotextile sont présentées pour 5 étapes différentes du calcul ($L_c=2.3, 6.7$ et 11.2 m, Satur =12 et 30 cm) sur la figure 5.10. On constate que l'augmentation de l'angle de frottement entre la GMB et le GTX de 10° à 30° entraîne une diminution des déplacements du géotextile. Il est à noter que pour $\delta_2=30^\circ$ la variation du profil des déplacements est faible jusqu'à 12 cm de hauteur d'eau dans la couche de sol. Ceci correspond à l'évolution de la force d'ancrage sur la figure 5.6, due à la mobilisation du frottement maximum entre la GMB et le GTX. En présence de la butée de pied, le déplacement maximum sur le profil ne se situe pas au pied, mais à environ 7.5 m de la tête de talus (où se situe le point d'ancrage). La variation de δ_2 n'a pas d'influence sur la position du point du GTX qui a le plus grand déplacement.

Les évolutions des profils des déformations du GTX sont comparées sur la figure 5.11. Les déformations négatives dans la zone basse du GTX correspondent à la mise en compression du sol de couverture due à la butée de pied, quel que soit l'angle de frottement GMB/GTX. Le point à déformation nulle se trouve à environ 7.5 m de la tête.

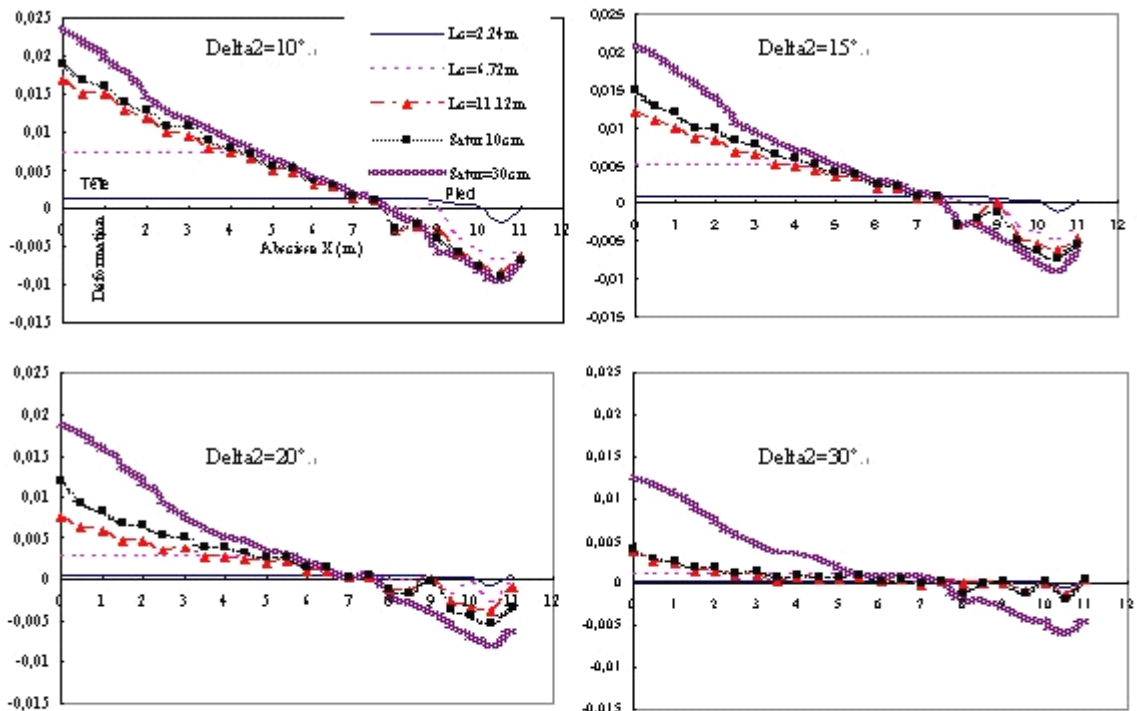


fig. 5.11 Profils des déformations des géotextiles au cours du chargement et de la saturation

5.4.2 Module d'Young du géotextile

Afin de limiter la tension dans la géomembrane au cours de la construction et de la vie du DEG en service, l'angle de frottement le plus faible est souvent volontairement situé au-dessus de la géomembrane à l'interface GMB/GTX. Dans ce cas, il est intéressant d'étudier le comportement du géotextile qui reprend l'essentiel de la force due au poids de sol de couverture. Dans cette étude

Chapitre 5 Etude paramétrique

paramétrique, on fait donc varier le module d'Young du géotextile ($E_{gtx} = 50, 300, 1000 \text{ et } 3000 \text{ MPa}$). Les autres paramètres sont donnés dans le tableau 5.2. Les valeurs de module du géotextile utilisées sont choisies en fonction des valeurs réelles constatées pour des géotextiles dans les gammes de protection et de renforcement.

Les forces d'ancrage des géosynthétiques sont présentées sur la figure 5.12 pour chaque cas de calcul. Etant donné que l'angle de frottement le plus faible (15°) est situé à l'interface GMB/GTX, quel que soit le module du géotextile, la géomembrane est peu sollicitée et elle supporte une tension très faible au cours des différentes étapes. On peut remarquer que la force d'ancrage du géotextile augmente au cours des étapes de chargement quelque soit son module ; mais les valeurs de cette force sont d'autant plus élevées que le module d'Young est important. Ceci peut être lié à la distribution des efforts entre le géotextile et la butée de pied. En fait plus le géotextile est rigide (3000 MPa) moins la butée de pied joue un rôle important dans la stabilité du DEG. Ce sont les valeurs relatives des modules du sol et du géotextile de renforcement qui régissent la répartition des forces entre la butée de pied et le géotextile.

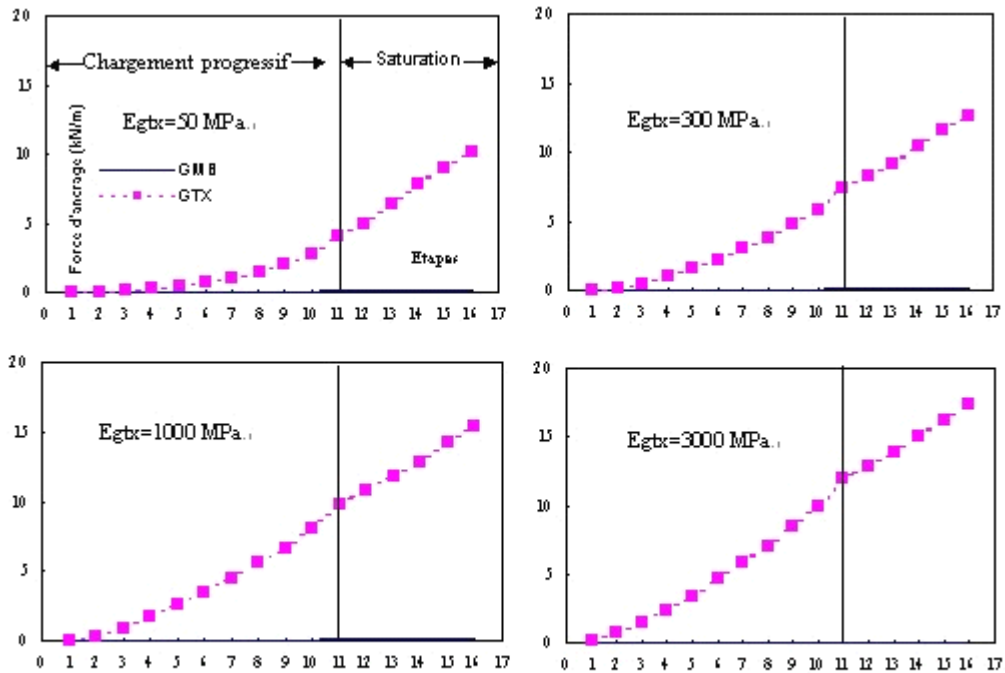


fig. 5.12 Evolutions des forces d'ancrage dans les géosynthétiques au cours de l'analyse avec 4 E_{gtx} .

La relation entre le module d'Young du géotextile (E_{GTX}) et la force d'ancrage (T_{GTX}) en fin de chargement et de saturation est montrée sur la figure 5.13. Les deux courbes $T_{GTX} = f(E_{GTX})$ de cette figure ont une même forme non-linéaire avec une direction asymptotique horizontale. La forme identique de ces deux courbes montre que l'effet de la saturation du sol de couverture est le même dans les 4 cas, les frottements aux interfaces sont complètement mobilisés avant la saturation. Par ailleurs ces résultats montrent l'existence d'une influence des valeurs relative des modules du géotextile et du matériau de couverture (sol dans nos cas).

Chapitre 5 Etude paramétrique

Pour le cas $E_{gtx}=3000MPa$, la T_{gtx} tend à atteindre une valeur maximale qui correspond vraisemblablement au cas de l'absence de butée de pied.

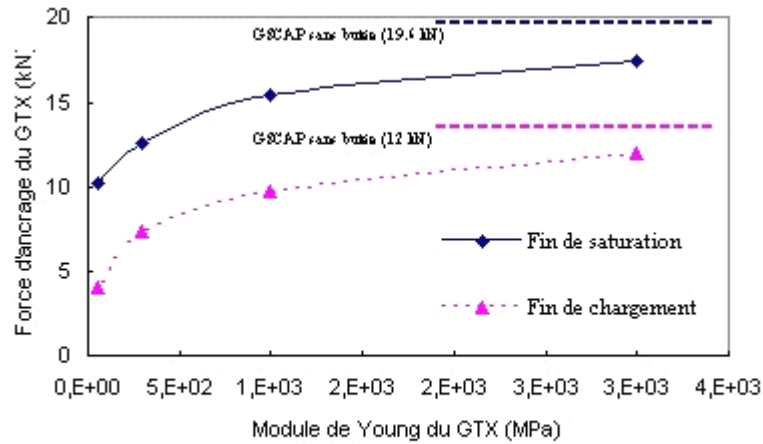


fig. 5.13 Evolution des Forces d'ancrage dans le géotextile en fonction des E_{gtx}

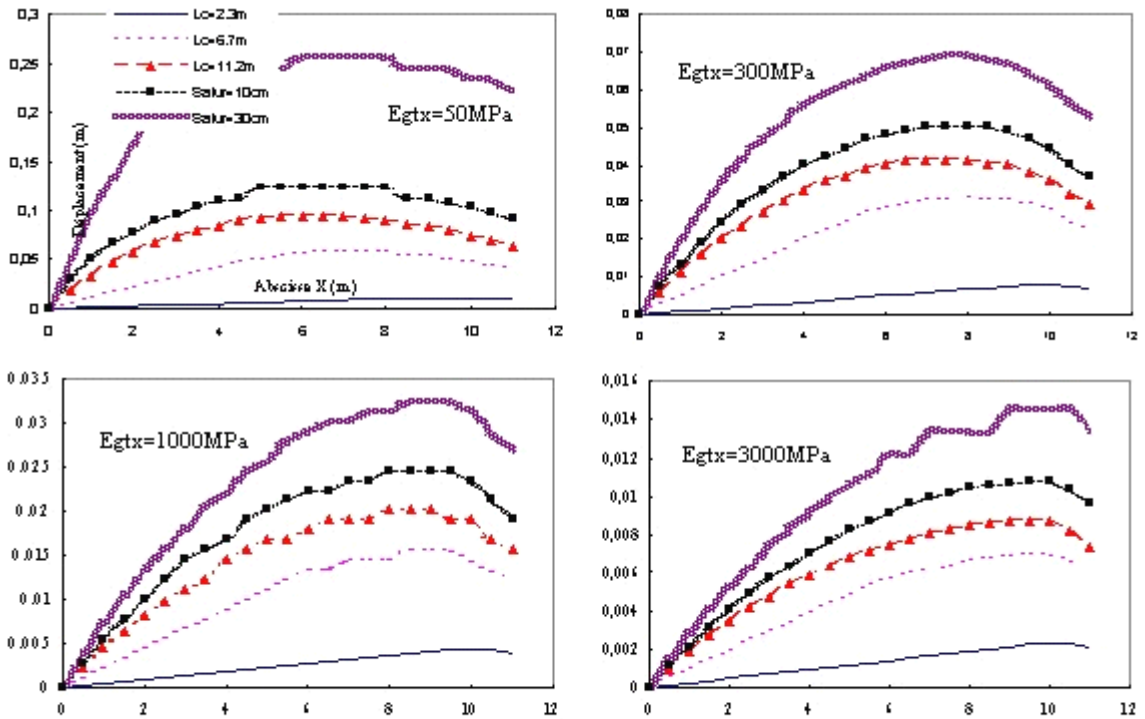


fig. 5.14 Profils des déplacements des géotextiles au cours du chargement et de la saturation

Sur les figures 5.14 et 5.15 sont respectivement présentées les évolutions des profils des déplacements et déformations du géotextile pour chacune des 4 valeurs E_{GTX} . On remarque que pour une étape donnée les déplacements et les déformations sont d'autant plus importants que le module du géotextile est faible (fig. 5.16). Par ailleurs, la position du point ayant le déplacement maximum et une déformation nulle varie sur l'abscisse X en fonction de la valeur E_{GTX} (fig. 5.17). Le point où la déformation nulle s'approche d'autant plus de la butée de pied que le

Chapitre 5 Etude paramétrique

module du géotextile est élevé. Ceci traduit le fait que lorsque le module du géotextile est élevé, la butée de pied est moins sollicitée et par conséquent le sol de couverture est en compression sur une plus faible longueur à partir de la base du talus.

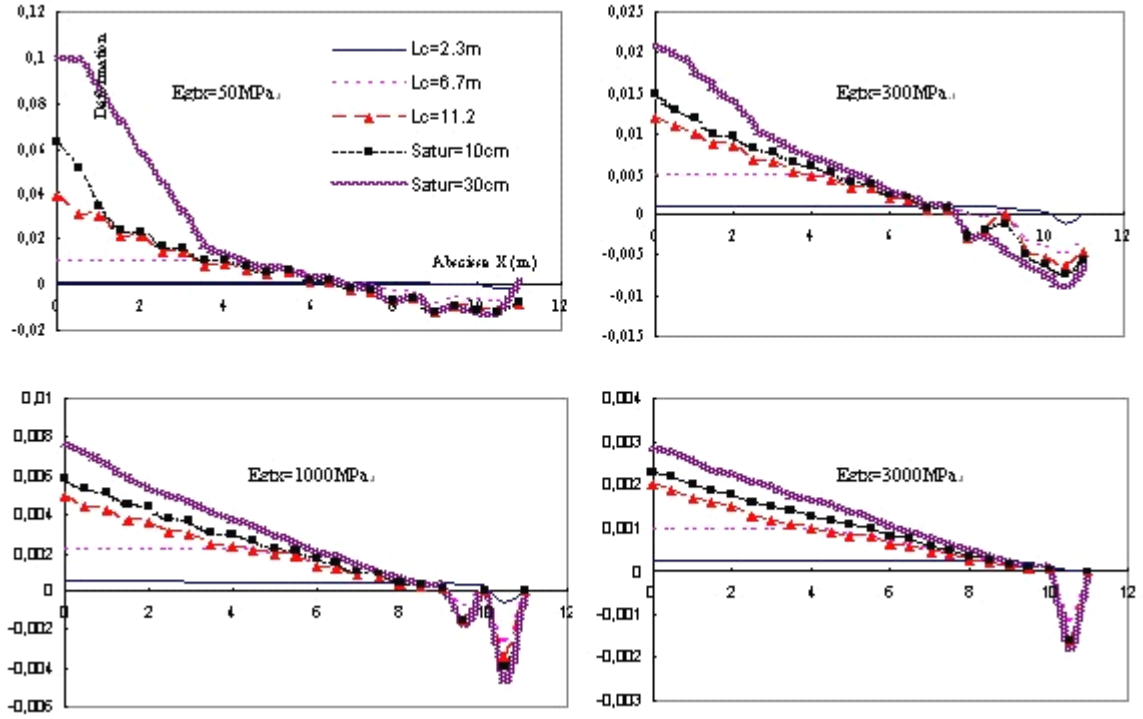


fig. 5.15 Profils des déformations des géotextiles au cours du chargement et de la saturation

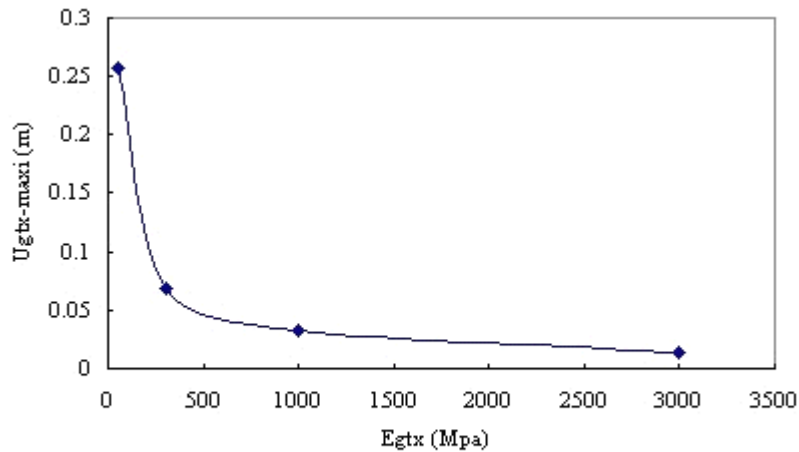


fig. 5.16 Valeurs des déplacements maximum en fonction du E_{gtx}

Chapitre 5 Etude paramétrique

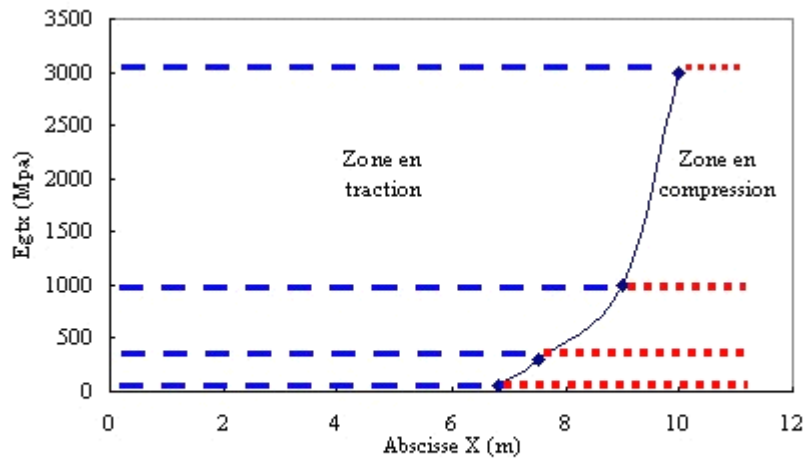


fig. 5.17 Evolution de la position du point à déformation nulle en fonction du E_{gtx}

5.4.3 Module d'Young du sol de Couverture

Un autre paramètre paraît important dans le modèle numérique : c'est le module du sol de couverture (E_{sol}). Son influence sur le comportement des géosynthétiques est montrée par la suite. En gardant les valeurs des paramètres de référence, on fait varier le E_{sol} (1, 2, 5 et 10 MPa) dans cette étude. La répartition des forces d'ancrage est présentée à la même échelle sur la figure 5.18 pour chaque valeur de E_{sol} . Dans tous les cas, la géomembrane est très peu sollicitée, l'essentiel des forces étant reprise par le géotextile pour les mêmes raisons que dans le cas précédent.

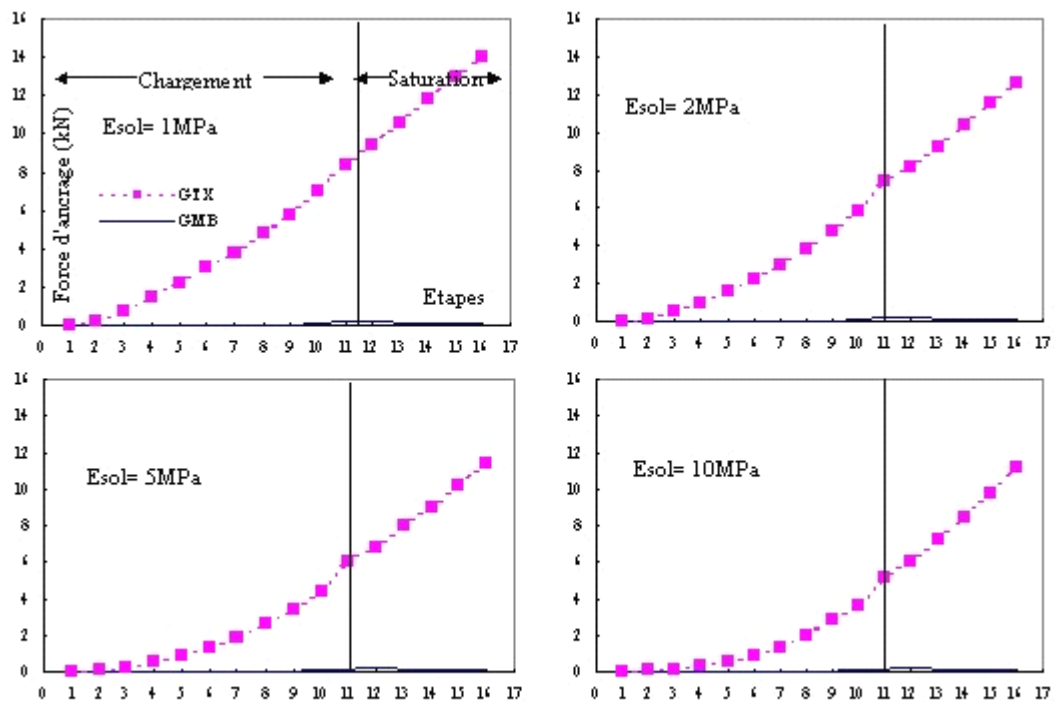


fig. 5.18 Evolutions des forces d'ancrage dans les géosynthétiques au cours de l'analyse avec 4 E_{sol}

Chapitre 5 Etude paramétrique

L'influence de la valeur de E_{sol} sur la force d'ancrage du géotextile est montrée sur la figure 5.19. On observe que plus le module d'Young du sol est élevé, moins la force reprise par le géotextile est importante. Les raisons sont les mêmes que celles explicitées précédemment lorsqu'on fait varier E_{GTX} , la répartition des efforts entre le sol en butée et le géosynthétique de renforcement dépend des valeurs relatives des modules des 2 matériaux.

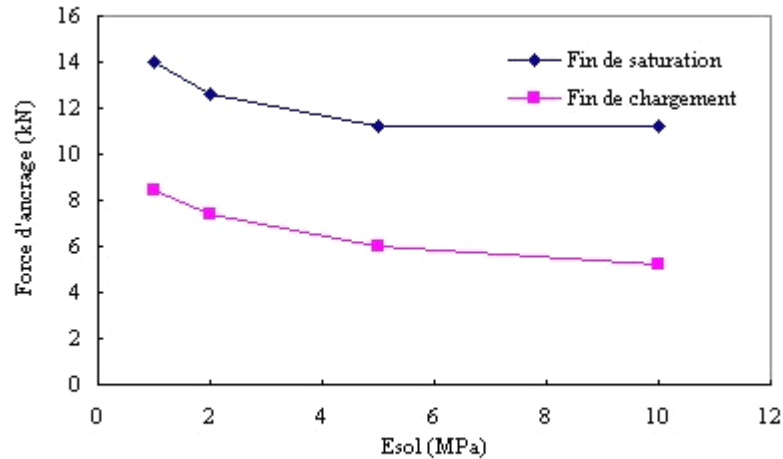


fig. 5.19 Influence du E_{sol} sur les forces d'ancrage en fin du chargement et de la saturation⁴

Les forces d'ancrage en fonctions de E_{sol} et les résultats calculés par G-SCAP sont comparés sur la figure 5.20. En diminuant la valeur de E_{sol} , la courbe obtenue par la simulation numérique s'approche de celle calculée par G-SCAP.

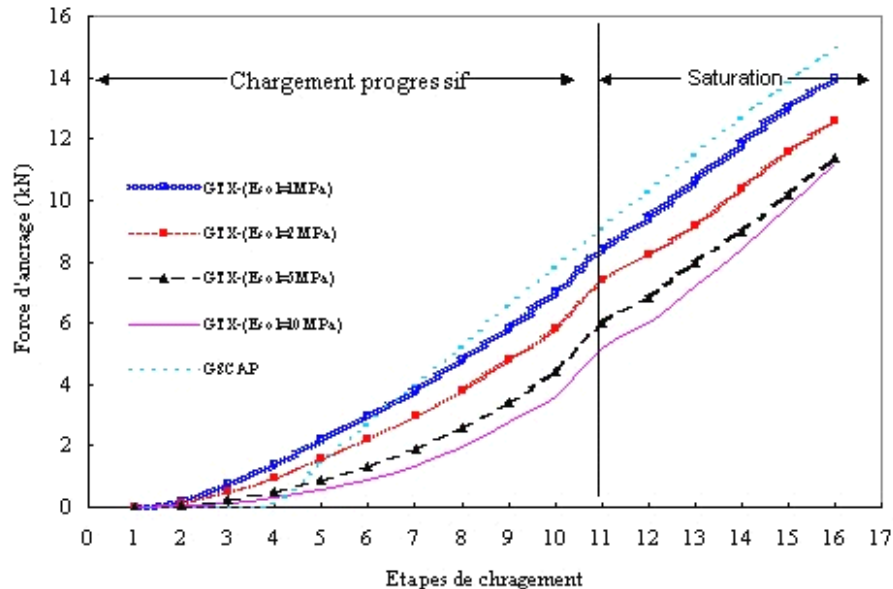


fig. 5.20 Comparaison des forces d'ancrage dans le géotextile obtenues par le modèle et calculées par G-SCAP⁴

Les profils des déplacements et des déformations du géotextile sont présentés sur les figures 5.21 et 5.22 pour différentes valeurs de E_{sol} .

Chapitre 5 Etude paramétrique

L'augmentation de E_{sol} réduit les déplacements et les déformations dans le géotextile. On remarque qu'un sol mou peut conduire à une zone en compression moins importante située à la partie basse du géotextile (fig.5.23).

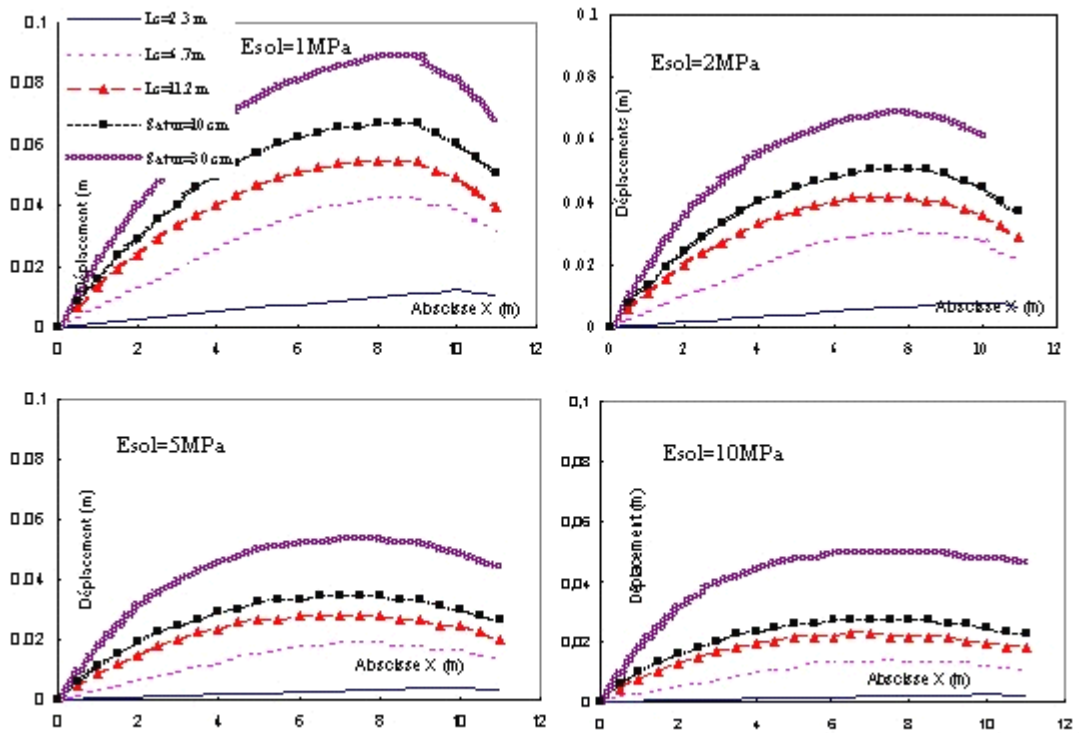


fig. 5.21 Profils des déplacements des géotextiles au cours du chargement et de la saturation⁴¹

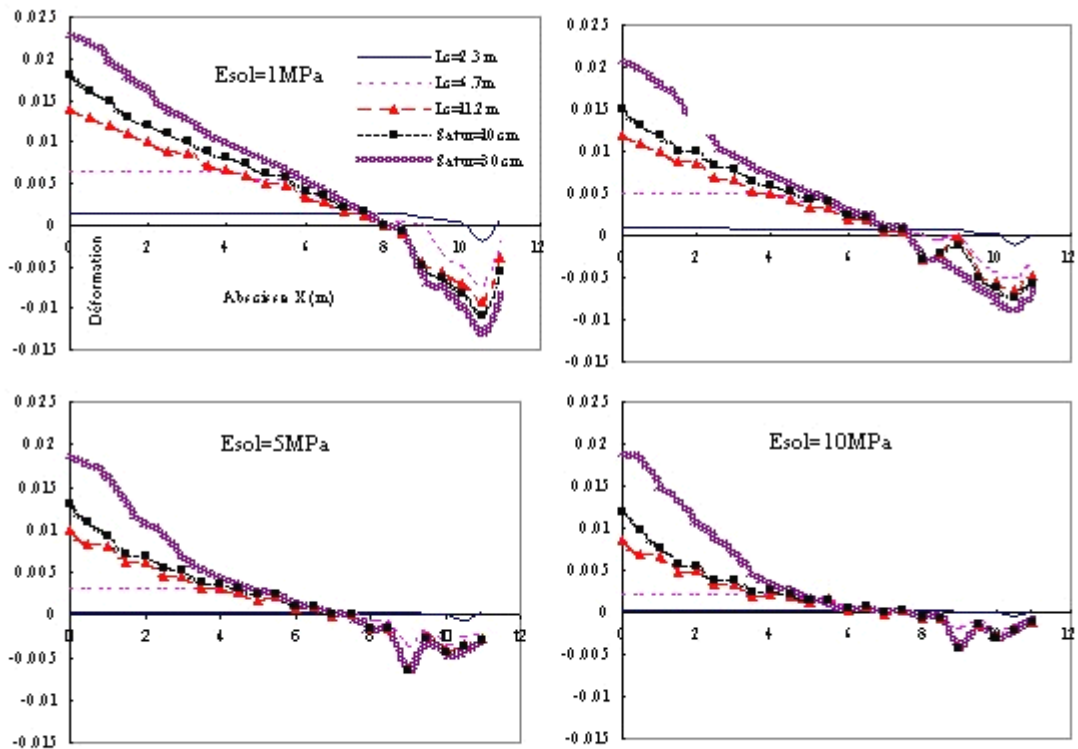


fig. 5.22 Profils des déformations des géotextiles au cours du chargement et de la saturation⁴¹

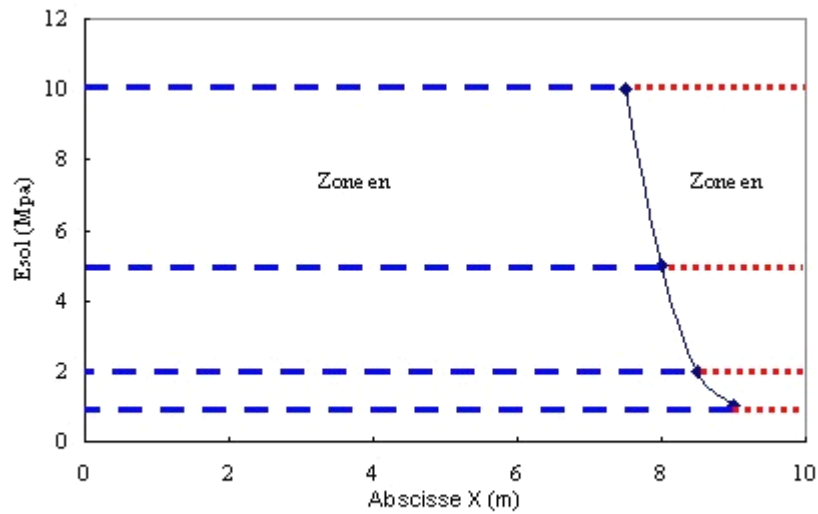


fig. 5.23 Evolution de la position du point à déformation nulle en fonction du E_{gtx}

5.5 Conclusion

L'étude paramétrique réalisée ici a visé à établir un outil pour améliorer le dimensionnement des DEG en introduisant l'influence des quelques paramètres importants. La faisabilité de cet outil a été vérifiée par l'étude paramétrique non exhaustive présentée dans ce chapitre.

L'intérêt pour un projeteur réside dans la possibilité d'exploiter ces résultats sous forme par exemple – d'Abaque. Selon les conditions réelles sur chantier, le projeteur a la possibilité de tester différents matériaux géosynthétiques et de choisir ceux qui conviennent le mieux tout en assurant la stabilité et le bon fonctionnement des DEG. Cette procédure peut être simplifiée à titre indicatif comme suivant :

Entrées	Sorties
Dimension de la structure (H et β), Epaisseur de la couverture (e) Propriété des matériaux (E, ν , γ ...), Caractéristiques des interfaces (δ , Eslip...), ...	Vérification de la non mise en traction de la géomembrane, Déplacement maximum des géosynthétiques en fin de construction, Force d'ancrage admissible, ...

En fait pour réaliser un tel outil, un nombre considérable de calculs doit être effectué, ceci fait l'objet d'un travail en cours d'un stagiaire (Maciejewski, 2006). Après une recherche des propriétés sur les produits actuels, une série de calculs est

Chapitre 5 Etude paramétrique

en train d'être réalisé à partir du modèle présenté dans ce mémoire sous ABAQUS. Cette étude paramétrique plus complète servira ensuite à fournir des données nécessaires pour établir notre outil aide au dimensionnement des DEG.

Conclusion générale

L'objectif du travail de recherche présenté dans ce mémoire était de modéliser numériquement le comportement mécanique au cours de la construction et de la saturation de la couche de couverture des Dispositifs d'Etanchéité par Géomembrane (DEG) mis en œuvre sur pentes. A cet effet, en utilisant le code ABAQUS basé sur la méthode des éléments finis nous avons créé un nouveau modèle numérique dans lequel les géosynthétiques et la couverture sont respectivement simulés par des lois de comportements élastiques non-linéaires et un modèle élasto-plastique de type de Mohr-Coulomb.

Cette thèse s'inscrit dans le cadre de l'étude de la stabilité des dispositifs géosynthétiques sur pentes et faite suite à la thèse de L.Briançon (2001) qui s'est intéressé à l'amélioration de la caractérisation sous faible contrainte normale appliquée du frottement entre les différents matériaux et à la prise en compte des conditions hydrauliques appliquées aux dispositifs. Ces travaux précédemment réalisés ont fourni des données importantes pour le développement d'un modèle numérique.

Après une synthèse bibliographique concernant la connaissance générale des matériaux géosynthétiques et leur modélisation numérique, la construction du modèle a débuté par la simulation des essais réalisés au plan incliné. Durant cette phase, a été développée la première version du modèle qui a permis d'acquérir l'expérience de la création d'un modèle numérique avec ABAQUS et de vérifier son efficacité par la comparaison entre des résultats mesurés et ceux calculés. Les éléments barres recommandés par de nombreux auteurs ont été utilisés pour représenter des nappes géosynthétiques ; des lois de comportement élastiques sont associées aux sols et aux géosynthétiques. Les confrontations des résultats obtenus numériquement avec les résultats expérimentaux sont satisfaisantes, en particulier le profil des déplacements obtenu permettant d'étudier le comportement en tout point le long des nappes géosynthétiques a montré l'intérêt majeur des méthodes numériques.

Le modèle développé à partir des essais au plan incliné a été ensuite appliqué à un talus de dimension réelle. Pour le respect des conditions du chantier, le modèle prend en compte un chargement progressif du sol de couverture. L'ensemble de la couverture créé au début de l'analyse est divisé en plusieurs blocs initialement sans poids, ensuite leurs poids sont successivement activés dans une analyse multi-étapes. L'influence de la butée de pied et l'optimisation des tailles des éléments utilisés pour modéliser les géosynthétiques sont également abordées.

Dans le cas d'un dispositif avec une butée en pied de talus, la loi de comportement élasto-plastique de type Mohr-Coulomb est utilisée pour la couche de couverture. Cette loi caractérisée par l'angle de frottement δ et un glissement élastique E_{slip} à l'interface permet de mieux représenter le comportement de la zone de sol situé près de la butée où la rupture peut se produire. Afin de pouvoir prendre

en compte la mise en "compression" de la partie basse des géosynthétiques entraînés par le tassement de la couverture, un module en compression différent de celui en traction est proposé en introduisant une loi de comportement élastique non-linéaire.

Pour la prise en compte des conditions hydrauliques dans le modèle, un écoulement parallèle à la pente a été considéré. Pour que l'eau puisse traverser les interfaces des différents matériaux en contact, les éléments barres (T2D2) représentant des géosynthétiques et les éléments continus classiques (CPE4) pour la couche de couverture sont remplacés par des éléments poreux (CPE4P) ; les nœuds de ces derniers procèdent un degré de liberté supplémentaires (DOF 8) permettant de prendre en compte la pression hydraulique. La saturation progressive de la couche de couverture a été réalisée en modifiant la pression sur les nœuds de la géomembrane dans les différentes étapes après le chargement du sol de couverture.

Une validation qualitative est réalisée avant que le modèle retenu soit validé par des expérimentations en vraie grandeur. Le but de cette validation qualitative est de vérifier la "stabilité" du modèle vis à vis de certains paramètres. Par exemple, on a fait varier le module d'Young de la géomembrane ($1E+6$, $1E+7$ et $1E+9$ Mpa) pour un talus sans butée de pied. Les calculs sont ensuite faits pour 3 triplets de caractéristiques aux interfaces soit au total 9 calculs, répartis dans trois groupes.

Le modèle créé est ensuite validé par trois expérimentations en vraie grandeur dans des conditions différentes permettant de valider différents éléments du modèle. L'expérimentation de CESTAS a visé, d'une part, à vérifier la bonne représentativité des mesures du frottement aux interfaces réalisées au plan incliné, et d'autre part, à définir l'influence de l'eau sur la stabilité de DEG. Les résultats des forces d'ancrage calculés par le modèle numérique sont très proches de ceux mesurés sur site. Le glissement de la couverture sur le géotextile a été constaté à une hauteur de saturation de 21 cm qui correspond bien à la valeur obtenue à partir de la simulation. L'utilisation des éléments poreux à la place des éléments barres pour représenter des géosynthétiques a permis de correctement prédire le comportement des géosynthétiques en présence d'un écoulement parallèle à la pente.

La deuxième expérimentation en vraie grandeur choisie pour valider le modèle développé a été menée par différents laboratoires sur un DEG préalablement instrumenté (MONTREUIL SUR BARSE). Grâce aux dispositifs de mesures, on a pu comparer non seulement la répartition des forces d'ancrage dans les géosynthétiques mais aussi les profils des déplacements et des déformations le long des nappes respectivement obtenus par l'exploitation des mesures expérimentales et par le modèle numérique. Le chargement progressif de la couche de couverture a été bien représenté par une procédure multi-étapes dans la simulation. L'ensemble des résultats obtenus fait apparaître une bonne cohérence de la modélisation effectuée.

La dernière expérimentation destinée à valider notre modèle a été sélectionnée parmi les 4 planches d'essai réalisées sur le site de TORCY en 1999. La particularité de ce programme d'essai est la grande longueur (environ 50 m) de la pente continue (sans risberme intermédiaire) ; le DEG est constitué de 3 nappes

géosynthétiques. La simulation a donné une bonne approximation des forces d'ancrage mesurées dans les géosynthétiques au cours du chargement.

La dernière partie de cette thèse consiste à fournir un outil pour effectuer une étude paramétrique sur le modèle précédemment validé par des expérimentations en vraie grandeur. Une dizaine de paramètres concernant principalement les propriétés des matériaux et les caractéristiques aux interfaces est susceptible de varier dans le modèle pour un DEG de géométrie donnée. Nous avons effectué 3 études en faisant varier 3 de ces paramètres sur un talus de hauteur 5m.

Cette thèse apporte de nouveaux éléments dans l'étude de la stabilité des dispositifs géosynthétiques sur pente et contribue à un meilleur dimensionnement. A partir d'un modèle validé par des expérimentations en vraie grandeur, l'étude paramétrique effectuée dans le présent mémoire permet de fournir des informations utiles qu'on ne peut pas obtenir par des calculs à la rupture et des essais expérimentaux. Le modèle retenu reste à approfondir suivant certains axes, notamment la loi de comportement des géosynthétiques et les différentes conditions hydrauliques.

Les perspectives de travaux complémentaires basés sur le modèle présenté sont divers :

- la poursuite des études paramétriques permettront d'établir un outil avec lequel le projecteur pourra trouver facilement les caractéristiques nécessaires des composants du dispositif géosynthétique pour assurer leur stabilité sur pente,
- la prise en compte de la déformation du sol support permettrait d'étendre le modèle dans les cas où la déformation du support n'est pas négligeable par exemple le cas d'une couverture d'installation,
- un suivi de l'ouvrage dans le temps par l'introduction de lois de comportement permettant de prendre en compte le fluage des nappes géosynthétiques.

Références bibliographiques

ABAQUS DOCUMENTATION version 6.5, © ABAQUS 2006

- ABAQUS User's Manuel, Volume I, II, III, IV,
- ABAQUS/CAE.

ANDRAWS K.Z., MCGOWN A. WILSON-FAHMY R.F. and MASHHOUR M.M. (1982), "The finite element method of analysis applied to soil-geotextile systems", *Second international conference on geotextiles*, Las Vegas, vol. 3, pp. 695-700.

BRIANCON L. (2001), "Stabilité sur pentes des dispositifs géosynthétiques – Caractérisation du frottement aux interfaces et applications", Thèse de Docteur, Université de Bordeaux I, Bordeaux, France.

CHAN S.K. and TUBA I.S. (1971), "A finite element method for contact problems of solid bodies (theory and validation)", *Int. J. Mech. Sci.*, **13**, pp.615-625.

CHAREYRE B. (2003), "Modélisation du comportement d'ouvrages composites sol-géosynthétique par éléments discrets-Application aux ancrages en tranchées en tête de talus", Thèse de Docteur, Université de Joseph Fourier, Grenoble, France.

CLOUGH G.W. and DUNCAN J.M. (1971), "Finite element analysis if retaining wall behavior", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceeding of the ASCE*, Vol. 97, n° SM12, pp 1657-1673.

COUTINHO A.L.G.A., MARTINS M.A.D. and SYDENSTRICKER R.M. (2002), "Effects of kinematic inconsistency in interface elements", *Proceeding of the 6th international conference on computational structures technology*, paper 23.

CUNDALL P.A. (1971), "A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock system", *Proc. Symp: Int. Rock Mech.*, Nancy, vol. 1, paper II-8.

DAY R.A. and POTTE D.M. (1994), "Zero thickness interface element-numerical stability and application", *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 18, pp. 689-708.

DESAI M.C.R., SOMASUNDARAM S. and FRANTZISKONIS G.N. (1986), "A hierarchical approach for constitutive modeling of geologic materials", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 10, n° 3, pp 225-257.

DESAI C.S., ZAMAN M., LIGHTNER J.G. and SIRIWARDANE H.J. (1984) "Thin-layer element for interfaces and joints", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, **8**, pp. 19-43.

DONDI G. (1994), "Three dimensional finite element analysis of a reinforced paved road", *Fifth international conference on geotextiles, geomembranes and related products*, Singapore, 5-9 September 1994, vol. 1, pp 95-100.

DRUCKER K. and PRAGER W. (1952), "Soil mechanics and plastic analysis in limit design", *Quarterly of applied mathematics*, vol. 10, n° 2, pp 157-165.

DUNCAN J.M. and CHANG C.Y. (1970), "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceeding of the ASCE*, Vol. 96, n° SM5, pp 1629-1653.

FEKI N. (1996), "Modèles physiques et numériques de la stabilité des couvertures géosynthétiques sur pentes – Application aux centre de stockage de déchets", Thèse de Docteur ès Sciences, Université de Joseph Fourier, Grenoble, France.

FRANCAVILLA A. and ZIENKIEWICZ O. C. (1975), "A note on numerical computation of elastic contact problems", *Int. J. Num. Mech. Engng*, **9**, pp. 913-924.

GIBERT R.B., LONG J.H. and DALY J.J. (1993), "Structural integrity of composite geosynthetic lining and cover system", In: *Geosynthetics' 93*, Vancouver, Canada, 1993, March 30-April 1, IGS, vol. 3, pp 1389-1401.

GILBERT R.B. and BYRNE R.J. (1996), "Strain-softening behavior of waste containment system interfaces", *Geosynthetics International*, 1996, vol. 3, n° 2, pp 181-203.

GIROUD J.P. and BEECH J.F. (1989), "Stability of soil layers on geosynthetic lining system", In: *Geosynthetics' 89*, San Diego, CA, USA, 1989, February 02, IFAI, vol. 1, pp 35-46.

GIROUD J.P. GROSS B.A. and DARASSE J. (1992), "Flow in leachate collection layers, steady-state condition", *GeoSyntec Consultants Rep.*

GIROUD J.P., BACHUS R.C. and BONAPARTE R. (1995), "Influence of water flow on the stability of geosynthetic-soil layered systems on slopes", *Geosynthetics International*, vol. 2, n° 6, pp. 1149-1180.

GOODMAN R.E., TAYLOR R.L. and BREKKE T.L. (1968), "A model for the mechanics of jointed rock", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceeding of the ASCE*, 94, pp637-659.

GOURC J.P., LALARAKOTOSON S., MÜLLER ROCHHLOZ H. and BRONSTEIN Z. (1996), "Friction measurement by direct shearing or tilting process- Development of a European standard", In: *the 1st European geosynthetics conference EUROGEO 1*, Maastricht, Netherlands, 1996, September 30- October 2, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 1039-1046.

GOURC J.P., VILLARD P., REYES RAMIREZ R., FEKI N., BRIANCON L. and GIRARD H. (2001), "Use of inclined test to assess stress mobilization of liner on slope", *Proceeding of the international symposium on earth reinforcement*, vol. 1, Fukuoka, Kyushu, Japan, November 2001, pp. 201-205.

HE P., GIRARD H., POULAIN D. and LAC P. (2006), "Modélisation numérique du comportement mécanique sur pente des dispositifs géosynthétiques", *Rencontres géosynthétiques 2006*, Montpellier, France, 12-15 Juin pp..

HE P., GIRARD H., POULAIN D. and LAC P. (2006), "Numerical modeling of the mechanical behavior of geosynthetic systems installed on slopes", *Proceeding of the 8th international conference on the geosynthetics*, Yokohama, Japan, 18-22 September, pp..

HERRMANN L.R. (1978), "Finite element analysis of contact problems", *J. Eng. Mech. ASCE*, 104, pp.1043-1059.

INSTITUT DES SCIENCES ET DES TECHNIQUES DE L'ÉQUIPEMENT ET DE L'ENVIRONNEMENT POUR LE DÉVELOPPEMENT (1987), *Le savoir-faire français en matière de géotextiles et géomembranes*.

IZGIN M. and WASTI Y. (1998), "Geomembrane-sand interface frictional properties as determined by inclined board and shear box tests", *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 16, n° 4, pp 531-548.

KALIAKIN V.N. and LI J. (1995), "Insight into deficiencies associated with commonly used zero-thickness interface elements", *Geotextiles and Geomembranes*, vol.17, pp 225-252.

KALIAKIN V.N. and DECHASAKULSOM M. (2002), "Detailed modeling of facing for reinforced soil walls", *15th Engineering mechanics conference ASCE*, June 2-5 2002, New York, U.S.

KARAMPATAKIS D.A. and HATZIGOGOS T.N. (1999), "A model to describe creeping behavior of thin-layer element for interfaces and joints", *Workshop on soil structure international*, pp. 35-50.

KOERNER R.M. (2005), "Designing with geosynthetics", Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, USA, Fifth Edition, pp 482-483 .

KOERNER R.M. and HWU B.L. (1991), "Stability and tension consideration regarding cover soils on geomembrane lined slopes", *Geotextiles and geomembranes*, vol. 10, pp 335-355.

KOERNER R.M. and WAYNE M.H. (1991), "Geomembrane anchorage behavior using large-scale pullout apparatus", *Rilem report 4: Geomembrane, Identification and performance testing*, Rollin, A and Rigo, J.M., Editor, Chapman and Hall, London, UK, 1991, pp 204-218.

KOTAKE N., WATANABE K., NONOMURA C. and NEGISHI K. (2004), "Interactive behaviors of geosynthetics multi-liner systems under shear force", *Geo-Asia 2004*, pp 866-873.

LALARAKOTOSON S.J. (1998), "Les interfaces géosynthétiques sous faible confinement an plan incline", Thèse de Docteur ès Sciences, Université de Joseph Fourier, Grenoble, France.

LENG J. and GABR M.A. (2003), "Characteristics of geogrid-reinforced aggregate under cyclic load", *Journal of Transportation research Board*, n° 1786, National research council, Washington, D.C., pp. 29-35, November.

LIU C.N. and GILBERT R.B. (2003), "Simplified method for estimating geosynthetic loads in landfill liner side slopes during filling", *Geosynthetics International*, 2003, 10, n° 1, pp 24-33.

LONG J.H., GILBERT R.B and DALY J.J. (1994), "Geosynthetic loads in landfill slopes: displacement compatibility", *Journal Geotechnical Engineering*, ASCE, 120, n° 11, pp 2009-2025.

MCENROE B.M. (1993), "Maximum saturated depth over landfill liner", *Journal environmental engineering*, 119, pp. 262-270.

MARTIN J.P. and KOERNER R.M. (1985), "Geotechnical design consideration for geomembrane lined slopes stability", *Geotextiles and geomembranes*, vol. 2, pp 299-321.

MENETREY P. and WILLAM K.J. (1995), "Triaxial failure criterion for concrete and its generalization", *ACI Structural Journal*, pp 311-318.

PANDE G.N. and SHARMA K.G. (1979), "On joint/interface elements and associated problems of numerical ill-conditioning", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, **3**, pp. 293-300.

PERKINS S.W. and Cuelho E.V. (1999), "Soil-geosynthetic interface strength and stiffness relationships from pullout tests", *Geosynthetics international*, vol. 6, n° 5, pp 321-346.

PERKINS S.W. (2000), "Constitutive modeling of geosynthetics", *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 18, pp 273-292.

PERKINS S.W. and EDENS. M.Q. (2003), "Finite element modeling of a geosynthetic pullout test", *Geotechnical and Geological Engineering*, 21, pp 357-375.

PERKINS S.W., CHRISTOPHER B.R., CUELHO E.I., EIKSUND G.R., HOFF I., SCHWARTZ C.W., SVANO G. and WANT A. (2004), "*Development of design methods for geosynthetic reinforced flexible pavements*", U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, FHWA, Report reference number DTFH61-01-X-00068, 263 p.

PERKINS S.W., CHRISTOPHER B.R., EIKSUND G.R., SCHWARTZ C.S. and SVANO G. (2005), "Modeling effects of reinforcement on lateral confinement of roadway aggregate", *Geo-frontiers-05*.

POULAIN D., GIRARD H., BRIANCON L., FAGON Y. and FLAQUET-LACOUX V. (2000), "Geosynthetic lining system in French navigable canals: design of the protective layer", In: *2nd European geosynthetics conference, EUROGEO 2000*, Bologna, Italy, 2000, October 15-18, Pàtron editore, Bologna, vol. 2, pp. 695-700.

POULAIN D., GIRARD H., GLAUD V., HADDANE K. (2004), "Stability and anchorage of geosynthetic systems on slopes: development of a new designing tool", *EuroGeo 3*, Munich, Germany, 2004, March 01-03, vol. 2, pp 389-392.

QIAN X.D., GRAY D.H. and KOERNER R.M. (2004), "Estimation of maximum liquid head over landfill barriers", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering ASCE*, May 2004, pp. 488-497.

RAJU D.M. and FANNIN R.J. (1998), "Load-strain-displacement response of geosynthetics in monotonic and cyclic pullout", *Canada Geotechnical Journal*, 35, pp 183-193.

SEED R.B., MITCHELL J.K. and BOLTON SEED H. (1990), "Kettleman Hills Waste Landfill Slope Failure II: Stability analyses", *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 116, n° 4, pp 669-690.

SETRA-LCPC (2000), "Etanchéité par géomembrane des ouvrages pour les eaux de ruissellement routier", Guide technique, 95 p.

SHAN H.Y. and DANIEL D.E. (1994), "Slope stability of final covers containing geosynthetic clay liners", *Fifth international conference on geotextiles, geomembranes and related products*, Singapore, 5-9 September 1994, vol. 3, pp 1023-1028.

SHARMA K.G. and DESAI C.S. (1992), "Analysis and implementation of thin-layer element for interfaces and joints", *J. Eng. Mech. ASCE*, 121, pp. 43-56.

SOONG T.Y., KOERNER R.M. (1996), "Seepage induced slope instability", *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 14, pp 425-455.

STAMATOPOULOS A.C. and KOTZIAS P.C. (1996), "Earth Slide on Geomembrane", *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 22, n° 5, pp 408-411.

SURAJIT P. and WATHUGALA G.W. (1999), "Distributed state model for sand-geosynthetic interfaces and application to pull-out test", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23, pp1873-1892.

THIEL R.S. and SWEWART M.G. (1993), "Geosynthetic landfill cover design methodology and construction experience in the pacific northwest", In: *Geosynthetics' 93*, Vancouver, Canada, 1993, March 30 – April 1, IGS, vol. 3, pp 1131-1144.

THOMAS S. (2000), "Centres de stockage de déchets – Géomécanique des déchets et de leur couverture – Expérimentations sur sites et modélisations", Thèse de Docteur, Lirigm, Université de Joseph Fourier – Grenoble I, Grenoble, France, p. 326.

VILLARD P. (1996), "Modeling of interface problems by the Finite Element Method with considerable displacements", *Computers and Geotechnics*, vol. 19, pp 23-45.

VILLARD P., GOURC J.P. and FEKI N. (1999), "Analysis of geosynthetic lining system (GLS) undergoing large deformations", *Geotextiles and Geomembranes*, 1999, vol. 17, pp 17-32.

VILLARD P., KOTAKE N. and OTANI J. (2002), "Modeling of reinforced soil in finite element analysis", *Proceeding of the 7th International conference geosynthetics*, Nice, France, 22-27 September, vol. 1, pp 39-95.

WASTI Y. and ÖZDÜZGÜN Z.B. (2001), "geomembrane-Geotextile interface shear properties as determined by inclined board and shear box tests", *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 19, pp 45-47.

WATHUGALA G.W. and DESAI C.S. (1993), "Constitutive model for cyclic behavior of clay I: Theory", *Journal of geotechnical engineering*, vol. 119, n° 4, pp 714-729.

WATHUGALA G.W., HUANG B. and PAL S. (1996), "Numerical simulation of geosynthetic reinforced flexible pavement", *Transportation research record* 1534, pp58-65.

WILLSON FAHMY R.F. and KOERNER R.M. (1993), "Finite element analysis of stability of cover soil on geomembrane-lined slopes", In: *Geosynthetics' 93*, Vancouver, Canada, 1993, March 30 – April 1, IGS, vol. 3, pp 1425-1437.

YI C.T., CHAN D.H. and SCOTT J.D. (1995), "A large slipping finite element model for geosynthetics interfaces modeling", *Geosynthetics 95*, **1**, pp. 93-104.

Annexe I Forme générale du modèle MC dans ABAQUS

Critère de rupture

Le critère de Mohr-Coulomb est écrit :

$$\tau = c - \sigma \tan \phi$$

où σ est négative en cas de la compression.

En supposant :

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} ;$$

$$s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

on obtient :

$$\tau = s \cos \phi$$

$$\sigma = \sigma_m + s \sin \phi$$

où s est la moitié de la différence entre la contrainte principale maximale σ_1 et la contrainte principale minimale σ_3 ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) ; σ_m est la moyenne de σ_1 et σ_3 .

Le critère de MC est devenu :

$$s + \sigma_m \sin \phi - c \cos \phi = 0$$

Pour la forme générale des contraintes (soit σ égale respectivement σ_1 , σ_2 et σ_3), il est convenable d'exprimer le modèle par trois invariants de contrainte comme le suivant :

$$F = R_{mc} q - p \tan \phi - c = 0,$$

$$\text{où, } R_{mc}(\Theta, \phi) = \frac{1}{\sqrt{3} \cos \phi} \sin\left(\Theta + \frac{\pi}{3}\right) + \frac{1}{3} \cos\left(\Theta + \frac{\pi}{3}\right) \tan \phi,$$

ϕ est la pente de la surface de rupture MC sur le plan $p - R_{mc} q$ (fig. A1) qui est normalement considérée comme l'angle de frottement interne du matériau et peut dépendre de la température et des champs des variables prédéfinis (contrainte, déformation...),

c est la cohésion du matériau,

Θ est l'angle polaire déviatorique défini par

$$\cos(3\Theta) = \left(\frac{r}{q}\right)^3,$$

et

$S = \sigma + pI$ est la contrainte déviatorique,

$p = -\frac{1}{3} \text{trace}(\sigma)$ est la pression hydrostatique,

$q = \sqrt{\frac{3}{2} (S : S)}$ est la contrainte de Von Mises équivalente,

$r = \left(\frac{9}{2} S : S : S\right)^{\frac{1}{3}}$ est le troisième invariant de la contrainte déviatorique.

L'angle de frottement ϕ contrôle la forme de la surface de rupture sur le plan déviatorique (fig. A1). Cet angle varie de 0° à 90° . En cas de $\phi = 0^\circ$, le modèle MC est réduit à un modèle de Tresca avec une section déviatorique parfaitement hexagonale. Dans le cas où $\phi = 90^\circ$, le modèle MC est réduit à un modèle de Rankine avec une section déviatorique triangulaire, mais ce cas limite n'est pas permis dans le modèle MC décrit ici.

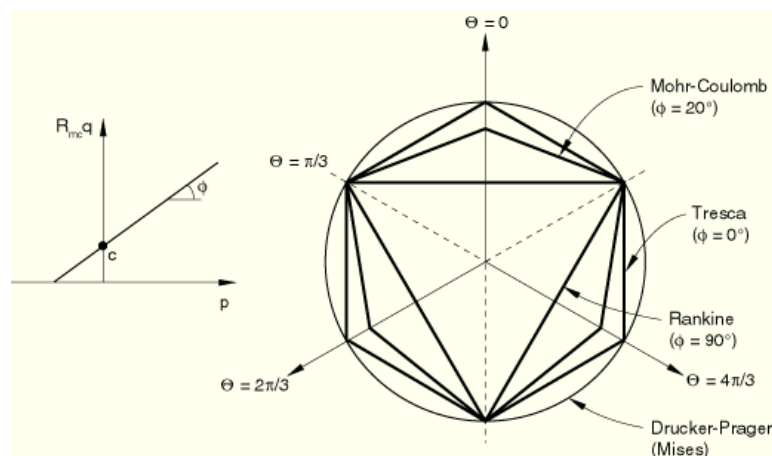


fig. A1 Surface de la rupture sur le plan méridional et le plan déviatorique

Écoulement potentiel

L'écoulement potentiel est choisi comme une fonction hyperbolique sur le plan méridional et une fonction elliptique lisse proposée par Ménétreay (1995) sur le plan déviatorique :

$$G = \sqrt{(\epsilon c|_0 \tan \psi)^2 + (R_{mw} q)^2} - p \tan \psi$$

où

$$R_{mw}(\Theta, e) = \frac{4(1-e^2) \cos^2 \Theta + (2e-1)^2}{2(1-e^2) \cos \Theta + (2e-1) \sqrt{4(1-e^2) \cos^2 \Theta + 5e^2 - 4e}} R_{mc}\left(\frac{\pi}{3}, \phi\right)$$

$$\text{et } R_{mc}\left(\frac{\pi}{3}, \phi\right) = \frac{3 - \sin \phi}{6 \cos \phi},$$

ψ est l'angle de dilatance mesuré sur le plan $p - R_{mw} q$ sous la pression de confinement élevée,

$c|_0$ est la cohésion d'érouissage initiale, $c|_0 = c|_{\epsilon p' = 0}$,

Θ est l'angle polaire déviatorique,

ϵ est un paramètre considéré comme l'excentricité méridionale qui décrit le taux avec lequel la fonction hyperbolique s'approche de l'asymptote (l'écoulement potentiel tend à devenir une ligne droite sur le plan méridional lorsque l'excentricité méridionale tend vers zéro),

e est un paramètre, considéré comme l'excentricité déviatorique qui décrit la rotondité de la section déviatorique en terme du rapport entre le cisaillement en extension méridionale ($\Theta = 0$) et celui en compression méridionale ($\Theta = \pi/3$).

Par défaut, la valeur de 0.1 est donnée pour ϵ , l'excentricité déviatorique est calculée par :

$$e = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi},$$

où ϕ est l'angle de frottement MC. Ce calcul correspond à la coïncidence de l'écoulement potentiel à la surface de rupture en traction et en compression triaxiales sur le plan déviatorique. ABAQUS/Standard permet de prendre en compte cette excentricité déviatorique comme un paramètre indépendant du matériau, dans ce cas, la valeur de ce paramètre peut être définie par l'utilisateur. La convexité et lissage de la fonction elliptique nécessitent que la valeur de e soit définie entre $1/2$ et 1. Le cas $e=1$ (ou $\phi = 0^\circ$ lorsque la valeur de e n'est pas spécifiée), conduit à $R_{mw}(\Theta, e=1) = R_{mc}(\pi/3, \phi)$, qui représente le cercle de Von Mises sur le plan déviatorique. Le cas $e=1/2$ (ou $\phi = 90^\circ$ lorsque la valeur de e n'est pas définie) conduit à $R_{mw}(\Theta, e=1/2) = 2R_{mc}(\pi/3, \phi) \cos \Theta$ et représente le triangle de Rankine sur le plan déviatorique (ce limite cas n'est pas permis dans le modèle MC présenté ici).

L'écoulement potentiel présenté ci-dessus, qui est continu et lisse, garantie que la direction de l'écoulement est toujours uniquement définie. Une famille de courbes hyperboliques sur le plan méridional est montrée sur la figure A2 et sa forme sur le plan déviatorique est donnée sur la figure A3.

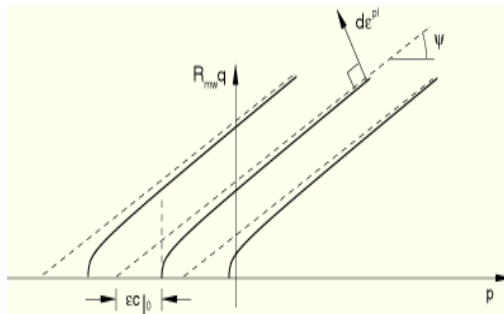


fig. A2 Famille de l'écoulement potentiel hyperbolique sur le plan méridional

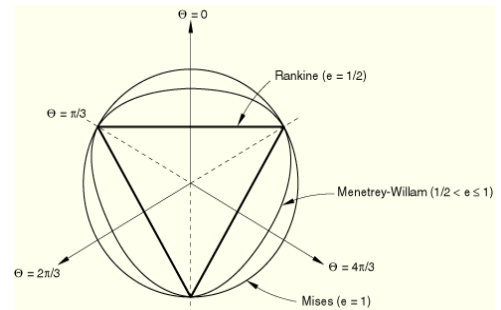
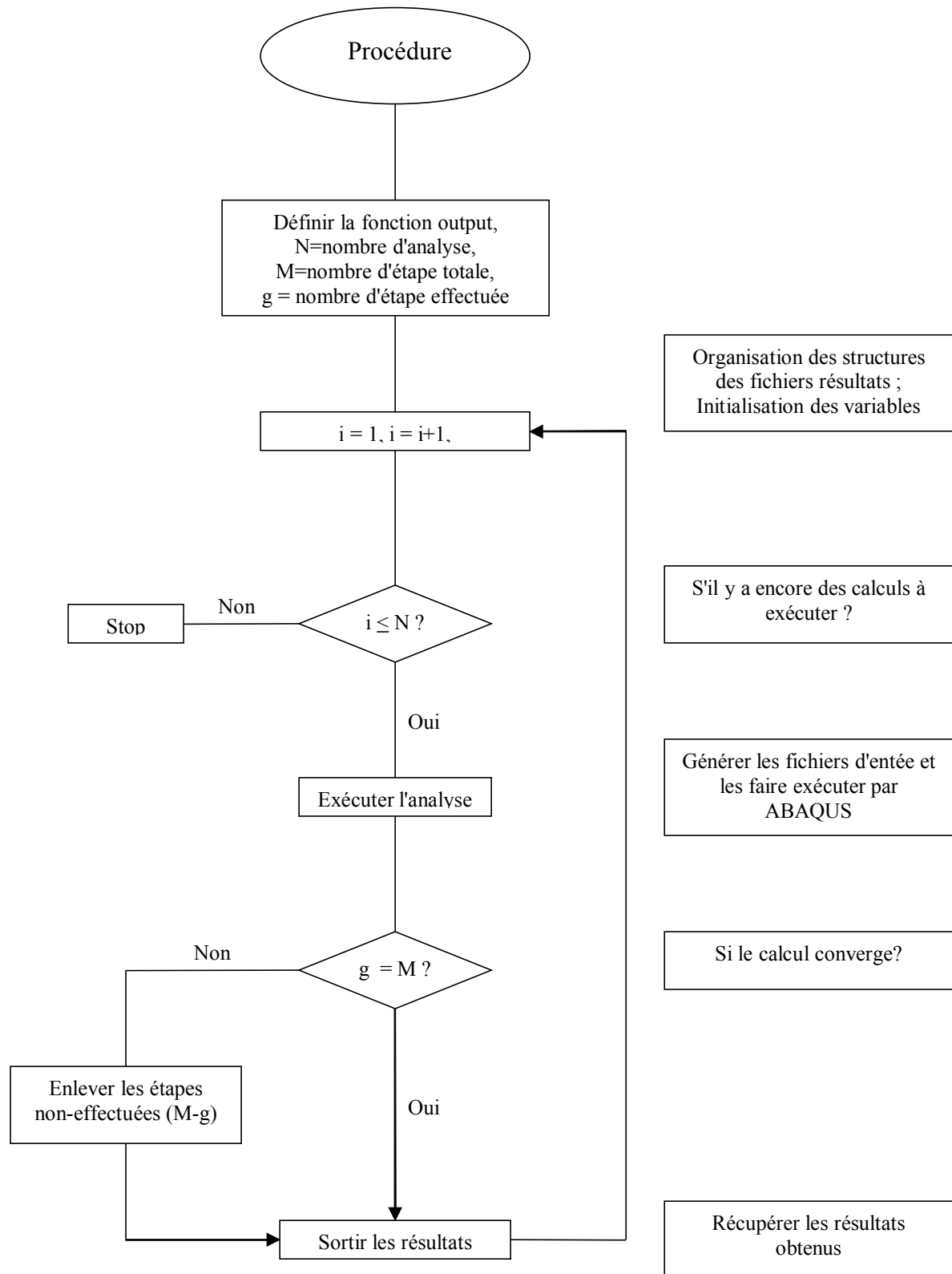


fig. A3 Ecoulement potentiel de Merétrey-Willam sur le plan de contrainte déviatorique

Annexe II Algorithmes de programmation des fichiers Python script



Annexe III Résolution des problèmes non-linéaires

La résolution des problème non-linéaires dans ABAQUS consiste à une combinaison des procédures incrémentales et itératives, des équations non-linéaires sont résolues en utilisant la méthode de Newton.

La relation non-linéaire chargement-déplacement d'une structure est illustrée sur la figure A4.

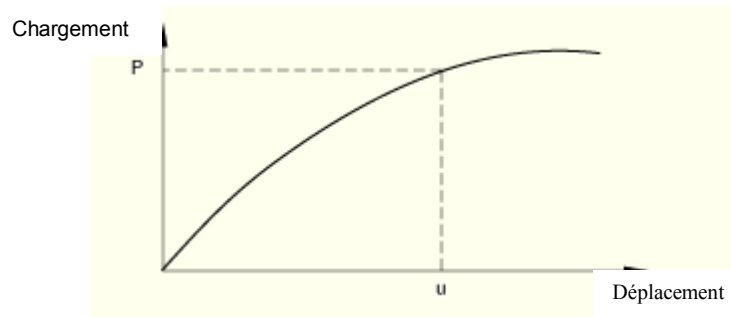


fig. A4 Courbe de la relation Chargement-Déplacement

Dans une analyse non-linéaire, la solution ne peut pas être déterminée en résolvant un seul système des équations linéaires, comme ce qu'on fait pour un problème linéaire. Au lieu de cela, la solution est trouvée en indiquant le chargement en fonction de temps du calcul et incrémentant le temps du calcul pour obtenir le comportement non-linéaire. Par conséquent, ABAQUS divise la simulation en plusieurs incréments et obtient une configuration d'équilibre approximative en fin de l'incrément. En utilisant la méthode de Newton, plusieurs itérations sont demandées afin d'obtenir une solution acceptable pour chaque incrément.

Etapes, incréments et itérations

- L'histoire d'une simulation consiste en une ou plusieurs étapes. Différents chargement, conditions aux limites, procédures d'analyse et paramètres demandés peuvent être utilisés dans chacune des ces étapes.

- Un incrément fait partie d'une étape. Dans une analyse non-linéaire, chaque étape est divisée en plusieurs incréments de sorte que le chemin non-linéaire de solution puisse être suivi. L'utilisateur propose le temps de calcul du premier incrément et ABAQUS choisit automatiquement les temps des incréments suivants. En fin de chaque incrément, la structure est approximativement équilibrée et les résultats sont enregistrés.

- Une itération est un essai pour obtenir une solution dans un incrément. Si la structure n'est pas équilibrée en fin d'une itération, ABAQUS va tenter une autre itération. Avec chaque itération, la solution obtenue devrait être plus proche de l'équilibre ; par contre, parfois la procédure des itérations peuvent diverger (des itérations suivantes peuvent conduire à un état non-équilibré).

Convergence

Supposons les forces externes P et les forces internes I appliquées sur une structure (fig. A5), les forces internes appliquées sur un nœud sont causées par des efforts aux éléments auxquels ce nœud est attaché.

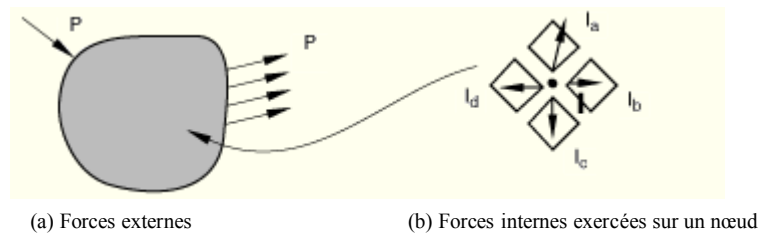


fig. A5 Chargement interne et externe sur un corps

Pour que une structure soit équilibrée, la somme des forces exercées à chaque nœud doit être nulle. Par conséquent, l'état d'équilibre basique nécessite une équilibre entre les forces externes P et les forces internes I

$$P - I = 0 .$$

La réponse non-linéaire d'une structure à un incrément comportant un petit chargement ΔP est présentée sur la figure A6. ABAQUS utilise la rigidité tangentielle de la structure K_0 , qui est déterminée à partir de sa configuration initiale à u_0 , et ΔP afin de calculer un déplacement de correction c_a pour la structure. En utilisant c_a , la configuration de la structure est mise à jour à u_a .

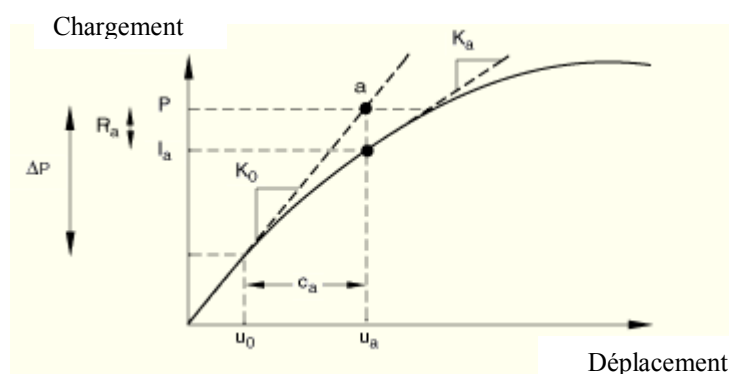


Fig. A6 Première itération d'un incrément

ABAQUS calcule ensuite les forces internes de la structure I_a dans la configuration actualisée. La différence entre le chargement total P et I_a peut maintenant être calculée comme suivant :

$$R_a = P - I_a ,$$

où R_a est la force résiduelle de cette itération.

Si R_a est égale à zéro aux tous les degrés de liberté dans le modèle, le point a va se trouver sur la courbe chargement-déplacement et la structure sera équilibrée. Dans un problème non-linéaire R_a n'est jamais exactement nulle, ABAQUS compare donc R_a à une valeur de tolérance. Si R_a est inférieure à la force résiduelle tolérée à chaque nœud du modèle, ABAQUS accepte cette solution sous certaines conditions. Par défaut, cette valeur de tolérance est fixée à 0.5% d'une force moyenne de l'ensemble de la structure et dans le temps de calcul. ABAQUS calcule automatiquement cette force moyenne pendant la simulation. Toutefois l'utilisateur peut changer cette tolérance.

Si R_a est inférieure la force de tolérance actuelle, P et I_a sont considérées équilibrées et u_a est une configuration équilibrée pour la structure sous le chargement appliqué. Pourtant, avant que ABAQUS accepte complètement la solution, il vérifie également que le dernier déplacement de correction c_a est suffisamment petit vis-à-vis le déplacement total de l'incrément $\Delta u_a = u_a - u_0$. Si c_a est plus grand qu'une fraction (1% par défaut) du déplacement incrémental, ABAQUS lance une nouvelle itération. La solution sera considérée convergée pour l'incrément en cours jusque toutes les deux conditions de convergence sont satisfaites.

Si la solution d'une itération n'est pas convergée, ABAQUS lance une autre itération pour tenter d'équilibrer les forces internes et celles externes. D'abord, ABAQUS forme une nouvelle rigidité tangentielle K_a déterminée sur la configuration u_a . Cette rigidité avec la résiduelle R_a permet de déterminer un nouveau déplacement de correction c_b qui rend le système plus proche de l'équilibre (fig. A7).

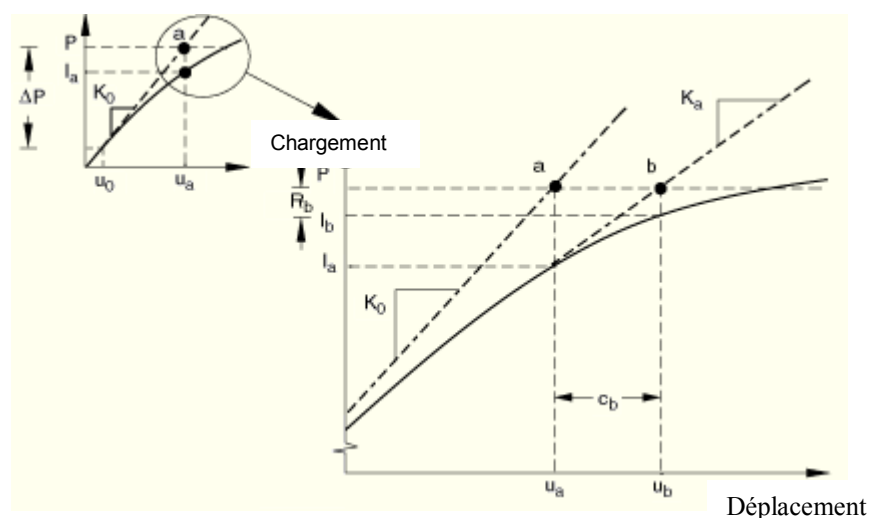


fig. A7 Deuxième itération de l'incrément

ABAQUS calcule une nouvelle force résiduelle R_b en utilisant les forces internes basées sur la configuration u_b . Encore une fois, la force résiduelle R_b est comparée à la force résiduelle tolérée et le déplacement de correction de cette seconde itération c_b est comparé au déplacement total de l'incrément $\Delta u_b = u_b - u_0$. En cas nécessaire, ABAQUS lance plus des itérations éventuelles.

A chaque itération dans une analyse non-linéaire, ABAQUS forme une matrice de rigidité tangentielle du modèle et résolve un système des équations. Par conséquent, le temps de calcul de chaque itération est proche de celui d'une analyse linéaire complète.

Contrôle de l'incrément automatique

Par défaut, ABAQUS adapte les temps des incréments pour résoudre un problème non-linéaire. L'utilisateur propose seulement la taille du premier incrément de chaque étape de la simulation, ABAQUS gère ensuite automatiquement la taille des incréments suivants. Si le temps de l'incrément initial n'est pas défini, ABAQUS tend à appliquer la totalité du chargement de l'étape dans un seul incrément. En ce dernier cas, pour des problèmes fortement non-linéaires, ABAQUS est obligé de réduire le temps des incréments pour obtenir une solution, ce qui conduit du temps perdu de CPU. Il est donc souhaitable de définir un temps de l'incrément initial raisonnable car seuls problèmes ayant une non-linéarité moyenne peuvent être appliqués la totalité du chargement dans un seul incrément.

Le nombre des itérations nécessaires pour trouver une solution convergée varie en fonction du degré de la non-linéarité du système traité. Avec le contrôle de l'incrément de défaut, les procédures fonctionnent comme suivant : si la solution n'est pas convergée au bout de 16 itérations ou si la solution semble diverger, ABAQUS abandonne l'incrément et recommence avec une taille de l'incrément égale à 25% de celle précédente. Il cherche à trouver la convergence avec ce petit pas de l'incrément. Si la solution n'est toujours pas convergée, ABAQUS réduit à nouveau la taille de l'incrément. Cette procédure est maintenue jusque une solution est obtenue. Si le temps de l'incrément devient plus petit que la valeur minimale prédéfinie ou au delà de 5 tentatives de réduction le temps de l'incrément, ABAQUS stoppe l'analyse.

Si l'incrément est convergé en moins de 5 itérations, ceci indique que la solution est facilement trouvée. Par conséquent, ABAQUS augmente automatiquement la taille de l'incrément par 50%, si 2 incréments consécutifs sont convergés en moins de 5 itérations.

Thèse de doctorat

Auteur : Peng He

Discipline : Mécanique

Modélisation numérique du comportement mécanique sur pente des dispositifs géosynthétiques

Résumé

Les dispositifs comportant des géosynthétiques constituent un plan de glissement privilégié lorsqu'ils sont disposés sur les pentes d'ouvrages de génie civil et leur stabilité doit être vérifiée avec soin. Dans ce but, un modèle numérique basé sur la méthode des éléments finis a été développé pour améliorer la connaissance du frottement aux interfaces géosynthétiques et le dimensionnement des dispositifs sur pente. Ce nouveau modèle validé sur des expérimentations en vraie grandeur permet de prendre en compte le chargement progressif du sol de couverture et notamment l'influence d'un écoulement parallèle à la pente dans cette couverture.

Les comparaisons entre les résultats numériques, expérimentaux et calculés par la méthode d'équilibre limite montrent clairement que le comportement mécanique des dispositifs géosynthétiques sur pente dépend non seulement des caractéristiques des interfaces mais aussi des modules relatifs des différents matériaux (géosynthétiques et sols) et du chemin de chargement ainsi que de la saturation. De plus, une étude paramétrique a été initiée en vue d'établir un outil permettant d'améliorer le dimensionnement des DEG. L'ensemble du travail réalisé au cours de la thèse apporte de nombreux éléments nouveaux pour l'étude de la stabilité des dispositifs géosynthétiques sur pente.

Mots clés

Géosynthétique, pente, stabilité, saturation, calculs éléments finis.

Numerical modeling of the mechanical behavior of geosynthetic liner systems installed on slopes

Abstract

Geosynthetic system constitute a preferential slip line when they are laid down on the slopes of civil engineering structures and their stability must be checked with care. As well as that of improving the characterization of friction at geosynthetic interfaces and therefore the calculation of the dimensions of such systems on slopes, a numerical model based on the finite element (FEM) was developed. This new model validated on full-scale experiments makes it possible to take into account the progressive loading of the cover soil et in particular the influence of a seepage parallel with the slope in this cover.

The comparisons between the numerical results, experimental et calculated by the method of equilibrium limit show clearly that the mechanical behavior of geosynthetic system depends not only on the characteristics of the interfaces but also on the relative modules of various materials (geosynthetics and soils) and on the way de loading as well as saturation. Moreover, one parametric study was initiated in order to establish a tool making it possible to improve the dimensions of the geosynthetic system. The whole of the work completed during the thesis provides a large amount of new information in the approach to studying the stability of geosynthetic systems on slope.

Keywords

Geosynthetic, slope, stability, saturation, numerical modeling, progressive loading
