HAL
open science

Etude analytique, numérique et expérimentale du comportement mécanique des systèmes géosynthétiques : application au cas des barrières de sécurité des extensions d'ISDND

Bekoin,françis, Guillaume Tano

To cite this version:

Bekoin,françis, Guillaume Tano. Etude analytique, numérique et expérimentale du comportement mécanique des systèmes géosynthétiques : application au cas des barrières de sécurité des extensions d'ISDND. Mécanique des structures [physics.class-ph]. Université Grenoble Alpes, 2016. Français. NNT : 2016GREAU053 . tel-01871567

HAL Id: tel-01871567

https://theses.hal.science/tel-01871567

Submitted on 11 Sep 2018

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Communauté UNIVERSITÉ Grenoble Alpes

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE GRENOBLE ALPES

Spécialité : **Sciences de la terre et univers, environnement**

Arrêté ministériel : 25 Mai 2016

Présentée par

Bekoin Francis Guillaume TANO

Thèse dirigée par **Nathalie TOUZE-FOLTZ** et
codirigée par **Daniel DIAS**
préparée au sein de **IRSTEA - LTHE - ECOGEOS**
dans **l'École Doctorale Terre, Univers, Environnement**

Etude analytique, numérique et expérimentale du comportement mécanique des systèmes géosynthétiques :

application au cas des barrières de sécurité des extensions d'ISDND

Thèse à soutenir publiquement le **23 novembre 2016**
devant le jury composé de :

M. Hussein MROUEH Professeur à Polytech' Lille	Rapporteur
Mme. Maria da Graça Alfaro LOPES Professeur à High Institute of Engineering of Lisbon	Rapportrice
M. Philippe DELMAS Professeur au CNAM, Paris	Président
M. Laurent BRIANCON Maitre de conférences à l'INSA, Lyon	Examinateur
M. Franck OLIVIER Gérant d'Ecogeos, Arras	Examinateur
Mme. Nathalie TOUZE-FOLTZ Directrice régionale à Irstea, Antony	Directrice de thèse
M. Daniel DIAS Professeur à Polytech' Grenoble	Co-directeur de thèse
M. Guillaume STOLTZ Ingénieur de recherche à Irstea, Aix-En-Provence	Invité
M. Johann BRUHIER Président d'Huesker France, Gresswiller	Invité
M. Jean-Pierre GIROUD Ancien président de l'IGS et membre de l'US National Academy of Engineering	Invité

REMERCIEMENTS

Ce travail de thèse n'aurait pu être mené à terme sans la collaboration active entre Ecogeos, Irstea, LTHE, 3SR, Trigone, Huesker et le financement du ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche à travers l'association nationale de la recherche et de la technologie (ANRT).

Je ne saurai débuter ce manuscrit sans exprimer mes profonds remerciements à Franck Olivier, gérant d'Ecogeos qui est à l'initiative de ce projet, pour la confiance qu'il m'a accordée depuis mes débuts dans la vie professionnelle avec Ecogeos, pour sa bienveillance et son énergie positive. Je tiens également à le remercier d'avoir continué à me confier des projets d'ingénieur (suivi de chantier, calculs géotechniques, etc.) en parallèle de la thèse ; ce qui m'a permis de garder le contact avec le monde professionnel et également de prendre du recul par rapport au travail de thèse. Je souhaiterais enfin lui témoigner de ma grande admiration pour le travail sans relâche, toujours avec une grande rigueur, qu'il accomplit depuis 2007 pour faire grandir la petite entreprise Ecogeos.

J'adresse également mes vifs remerciements à ma directrice de thèse Nathalie Touze-Foltz, Directrice régionale du centre d'Irstea-Antony d'avoir accepté d'encadrer ce travail doctoral avec enthousiasme dès que le projet de thèse lui a été présenté. Je lui adresse également mes remerciements pour son immense volonté à faire avancer ce travail dans les meilleures conditions et aussi pour son encadrement exemplaire. Je ne pense pas que j'aurai pu avoir un meilleur encadrement, surtout dans la phase de rédaction de ce manuscrit ! Je remercie également Nathalie pour sa gentillesse, ses qualités d'écoute et de s'être rendue disponible dès que besoin, malgré ses grandes responsabilités.

Aussi, voudrais-je remercier sincèrement Daniel Dias, Professeur à Polytech Grenoble, pour sa collaboration fructueuse et son encadrement juste sur l'ensemble du projet. Merci également pour les échanges productifs qui m'ont permis de réaliser le présent travail. Je tiens particulièrement à remercier Daniel de s'être rendu disponible malgré la distance entre Grenoble et Paris. Je remercie également Daniel pour ses encouragements et la relecture approfondie de tous les documents produits (articles, manuscrit, etc.) qu'il a effectuée durant ces trois années de thèse.

ll m'est impossible d'oublier Guillaume Stoltz, Ingénieur de recherche à Irstea-Aix-En-Provence d'avoir contribuer efficacement à ce travail de réflexion scientifique. Je remercie Guillaume pour ses idées, ses suggestions, ses conseils judicieux et nos multiples échanges quasi-quotidiens qui ont permis de faire avancer cette thèse. Je tiens également à le remercier pour sa sympathie, sa générosité et son encadrement tout au long de ce travail. Merci Guillaume !

J'exprime également mes remerciements aux membres du jury de thèse, particulièrement à Hussein Mroueh, Professeur à Polytech Lille et à Maria da Graça Alfaro Lopes, Professeur à High Institute of Engineering of Lisbon d'avoir tous les deux bien voulu évaluer ce travail de thèse en me remettant leurs rapports détaillés. Je souhaiterais remercier également Philippe Delmas, Professeur au Cnam et Laurent Briançon, Maitre de conférence à INSA Lyon d'avoir accepté de faire partie de ce jury d'évaluation de cette thèse et pour leurs remarques

pertinentes formulées. Je souhaiterais également adresser mes sincères remerciements à M. Jean-Pierre Giroud, ancien Président de l'IGS et membre de l'US National Academy of Engineering de m'avoir fait l'honneur de faire partie de mon jury de thèse et pour les échanges instructifs que nous avons eus.

Mon travail expérimental a été particulièrement facilité par Johann Bruhier, Président Huesker France qui a répondu toujours présent pour la fourniture des géogrilles Fortrac, des géotextiles non-tissés Hate et des géosynthétiques bentonitiques Tektoseal. Je voudrais également remercier Johann pour ses conseils pratiques et l'expérience qu'il a apportée lors du développement de la cellule expérimentale dans le cadre de cette thèse. J'adresse également mes profonds remerciements à Jean-Luc Meusy, AGRU pour la fourniture des géomembranes PEHD utilisées dans le cadre de cette thèse.

Mes remerciements sont aussi adressés à Henri Mora et Jean-Marie Miscioscia (LTHE) pour leur formidable implication professionnelle et personnelle dans la fabrication du prototype expérimental développé dans ce travail. Sans leur dévouement, ce projet n'aurait surement pas pu être réalisé dans de bonnes conditions. Je souhaiterais en outre exprimer ma gratitude à Philippe Mailler, chef de projet R&D chez IFTH pour les essais de traction réalisés sur différents produits géosynthétiques.

Je remercie particulièrement Gary Fowmes et Neil Dixon pour leur chaleureux accueil à l'université de Loughborough (U.K.) et leurs précieux apports scientifiques dans les travaux de modélisation numérique. J'ai aussi en mémoire les échanges scientifiques pertinents entretenus avec Daniel Billaux (FLAC), James Law (SCS Engineer), Pieter Scheer (Richardson Smith Gardner Associates) qui m'ont sans doute orienté dans l'élaboration de ce travail.

Un grand merci également à Didier Croissant, celui qui « tutoie la perfection », responsable du PRT Géosynthétiques Irstea-Antony, pour son aide, pour toutes ces discussions scientifiques et techniques enrichissantes et surtout toujours dans la bonne humeur !! J'espère avoir réussi à m'approcher de cette perfection. Mes remerciements sont aussi adressés à Sylvain Moreau, Johann Gilbert, Alain Thomas, Pierre Mauricrace, Christophe Jouquin et surtout Sekou Coulibaly qui m'ont apporté une aide notable durant les phases d'expérimentation au laboratoire. Je souhaiterais remercier sincèrement Nathalie Camus pour son assistance administrative durant ces trois années de thèse et en particulier pour son aide lors de l'organisation de la soutenance de thèse.

Il m'est impossible de remercier toutes les personnes généreuses qui ont contribué de près ou de loin à ce travail ; par ces mots, veuillez trouver l'expression de ma profonde reconnaissance. Ce fut également un véritable plaisir d'avoir passé cette période de trois ans au sein d'Irstea Antony, marquée par de nombreuses activités sportives (tennis, ski et football) et scientifiques (colloques, …).
Je ne peux clore cette page sans partager ce travail avec ma mère, mon père, mes frères et sœurs et Elsa qui constituent un socle pour moi et les remercier pour leurs soutiens et leurs patiences tout au long de cette thèse.

A la mémoire de Stéphane TANO

RESUME

Les géosynthétiques (GSY) sont des matériaux polymériques utilisés dans la construction d'ouvrages géotechniques et environnementaux, en remplacement et/ou en complément de matériaux naturels. Dans les installations de stockage de déchets non dangereux (ISDND), les GSY sont utilisés comme dispositif d'étanchéité et de drainage (barrière de sécurité) afin de prévenir les infiltrations de lixiviats vers la nappe phréatique.

De nos jours, la rareté des sites adaptés à la construction de nouvelles ISDND conduit de nombreux opérateurs à opter pour la création de casiers de stockage en appui sur d'anciens casiers. Dans ces ouvrages en rehausse (extensions d'ISDND), une barrière de sécurité est généralement disposée entre les anciens casiers et les nouveaux casiers. Toutefois, dans cette configuration spécifique, les risques d'instabilité au glissement translationnel de l'ouvrage sont favorisés par la présence de plusieurs interfaces GSY représentant autant de surfaces de glissement préférentielles. Par ailleurs, ces risques sont accentués par le caractère compressible des déchets qui favorise l'apparition de tassements différentiels et/ou d'effondrements localisés (formation de cavités) sous la barrière de sécurité, susceptibles d'engendrer une perte d'intégrité (tensions / déformations excessives) de cette dernière. Dès lors, la compréhension des mécanismes associés à ces phénomènes de glissement translationnel et de déformation des GSY apparait capitale pour la réussite d'un tel projet.

Dans ce contexte, les travaux objet du présent mémoire de thèse se sont attachés à mieux appréhender le comportement mécanique des systèmes GSY et de leurs interactions. Cette analyse a été effectuée sous l'angle de la stabilité au glissement translationnel (à l'échelle de l'ouvrage : grande échelle) et de l'intégrité structurelle des GSY au sein des barrières de sécurité sur cavité (petite échelle).

Pour y parvenir, une analyse multi-approches associant étude analytique, modélisation numérique et étude expérimentale a été mise en oeuvre.

Tout d'abord, le volet analytique a porté sur une analyse comparative de dix méthodes utilisées pour l'évaluation de la stabilité au glissement translationnel et de huit méthodes de dimensionnement des GSY de renforcement sur cavité. Ces études comparatives ont permis non seulement d'évaluer les écarts entre ces méthodes, mais aussi d'identifier celles qui se prêtent le mieux à une application en extension d'ISDND.

Ensuite, une Méthode Rationnelle de Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG) a été développée afin de prendre en compte fidèlement le comportement mécanique des GSY et de leurs interfaces (notamment la non-linéarité du comportement en traction des GSY). Grâce à la MeRaMoG qui a été validée expérimentalement, les mécanismes intervenant et contrôlant les phénomènes de glissement et de déformation des barrières de sécurité sur talus et sur cavité ont été investigués.

Enfin, un Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des GSY de renforcement sur Cavité (DEPGeC) a été développé. Le DEPGeC est un prototype permettant de simuler le comportement mécanique des GSY sur une cavité rectangulaire et sous une contrainte de confinement pouvant atteindre 100 kPa. L'utilisation du DEPGeC a permis d'évaluer l'influence de la contrainte de confinement, de la raideur du GSY de renforcement et d'un ancrage rigide sur les déformations des GSY.

ABSTRACT

Geosynthetics (GSYs) are polymeric materials that are used in engineering and environmental constructions to replace or in addition to natural materials. In landfills, GSYs are used as a lining system to prevent leachate infiltration into groundwater.

Nowadays, the scarcity of suitable sites to establish new landfills leads more and more landfill owners to build new landfill cells over older ones. In such type of construction commonly called piggy-back landfill, a new GSY lining system is often implemented between old and new cells. However, in this specific configuration, the risk of translational instability of the construction is increased since the lining system involved several interfaces with low shear strength. Such instability is related to the failure of the various interfaces within the GSY lining system and hence to the sliding of GSY layers on each other. Moreover, the potential occurrence of differential settlements and / or localized collapses (cavity) which are related to the compressible nature of the waste within the old cell could tear (excessive tensile forces / strains) the GSY lining system under the overload of the new waste. Therefore, understanding the mechanisms controlling translational slip phenomena and deformation of GSYs is essential to ensure a proper design of such a project.

In this context, this PhD thesis focused on better understanding of the mechanical behaviour of GSY systems and their interactions. The study was conducted using firstly a global analysis (large scale, all over the piggy-back landfill) of the lining system in terms of translational slips between the various GSYs. Secondly, this study investigated the integrity of the GSY lining system subjected to a cavity (small scale analysis).

To achieve this goal, a multi-approaches investigation involving analytical study, numerical modelling and experimental study was performed.

First, the analytical part focused on a comparative analysis based on ten methods used to assess the factor of safety of translational slip and on eight methods used for the design of GSY reinforcement over cavities. These comparative studies have not only assessed the differences between these methods, but also identified those best suited to be applied in the context of piggy-back landfills.

Then, a rigorous method (MeRaMoG) that addressed the key aspects of the mechanical behaviour of GSYs and interfaces (e.g., the nonlinear axial stiffness of GSYs), was developed for the numerical modelling of multi-layered geosynthetic systems. Through MeRaMoG which was experimentally validated, the mechanisms controlling the translational slip and deformation of the geosynthetic lining system on side slopes and cavity were investigated.

Finally, a new large-scale testing device (DEPGeC) was developed to assess the efficiency of a GSY reinforcement to bridge a cavity. The DEPGeC is a prototype that was used to simulate the mechanical behaviour of multi-layered GSY systems over a rectangular cavity and under a confining load of up to 100 kPa. Using the DEPGeC, the influence of the applied vertical load, the stiffness of the GSY reinforcement and a perfect anchorage on the deformations of GSY, was investigated.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS **1**

RESUME **4**

ABSTRACT **5**

LISTE DES FIGURES **14**

LISTE DES TABLEAUX **20**

I. Contexte general de la these *28*
II. Enjeux associés à la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND *31*
II.1. Phénomènes de glissements 33
II.2. Phénomènes de tassements 40
III. Objectifs de la thèse *44*
IV. Organisation du manuscrit *45*

PARTIE A EAT DE L'ART **50**

INTRODUCTION DE LA PARTIE A **51**
CHAPITRE I LES GEOSYNTHETIQUES ET LEURS APPLICATIONS **53**
I. Introduction *54*
II. Présentation des grandes familles de géosynthétiques *54*
II.1. Géotextiles 56
II.2. Produits apparentés aux géotextiles 57
II.3. Géomembranes 57
II.4. Géosynthétiques bentonitiques 57
III. Principales fonctions des géosynthétiques *58*
IV. Principaux domaines d'application *60*
V. Avantages et limites des géosynthétiques *61*
VI. Caractérisation mécanique des géosynthétiques et de leurs interfaces *63*
VI.1. Caractéristiques en traction 63
VI.2. Caractéristiques en cisaillement des interfaces GSY/GSY et GSY/sol 65
VII. Conclusions *71*
CHAPITRE II DISPOSITIFS D'ETANCHEITE, DRAINAGE ET DE RENFORCEMENT PAR GEOSYNTHETIQUES UTILISES DANS LE CADRE DES EXTENSIONS D'ISDND **74**
I. Introduction *75*
II. Cadre réglementaire *75*
II.1. Exigences pour les ISDND classiques 75
II.1.1. Barrières de sécurité passive et active et concept d'équivalence 75
II.1.2. Indépendance hydraulique 78
II.2. Exigences pour les extensions d'ISDND 78
III. Etat de l'art sur les conceptions des BSA et BSP des extensions d'ISDND *80*
III.1. La première structure de BSA et BSP dans un projet d'extension d'ISDND 80
III.2. Description et analyse des 22 structures de barrières de sécurité active et passive intermédiaires mis en œuvre dans le cadre de projets d'extension 81
III.2.1. Fonction renforcement 84
III.2.2. Fonction étanchéité 85
III.2.3. Fonction drainage 87
IV. Quelles spécifications techniques retenir pour les géosynthétiques utilisées dans les BSA et BSP des extensions d'ISDND ? *87*
IV.1. Choix du géosynthétique de renforcement 88
IV.1.1. Critère de compatibilité chimique : nature du polymère 88
IV.1.2. Critère de résistance mécanique : traction, raideur résiduelle et fluage 89

IV.1.3. Autres critères ... 90
IV.2. Choix de la géomembrane ... 91
IV.2.1. Polymères à retenir ... 91
IV.2.2. Comparaison entre les GMB en PEHD et les GMB en PEBDL ... 93
IV.3. Choix du géosynthétique bentonitique ... 97
IV.4. Choix du géotextile ou du géocomposite de drainage pour la protection de la géomembrane ... 98
V. Proposition d'une coupe type de BSA et BSP ... 100
VI. Conclusions ... 101
CHAPITRE III METHODES ANALYTIQUES DE CALCUL DE STABILITE AU GLISSEMENT TRANSLATIONNEL ... 105
I. Introduction ... 106
II. Analyse à l'équilibre limite sur pente infinie ... 107
II.1. Méthode de Martin et Koerner (1985) ... 107
II.2. Méthode pseudo-statique de Matasovic (1991) ... 108
II.3. Méthode de Thiel (1998) ... 109
II.4. Norme expérimentale XP G38-067 (2010) ... 110
III. Analyse à l'équilibre limite sur pente finie ... 111
III.1. Méthode des 2 blocs ... 111
III.1.1. Méthode de Gianni (1992) ... 111
III.1.2. Méthode de Giroud et al. (1995) ... 112
III.1.3. Méthode de Koerner et Soong (1998) ... 113
III.2. Méthode des 3 blocs : Qian et Koerner (2009) ... 115
IV. Analyse à l'équilibre limite avec la méthode des tranches ... 118
IV.1. Méthode de Fellenius (1927) ... 119
IV.2. Bishop simplifié (1955) ... 120
V. Adaptations proposées pour la prise en compte des spécificités géométriques des extensions d'ISDND ... 120
VI. Synthèse ... 123
VII. Conclusions ... 125
CHAPITRE IV METHODES ANALYTIQUES DE DIMENSIONNEMENT DES GEOSYNTHETIQUES DE RENFORCEMENT SUR CAVITE ... 127
I. Introduction ... 128
II. Historique, évolution et principes de base des méthodes de dimensionnement ... 128
II.1. Effet voûte ou « arching theory » et report de charge ... 128
II.2. Théorie de l'effet membrane ... 130
II.3. Géométrie des cavités et critères de dimensionnement ... 130
II.3.1. Forme et taille des cavités ... 130
II.3.2. Critères de dimensionnement : valeurs limites acceptables ... 131
III. Calcul de la contrainte sur le géosynthétique de renforcement au droit de la cavité ... 134
III.1. Méthode de Marston et Anderson (1913) ... 134
III.2. Méthode de Terzaghi (1943) ... 135
III.3. Méthode de Vardoulakis et al. (1981) ... 136
III.4. Méthode de Handy (1985) ... 137
III.5. Méthode de Giroud et al. (1990) ... 138
III.6. Méthode du British standard : BS8006 (2010) ... 138
III.7. Méthode de EBGEO (2011) ... 138
IV. Méthodes analytiques de dimensionnement ... 140
IV.1. Méthode de Giroud (1990) ... 140
IV.2. Méthodes de Koerner et Hwu (1991) et Koerner et al. (1996) ... 142
IV.3. Méthode RAFAEL (1999) ... 144
IV.4. Méthode de Jones et Pine (2001) ... 145
IV.5. Méthode de Briançon et Villard (2008) ... 147
IV.6. Méthode de British Standard : BS8006 (2010) ... 150
IV.7. Méthode EBGEO (2011) ... 151

V. Synthèse *152*
VI. Conclusions *156*
CHAPITRE V MODELISATION NUMERIQUE DES SOLS, DECHETS, DES GEOSYNTHETIQUES ET DES INTERFACES 159
I. Introduction *160*
II. Généralités sur la modélisation numérique *160*
II.1. Définition et principe général 160
II.2. Comparaison de la modélisation numérique avec les méthodes analytiques 161
II.3. Principales méthodes de résolution numérique 165
III. Modélisation des sols, déchets *166*
III.1. Modèles rhéologiques 166
III.1.1. Modèle élastique linéaire isotrope 166
III.1.2. Modèle élastique linéaire parfaitement plastique : exemple du modèle de Mohr-Coulomb 167
III.1.3. Synthèse sur les modèles de comportement 168
III.2. Modes de représentation numérique des sols et déchets 172
III.3. Modélisation des géosynthétiques 172
III.3.1. Eléments de type poutre 175
III.3.2. Eléments de type nappe, bande ou géogrille 176
III.3.3. Synthèse sur les modèles de représentation numérique des géosynthétiques 177
III.4. Modélisation du contact : interfaces 178
IV. Etat de l'art sur la modélisation numérique des systèmes géosynthétiques en interaction *181*
IV.1. Les travaux de Richardson et Marr (1996) 181
IV.2. Les travaux de Chen et al. (2009) et Chen et al. (2011) 181
IV.3. Les travaux de Rong et al. (2011) 184
IV.4. Synthèse sur les études de modélisation et spécificités considérées dans le cadre de cette thèse 185
V. Conclusions *192*
CONCLUSIONS DE LA PARTIE A 193

PARTIE B STABILITE AU GLISSEMENT TRANSLATIONNEL ET DEFORMATIONS ASSOCIEES AU SEIN DES BARRIERES DE SECURITE 196

INTRODUCTION DE LA PARTIE B 197
CHAPITRE VI ANALYSE COMPARATIVE DE LA MODELISATION NUMERIQUE ET DES METHODES A L'EQUILIBRE LIMITE POUR L'EVALUATION DE LA STABILITE AU GLISSEMENT TRANSLATIONNEL D'ISDND ... 199
I. Introduction *200*
II. Article n°1 : Comparative study of the numerical modelling approach and limit equilibrium methods for translational stability analysis *202*
III. Principaux résultats *227*
IV. Conclusions *228*
CHAPITRE VII BASES ET HYPOTHESES DE LA METHODE RATIONNELLE POUR LA MODELISATION DES SYSTEMES GEOSYNTHETIQUES 231
I. Introduction *232*
II. Article n°2 : Numerical modeling of the nonlinear mechanical behavior of multilayer geosynthetic system for piggyback landfill expansions *233*
III. Principaux résultats *264*
IV. Conclusions *264*
CHAPITRE VIII MECANISMES DE GLISSEMENT ET DE DEFORMATION DES SYSTEMES GEOSYNTHETIQUES DES BARRIERES DE SECURITE DES EXTENSIONS D'ISDND : MODELISATION NUMERIQUE 267
I. Introduction *268*
II. Article n°3 : Use of numerical modeling to identify the key factors that control the interface failure and the deformation of geosynthetic lining systems *269*
III. Principaux résultats *296*

IV. Conclusions *297*
CONCLUSIONS DE LA PARTIE B **299**

PARTIE C RENFORCEMENT SUR CAVITE PAR GEOSYNTHETIQUES : LIMITATION DES DEFORMATIONS LOCALES DES BARRIERES DE SECURITE **301**

INTRODUCTION DE LA PARTIE C **302**
CHAPITRE IX ANALYSE COMPARATIVE DES METHODES ANALYTIQUES DE DIMENSIONNEMENT DES GEOSYNTHETIQUES DE RENFORCEMENT SUR CAVITE **305**
I. Introduction *306*
II. Présentation du cas d'étude *307*
III. Evaluation des contraintes verticales de dimensionnement au droit de la cavité *307*
III.1. Comparaison des différentes courbes d'évolution de la contrainte verticale représentées en fonction de la hauteur de remblai 308
III.2. Comparaison des différentes courbes d'évolution de la contrainte verticale représentées en fonction de la largeur de la cavité 312
IV. Evaluation des tensions det éformations dans le géosynthétique de renforcement *313*
IV.1. Comparaison des différentes méthodes de dimensionnement sur la base de la tension requise pour le géosynthétique de renforcement selon le niveau de déformation fixé 314
IV.2. Comparaison des différentes méthodes de dimensionnement sur la base de la tension requise pour le géosynthétique du renforcement selon la largeur de la cavité 318
V. Synthèse *320*
VI. Conclusions *321*
CHAPITRE X ETUDE EXPERIMENTALE : PRESENTATION DU DEPGEC ET DE L'INSTRUMENTATION DEPLOYEE 325
I. Introduction *326*
II. Article n° 4 : A large-scale apparatus to assess the mechanical behavior of a reinforced geosynthetic lining system over a cavity *327*
III. Principaux résultats *356*
IV. Conclusions *357*
CHAPITRE XI EXPLOITATION DU DEPGEC : ANALYSE DETAILLEE DES RESULTATS DES EXPERIMENTATIONS REALISEES 359
I. Introduction *360*
II. Programme expérimental *360*
III. Distribution des contraintes dans le DEPGeC *363*
IV. Géométrie de l'effondrement *364*
V. Déflection des géogrilles et de la géomembrane au droit de la cavité *365*
VI. Effet de l'ancrage rigide sur les déformations *367*
VI.1. Effet sur la catégorie D (position P1) à proximité des ancrages 367
VI.2. Effet sur les autres catégories à l'intérieur du DEPGeC 369
VII. Ecart entre les déformations des géogrilles et les déformations des géomembranes *371*
VIII. Evaluation de l'efficacité des deux géogrilles de renforcement *372*
VIII.1. Différences entres les déformations des géomembranes des différentes variantes 373
VIII.2. Efficacité des deux géogrilles de renforcement (50 et 100 kN/m) 375
IX. Conclusions *378*
CHAPITRE XII CONFRONTATION ENTRE LES RESULTATS EXPERIMENTAUX DU DEPGEC ET LES SIMULATIONS NUMERIQUES AVEC LA MERAMOG **381**
I. Introduction *382*
II. Article n°5 : Experimental verification of a numerical modelling technique for multilayered geosynthetic lining system *382*
III. Principaux résultats *402*
IV. Conclusions *402*

CONCLUSIONS DE LA PARTIE C **405**

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECIVES **407**

I. Rappel du contexte et des objectifs de la thèse *408*
II. Démarche suivie dans cette thèse *409*
III. Synthèse des résultats *412*
III.1. Apports du point de vue scientifique 412
III.2. Apports du point de vue technique 417
IV. Perspectives *418*

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES **423**

ANNEXES **447**

ANNEXE A. PRESENTATION SUCCINCTE DE QUELQUES CODES FISH DEVELOPPES DANS LE CADRE DE LA MERAMOG (METHODE RATIONNELLE DE MODELISATION DES SYSTEMES GEOSYNTHETIQUES) **448**
I. Extrait du code FISH de mise en place des éléments structurels de type poutre *448*
II. Extrait du code FISH de prise en compte de l'évolution de la raideur des géosynthétiques avec la déformation *449*
III. Extrait du code FISH de prise en compte du comportement radoucissant des interfaces *450*
ANNEXE B. ILLUSTRATIONS COMPLEMENTAIRES CONCERNANT LES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT, DEPLACEMENTS D'INTERFACE ET DEFORMATIONS DE LA GEOMEMBRANE OBTENUS PAR MODELISATION NUMERIQUE DANS L'ETUDE PARAMETRIQUE DU CHAPITRE VIII DE LA PARTIE B **452**
I. Effet de la pente intérieure du nouveau casier à une hauteur H = 20 m, sur (a) les contraintes de cisaillement et (b) les déplacements à l'interface entre le géotextile et la géomembrane *452*
II. Effet de la pente extérieure du nouveau casier à une hauteur H = 20 m, sur (a) les contraintes de cisaillement et (b) les déplacements à l'interface entre le géotextile et la géomembrane *453*
III. Effet des pentes (a) intérieure et (b) extérieure du nouveau casier à une hauteur H = 20 m sur la déformation de la géomembrane *454*
IV. Effet de la longueur de l'emprise latérale du nouveau casier à une hauteur H = 20 m sur (a) les contraintes de cisaillement et (b) les déplacements à l'interface entre le géotextile et la géomembrane *455*
V. Effet de la longueur de l'emprise latérale du nouveau casier à une hauteur H = 20 m sur la déformation de la géomembrane *456*
VI. Effet du niveau de lixiviats dans les déchets sur (a) les contraintes de cisaillement et (b) les déplacements à l'interface entre le géotextile et la géomembrane *457*
VII. Effet du niveau de lixiviats dans les déchets sur la déformation de la géomembrane *458*
ANNEXE C. ILLUSTRATIONS POUR LA MISE EN PLACE DES MICRO-JAUGES DE DEFORMATION ET D'EXPLOITATION DU DEPGEC (DISPOSITIF EXPERIMENTAL GRANDE-ECHELLE POUR L'ETUDE DE LA PERFORMANCE DES GEOSYNTHETIQUES DE RENFORCEMENT SUR CAVITE) **459**
I. Préparation et collage des micro-jauges de déformation sur des géomembranes et géogrilles *459*
II. Exploitation du DEPGEC *460*
ANNEXE D. REPETABILITE DES ESSAIS AVEC LE DEPGEC **461**
I. Comparaison entre l'essai 1 et l'essai 1bis de la variante 1 (GMB seule sans ancrage rigide) *461*
II. Comparaison entre l'essai 2, l'essai 2bis et 2ter (GMB seule avec ancrage rigide) *462*
III. Comparaison entre l'essai 6 et l'essai 6 bis (GGR 100 kN/ avec ancrage rigide) *464*
ANNEXE E. VULGARISATION SCIENTIFIQUE ET PARTICIPATION A LA REDACTION DE GUIDES TECHNIQUES **466**

LISTE DES FIGURES

Introduction générale

Figure 1. Configuration de base des barrières de sécurité active et passive exigée par la réglementation française (arrêté du 15 février 2016, MEDDE (2016)). 29
Figure 2. Les 3 principales configurations géométriques des extensions d'ISDND (a) extension verticale (b) extension latérale (c) extension mixte. 30
Figure 3. Principales problématiques à considérer lors de la conception d'une extension d'ISDND. 32
Figure 4. Rupture par traction sur talus d'une géomembrane PEHD 2 mm observée sur une ISDND en Asie du sud, après excavation des déchets (Fowmes, 2007) 38
Figure 5. Impacts potentiels des tassements sur la barrière de sécurité (a) tassements structurels sur le sens de drainage en fond de casier (b) affaissement localisé sur la mise en traction de la barrière. 41

Partie A

Figure A-1. Les principaux types de géosynthétiques (adapté de la norme NF EN ISO 10318-1 (AFNOR, 2015)). 55
Figure A-2. Quelques photos d'échantillons carrés 10 cm × 10 cm de géosynthétiques (a) géotextile. (b) géomembrane (c) géogrille (d) géosynthétique bentonitique. 56
Figure A-3 : Fonctions des géosynthétiques selon la norme internationale NF EN ISO 10318-2 (AFNOR, 2015). 58
Figure A-4. Principales applications des géosynthétiques selon la norme NF EN ISO 10318-2 (AFNOR, 2015). .. 61
Figure A-5 : Machine d'essai de traction uniaxiale. 64
Figure A-6. Exemple de courbe de traction obtenue sur une géomembrane PEHD de 2 mm d'épaisseur (a) traction uniaxiale (b) traction multiaxiale. 64
Figure A-7. Plan incliné au laboratoire de Irstea Antony. 66
Figure A-8. Exemple de courbe de glissement obtenue par un essai au plan incliné portant sur une interface GTX tissé et GTX non tissé. 67
Figure A-9. Boîte de cisaillement direct au laboratoire de Irstea Aix-en-Provence. 68
Figure A-10. Exemple de la courbe de cisaillement obtenue par un essai au cisaillement direct portant sur une interface entre un géotextile non tissé et une géomembrane PEHD de 2 mm. 68
Figure A-11. Boite d'essai d'extraction au laboratoire PITAGOR à l'INSA Lyon (Crédit photo, Lajevardi (2013)). 69
Figure A-12. Illustration des mécanismes intervenant dans le comportement du contact entre une géogrille et un matériau granulaire (a) vue en plan (b) vue en coupe. 70
Figure A-13. Adaptation de l'essai de cisaillement direct utilisée dans le cadre de cette thèse. 71
Figure A-14. Exemples de dispositif d'étanchéité par géomembrane présentés par le CFG (a) Etanchéité double par géomembrane (b) étanchéité combinée double géomembrane / matériau argileux (CFG, 1995). 78
Figure A-15. Structure des BSA et BSP intermédiaires sur l'ISDND de Blydenburgh (Tieman et al. (1990) modifié). 81
Figure A-16. Distribution statistique des composants utilisés dans les barrières de sécurité des casiers en extension (Tano et al., 2015b). 84
Figure A-17. Comparaison entre géogrilles PVA et géogrille PET (a) effet de la température dans un milieu alcalin (Alexiew et al., 2000) modifié (b) différences de raideurs sur les courbes de traction (Kongkitkul and Tatsuoka, 2006). 90
Figure A-18. Comparaison entre GMB en PEHD et GMB en PEBDL (Hsuan et al., 2008) 94
Figure A-19. Coupe type des BSA et BSP pour une extension d'ISDND (a) proposée dans le cadre de cette étude (Tano et al., 2015a) (b) intégrée dans le guide allemand (Kruger et al., 2014). 101
Figure A-20. Géométrie du plan de glissement avec pente uniforme et épaisseur de matériaux uniforme considérée par Martin and Koerner (1985). 108

Figure A-21. Géométrie du plan de glissement avec pente uniforme nappe d'eau considérée par Matasovic (1991). 109
Figure A-22. Géométrie des blocs actif et passif considérés par Giani (1992). 112
Figure A-23. Géométrie du plan de glissement avec pente uniforme et épaisseur de matériau non-uniforme (Giroud et al., 1995). 113
Figure A-24. Géométrie des blocs actif et passif considérés par Koerner and Soong (1998). 115
Figure A-25. Géométrie de l'extension d'ISDND considérée par Qian and Koerner (2009). 118
Figure A-26. Principe de la méthode des tranches. 119
Figure A-27. Illustration de l'équivalence entre deux géométries proposée pour l'adaptation des méthodes analytiques (a) géométrie initiale (b) géométrie équivalente. 122
Figure A-28. Redistribution théorique des contraintes liée à l'effet voûte selon (Inspiré de Giroud et al. (1990)). 129
Figure A-29. Illustration de la géométrie d'effondrement et du plan d'égal tassement considéré par Marston and Anderson (1913). 135
Figure A-30. Illustration des forces de cisaillement s'opposant à la charge du remblai sur le géosynthétique au droit de la cavité telles que considérées par Terzaghi (1943). 136
Figure A-31. Géométries d'effondrement considérées par les recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011). 140
Figure A-32. Modèle d'effondrement cylindrique considéré par Giroud et al. (1990). 141
Figure A-33. Géométrie considérée pour la déformation du géosynthétique sous cavité. (a) méthode de Koerner and Hwu (1991). (b) méthode de Koerner et al. (1996). 144
Figure A-34. Géométrie de l'effondrement sur pente proposée par Jones and Pine (2001). 147
Figure A-35. Géométrie du problème d'effondrement considérée par Briançon and Villard (2008). 149
Figure A-36. Modèle d'effondrement tronconique considéré par la méthode BS8006 (British Standard Institute, 2010)). 151
Figure A-37. Processus général à suivre pour le dimensionnement des géosynthétiques de renforcement sur cavité. 155
Figure A-38. Principe général de la modélisation numérique (Adapté de Peiro and Sherwin (2005)). 161
Figure A-39. (a) Elément poutre dans le plan avec 6 degrés de liberté (Itasca (2011) modifié) (b) illustration de la flexion d'un élément poutre soumis à un moment de flexion. 176
Figure A-40. Différents types de comportement d'un géosynthétique (a) extension par traction (b) plis par compression (c) effet membrane par flexion (Villard et al., 2002) (d) déplacement tangentiel par cisaillement. 178
Figure A-41. Représentation schématique d'une interface dans le logiciel utilisé FLAC-2D dans le cadre de cette thèse. 180
Figure A-42. Déformation du maillage élément fini au niveau de la section modélisée. (b) Déformations dans la géomembrane (Richardson and Marr (1996) modifié). 181
Figure A-43. Profil des extensions d'ISDND. (a) Suzhou Qizishan en Chine (Chen et al. (2009c) modifié). (b) ISDND en Australie (d'après Chen et al. (2009a)). 182
Figure A-44. Exemples de résultats des simulations numériques obtenus sur l'extension de l'ISDND de Suzhou Qizishan. (a) Déformation le long de la barrière intermédiaire (Chen et al. (2009c) modifié) . (b) Déplacements vertical et horizontal (Gao (2009) et Chen et al. (2011) modifié). 183
Figure A-45. Exemples de résultats des simulations numériques obtenus sur l'extension de l'ISDND d'Australie (a). Tassements des déchets à 100 ans. (b) tensions dans les géosynthétiques en fonction du temps (d'après Chen et al. (2009a)). 184
Figure A-46. Variation du facteur de sécurité (a) avec l'angle de frottement (b) avec la hauteur des déchets de l'expansion (d'après Rong et al. (2011)). 185

Partie B

Figure B-1. Typical section of lining system of piggyback landfill (Tano et al., 2015a, Tano et al., 2015b)..... 204
Figure B-2. Typical cross section of the piggyback landfill considered in this study showing the various constituent materials. 207
Figure B-3. Schematic diagram of infinite-length slope with constant slope gradient and uniform thickness (Matasovic, 1991). 209
Figure B-4. Schematic diagram of tapered layer considered in two-part wedges method of Giroud et al. (1995). 211
Figure B-5. Layout of a piggyback landfill expansion showing two possible translational failure conditions when using engineered berm to increase waste space (Qian and Koerner (2009)..... 213
Figure B-6. Modulus of GSY versus strain for (a) GGR and GMB and (b) GCL and GTX. Friction angle versus interface displacement for (c) interfaces I1 (Sand-GTX), I4 (GCL-sand), I5 and I6 (GGR-sand) and for (d) interfaces I2 (GTX-GMB) and I3 (GMB-GCL). 218
Figure B-7. Safety factor plotted as a function of failure-surface friction angle for three-part wedge method (QKa), the methods of slices (Bishop and Fellenius), and the numerical models NUM1 and NUM2. 220
Figure B-8. Safety factor plotted as a function of unit weight of waste. 221
Figure B-9. Safety factor plotted as a function of failure-surface slope. 223
Figure B-10. Principe Safety factor plotted as a function of failure-surface friction angle. 224
Figure B-11. Histogram of safety factor obtained by numerical models and by two methods of slices (Bishop and Fellenius). The hashed bars correspond to using separate friction angles for the smooth and textured interfaces, whereas the dotted bars correspond to using a single average friction angle for the two interfaces. 225
Figure B-12. Simplified diagram of the model of piggyback landfill expansion used for the simulations. The labels Ix in the legend refer to the interfaces between the various materials. 238
Figure B-13. Finite-difference mesh for numerical model. 239
Figure B-14. Main behavior of tensile and compressive modes of a GSY: (a) extension due to tensile force, (b) wrinkles due to compressive force, (c) membrane effect due to bending force (Villard et al., 2002), (d) interface sliding due to shear force. 240
Figure B-15. Depth as a function of unit weight for new waste and old waste used in this study. 242
Figure B-16. Depth as a function of elastic parameters for new waste and old waste used in this study. 244
Figure B-17. Depth as a function of (a) cohesion and (b) friction angle for new waste and old waste used in this study. 246
Figure B-18. (a) Tensile secant modulus as a function of the axial strain for several GMBs. (b) Initial portion of typical stress-strain curve for HDPE GMB from the origin to the yield peak (Y). The letter “S” indicates the secant line (Giroud, 1994). 247
Figure B-19. Tensile secant modulus as a function of axial strain for geosynthetics used in this study. 248
Figure B-20. Procedure recommended by Itasca for the choosing between shear and normal interface stiffness. 250
Figure B-21. Friction angle as a function of interface displacement for the six interfaces used in this study. ... 253
Figure B-22. Diagram showing characteristics of GSY in force-strain parameter space. 254
Figure B-23. Simulation results for tensile and compressive forces in GMB for the 11 cases investigated in this study. 255
Figure B-24. (a) Friction angle as a function of distance along interface I2 for H = 20 m. (b) Shear displacement as a function of distance along interface I2 for H = 20 m. 256
Figure B-25. (a) Shear stress as a function of distance along interface I2 (GTX-GMB) for H = 20 m. (b) Axial force as a function of distance in the geotextile (GTX) for H = 20 m. (c) Axial force as a function of distance in geomembrane (GMB) for H = 20 m. 258

Figure B-26. Comparison of I2 and I3: (a) Friction angle as a function of distance along interface I2 (GTX-GMB) and interface I3 (GMB-GCL) for H = 20 m. (b) Relative shear displacements as a function of distance along interface I2 (GTX-GMB) and interface I3 (GMB-GCL) for H = 20 m. 260
Figure B-27. (a) Shear stress as a function of distance along interface I2 (GTX-GMB) for H = 40 m. (b) Axial force as a function of distance in the geotextile (GTX) for H = 40 m. (c) Axial force as a function of distance in geomembrane (GMB) for H = 40 m. 261
Figure B-28. Simplified diagram of the various piggy-back landfill expansion studies. 274
Figure B-29. General finite difference mesh of the model showing boundary conditions. 275
Figure B-30. Effect of the key factor on the stability of the construction (factor of safety, FS). 280
Figure B-31. Comparisons between mechanically stabilized earth and berm at H=20 m. (a) Shear stress along interface I2, (b) displacements along interface I2. 282
Figure B-32. Effect of mechanically stabilized earth and berm on forces and strains in geomembrane at H=20 m. 283
Figure B-33. Comparisons between smooth GMB and textured GMB at H=20 m. (a) Shear stress along interface I2, (b) displacements along interface I2, (c) force and strains in geomembrane. 284
Figure B-34. Induced movement in the clay substratum and in the old waste mass along a profile located 20 m back from the crest of the old waste cell. (a) Settlements. (b) Horizontal displacements. 288
Figure B-35. Interfaces I1 to I6 at backfill height H = 20 m. (a) Shear stresses, (b) total shear displacements, (c) relative shear displacements. 289
Figure B-36. Effect of the backfill height on interface I2 GTX/GMB behaviour (a) in terms of shear stresses, (b) in terms of shear displacements. 290
Figure B-37. Top: Evolution of the geosynthetic position. (a) Four geosynthetics at H = 20 m, (b) the lowest geosynthetic: geogrid. Bottom: axial strain in geosynthetics, (c) four geosynthetics at H = 20 m. (d) the geomembrane. 291
Figure B-38. Safety factor and the maximal shear strain zones with backfilling progress. 292
Figure B-39. Stability ratio (a) at H=20 m along interfaces I1, I2, I3 and I4, (b) from H = 4 m to H = 40 m along interface I2 GTX/GMB. 293

Partie C

Figure C-1. Schéma récapitulatif de la géométrie de base avec une cavité rectangulaire de largeur B considérée pour l'analyse comparative. 307
Figure C-2. Courbes d'évolution de la contrainte verticale en fonction de la hauteur du remblai, déterminées par les différentes approches de calcul pour une largeur de cavité rectangulaire de 2 m. 310
Figure C-3. Courbes d'évolution de la contrainte verticale en fonction de la hauteur du remblai, déterminées par les différentes approches de calcul pour une largeur de cavité rectangulaire de 4 m. 311
Figure C-4. Courbes d'évolution de la contrainte verticale en fonction de la largeur de la cavité, déterminées par les différentes approches de calcul pour une hauteur de remblai de 10 m. 313
Figure C-5. Classification des méthodes de calcul de la contrainte verticale de la plus conservative à la moins conservative. 320
Figure C-6. Classification des méthodes de dimensionnement des géosynthétiques de renforcement de la plus conservative à la moins conservative. 321
Figure C-7. Layout of the test apparatus (not to scale): (a) Schematic three-dimensional overview showing external dimensions, (b) photograph of open test, (c) side view of experimental apparatus showing the anchorage system and the shape of the cavity. 332
Figure C-8. Photographs of loading system showing its main parts. 335
Figure C-9. Main measuring devices used in this study: (a) total pressure cell, (b) foil microstrain gauge. 336
Figure C-10. Schematic arrangement of components of data-acquisition system: (a) microstrain gauge, (b) total pressure cell. 338

Figure C-11. Schematic diagram of experimental apparatus showing location of total pressure cell within the sand mat: (a) top view, (b) side view. 339
Figure C-12. Layout of instrumentation on geosynthetics showing positions and groupings of microstrain gauges. 341
Figure C-13. Calibration of the total pressure cell. (a) TPC 1 intensity in mA versus applied load. (b) TPC 2 intensity versus applied load. 342
Figure C-14. Relationship between various types strain in geomembrane: (a) nonbonded and bonded specimens after a tensile test. (b) Tensile curves. (c) MSG bonded strain versus machine bonded strain. (d) Machine bonded strain versus GMB corrected strain. 345
Figure C-15. Relationship between various strain in geogrid. (a) Bonded rib sample during a tensile test. (b) Tensile curves. (c) MSG bonded strain versus machine bonded strain. (d) Machine bonded strain versus localized corrected strain. 346
Figure C-16. Relationship between various types of strain within geogrid rib and geogrid strip. (a) Comparison of the two nonbonded tensile curves. (b) Global corrected strain – strip versus localized corrected strain – rib. 347
Figure C-17. Procedure for correcting raw strain measured by MSGs for (a) geomembrane and (b) geogrid. .. 348
Figure C-18. Deflection of geogrid at cavity center. (a) View of deflection during test with 100 kPa applied pressure. (b) Deflection as a function of applied pressure. 350
Figure C-19. Vertical pressure measured by the two lateral TPCs as a function of applied pressure for (a) TPC 1 and (b) TPC 2. 351
Figure C-20. Distribution of strain within geosynthetics for (a) geomembrane and (b) geogrid. 351
Figure C-21. Comparison of geosynthetic deformation during experiment. (a) Schematic drawing showing shape of collapsed zone. (b) Percent difference in strain within GGR and GMB for various groups of MSG positions. 353
Figure C-22. Schematic diagram showing the various groups of MSG positions for (a) GMB and (b) GGR. 354
Figure C-23. Caractéristiques en traction des géogrilles et de la géomembrane utilisées (a) courbes de traction uniaxiale (b) modules tangents issus des courbes de traction. 361
Figure C-24. Contrainte verticales mesurées par les cellules de pression totale de part et d'autre de la cavité pour les six variantes. 364
Figure C-25. Déflections des géosynthétiques mesurées au droit de la cavité pour les six variantes. 365
Figure C-26. Vue d'ensemble de la déflection de la géogrille au centre de la cavité à 10 et 100 kPa de pression appliquée dans la vessie (variante 4). 367
Figure C-27. Effet de l'ancrage sur les déformations des GSY à proximité immédiate de l'ancrage (position P1). 368
Figure C-28. Effet de l'ancrage sur les déformations des GSY à l'intérieur du DEPGeC (a) sans GGR. (b) avec GGR 50 kN/m. (c) avec GGR 100 kN/m. 370
Figure C-29. Ecart entre les déformations de la géogrille et celles de la géomembrane. (a) Variante 3 : avec GGR 50 kN/m. (b) Variante 4 : avec GGR 50 kN/m et ancrage rigide. (c) Variante 5 : avec GGR 100 kN/m. (d) Variante 6 : avec GGR 100 kN/m et ancrage rigide. 372
Figure C-30. Ecart entre les déformations des géomembranes mesurées pour les variantes 2, 4 et 6. (a) Analyse avec déformations moyennes. (b) Analyse avec les déformations maximales (borne supérieur fuseau). 374
Figure C-31. Taux d'efficacité des deux géogrilles de renforcement utilisées dans le DEPGeC. (a) Evolution de l'efficacité en fonction de la pression appliquée dans la vessie. (b) Taux d'efficacité moyenné sur l'intervalle de 10 à 100 kPa. 377
Figure C-32. Testing devices used in this study. (a) Tensile test device. (b) Direct shear test device. (c) Large-scale test apparatus to simulate a cavity. 388
Figure C-33. Modulus of GSY versus strain for (a) GMB and GGR and (b) GCL and GTX. Friction angle versus interface displacement for the following interfaces: (c) sand-GTX (I1), GCL-sand (I4), GGR-sand (I5, I6) and (d) GTX-GMB (I2) and GMB-GCL (I3). 389

Figure C-34. Peak and residual shear strength versus normal stress at interfaces and in sand. 391
Figure C-35. Procedure used to verify the numerical modelling technique. 393
Figure C-36. Tensile force vs strain measured by uniaxial tensile tests (solid curves) and compared with results of numerical simulation (symbols) for (a) geomembrane and geogrid, and (b) geosynthetic clay liner and geotextile. 395
Figure C-37. Shear stress vs relative shear displacement measured by direct shear tests (solid curves) and compared with results of numerical simulation (symbols) for the following interfaces: (a) sand-GTX (I1). (b) GTX-GMB (I2), (c) GMB-GCL (I3), (d) GCL-sand (I4), (e) GGR-sand (I5, I6). 397
Figure C-38. Overall deformed shape of the reinforced lining system with 100 kPa confining pressure: (a) experimental results, (b) numerical results. 398
Figure C-39. Axial strains within the GSYs measured by microstrain gauges vs applied pressure and compared with results of numerical simulation for (a) geogrid and (b) geomembrane. 400

LISTE DES TABLEAUX

Introduction générale

Tableau 1. Quelques cas d'instabilités au glissement d'installations de stockage de déchets (Stark, 1999). 36

Partie A

Tableau A-1. Identification des fonctions des géosynthétiques (adapté de Gisbert (2015)). 59
Tableau A-2. Coupe type réglementaire des BSA et BSP utilisées dans les ISDND. 77
Tableau A-3. Caractéristiques principales des différents projets d'extension d'ISDND étudiés (Tano et al., 2015b)..... 82
Tableau A-4. Caractéristiques générales des différentes types de géomembranes (Frobel and Sadlier, 1997)... 92
Tableau A-5. Classification du polyéthylène (Pons, 2012). 93
Tableau A-6. Déformation maximale admissible pour les géomembranes PEHD et PEBDL. 95
Tableau A-7. Hypothèses et principes pouvant être considérés par les méthodes analytiques de dimensionnement des géosynthétiques de renforcement sur cavité. 124
Tableau A-8. Quelques valeurs limites de déformation admissible en surface (selon Delmas et al. (2015)) A : Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2011) B : Lawson and Yee (2011). 132
Tableau A-9. Quelques valeurs limites de déformation de traction des argiles (extrait de LaGatta et al. (1997), de Gabr and Hunter (1994) et deCamp-Devernay (2008) 133
Tableau A-10. Hypothèses et principes considérés par les méthodes analytiques de dimensionnement des géosynthétiques de renforcement sur cavité. 154
Tableau A-11. Principaux avantages et inconvénients des méthodes analytiques et numériques. 164
Tableau A-12. Informations sur les modèles de comportement. 169
Tableau A-13. Relations liant les paramètres élastiques. 170
Tableau A-14. Liste des paramètres utilisés dans les modèles de comportement. 170
Tableau A-15. Tableau récapitulatif sur les types d'éléments structurels utilisés pour la modélisation numérique des géosynthétiques. 173
Tableau A-16. Principales caractéristiques des études de modélisation numérique antérieures à notre étude. 188

Partie B

Table B-1. Summary of methods used to assess translational stability, showing the factors accounted for by each method. 216
Table B-2. Summary of material, geosynthetic, and interface properties and external loads used in this study 217
Table B-3. Summary of numerical studies involving interactions between geosynthetics. 235
Table B-4. Various published values of unit weight of waste. 241
Table B-5. Various published values of elastic parameters of waste. 243
Table B-6. Various published values of the cohesion and friction angle of waste. 245
Table B-7. Summary of the material properties used in this study. 246
Table B-8. Summary of properties used in this study for geosynthetics. 249
Table B-9. Various published values of cohesion and friction angle of interfaces involving geosynthetics. 251
Table B-10. Summary of properties used in this study for interfaces 253
Table B-11. Summary of the material, geosynthetic and interface properties used in this study. 277
Table B-12. Strains in the GMB, shear displacements at interface I2: GTX-GMB and the factor of safety at a height of backfilling H = 20m. 278

Table B-13. Summary of the influence of the ten factors in the impact assessment. 287

Partie C

Tableau C-1. Hypothèses considérées pour l'analyse comparative des méthodes de calcul de la contrainte verticale au droit de la cavité. 308
Tableau C-2. Hypothèses considérées pour l'analyse comparative portant sur le calcul de la tension dans le géosynthétique de renforcement par les différentes méthodes de dimensionnement. 314
Tableau C-3. Tableau de variation de la tension, de la flèche et de la raideur du géosynthétique de renforcement et de la longueur d'ancrage en fonction de la déformation fixée pour une largeur de cavité de 2 m et une hauteur de remblai de 10 m. 317
Tableau C-4. Tableau de variation de la tension, de la flèche et de la raideur du géosynthétique de renforcement et de la longueur d'ancrage en fonction de la largeur de cavité pour une déformation fixée à 3 % et une hauteur de remblai de 10 m. 319
Tableau C-5. Caractéristiques des 10 essais réalisés avec le DEPGeC. 362
Table C-1. Summary of material, geosynthetic and interface properties. 333
Table C-2. Parameters for linear regression fits to calibration data. 343
Table C-3. Summary of material, geosynthetic, and interface properties. 387
Table C-4. Comparison of results of uniaxial tensile test with results of numerical model. 395
Table C-5. Comparison of results of direct shear test with results of numerical model at 100 kPa normal stress. 396
Table C-6. Comparison of results of large-scale test with results of numerical model. 399

NOTATIONS ET ABREVIATIONS

Liste des notations

Symboles	Dénominations	Unités (SI)
$a = B = L$	Largeur ou diamètre de la cavité	m
a_g	Accélération sismique maximale	m/s²
β	Angle d'inclinaison du plan de glissement	°
β_a	Angle d'inclinaison du plan de glissement sous le bloc actif	°
β_{eq}	Angle d'inclinaison équivalent du plan de glissement	°
β_p	Angle d'inclinaison du plan de glissement sous le bloc passif	°
c	Cohésion du plan de glissement	Pa
c_a	Cohésion du plan de glissement sous le bloc actif	Pa
C_e	Coefficient de foisonnement du remblai au-dessus de la cavité	-
c_{eq}	Cohésion équivalente du plan de glissement	Pa
c_m	Cohésion du matériau au-dessus du plan de glissement	Pa
COI	Coefficient d'interaction du GSY	-
c_p	Cohésion du plan de glissement sous le bloc passif	Pa
c_{sw}	Cohésion des déchets	Pa
D_i	Largeur inclinée de la cavité dans la direction de la pente	m
$d_s = s$	Tassement en surface au-dessus du remblai au-dessus de la cavité	m
D_s	Largeur de la zone d'effondrement en surface au-dessus du remblai	m
d_w	Hauteur verticale d'eau dans le matériau	m
γ	Poids volumique du matériau au-dessus du plan de glissement	N/m^3
γ_{sat}	Poids volumique saturé du matériau au-dessus du plan de glissement	N/m^3
γ_w	Poids volumique de l'eau	N/m^3
ΔF_i	Incrément de force entre deux états de déformation du GSY	N/m
$e = t$	Epaisseur du GSY	m
E	Module de déformation du matériau ou du GSY	Pa
Eff	Efficacité du GSY de renforcement	-
ε_{adm}	Déformation maximale admissible du GSY	%
$\varepsilon_{GMB_non_renforcée}$	Déformation de la GMB en l'absence de renforcement	%
$\varepsilon_{GMB_renforcée}$	Déformation de la GMB en présence de renforcement	%
ε_i	Déformation du GSY correspondant à F_i	%
ε_{max}	Déformation du GSY correspondant à la résistance en traction	%
f	Flèche au du géosynthétique au droit de la cavité	m
FI	Facteur de sécurité pour l'installation	-
FC	Facteur de sécurité pour la dégradation chimique	-
F_H	Force horizontale appliquée sur le GSY au bord de la cavité	N/m
FS	Facteur de sécurité général	-
FS_{avg}	Facteur de sécurité moyen entre FS_{min} et FS_{max}	-
FS_{max}	Valeur maximale du facteur de sécurité	-
FS_{min}	Valeur minimale du facteur de sécurité	-
FS_V	Facteur de sécurité à l'interface entre deux blocs	-
f_{fs}	Facteur de pondération du poids volumique	-
f_q	Facteur de pondération de la surcharge	-

Symboles	Dénominations	Unités (SI)
FW	Facteur de sécurité pour les soudures de la GMB	-
F_i	Force de traction dans le GSY	N/m
G	Module de cisaillement	Pa
h	Hauteur de la voute au-dessus de la cavité	m
H	Hauteur verticale du plan de glissement	m
H_e	Hauteur du plan d'égal tassement	m
H_{eq}	Hauteur inclinée équivalente des déchets au-dessus du plan de glissement	m
h_w	Hauteur inclinée d'eau dans le matériau dans la direction perpendiculaire à l'interface	m
θ_d	Angle du cône de diffusion dans le remblai	°
J_{ε_i}	Raideur sécante ou tangente correspondant à la déformation ε_i	N/m
J_{SP}	Raideur du GSY dans le sens production	N/m
J_{ST}	Raideur du GSY dans le sens travers	N/m
K	Perméabilité du matériau	m/s
K_a	Coefficient de poussée des terres actif	-
K_{eq}	Raideur équivalente du matériau	Pa/m
K_n	Raideur normale de l'interface	Pa/m
k_s	Coefficient sismique	-
K_S	Raideur tangentielle de l'interface	Pa/m
L_{eq}	Longueur du plan de glissement équivalent	m
L_d	Longueur curviligne déformée du GSY	m
ν	Coefficient de Poisson	-
p	Surcharge appliquée au-dessus du matériau situé au-dessus de la cavité	Pa
Q	Contrainte verticale appliquée au droit de la cavité	Pa
q_0	Contrainte appliquée sur les bordures de la cavité	Pa
r	Rayon de la cavité	m
R_1 et R_2	Réactions verticales aux bordures de la cavité	N/m
R_3	Réaction entre le bloc actif et le bloc passif	N/m
R_S	Paramètre de stabilité	-
$R_t = T_{max}$	Résistance à la traction maximale du GSY	N/m
σ_n	Contrainte normale appliquée sur le plan de glissement	Pa
T	Tension dans le GSY au-dessus du plan de glissement	N/m
T_{adm}	Force de traction maximale admissible	N/m
t_{avg}	Epaisseur moyenne des matériaux	m
t_i	Hauteur inclinée du volume élémentaire de matériau	m
T_{SP}	Résistance à la traction du GSY dans le sens production	N/m
T_{ST}	Résistance à la traction du GSY dans le sens travers	N/m
t_{toe}	Epaisseur des matériaux en pied de talus dans la direction perpendiculaire au plan de glissement	m
t_{top}	Epaisseur des matériaux en tête de talus dans la direction perpendiculaire au plan de glissement	m
t_v	Hauteur verticale du volume élémentaire de matériau	m
U	Sous-pression gazeuse ou liquide agissant sous le plan de glissement	Pa
U_0	Déplacements aux ancrages	m
$\emptyset$	Angle de frottement de l'interface	°
$\emptyset_a$	Angle de frottement du plan de glissement sous le bloc actif	°
$\emptyset_c$	Angle de frottement critique du remblai	°

Symboles	Dénominations	Unités (SI)
$\emptyset_{eq}$	Angle de frottement équivalent du plan de glissement	°
$\emptyset_{p}$	Angle de frottement du plan de glissement sous le bloc passif	°
$\emptyset_{3}$	Angle de frottement du plan vertical séparant 2 blocs	°
$\emptyset_{m}$	Angle de frottement du matériau au-dessus du plan de glissement	°
$\emptyset_{peak}$	Angle de frottement au pic du plan de glissement	°
$\emptyset_{res}$	Angle de frottement résiduel du plan de glissement	°
$\emptyset_{sw}$	Angle de frottement des déchets	°
ψ	Angle de dilatance	°
w	Rapport d'anisotropie des raideurs	-
W	Poids d'un volume élémentaire de matériau	N/m
W_a	Poids du bloc actif	N/m
W_p	Poids du bloc passif	N/m
τ	Résistance au cisaillement du plan de glissement	Pa
τ_{ini}	résistances au cisaillement du matériau à l'état initial	Pa
τ_{fail}	résistances au cisaillement du matériau à l'état final à la rupture	Pa

Liste des abréviations

Abréviations	Dénominations
BSA	Barrière de sécurité active
BSP	Barrière de sécurité passive
BS	British Standard
CFG	Comité français des géosynthétiques
DEDG	Dispositif d'étanchéité drainage par géosynthétiques
DDG	Dispositif de drainage des gaz
DDL	Dispositif de drainage des lixiviats
DEPGeC	Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des GSY de renforcement sur Cavité
EC7	Eurocode 7
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
EPDM	Ethylène-propylène-diène terpolymère
GCP	Géocomposite
GGR	Géogrille
GMB	Géomembrane
GSB	Géosynthétique bentonitique
GSY	Géosynthétique
GTX	Géotextile
ISDND	Installations de stockage de déchets non dangereux
MDF	Méthode des différences finies
MEF	Méthode des éléments finis
MC	Mohr-Coulomb
MeRaMoG	Méthode Rationnelle pour la Modélisation des systèmes Géosynthétiques
MSG	Micro jauges de déformations
PAG	Produits apparentés aux géotextiles
PBLE	Piggy-back landfill expansion = extension d'ISDND
PE	Polyéthylène
PEBDL	Polyéthylène basse densité linéaire
PEHD	Polyéthylène haute densité
PET	Polyester
PP-f	Polypropylène flexible
PVA	Alcool polyvinylique
PVC-p	Polychlorure de vinyle plastifié
RAFAEL	Renforcement des Assises Ferroviaires et Autoroutières contre les Effondrements Localisés
SBP	Sable-bentonite-polymère
SSR	Shear strength reduction
TPC	Cellules de pression totale
UV	Rayonnement ultraviolet

INTRODUCTION GENERALE

CONTEXTE GENERAL, ENJEUX ET ORGANISATION DU MANUSCRIT

I. Contexte general de la these

Les géosynthétiques (GSY) sont des produits « *se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel* » (NF EN ISO 10318-1, AFNOR (2015)) et qui sont utilisés dans la construction d'ouvrages géotechniques, hydrauliques, environnementaux et de génie-civil en remplacement ou en complément des matériaux naturels pour des applications variées (étanchéité, drainage, renforcement, etc.).
Parmi les nombreux domaines d'application (routes, barrages, installations de stockage de déchets, etc.), les installations de stockage de déchets non dangereux (ISDND) qui sont des installations d'élimination de déchets ultimes non dangereux par dépôt ou enfouissement sur ou dans le sol (MEDDE, 2016), représentent l'un des secteurs dans lesquels ces matériaux polymériques sont majoritairement utilisés (Duquennoi and Coquant, 2003, CFG, 2015).

En effet, l'infiltration des eaux météoriques à travers la couverture des ISDND et leur circulation dans les déchets couplée au relargage de l'eau des déchets suite à leur dégradation, entraîne une production quasi-continue de lixiviats. Ces liquides résiduels chargés en polluants organiques, minéraux et métalliques percolent progressivement à travers les déchets vers le bas par gravité. Afin d'éviter d'une part l'infiltration de ces percolats vers les nappes d'eaux souterraines et d'autre part, leur accumulation en fond de casier, la réglementation française en vigueur (arrêté du 15 février 2016, MEDDE (2016)) exige la mise en place d'une structure d'étanchéité et de drainage en fond et sur les flancs des casiers. Ce dispositif est constitué d'un assemblage de matériaux naturels (argile, terrain naturel) et de géosynthétiques (GSY) ; on parle alors de dispositif d'étanchéité drainage par géosynthétiques (DEDG). Egalement appelé barrière de sécurité, le DEDG peut être subdivisé en 2 complexes qui sont la barrière de sécurité active (BSA) et la barrière de sécurité passive (BSP). La Figure 1 présente la structure de base des BSA et BSP dans un casier d'ISDND telle qu'exigée par la réglementation française. Dans cette structure de base, la BSA est constituée d'un niveau granulaire drainant au-dessus d'une géomembrane. Quant à la BSP, elle représente la couche d'atténuation naturelle présente sous le site qui est associée à une couche d'argile.
Il est à noter que cette structure de base peut être modifiée selon les conditions existantes au niveau du site. Par exemple, lorsque la BSP (barrière géologique) sur les flancs ne répond pas naturellement aux conditions de perméabilité et d'épaisseur ($\geq$ 1 m avec $K \leq 10^{-9}$ m/s), elle doit être complétée et renforcée ; dans tous les cas, l'épaisseur de la barrière reconstituée ne doit pas être inférieure à 0,5 m sur les flancs jusqu'à une hauteur de 2 mètres par rapport au fond.

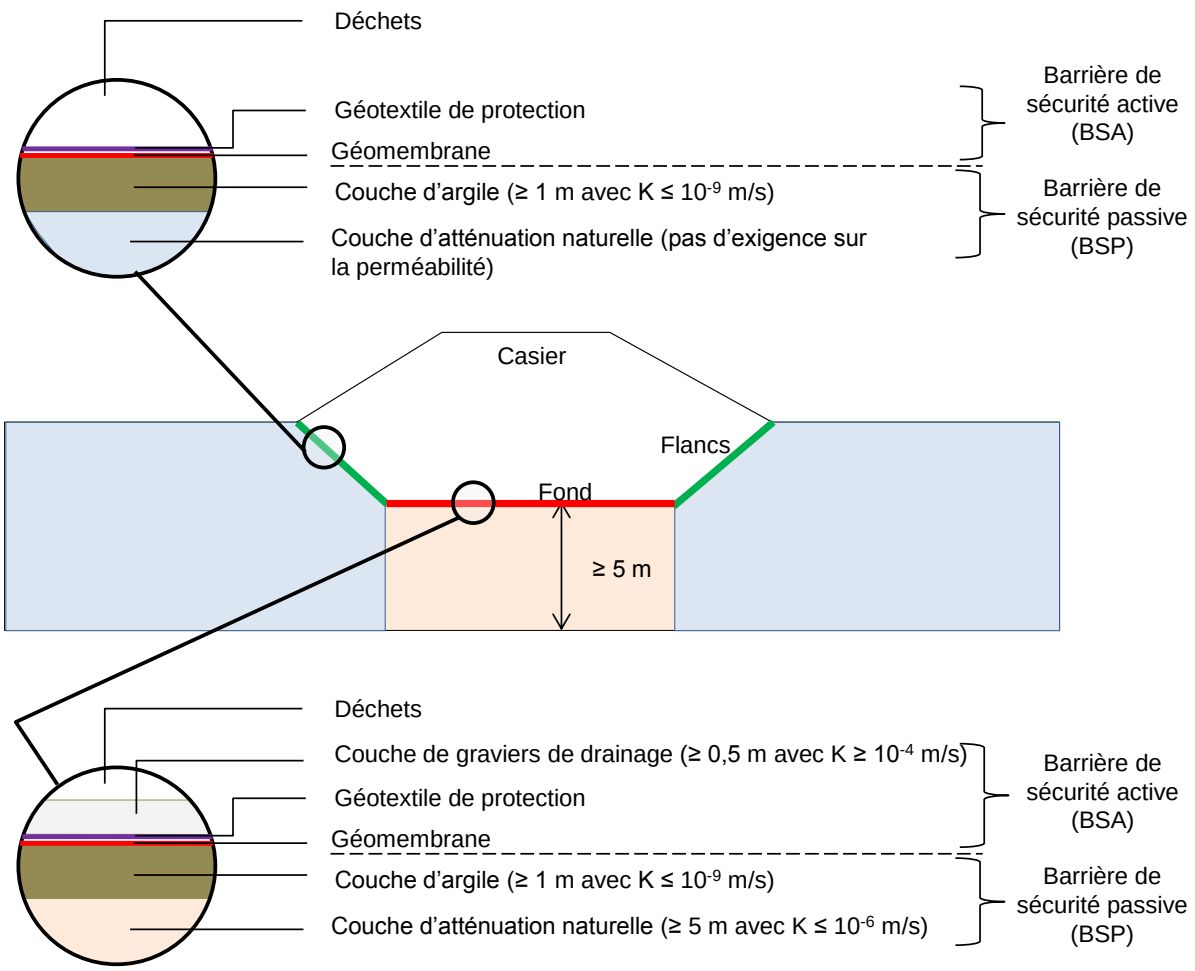


Figure 1. Configuration de base des barrières de sécurité active et passive exigée par la réglementation française (arrêté du 15 février 2016, MEDDE (2016)).

Entre 2004 et 2010, la production générale des déchets a augmenté de 20 % en raison du développement de la société de consommation (ADEME, 2015). Même si on peut tout de même noter des améliorations dans les techniques de valorisation des déchets (par exemple méthanisation, compostage, valorisation énergétique) et la réduction de la production des déchets ces cinq dernières années, les ISDND resteront encore pendant plusieurs années un maillon essentiel dans la chaine de traitement des déchets (Qian and Koerner, 2009, Tano et al., 2015a).

Cependant, il est de plus en plus difficile de trouver des nouveaux sites adaptés du point de vue technique (étanchéité naturelle suffisante par exemple) et social (acceptabilité par les riverains) à la construction de nouvelles ISDND (Barbagallo and Druback, 1997).

Comme alternative, de nombreux opérateurs optent pour la construction de casiers de stockage en appui partiel ou total sur d'anciens casiers fermés. Ce mode de conception, couramment dénommé extension ou rehausse d'ISDND (ou encore « piggy-back landfill » pour les Anglo-Saxons), a été mis en œuvre pour la première fois en 1987 sur une ISDND près de New-York (USA). Il est possible de classer schématiquement les extensions d'ISDND selon trois configurations géométriques :

- **extension verticale** : dans cette première configuration, le nouveau casier est construit en appui total sur le sommet de l'ancien. Le volume de stockage disponible est ainsi augmenté verticalement sans débord latéral important (Figure 2a) ;
- **extension latérale** : lorsqu'il est possible d'augmenter l'emprise au sol de l'ISDND, elle peut être étendue latéralement par la construction d'un nouveau casier en appui sur les flancs de l'ancien casier (Figure 2b) ;
- **extension mixte** : c'est la configuration géométrique la plus rencontrée car elle permet un volume de stockage plus important dans la mesure où les volumes disponibles au-dessus et sur les côtés de l'ancien casier sont simultanément utilisés. Elle résulte de la combinaison des deux configurations précédentes (Figure 2c).

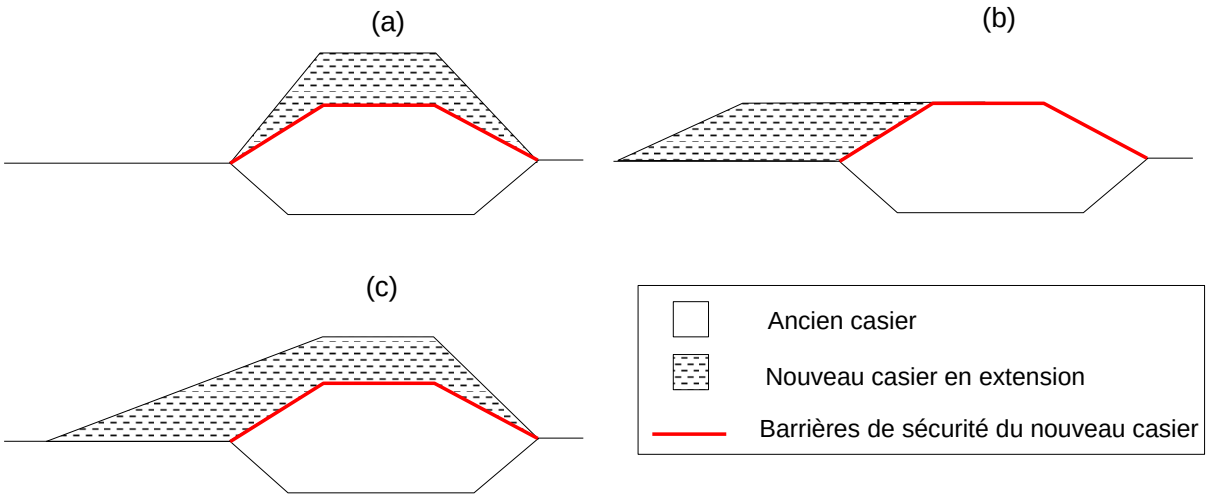


Figure 2. Les 3 principales configurations géométriques des extensions d'ISDND (a) extension verticale (b) extension latérale (c) extension mixte.

Durant ces deux dernières décennies, la technique d'extension d'ISDND s'est particulièrement développée en Amérique du Nord, en Chine et plus récemment en Europe et notamment en France où l'on compte désormais plus d'une trentaine de cas. En effet, ce mode de stockage permet d'optimiser la capacité de stockage disponible (Law et al., 2013) sur le site tout en utilisant les infrastructures existantes (routes, locaux, torchères, etc.). Du point de vue du foncier, les ISDND en extension présentent l'avantage de limiter l'étendue des installations en place, avec pour bénéfice la préservation de terres agricoles mais aussi une relative simplification des procédures d'ouverture pour les exploitants (puisque l'acquisition de nouveaux terrains n'est pas ou peu nécessaire) et une rationalisation des dépenses d'équipements et de structure (économies d'échelle) (Olivier and Tano, 2013).

Par ailleurs, comme schématisé sur la Figure 2, des BSA et BSP supplémentaires doivent être mises en œuvre « en sandwich » entre les anciens casiers et les nouveaux casiers afin de garantir l'étanchéité de ces nouveaux casiers (Tano et al., 2015a).
Toutefois, au-delà des avantages que représente ce mode de stockage, une prise en compte rigoureuse de certaines composantes techniques s'avère nécessaire afin de garantir le maintien à long terme des fonctions drainage et étanchéité des nouvelles BSA et BSP. Ces

problématiques techniques inhérentes aux extensions d'ISDND sont principalement liées aux interactions entre les différentes couches de GSY présentes au niveau de la barrière, mais aussi au caractère compressible et hétérogène (formations de tassements variables en intensité) des déchets sous la BSP. En effet, les ISDND constituent des ouvrages de plus en plus techniques au sein desquels interagissent des matériaux naturels (argile, sable), des matériaux synthétiques (GSY) et des déchets dont le comportement peut être variable à la fois dans le temps et dans l'espace (Olivier, 2003).
Cependant, certains projets sont conçus sans la prise en compte des risques de perte d'intégrité des BSA et BSP et d'instabilité de l'ouvrage dans ce contexte d'extension. Ceci est d'une part lié au fait que les interactions multiples entre les GSY au sein des BSA et BSP sont mal maitrisées et d'autre part, lié à l'absence de réglementation et de guides techniques spécifiques à ces ouvrages. En effet, il convient de signaler qu'il n'existait aucun texte réglementaire en France, au lancement de cette thèse, qui encadrait la conception et la construction des BSA et BSP des extensions d'ISDND. Ainsi un des objectifs de ce travail était donc de contribuer à la sensibilisation de la profession aux enjeux que revêt ce mode de construction en rehausse ; le but de cette sensibilisation était de contribuer à l'élaboration d'un guide de bonnes techniques pour l'encadrement de la construction des extensions d'ISDND.

Ce travail de thèse s'est par conséquent concentré essentiellement sur l'évaluation du comportement mécanique des systèmes GSY utilisés au sein des BSA et BSP dans le contexte des extensions d'ISDND. Comme nous le verrons plus loin, cela permettra de voir dans quelle mesure la construction du nouveau casier peut influencer le comportement de l'ouvrage (en particulier sa stabilité) et plus spécifiquement l'intégrité structurelle (tensions/déformations) des GSY au sein des barrières de sécurité.

Le cadre de ce travail de thèse étant posé, la section suivante présentera les enjeux clés associés la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND qui seront au cœur de ce manuscrit. Il s'agit de la stabilité au glissement translationnel et de l'intégrité structurelle des GSY au sein des BSA et BSP. Les limites des études précédentes qui ont permis d'orienter ce travail et de fixer les objectifs retenus pour cette thèse, seront également discutées.

II. Enjeux associés à la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND

La réussite d'un projet d'extension d'ISDND nécessite de garantir non seulement la stabilité du nouvel ouvrage mais aussi l'intégrité structurelle des nouvelles BSA et BSP mises en œuvre entre l'ancien et le nouveau casier. Ces 2 enjeux majeurs dépendent principalement des interactions entre les différentes couches de GSY au sein des BSA et BSP (généralisés à l'ensemble de l'ouvrage sur de grandes distances : grande échelle) et de l'hétérogénéité des tassements des déchets sous-jacents (susceptibles d'être localisés : petite échelle).

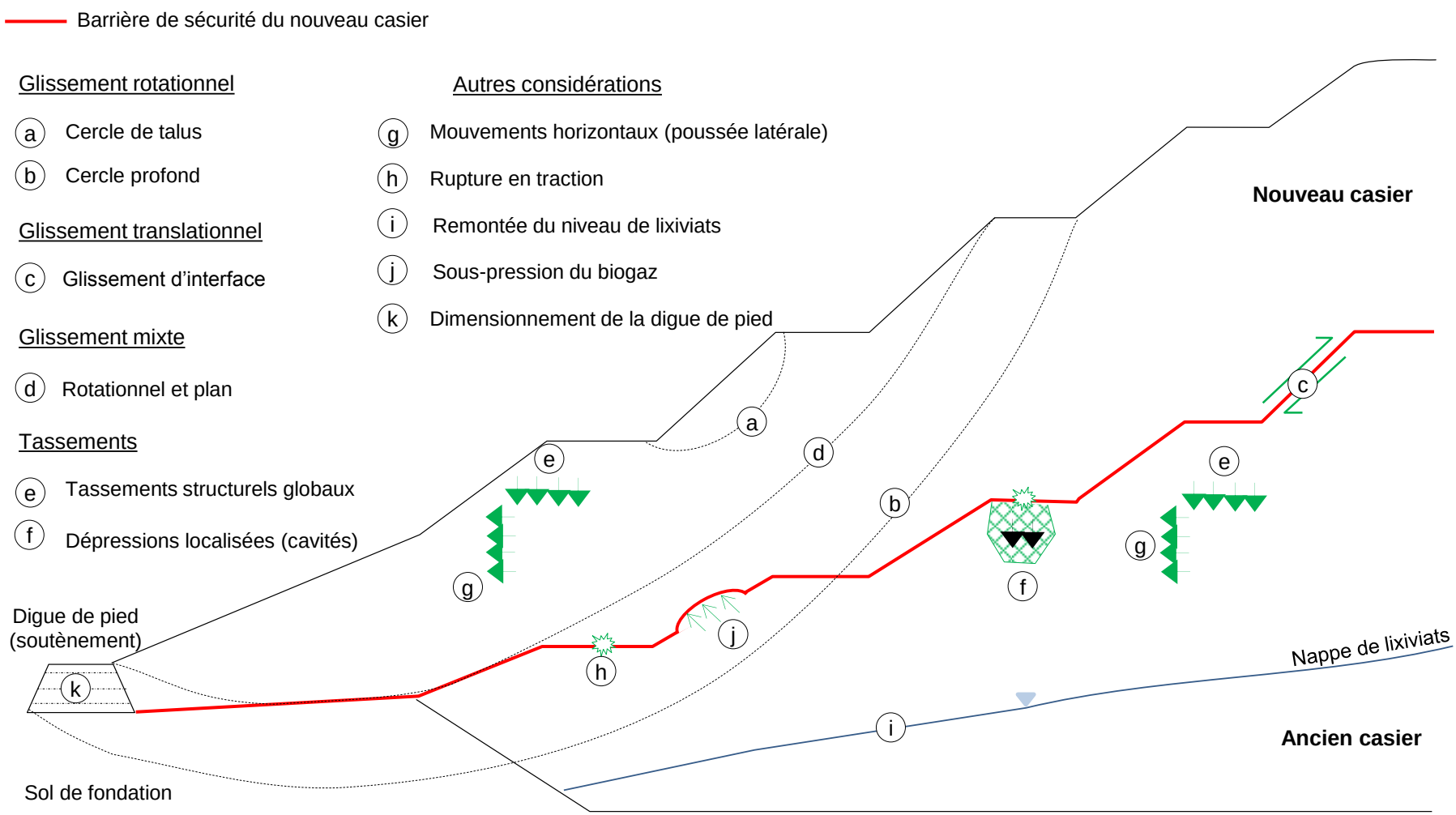


Figure 3. Principales problématiques à considérer lors de la conception d'une extension d'ISDND.

Ces deux enjeux majeurs que revêt la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND peuvent être également liés à d'autres considérations techniques, notamment, les pressions hydriques/gazeuses sous la BSP, le niveau de lixiviats dans les casiers, la présence d'une digue de soutènement en pied de talus, la poussée et donc les mouvements horizontaux au sein des déchets suite à la construction du nouveau casier.
L'ensemble de ces considérations techniques susceptibles de survenir lors et/ou après la construction du nouveau casier et d'influencer la stabilité de l'ouvrage et l'intégrité structurelle des BSA et BSP, sont représentées sur la Figure 3.

Ces considérations techniques explicitées dans les sections II.1 et II.2 en lien avec les objectifs retenus dans cette thèse concernent essentiellement les glissements translationnels au sein des BSA et BSP et la rupture par traction et déformation des GSY.

II.1. Phénomènes de glissements

Deux principaux types de glissement peuvent se produire au niveau des extensions d'ISDND. Ce sont les glissements rotationnels et les glissements translationnels.

- **Glissement rotationnel**

Les glissements rotationnels se présentent sous la forme de loupes circulaires ou logarithmiques qui peuvent apparaître au sein du massif de déchets s'il présente de faibles caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement) insuffisantes pour garantir la stabilité du massif. Ces loupes de glissement peuvent être superficielles et déboucher au niveau des talus extérieurs (Figure 3a) ou plus profonds pouvant même affecter le sol de fondation (Figure 3b). Dans la pratique, la stabilité au glissement rotationnel (stabilité générale) des ISDND est évaluée à l'aide des méthodes analytiques telles que la méthode des tranches qui est couramment utilisée en ingénierie géotechnique (Sun et al., 2011).
Ce type de glissement a été largement discuté dans la littérature (Duncan, 1996, Momayez and Ureel, 2014) et plusieurs études comparatives (Hammah et al., 2005, Burman et al., 2015) concernant les méthodes d'évaluation de la stabilité au glissement rotationnel ont été réalisées (Sun et al., 2011). Ce point ne sera donc pas discuté davantage dans cette thèse.

Cependant en ce qui concerne le glissement translationnel, à notre connaissance seule la méthode analytique proposée par Qian and Koerner (2009) a été développée spécifiquement pour l'évaluation de la stabilité au glissement translationnel des extensions d'ISDND. Ce point est discuté en détail dans la section suivante.

- **Stabilité au glissement translationnel**

Les BSA et BSP sont constituées d'un assemblage de plusieurs couches de GSY et de matériaux naturels argileux. On note donc la présence de plusieurs interfaces au niveau de ces barrières. Ces interfaces dont le nombre se situe typiquement entre 3 et 6 selon le nombre de GSY mis en œuvre, peuvent impliquer 2 GSY (géotextile-géomembrane, géomembrane-géosynthétique bentonitique) ou un GSY et un matériau naturel (géotextile-graviers, géosynthétique bentonitique-argile).

Lorsqu'une interface est soumise à une contrainte de cisaillement, en lien par exemple avec la surcharge de l'extension sur un talus, les deux matériaux en contact se déplacent l'un par rapport à l'autre en fonction de la résistance au cisaillement de l'interface (Figure 3c). Ces glissements plans encore appelés glissements translationnels sont susceptibles d'engendrer une instabilité généralisée à l'ensemble de l'ouvrage (grande échelle).
Ainsi dans le cas des extensions d'ISDND, chaque interface présente au niveau des BSA et BSP, représente un plan de glissement potentiel. Ce risque de glissement translationnel est particulièrement important dans la mesure où les interfaces entre GSY présentent généralement une résistance au cisaillement limitée (Qian, 2008). Ceci explique d'ailleurs pourquoi les glissements translationnels constituent l'une des toutes premières causes d'instabilité en ISDND (Koerner and Soong, 2000, Bergado et al., 2006).

Par ailleurs, dans le cas des extensions d'ISDND, le rechargement (construction des nouveaux casiers) est susceptible d'engendrer une surélévation du niveau initial des lixiviats (Figure 3i) dans les anciens casiers par suite de la diminution de la taille des pores du déchet : c'est ce qu'on appelle « l'effet éponge » (Olivier and Tano, 2013). Si ces derniers ne disposent pas d'un dispositif de drainage de lixiviats performant, il est possible que le niveau des lixiviats atteigne la barrière avec la formation de surpressions interstitielles susceptibles de fragiliser la stabilité des ouvrages par une réduction progressive des contraintes effectives au sein des matériaux en place. De plus, le flux ascendant de biogaz dans un ancien casier de déchets peut exercer une sous-pression sous la BSP du nouveau casier si aucun dispositif de drainage des gaz n'a été mis en œuvre sous la BSP. Cette surpression qui s'oppose mécaniquement, comme la pression interstitielle, aux contraintes de confinement de la barrière, entraine ainsi une diminution de la résistance au glissement d'interface (Thiel, 1998).
En outre, il n'est pas rare de rencontrer des ouvrages de soutènement (digue de pied) au pied des casiers rehaussés (Qian and Koerner, 2009) ; cela permet non seulement de renforcer la stabilité générale de l'ouvrage mais aussi d'accroître la capacité de stockage en déchets. Comme indiqué sur la Figure 3k, cet ouvrage de soutènement doit être soigneusement conçu et dimensionné. En France, la norme NF P 94-270 (AFNOR, 2009), norme d'application de l'Eurocode 7, précise les principes de la justification des ouvrages en remblai renforcé et permet d'encadrer leur dimensionnement.

Afin de montrer l'importance de la prise en compte de ce phénomène de glissement translationnel dans la conception des extensions d'ISDND, 19 cas d'instabilités majeures d'ISDND ayant eu lieu à travers le monde ont été synthétisés dans le Tableau 1. Nous pouvons constater que 17 cas sur les 19 cas de rupture sont liés au phénomène de glissement translationnel.
Appréhender ce phénomène de glissement translationnel qui peut impacter toute l'extension d'ISDND et être généralisé à l'ensemble des BSA et BSP (grande échelle) constitue donc l'un des objectifs prioritaires de ce travail de thèse.

Comme pour l'évaluation de la stabilité au glissement rotationnel, les méthodes analytiques à l'équilibre limite sont celles qui sont couramment utilisées pour l'évaluation de la stabilité (calcul du facteur de sécurité) au glissement translationnel (Matasovic, 1991). Toutefois,

parmi les quatre groupes de méthodes analytiques qui ont été évalués (les méthodes d'équilibre limite sur pente infinie, les méthodes des 2 blocs, la méthode des 3 blocs de Qian and Koerner (2009) et les méthodes des tranches), seule la méthode des 3 blocs proposée par Qian and Koerner (2009), a été développée spécifiquement pour l'analyse de la stabilité au glissement translationnel des extensions d'ISDND. En effet, les méthodes à l'équilibre limite sur pente infinie et les méthodes des 2 blocs sont basées sur des géométries simplistes (par exemple, épaisseur uniforme des matériaux) qui ne reflètent pas celles des extensions d'ISDND. De plus, même si les méthodes des tranches de Fellenius (1927) et de Bishop (1955) simplifié retenues dans cette étude sont applicables à toutes les géométries, elles ont été initialement développées pour l'évaluation de la stabilité au glissement rotationnel et non pas translationnel.

Tableau 1. Quelques cas d'instabilités au glissement d'installations de stockage de déchets (Stark, 1999).

Site	Date	Pente du talus	Hauteur du talus	Mode d'instabilité au glissement	Volume approximatif de la masse glissante (m^3)	Origine de la rupture observée
N1	1984	4H/1V	44	R	110 000	Argile molle sous l'ISDND. Effet du chargement et de la pluie.
N2	1988	3H/1V	20	R	500 000	Argile molle sous l'ISDND. Effet de l'excavation en pied de talus et du chargement et de la pluie.
N3	1996	1,8 à 2,6H/1V	98	T	1 100 000	Sol résiduel et colluvions sous l'ISDND. Effet du chargement et de l'excavation en pied de talus pour une extension latérale.
N4	1997	3,5H/1V	6	T	150 000	Colluvions naturels sous l'ISDND. Effet de l'absence de renforcement au pied de talus et de la pluie.
N5	1997	1,5 à 2H/1V	32	M (R & T)	250 000	Sol naturel et argile compacte sous l'ISDND. Effet de la vitesse de chargement.
G1	1988	3,4H/1V	31	T	490 000	Interface argile compactée-GMB lisse principalement concernée.
G2	1988	2 à 3H/1V	27,4	T	400 000	Kettleman Hills, Californie, USA. Une hauteur de 0,5 m de lixiviats en moyenne dans les déchets. Interface argile compactée-GMB lisse, interface GTX compactée-GMB lisse et interface géonet-GMB lisse principalement concernées.
G3	1994	2H/1V	12 à 20	T	60 000	Interface argile compactée-GMB lisse sur les flancs et interface argile compactée-GTX en fond principalement concernées.
G4	1996	2,5H/1V	35	T	229 200	Interface argile compactée-GSB non renforcé principalement concernée.
G5*	1996	3,5H/1V	1,5	T	5000	Interface sable de drainage-GMB lisse principalement concernée.
G6	1996	3H/1V	1,5	T	6000	Interface argile compactée-GMB lisse principalement concernée.
G7*	1996	4H/1V	0,9	T	12 000	Interface GSB-GMB lisse principalement concernée.

Site	Date	Pente du talus	Hauteur du talus	Mode d'instabilité au glissement	Volume approximatif de la masse glissante (m^3)	Origine de la rupture observée
G8	1997	2H/1V	0,6	T	2000	Interface graviers de drainage-GMB texturée principalement concernée.
G9	1997	2H/1V	0,3	T	1000	Interface entre 2 GSB hydratés principalement concernée.
G10	1997	3H/1V	1,5	T	6000	Interface argile compactée-GMB lisse principalement concernée.
G11	1997	3,5 à 4H/1V	67	T/F	1 200 000	Glissement sur la GMB lisse due aux fortes pressions interstitielles générées par la recirculation de lixiviats.
G12	1997	2 à 3H/1V	4	T/F	7 000	Glissement sur la GMB lisse due aux fortes pressions interstitielles générées par la recirculation de lixiviats et au ruissellement.
G13	1997	2,5H/1V	61	T/F	300 000	Glissement sur la GMB lisse due aux fortes pressions interstitielles générées par la recirculation de lixiviats et au ruissellement.
G14	1998	1,5H/1V	10	T/F	55 000	Enrochements et graviers agglomérés issus de mines. Effet du phénomène de lixiviation (entrainement des particules fines).

N : instabilité impliquant des sols naturels ;
G : instabilité impliquant des géosynthétiques ;
R, T et M (R&T) : respectivement glissement rotationnel, glissement translationnel et glissement mixte composé d'un glissement rotationnel et translationnel ;
F : fluidification des déchets due aux fortes pressions interstitielles ;
* : fait référence à une couverture d'ISDND ;
GMB : géomembrane ;
GTX : géotextile ;
GSB : géosynthétique bentonitique.

Compte tenu de ce qui précède, la question se pose légitimement quant à la pertinence et la validité de toutes ces méthodes analytiques pour l'évaluation de la stabilité au glissement translationnel des extensions d'ISDND.
Par conséquent, il est apparu important de réaliser une étude comparative sur ces méthodes analytiques afin d'identifier les méthodes les plus conservatives et celles qui se prêtent bien à une utilisation en extension d'ISDND. A notre connaissance, aucune étude de ce type n'a été réalisée dans le contexte des extensions d'ISDND.

Au-delà de la simple détermination du facteur de sécurité au glissement, il convient également d'identifier les facteurs qui contrôlent cette stabilité, de comprendre comment se développent les mécanismes de glissement au sein des BSA et BSP et d'évaluer l'impact de ces glissements sur le comportement mécanique des systèmes GSY des BSA et BSP (par exemple contraintes de cisaillement aux interfaces et intégrité structurelle des GSY). En effet, la surcharge apportée par les déchets et les mouvements d'interfaces peuvent engendrer des efforts de traction importants et la perte d'intégrité structurelle (rupture) des GSY (Figure 3h).

Malheureusement, les ingénieurs disposent de très peu de retours d'expérience sur ce mode de rupture car les BSA et BSP sont enfouies sous les déchets du casier en rehausse.
Toutefois, des cas de rupture des GSY par traction sous l'action de déformations excessives (supérieures à la résistance en traction du GSY) ont pu être mis en évidence sur quelques ISDND après excavation des déchets. La Figure 4 donne un aperçu de la rupture d'une GMB le long d'un talus d'ISDND qui a pu être observée après excavation des déchets.

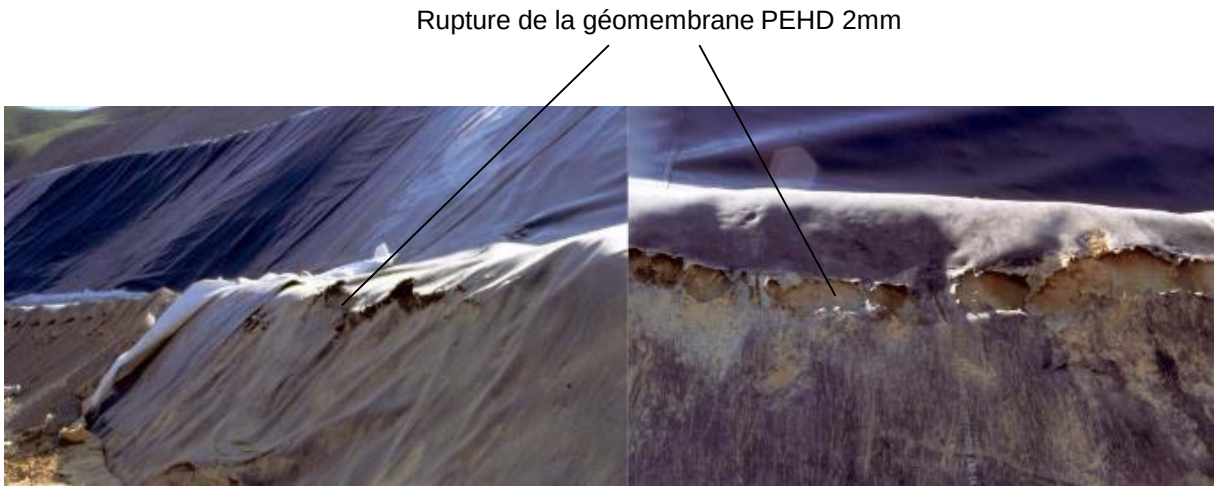


Figure 4. Rupture par traction sur talus d'une géomembrane PEHD 2 mm observée sur une ISDND en Asie du sud, après excavation des déchets (Fowmes, 2007)

Pour éviter cette perte d'intégrité structurelle des GSY, il est donc important de comprendre non seulement comment interagissent les différentes couches de GSY (mouvements relatifs, glissements d'interface), mais aussi les mécanismes associés à ces phénomènes de glissements translationnels.
Toutefois, même si le comportement mécanique des interfaces GSY a été largement discuté par de nombreux auteurs (Girard et al., 1990, Fleming et al., 2006, Eid, 2011, Tanchaisawat,

2013), les mécanismes d'apparition et de développement du glissement translationnel ont été peu discutés dans la littérature (Tano et al., 2016b).
Il existe néanmoins des outils tels que la modélisation numérique permettant non seulement d'évaluer la stabilité au glissement mais aussi qui peuvent contribuer à la compréhension de ces mécanismes. Un des exemples les plus célèbres est celui de la rupture (glissement translationnel) de l'ISDND de Kettleman Hills (Californie, USA). Byrne et al. (1992) et Byrne (1994) ont réalisé une modélisation numérique rétrospective pour comprendre comment la rupture de l'ISDND s'était produite. Les auteurs ont considéré le comportement radoucissant des interfaces (évolution de la résistance au cisaillement avec les déplacements) dans le cadre de leur modélisation. Les auteurs ont montré que le glissement translationnel avait débuté sous l'ISDND et s'était développé progressivement le long de l'interface vers le pied de talus. Cependant, dans leurs études, aucun GSY n'avait été modélisé, et il n'a donc pas été possible d'évaluer les conséquences de ces phénomènes de glissement sur l'intégrité structurelle des GSY des BSA et BSP. Un peu plus tard, Filz et al. (2001) ont retravaillé sur le même site, mais cette fois-ci en intégrant un élément structurel de type barre dans leur modèle numérique afin de représenter l'intégralité des GSY des BSA et BSP. Mais, l'utilisation d'un seul élément structurel pour la modélisation de plusieurs couches de GSY peut avoir des limites dans la mesure où, le modèle ignore non seulement les interactions entre les différentes couches de GSY et le comportement mécanique de chacune de ces couches de GSY. Il n'est également pas possible d'évaluer l'intégrité structurelle de chacun de ces couches de GSY.

Afin d'obtenir des résultats aussi réalistes que possible, il est donc nécessaire de modéliser l'ensemble des couches de GSY interagissant, mais aussi la complexité de leur comportement mécanique. Allant dans ce sens, Fowmes et al. (2005a), Fowmes et al. (2008) et Zamara et al. (2014) ont développé des modélisations numériques aux différences finies 2D de plusieurs BSA et BSP en intégrant 2 GSY (donc 3 interfaces) dans leurs modèles. Les auteurs ont également considéré le comportement radoucissant des interfaces et la différentiation entre le comportement en traction et le comportement en compression des GSY.
De plus, il est à noter que les propriétés mécaniques des déchets (densité, caractéristiques au cisaillement) dépendent de plusieurs paramètres comme l'âge et la profondeur d'enfouissement de ces derniers (contrainte de confinement) (Tchobanoglous et al., 1993, Gourc et al., 2001, Singh and Fleming, 2008). De même, la raideur d'un GSY n'est pas constante mais évolue en fonction du niveau de déformation atteint au sein du produit (Giroud, 1994, Long et al., 1995, Tano et al., 2016a). Enfin, dans le contexte des extensions d'ISDND, les BSA et BSP incluent typiquement 4 GSY et 6 interfaces (Tano et al., 2015a).
Dans le cadre de cette thèse, il a donc été nécessaire de développer une nouvelle Méthode Rationnelle pour la Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG) prenant en compte les aspects mentionnés précédemment. Cette MeRaMoG servira de base pour tous les travaux de modélisation, notamment l'étude du comportement mécanique des systèmes GSY sujets à des glissements translationnels.

Outre ces problématiques de glissements translationnels généralisés à l'ensemble des BSA et BSP (grande échelle), les dépressions ou effondrements localisés (cavités) sous la BSP (à

petite échelle) liés à l'hétérogénéité et au caractère compressible des déchets peuvent affecter l'intégrité structurelle des BSA et BSP. On notera également que les tassements globaux généralisés à l'ensemble du massif de déchets peuvent influencer les performances en drainage de la BSA. Ces aspects concernant les tassements généraux et localisés sous la BSP sont discutés dans la section suivante.

II.2. Phénomènes de tassements

Les tassements constituent l'un des aspects les plus importants à prendre en compte lors de la conception des extensions d'ISDND. Les tassements sont des mouvements (déplacements) verticaux dont l'amplitude et l'étendue peut être variable. On peut distinguer 2 types de tassements qui peuvent survenir au niveau des ISDND : les tassements structurels globaux et les tassements différentiels localisés.

- **Les tassements structurels globaux**

Ces mouvements généralisés à tout le massif des déchets résultent de l'effet conjugué de plusieurs actions. D'abord les actions mécaniques (contraintes verticales apportées par le rechargement) qui entrainent une distorsion et un réarrangement des déchets et donc une densification des déchets (Olivier, 2003). Cette consolidation générale est progressivement accentuée par la décomposition (aérobie et anaérobie) de la matière organique des déchets (actions biochimiques) et le tamisage des particules dégradées au travers des macro-pores des déchets (Olivier and Tano, 2013). En effet, il est possible qu'une reprise de la cinématique de dégradation des anciens déchets ait lieu à un moment donné de la vie du site si les conditions d'humidité par exemple (ou encore la température, type de bactéries dans les déchets, etc.) sont réunies à nouveau.

Même si elles restent peu maitrisées et connues, on peut également citer les actions physico-chimiques qui entrainent la corrosion, l'oxydation et la combustion des composants des déchets. Dans le temps, on peut distinguer les tassements primaires (à court terme, quelques jours) qui résultent essentiellement d'actions mécaniques, des tassements secondaires (à long terme, plusieurs décennies) qui sont essentiellement le fait des effets des actions biochimiques et physico-chimiques. Dans la pratique, les tassements mesurés sur sites à travers le monde varient typiquement entre 5 et 30 % de la hauteur initiale de la colonne de déchets (pour une moyenne de 15 à 20 %) selon la nature des déchets, leur mode de compactage, etc. (Olivier and Tano, 2013).

Dans le cas des extensions d'ISDND, la surcharge apportée par les casiers en rehausse va inévitablement engendrer une reprise de la cinétique des tassements globaux (Figure 3e) dans les anciens casiers. L'amplitude des tassements au sein des anciens déchets peut varier d'un point à un autre selon les différences de compressibilité dans l'ancien massif de déchets et aussi selon les différences de surcharge appliquées. Lorsque des différences de compressibilité ou de surcharges existent, la reprise des tassements est susceptible de modifier les pentes de fond des nouveaux casiers et ainsi changer le sens d'écoulement / drainage des lixiviats comme schématisé sur la Figure 5a. Dans ce cas, le réseau de drainage prévu initialement peut perdre son efficacité. Il existe des méthodes rationnelles et éprouvées telles que le modèle ISPM (Incremental Settlement Prediction Model) développé en partenariat

avec l'ADEME (Olivier, 2003, ADEME, 2005) qui permettent d'anticiper ces inversions de pentes. Ces problématiques de tassements structurels ne seront donc pas discutées davantage dans cette thèse.

- **Les tassements différentiels et effondrements localisés**

Outre les tassements généralisés, les risques d'apparition de tassements différentiels ou d'affaissements localisés (cavités) du fait de la forte hétérogénéité des déchets peuvent impacter l'intégrité structurelle des BSA et BSP. En effet, au sein d'un même site, les composants des déchets peuvent présenter des tailles variables allant de l'échelle millimétrique à l'échelle métrique. En plus de cette hétérogénéité géométrique, la présence potentielle d'éléments rigides ou au contraire d'éléments fortement dégradables peuvent constituer respectivement des points durs et des cavités sous la barrière du nouveau casier. Comme schématisé sur la Figure 3f, ce sont ces mouvements localisés qui sont les plus préjudiciables pour l'intégrité des BSA et BSP du nouveau casier. En effet, la dépression localisée engendre une flexion des barrières de sécurité au droit de la cavité. Cette flexion est associée à des efforts et déformations de traction qui peuvent entrainer la rupture d'un ou de plusieurs composants des BSA et BSP.

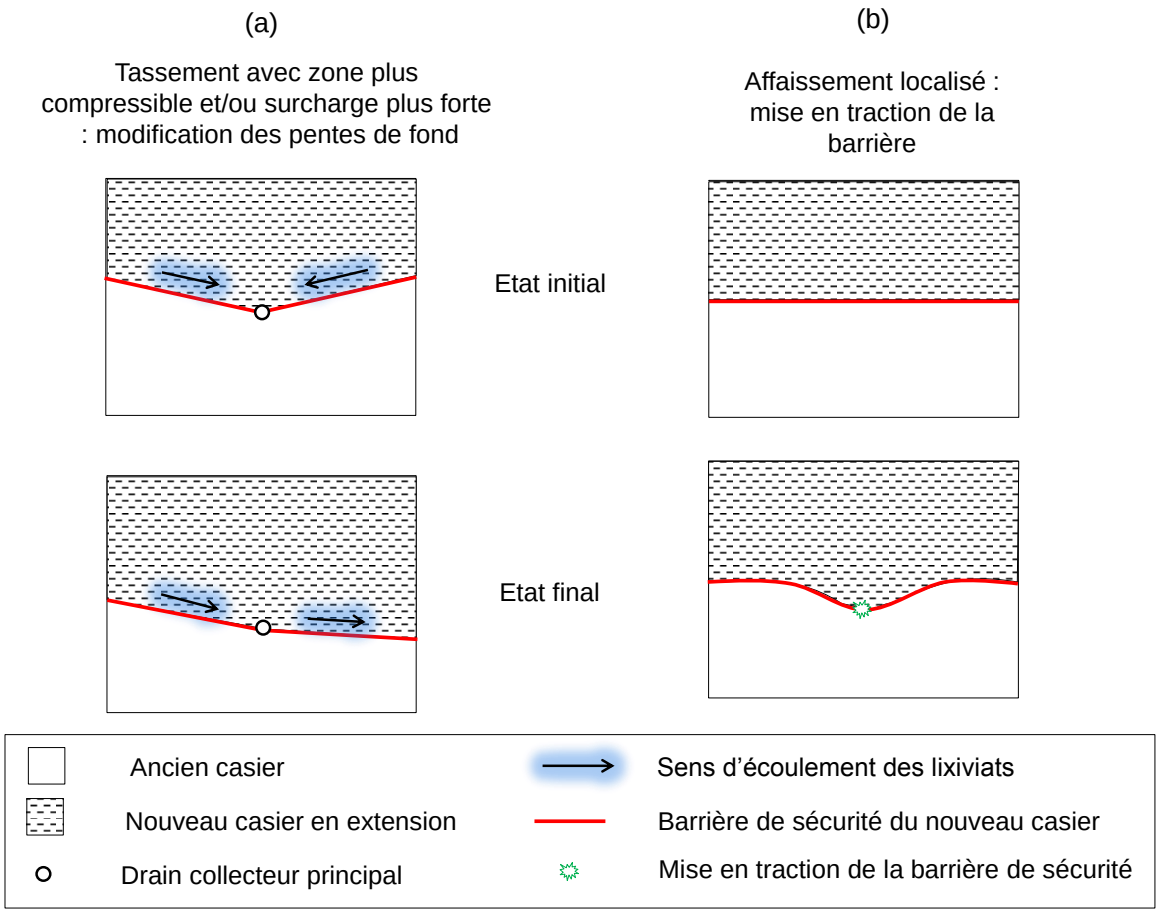


Figure 5. Impacts potentiels des tassements sur la barrière de sécurité (a) tassements structurels sur le sens de drainage en fond de casier (b) affaissement localisé sur la mise en traction de la barrière.

Afin de limiter les déformations des BSA et BSP liées aux tassements différentiels et aux effondrements localisés, un GSY de renforcement peut être mis en œuvre sous la BSP.

Une dizaine de méthodes analytiques permettant de dimensionner (détermination des efforts de traction et de la déformation) un GSY de renforcement sur cavité, ont été recensées. Ces méthodes sont fondées sur des hypothèses différentes (par exemple effondrements cylindrique ou tronconique) et en particulier elles ne considèrent pas les mêmes contraintes verticales appliquées sur le GSY au droit de la cavité. De plus, elles considèrent des formes de cavité simplifiées (rectangulaire ou circulaire) et ont été développées pour des applications particulières (notamment pour le cas des routes et des remblais purement frottants) qui ne sont pas celles des extensions d'ISDND.

Dans le contexte des extensions d'ISDND et compte tenu du comportement mécanique particulier des déchets, la géométrie de l'effondrement ne peut être définie de manière précise et peut alors s'éloigner des cas classiques d'effondrements cylindrique et tronconique. De plus, la forme de la cavité et le degré de foisonnement du remblai de déchets ne sont pas maitrisés.
Compte tenu de ce qui précède, il demeure une incertitude quant à l'application de ces méthodes analytiques pour les extensions d'ISDND. Il apparait donc important de réaliser, là encore, une analyse comparative des méthodes analytiques utilisées pour le dimensionnement des géosynthétiques de renforcement afin d'évaluer les écarts entre elles et de mettre en évidence les méthodes les plus conservatives et celles qui ne sont pas adaptées au contexte des extensions d'ISDND.
Récemment, Huckert (2014) a réalisé une analyse comparative portant sur 4 des 10 méthodes de dimensionnement des GSY de renforcement sur cavité identifiées. Cette analyse n'intégrait pas non plus l'effet de la taille de la cavité sur les résultats. Ainsi, dans cette étude, une étude comparative portant sur les 10 méthodes analytiques recensées dans le cadre de cette thèse, sera effectuée en étudiant également l'effet de la taille de la cavité sur les résultats.

Par ailleurs, il est important de souligner que ces méthodes analytiques ne permettent pas d'identifier le rapport entre les déformations dans le GSY de renforcement et les déformations des GSY des BSA et BSP à protéger. De même, ces méthodes analytiques supposent que la raideur du GSY de renforcement reste constante quel que soit le niveau de déformation atteint alors que les GSY présentent souvent un comportement en traction non-linéaire traduisant une évolution de la raideur avec la déformation atteinte (Giroud, 1994, Long et al., 1995, Tano et al., 2016a). Une modélisation physique (par expérimentation) du comportement des BSA et BSP renforcées par un GSY de renforcement au droit d'une cavité, peut être un moyen efficace pour évaluer l'efficacité d'un GSY de renforcement. Ce type d'expérimentation devrait permettre de comparer les performances de différents GSY de renforcement sur la base des déformations mesurées dans les BSP et BSA.
Pour la modélisation physique du comportement mécanique des GSY, il est possible de recourir à des expérimentations sur site (comme Blond et al. (2005), Bonnardel et al. (2007) et Zamara et al. (2014)) en vraie grandeur et à grande échelle (> 10 m) ou à des expérimentations à petite échelle (<0,5 m) en laboratoire notamment à l'aide d'une centrifugeuse (comme Viswanadham and Konig (2004), Rajesh and Viswanadham (2011) et Divya et al. (2012)).

Cependant, pour les expérimentations sur sites réels, les exploitants d'ISDND sont souvent réticents à l'idée d'instrumenter leurs sites en l'absence d'initiative et de soutien spécifique des pouvoirs publics. Trois sites d'extension d'ISDND en France ont été identifiés en 2013, mais, il n'a pas été possible d'instrumenter ces sites dans le cadre de cette thèse, pour les raisons évoquées plus haut. Toutefois, même si l'instrumentation sur site réel apporte toujours des informations précieuses, le phasage de construction (épaisseur des couches) et les conditions de mises en œuvre (densité des déchets, compactage) ne sont pas toujours bien maitrisées. De plus, il n'est pas possible de répéter l'expérimentation (casiers remplis une seule fois).
En ce qui concerne les expérimentations en centrifugeuse, il n'est pas possible d'utiliser les vrais matériaux (GSY par exemple) dans l'expérimentation. Les GSY sont en effet remplacés par d'autres matériaux plus fins (échelle réduite) censés présenter le même comportement que les vrais GSY sous l'accélération de la centrifugeuse. Toutefois, la définition du facteur d'échelle (passage du GSY réel au matériau dans la centrifugeuse) n'est pas aisée et peut s'avérer particulièrement délicate dans le cas des géogrilles qui présentent une structure maillée (Viswanadham and Konig, 2004).

Pour toutes ces raisons, un nouveau Dispositif Expérimental grande-échelle (0,5 m × 1 m × 2 m) a été développé pour l'étude de la Performance des GSY de renforcement sur Cavité (DEPGeC) dans le cadre de cette thèse. A la différence des expérimentations sur sites réels (non répétitifs) ou de type centrifugeuse (facteur d'échelle important), le DEPGeC permet non seulement de réaliser un grand nombre d'essais, mais aussi de tester les GSY avec leurs caractéristiques réelles (effet d'échelle limité).
Dans la littérature, 2 dispositifs expérimentaux se rapprochant du DEPGeC ont été identifiés.
D'abord le dispositif expérimental de LaGatta et al. (1997) qui permet d'évaluer les déformations des géosynthétiques bentonitiques sous cavité. Bien qu'intéressant, il n'est pas possible de mettre en place plusieurs couches de GSY à différents niveaux dans le dispositif (par exemple une géomembrane séparée d'une géogrille par un sol). De plus, la contrainte de confinement est limitée à 0,6 m de sol (12 kPa sur la base d'une densité de 2). En effet, la majorité des expérimentations de laboratoire grande échelle ne permettaient pas d'atteindre des contraintes de confinement de 100 kPa (par exemple < 80 kPa pour Fowmes et al. (2008) et < 40 kPa pour Huckert et al. (2013)).
De leur côté, Imaizumi et al. (1998) ont développé un dispositif expérimental grande-échelle permettant d'évaluer l'effet de la mise en place d'un géotextile sous une géomembrane sur le comportement mécanique de cette géomembrane sous cavité et sous une contrainte verticale. Toutefois, leur dispositif expérimental ne permet pas de modéliser les 2 côtés situés de part et d'autre de la cavité. Les GSY sont en effet ancrés en un point considéré comme étant le centre de la cavité.
Le DEPGeC développé dans cette thèse permet de simuler le comportement mécanique de plusieurs couches de GSY (géotextile, géomembrane et géosynthétique bentonitique) renforcés par un GSY de renforcement sur une cavité rectangulaire et sous une contrainte de confinement pouvant atteindre 100 kPa.

Après avoir passé en revue les enjeux associés à la conception des BSA et BSP qui seront au cœur de ce travail de thèse, et les limites des études précédentes, les objectifs qui ont été retenus dans le cadre du présent travail de thèse sont résumés ci-après.

III. Objectifs de la thèse

Les objectifs retenus dans le cadre de la présente thèse qui ont été discutés dans la section précédente, sont précisés ci-après.
L'objectif général de ce travail de thèse est d'améliorer le niveau de connaissance du comportement mécanique des systèmes GSY en interaction au sein des BSA et BSP des extensions d'ISDND. Cet objectif devrait contribuer à l'optimisation et la sécurisation de la conception de ces BSA et BSP et plus largement des extensions d'ISDND afin que ces ouvrages puissent être construits selon des conditions techniques maitrisées en réduisant les incertitudes des dimensionnements.
Pour y parvenir, une démarche multi-approches associant étude analytique, étude expérimentale et modélisation numérique a été retenue. Cette analyse a été mise en œuvre sous l'angle de la stabilité au glissement translationnel (à l'échelle de l'ouvrage : grande échelle) et de l'intégrité structurelle (tensions / déformations) des BSA et BSP soutenues par un GSY de renforcement sur cavité (petite échelle).
Ces 2 axes d'études complémentaires, sont articulés autour de onze actions spécifiques présentées ci-dessous.

- **Analyse à l'échelle de l'ouvrage : stabilité au glissement translationnel et déformations des GSY liées à ces glissements**

(1) Analyse comparative des principales méthodes analytiques utilisées pour l'évaluation de la stabilité au glissement translationnel : il s'agira d'identifier les méthodes les plus conservatives et celles qui se prêtent bien à une utilisation en extension d'ISDND car la majorité de ces méthodes sont basées sur des hypothèses et des conditions qui ne reflètent pas celles des extensions d'ISDND ;
(2) développement d'une Méthode Rationnelle pour la Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG) : cette MeRaMoG qui permet de prendre en compte la complexité du comportement mécanique des GSY et de leurs interfaces sera utilisée pour tous les travaux de modélisation réalisés dans le cadre de cette thèse. Elle permettra d'aboutir à des résultats plus réalistes pour mener à bien les différentes analyses ci-dessous ;
(3) identification par modélisation numérique, des phases critiques de glissement translationnel (apparition de l'instabilité) aux interfaces au sein des BSA et BSP ;
(4) évaluation, par modélisation numérique, de l'impact de ces glissements translationnels sur l'intégrité structurelle des GSY des BSA et BSP ;
(5) identification, par modélisation numérique, des facteurs clés influençant la stabilité au glissement translationnel des extensions d'ISDND et l'intégrité structurelle des GSY au sein de leurs BSA et BSP ;
(6) identification, par modélisation numérique, des processus de développement de l'instabilité le long des BSA et BSP des extensions d'ISDND ;

- **Analyse à petite échelle : Intégrité structurelle des BSA et BSP sous cavité**

(7) Analyse comparative des principales méthodes analytiques utilisées pour le dimensionnement des GSY de renforcement sur cavité : comme pour la stabilité au glissement translationnel, il s'agira d'identifier les méthodes les plus conservatives et celles qui se prêtent bien à une utilisation en extension d'ISDND car ces méthodes sont basées sur des hypothèses et des conditions qui ne reflètent pas toujours celles des extensions ;
(8) développement d'un Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des GSY de renforcement sur Cavité (DEPGeC) : après le volet analytique, le DEPGeC permettra de modéliser physiquement le comportement mécanique des BSA et BSP renforcées par un GSY sur cavité. A cet effet, 2 géogrilles de renforcement de résistance en traction différentes seront utilisées dans le cadre de cette thèse ;
(9) évaluation expérimentale avec le DEPGeC de l'efficacité de 2 différentes géogrilles de renforcement sous les BSA et BSP constituées d'un géotextile, d'une géomembrane et d'un géosynthétique bentonitique ;
(10) évaluation des différences entre la distribution spatiale des déformations dans la géogrille de renforcement et celle de la géomembrane protégée ;
(11) validation de la MeRaMoG à partir des résultats expérimentaux obtenus sur le DEPGeC. Cette validation consistera à modéliser le DEPGeC avec la MeRaMoG et à comparer les simulations numériques avec les résultats expérimentaux.

IV. Organisation du manuscrit

Pour répondre aux objectifs de cette thèse précisés dans la section précédente, le travail a été reparti en 12 chapitres regroupés en 3 parties (A, B et C). Le contenu sommaire de ces 12 chapitres est présenté ci-dessous.

PARTIE A : ETAT DE L'ART

La 1ère partie de ce manuscrit est dédiée à un état de l'art qui porte sur 5 sujets indispensables pour la compréhension de la suite du manuscrit. Ce sont les GSY et leurs modes de caractérisation, les structures des BSA et BSP des extensions d'ISDND, les méthodes analytiques d'évaluation de la stabilité au glissement translationnel, les méthodes analytiques de dimensionnent des géosynthétiques de renforcement sur cavité et les études antérieures de modélisation numérique relatives aux extensions d'ISDND. La partie A comporte donc 5 chapitres.

Le Chapitre I présentera les 4 grandes familles de GSY qui sont utilisées dans la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND. Ce sont les géotextiles, les géogrilles, les géomembranes et les géosynthétiques bentonitiques. Ce chapitre présentera également les essais qui seront utilisées dans cette thèse pour la caractérisation mécanique des GSY et des interfaces.
Le Chapitre II a pour objectif de définir une structure type des BSA et BSP qui sera retenue dans la suite de cette thèse pour les modélisations numérique et physique. Cette coupe type

qui sera présentée dans ce chapitre, est issue d'un état de l'art portant sur une vingtaine de projets d'extension d'ISDND.
Puis, en prélude de l'analyse comparative portant sur les méthodes analytiques d'évaluation de la stabilité au glissement qui sera présentée dans la partie B, **le Chapitre III** de cette partie A présentera les dix méthodes analytiques qui ont été retenues pour cette étude. Ces dix méthodes ont été classées en 4 catégories que sont (1) les méthodes d'équilibre limite sur pente infinie (2) les méthodes des 2 blocs, (3) la méthode des 3 blocs et (4) les deux méthodes des tranches de Fellenius (1927) et de Bishop (1955).
De la même manière que le chapitre précédent, le **Chapitre IV** présentera également les principes fondamentaux des 8 méthodes analytiques de dimensionnement des GSY de renforcement sur cavité. Ce sont les méthodes de Giroud et al. (1990), de Koerner and Hwu (1991), de Koerner et al. (1996), RAFAEL (1999), de Jones and Pine (2001), de Briançon and Villard (2008), de la norme anglaise BS8006 (British Standard Institute, 2010) et des recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011). Comme évoqué dans la section III, ces huit méthodes feront l'objet d'une étude comparative dans la partie C de ce manuscrit afin de mettre en évidence les écarts entre elles et d'identifier celles qui ne sont pas adaptées au contexte des extensions d'ISDND.
Pour finir, les principes fondamentaux de la modélisation numérique, les modèles rhéologiques et les modes de représentation numériques des sols, déchets et GSY utilisés dans les travaux de modélisation de cette thèse, seront présentés dans le **Chapitre V**. La modélisation numérique sera également présentée comme outil d'évaluation de la stabilité au glissement translationnel. Enfin, ce chapitre présentera cinq études de modélisation numériques qui ont porté sur 3 sites d'extensions d'ISDND réels afin de montrer les limites de ces études qui permettront d'orienter nos travaux de modélisation numérique, notamment le développement de la MeRaMoG.
.

PARTIE B : STABILITE AU GLISSEMENT TRANSLATIONNEL ET DEFORMATIONS ASSOCIEES AU SEIN DES BARRIERES DE SECURITE

La partie B de ce manuscrit est consacrée à l'analyse à grande échelle de la stabilité au glissement translationnel généralisé à l'ensemble de l'extension d'ISDND, et des déformations engendrées par ces mécanismes de glissement. Elle comprend 3 chapitres (Chapitres VI à VIII). Le volet analytique est traité dans le 1er chapitre et les 2 autres chapitres concernent la modélisation numérique. Le contenu de ces 3 chapitres est présenté ci-dessous.

Le chapitre VI présentera les résultats de l'analyse comparative réalisée sur les dix méthodes analytiques présentées dans le chapitre III de la partie A et sur la modélisation numérique afin d'identifier les méthodes les plus conservatives et celles qui se prêtent bien à une utilisation en extension d'ISDND. L'étude comparative menée qui sera réalisée dans ce chapitre, portera sur un cas type d'extension d'ISDND inspiré d'un site réel. Il s'agira d'analyser les variations des facteurs de sécurité au glissement déterminés par les différentes méthodes.
Puis, pour répondre à l'objectif de compréhension des mécanismes d'évolution de la stabilité au glissement translationnel et de développement de l'instabilité et des déformations le long des GSY, les deux autres chapitres sont dédiés à la modélisation numérique. En effet, en plus

de la simple détermination du facteur de sécurité, la modélisation numérique permet de déceler les pré-signes d'instabilité et d'évaluer l'intégrité structurelle des différentes couches de GSY des BSA et BSP. Mais avant cela, **le Chapitre VII** sera dédié à la présentation de la MeRaMoG qui a été développée dans le cadre de cette thèse pour la prise en compte de la complexité du comportement mécanique des GSY et de leurs interfaces, ce dans le but d'obtenir des résultats simulés encore plus réalistes. Cette MeRaMoG est fondée sur 5 critères clés qui sont la modélisation du nombre réel de GSY et d'interfaces dans l'ouvrage (critère 1), la prise en compte du phasage de construction (remblaiement) et de l'évolution des propriétés mécaniques des déchets avec ce phasage (critère 2), la prise en compte du comportement radoucissant des interfaces (critère 3), la différentiation entre le comportement en traction et le comportement en compression des GSY (critère 4) et enfin l'évolution de la raideur des GSY avec la déformation (critère 5).
Après avoir discuté des fondements de la MeRaMoG, **le Chapitre VIII** s'attachera à analyser les mécanismes de glissement et de développement des déformations des GSY associées au glissement grâce à la modélisation numérique. Il s'agira d'abord d'identifier les facteurs clés qui contrôlent la stabilité au glissement translationnel et l'intégrité structurelle des GSY dans le cadre des BSA et BSP des extensions. Puis, les zones de faiblesse au niveau desquelles l'instabilité débute seront localisées. Nous nous intéresserons également à la manière dont cette instabilité se développe et s'étend le long du plan de glissement. Enfin, l'impact de ces phénomènes de glissement translationnel sur la répartition et l'amplitude des déformations des GSY, des contraintes de cisaillement et des déplacements tangentiels au niveau des interfaces, sera évalué.
Ce chapitre VIII clôturera cette partie B, dédiée à l'analyse à grande échelle de la stabilité au glissement translationnel et des déformations qui y sont associées.

PARTIE C : RENFORCEMENT SUR CAVITE PAR GEOSYNTHETIQUES : LIMITATION DES DEFORMATIONS LOCALES DES BARRIERES DE SECURITE

La dernière partie de ce manuscrit traitera de l'intégrité structurelle des GSY des BSA et BSP sujets à un effondrement localisé (cavité). Cette partie C qui inclut une démarche analytique, expérimentale et numérique est constituée de 4 chapitres (Chapitres IX à XII).

Le Chapitre IX, à l'instar du chapitre VI de la partie B, présentera les résultats de l'analyse comparative réalisée sur les huit méthodes analytiques de dimensionnement des GSY sur cavité qui ont été présentées dans le chapitre IV de la partie A. Cette analyse comparative vise à montrer les écarts entre ces méthodes en identifiant les méthodes les plus conservatives et celles qui ne sont pas adaptées au contexte des extensions d'ISDND. Pour y parvenir, des études paramétriques portant sur la hauteur de remblai au-dessus de la cavité, la taille de la cavité et la valeur limite de la déformation admissible, ont été réalisées.
Après avoir discuté du volet analytique, nous nous intéressons au volet expérimental dans **le Chapitre X**, qui consiste en la présentation du DEPGeC développé pour la modélisation physique du comportement mécanique de systèmes GSY renforcés sur cavité. Dans ce chapitre, les caractéristiques géométriques du DEPGeC, les caractéristiques des matériaux

utilisés pour l'expérimentation (sable, géogrille, géosynthétique bentonitique, géomembrane et géotextile) ainsi que l'instrumentation déployée pour les mesures expérimentales, seront présentées. Il s'agit notamment de micro-jauges de déformation utilisées pour la mesure des déformations au sein de la géomembrane et de la géogrille utilisée en renforcement. La pertinence de l'utilisation de cellules de pression totale disposées au sein du remblai afin d'évaluer l'homogénéité de la distribution des contraintes dans le DEPGeC, sera également discutée. Les pressions appliquées au-dessus du dispositif sont comprises dans une gamme 0-100 kPa. Pour clore, ce chapitre, un exemple d'essai réalisé avec le DEPGeC sera présenté afin de montrer son bon fonctionnement. Cet essai est réalisé avec une géogrille de 50 kN/m de résistance en traction, utilisée comme renforcement.

Puis, une fois le principe de fonctionnement et l'instrumentation du DEPGeC présentés, l'ensemble des résultats des essais (10 au total) qui ont été réalisés dans le cadre de cette thèse, seront analysés et discutés dans **le Chapitre XI**. Ces dix essais diffèrent par le type de géogrille utilisée (aucune, résistance à la traction 50 kN/m ou 100 kN/m) et la mise en place (ou non) de l'ancrage parfait des GSY au niveau des parois latérales du DEPGeC. Nous analyserons principalement la distribution des déformations au sein de la géogrille et de la géomembrane, le rapport entre ces deux déformations et la flèche (déflection) de la géogrille au droit de la cavité. Enfin la capacité de chacune des géogrilles testées pour la limitation des déformations de la géomembrane, sera évaluée.

Il est vrai que le DEPGeC a été développé pour modéliser physiquement le comportement mécanique des systèmes GSY renforcés sur cavité ; mais il peut être aussi utilisé pour la validation de la MeRaMoG en confrontant les résultats expérimentaux aux simulations numériques. En effet dans **le Chapitre XII**, malgré toute la complexité du comportement mécanique des GSY et des interfaces prise en compte dans la MeRaMoG, il est apparu essentiel de valider la technique de modélisation développée sur un cas expérimental, en l'occurrence dans cette thèse sur le DEPGeC. Pour ce faire, les essais de caractérisation mécanique des GSY (traction uniaxiale) et des interfaces (essais de cisaillement direct) et l'essai réalisé sur le DEPGeC avec la géogrille de 50 kN/m, ont été modélisés. Les résultats expérimentaux ont été enfin comparés aux résultats des simulations numériques.

PARTIE A
ETAT DE L'ART

INTRODUCTION DE LA PARTIE A 51

CHAPITRE I LES GEOSYNTHETIQUES ET LEURS APPLICATIONS 53

I. Introduction 54
II. Présentation des grandes familles de géosynthétiques 54
III. Principales fonctions des géosynthétiques 58
IV. Principaux domaines d'application 60
V. Avantages et limites des géosynthétiques 61
VI. Caractérisation mécanique des géosynthétiques et de leurs interfaces 63
VII. Conclusions 71

CHAPITRE II DISPOSITIFS D'ETANCHEITE, DRAINAGE ET DE RENFORCEMENT PAR GEOSYNTHETIQUES UTILISES DANS LE CADRE DES EXTENSIONS D'ISDND 74

I. Introduction 75
II. Cadre réglementaire 75
III. Etat de l'art sur les conceptions des BSA et BSP des extensions d'ISDND 80
IV. Quelles spécifications techniques retenir pour les géosynthétiques utilisées dans les BSA et BSP des extensions d'ISDND ? 87
V. Proposition d'une coupe type de BSA et BSP 100
VI. Conclusions 101

CHAPITRE III METHODES ANALYTIQUES DE CALCUL DE STABILITE AU GLISSEMENT TRANSLATIONNEL ... 105

I. Introduction 106
II. Analyse à l'équilibre limite sur pente infinie 107
III. Analyse à l'équilibre limite sur pente finie 111
IV. Analyse à l'équilibre limite avec la méthode des tranches 118
V. Adaptations proposées pour la prise en compte des spécificités géométriques des extensions d'ISDND 120
VI. Synthèse 123
VII. Conclusions 125

CHAPITRE IV METHODES ANALYTIQUES DE DIMENSIONNEMENT DES GEOSYNTHETIQUES DE RENFORCEMENT SUR CAVITE 127

I. Introduction 128
II. Historique, évolution et principes de base des méthodes de dimensionnement 128
III. Calcul de la contrainte sur le géosynthétique de renforcement au droit de la cavité 134
IV. Méthodes analytiques de dimensionnement 140
V. Synthèse 152
VI. Conclusions 156

CHAPITRE V MODELISATION NUMERIQUE DES SOLS, DECHETS, DES GEOSYNTHETIQUES ET DES INTERFACES 159

I. Introduction 160
II. Généralités sur la modélisation numérique 160
III. Modélisation des sols, déchets 166
IV. Etat de l'art sur la modélisation numérique des systèmes géosynthétiques en interaction 181
V. Conclusions 192

CONCLUSIONS DE LA PARTIE A 193

INTRODUCTION DE LA PARTIE A

Dans l'introduction générale, les objectifs principaux de cette thèse ont été définis. Ces objectifs concernent la stabilité au glissement translationnel et l'intégrité structurelle (tensions / déformations) des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP) des extensions d'ISDND, notamment sur cavité. Ces BSA et BSP sont constituées de plusieurs couches de géosynthétiques (GSY) qui présentent des caractéristiques mécaniques et thermo-chimiques et des fonctions différentes. Avant donc de s'intéresser aux problématiques de cette thèse, il convient de réaliser un état de l'art sur les pratiques courantes de conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND afin d'identifier les GSY qui sont les plus utilisés. Cette identification permettra en outre d'établir une structure type des BSA et BSP sur laquelle reposera les différents travaux de cette thèse.

Le premier objectif de cette partie A est donc d'identifier précisément les différents types de GSY qui sont utilisés au niveau des BSA et BSP des extensions d'ISDND afin de proposer une structure type qui sera retenue pour la suite de cette thèse.

Pour ce faire, **le Chapitre I** présentera d'abord les principaux types de GSY qui ont un intérêt pour une application dans le contexte des extensions d'ISDND. Il s'agit des géotextiles, des produits apparentés aux géotextiles (notamment les géogrilles), les géomembranes et les géosynthétiques bentonitiques. Leurs principales caractéristiques mécaniques et propriétés intrinsèques seront discutées afin de voir dans quelle mesure ces GSY peuvent être utilisés en extension d'ISDND.

Dans **le Chapitre II**, un état de l'art portant sur une vingtaine de projets d'extension d'ISDND dans six pays différents sera présenté afin d'en dégager les pratiques courantes de conception et d'identifier les principales caractéristiques des GSY qui sont utilisés dans ce type d'ouvrage. A la lumière des pratiques les plus sécuritaires issues de cette analyse bibliographique, une coupe type pouvant servir de base pour la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND sera proposée. La structure de cette coupe type sera retenue systématiquement pour tous les travaux menés dans la suite de cette thèse.

Ensuite, après avoir identifié les principaux types de GSY utilisés dans les BSA et BSP des extensions d'ISDND, **le deuxième objectif** de cette partie A, est de présenter les méthodes analytiques et l'outil de modélisation numérique qui ont été retenues pour répondre aux problématiques de la thèse.

Ainsi dans le **Chapitre III**, dix méthodes analytiques permettant d'évaluer la stabilité au glissement translationnels seront d'abord présentés. Ces dix méthodes ont été classées en quatre catégories que sont (1) les méthodes d'équilibre limite sur pente infinie (2) les méthodes des 2 blocs, (3) la méthode des 3 blocs et (4) les méthodes des tranches. Les principes fondamentaux de ces dix méthodes ainsi que les expressions des facteurs de sécurité au glissement seront donnés. Il est à souligner qu'une étude comparative sera menée sur ces dix méthodes dans la partie B de cette thèse, afin d'identifier les méthodes les plus

conservatives et celles qui se prêtent bien à une utilisation en extension d'ISDND.

A l'instar du chapitre III, le **Chapitre IV** présentera huit méthodes qui peuvent être utilisées pour le dimensionnement mécanique des GSY de renforcement sur cavité. Ce sont les méthodes de Giroud et al. (1990), de Koerner and Hwu (1991), de Koerner et al. (1996), RAFAEL (1999), de Jones and Pine (2001), de Briançon and Villard (2008), de la norme anglaise BS8006 (British Standard Institute, 2010) et des recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011). Les hypothèses fondamentales sur lesquelles ces méthodes sont fondées seront présentées. Toutes ces méthodes seront par la suite retenues pour une analyse comparative dans la suite de cette thèse dans la partie C.

Enfin le **Chapitre V** s'intéressera à la modélisation numérique comme outil d'évaluation de la stabilité au glissement translationnel et de l'analyse des déformations des GSY au sein des BSA et BSP. Les principes fondamentaux de la modélisation numérique, les modèles rhéologiques et les modes de représentation numériques des sols, déchets et GSY seront présentés dans ce chapitre. Pour conclure, ce chapitre présentera cinq études de modélisation numérique qui ont porté sur trois sites d'extensions d'ISDND. Les limites de ces études qui sont les seules qui ont été identifiées dans cette thèse dans le contexte des extensions d'ISDND, seront dégagées. Enfin, ce chapitre définira les points essentiels qui seront retenus pour les études de modélisation numérique qui seront réalisées dans le cadre de cette thèse.

CHAPITRE I

LES GEOSYNTHETIQUES ET LEURS APPLICATIONS

I. Introduction

Nous avons vu dans l'introduction générale de cette thèse que la stabilité au glissement translationnel et l'intégrité structurelle des (tensions / déformations) des géosynthétiques (GSY) constituent des enjeux importants pour la conception des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP) des extensions d'ISDND. La capacité de ces GSY à assurer leur fonctions et à résister aux sollicitations (par exemple mécaniques ou chimiques) dépendent de leur propriétés intrinsèques (nature, chimie) et mécaniques des GSY.

Avant toute chose, il est impératif d'identifier précisément les différents types de GSY qui sont utilisés au niveau des BSA et BSP des ISDND et plus spécifiquement des extensions d'ISDND. Ces GSY qui présentent des caractéristiques variées sont utilisées en complément ou en remplacement de matériaux naturels pour de nombreuses fonctions. On peut citer les fonctions de séparation, filtration, étanchéité, drainage, protection et renforcement.
Cependant, il faut souligner qu'une grande variété de GSY répondant à ces fonctions est disponible actuellement sur le marché. Ce chapitre vise donc à présenter les grandes familles de GSY qui ont un intérêt pour une application dans le contexte des extensions d'ISDND.
Il s'agit des géotextiles, des produits apparentés aux géotextiles (notamment les géogrilles), des géomembranes et des géosynthétiques bentonitiques.

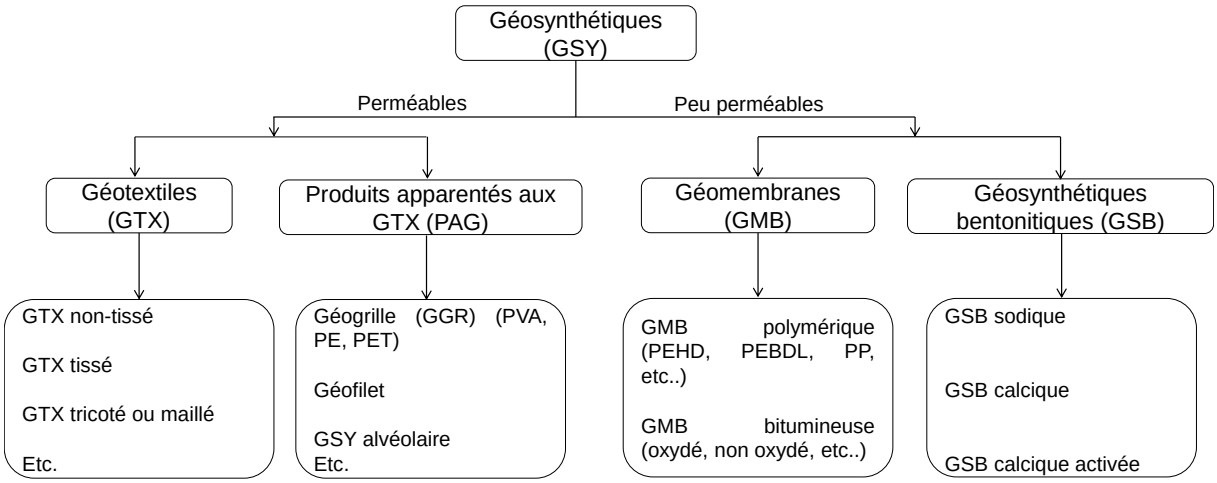
Dans la suite de ce chapitre, les 4 familles de GSY ainsi que leurs propriétés intrinsèques liées à la nature des polymères constitutifs, leurs caractéristiques hydrauliques et mécaniques seront d'abord présentées. Les différentes fonctions rattachées à chacun de ces produits, leurs domaines d'application seront également présentés.
Pour finir, les méthodes de caractérisation du comportement mécanique des GSY et des interfaces entre GSY qui ont été utilisées dans le cadre de cette thèse, seront discutées.

II. Présentation des grandes familles de géosynthétiques

Un GSY est défini par la norme internationale NF EN ISO 10318-1 (AFNOR, 2015) comme « *un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou d'autres matériaux, dans les domaines de la géotechnique et du génie civil* ». Ces produits peuvent se présenter sous la forme de nappes, bandes ou structures tridimensionnelles.
Les GSY peuvent être classés en quatre grandes familles que sont (1) les géotextiles (GTX), (2) les produits apparentés aux géotextiles (PAG), (3) les géomembranes (GMB) et (4) les géosynthétiques bentonitiques (GSB).
De manière simplifiée, on peut définir ces produits selon la norme NF EN ISO 10318-1 (AFNOR, 2015) :

- **un GTX** est une matière textile plane, perméable et à base de polymère (naturel ou synthétique), pouvant être non tissée, tricotée ou tissée, utilisée en contact avec le sol et/ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil ;
- **un PAG** est un matériau plan, perméable et à base de polymère (synthétique ou naturel) utilisé en contact avec le sol et/ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil ne correspondant pas à la définition d'un géotextile ;
- **une GMB** est une structure assemblée en usine, constituée de géosynthétiques, se présentant sous la forme d'une feuille et dans laquelle la fonction d'écran est essentiellement assurée par des polymères ou du bitume ;
- **un GSB** est une structure assemblée en usine, constituée de géosynthétiques, se présentant sous la forme d'une feuille et dans laquelle la fonction d'écran est essentiellement assurée par de l'argile.

Une classification schématique de ces produits est présentée sur la Figure A-1.
Il est à signaler que ces différents GSY peuvent être assemblés entre eux ou avec d'autres matériaux pour renforcer une caractéristique donnée ou obtenir un produit multifonctions (protection et drainage par exemple). On parle dans ce cas de géocomposites.



Note
PE : Polyéthylène
PEHD : Polyéthylène haute densité
PEBD : Polyéthylène haute densité linéaire
PET: Polyester
PP : Polypropylène
PVA : Alcool polyvinylique

Figure A-1. Les principaux types de géosynthétiques (adapté de la norme NF EN ISO 10318-1 (AFNOR, 2015)).

Par ailleurs, compte tenu de la grande variété de produits GSY disponibles actuellement, il est important de préciser à minima les particularités de chaque grande famille de GSY.

II.1. Géotextiles

Les GTX peuvent se distinguer par leur structure (type d'assemblage), par le type de fibres (longueur) et par la nature des fibres (polymère). En ce qui concerne le mode d'assemblage, on peut citer les assemblages tricoté, tissé de filament, tissé de bandelette, non-tissé thermo-lié et non tissé aiguilleté (Figure A-2c). En ISDND qui est l'ouvrage sur lequel se concentre cette thèse, les GTX non-tissés sont couramment utilisés (Purdy and Yazdani, 1999) pour la protection des géomembranes (cf. §II.3). La structure de ces produits est constituée de fibres orientées directionnellement ou de façon aléatoire et liées par un procédé mécanique (aiguilletage par exemple) et/ou thermique et/ou chimique. Quant aux GTX tissés, ils sont produits par entrelacement de deux ou de plusieurs faisceaux de fils, de filaments et/ou de bandelettes. En outre, selon les produits, il est possible de rencontrer différentes longueurs de fibres. Les fibres peuvent être en effet courtes, longues ou continues.
Enfin, le polymère utilisé pour la fabrication des filaments peut également varier d'un produit à un autre. Les polymères les plus courants sont le polypropylène (PP), le polyéthylène (PE) et le polyester (PET). Il est à noter que le comportement mécanique des GTX dépend directement de leur mode d'assemblage, du type et de la nature du polymère utilisé.

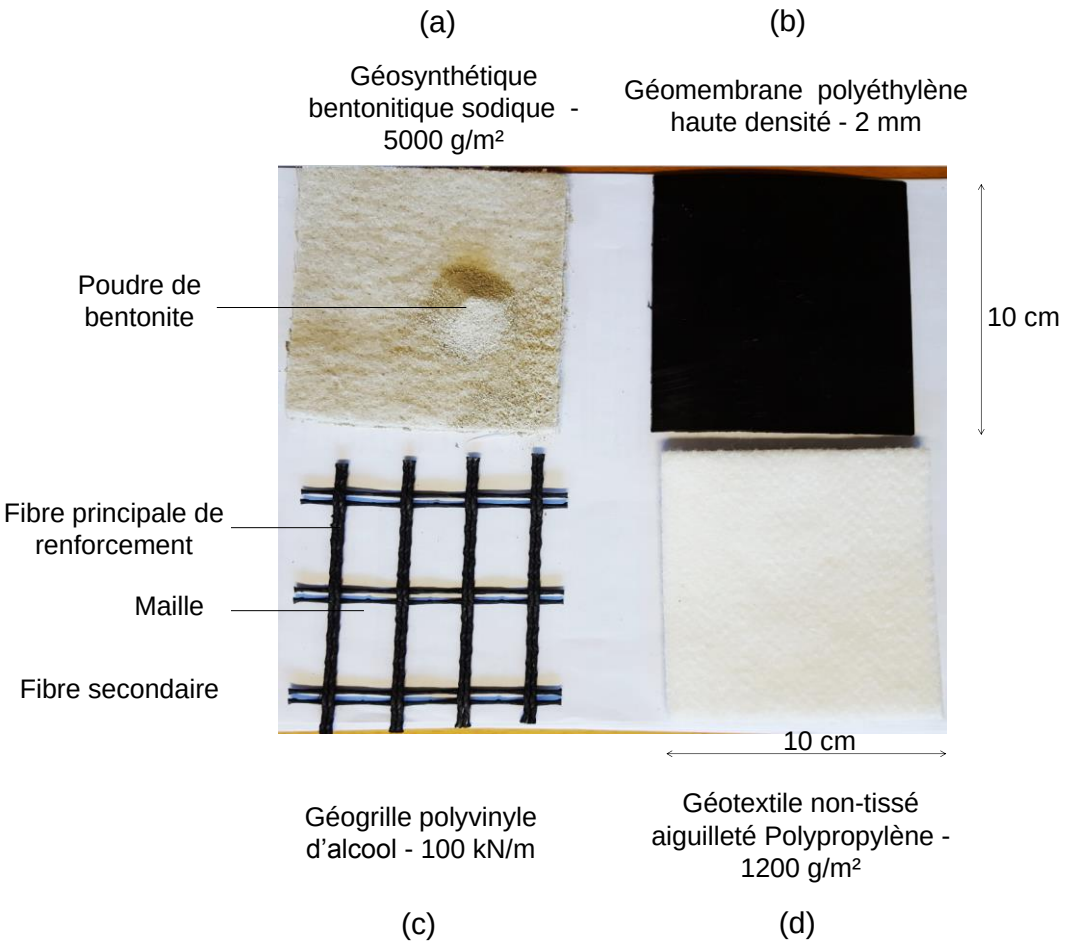


Figure A-2. Quelques photos d'échantillons carrés 10 cm × 10 cm de géosynthétiques (a) géotextile (b) géomembrane (c) géogrille (d) géosynthétique bentonitique.

II.2. Produits apparentés aux géotextiles

Comme leur nom l'indique, les PAG sont des matériaux plans dont la structure se rapproche de celle des GTX mais qui ne correspondent pas à la définition stricte des GTX (NF EN ISO 10318-1, AFNOR (2015)).

. Cette famille regroupe des matériaux divers et variés dont les plus connus sont les géogrilles (GGR). Les GGR (Figure A-2a) sont constituées par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement. De la même manière que pour les GTX, la nature du polymère (par exemple PE, PET, alcool polyvinylique : PVA) de la GGR influence ses propriétés.

De plus, la nature du polymère du GSY doit être compatible avec l'environnement dans lequel il est utilisé : on parle de compatibilité chimique. Par exemple, l'utilisation du PET est à proscrire dans les environnements basiques car ces polymères sont sujets à des phénomènes d'hydrolyse pour des pH > 9 (ISO/TR 20432, 2007, AFNOR, 2010). La compatibilité chimique des GGR avec l'environnement des ISDND sera discutée dans le détail dans la section IV.1.1 du chapitre II qui présentera l'ensemble des caractéristiques à retenir pour une utilisation en extension d'ISDND.

Par ailleurs, on peut citer comme autres PAG, les géofilets, les géomatelas, les géosynthétiques alvéolaires, les géoespaceurs et les géobandes. Ces produits sont tous définis dans la norme NF EN ISO 10318-1 (AFNOR, 2015).

II.3. Géomembranes

On distingue deux principaux types de GMB selon la nature de l'écran assurant l'étanchéité. Ce sont les GMB bitumineuses et les GMB polymériques. Dans le secteur d'application hydraulique (barrages et canaux par exemple), une grande diversité de GMB est utilisée car les risques d'incompatibilité chimique sont limités. On peut ainsi retrouver des polymères comme le PET, le PP flexible (PP-f), le polychlorure de vinyle plastifié (PVC-p), le néoprène, l'éthylène-propylène-diène terpolymère (EPDM), le PE basse densité (PEBD) et le PE haute densité (PEHD). Dans les ISDND, ce sont les GMB polymériques en l'occurrence en PEHD (Figure A-2d) qui sont les plus utilisées (Lambert, 1997, Take et al., 2007, Liu and Hu, 2014) en fond et sur les flancs des casiers. Comme pour les GGR, la GMB doit être chimiquement compatible avec l'environnement au sein duquel elle est utilisée. Dans le contexte des ISDND, le polymère utilisé doit être à même de résister aux lixiviats avec lesquels il est en contact. Ce point concernant la compatibilité chimique des lixiviats sera discuté dans le chapitre II.

II.4. Géosynthétiques bentonitiques

Les GSB (Figure A-2b) se présentent sous forme de nappe constituée de bentonite, en poudre ou granulés, prise en sandwich entre deux GTX (en général un tissé et un non tissé). Les GTX étant perméables, c'est naturellement la bentonite qui joue le rôle d'étanchéité. La bentonite est en fait une variété d'argile constituée de smectite et de montmorillonite à 60% minimum.

Les bentonites sont classées en trois types (CFG, 2011) : la bentonite sodique naturelle, la bentonite calcique et la bentonite calcique activée. De manière générale, la bentonite sodique naturelle et la bentonite calcique activée sont toutes les deux appelées bentonite sodique (CFG, 2011). La bentonite sodique présente une conductivité hydraulique plus faible que la bentonite calcique en lien avec une capacité de gonflement plus élevée. C'est l'une des raisons pour laquelle, la bentonite sodique est celle qui est la plus souvent utilisée en ISDND. Toutefois, il est à noter que la bentonite sodique est plus sensible aux échanges cationiques, pouvant entrainer une diminution de la performance hydraulique des GSB sodiques (Popescu, 1985, Sirieix et al., 2016).

Les GSB peuvent être également différenciés par leur mode d'assemblage. Ils peuvent être en effet collés, aiguilletés, cousus ou thermo-liés.

III. Principales fonctions des géosynthétiques

Utilisés en complément de matériaux naturels pour renforcer leurs performances ou de manière isolée, les GSY offrent aux utilisateurs de larges possibilités fonctionnelles. Huit fonctions principales (Figure A-3) sont identifiées par la norme NF EN ISO 10318-1 (AFNOR, 2015). Il s'agit des fonctions séparation, filtration, étanchéité, drainage, protection, anti-érosion, renforcement et relaxation de contraintes. Chacune de ces fonctions est définie après la Figure A-3.

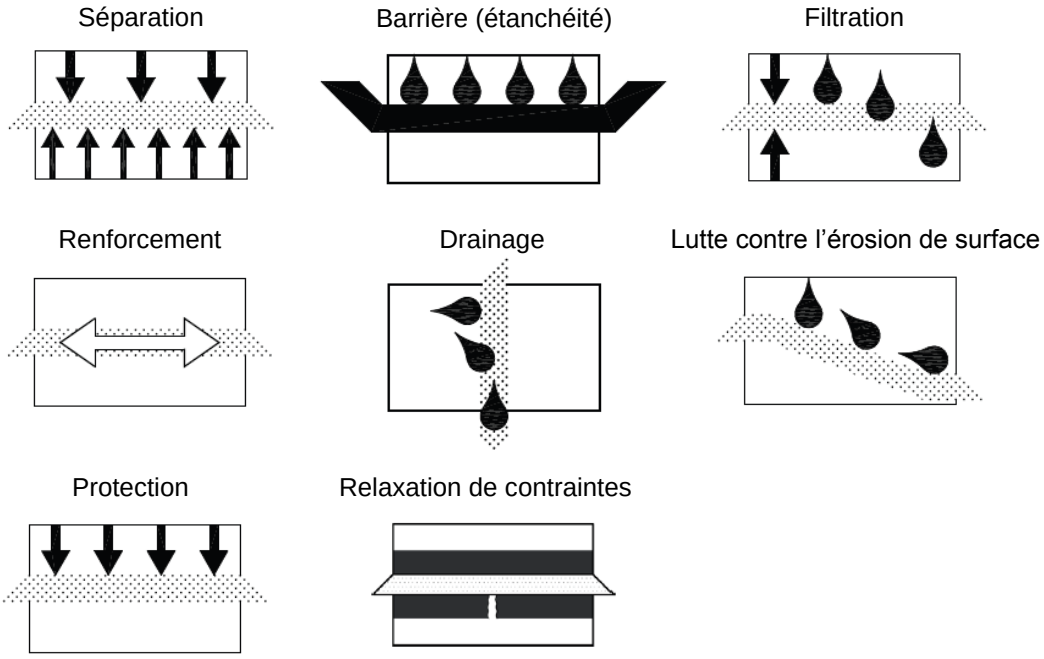


Figure A-3 : Fonctions des géosynthétiques selon la norme internationale NF EN ISO 10318-1 (AFNOR, 2015).

- **Séparation** : c'est la fonction la plus basique des GSY qui est la prévention du mélange de matériaux de remblai de nature différente. Les deux matériaux différents sont ainsi séparés physiquement par le GSY ;

- **filtration :** il s'agit de la capacité du GSY à retenir les particules d'un matériau du sol soumises à des forces hydrodynamiques tout en permettant le passage de fluides à travers ou dans le GSY ;
- **barrière (étanchéité) :** le GSY est utilisé pour faire barrière aux flux de fluides ou de gaz. La fonction d'étanchéité permet de prévenir ou de limiter la migration de fluides ou la propagation des polluants. C'est la seule fonction que présente les GSB et GMB ;
- **drainage :** cette fonction complémentaire de la fonction étanchéité consiste à collecter et transporter des eaux pluviales, souterraines et/ou d'autres fluides dans le plan du GSY ;
- **protection :** la protection par l'emploi d'un matériau GSY consiste à prévenir ou limiter les endommagements localisés d'un matériau donné sujets à des sollicitations mécaniques en poinçonnement. Cette fonction concerne surtout les GMB qui peuvent être facilement poinçonnées par des éléments grossiers présents sous ou sur le produit ;
- **contrôle de l'érosion de surface :** dans ce cas, le GSY est utilisé afin de prévenir ou limiter les mouvements de surface de particules du matériau à protéger. Cette fonction est souvent utilisée pour retenir les particules de sol sur les pentes soumises à leur propre poids et à un écoulement de surface ;
- **renforcement :** le renforcement consiste à utiliser le comportement en résistance-déformation du GSY afin d'améliorer les propriétés mécaniques du matériau au sein duquel il est utilisé ; cette fonction permet également de limiter les mouvements dus à un effondrement ou un affaissement localisé (cavité) ;
- **relaxation de contrainte :** par absorption des contraintes, le GSY permet de soulager la structure dans laquelle il est utilisé ; cette fonction permet par exemple de retarder le développement de fissures dues à l'endommagement des chaussées ou couches d'enrobés.

Par ailleurs, le Tableau A-1 propose des niveaux d'adaptabilité des principaux GSY aux différentes fonctions.

Tableau A-1. Identification des fonctions des géosynthétiques (adapté de Gisbert (2015)).

Fonctions	GTX	GGR	GMB	GSB	GCP
Séparation	TA	NA	A	A	A
Filtration	TA	NA	NA	NA	A
Etanchéité	NA	NA	TA	TA	A
Drainage	A	A	NA	NA	TA
Protection	TA	NA	NA	NA	A
Anti-érosion	A	A	NA	NA	TA
Renforcement	TA	TA	NA	NA	A
Relaxation de contraintes	A	TA	NA	NA	A

TA : très adapté ;
A : adapté mais ce n'est pas la fonction principale du GSY ;
NA : non adapté.

IV. Principaux domaines d'application

Les principaux domaines d'application des GSY sont présentés sur la Figure A-4. Il s'agit des ouvrages hydrauliques, des routes et infrastructures linéaires, des bâtiments, des tunnels et ouvrages souterrains et enfin des ouvrages pour la protection de l'environnement (norme NF EN ISO 10318-2 (AFNOR, 2015)).

- **Ouvrages hydrauliques :** il s'agit des réservoirs de stockage d'eau et barrages, des retenues d'altitude, des canaux et des couvertures flottantes de stockage d'eau potable dans lesquels les GSY sont surtout utilisés pour leur fonction d'étanchéité. D'autres types de fonctions de GSY comme la filtration, le drainage et le renforcement peuvent être également utilisés notamment dans les barrages en terre. On note également une forte utilisation des GSY pour la protection des berges de cours d'eau et des digues côtières contre l'érosion hydrique ;
- **routes et infrastructures linéaires :** ces ouvrages regroupent l'ensemble des infrastructures de transports terrestres ou souterraines. Il s'agit principalement des voies ferrées, des chaussées de routes, des pistes d'aéroport et des tunnels et ouvrages souterrains. L'ensemble des fonctions des GSY est utilisé dans ces ouvrages. A titre d'exemple, les GSY de renforcement et de relaxation de contraintes sont souvent utilisés dans les chaussées pour la limitation de l'orniérage et le retard des remontées de fissures. On peut également citer les GTX de séparation (anti-contaminant) qui permettent de préserver les performances des couches de forme en limitant la quantité de fines qui s'introduit dans ces couches de forme ;
- **bâtiments :** dans les bâtiments, ce sont les GSY de drainage qui sont surtout utilisés pour drainer les flux de gaz ou d'eau. On peut citer par exemple le drainage horizontal des flux d'eau (remontées de nappes phréatiques par exemple) sous les dalles de béton. Par ailleurs, dans le cas de la construction de bâtiments sur des sites pollués, la fonction drainage (d'éventuels flux de gaz) peut être associée à la fonction étanchéité pour le confinement du sol chargé de matières polluantes ;
- **ouvrages pour la protection de l'environnement :** qu'il s'agisse de déchets solides ou liquides stockés dans des casiers, l'objectif principal est d'éviter la contamination des sols et de la nappe phréatique sous l'installation. Les GSY d'étanchéité, en l'occurrence les GMB et les GSB, sont ainsi utilisés pour jouer ce rôle de barrière aux pollutions, souvent en complément d'une étanchéité naturelle (argile existante, etc.). Dans les ISDND, d'autres fonctions des GSY sont utilisées. Dans ces ouvrages, des GTX de protection ou des GCP de protection-drainage sont souvent mis en œuvre sur la GMB pour la protéger du poinçonnement de granulats, et pour le drainage des lixiviats en fond et sur les flancs de casiers vers l'extérieur. En couverture de casiers, des PAG accroche-terre sont également souvent disposés sur les talus pour retenir le sol de couverture (stabilité d'interface et contrôle de l'érosion). Dans le cadre de cette étude, seul le domaine d'application des ISDND dans lequel la plupart des types de GSY sont utilisés, a été retenu.

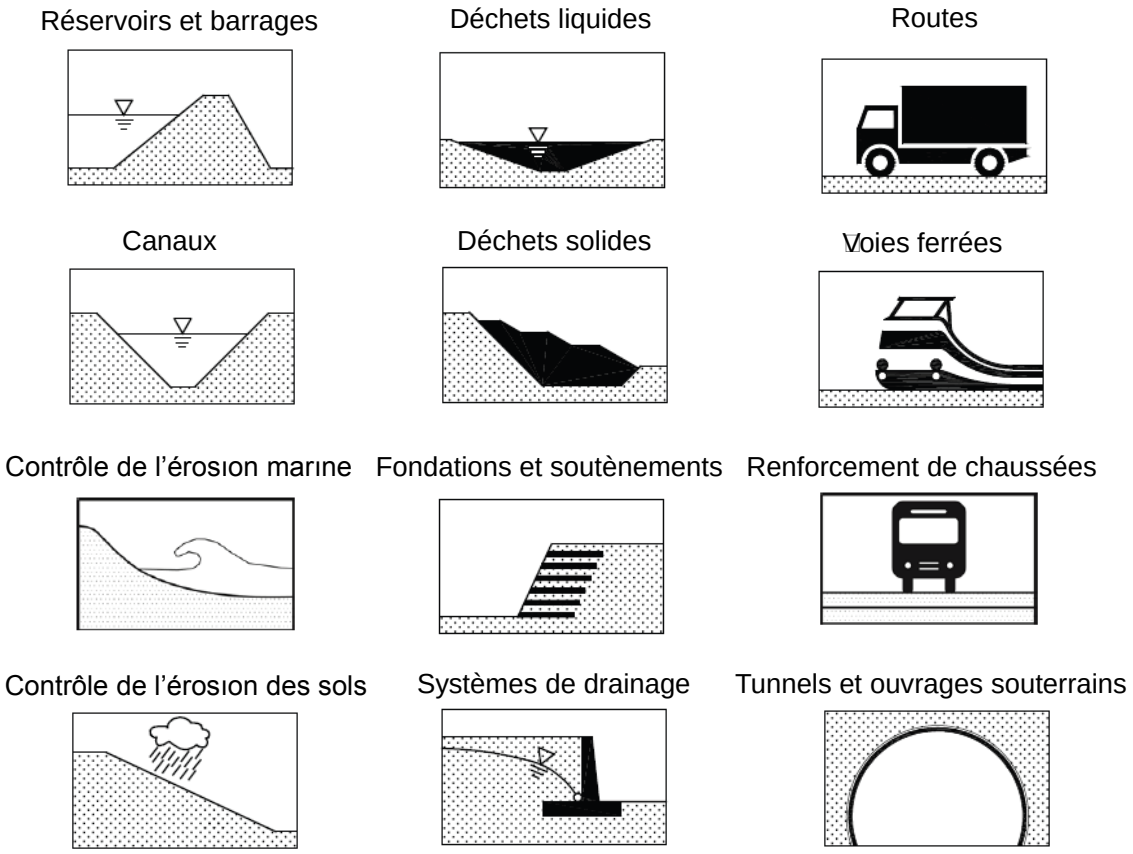


Figure A-4. Principales applications des géosynthétiques selon la norme NF EN ISO 10318-2 (AFNOR, 2015).

V. Avantages et limites des géosynthétiques

Les sections précédentes ont montré que les GSY offrent de nombreuses possibilités fonctionnelles, ce qui leur permet d'être utilisés dans la plupart des ouvrages géotechniques, hydrauliques, environnementaux et du génie-civil. Leur utilisation dans ces ouvrages est motivée à la fois par des raisons techniques et économiques. En effet, la maitrise des processus industriels de fabrication des GSY ainsi que les normes d'encadrement et de contrôle de production permettent de garantir une qualité homogène à chaque production. Cette caractéristique d'homogénéité constitue un véritable atout par rapport aux matériaux naturels qui présentent très souvent des niveaux d'hétérogénéité plus élevés. Avec les GSY, moyennant un choix de produits adapté, les utilisateurs peuvent compter sur le maintien de performances constantes ou tout au moins supérieures à un seuil fixé en phase de conception des matériaux utilisés ; On notera également que les GSY permettent de réduire la durée de construction des ouvrages. Aussi, l'utilisation de GSY permet aux projeteurs non seulement de concevoir des projets plus ambitieux, mais aussi de réaliser des économies en comparaison avec des projets classiques sans GSY. Outre ces aspects technico-économiques, on peut également rappeler les aspects écologiques et environnementaux. Tout d'abord, l'utilisation de GSY en lieu et place de matériaux naturels (granulats, sable, argile, etc.) permet de préserver les ressources naturelles. Ceci est possible par exemple en remplaçant une couche granulaire de filtration ou d'étanchéité ou de drainage respectivement par un GTX de

filtration, un GCP de drainage, une GMB ou un GSB. Ensuite, face à la crise écologique et sociale que nous traversons et les enjeux du développement durable, on peut souligner que l'emploi des GSY favorise la protection des ressources en eau par la limitation des transferts de pollution. Enfin, les GSY contribuent à réduire notre dépendance vis-à-vis des énergies fossiles tout en limitant les émissions de gaz à effet de serre (CFG, 2015). En effet, même si la fabrication des GSY nécessite la consommation d'énergie fossile, la quantité globale d'énergie fossile utilisée dans le cadre d'un projet utilisant des GSY est souvent inférieure à celle qui aurait été utilisée dans un ouvrage conventionnel (sans GSY). Ceci est dû au fait que la quantité de matériaux à transporter et donc les distances parcourues dans le cas d'utilisation de GSY sont nettement réduites.

Toutefois, au-delà des nombreux avantages qu'offrent les GSY, il n'en demeure pas moins qu'il existe des limites à leur utilisation. Même si de nombreux ouvrages de plus de 40 ans sont toujours en bon état, la principale limite des GSY réside dans la méconnaissance relative au maintien de leurs performances dans le temps. En effet, il n'est pas possible d'avoir des retours d'expériences au-delà de 50 ans. On peut citer quelques éléments susceptibles de contribuer à l'altération de la performance des GSY. D'abord le rayonnement ultraviolet (UV) attaque la structure du GSY et donc dégrade ses caractéristiques. Le degré de résistance aux UV d'un GSY par rapport à un autre dépend directement de sa composition (polymère, adjuvants, stabilisants, etc.). Ainsi, il est recommandé de recouvrir rapidement les GSY (de 1 jour à 1 mois selon le produit) pour éviter cette dégradation climatique. Des traitements anti-UV sont disponibles et permettent d'accroitre la résistance des GSY aux UV.

Ensuite, la présence d'agents oxydants (oxygène, ozone, effluents, etc.) au contact d'un GSY peut également affecter ses caractéristiques mécaniques. Comme pour les UV, la sensibilité au phénomène d'oxydation (mécanisme de rupture des chaînes polymériques) varie d'un produit à un autre (Bartolomeo, 2003).

Par ailleurs, une attention particulière doit être accordée aux activités micro-biologiques lorsque les GSY sont utilisés dans des milieux organiques, comme c'est les cas dans les ISDND. On peut aussi noter les conditions chimiques (pH, concentration des substances, etc.) existant dans le milieu (liquide, gaz, sol, etc.) dans lequel le GSY est utilisé qui sont susceptibles de dégrader ses propriétés mécaniques si le polymère utilisé n'est pas compatible chimiquement avec l'environnement. Il est donc impératif d'opter pour un GSY dont les propriétés polymériques sont compatibles chimiquement avec l'environnement.

Enfin, les conditions d'installation des GSY sont déterminantes pour qu'ils puissent jouer convenablement leur rôle. En effet, même si une bonne conception et un bon dimensionnement ont été réalisés, une mauvaise installation, des conditions de mise en œuvre trop agressives (au contact de granulats concassés anguleux par exemple) et un contrôle inadapté ou son absence peuvent dans certains cas réduire de plus de moitié les caractéristiques mécaniques du GSY.

En conséquence, pour le bon fonctionnement d'un GSY dans le temps, il convient de prendre en compte l'ensemble des facteurs climatiques, d'oxydation, chimiques et d'installation existant au niveau du milieu dans lequel le produit est installé.

Pour prendre en compte ces facteurs, il existe plusieurs essais expérimentaux pour la plupart normés, qui permettent d'évaluer les caractéristiques ou les performances d'un GSY dans des

conditions particulières. Dans la section suivante, seuls les essais de caractérisation mécanique des GSY et des interfaces GSY-GSY et GSY-sols qui ont été utilisés dans cette thèse, seront discutés.

VI. Caractérisation mécanique des géosynthétiques et de leurs interfaces

Nous nous intéressons ici aux essais de traction sur GSY et aux essais de caractérisation mécaniques des interfaces GSY-GSY ou GSY-Sol. La détermination du comportement en traction et du comportement des interfaces par ces 2 types d'essais, servira de base pour les travaux de modélisation qui seront réalisés dans les parties B et C de cette thèse.

VI.1. Caractéristiques en traction

Il existe deux types d'essais principaux pour déterminer les caractéristiques en traction d'un GSY. L'essai de traction uniaxiale et l'essai de traction multiaxiale (souvent appelé essai de traction bi-axiale par abus de langage ou encore essai d'éclatométrie). Ce dernier réalisé selon la norme européenne NF EN 14151 (AFNOR, 2010) consiste à appliquer une pression hydraulique sous une éprouvette de GSY de forme circulaire jusqu'à sa rupture.
Pour la caractérisation des GSY, c'est l'essai de traction uniaxiale qui est systématiquement utilisé. Cet essai consiste à mettre en traction une éprouvette d'un produit en lui imposant une vitesse de déformation constante jusqu'à sa rupture. Il existe plusieurs normes qui permettent de déterminer les caractéristiques en traction uniaxiale des GSY. On peut citer la norme internationale NF EN ISO 10319 (AFNOR, 2015) qui est souvent utilisée en France, pour les GTX et PAG. L'essai est réalisé sur un minimum de 5 éprouvettes en sens production et 5 éprouvettes en sens travers préparées conformément à la norme internationale NF EN ISO 9862 (AFNOR, 2005). Les éprouvettes doivent présenter une largeur nominale de 200 mm ± 1 mm, une longueur suffisante pour garantir une distance de 100 mm entre les mors de la machine d'essai de traction. La vitesse de déformation recommandée dans cette norme est 20 ± 5 %/min. La déformation est suivie à l'aide d'un dispositif spécifique qui peut être un extensomètre ou une caméra. L'effort de traction imposé est également mesuré à l'aide d'un capteur de force avec une précision d'au moins 0,01 kN.
En ce qui concerne les essais sur GMB, on peut citer les normes européennes NF EN 12311-1 et 2 (AFNOR, 1999, AFNOR, 2013), la norme internationale NF EN ISO 527-1, 3 et 4 (AFNOR, 1995, AFNOR, 1997, AFNOR, 2012). Pour l'essai de traction, une largeur d'échantillon de forme haltère de 6 ± 0,4 mm peut être retenue pour l'essai (NF EN 12311-2 AFNOR (2013)).

La Figure A-5 présente un essai de traction réalisé sur une éprouvette de forme haltère de GMB en PEHD de 2 mm d'épaisseur.

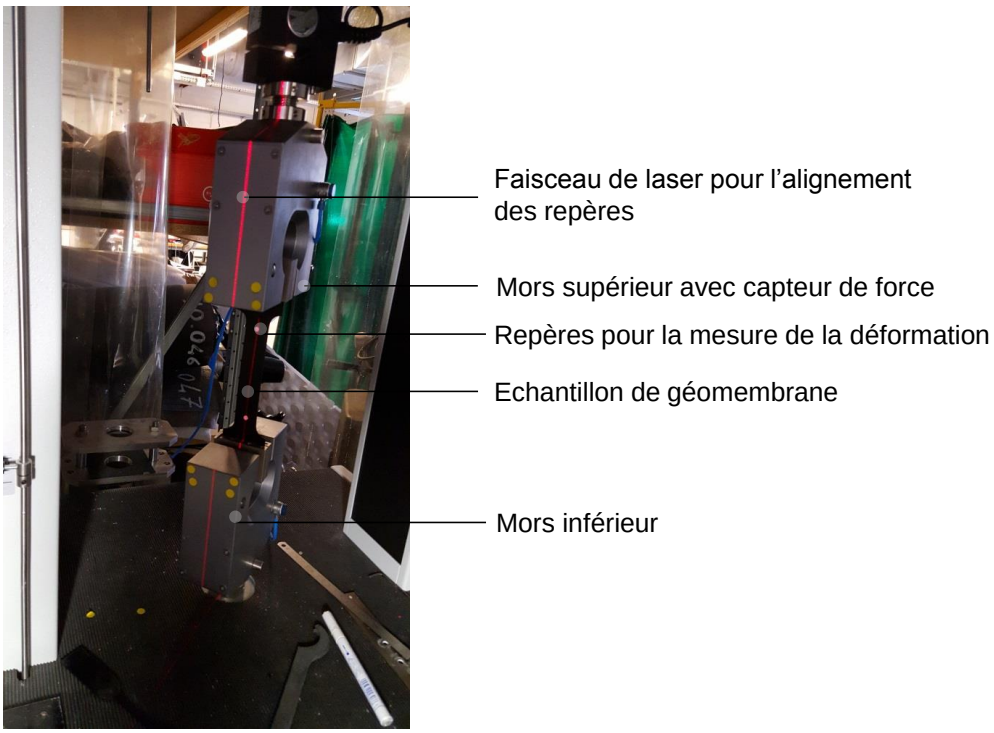


Figure A-5 : Machine d'essai de traction uniaxiale.

Lorsqu'un GSY est soumis à un effort de traction, il se déforme progressivement jusqu'à une valeur maximale de la force (ou de la contrainte) de traction à partir de laquelle, les déformations augmentent brusquement sans augmentation de la force ou même sous un effort moins important. Des courbes types d'essais de traction uniaxiale et multiaxiale réalisés sur une GMB en PEHD de 2 mm d'épaisseur sont présentées respectivement sur les Figure A-6a et Figure A-6b.

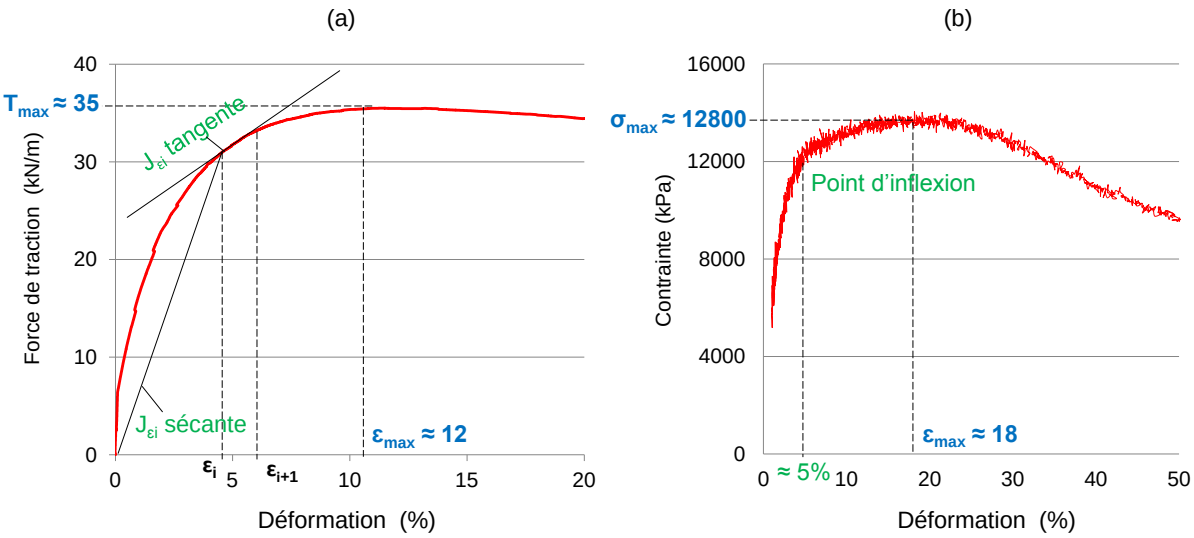


Figure A-6. Exemple de courbe de traction obtenue sur une géomembrane PEHD de 2 mm d'épaisseur (a) traction uniaxiale (b) traction multiaxiale.

A partir de la courbe de traction uniaxiale, les caractéristiques suivantes peuvent être déduites :

- **la résistance en traction maximale** : notée T_{max} ou R_t, la résistance à la traction maximale est la force maximale que peut supporter le GSY. Elle correspond au seuil d'écoulement du produit c'est-à-dire le point à partir duquel le produit se déforme à des vitesses importantes jusqu'à sa rupture ;
- **la déformation à** T_{max} : c'est la déformation correspondant à la résistance en traction. Elle est notée ε_{max} ;
- **la force** F_i **et déformation** ε_i : plus largement, il est possible d'associer une déformation donnée ε_i à un effort de traction F_i ;
- **la raideur sécante à la déformation** ε_i **:** notée J_{ε_i} sécante, la raideur sécante correspond au rapport de la force F_i à la déformation ε_i. Elle matérialise la pente, donc le taux global d'évolution de la force en kN/m, entre le début de l'essai (ε = 0 %) et la déformation ε_i ;
- **la raideur tangente à la déformation** ε_i **:** notée $J\varepsilon_i$ tangente, la raideur tangente correspond au rapport de l'incrément de force ΔF_i (F_{i+1} - F_i) à l'incrément de déformation $\Delta\varepsilon_i$ (ε_{i+1} - ε_i). Elle matérialise la pente donc le taux global d'évolution de la force en kN/m, entre 2 états de déformations consécutifs notamment ε_{i+1} et ε_i ;
- **le module de déformation** : noté E le module est le rapport entre la raideur sécante ou tangente et l'épaisseur du GSY. Il a donc la même signification que le la raideur. On distingue ainsi un module sécant et un module tangent. On peut alors déduire des courbes de traction, des modules sécants et des modules tangents.

Dans l'essai de traction uniaxiale décrit précédemment, c'est la vitesse de déformation qui est imposée au GSY. Pour tenir compte d'une baisse des caractéristiques en traction à long terme d'un GSY soumis à une charge constante, des essais de fluage réalisés selon la norme internationale NF EN ISO 13431 (AFNOR, 2000) peuvent être utilisés. Utilisé en complément de l'essai de traction uniaxiale, l'essai de fluage consiste à appliquer une force statique inférieure à la résistance en traction du GSY pour une durée pouvant aller jusqu'à 10000 h (416 jours). On mesure ainsi la déformation du produit à un pas de temps défini pour chaque taux de chargement (rapport entre la force de traction appliquée et T_{max}). L'ensemble des résultats obtenus pour les différents pas de temps et taux de chargement permet de tracer des courbes isochrones. Ces courbes isochrones matérialisent l'évolution du comportement mécanique en traction du produit en fonction du temps (à court et à long terme).

VI.2. Caractéristiques en cisaillement des interfaces GSY/GSY et GSY/sol

Au niveau des BSA et BSP, les différents sols et GSY qui les constituent, interagissent entre eux. Ces interactions se produisant au niveau des contacts (interfaces) entre les différents matériaux, sont donc contrôlées par les caractéristiques de ces interfaces. Ces caractéristiques qui interviennent dans toutes les méthodes de dimensionnement, seront également utilisées pour les travaux de modélisation numérique dans cette thèse.

Il existe trois méthodes permettant d'évaluer les caractéristiques en cisaillement des interfaces entre deux GSY ou entre un GSY et un matériau naturel : l'essai au plan incliné, l'essai de cisaillement direct et l'essai d'extraction.

- **L'essai au plan incliné** (norme internationale NF EN ISO 12957-2, (AFNOR, 2005)).

L'essai au plan incliné est utilisé pour la détermination des propriétés d'interface sous de faibles contraintes de confinement typiquement inférieures à 15 kPa (soit une couche de sol d'environ 1 m d'épaisseur). Le dispositif expérimental est constitué d'une plaque lisse rigide initialement horizontale sur laquelle est monté un boitier supérieur (Figure A-7) contenant un sol. Dans cet essai, c'est généralement la masse du sol uniquement qui permet d'appliquer la contrainte sur le produit. Après installation des produits à tester, un dispositif de levage motorisé permet de relever progressivement le plan, à une vitesse constante de 3 ± 0,5 ° par minute jusqu'au glissement complet du boitier supérieur. On entend par glissement complet un déplacement de 50 mm du boitier supérieur par rapport au boitier inférieur. On détermine l'angle de glissement (inclinaison par rapport à l'horizontale) correspondant au déplacement de 50 mm. L'angle de frottement de l'interface caractérisée est donc calculé à partir de l'angle de glissement β et du poids de sol.

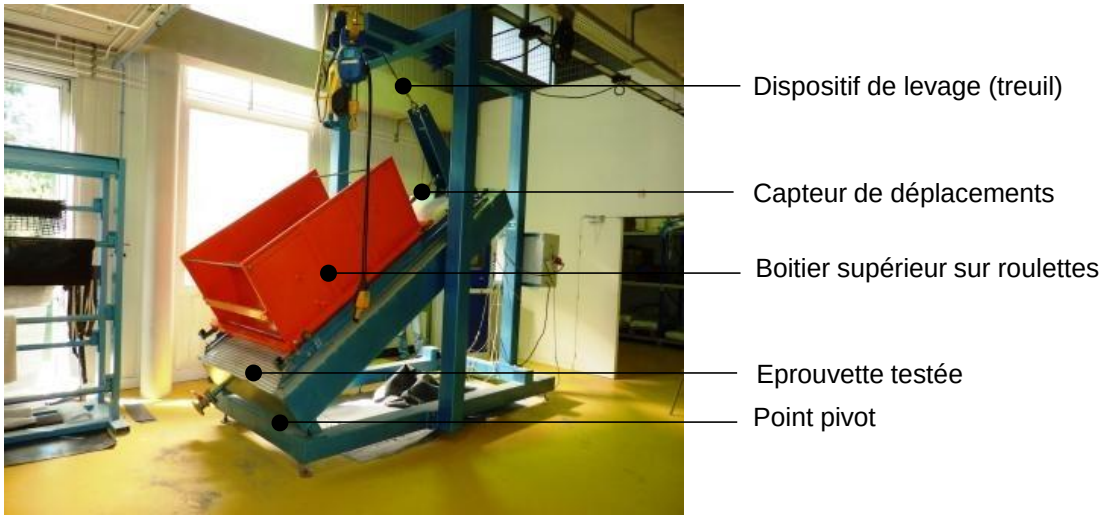


Figure A-7. Plan incliné au laboratoire de Irstea Antony.

La courbe type obtenue à partir de l'essai au plan incliné réalisé conformément à la norme internationale NF EN ISO 12957-2, (AFNOR, 2005) est donnée sur la Figure A-8.

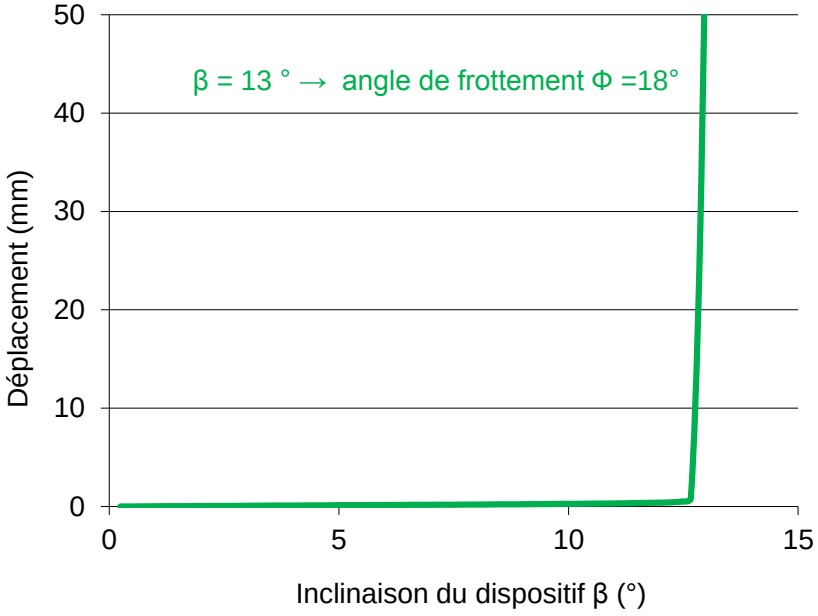


Figure A-8. Exemple de courbe de glissement obtenue par un essai au plan incliné portant sur une interface GTX tissé et GTX non tissé.

Par ailleurs, des améliorations à ce cet essai normé ont été proposées par Briançon et al. (2011). Ces améliorations portent notamment sur la modification de la procédure d'essai (procédure en force) par l'ajout d'un capteur de force sur le boitier supérieur afin de mesurer la force nécessaire pour éviter le glissement. Sur le même principe que la procédure en force, Stoltz et al. (2012) ont proposé une modification de l'essai classique permettant la mesure de l'angle de frottement résiduel ;

- **l'essai de cisaillement direct** (norme internationale NF EN ISO 12957-1 (AFNOR, 2005))**.**

Contrairement au plan incliné, l'essai de cisaillement direct permet de mesurer les propriétés d'interface sous de fortes contraintes de confinement typiquement jusqu'à 150 kPa (soit une couche de déchets d'environ 15 m). Pour cet essai, une éprouvette de GSY est fixée sur un support horizontal rigide placé dans la partie inférieure de la boîte de cisaillement (Figure A-9).

Puis un GSY est placé sous le boitier supérieur si l'on souhaite la mesure des propriétés d'interface entre 2 GSY. Le boitier supérieur est ensuite rempli de sol avant d'être soumis à une contrainte normale. La norme d'essai recommande de réaliser les essais sous 3 contraintes normales (50, 100 et 150 kPa). Durant les essais, une vitesse constante de déplacement de 1 ± 0,2 mm/min est imposée au boitier supérieur. Les capteurs de déplacement horizontal utilisés doivent présenter une précision de ± 0,02 mm. En ce qui concerne la contrainte de cisaillement résultant du déplacement du boîtier, elle est mesurée au fur et à mesure que le boîtier se déplace avec une précision de ± 2 %.

Un exemple de la courbe de cisaillement type obtenue à partir d'un essai de cisaillement direct est présenté sur la Figure A-10. Comme on peut le voir sur la Figure A-10, la contrainte au cisaillement mobilisée à l'interface qui est limitée par la résistance au cisaillement, n'est pas constante, mais évolue en fonction des déplacements relatifs. On observe dans un premier

temps une forte augmentation du cisaillement mobilisé jusqu'à une valeur maximale (pic). Puis la contrainte de cisaillement mobilisée diminue progressivement jusqu'à atteindre un palier (résiduel). Ce type de comportement caractéristique des interfaces incluant des GSY, est appelé comportement radoucissant (« strain-softening » en anglais).

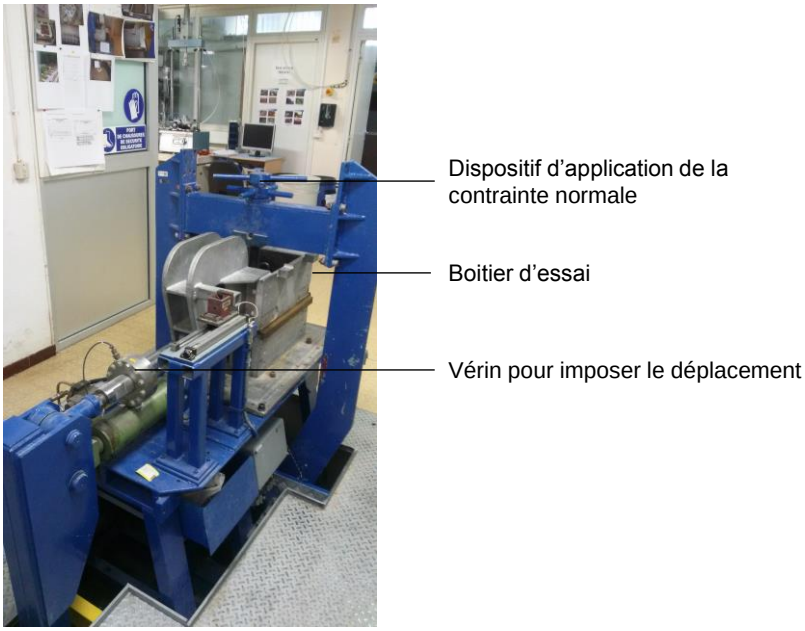


Figure A-9. Boîte de cisaillement direct au laboratoire de Irstea Aix-en-Provence.

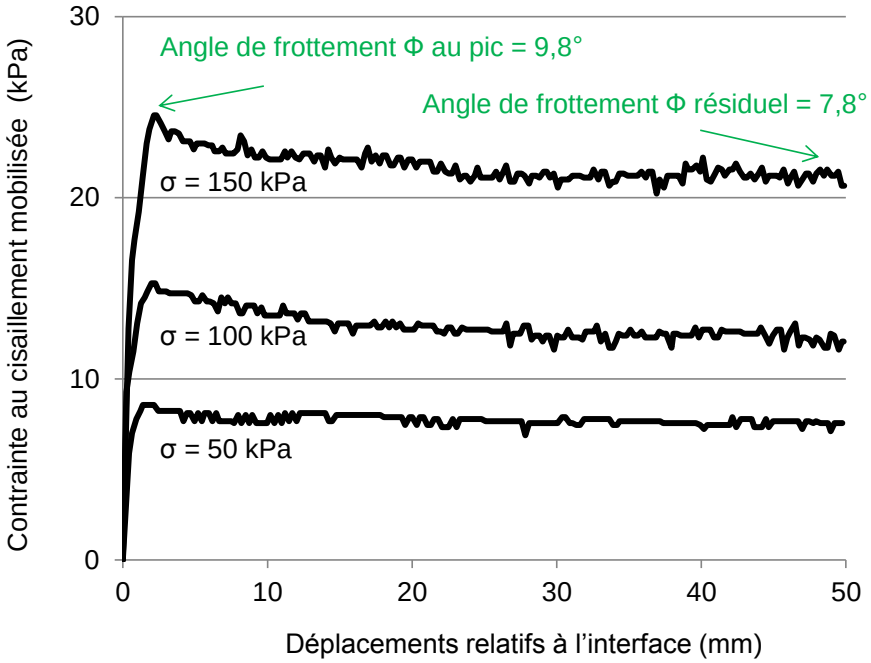


Figure A-10. Exemple de la courbe de cisaillement obtenue par un essai au cisaillement direct portant sur une interface entre un géotextile non tissé et une géomembrane PEHD de 2 mm.

- **Essai d'extraction** norme européenne NF EN 13738 (AFNOR, 2005)

Cet essai permet de déterminer les propriétés d'interface entre un GTX ou PAG et un matériau granulaire.

Le dispositif d'essai est une boîte rigide présentant des dimensions minimales de 1,5 m de longueur, de 0,6 m de largeur et de 0,3 m de profondeur (Figure A-11). L'éprouvette de GSY dont l'interface est à tester, doit présenter un rapport minimal longueur/largeur de 3. Le principe de l'essai consiste à extraire, grâce à un mors, le GSY intercalé (ancré) dans la couche granulaire à une vitesse constante d'arrachement de 2± 0,2 mm/mn. L'essai est réalisé sous 3 niveaux de confinement correspondant à des contraintes normales de 25 kPa, 50 kPa et 100 kPa. Durant l'essai, la force horizontale d'arrachement nécessaire pour déplacer le GTX ou PAG au sein de la couche de sol est enregistrée. Une courbe de la résistance à l'arrachement maximale en fonction de la contrainte normale appliquée est alors tracée à partir de la série des 3 essais.

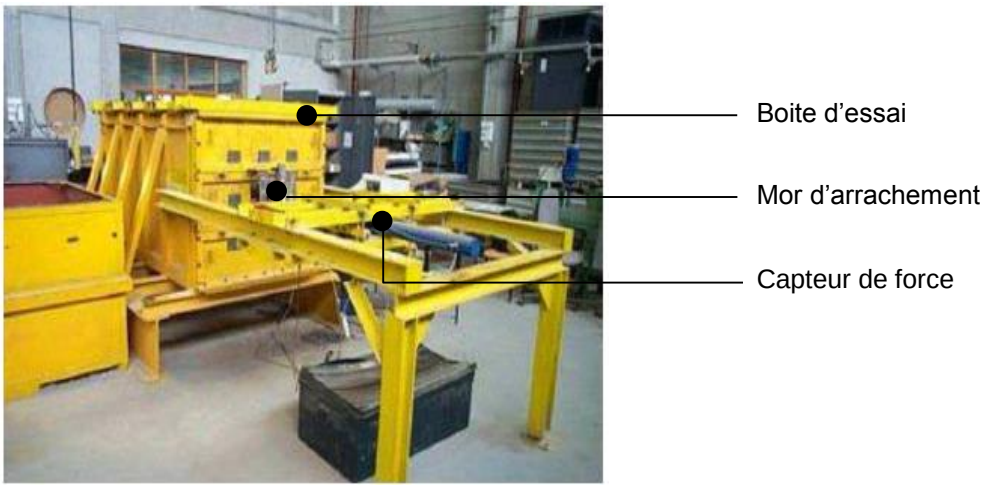


Figure A-11. Boite d'essai d'extraction au laboratoire PITAGOR à l'INSA Lyon (Crédit photo, Lajevardi (2013)).

Par ailleurs, il existe d'autres variantes de cet essai qui permettent d'extraire le GSY avec une force constante (ou appliquée par incréments réguliers). La méthode de chargement à force constante peut être utilisée en fluage en maintenant les conditions de chargement pendant une durée comprise entre 100 h et 10 000 h.

Pour la caractérisation des GGR qui présentent une structure maillée ouverte, l'essai d'arrachement semble plus adapté dans la mesure où il permet de prendre en compte l'ensemble des mécanismes interagissant au niveau du contact GGR-sable. En effet, en plus des forces de frottement GGR-matériau granulaire sur les 2 faces du produit, l'essai d'arrachement permet de prendre en compte les phénomènes de contact grains-grains ou d'imbrication (interlocking) à travers les mailles de la GGR et la butée (auto-blocage des grains) au sein des mailles (Figure A-12). De plus, dans le cas de l'utilisation d'un GSY à structure ouverte comme c'est le cas pour une GGR, on observe souvent une augmentation des contraintes normales appliquées sur le produit qui entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement de l'interface : c'est le phénomène de la dilatance empêchée. En conséquence, l'addition de ces phénomènes lors de l'utilisation d'une GGR peut aboutir dans certains cas à des valeurs de coefficient de frottement (ϕ_interface / ϕ_matériau_granulaire) calculées supérieures à 1. De ce fait, les GGR présentent généralement de bonnes caractéristiques d'interface.

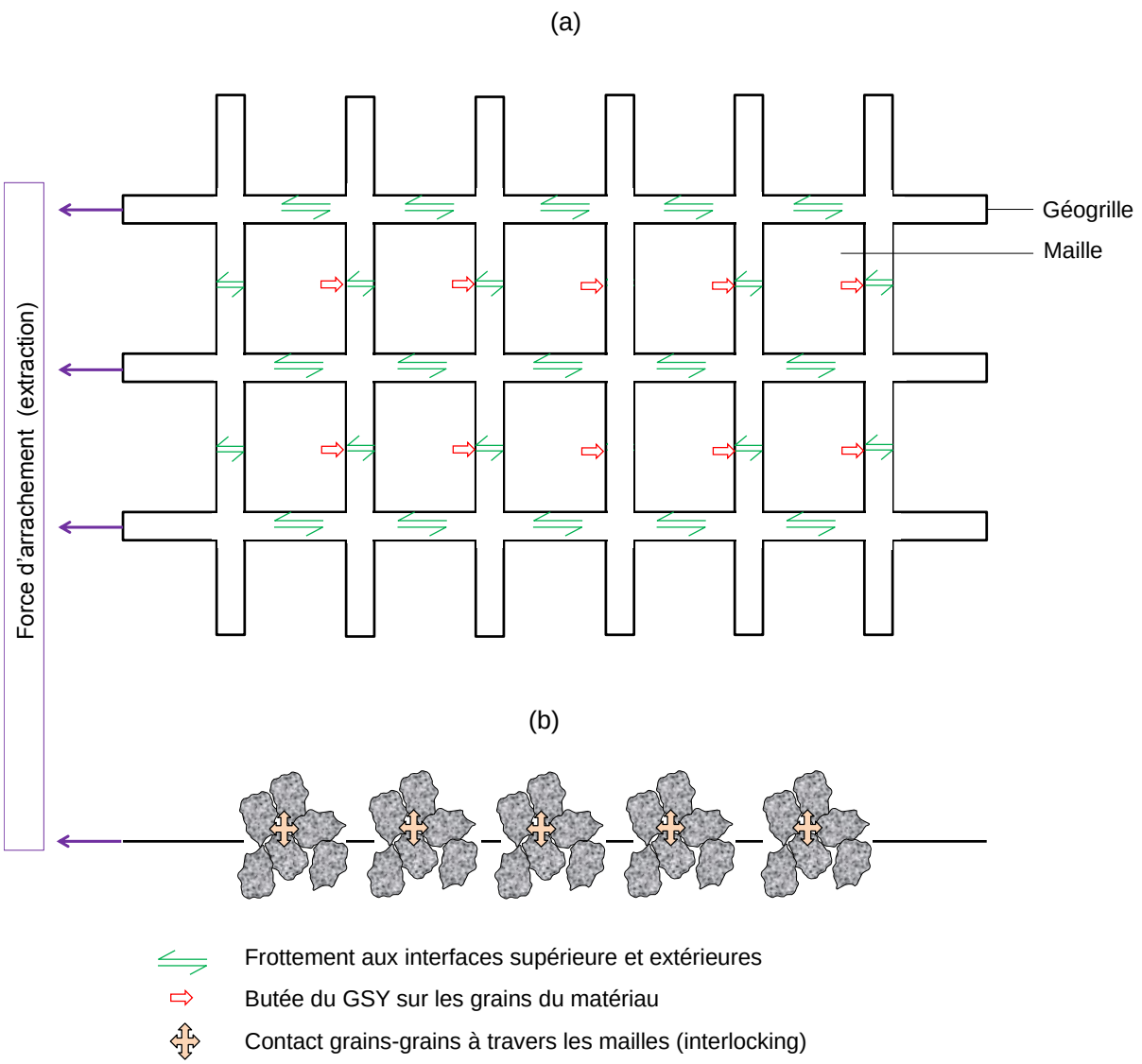


Figure A-12. Illustration des mécanismes intervenant dans le comportement du contact entre une géogrille et un matériau granulaire (a) vue en plan (b) vue en coupe.

En outre, quelle que soit la méthode d'extraction, il est à souligner que le serrage du GSY au niveau du mors d'arrachement constitue une difficulté majeure. En effet, il faut s'assurer que le serrage ne soit pas trop lâche de sorte à ce qu'il n'y ait pas de glissement. Aussi, un serrage excessif fragilise le produit et donc entraine une rupture prématurée. C'est la raison pour laquelle la norme d'essai NF EN ISO 12957-1 (AFNOR, 2005) préconise de rejeter systématiquement tous les essais pour lesquels une rupture évidente au niveau des mors a eu lieu.

Dans le cadre de cette thèse, plusieurs séries d'essais sur des GGR sous fort confinement (50 à 100 kPa) ont été réalisés sur le banc d'extraction (Figure A-11) du laboratoire PITAGOR (INSA Lyon). Cependant, malgré toutes les précautions prises (par exemple le changement du mors), des résultats exploitables n'ont pu être obtenus car une rupture prématurée se produisait au niveau du mors. Il semble que cette difficulté pour la réalisation des essais

d'extraction sous fort confinement soit rencontrée par plusieurs auteurs, car dans la bibliographie consultée, la majorité des tests sont conduits sous des contraintes de confinements inférieures à 50 kPa (Lopes and Lopes, 1999, Lajevardi et al., 2014).

Pour contourner cette difficulté, l'essai classique de cisaillement direct pour la caractérisation du comportement d'interface des GGR a été modifié afin de prendre en compte les phénomènes d'interlocking et d'auto-blocage des grains au sein des mailles.
Comme le montre la Figure A-13, un géocomposite accroche-terre a été disposé en fond du boiter d'essai afin de retenir les particules de sol sous la GGR et de permettre un contact grains-grains entre les mailles de la GGR.

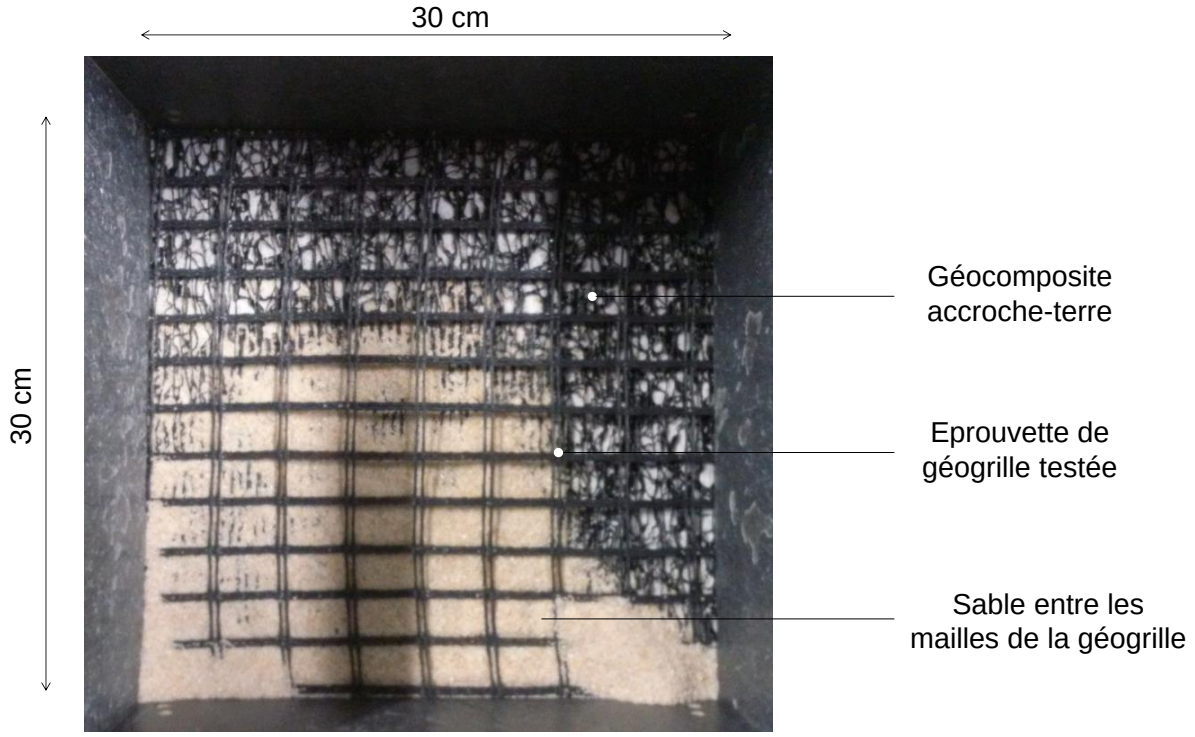


Figure A-13. Adaptation de l'essai de cisaillement direct utilisée dans le cadre de cette thèse.

VII. Conclusions

Ce chapitre a permis de présenter les quatre familles de GSY que sont les géotextiles, les produits apparentés aux géotextiles (notamment les géogrilles), les géomembranes et les géosynthétiques bentonitiques, qui sont utilisées dans les ISDND.
Ces produits se différencient non seulement par leur nature polymérique (polypropylène, polyéthylène haute densité, etc.), mais aussi par leur mode d'assemblage (extrudés, non-tissés, etc.). Outre leur nature polymérique et leur mode d'assemblage, ces GSY peuvent également se différencier selon leur fonction principale. Huit fonctions (séparation, filtration, étanchéité, drainage, protection, anti-érosion, renforcement et relaxation de contraintes) ont été identifiées.
Par ailleurs, pour garantir la bonne efficacité des GSY, ils doivent présenter des caractéristiques mécaniques adaptées aux sollicitations mécaniques auxquelles ils sont

soumis. Ce chapitre a présenté l'essai de traction et l'essai de cisaillement direct qui ont été retenus dans cette thèse pour la caractérisation respectivement des GSY et des interfaces GSY-GSY et GSY-sol.

Après avoir présenté les 4 grandes familles de GSY utilisés dans les ISDND et les moyens de caractérisation mécaniques, le chapitre II suivant se concentrera sur la manière dont ces GSY sont utilisés dans la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND. A cet effet, un état de l'art sur les différentes structures de BSA et BSP mis en œuvre dans le cadre d'une vingtaine de projets d'extension d'ISDND dans 6 pays a été réalisé. Les pratiques sécuritaires issues de l'analyse de cet état de l'art permettront de proposer une coupe type pouvant servir de base pour la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND. L'ensemble des cas d'études présentés dans les parties B et C de cette thèse, intégreront par défaut cette conception de BSA et BSP.

CHAPITRE II

DISPOSITIFS D'ETANCHEITE, DRAINAGE ET DE RENFORCEMENT PAR GEOSYNTHETIQUES UTILISES DANS LE CADRE DES EXTENSIONS D'ISDND

I. Introduction

Dans le chapitre précédent, les 4 grandes familles de géosynthétiques (GSY) ont été présentées. Il s'agissait des géotextiles (GTX), produits apparentés aux géotextiles (notamment les géogrilles : GGR), les géomembranes (GMB) et les géosynthétiques bentonitiques (GSB).

Ce chapitre montrera comment ces GSY sont utilisés dans la conception des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP). Nous nous intéresserons dans un premier temps aux BSA et BSP des ISDND classiques car leur conception est réglementée. Les principes fondamentaux sur lesquels leur conception est basée et les exigences techniques de la réglementation française en vigueur seront discutés. De même, les exigences relatives aux BSA et BSP des ISDND classiques seront présentées car, en l'absence de réglementations claires spécifiques aux extensions d'ISDND, la conception de leurs BSA et BSP s'inspire de celles des ISDND classiques.

Puis, dans un second temps, une coupe type pouvant servir de base pour la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND, sera définie. Cette coupe type a été élaborée à partir d'un état de l'art qui a été réalisé sur les structures de BSA et BSP de 22 projets d'extension d'ISDND dans 6 pays à travers le monde.
L'agencement des GSY dans cette coupe type sera ensuite retenu pour les études réalisées dans les parties B et C de cette thèse.

II. Cadre réglementaire

Dans la suite de ce chapitre, les exigences réglementaires retenues en France dans le cadre de la conception des BSA et BSP en ISDND seront d'abord présentées. Puis, les pratiques courantes retenues dans le cadre de projets d'extensions à travers le monde seront mis en exergue. En effet, il est essentiel de montrer d'abord les principes fondamentaux sur lesquels sont basées les conceptions des structures types des BSA et BSP car, en l'absence de réglementations claires et de guides spécifiques aux extensions, les structures retenues pour les extensions s'inspirent également de ces principes.

II.1. Exigences pour les ISDND classiques

II.1.1. Barrières de sécurité passive et active et concept d'équivalence

En France, les ISDND sont soumises à l'arrêté du 15/02/2016 relatif aux ISDND. La réglementation française en vigueur exige la mise en place de deux niveaux d'étanchéité complémentaires en fond et sous les casiers de stockage de déchets. Ces deux niveaux que sont les barrières de sécurité active (BSA) et passive (BSP) doivent répondre aux exigences techniques de la réglementation. Le Tableau A-2 récapitule les exigences réglementaires relatives aux BSA et BSP des ISDND classiques.

Barrière de sécurité active

D'abord, la BSA doit être constituée d'une GMB (nature et épaisseur non précisée) pour assurer l'étanchéité active de la barrière. En fond de casier, la GMB est surmontée par « *une couche de drainage d'une épaisseur minimale de 50 centimètres, constituée d'un réseau de drains permettant l'évacuation des lixiviats vers un collecteur principal complété d'une structure granulaire artificielle ou naturelle dont la perméabilité est supérieure ou égale à* 1.10^{-4} *m/s* » (article 9 de l'arrêté du 15/02/2016).

De plus, « u*n GTX antipoinçonnant est intercalé entre la GMB et le matériau constitutif de la couche de drainage si celle-ci présente un risque d'endommagement de la géomembrane. Sur les flancs du casier, le dispositif d'étanchéité est recouvert de géotextile de protection ou de tout dispositif équivalent sur toute sa hauteur* » (article 9 de l'arrêté du 15/02/2016).

Barrière de sécurité passive

En ce qui concerne la BSP, elle est constituée d'une couche de faible perméabilité pouvant être le milieu géologique naturellement en place ou un matériau reconstitué. La BSP a un rôle de sécurité à long terme et ne doit pas être sollicitée pendant l'exploitation du casier. La BSP permet d'assurer à long terme la prévention de la pollution des sols, des eaux souterraines et de surface par les déchets et les lixiviats (MEDDE, 2016).

La réglementation en vigueur relative à l'étanchéité en fond de casier, à travers l'article 8 de l'arrêté du 15/02/2016 précise que la BSP est « *constituée du terrain naturel en l'état répondant aux critères suivants : le fond d'un casier présente, de haut en bas, une couche de perméabilité inférieure ou égale à* 1.10^{-9} *m/s sur au moins 1 mètre d'épaisseur et une couche de perméabilité inférieure ou égale à* 1.10^{-6} *m/s sur au moins 5 mètres d'épaisseur ;les flancs d'un casier présentent une perméabilité inférieure ou égale à* 1.10^{-9} *m/s sur au moins 1 mètre d'épaisseur.*».

Par ailleurs, le même article précise que « *lorsque la barrière géologique ne répond pas naturellement aux conditions précitées, elle est complétée et renforcée par d'autres moyens présentant une protection équivalente. L'épaisseur de la barrière ainsi reconstituée ne doit pas être inférieure à 1 mètre pour le fond de forme et à 0,5 mètre pour les flancs jusqu'à une hauteur de deux mètres par rapport au fond* »

Ainsi, la réglementation permet l'utilisation de GSY dans la conception de la BSP à condition de démontrer que cette utilisation permet d'atteindre un niveau de protection au moins équivalent à la solution de base.

Au niveau européen également, on peut rappeler la Directive du Conseil n° 1999/31/CE du 26 /04/1999, qui précise en section 3.2 de son Annexe I que « *la base et les côtés de la décharge doivent être constitués d'une couche minérale répondant à des exigences de perméabilité et d'épaisseur dont l'effet combiné, en termes de protection du sol, est au moins équivalente à celui résultant des exigences suivantes (…) décharges pour déchets non dangereux :* $K \leq 1.10^{-9}$*m/s* ». Les détails techniques de cette notion d'équivalence en étanchéité, sont données dans la version 2 du « guide de recommandations pour l'évaluation de l'équivalence en étanchéité passive d'installation de stockage de déchets » du ministère de l'écologie, du développement

durable et de l'énergie en France (MEDDE, 2009). Une nouvelle version mise à jour de ce guide devrait sortir pour la fin 2016 ou début 2017

De par la souplesse qu'offrent les différentes réglementations relatives aux ISDND, il est possible d'envisager différentes configurations de BSA et BSP sous réserve qu'elles respectent la réglementation (cf. Tableau A-2).
Il est important de souligner que les systèmes de drainage et d'étanchéité « équivalents » à la solution classique présentés dans le Tableau A-2 ci-dessus, ne peuvent être utilisés systématiquement. En effet, ils ne doivent être utilisés que dans des cas particuliers définis par le guide d'équivalence (MEDDE, 2009) et l'article 10 de l'arrêté du 09/09/1997 modifié à savoir l'existence d'un contexte géologique et hydrogéologique favorable au droit de l'ISDND. Toutefois, l'arrêté en vigueur du 15/02/2016 ne donne aucune précision particulière concernant les conditions nécessaires à l'équivalence.

Tableau A-2. Coupe type réglementaire des BSA et BSP utilisées dans les ISDND.

Barrières de sécurité	Fonctions	Matériaux	
		Fond de casier	Flanc de casier
BSA	Drainage	Granulaire (épaisseur ≥ 0,5 m avec K ≥ 1,0 x 10^{-4} m/s) ou système de drainage équivalent : GCP-D[1] + granulaire	GCP-D[1]
	Etanchéité active	Géomembrane (GMB)[2]	Géomembrane (GMB)[2]
BSP	Etanchéité passive	Couche minérale (épaisseur ≥ 1 m avec K ≤ 1,0 x 10^{-9} m/s) ou système d'étanchéité équivalent : argile + GSB[3] ou argile + sol traité (SBP[4], …)	Couche minérale (épaisseur ≥ 1 m avec K ≤ 1,0 x 10^{-9} m/s) ou couche minérale (épaisseur ≥ 0,5 m avec K ≤ 1,0 x 10^{-9} m/s) sur une hauteur de 2 m par rapport au fond + GSB[3] ou sol traité (SBP[3], …)
	Atténuation	Terrain naturel (épaisseur ≥ 5 m avec K ≤ 1,0 x 10^{-6} m/s)	Terrain naturel

[1] Géocomposite de drainage
[2] Géotextile ou GCP-D de protection systématiquement disposée sur la face supérieure
[3] Géosynthétique bentonitique
[4] Sable-bentonite-polymère

Par ailleurs, bien que la majorité des BSA et BSP correspondent à cette structure type à quelques détails près, on note tout de mêmes des différences quant à la nature des matériaux utilisés (GSB ou sable bentonitique polymère : SBP, etc.) ainsi que sur leurs épaisseurs (0,5m de matériaux granulaires ou moins en association avec un GCD, etc.).

Enfin, on notera qu'il est possible de rencontrer d'autres types de BSA et BSP plus complexes. A titre d'exemple, le CFG (1995) a présenté des systèmes d'étanchéités doubles par géomembrane (Figure A-14a) et d'étanchéité combinée double géomembrane / matériaux argileux (Figure A-14b) sans toutefois préciser les conditions d'utilisation de ces systèmes. Comme leur nom l'indique, ces systèmes présentent deux GMB à la différence des systèmes classiques qui n'en présentent qu'une seule. Une structure de drainage est intercalée entre les 2 GMB afin de drainer des éventuels flux traversant la GMB supérieure du fait d'un vieillissement ou endommagement de cette dernière.

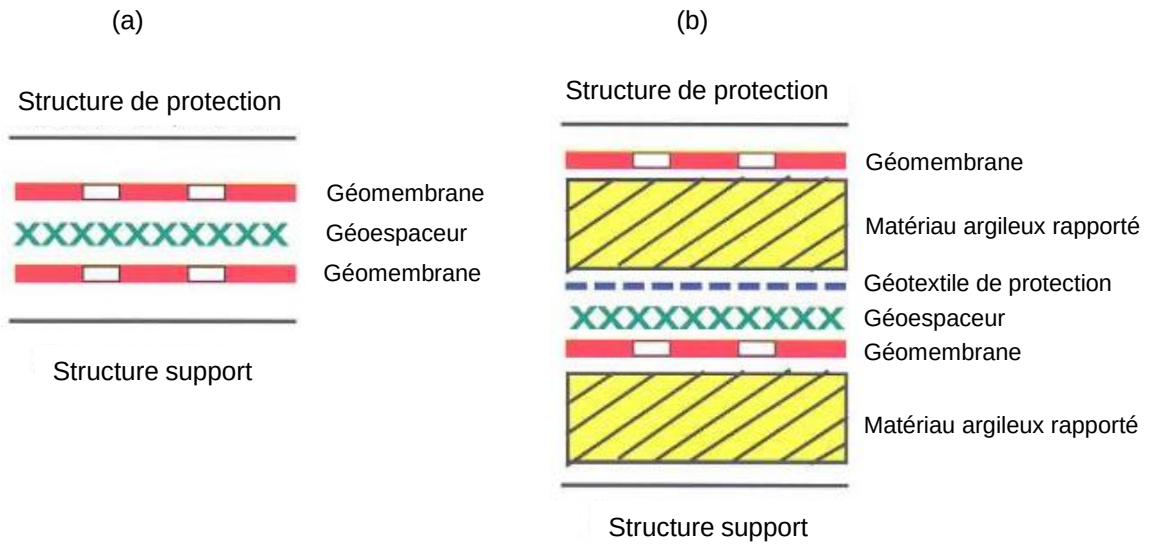


Figure A-14. Exemples de dispositif d'étanchéité par géomembrane présentés par le CFG (a) Etanchéité double par géomembrane (b) étanchéité combinée double géomembrane / matériau argileux (CFG, 1995).

II.1.2. Indépendance hydraulique

Même s'il n'est pas explicitement défini dans l'arrêté du 15 février 2016, le terme d'« indépendance hydraulique » renvoie à la construction des casiers de manière à ce que les lixiviats produits au niveau d'un casier ne puissent pas s'infiltrer vers un autre casier. Cette condition serait ainsi définie afin de ne pas modifier le système et l'équilibre hydrique des casiers.

Après avoir considéré les grands principes (équivalence, indépendance hydraulique, etc.) et les réglementations qui encadrent la conception des BSA et BSP des ISDND classiques, la section suivante présentera les exigences relatives aux extensions d'ISDND.

II.2. Exigences pour les extensions d'ISDND

En ce qui concerne les extensions d'ISDND, compte tenu du fait qu'il n'existait aucune réglementation ou encore aucun guide spécifique aux extensions d'ISDND pendant de nombreuses années, les mêmes spécifications issues des réglementations relatives aux ISDND (§ II.1) s'appliquaient donc naturellement au cas des extensions. Ainsi, les notions

d'indépendance hydraulique des casiers et d'équivalence en étanchéité et drainage sont restées inchangées.

En France, un seul article de l'arrêté ministériel du 15/02/2016 relatif aux ISDND, est dédié aux extensions d'ISDND. Il s'agit de l'article 10 qui précise que : « u*ne extension de la zone exploitée au droit ou en appui sur des casiers existants ne peut être réalisée que sur un massif de déchets ne présentant pas de risque de tassements qui par leur amplitude peuvent affecter le bon fonctionnement des barrières de sécurité passive et active. L'exploitant en apporte la preuve. L'exploitant apporte également la preuve de la stabilité du casier construit au droit ou en appui sur des casiers existants. Si les dispositifs d'étanchéité du casier existant ne sont pas conformes aux prescriptions du présent arrêté, une barrière de sécurité passive conforme à l'article 8 est mise en place sur le fond et les flancs des nouveaux casiers* ».

Ainsi tout projet d'extension portant sur des casiers existants dont les barrières de sécurité ne sont pas conformes à l'arrêté du 15 février 2016 nécessite la mise en œuvre d'une nouvelle BSP entre les anciens et les nouveaux déchets.
Par ailleurs, si l'on considère le cas où l'ancien casier dispose de BSA et BSP conformes à la réglementation, l'article 10 laisse supposer qu'il n'est pas nécessaire de mettre en place des BSA et BSP sous les nouveaux casiers construits en appui sur les anciens. Cette hypothèse est contraire au concept d'indépendance hydraulique, car les lixiviats du nouveau casier vont nécessairement percoler vers l'ancien casier, à moins de considérer l'ensemble nouveau casier + ancien casier comme un seul casier. De plus, aucun élément dans l'arrêté ne fait référence aux spécificités des BSA et BSP des extensions, comme par exemple, le drainage des flux liquides et gazeux sous la BSP, ou encore de la mise en place d'un GSY de renforcement sous la BSP. Sur ce dernier point, la tendance générale jusqu'à maintenant, était de dimensionner le GSY de renforcement de manière à limiter la déformation de la BSA (GMB) ; Si l'on considère que le GSY de renforcement doit également protéger la BSP (argile), les hypothèses des calculs doivent être revues en conséquence. Ce point sera discuté en détail plus loin dans ce manuscrit (chapitre IV, § II.3.2).

Ainsi même si la nouvelle réglementation française (arrêté du 15 février 2016) apporte des éléments nouveaux pour la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND, il est évident qu'elle ne permet pas de les concevoir.

Aussi, à l'initiative du ministère de l'environnement de l'énergie et de la mer, un groupe de travail auquel je participe, s'est constitué pour l'élaboration d'un « *Guide de recommandations pour la conception des casiers d'ISDND en appui sur des casiers anciens* ». Ce guide qui vient en complément de la législation, devrait permettre de faire évoluer le niveau d'exigences techniques pour la conception des extensions d'ISDND. La publication de ce guide est prévue pour en 2017.

En dehors de la France, on peut citer le guide allemand « Déchets sur déchets » (Verband Kommunaler Unternehmen, 2015) de septembre 2015 qui donne quelques recommandations techniques sur la conception de des barrières de sécurité intermédiaires.

Par ailleurs, aux USA et dans dans l'état du Maine en particulier, l'absence de réglementations propres aux extensions d'ISDND a conduit certains concepteurs à extrapoler la réglementation en vigueur concernant les ISDND aux extensions d'ISDND. C'est le cas par exemple du projet d'extension de l'ISDND du Maine, dans le cadre duquel, Grillo et al. (2001) ont retenu, comme base de conception, les exigences du département de la protection de l'environnement du Maine (MEDEP) avec l'hypothèse selon laquelle le contexte d'extension se rapprocherait de celui d'une ISDND construite sur un substratum fracturé et fissuré. Cette réglementation relative aux milieux fracturés imposait alors l'emploi d'une double étanchéité permettant de constituer un système de détection de fuite. Ce système à double étanchéité est en fait constitué de 2 GMB entre lesquelles est intercalé un géocomposite de drainage (Figure A-14b).

Après avoir discuté des réglementations et guides actuels relatifs aux ISDND et extensions d'ISDND, la section suivante analysera les pratiques courantes de conception des BSA et BSP. Cette analyse qui porte sur 22 projets d'extension d'ISDND à travers le monde, permet de dégager les pratiques les plus sécuritaires considérées à ce jour pour garantir la stabilité et l'intégrité structurelle des BSA et BSP. A la lumière de ces pratiques sécuritaires, une coupe type de BSA et BSP pour les extensions d'ISDND sera proposée.

III. Etat de l'art sur les conceptions des BSA et BSP des extensions d'ISDND

Cette section mettra en évidence les différents modes de conception des BSA et BSP. Il s'agira de montrer comment ces GSY sont agencés au sein de ces BSA et BSP. Une attention particulière sera accordée aux GMB et GGR car ce sont les éléments essentiels eu égard à l'étanchéité et au renforcement des BSA et BSP.
Nous débuterons par la présentation de la première extension d'ISDND en 1987 afin de voir comment la conception des BSA et BSP des extensions a évolué depuis ce projet initial.

III.1. La première structure de BSA et BSP dans un projet d'extension d'ISDND

En mai 1987, bien avant l'existence de toute réglementation traitant des extensions verticales d'ISDND dans l'état de New-York (USA), la première extension verticale (ISDND de Blydenburgh) a été conçue, avec déjà, la prise en compte de la stabilité au glissement translationnel et de l'intégrité structurelle du dispositif d'étanchéité vis-à-vis des tassements (Tieman et al., 1990). Cette structure d'étanchéité était constituée d'une BSA (GMB + couche de sable de drainage). Afin de disposer d'une structure à même de résister aux risques d'effondrement localisés et tassements différentiels, les concepteurs ont eu l'idée de mettre en œuvre deux GGR en PE disposés perpendiculairement l'une à l'autre (Tieman et al., 1990, Barbagallo and Druback, 1997) et intercalées dans une couche granulaire. La position de la GGR a été ainsi définie dans le but d'accroitre la mobilisation des frottements au niveau de la GGR (phénomènes d'interlocking et d'auto-blocage, cf. chapitre I, § VI.2). C'est la première fois qu'une GGR était utilisée dans une ISDND pour une application de renforcement sur

cavité (Whelton and Wrigley, 1987). L'ensemble a été recouvert par 0,3 m de sable pour le drainage des lixiviats. La Figure A-15 présente la coupe type de la structure de la BSA renforcée mise en œuvre dans le cadre de ce projet. On distingue de bas en haut : une couche de sable existante servant de couverture de l'ancien casier et de support pour la BSA du nouveau casier ; 2 GGR disposées perpendiculaires dans un matelas de 0,6 m de matériaux frottant ; une GMB en PEHD de 2,03 mm d'épaisseur surmonté par un géofilet de drainage, un filtre et une couche de sable de 0,3m pour le drainage des lixiviats.

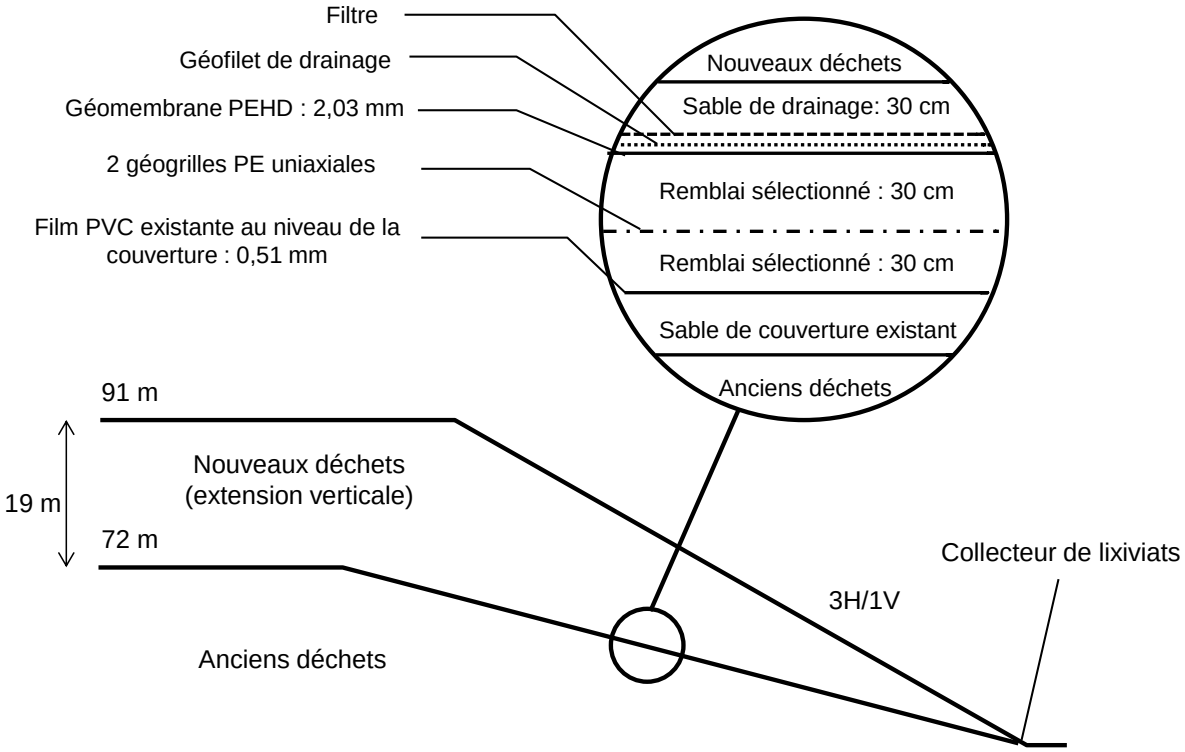


Figure A-15. Structure des BSA et BSP intermédiaires sur l'ISDND de Blydenburgh (Tieman et al. (1990) modifié).

III.2. Description et analyse des 22 structures de barrières de sécurité active et passive intermédiaires mis en œuvre dans le cadre de projets d'extension

Le Tableau A-3 présente les principales caractéristiques des BSA et BSP mises en œuvre dans le cadre des 22 projets d'extension d'ISDND. Ces projets réalisés entre 1987 et 2015, concernent 6 pays différents : l'Australie, le Canada, la Chine, les Etats unis (USA), la France et le Royaume-Uni.

Cette synthèse est issue d'une large recherche bibliographique et d'échanges avec plusieurs chercheurs et ingénieurs (Royaume-Uni, USA, etc.) travaillant sur ce sujet. Par ailleurs, la distribution statistique des éléments (type de GSY, etc.) utilisés dans les barrières de sécurité des casiers en extension est représentée sur la Figure A-16.

Tableau A-3. Caractéristiques principales des différents projets d'extension d'ISDND étudiés (Tano et al., 2015b).

Pays	Année, site	Type	GGR	PEHD[1]	Text[2]	DDG[3]	DDL[4]	Références
France	2011, Site A	L						C.A.M (2011)
	2011, Site B	M	×	×				Ecogeos (2011) inédit, rapport d'études (RE)
	2012, Site C	V	×	×				Ecogeos (2012) inédit, RE
	2013, Site D	M		×	×			Inédit
	2013, Site E	M	×	×		×		Ecogeos (2011) inédit, rapport d'études, RE
	2014, Site F	M	×	×				BRGM (2009) ; Ecogeos (2010) inédit, RE
USA	1987, Blydenburgh	V	×	×	×[7]			Tieman et al. (1990), Barbagallo and Druback (1997)
	1990, Frederick County	V	?	×	?	?	?	Law et al. (2013)
	1991, South Alleghenies	M	×	×				Dayal et al. (1991)
	1995, Peabody	M		×[5]	×		×	Stulgis et al. (1996)
	1996, Colonie	M	×	×				Barbagallo and Druback (1997)
	1999, Johnston County	M		×[5]	×			Pieter (2010)
	2001, Maine	L	×	×	×[7]		×	Grillo et al. (2001)

Pays	Année, site	Type	GGR	PEHD[1]	Text[2]	DDG[3]	DDL[4]	Références
	2004, Nobles County	M		×		×		Lynott (2004)
	2012, South Hadley	V		×				Wehler (2011), Sochovka et al. (2012)
	2013, Kekaha	M	×	×				AECOM (2013)
Canada	2003, RIEDSBM	M	×	×	×			Bouthot et al. (2003), Blond et al. (2005)
	2010, Regina	M		×				Mihial and Wright (2011)
U.K.	2005, Danes Moss	V?	×	×	×			http://www.trisoplast.fr/downloads/2005_Danes_Moss_EN.pdf
Chine	2009, Qizishan	M	×	[6]		×		Chen et al. (2009b), Chen et al. (2011)
	2011, SENT	M		×		×	×	http://www.epd.gov.hk/eia/register/report/eiareport/eia_1432007/html/Section3.htm
Australie	2015, MLRMC	M	×	[6]	×[7]	×		G.A (2011) ; AECOM (212)

[1]*Géomembrane en polyéthylène haute densité (PEHD)*
[2]*Géomembrane texturée*
[3]*Dispositif de drainage des gaz*
[4]*Dispositif de drainage des lixiviats sous l'extension*
[5]*Géomembrane en polyéthylène basse densité linéaire (PEBDL) mise en œuvre sur certaines zones*
[6]*Géomembrane en polyéthylène basse densité linéaire (PEBDL) mise en œuvre sur l'intégralité des surfaces*
[7]*Géomembrane lisse mise en œuvre sur certaines zones*

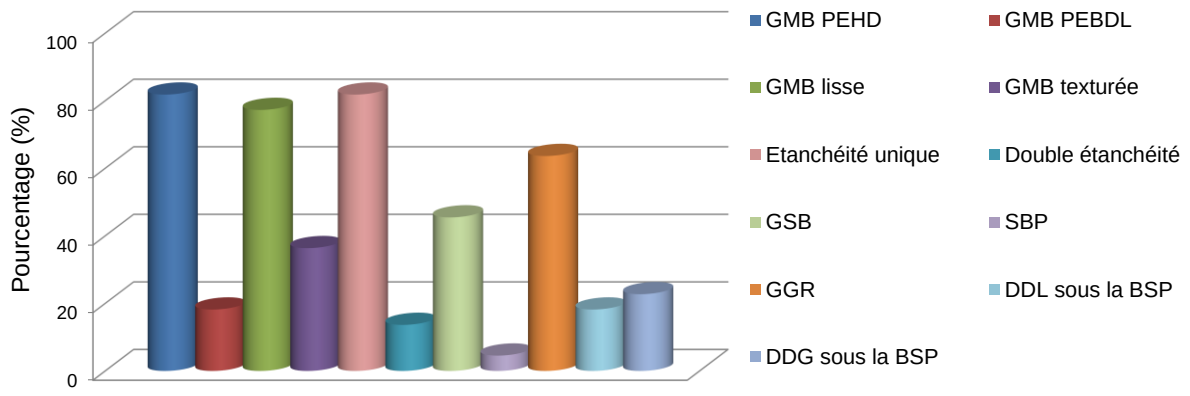


Figure A-16. Distribution statistique des composants utilisés dans les barrières de sécurité des casiers en extension (Tano et al., 2015b).

L'analyse des caractéristiques des différents projets d'extension d'ISDND récapitulés dans le Tableau A-3 et la Figure A-16 permettent de dégager plusieurs points intéressants en ce qui concerne les géogrilles de renforcement, les géomembranes ainsi que les couches de drainage utilisées au niveau des BSA et BSP du nouveau casier. Ces éléments sont discutés dans la suite de cette section par fonction (renforcement, étanchéité et drainage).

III.2.1. Fonction renforcement

Depuis les années 1950, les GGR sont traditionnellement utilisées pour le renforcement des sols, la stabilisation des pentes (Schmertmann et al., 1987, Ponterosso and Fox, 1999) ou encore des sols de fondation présentant de mauvaises caractéristiques mécaniques (Tieman et al., 1990, Rowe and Skinner, 2001, Sharma et al., 2009).

Dans le cadre des extensions d'ISDND, les GGR sont utilisées au niveau des BSA et BSP dans le but de ponter les tassements et les éventuels effondrements localisés (cavités) sous les BSA et BSP (Sharma and Lewis, 1994). En support des BSA et BSP, le renforcement par GSY permettrait de garantir l'intégrité structurelle du DEDG vis-à-vis des déformations des anciens déchets. On pourrait alors parler de dispositif de renforcement, d'étanchéité et de drainage par géosynthétiques (DREDG).

Depuis le 1er projet d'extension de l'ISDND de Blydenburgh où a été utilisée pour la 1ère fois une GGR au niveau de la BSA et BSP (Figure A-15), cette pratique d'intégration d'une GGR de renforcement dans la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND, s'est peu à peu étendue à d'autres projets. En effet, comme on peut le voir sur la Figure A-16, 63 % des cas étudiés intègrent un GSY de renforcement sous les BSA et BSP. Sur quelques sites aux USA à l'instar des extensions d'ISDND de Southern Alleghenies en Pennsylvanie (Dayal et al., 1991) et de Colonie à New-York (Barbagallo and Druback, 1997) ou encore en Chine pour l'ISDND de Qizishan (Chen et al., 2009c, Chen et al., 2011), 2 nappes de GGR ont été installées à différents niveaux de la barrière, sans doute dans l'objectif d'accroître la résistance mécanique.

A l'opposé, on note l'absence de toute GGR de renforcement sur certains sites. On peut citer par exemple en France, les sites A et D ou encore au Canada, l'ISDND de Regina (Mihial and

Wright, 2011) et aux USA sur les sites de Johnston County en Caroline du nord (Scheer, 2010) et de South Hadley au Massachusetts (Wehler, 2011, Sochovka et al., 2012).

III.2.2. Fonction étanchéité

III.2.2.1. Etanchéité active : géomembranes

- **Nature du polymère**

Le choix du polymère de la GMB est très important car les propriétés du polymère influencent directement son comportement. Comme présenté sur la Figure A-16 et dans le Tableau A-3, toutes les GMB utilisées au niveau des BSA sont en PE dont 80% en PEHD. Le PEHD est très largement utilisé compte tenu de son excellente inertie chimique (Frobel and Sadlier, 1997). Plus encore, sur les sites recensés en France, toutes les GMB utilisées sont en PEHD ; en effet, les GMB en polyéthylène basse densité linéaire (PEBDL) sont peu utilisées en France (Benneton and Girard, 2004). Toutefois, il n'est pas rare de trouver des GMB en PEBDL sur des sites d'extension d'ISDND en Australie, en Chine ou encore aux USA. On peut citer par exemple les extensions d'ISDND de Peabody en 1995, de Johnston County en 1999 ou encore de Mugga Lane Resource Management Centre où des GMB en PEBDL ont été intégrées dans la conception de la barrière intermédiaire. Le choix du PEBDL est motivé par sa grande flexibilité et son bon comportement en traction qui lui permettraient d'être plus à même de résister aux tassements différentiels. En effet, compte tenu de leur bonne résistance à la déformation en traction, les GMB en PEBDL associées à un GSB sont souvent utilisées au niveau des BSA et BSP dans le cadre des extensions d'ISDND (Golder Associates, 2011). Un cas particulier est celui du site de Peabody (cf. Tableau A-3) sur lequel les GMB en PEBDL en PEHD ont toutes les deux été utilisées (Scheer, 2010).

- **Type de géomembrane : lisse ou texturée**

Associées souvent à un GSB ou une couche d'argile, les géomembranes utilisées dans les BSA et BSP intermédiaires sont de 2 types : les GMB lisses et les GMB texturées. En analysant l'ensemble des structures des barrières décrites dans le Tableau A-3 et sur la Figure A-16, on note que les 2 types de GMB sont largement utilisés même si les GMB lisses représentent 70 % des GMB utilisées. En France, la réglementation et les recommandations du Comité Français des Géosynthétiques préconisent de limiter l'utilisation de la GMB à la seule fonction d'étanchéité tout en évitant de la soumettre à des sollicitations mécaniques de type traction ou compression (CFG, 1995, MEDDE, 2007, AFNOR, 2010). En ce sens, la tendance générale sur les ISDND en France consiste à utiliser exclusivement les GMB lisses excepté le site D, où une GMB texturée double face a été utilisée. Allant dans le même sens que les recommandations françaises, selon Golder Associates (2011), une couche de glissement préférentielle devrait être disposée au-dessus des BSA et BSP de manière à ce que les déformations et forces tangentielles induites par les déchets sus-jacents ne soient pas transmises aux différentes couches des BSA et BSP. Mais cette pratique pourrait engendrer une instabilité si le plan de glissement artificiel ainsi créé présente une trop faible résistance au glissement.

Par ailleurs, lorsque les risques de glissement plan sont avérés, notamment sur les fortes pentes, les GMB texturées sont souvent utilisées. Sur les sites du Maine en 2001 (USA), de RIEDSBM en 2003 (Canada) ou encore de Danes Moss en 2005 (Angleterre), des GMB texturées ont été utilisées sur des talus de pente allant de 3H/1V à 4H/1V et des hauteurs de déchets de l'ordre de 20 à 30 m. Sur le site de Blydenburgh en 1987 aux USA (toute première extension d'ISDND), les 2 types de GMB (lisse et texturée) ont été utilisés selon les pentes du fond de casier de l'extension. Pour les faibles pentes inférieures à 6H/1V, des GMB lisses qui ont été utilisées alors que des GMB texturées ont été disposées sur les talus plus raides afin de mieux résister au glissement d'interface (Tieman et al., 1990).

- **Nombre de géomembranes : simple ou double étanchéité**

Alors qu'une seule GMB est utilisée au niveau de la BSA intermédiaire pour 80 % des sites étudiés, certains d'entre eux présentent une double étanchéité par GMB. Il s'agit par exemple des extensions de l'ISDND de Johnston County en 1999, du Maine en 2001 aux USA ou encore de RIEDSBM en 2003 au Canada. Sur les sites de Johnston County et de RIEDSBM, les anciens casiers ne disposaient d'aucune structure d'étanchéité en fond (Blond et al., 2005, Scheer, 2010) ; c'est la raison pour laquelle, les concepteurs ont opté pour une structure à double étanchéité. Selon Vogt (2006) et Golder Associates (2011), lorsque les nouveaux casiers de l'extension sont construits sur des casiers ne disposant d'aucun dispositif d'étanchéité ou présentent un dispositif ne respectant pas les réglementations modernes, il est nécessaire de mettre en œuvre sous les nouveaux casiers, une BSA à double étanchéité. Dans le cas où les anciens casiers ont été déjà étanchés conformément aux méthodes modernes, une BSA comprenant une seule GMB serait suffisante.

Concernant le site du Maine, l'usage de la double étanchéité a été motivé, comme évoqué précédemment (§ II) par la réglementation de l'état du Maine (MEDEP) qui imposait l'emploi d'une double étanchéité lorsque les ISDND sont construites sur des fondations fracturées. Grillo et al. (2001) ont en effet assimilé le contexte d'extension d'ISDND à celui d'une ISDND implantée sur un socle de fondations fracturé.

Cette même réglementation de l'état du Maine exige également la constitution d'un système de détection de fuite. Le principe de ce système est de mesurer la quantité de lixiviats évacuée par le dispositif de drainage situé entre les 2 GMB. Une quantité de lixiviats trop importante arrivant au niveau du collecteur extérieur indiquerait un endommagement de la GMB supérieure. Ce système de fuite associé à une double étanchéité, a été mis en œuvre sur les sites du Maine et de Johnston County.

A titre illustratif, la réglementation du Maine préconise de disposer de haut en bas les couches suivantes (Grillo et al., 2001) : 0,3 m de couche de protection – 0,3 m de sable de drainage – GCD – 1,5 mm de GMB en PEHD – 0,75 m d'argile compactée ($K<10^{-9}$ m/s) – GTX non tissé – 0,3 m de sable de drainage – 1 mm de GMB en PEHD – 0,3 m de sable de drainage – GGR – GCD – 0,15 m de tout venant (matériaux minéraux divers) .

III.2.2.2. Etanchéité passive : argile et/ou géosynthétique bentonitique et/ou sable-bentonite-polymère

Les GSB ou SBP sont utilisés pour renforcer les capacités d'étanchéité au niveau de la barrière passive qui est constituée normalement d'une couche d'argile compactée.
C'est le cas par exemple des sites de Blydenburgh, Southern Alleghenies, South Hadley et Regina.
Les GSB ont été utilisés dans environ 45 % des projets alors que seulement 1 projet a inclus un SBP au niveau de la BSP (Figure A-16). Dans les différents documents analysés pour cette analyse statistique, aucune explication n'a été donnée sur cette préférence pour les GSB. On peut tout de même noter que les GSB sont plus faciles à installer par rapport aux SBP dont la mise en œuvre nécessite l'installation d'une centrale de fabrication sur le site.

III.2.3. Fonction drainage

Les structures de drainage utilisées pour drainer les lixiviats en fond des nouveaux casiers au-dessus de la BSA seront distinguées de celles qui sont installées sous la BSP pour le drainage des flux éventuels de lixiviats et de gaz provenant de l'ancien casier.

D'abord comme structure de drainage en fond des nouveaux casiers, une couche de sable ou de matériaux granulaires perméables est souvent associée à un GSY de drainage (géofilet ou GCP de drainage) sur la GMB. L'épaisseur de cette couche de drainage est assez variable selon les sites avec des épaisseurs variant de 0,15 m (site de Danes Moss en Angleterre) à 0,6 m (sur le site du Maine aux USA). En plus du rôle de drainage, la couche granulaire jouerait également un rôle de protection des GSY contre les rayonnements UV et les actions mécaniques (Golder Associates, 2011) liées au trafic de chantier. En outre, des tubes perforés sont souvent insérés au sein de la couche granulaire pour accroitre sa capacité de drainage, collecter les lixiviats et les acheminer vers le ou les points bas du casier.

Par ailleurs, il n'a pas été mis en évidence de différence majeure entre la couche de drainage sous la BSP et la couche de drainage au-dessus de la BSA. Peu d'informations concernant cette couche de drainage sous-jacente sont présentes dans la littérature. En effet, seuls 18 % (sites de Peabody, Maine, SENT et site E) et 22 % (Nobles County, Qizishan, SENT, Site E and MLRMC) des cas étudiés ici comprennent respectivement une couche de drainage des lixiviats et une couche de drainage des gaz sous la BSP.

IV. Quelles spécifications techniques retenir pour les géosynthétiques utilisées dans les BSA et BSP des extensions d'ISDND ?

Nous avons vu dans la section précédente que la structure des BSA et BSP varie d'un site à un autre. La GGR de renforcement sous les BSA et BSP n'est pas systématiquement retenue. En ce qui concerne les GMB, certains projets considèrent des GMB en PEBDL même si l'usage du PEHD reste majoritaire (voire exclusif en France). Le type de GMB (lisse ou texturée) varie également d'un site à un autre.

Pour la suite de cette thèse, il nous faut définir un cadre de référence sur lequel se focaliseront les études menées dans les parties B et C de ce manuscrit. A cet effet, une coupe type qui sera retenue comme structure de base pour la conception des BSA et BSP, est proposée dans cette section. Cette coupe type est issue des pratiques les plus sécuritaires de conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND que nous avons pu identifier dans la section précédente. De plus, la structure que nous présentons dans cette section est basée sur des critères importants permettant de garantir sa stabilité mécanique et sa durabilité. Il s'agit principalement des critères de compatibilité chimique (nature du polymère) et de résistance mécanique. Une attention particulière sera accordée aux GMB et aux GSY de renforcement qui sont les principaux garants respectivement de l'étanchéité et de l'intégrité structurelle des BSA et BSP.
Dans la suite de cette section, les critères de sélection retenus pour chacune des 4 familles de GSY (GSY de renforcement, GMB, GSB et GTX) utilisées dans les BSA et BSP des extensions d'ISDND, seront présentées.

IV.1. Choix du géosynthétique de renforcement

Sur une cavité ouverte, la déflection du GSY au droit de la cavité et donc la déformation, dépend de l'amplitude des glissements (déplacements) du GSY de part et d'autre de la cavité. Les GGR et les GTX sont les 2 types qui peuvent être utilisés pour le renforcement sur cavité. Comme discuté précédemment (cf. Figure A-12), la structure ajourée des GGR permet de prendre en compte les mécanismes d'interlocking et de dilatance empêchée (cf. chapitre I, § VI.2) qui contribuent à améliorer le comportement à l'interface du produit. Ainsi, de manière générale, les GGR présentent une résistance au cisaillement (au glissement) aux interfaces, supérieure à celles des GTX. Ils permettront de ce fait de limiter la déflection et donc la déformation au droit de la cavité. Les GGR apparaissent comme étant les plus adaptées pour une utilisation sur cavité dans le contexte des extensions d'ISDND.
Toutefois, il serait intéressant de pouvoir vérifier que les matériaux au sein desquels la GGR est installée, ne passent pas à travers ses mailles si un vide survient sous la GGR.
Les critères de compatibilité chimique et de résistance mécanique à retenir sont présentés ci-après.

IV.1.1. Critère de compatibilité chimique : nature du polymère

Le GSY de renforcement doit être mis en œuvre au sein d'un matériau granulaire frottant dont les caractéristiques chimiques sont compatibles avec la nature du polymère utilisé. De ce point de vue, la plupart des GSY de renforcement peuvent être utilisés. Toutefois, si l'on considère un risque éventuel de contact du GSY de renforcement avec les lixiviats, la nature polymérique du GSY doit être alors choisie en conséquence. Une première cause de mise en contact est la remontée de lixiviats issus de l'ancien casier par capillarité et/ou par effet éponge jusqu'au GSY. Ce cas peut se présenter si un niveau de saturation important est présent au sein des anciens déchets et qu'aucune couche de drainage n'ait été disposée au-dessus de l'ancien casier. Une seconde cause possible, est la percolation de lixiviats d'abord à travers les défauts de la barrière active (GMB), puis à travers la couche d'étanchéité passive

(argile ou GSB ou SBP). En effet, malgré toutes les précautions prises (par exemple le plan de contrôle qualité) lors de l'installation des GMB, il n'en demeure pas moins qu'elles présenteront toujours des défauts après installation. On entend par défaut tout trou, ouverture, poinçonnement, déchirure, coupure (Touze-Foltz, 2002), éraflure ou entaille millimétrique dans la GMB qui peut être lié à l'état de surface de pose (argile mal compactée, aspérités, éléments anguleux ou silex, dénivelées, etc.), d'un mauvais assemblage des lès (défaut de soudure) ou de recouvrements (Phaneuf and Peggs, 2001) ou du poinçonnement de la GMB par la couche granulaire de drainage. Laine and Darilek (1993) et Colucci and Lavagnolo (1995) ont noté respectivement en moyenne 22,5 défauts par hectare sur un bassin de rétention et en moyenne 15,31 défauts par hectare sur 25 ISDND en Italie. Par ailleurs, la taille, la géométrie et le nombre de défauts dans une GMB peuvent varier d'un site à un autre. Giroud and Touze-Foltz (2003) notaient un nombre de défauts pouvant aller de seulement quelques-uns par hectare à une vingtaine par hectare.

En outre, Courard (1997) a montré que 1 trou dans une GMB en PEHD en excellent contact avec une couche d'argile de perméabilité 10^{-9} m/s compacté sur 0,9 m, peut aboutir à un débit de fuite d'environ 1 L/J/ha sous 0,3 m de charge hydraulique. En considérant uniquement la couche d'argile sans la GMB, le débit de fuite à travers la couche d'argile atteint 1152 L/J/ha. Dans ces conditions, il parait important de prendre en compte un risque de contact prolongé éventuel du GSY de renforcement avec les lixiviats.

Lorsqu'ils sont produits, les lixiviats jeunes présentent généralement un pH légèrement acide ou proche de la neutralité (entre 5,5 et 8). A long terme, les lixiviats ont en revanche tendance à devenir plus basiques avec des valeurs de pH proches de 9. Ce caractère basique (alcalinité) à long terme limite l'utilisation de produits en PET ou encore en aramide (AR) car ces polymères sont sujets à des phénomènes d'hydrolyse pour des pH > 9 (ISO/TR 20432, 2007, AFNOR, 2010). Il existe tout de même certaines GGR en PET donc les fils sont enrobés d'une couche de PE pour résister aux effets de l'alcalinité. Il conviendrait alors de s'assurer que cet enrobage permet d'assurer une protection suffisante sur le long terme, ce qui reste à prouver. A contrario, les GGR en PVA résistent aussi bien dans les milieux acides que dans les milieux basiques.

IV.1.2. Critère de résistance mécanique : traction, raideur résiduelle et fluage

Afin de jouer convenablement son rôle de renforcement sur cavité, le GSY de renforcement mis en œuvre doit présenter des caractéristiques mécaniques adaptées aux charges qui lui seront appliquées. Naturellement, le premier critère mécanique du GSY de renforcement est sa résistance à la traction qui lui permet de reprendre les efforts générés par les tassements différentiels ou l'apparition de cavités. De nos jours et grâce aux progrès techniques de l'industrie des GSY, il est possible de fabriquer des GSY à résistance à la traction dépassant les 1000 kN/m. L'intensité des efforts de traction à reprendre ne constitue donc pas un problème en soit.

Par ailleurs, la raideur (ou module) du GSY qui traduit la résistance du produit à se déformer sous un certain effort de traction est primordiale pour limiter les déformations des BSA et BSP. Un produit à forte raideur se déformera très peu, et donc contribuera plus activement à limiter les déformations des couches sus-jacentes. Une raideur élevée confèrera au GSY les

qualités requises pour une application en renforcement notamment au droit de zones sujettes à des risques d'effondrement localisé. Toutefois, le point le plus sensible résulte en la capacité du GSY de renforcement à conserver ses propriétés mécaniques dans le temps sous l'action du fluage et de la température (pouvant atteindre 50°C voire au-delà). La résistance en traction résiduelle et la raideur résiduelle liées au fluage du polymère deviennent ainsi des paramètres clés pour le dimensionnement à long terme. De manière générale, les GSY en PP ou encore en PE sont très sensibles au phénomène de fluage et à la température (Kongkitkul and Tatsuoka, 2006, Kongkitkul et al., 2012). La Figure A-17a présente la variation de la résistance en traction résiduelle en fonction du temps de deux GGR plongées dans un milieu fortement alcalin (extrait de ciment) à forte température (80°C) pendant 14 jours. On observe que même si le PET présente une bonne tenue au fluage, le PVA est le polymère qui présenterait les meilleures garanties à long terme vis à du fluage sous haute température et dans des conditions alcalines comme présenté sur la Figure A-17a. De plus les GGR en PVA présentent une plus forte raideur que les GGR en PET comme montré sur la Figure A-17b. Toutefois, cette différence de raideur est à relativiser dans la mesure où la résistance en traction et donc la raideur d'un produit dépend également du nombre de brins, fils, mode d'assemblage du produit. Ainsi il est possible que des produits en PET à très forte résistance en traction présentent une raideur supérieure à celle d'une GGR en PVA de plus faible résistance en traction.

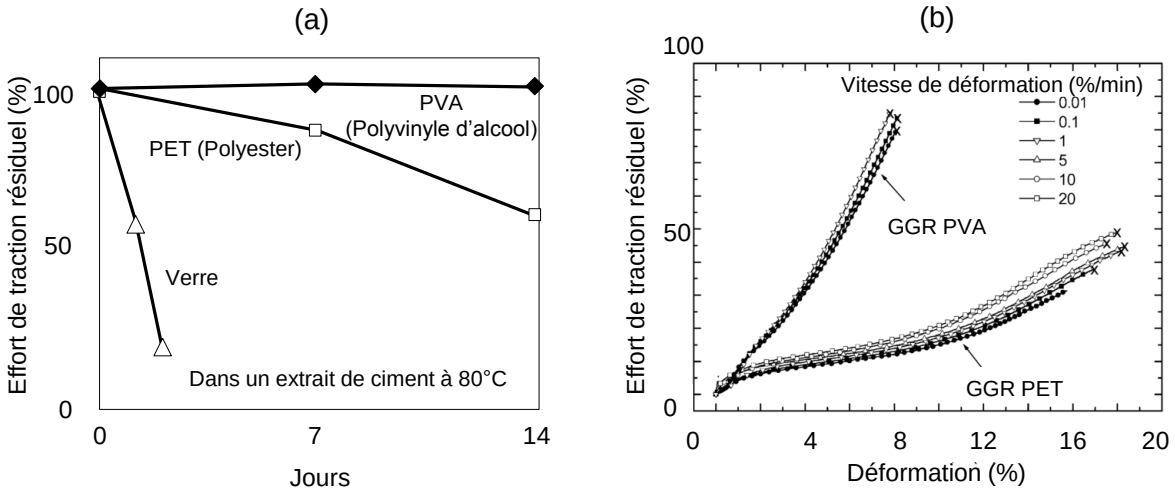


Figure A-17. Comparaison entre géogrilles PVA et géogrille PET (a) effet de la température dans un milieu alcalin (Alexiew et al., 2000) modifié (b) différences de raideurs sur les courbes de traction (Kongkitkul and Tatsuoka, 2006).

IV.1.3. Autres critères

Outre les critères de compatibilité chimique (nature du polymère) et de résistance mécanique qui sont les 2 critères les plus importants, d'autres critères peuvent contribuer au choix du GSY de renforcement. On peut citer entre autres la facilité de pose qui permet aux entreprises de réaliser des économies sur les durées de construction. Il est également important que le produit choisi puisse être installé dans de bonnes conditions au niveau des puits et autres points singuliers et à proximité des talus. Par ailleurs, le produit doit présenter un faible

endommagement à l'installation et une bonne résistance aux UV pour permettre son recouvrement dans un délai raisonnable (moins d'un mois). Ce délai d'exposition maximal dépend bien sûr du degré d'exposition (saison et de la situation géographique), de la nature du polymère ainsi que des stabilisants adjoints à leur formulation de base.
Enfin, pour pouvoir garantir la durabilité de la GGR, il peut être intéressant que celle-ci dispose d'un avis technique certifiant les différents coefficients réducteurs et d'extrapolation en conformité avec le guide ISO TR 20432 (2007). En effet, outre la garantie apportée sur le produit, ces avis techniques permettent de prendre en compte des coefficients réducteurs issus d'essais de laboratoire de longue durée proposés à titre d'exemple par le British Board of Agrément (BBA) en lieu et place des coefficients réducteurs par défaut (plus pénalisants) fournis par les normes en vigueur (notamment la norme XP G 38-064).
Chaque chantier ayant ses propres caractéristiques (nature et hauteur des déchets sous-jacents et de la rehausse, présence ou non de BSA/BSP antérieure, etc.) il n'est pas possible de préconiser un produit type pour l'ensemble des projets. Toutefois, les propriétés physico-chimiques du GSY de renforcement sélectionné devront être en accord avec les conditions du site et les exigences du maitre d'ouvrage. Au stade actuel, les GGR en PVA semblent présenter les meilleures caractéristiques requises pour une utilisation en extension d'ISDND. En effet, sans mémoire de forme (donc faciles à mettre en œuvre), elles présentent une bonne inertie chimique ainsi que d'excellentes caractéristiques mécaniques.

IV.2. Choix de la géomembrane

Avec l'évolution de l'industrie GSY, il existe actuellement sur le marché une grande variété de GMB qui diffèrent principalement par leur nature et leurs propriétés mécaniques (flexibilité, frottement d'interface, etc.). Le choix d'un type de GMB doit être réalisé sur la base d'une analyse globale de ses caractéristiques chimiques, mécaniques, son aptitude à la mise en œuvre et bien sûr son coût dans le contexte dans lequel elle est utilisée.

IV.2.1. Polymères à retenir

Il existe de nombreux polymères qui sont utilisées pour la fabrication des GMB. Les plus courants sont le PEHD, le PEBDL, le PVC-p, l'EPDM et le PP-f. Chacune de ces GMB présente des avantages et des inconvénients. Le Tableau A-4 présente les caractéristiques générales de ces GMB. De manière générale, les GMB en PVC-p, en EPDM et en PP-f ne sont pas utilisées en fond et sur les flancs en contact direct avec des lixiviats. En effet, ces polymères présentent des inconvénients qui limitent leur utilisation en ISDND. Les GMB EPDM par exemple présentent une résistance à la traction limitée pouvant être 4 fois plus faible que celle d'une GMB en PEHD. Bien que flexible, les GMB en PVC-p présentent une faible inertie chimique et tendent à se rigidifier au fil du temps par perte de leur plastifiants (Lambert, 1997). En ce qui concerne les GMB en PP-f, elles semblent présenter de bonnes caractéristiques, notamment la compatibilité chimique, pour une utilisation en fond et sur les flancs d'une ISDND. Toutefois, leur résistance à traction peut être jusqu'à deux fois plus faible que celle des GMB en PEHD. Par ailleurs, on dispose de peu de retours d'expériences

sur l'utilisation des GMB en PP-f car ce sont les GMB en PEHD qui sont majoritairement utilisées en ISDND (Take et al., 2007).

Tableau A-4. Caractéristiques générales des différentes types de géomembranes (Frobel and Sadlier, 1997).

Paramètre	PEHD	PEBDL	PVC-p	EPDM	PP-f
Inertie chimique générale	Excellent	Bon	Moyen	Bon	Excellent
Résistance aux hydrocarbures	Bon	Bon	Moyen	Bon	Bon
Résistance aux UV	Excellent	Moyen	Faible	Excellent	Excellent
Stabilité thermique	Faible	Faible	Bon	Excellent	Bon – Excellent si renforcé
Comportement en traction	Bon	Bon	Bon	Bon	Bon – Excellent si renforcé
Résistance à la traction uniaxiale	Excellent	Excellent	Bon	Bon	Excellent
Résistance à la traction multiaxiale	Faible	Excellent	Excellent	Bon	Excellent
Résistance au poinçonnement	Moyen	Excellent	Excellent	Bon	Bon
Résistance aux dommages à l'installation	Moyen	Moyen	Excellent	Excellent	Excellent
Technique de soudage	Thermique - Excellent	Thermique - Excellent	Thermique ou colle - bon	Bandes jointes	Thermique - Excellent
Réparation en service	Bon	Bon	Bon	Bon	Excellent
Stress-cracking	Moyen	Bon	Presque parfait	Presque parfait	N'arrive presque jamais
Flexibilité	Bon	Excellent	Bon	Bon	Excellent

A ce jour, les GMB en PEHD et GMB en PEBDL semblent présenter les meilleures garanties pour une utilisation en contact direct avec les lixiviats en fond et sur les flancs des ISDND car elles sont globalement plus résistantes que les autres types de GMB du point de vue chimique et mécaniques (résistance à la traction). C'est donc ces 2 types de GMB qui sont presque systématiquement utilisées pour l'étanchéité active. Les avantages et inconvénients de ces 2 types de GMB seront analysés en détail.

IV.2.2. Comparaison entre les GMB en PEHD et les GMB en PEBDL

Tout d'abord, il est important de distinguer le PEHD du PEBDL. Le PEHD est issu de la polymérisation du monomère éthylène, selon un procédé à basse pression (< 50 bars) ; La présence de comonomères tels que le butène, l'hexène ou l'octène a tendance à gêner le processus de réorganisation des chaînes, ce qui conduit à la formation de lamelles cristallines. Ces branchements courts introduits sur une chaîne carbonée engendrent une diminution de la masse volumique du polyéthylène par réduction de sa cristallinité. On parle alors de PEBDL (Pons, 2012). Le Tableau A-5 présente la classification du polyéthylène.

Tableau A-5. Classification du polyéthylène (Pons, 2012).

Densité de la résine (g/cm^3)	Type de Polyéthylène selon la norme ASTM D883 (2012)	Type de Polyéthylène selon la norme ASTM D1248 (2012)
0,910 à 0,925	Basse densité	Faible densité (Type I)
0,919 à 0,925	Basse densité linéaire (copolymère)	
0,926-0,940	Moyenne densité	Moyenne densité (Type II)
0,926 à 0,940	Moyenne densité linéaire (copolymère)	
0,941-0,960	Haute densité	Haute densité (Type III)
0,961 et plus		Haute densité (Type IV)

IV.2.2.1. Résistance chimique et oxydation

Dans les ISDND, ce sont les GMB en PEHD qui sont les plus utilisées probablement par habitude, du fait d'un retour d'expériences plus important et très certainement pour leur excellente inertie chimique. En effet, le fort taux de cristallinité du PEHD compris entre 40 et 60 %, lui permet de mieux résister aux solvants et substances chimiques. En comparaison , le taux de cristallinité du PEBDL est de l'ordre de 15 à 30 % (Bouazza. et al., 2013). Partant de ce constat et comme le montrent le Tableau A-4 et la Figure A-18, il semble que les GMB en PEHD présentent une meilleure inertie chimique que les GMB en PEBDL. Toutefois, des essais de traction réalisés sur des GMB en PEHD (1,5 mm) et GMB en PEBDL (1 mm) immergées dans des lixiviats d'une ISDND en Pennsylvanie (USA) pendant 120 jours à 23°C et 50°C, tendent à relativiser ce constat. En effet, les propriétés en traction résiduelles des deux GMB après la durée d'immersion sont restées sensiblement égales à leurs caractéristiques initiales (Simpson and Siebken, 1997). Les auteurs en ont conclu que le PEBDL présentait une inertie chimique vis à vis des lixiviats tout aussi intéressante que celle du PEHD.

Cependant, d'autres essais de traction réalisés sur une GMB en PEHD 1 mm immergée pendant 15 jours dans du lixiviat d'une ISDND en Chine à 50° C et 80°C, ont montré une baisse de 33,81% (50 °C) et de 51,63% (80°C) de la résistance en traction (Qiang et al., 2013). Il est donc difficile d'émettre un avis tranché sur les GMB en PEHD et GMB en

PEBDL du point de vue de l'inertie chimique même si les GMB en PEHD semblent présenter de meilleures performances.
Pour plus détails sur la durabilité des GMB et plus largement des GSY, le lecteur pourra se référer au rapport du projet DURAGEOS (2013) issu principalement des travaux de thèse de Pons (2012).

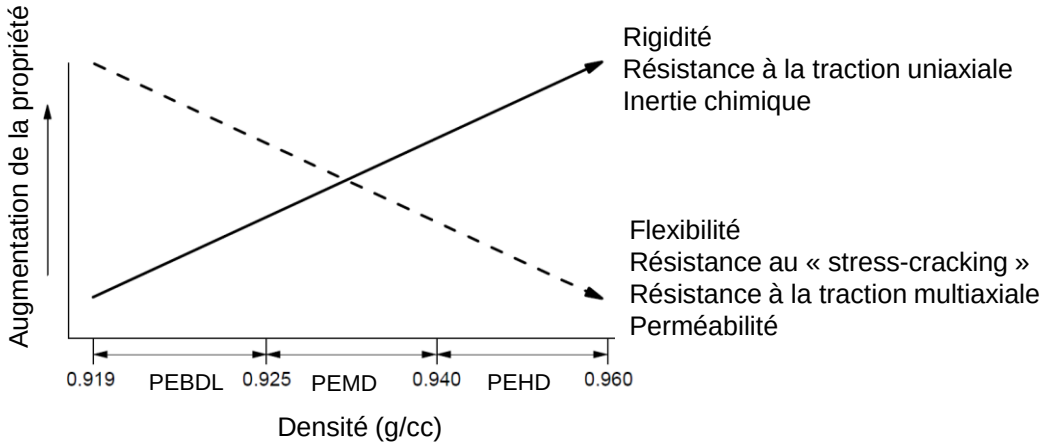


Figure A-18. Comparaison entre GMB en PEHD et GMB en PEBDL (Hsuan et al., 2008)

IV.2.2.2. Comportement en traction et déformation admissible

Dans le contexte des extensions d'ISDND où les risques de tassements différentiels et d'affaissements localisés sont importants, l'attention est tout autant portée sur la capacité des GMB utilisées à résister à de grandes déformations et aux efforts de traction associés.
Par rapport aux autres types de GMB, les GMB en PEHD et en PEBDL présentent toutes les deux d'excellentes résistances à la traction uniaxiale (cf. Tableau A-4). Dans le contexte des effondrements localisés, c'est le comportement à la traction multiaxiale qui prime sur le comportement à la traction multiaxiale car la sollicitation mécanique n'est pas plane. Dans le cas d'une sollicitation multiaxiale, les GMB en PEBDL montrent un excellent comportement en traction alors que les GMB en PEHD présentent une faible résistance en traction. En effet, plus flexible, les GMB en PEBDL peuvent se déformer de manière plus importante sans altération de leurs propriétés mécaniques. A cet égard, les GMB en PEBDL semblent donc plus adaptées que les GMB en PEHD pour une utilisation en extension d'ISDND.
Par ailleurs, un des aspects importants lors de la conception de la BSA est la définition de la déformation maximale admissible par la GMB. Même si les recommandations en vigueur en France préconisent de ne pas solliciter mécaniquement les GMB, il n'empêche que, quelle que soit la conception adoptée, elles seront toujours soumises à un certain niveau de déformation et d'effort de traction. Il est donc important de définir un certain seuil à ne pas dépasser. Selon Peggs (2003), cette limite doit être définie afin de limiter les efforts de traction dans la GMB en service à un niveau qui n'entraine pas de stress-cracking. Ce phénomène de stress-cracking sera discuté dans la section suivante.

Dans la littérature, on peut trouver plusieurs valeurs de déformation maximale admissible proposées. Le Tableau A-6 présente quelques-unes de ces valeurs.

Tableau A-6. Déformation maximale admissible pour les géomembranes PEHD et PEBDL.

Geomembrane	Déformation maximale admissible (%)	Précisions	Références
PEHD	0,25	Déformation multiaxiale fixée arbitrairement par consensus par le groupe de travail allemand Quo Vadis	Naue Fasertechnik (1992)
	1-2	Déformation locale sous charge de poinçonnement	Smolkin and Chevrier 1997
	3	Déformation globale de 6 % affectée d'un facteur de sécurité de 2	Naue Fasertechnik (1992)
	3	Basé sur la durabilité des tuyaux en PEHD	Seeger and Müller (1996)
	4	Texturée aléatoirement	Peggs (2003)
	6	Lisse	
	6	Structurée	
	3	Pour les GMB de 2,5 mm	German BAM institute
PEBDL	8	Texturée aléatoirement	Peggs (2003)
	10	Structurée	
	10	Densité > 0,935 g/cm^3	
	12	Densité < 0,935 g/cm^3	
	7	Texturée, déformation au seuil d'écoulement de 14 % affecté d'un facteur de sécurité de 2	Stulgis et al. (1996)

D'une manière générale, la déformation correspondant à la résistance à la traction (seuil d'écoulement) des GMB en PEHD lisses est voisine de 12 % pour un essai de traction uniaxiale (Figure A-6a) et de 20 % pour un essai de traction multiaxiale (Figure A-6b). Cette valeur de déformation ne correspond pas à la déformation à la rupture du produit qui est souvent supérieure à 100 %. En ce qui concerne les GMB en PEBDL, la déformation correspondant à la résistance à la traction est aux alentours de 20 % pour un essai de traction uniaxiale et de 30 % pour un essai de traction multiaxiale.

Si l'on se réfère au Tableau A-6, on peut s'apercevoir que les déformations admissibles fixées pour le PEHD lisse varient entre de très faibles valeurs (0,25 %) et des valeurs plus fortes (6 %). Il est important de différencier que 2 types de limites sont fixées. En effet, certaines valeurs comme 0,25 % correspondent aux limites qui ont été définies pour une déformation locale multiaxiale (poinçonnement par exemple). D'autres valeurs au contraire correspondent à des limites de déformation globale comme celle préconisée par Seeger and Müller (1996) à 3 %. Selon Peggs et al. (2005), la tendance générale considère que le fait de fixer la déformation limite admissible de la GMB à 3 % serait top sécuritaire. En effet, pour une

même déformation mesurée sur une courbe de traction et un effort donné, il est possible que les efforts réels dans la GMB en service baissent de 50 % suite au phénomène de « relaxation des contraintes » qui entraine une diminution du module de la GMB (Peggs, 2003). Ce phénomène est accentué à haute température et est encore plus important pour le PEBDL du fait de son faible taux de cristallinité. Dans tous les cas, il est indéniable que les GMB en PEBDL présentent un meilleur comportement en traction biaxiale que les GMB en PEHD.

Par ailleurs, en ce qui concerne la force de traction maximale admissible par la GMB, il est possible de l'évaluer par la méthode de Berg and Bonaparte (1993) à partir de l'Équation A-1.

$$T_{adm} = \frac{T_{max} \times FC \times FW \times FI}{FS} \qquad \text{Équation A-1}$$

Avec :

T_{adm} : force de traction maximale admissible ;
T_{max} : résistance à la traction initiale à la température de service (23°C) et correspondant à la durée de service (100 ans) ;
FC : facteur de sécurité pour la dégradation chimique (1) ;
FW : facteur de sécurité pour les soudures (0,8) ;
FI : facteur de sécurité pour l'installation (1) ;
FS : facteur de sécurité globale (2 à 3) ;

IV.2.2.3. Résistance au stress-cracking

Le « stress-cracking » se définit selon la norme ASTM D883 (2012) comme étant une « *rupture interne ou externe du plastique causée par des contraintes de traction inférieures à sa résistance mécanique à court terme* ». Le phénomène de stress-cracking est lié aux défauts de fabrication et imperfections présents dans la GMB. Il s'agit par exemple des rayures, éraflures, ou abrasions de surface, des effets de la soudure résultant des soudures pratiquées entre les lés de GMB. Ainsi lorsque la GMB est soumise à un effort de traction prolongé, une concentration des efforts de traction intervient au niveau de ces défauts qui peuvent atteindre 6 fois la valeur de l'effort de traction global dans l'échantillon selon la géométrie et le type de défaut (Halse et al., 1989, Peggs and Carlson, 1989). Le phénomène de stress-cracking peut être potentiellement accentué par la présence de tensioactifs dans les lixiviats.
Comme le montre le Tableau A-4, ce sont les GMB en PEHD qui sont le plus sensibles au stress-cracking du fait du fort taux de cristallinité du PEHD. Les GMB en PEBDL sont donc moins sensibles à ce phénomène car elles présentent un taux de cristallinité plus faible (Scheirs, 2009). Par ailleurs, selon Peggs et al. (2005), les GMB en PEBDL sont quasiment insensibles au stress-cracking, c'est la raison pour laquelle il n'est pas nécessaire d'affecter un facteur de sécurité élevé à la déformation maximale admissible pour ces GMB.

IV.2.2.4. Frottement d'interface

Il semble ne pas y avoir de différence majeure entre les GMB en PEHD et GMB en PEBDL du point de vue du frottement d'interface dans la mesure où c'est l'aspect de surface (lisse ou texturée) qui détermine le comportement de l'interface. L'angle de frottement résiduel d'une interface entre une GMB lisse en PEHD ou en PEBDL et un GTX non tissé est souvent inférieur à 10° (Seed et al., 1988, Bergado et al., 2006) et peut atteindre dans certains cas 6° (Stark and Poeppel, 1994).
Par ailleurs comme montré au paragraphe III.2.2.1 de ce chapitre, les GMB lisses sont les plus utilisées en utilisées en ISDND. Cela s'explique d'une part par leur coût inférieur mais avant cela par la volonté de limiter les sollicitations mécaniques qui pourraient affaiblir les caractéristiques à long terme de la GMB. En effet, dans de mêmes conditions d'installation sur un talus, une GMB lisse va nécessairement reprendre moins d'efforts de traction qu'une GMB rugueuse (texturée). Toutefois, face aux risques de glissement translationnel dont les premières causes sont liées aux faibles résistances au cisaillement des interfaces impliquant les GMB lisses, il convient d'opter pour des GMB dont les caractéristiques d'interfaces sont adéquates. L'idéal serait donc de trouver un équilibre entre d'une part le risque de glissement d'interface et d'autre part, celui d'une sollicitation en traction de la GMB trop forte.

IV.2.2.5. Autres critères

Comme autre critère annexe pour le choix du type de GMB, on peut citer l'aptitude du produit à être installée facilement. Il semblerait que les GMB en PEHD soient plus difficiles à mettre en œuvre que les GMB en PEBDL du fait de leur forte rigidité et de leur fort coefficient de dilatation thermique. La facilité de pose a en en effet un impact sur le cout de construction. En revanche, les GMB en PEHD présentent une résistance aux UV supérieure à celle des GMB en PEBDL (Frobel and Sadlier, 1997).
En définitive, le choix entre GMB en PEHD et GMB en PEBDL n'est pas évident car chaque polymère présente à la fois des avantages et des inconvénients. Dans tous les cas, un seul type de GMB ne peut convenir à toutes les applications.
Par ailleurs, il semblerait que le terme GMB en PEHD utilisé par le Comité Français des Géosynthétiques, fasse référence à des GMB composées d'une matrice de copolymères ethylène-octène qui correspondent, si l'on utilise une définition stricte, à du PEBDL. Ce serait la présence du noir de carbone qui leur permettrait d'appartenir à la gamme de densité des PEHD (Müller and Jakob, 2003, Pons, 2012).

IV.3. Choix du géosynthétique bentonitique

Les GSB sont utilisés en fond ou sur les flancs de casier en remplacement ou en complément de la couche d'argile dans le cadre de l'équivalence en étanchéité (cf. II.1.1). Du point de vue mécanique, il est généralement admis que la résistance au cisaillement des GSB est supérieure à celle des matériaux minéraux. Les GSB sont donc plus adaptés à une utilisation sur pente. Enfin, les GSB présentent une déformation à la rupture (rupture du GTX tissé) supérieure à 10 % alors que celles des argiles compactée est généralement inférieure à 5 % (ce point sera

discuté en détail dans le chapitre IV, § II.3.2). En ce qui concerne l'étanchéité, les GSB présentent des propriétés au moins équivalentes à celles des argiles compactées car leur perméabilité est souvent inférieure à 10^{-11} m/s alors que celle des argiles compactée est de l'ordre de 10^{-9} m/s.

Dans le contexte des ISDND, les GSB sodiques (bentonite sodique naturelle ou calcique activée) sont les plus utilisées (MEDDE, 2009) car ils présentent un niveau d'étanchéité supérieur à celui des GSB calciques.

Généralement, les critères suivants sont exigés : une masse de bentonite à 0 % de teneur en eau > 5000 g/m², une capacité d'échange cationique ≥ 70 meq/100 g, une teneur en carbonate de calcium ($CaCO_3$) ≤ 5 % (MEDDE, 2009, CFG, 2011) une perméabilité ≤ 10^{-10} m/s et une résistance en traction > 10 kN/m.

Pour l'utilisation des GSB calciques, il sera nécessaire d'utiliser une masse surfacique de bentonite nettement supérieure (MEDDE, 2009).

Outre les GSB, on peut également utiliser le SBP qui présente des caractéristiques tout aussi intéressantes. En effet, les formulations actuelles du SBP permettraient de garantir une résistance au cisaillement élevée. A titre d'exemple, l'interface SBP-GMB peut présenter un angle de frottement supérieur à 30° (liée au fort pourcentage de sable) et une cohésion supérieure à 2 kPa. De plus, des tests de perméabilité-déformation ont montré qu'une déformation de 10 % du SBP n'entraine pratiquement pas de perte de d'étanchéité avec une perméable qui reste de l'ordre de 10^{-11} m/s (Trisoplast, 2004). Selon le BRGM (2008), la faible proportion de smectite sodique (environ 8 %) dans le SBP comparé à un GSB (de l'ordre de 70 %), entraîne une meilleure sensibilité à l'agression cationique.

Dans tous les cas compte tenu de leurs faibles épaisseurs (en général < 2 cm pour le GSB et < 10 cm pour le SBP), il est nécessaire d'accorder une importance particulière à l'installation des GSB ou SBP afin qu'ils puissent jouer convenablement leur rôle.

IV.4. Choix du géotextile ou du géocomposite de drainage pour la protection de la géomembrane

Comme discuté précédemment, pour le drainage des lixiviats en fond de casier, l'arrêté ministériel du 15/02/2016 relatif aux ISDND (MEDDE, 2016) exige la mise en place d'une couche de granulats de 0,5 m au-dessus de la structure d'étanchéité (GMB). Cette couche de drainage qui est souvent constituée de granulats grossiers plus ou moins anguleux (20/40 mm) représente un risque d'endommagement et de perforation de la GMB par poinçonnement sous l'action des charges statiques du massif de déchets et des charges dynamiques induites par la circulation des engins de chantier. Dans le cas d'un support déformable comme celui d'une extension d'ISDND, ce risque de poinçonnement est encore accru du fait de la concentration de contraintes en certains points.

Afin d'éviter ce type de poinçonnement, il convient d'installer une structure de protection sur la GMB. Les premières structures de protection étaient constituées d'une couche minérale de matériaux fins (sable 0/2 mm par exemple) sur un GTX non-tissé installée entre la GMB et la couche de drainage de graviers (Müller, 2006). Toutefois, avec cette conception de la structure de protection, il est possible que les flux de lixiviats emportent les particules les plus fines de la couche de protection (érosion) lorsque les critères de filtre (Terzaghi, 1943) et de

non entrainement des particules (Sherard and Dunnigan, 1985) ne sont pas respectés. Dans ce cas, les granulats grossiers de la couche de drainage seront directement en contact avec la GMB et entraineront son poinçonnement.

Pour éviter cette problématique d'érosion interne et aussi réduire les coûts de construction, un GTX non-tissé PP de protection (anti-poinçonnant) est presque systématiquement installé au-dessus de la GMB. Pour jouer convenablement son rôle de protection et préserver l'intégrité de la GMB, le GTX doit être soigneusement dimensionné en prenant en considération les contraintes mécaniques du site. En effet, le choix d'un GTX de protection dépend essentiellement de la contrainte mécanique appliquée, de la forme des grains (anguleux, arrondis) et de la distribution granulométrique de la couche de drainage granulaire.

Le dimensionnement du GTX de protection est souvent basé sur des approches analytiques (équations) telles que celle proposée par Narejo et al. (1996) qui utilise essentiellement la masse surfacique du GTX de protection. Cependant, d'autres paramètres qui peuvent être déterminés à partir de tests index peuvent également influencer sa performance. Il s'agit entre autres de l'épaisseur (possiblement > 20 mm), de la résistance au poinçonnement statique ou CBR (possiblement > 20 kN), de la résistance au poinçonnement pyramidal (possiblement > 10 kN), la résistance à la perforation dynamique (idéalement = 0 mm). De plus, selon Croissant and Touze-Foltz (2012), la longueur des fibres du GTX a également un effet sur la performance du produit. Suite à des essais réalisés en laboratoire, il semblerait que les GTX non-tissés à fibres courtes présentent des meilleures performances que les GTX non-tissés à fibres longues pour la protection des GMB.

Par conséquent, il n'est donc pas possible de raisonner uniquement sur une caractéristique (par exemple la masse surfacique) du GTX mais plutôt sur l'ensemble de ses caractéristiques pour le choix d'un GTX de protection. Au contraire, l'ensemble des caractéristiques doivent être considérées. C'est en effet, la somme de ces différentes caractéristiques qui détermine le comportement global du produit.

De ce fait, même s'il existe des approches analytiques pour le dimensionnement des GTX de protection, il est souhaitable de réaliser des essais de performance avec les vrais GTX de protection et les granulats utilisés sur le chantier. Deux types d'essais de performance peuvent être envisagés. Le premier type (essai dynamique à court terme) consiste à évaluer la performance du GTX de protection lors de la mise en œuvre des granulats et sous la charge dynamique induite par le seul trafic des engins de chantier. Ce type d'essai in-situ qui consiste à faire passer des tombereaux sur des granulats posés sur le GTX de protection recouvrant la GMB, est décrit dans les travaux de Reddy et al. (1996) et Budka et al. (2006). L'autre type d'essai de performance (essai statique à plus long terme) consiste à appliquer en laboratoire une charge statique (assimilée au poids de la colonne de déchets) sur le GTX de protection qui recouvre la GMB. Une analyse visuelle de la GMB en fin d'essai est réalisée. Cette inspection visuelle peut être complétée par des essais de traction multiaxiale afin de quantifier la perte de résistance mécanique engendrée par le poinçonnement. Ce type d'essai dont le protocole peut varier selon les dispositifs, est largement discuté dans la littérature (Reddy and Saichek, 1998, Aufrère A. et al., 2009, Croissant and Touze-Foltz, 2012). On notera tout de même qu'un guide de recommandations techniques pour la protection contre l'endommagement des GMB est actuellement à l'étude. Sa sortie est prévue pour 2017.

Par ailleurs, avec le concept d'équivalence en drainage, une partie de la couche de drainage granulaire (généralement 0,2 m) peut être remplacée par un géocomposite de drainage (GCP-D). En plus du rôle de drainage, le GCP-D doit également jouer un rôle de protection. Les mêmes critères et caractéristiques anti-poinçonnantes décrites précédemment pour le GTX sont donc également applicables au GCP-D.
Enfin, quel que soit le GSY utilisé pour la protection, il convient de le recouvrir le plus rapidement possible afin d'éviter une dégradation par les UV. Sur les flancs de casier, il est souvent indispensable d'appliquer un traitement anti-UV aux GSY de protection puisqu'ils restent souvent exposés aux UV pendant de longues périodes (plus de 6 mois).

Il est à souligner également qu'il existe un risque de poinçonnement de la GMB sur sa face inférieure lorsque celle-ci est installée sur une couche minérale (argile par exemple) présentant de fortes d'irrégularités ou aspérités et/ou dont la surface est recouverte de corps étrangers pointus (silex, cailloux, morceaux de bois etc.). Les contrôles de chantier lors de la réalisation et la réception de la structure support devraient permettre de limiter ce type de poinçonnement. Ce cas de poinçonnement ne sera pas traité ici.

V. Proposition d'une coupe type de BSA et BSP

En l'absence de spécifications techniques claires pour la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND en France, une coupe type pouvant servir de base pour la conception des BSA et BSP est proposée ici sur la Figure A-19a. Cette coupe type conforme aux réglementations en vigueur est issue de l'analyse réalisée sur les différentes barrières étudiées dans les sections précédentes et est basée sur les critères mécaniques et de compatibilité chimique discutés dans la section précédente.
Pour la suite de cette thèse, nous considèrerons cette coupe type comme cadre de référence. Ainsi toutes les études qui seront réalisées dans les parties suivantes (B et C) de cette thèse, utiliseront systématiquement les différents types de GSY proposés dans cette structure type.

La conception proposée ici inclut de bas en haut : un système de drainage des lixiviats/gaz, une couche support, une GGR de renforcement intégrée dans un matelas de matériaux frottants, une argile compactée d'1 m d'épaisseur ou d'un système équivalent avec un GSB ou encore SBP en conformité avec la réglementation en vigueur. Cette BSP est surmontée d'une GMB en PEHD ou en PEBDL dont les propriétés d'interface sont adaptées aux pentes (stabilité au glissement plan). Enfin, la structure de drainage de la BSA est composée d'un GTX de protection et d'un massif drainant de 0,5 m. Un filtre est également proposé pour limiter le colmatage minéral du massif drainant. Dans cette structure de drainage, le GTX de protection pourra être remplacé par un GCP de drainage et de protection dans le cadre de l'équivalence en drainage.

On notera que la conception type proposée ici ne doit en aucun cas être considérée comme étant une solution « clé en mains » mais doit être adaptée au cas par cas selon les spécificités de chaque site.

Par ailleurs, la mise en œuvre d'un système à double étanchéité présente des avantages. En tant qu'un système de contrôle ou d'instrumentation, il peut permettre de détecter d'éventuelles fuites au travers de la GMB supérieure. Mais cette solution nécessite des moyens économiques plus importants et un délai de construction plus long. Dans tous les cas, si un système à double étanchéité est mis en œuvre, chaque GMB doit respecter les critères qui ont été définis précédemment dans la section IV.2 (par exemple compatibilité chimique). Il convient également de veiller à ce que ces GMB soient installés conformément aux règles de l'art (CFG, 1991) afin que cette conception originale puisse bien fonctionner.

Enfin, à titre comparatif, la coupe type qui est intégrée dans le guide allemand relatif aux extensions d'ISDND (Verband Kommunaler Unternehmen, 2015) a été représentée sur la Figure A-19b. Cette coupe type est inspirée d'un projet d'extension au nord de l'Allemagne (Kruger et al., 2014).

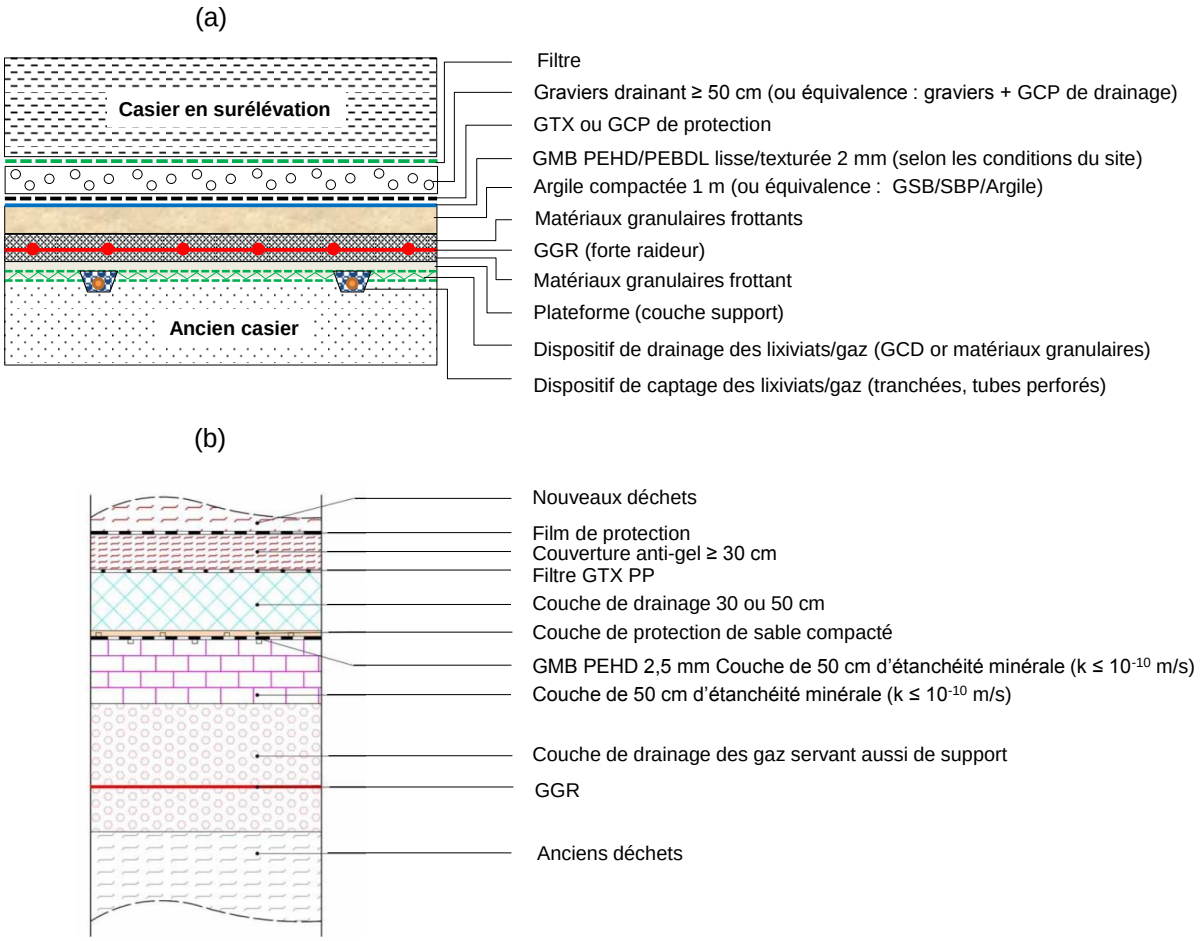


Figure A-19. Coupe type des BSA et BSP pour une extension d'ISDND (a) proposée dans le cadre de cette étude (Tano et al., 2015a) (b) intégrée dans le guide allemand (Kruger et al., 2014).

VI. Conclusions

Ce chapitre avait pour objectif de montrer comment les GSY sont utilisés dans la conception des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP) des extensions d'ISDND afin

d'établir une coupe type sécuritaire dont la structure, notamment la disposition des GSY au sein de cette coupe, sera retenue pour les parties B et C de cette thèse.

Pour cela, les principes fondamentaux et les exigences techniques pour la conception des BSA et BSP des ISDND classiques ont d'abord été présentés. En effet, compte tenu du fait qu'il n'existait aucune réglementation, ni guide spécifique aux extensions d'ISDND pendant de nombreuses années, les spécifications issues des réglementations relatives aux ISDND traditionnelles étaient naturellement appliquées à la conception de leurs BSA et BSP.

Il a été souligné que même si la nouvelle réglementation française (arrêté du 15 février 2016) apporte des éléments nouveaux pour la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND, elle ne permet pas de les concevoir. En effet, aucun élément dans l'arrêté ne fait référence aux spécificités des BSA et BSP des extensions, comme par exemple, le drainage des flux liquides et gazeux sous la BSP, ou encore de la mise en place d'un GSY de renforcement sous la BSP.

Il a donc été nécessaire de s'enquérir des pratiques existantes de conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND. A cet effet, un état de l'art portant sur les BSA et BSP de 22 projets d'extensions d'ISDND dans 6 pays à travers le monde, a été réalisé. Il avait pour objectif de montrer les différents modes de conception de ces barrières ainsi que les différents types de GSY qui sont retenus. Les principales caractéristiques des GMB, GGR, couches de protection et de drainage utilisées dans le contexte des extensions d'ISDND ont été présentées.
Cet état de l'art a révélé une diversité dans la conception des BSA et BSP des extensions. Il n'existe en effet aucune structure type qui sert de base pour leur conception. Ces différences seraient liées non seulement à la diversité des sites (existence d'étanchéité d'anciens casiers, hauteurs de déchets, etc.), mais aussi aux expériences et législations en vigueur dans chaque pays. Par exemple, la mise en place d'un dispositif de drainage des lixiviats et/ou gaz sous la BSP n'est pas systématiquement retenue.
Par ailleurs, alors que l'utilisation des GMB texturées est répandue à l'étranger (par exemple Canada, USA, Royaume-Uni, etc.), l'utilisation des GMB texturées dans les ISDND est marginale en France (les GMB texturées ont été utilisés sur un seul site sur les 6 étudiées).
En effet, l'utilisation quasi-exclusive des GMB lisses est liée aux réglementations actuelles et recommandations du Comité Français des Géosynthétiques. Celles-ci tendent à favoriser l'utilisation de GMB lisses dans la mesure où elles préconisent de limiter ou éviter leur sollicitation mécanique.

En outre, on peut souligner que les GMB en PEBDL sont utilisées dans plusieurs projets d'extension pour leur bon comportement en traction multiaxiale (résistance à la déformation) en comparaison à une GMB en PEHD et leurs capacités à accepter de plus fortes déformations.
Il a également été mis en évidence qu'une GGR de renforcement est fréquemment utilisée sous la BSP des casiers de l'extension afin de limiter les efforts et déformations dans les BSA et BSP.

Enfin, à la lumière de l'analyse réalisée sur l'état de l'art et les pratiques sécuritaires, une coupe type pouvant servir de base pour la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND a été proposée dans ce chapitre. Cette coupe type conforme aux réglementations en vigueur est issue de l'analyse réalisée sur les différentes barrières étudiées et est basée sur un ensemble de critères mécaniques et de compatibilité chimique (nature du polymère) qui ont été fixés. 4 principaux GSY sont utilisées dans la structure de cette coupe type. Ce sont de bas en haut, une GGR, un GSB, une GMB et un GTX.
Pour la suite de cette thèse, cette coupe type sera considérée comme cadre de référence. Ainsi toutes les études qui seront réalisées dans les parties suivantes (B et C) de ce manuscrit, utiliseront systématiquement ces types de GSY proposés dans cette structure type.

Nous avons vu dans ce chapitre que les BSA et BSP des extensions d'ISDND peuvent être constituées d'un assemblage d'au moins 4 couches de GSY et de matériaux naturels (argile par exemple). Ces matériaux naturels et synthétiques interagissent en eux au sein des BSA et BSP par les interfaces (contacts) les séparant. Ces interfaces représentent autant de plans de glissement potentiels susceptibles d'engendrer une instabilité de l'ouvrage. Ce risque de glissement translationnel est particulièrement important car les interfaces impliquant des GMB lisses résistent peu aux contraintes de cisaillement.

Pour la réussite d'un projet d'extension, il convient donc d'évaluer la stabilité au glissement translationnel des extensions afin de s'assurer que les interfaces entre les différentes couches de GSY et de matériaux naturels résistent bien aux contraintes de cisaillement qui leur sont appliquées. Pour l'évaluation de la stabilité (calcul du facteur de sécurité) au glissement translationnel, les ingénieurs ont le plus souvent recours aux méthodes analytiques à l'équilibre limite.
Le chapitre III présentera les principes fondamentaux et les expressions du facteur de sécurité au glissement de dix méthodes analytiques dont certaines sont couramment utilisées ou développées spécifiquement pour les extensions d'ISDND.
On notera que la pertinence de l'utilisation de ces méthodes dans le cadre des extensions d'ISDND n'est pas démontrée. Ainsi, à partir des expressions du facteur de sécurité au glissement qui seront présentées, une étude comparative sera réalisée sur ces 10 méthodes analytiques dans le chapitre VI de la partie B afin d'identifier les méthodes les plus conservatives et celles qui se prêtent bien à une utilisation pour les extensions d'ISDND.

CHAPITRE III

METHODES ANALYTIQUES DE CALCUL DE STABILITE AU GLISSEMENT TRANSLATIONNEL

I. Introduction

Dans le chapitre précédent, il a été montré que plusieurs couches de GSY et de matériaux naturels sont présentes au niveau des BSA et BSP des extensions d'ISDND. Les interfaces entre ces matériaux GSY et les matériaux naturels peuvent présenter, selon la nature des matériaux en contact, des résistances au cisaillement limitées (parfois angle de frottement < 10 °) et par conséquent des risques de glissement. Ainsi, on peut donc supposer qu'il y'a autant de plans de glissement potentiels que d'interfaces.
Comme évoqué en introduction générale de ce manuscrit, le phénomène de glissement translationnel constitue l'une des premières causes d'instabilité dans les ISDND. Dans le contexte des extensions d'ISDND et en particulier les extensions mixtes et latérales prenant appui sur le talus de l'ISDND existante, ces risques sont accrus car des fortes contraintes mécaniques s'appliquant sur les interfaces au niveau des talus (pentes).
Pour la réussite d'un projet d'extension, il convient donc d'évaluer la stabilité (calcul du facteur de sécurité) au glissement translationnel afin de s'assurer que les interfaces au sein des BSA et BSP résistent bien aux sollicitations mécaniques qui leur sont appliquées.
Pour cette évaluation, les ingénieurs utilisent souvent les méthodes analytiques à l'équilibre limite. Toutefois, ces méthodes sont basées sur des hypothèses et des principes qui peuvent ne pas refléter les conditions existantes au niveau des extensions d'ISDND. On peut donc naturellement se demander si ces méthodes sont adaptées à ce type de contexte. Pour répondre à cette interrogation, une analyse comparative sera réalisée sur les méthodes analytiques dans la partie B, afin d'identifier les méthodes les plus conservatives et celles qui se prêtent bien à une utilisation pour les extensions d'ISDND.
Mais avant cela, le chapitre III de cette partie A présentera les hypothèses fondamentales ainsi que les principes sur lesquels elles sont fondées.

Dix méthodes analytiques à l'équilibre limite dont certaines sont couramment utilisées par les ingénieurs ou ont été développées spécialement pour les extensions d'ISDND, ont été retenus dans cette thèse. Ces méthodes ont été classées en 4 catégories que sont (1) les méthodes d'équilibre limite sur pente infinie [Martin and Koerner (1985), Matasovic (1991), Thiel (1998) et la norme XP G38-067 (AFNOR, 2010)], (2) les méthodes des 2 blocs [Giani (1992), Giroud et al. (1995) et Koerner and Soong (1998)], (3) la méthode des 3 blocs proposée par Qian and Koerner (2009) et (4) les méthodes des tranches [Fellenius (1927) et Bishop (1955)].
Dans la suite de ce chapitre, les méthodes d'équilibre limite sur pente infinie, les méthodes des 2 blocs, la méthode des 3 blocs proposée par Qian and Koerner (2009) et les méthodes des tranches seront successivement présentées.
Enfin, compte tenu du fait qu'à l'exception des méthodes des tranches, de la méthode de Giani (1992) et des méthodes des 3 blocs, ces méthodes analytiques ne permettent pas de considérer les particularités géométriques des extensions (par exemple une double pente au niveau du plan de glissement ou encore une épaisseur non uniforme de déchets), des adaptations à ces méthodes pour le calcul du facteur de sécurité seront proposées à l'issue de ce chapitre. Ces adaptations ont été rendus possible grâce à l'utilisation de paramètres dits

équivalents déterminés en fonction de la géométrie du nouveau casier et des caractéristiques mécaniques du plan de glissement.

II. Analyse à l'équilibre limite sur pente infinie

II.1. Méthode de Martin et Koerner (1985)

Cette méthode d'équilibre limite basée sur le critère de résistance de Mohr-Coulomb a été proposée par Martin and Koerner (1985) pour l'évaluation de la stabilité au glissement translationnel des couches minces qui sont mises en œuvre sur des talus (Figure A-20). Elle est fondée sur des relations géométriques et des équations mécaniques simples. Les facteurs de sécurité *FS* au glissement translationnel pour un matériau drainé (sec) et saturé sont donnés respectivement par les Équation A-2 et Équation A-3.

$$FS = \frac{c + W\cos\beta\ \tan\emptyset}{W\sin\beta} = \frac{c}{\gamma\, t_i \sin\beta} + \frac{\tan\emptyset}{\tan\beta} \qquad \text{Équation A-2}$$

$$FS = \frac{c}{\gamma\, t_i\ \sin\beta} + \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w)\tan\emptyset}{\gamma_{sat}\tan\beta} \qquad \text{Équation A-3}$$

Avec :

FS : facteur de sécurité au glissement ;

c et $\emptyset$: respectivement cohésion et angle de frottement de l'interface ;

W : poids de l'élément de calcul comme présenté sur la Figure A-20 ;

β : angle d'inclinaison du plan de glissement ;

γ et γ_{sat} : respectivement poids volumiques à teneur en eau naturelle et à saturation du matériau présent au-dessus du plan de glissement ;

γ_w : poids volumique de l'eau ;

t_i et t_v: respectivement hauteurs inclinée et verticale de l'élément de calcul.

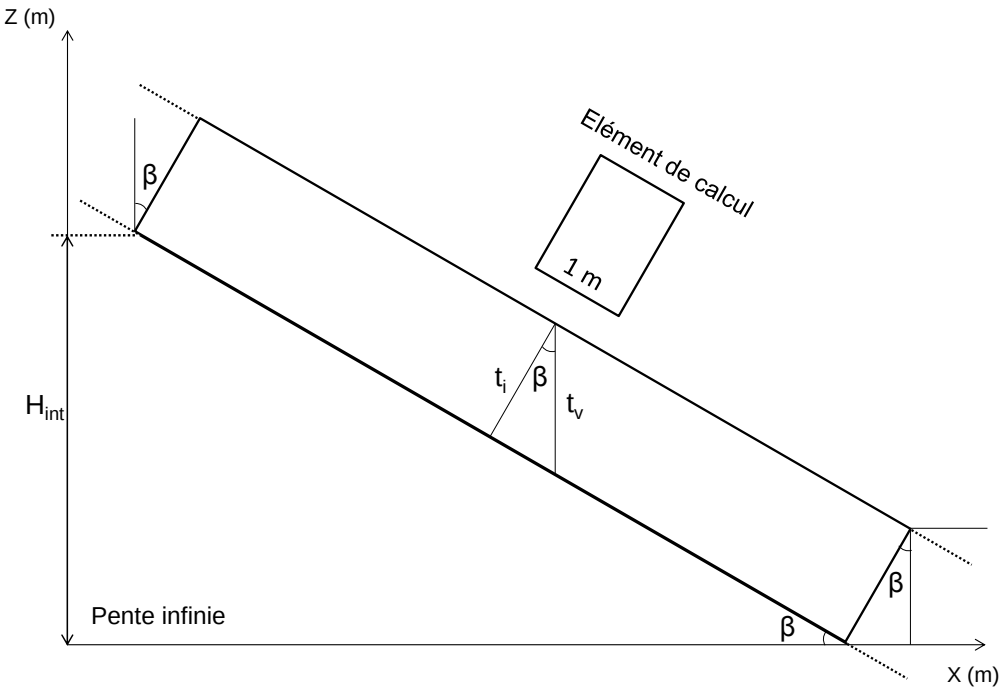


Figure A-20. Géométrie du plan de glissement avec pente uniforme et épaisseur de matériaux uniforme considérée par Martin and Koerner (1985).

Comme évoqué précédemment, il est nécessaire d'adapter l'expression du facteur de sécurité de cette méthode car elle ne prend en compte qu'une pente constante du plan de glissement et qu'une épaisseur uniforme des matériaux surmontant le plan de glissement. Dans la réalité, la surface de glissement peut présenter plusieurs pentes et les déchets au-dessus des BSA et BSP ne présentent pas une épaisseur uniforme. Ainsi, afin de prendre en compte les particularités géométriques des extensions d'ISDND, des paramètres dits équivalents sont proposés pour l'adaptation. Après la présentation des huit méthodes, le détail de ces adaptions ainsi que les expressions des paramètres équivalents sera donné dans la section V (p. 120).

II.2. Méthode pseudo-statique de Matasovic (1991)

Comme Martin and Koerner (1985), Matasovic (1991) a proposé une méthode pseudo-statique pour évaluer la stabilité au glissement translationnel sur pente uniforme. Cette méthode inclut toutefois les sollicitations sismiques grâce à un coefficient sismique k_s et peut également considérer la présence d'une charge hydraulique par la prise en compte d'un plan d'eau parallèle au plan de glissement au sein des matériaux. La Figure A-21 présente la configuration géométrique retenue par les auteurs.

Le facteur de sécurité au glissement est calculé à partir de l'Équation A-4. Quant au coefficient sismique, il peut être déterminé à partir de l'Équation A-5. Comme pour la méthode précédente, il est nécessaire d'adapter l'Équation A-4 au contexte des extensions d'ISDND au moyen des paramètres équivalents.

$$FS = \frac{\frac{c}{\gamma\, t_v\, cos^2\beta} + tan\,\emptyset \left/ 1 - \frac{\gamma_w (t_v - d_w)}{\gamma\, z} \right/ - k_s . tan\,\beta\, tan\,\emptyset}{k_s + tan\,\beta} \qquad \text{Équation A-4}$$

$$k_s = 0.065 a_g \qquad \text{Équation A-5}$$

Avec :

d_w : hauteur verticale d'eau dans le matériau ;

k_s : coefficient sismique ;

a_g : accélération sismique maximale.

On peut souligner que si $d_w = 0$ (aucune nappe) et $k_s = 0$ (pas de séisme), l'Équation A-4 prend la forme de l'Équation A-2 ; ce qui sous-entend que les méthodes de Martin and Koerner (1985) et de Matasovic (1991) sont équivalentes pour ces cas de figures.

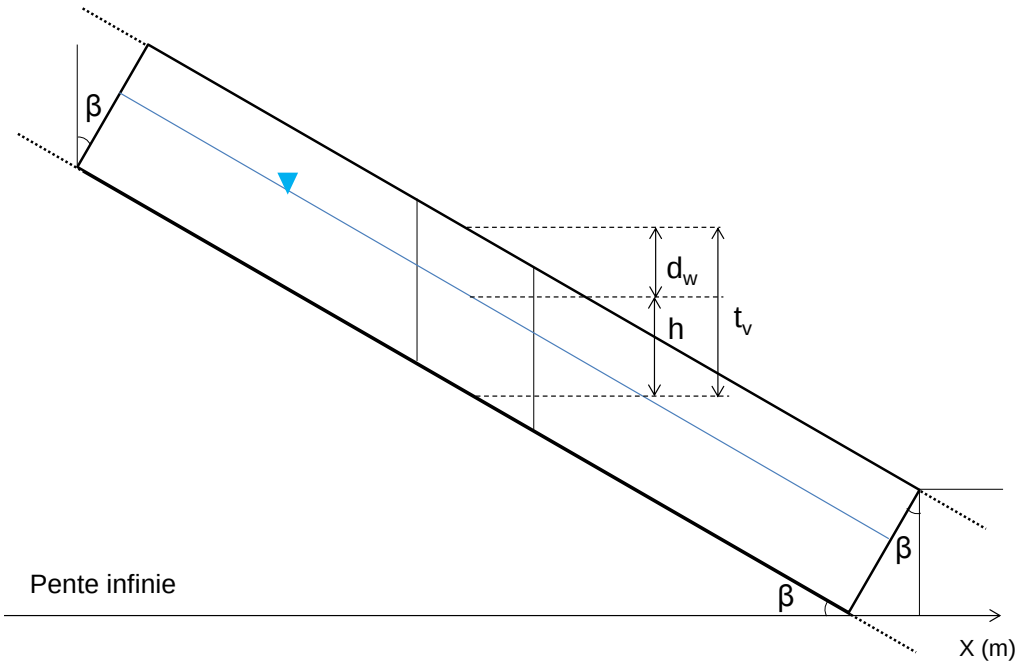


Figure A-21. Géométrie du plan de glissement avec pente uniforme nappe d'eau considérée par Matasovic (1991).

II.3. Méthode de Thiel (1998)

Afin de prendre en compte les sous-pressions générées par l'accumulation éventuelle de gaz sous le système d'étanchéité dans les ISDND, Thiel (1998) a modifié l' Équation A-2 de Martin and Koerner (1985) en introduisant un nouveau paramètre qui réduit la contrainte normale effective sur le plan de glissement. Ce principe de pression agissant sous le plan de glissement peut être généralisé à tout type de fluide (gaz, remontée de lixiviats, etc.) présent

sous l'interface. Ainsi, en considérant ces sous-pressions, le facteur de sécurité est calculé à partir de l'Équation A-6. Les paramètres équivalents proposés dans le cadre de l'adaptation de ces méthodes aux particularités géométriques des extensions, seront également utilisés dans l'Équation A-6.

$$FS = \frac{c\ + (\gamma\ t_i\ cos\,\beta - U)\ \ tan\,\emptyset}{\gamma\ t_i\ \ sin\,\beta} \qquad \text{Équation A-6}$$

Avec :

U : sous-pression gazeuse ou liquide agissant sous le plan de glissement ;

De manière générale, lorsque, les sous-pressions sont négligées ($U = 0$), l'Équation A-6 et l'Équation A-2 sont équivalentes.

II.4. Norme expérimentale XP G38-067 (2010)

En France, l'évaluation de la stabilité au glissement translationnel des couvertures d'ISDND est réalisée à partir de la norme expérimentale XP G38-067 (AFNOR, 2010). Cette norme utilise l'Équation A-2 de Martin and Koerner (1985) en y introduisant les facteurs partiels de l'Eurocode 7 (EC7). Une charge de neige additionnelle peut être également prise en compte. L'Équation A-2 devient alors l'Équation A-7.

$$\mathrm{F}S\ = \frac{c + \left(\gamma_{G;sup}\gamma_M\gamma\ t_i + \gamma_{Q;sup}s_k\right)cos\,\beta\,\tan\emptyset}{\gamma_{R;f}\left(\gamma_{G;sup}\gamma_M\gamma\ t_i + \gamma_{Q;sup}s_k\right)\sin\beta} \qquad \text{Équation A-7}$$

Avec :

$\gamma_{G;sup}$et $\gamma_{Q;sup}$: respectivement les facteurs partiels à affecter aux charges permanentes et variables défavorables ;

$\gamma_{R;f}$: facteur partiel à affecter à la résistance au cisaillement de l'interface ;

γ_M : facteur partiel à affecter aux propriétés du matériau ;

s_k : charge de la neige.

Il est à souligner que les extensions d'ISDND (hauteur possiblement > 10 m) ne s'inscrivent pas strictement dans le domaine d'application de cette norme. En effet, la norme XP G 38-067 « *ne s'applique qu'aux talus d'inclinaison constante sur la hauteur considérée. Les talus séparés par une ou plusieurs risbermes doivent faire l'objet d'une étude spécifique. Les couches de recouvrement visées par ce document sont des couches de sol minces d'épaisseur constante sur toute la longueur développée du talus considéré. Une couche de sol peut être considérée comme mince si son épaisseur reste inférieure à environ 5 % de la longueur développée du talus, une couche de 20 cm pourra aussi être considérée comme une couche mince dans le cas des petits talus (...) Pour des épaisseurs de couche supérieures, le mécanisme de rupture peut être différent de celui pris en compte dans la suite du document*

(…) Le présent document ne s'applique qu'aux structures de recouvrement soumises à des sollicitations statiques ou pouvant être considérées comme telles dans les calculs justificatifs, et pour lesquelles la contrainte normale permanente est inférieure ou égale à 20 kPa en partie courante ». Pour prendre en compte les particularités géométriques des extensions, les paramètres équivalents proposés dans le cadre de l'adaptation qui sera décrite dans la section V, ont été également utilisés.
Il est également à signaler que la méthode utilisée dans cette norme ne prend pas en compte les phénomènes de butée et de poussée, pourtant essentiels lorsque la largeur en pied est importante.

III. Analyse à l'équilibre limite sur pente finie

Les méthodes à l'équilibre limite précédentes considèrent une pente infinie. D'autres méthodes à l'équilibre limite ont été proposées afin de prendre en compte une géométrie limitée des pentes. Il s'agit principalement de la méthode des blocs. Selon le nombre de blocs considérés pour l'analyse, on distinguera les méthodes des 2 blocs des méthodes à 3 blocs.

III.1. Méthode des 2 blocs

Comme son nom l'indique, la méthode des 2 blocs est basée sur l'analyse à l'équilibre limite de 2 blocs (actif et passif) en interaction. De manière générale, le bloc actif est celui qui crée l'instabilité et le bloc passif a plutôt tendance à retenir le bloc actif. Ci-dessous, les méthodes de Giani (1992), Giroud et al. (1995) et Koerner and Soong (1998) sont présentées.

III.1.1. Méthode de Gianni (1992)

Les méthodes à l'équilibre limite sur pente infinie développées précédemment considèrent une épaisseur de matériau constante sur toute la surface de glissement et négligent les propriétés mécaniques des matériaux au-dessus de l'interface. Pour l'étude de la stabilité d'un bloc rocheux posé sur une surface de glissement à 2 pentes,
Giani (1992) a proposé une méthode basée sur l'analyse de la stabilité de 2 blocs rigides (actif et passif) tels que présentés sur la Figure A-22. Les 2 blocs sont supposés séparés par un plan vertical qui intercepte le plan de glissement. Une force de réaction R_3 est considérée entre eux (Équation A-9) pour matérialiser l'interaction entre les 2 blocs. Pour la stabilité, tant que le bloc passif situé à l'aval du bloc actif reste stable, on peut considérer que le système des 2 blocs est également stable. Ainsi, le facteur de sécurité au glissement du bloc passif est calculé à partir de l'Équation A-8. Dans cette équation, la cohésion le long du plan de glissement est négligée.

$$FS = \frac{[W_p \cos\beta_p + R_3 \sin(\emptyset_3 - \beta_p)]\tan\emptyset_p}{W_p \sin\beta_p + R_3 \cos(\emptyset_3 - \beta_p)} \qquad \text{Équation A-8}$$

$$R_3 = W_a \frac{sin(\beta_a - \emptyset_a)}{cos(\emptyset_a + \emptyset_3 - \beta_a)}$$ Équation A-9

Avec :
W_a et W_p: respectivement poids des blocs actif et passif ;
$\emptyset_a$ et $\emptyset_p$: respectivement angle de frottement du plan de glissement sous les blocs actif et passif ;
β_a et β_p: respectivement angle d'inclinaison du plan de glissement sous les blocs actif et passif ;
$\emptyset_3$: angle de frottement du plan vertical séparant les 2 blocs, considéré ici comme l'angle de frottement des matériaux $\emptyset_m$;
R_3: force de réaction entre le bloc actif et le bloc passif ;

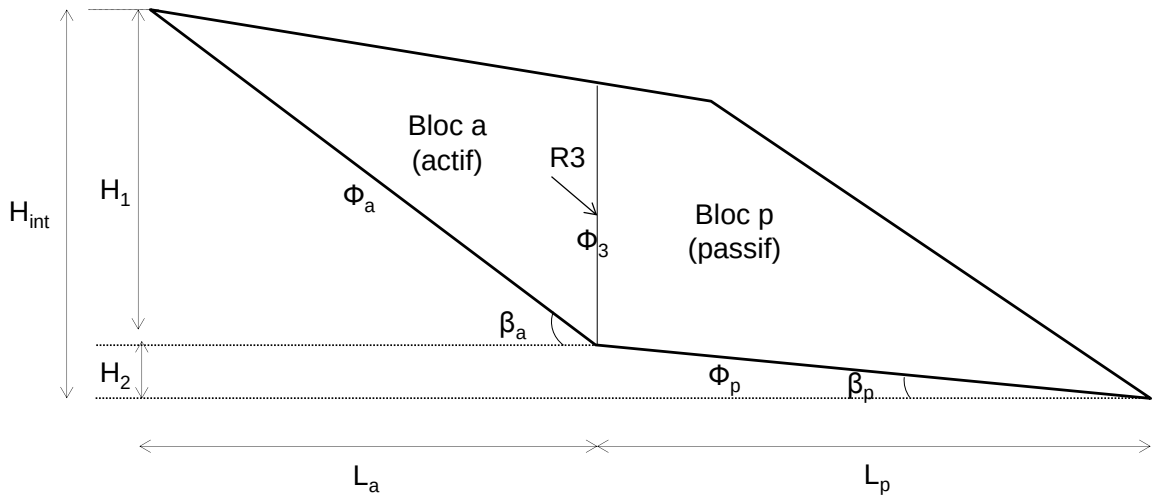


Figure A-22. Géométrie des blocs actif et passif considérés par Giani (1992).

III.1.2. Méthode de Giroud et al. (1995)

Giroud et al. (1995) ont proposé une autre approche qui considère une augmentation linéaire de l'épaisseur du matériau depuis la tête de talus jusqu'au pied (Figure A-23). Dans cette méthode, les paramètres de résistance mécanique des matériaux au-dessus du plan de glissement sont aussi utilisés pour le calcul du facteur de sécurité. De plus, Giroud et al. (1995) prennent en compte la tension dans le GSY situé au-dessus du plan de glissement. Dans ces conditions l'expression du facteur de sécurité devient un peu plus complexe (Équation A-10). Puisque l'Équation A-10 ne prend en compte qu'une seule pente du plan de de glissement, les paramètres équivalents pour l'adaptation seront intégrées dans cette équation.

$$FS = \frac{\tan \emptyset}{\tan \beta} + \frac{t_{toe}}{t_{avg}} \left[\frac{c}{\gamma\, t_{toe} \sin \beta} + \frac{t_{toe} \sin \emptyset_m}{H \sin(2\beta) \cos(\beta + \emptyset_m)} + \frac{c_m \cos \emptyset_m}{\gamma H \sin(\beta) \cos(\beta + \emptyset_m)} + \frac{T}{\gamma\, H\, t_{toe}} \right]$$ Équation A-10

Avec :

$$\mathrm{t_{avg}} = \frac{\mathrm{t_{top}} + \mathrm{t_{toe}}}{2}$$ Équation A-11

Avec :

c_m et $\emptyset_m$: respectivement cohésion et angle de frottement des matériaux au-dessus de l'interface ;

t_{toe} : épaisseur des matériaux en pied de talus dans la direction perpendiculaire à l'interface ;

$\mathrm{t_{top}}$: épaisseur des matériaux en tête de talus dans la direction perpendiculaire à l'interface ;

$\mathrm{t_{avg}}$: épaisseur moyenne des matériaux

H : hauteur verticale de l'interface ;

T: tension dans le GSY au-dessus de l'interface.

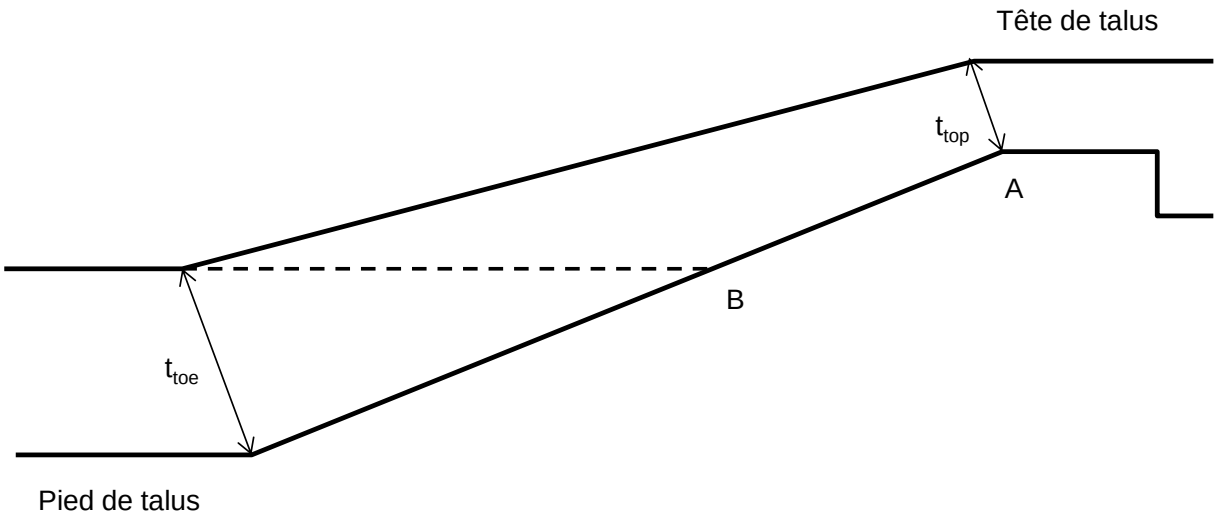


Figure A-23. Géométrie du plan de glissement avec pente uniforme et épaisseur de matériau non-uniforme (Giroud et al., 1995).

III.1.3. Méthode de Koerner et Soong (1998)

La dernière méthode des 2 blocs qui est présentée ici est la méthode de Koerner and Soong (1998). Les auteurs ont proposé différentes expressions du facteur de sécurité en fonction des facteurs considérés. Il s'agit entre autres des forces liées au trafic des engins de chantier, des forces hydrauliques, des forces sismiques et de la possibilité de considérer une épaisseur non-uniforme ou non de matériaux. L'expression du facteur de sécurité retenue ici prend en compte les sous-pressions sous l'interface, la présence de nappe dans les matériaux et une

épaisseur constante des matériaux. Le facteur de sécurité est obtenu en résolvant l'Équation A-12.

$$a\,FS^2 + b\,FS + c = 0$$ Équation A-12

La solution de cette équation est donnée par l'Équation A-13. Puisqu'une seule pente du plan de glissement et une épaisseur uniforme des déchets est considérée dans cette méthode, les paramètres équivalents proposés pour l'adaptation (§ V) seront également utilisés.

$$FS = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4a.c}}{2a}$$ Équation A-13

$$R_3 = W_a \frac{sin(\beta_a - \emptyset_a)}{cos(\emptyset_a + \emptyset_3 - \beta_a)}$$ Équation A-14

$$a = W_a\, sin\,\beta\, cos\,\beta - U_H\, cos^2\beta + U_H$$ Équation A-15

$$b = -W_a\, sin^2\beta \tan\emptyset_m + U_H \sin\beta \cos\beta \tan\emptyset_m - N_a \cos\beta \tan\emptyset - (W_p - U_V)\, tan\,\emptyset_m$$ Équation A-16

$$c = N_a\, sin\,\beta\, tan\,\emptyset\, tan\,\emptyset_m$$ Équation A-17

$$U_n = \frac{\gamma_w h_w \cos\beta\,(2H\cos\beta - h_w)}{\sin 2\beta}$$ Équation A-18

$$U_H = \frac{\gamma_w . h_w^2}{2}$$ Équation A-19

$$U_V = U_H \cot\beta$$ Équation A-20

$$W_a = \frac{\gamma(h - h_w)(2H\cos\beta - t_i - h_w)}{\sin 2\beta} + \frac{\gamma_{sat} h_w (2H\cos\beta - h_w)}{\sin 2\beta}$$ Équation A-21

$$W_p = \frac{\gamma(t_i^2 - h_w^2) + \gamma_{sat}.h_w^2}{\sin 2\beta}$$ Équation A-22

Avec :

a, b et c : paramètres de calcul pour la résolution de l'équation de 2nd degré ;

U_H : résultante des sous-pressions agissant au niveau du plan vertical séparant le bloc actif du bloc passif ;

U_V et U_n : respectivement résultantes des sous-pressions agissant sous le bloc passif et sous le bloc actif ;

h_w: hauteur inclinée d'eau dans le matériau dans la direction perpendiculaire à l'interface ;

N_a : contrainte normale effective appliquée sur le plan de glissement sous le bloc actif.

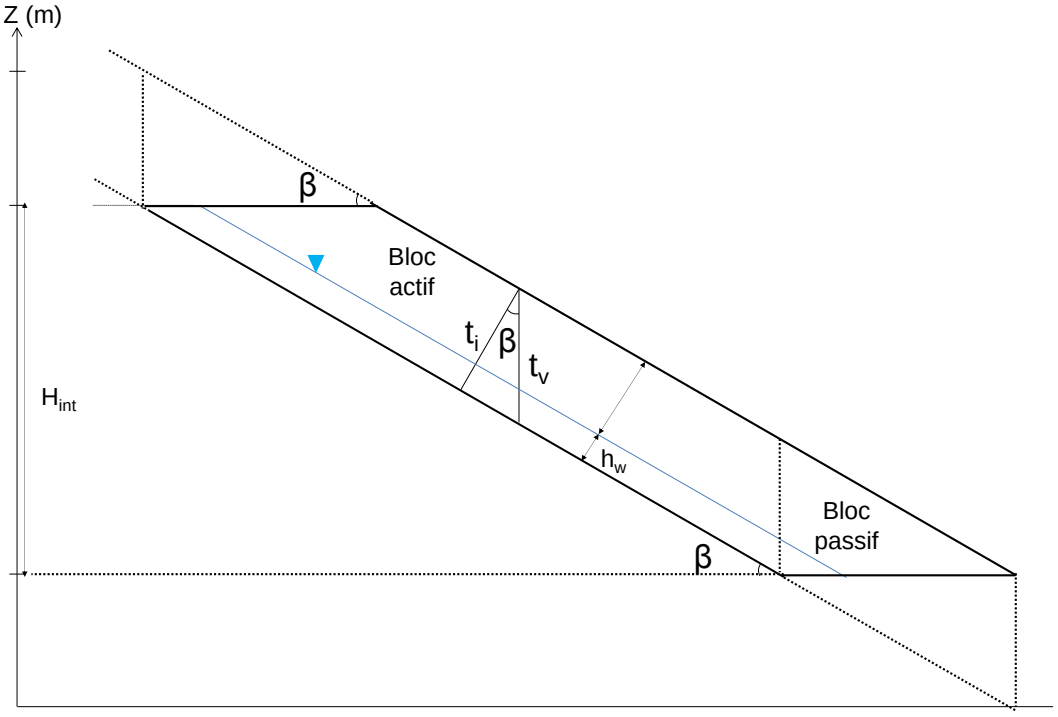


Figure A-24. Géométrie des blocs actif et passif considérés par Koerner and Soong (1998).

III.2. Méthode des 3 blocs : Qian et Koerner (2009)

C'est la seule méthode qui a été développée spécifiquement pour l'analyse du glissement translationnel des extensions d'ISDND. Cette méthode d'équilibre limite proposée par Qian and Koerner (2009), considère 3 blocs rigides en interaction. Il s'agit du bloc actif, du bloc passif et du bloc résistant situé en aval du bloc passif (Figure A-25). Une digue de pied est également considérée par défaut. Par ailleurs, l'approche de Qian and Koerner (2009) permet

d'évaluer la stabilité suivant 2 plans de glissement potentiels. Le premier plan de glissement (UTSR, cf. Figure A-25) passe sous le bloc actif, puis sous le bloc passif et enfin au-dessus de la digue de pied. Comme le 1er plan de glissement, le 2ème plan de glissement (UTSP, cf. Figure A-25) passe sous le bloc actif et sous le bloc passif mais se termine cette fois-ci en passant sous la digue de pied.

Puisque deux plans de glissements sont proposés, il est possible de calculer deux facteurs de sécurité correspondant à ces deux plans de glissement. Le facteur de sécurité correspondant au glissement sur la digue est noté FS_{over} et celui correspondant au glissement sous la digue est noté FS_{under}. Dans tous les cas le calcul de ces facteurs de sécurité nécessite des itérations (Équation A-23 à Équation A-26). Le calcul itératif est basé sur un supposé facteur de sécurité additionnel FS_V entre les 2 blocs. De plus, puisque le processus itératif ne permet d'obtenir qu'une valeur approchée de FS_V, les valeurs exactes de FS_{over} et FS_{under} ne peuvent être déterminées. Les auteurs ont alors proposé de calculer pour chacun des facteurs de sécurité deux valeurs extrêmes qui correspondraient alors aux limites inférieures et supérieures de chaque facteur de sécurité. Ces deux valeurs extrêmes notées FS_{min} et FS_{max} respectivement pour la limite inférieure et la limite supérieure, sont ensuite utilisées pour le calcul d'un facteur de sécurité moyen noté FS_{avg}(Équation A-29). C'est cette valeur moyenne qui est retenue en définitive comme facteur de sécurité.

$$\left(W_p + n_{AP} - n_{PB}\right)\left(\sin\beta_p - \frac{\cos\beta_p \tan\emptyset_p}{FS}\right) - \frac{c_P}{FS} = \frac{\left[(W_{BL}+n_{PB})\left(\sin\beta_{BL}+\frac{\cos\beta_{BL}\tan\emptyset_{BL}}{FS}\right)+\frac{c_{BL}}{FS}\right]\left[\cos\beta_p+\frac{\sin\beta_p\tan\emptyset_p}{FS}+m_{sw}\left(\sin\beta_p-\frac{\cos\beta_p\tan\emptyset_p}{FS}\right)\right]}{\cos\beta_{BL}-\sin\beta_{BL}\,m_{sw}-\frac{\sin\beta_{BL}.\tan\emptyset_{BL}}{FS}-\frac{\cos\beta_{BL}\,\tan\emptyset_{BL}\,m_{sw}}{FS}} - \frac{\left[(W_a-n_{AP})\left(\sin\beta_a-\frac{\cos\beta_a.\tan\emptyset_a}{FS}\right)-\frac{c_a}{FS}\right]\left[\cos\beta_p+\frac{\sin\beta_p.\tan\emptyset_p}{FS}+m_{sw}\left(\sin\beta_p-\frac{\cos\beta_p.\tan\emptyset_p}{FS}\right)\right]}{\cos\beta_a+\sin\beta_a.m_{sw}+\frac{\sin\beta_a.\tan\emptyset_a}{FS}-\frac{\cos\beta_a.\tan\emptyset_a.m_{sw}}{FS}}$$

Équation A-23

Avec :

$$m_{sw} = \frac{\tan\emptyset_m}{FS_V}$$

Équation A-24

$$n_{AP} = \frac{c_{AP}}{FS_V}$$

Équation A-25

$$n_{PB} = \frac{c_{PB}}{FS_V}$$

Équation A-26

Avec :

$$c_{AP} = c_{sw}\, XT \qquad \text{Équation A-27}$$

$$c_{PB} = c_{sw}\, SY \qquad \text{Équation A-28}$$

$$FS_{avg} = \frac{FS_{min} + FS_{max}}{2} \qquad \text{Équation A-29}$$

Avec :

W_{BL} : poids du bloc résistant ;

β_{BL} : angle d'inclinaison de l'interface sous le bloc résistant ;

c_{BL} et $\emptyset_{BL}$: respectivement force de cohésion apparente et angle de frottement sous le bloc résistant ;

c_{sw} et $\emptyset_{sw}$: respectivement cohésion et angle de frottement des nouveaux déchets considérés ici comme c_m et $\emptyset_m$ précédemment définis ;

c_{AP} : force de cohésion apparente à l'interface entre le bloc actif et le bloc passif ;

c_{PB} : force de cohésion apparente à l'interface entre le bloc passif et le bloc résistant ;

XT : hauteur verticale du contact entre le bloc actif et le bloc passif ;

SY : hauteur verticale du contact entre le bloc passif et le bloc résistant ;

FS_V : facteur de sécurité à l'interface entre 2 blocs ;

FS_{min} et FS_{max} : respectivement valeurs minimale et maximale du facteur de sécurité ;

FS_{avg} : moyenne entre FS_{min} et FS_{max} ;

m_{sw} , n_{AP} et n_{PB} : paramètres de calcul.

Dans l'Équation A-23, les 4 hypothèses ci-dessous doivent être retenues pour le calcul du facteur de sécurité :

(1) $\mathrm{FS} = \mathrm{FS_{min}}$ si $FS_V = \infty$, $m_{sw} = 0$, $n_{PB} = 0$ et $n_{AP} = 0$;

(2) $\mathrm{FS} = \mathrm{FS_{max}}$ si $FS_V = \mathrm{FS}$;

(3) $\mathrm{FS} = \mathrm{FS_{over}}$ si $\beta_{BL} = \alpha$; α étant l'angle d'inclinaison du talus avant de la digue de pied ;

(4) $\mathrm{FS} = \mathrm{FS_{under}}$ si $\beta_{BL} = 0$.

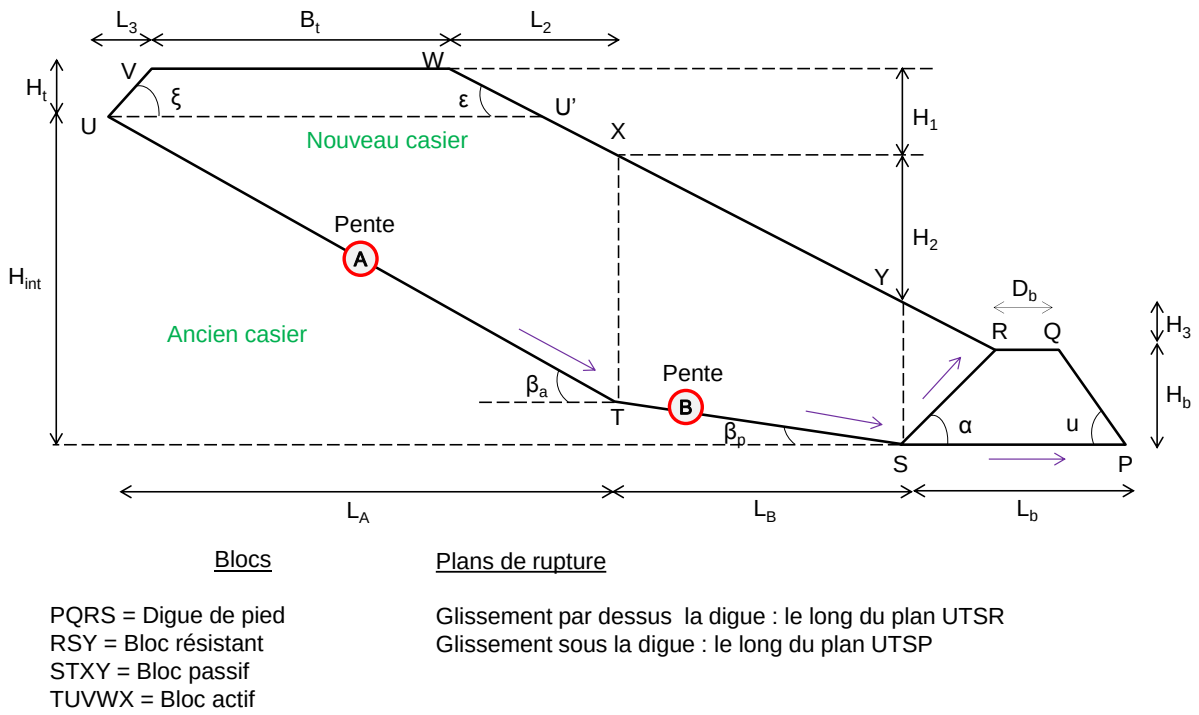


Figure A-25. Géométrie de l'extension d'ISDND considérée par Qian and Koerner (2009).

IV. Analyse à l'équilibre limite avec la méthode des tranches

La méthode des tranches consiste à subdiviser la masse glissante, supposée rigide, en plusieurs tranches verticales et à analyser l'équilibre de ces tranches. La méthode des tranches a été initialement développée pour l'analyse des glissements rotationnels comme présenté sur la Figure A-26. Toutefois, certains logiciels de calcul permettent d'utiliser cette méthode pour l'analyse des glissements translationnels en définissant une surface de rupture polygonale. La surface de glissement est alors représentée par une fine couche présentant les caractéristiques de résistance au cisaillement, identiques à celles de l'interface. Les méthodes de Fellenius (1927) et Bishop (1955) sont présentées ci-dessous. Ces deux méthodes sont parmi les méthodes les plus utilisées par les ingénieurs car elles sont présentes dans la plupart des logiciels de calcul, ce qui n'est pas le cas pour d'autres méthodes de tranches plus rigoureuses comme celles de Morgenstern and Price (1965) et de Spencer (1967) par exemple.

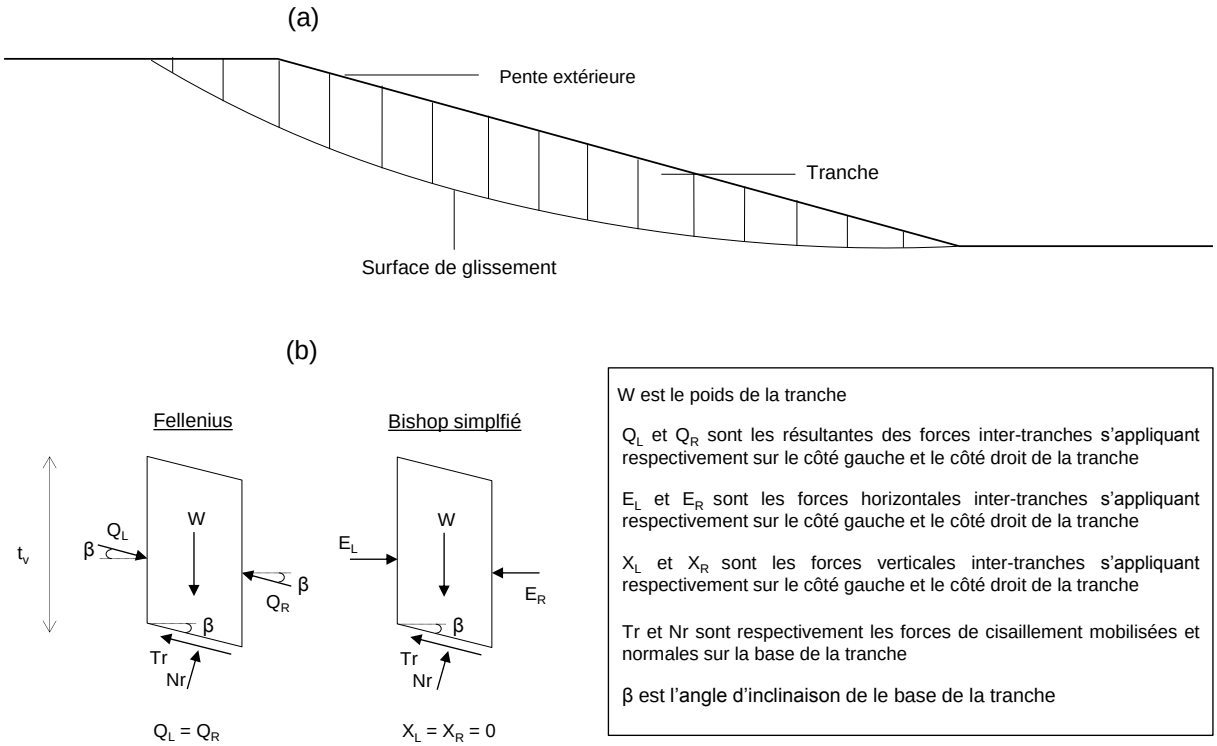


Figure A-26. Principe de la méthode des tranches.

IV.1. Méthode de Fellenius (1927)

La méthode des tranches de Fellenius (1927) est fondée sur des études d'analyse d'instabilité d'argiles molles. Cette méthode est simplificatrice puisqu'elle néglige à la fois les effets des forces verticales et horizontales entre les tranches. En effet, la résultante des forces inter-tranches est supposée parallèle à la base de chaque tranche (Figure A-26). De ce fait, la méthode de Fellenius (1927) ne satisfait pas la 3ème loi d'équilibre de Newton (égalité entre les forces d'action et les forces de réaction). Seul l'équilibre global des moments et des forces dans la direction normale à la base de chaque tranche, est satisfait. En considérant le moment des forces extérieures M_{ext}, le facteur de sécurité est calculé à partir de l'Équation A-30.

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{c_i}{f_{ci}} + \left(f_{s1}\gamma_i\, t_{vi}\, cos^2\beta_i - u_i + \frac{dU_i}{b_i}\sin\beta_i\cos\beta_i\right)\frac{\tan\emptyset_i}{f_{\emptyset i}}\right]\frac{b_i}{\cos\beta_i}}{f_{s3}.\left[\sum_{i=1}^{n}(f_{s1}\,\gamma_i\, t_{vi}\, b_i\sin\beta_i) + \sum\frac{M_{ext}}{R}\right]} \quad \text{Équation A-30}$$

Avec :

M_{ext} : moment des forces extérieures à la masse de matériau ;

t_{vi} : hauteur verticale de la tranche i ;

β_i : angle d'inclinaison de la base de la tranche i ;

b_i : largeur de la tranche i;

c_i et $\emptyset_i$: respectivement cohésion et angle de frottement de la tranche i ;

γ_i : poids volumique de la tranche i ;

f_{ci} et $f_{\emptyset i}$: facteurs partiels à affecter respectivement à c_i et $\emptyset_i$;

f_{s1} : facteur de pondération à affecter au poids volumique de la tranche ;
f_{s3} : facteur de pondération à considérer pour tenir compte de l'incertitude du calcul ;
u_i : pression interstitielle dans la tranche i ;
dU_i: variation de la pression interstitielle entre les tranches ;
R : rayon du cercle de glissement.

IV.2. Bishop simplifié (1955)

La principale différence entre la méthode de Fellenius (1927) et celle de Bishop (1955) concerne les hypothèses faites sur les forces inter-tranches et leurs inclinaison. Bishop (1955) considère uniquement des forces horizontales entre les tranches en interaction. Même si les forces verticales inter-tranches sont négligées, cette méthode considère tout de même l'équilibre global des moments de toute la masse glissante et également l'équilibre des forces dans la direction verticale au niveau de chaque tranche (Popescu, 1985). La solution permettant de calculer le facteur de sécurité est donnée à l'Équation A-31.

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{c_i}{f_{ci}} + \left(f_{s1}\gamma_i\, t_{vi}\, cos^2\beta_i - u_i + \frac{dU_i}{b_i}\sin\beta_i\cos\beta_i\right)\frac{\tan\emptyset_i}{f_{\emptyset i}}\right]\frac{b_i}{\cos\beta_i}}{f_{s3}.\left[\sum_{i=1}^{n}(f_{s1}\,\gamma_i\, t_{vi}\, b_i\sin\beta_i) + \sum\frac{M_{ext}}{R}\right]} \quad \text{Équation A-31}$$

Tous les autres termes de l'Équation A-31 ont déjà été définis précédemment.

V. Adaptations proposées pour la prise en compte des spécificités géométriques des extensions d'ISDND

Comme discuté précédemment, les extensions d'ISDND peuvent présenter des géométries complexes avec des surfaces de glissement (au niveau des BSA et BSP) à pentes multiples et une épaisseur variable de déchets au-dessus des BSA et BSP.
Hormis les méthodes des tranches, de Giani (1992) et de Qian and Koerner (2009) qui permettent de considérer 2 pentes, une pente unique est considérée par toutes les autres méthodes. De plus, compte tenu du fait que ces méthodes considèrent une épaisseur uniforme de matériaux au-dessus du plan de glissement, il est par conséquent indispensable d'adapter les différentes expressions de calcul du facteur de sécurité à ces conditions.

L'adaptation proposée ici consiste à déterminer 5 paramètres dits « équivalents » pouvant être utilisés comme valeurs uniques dans les équations précédentes. Ces paramètres équivalents concernent la cohésion, l'angle de frottement, l'angle d'inclinaison, la longueur du plan de glissement et enfin la hauteur du matériau situé au-dessus du plan de glissement.
La Figure A-27 schématise la géométrie équivalente proposée pour l'adaptation d'une géométrie à deux pentes notées A et B. Cette géométrie équivalente et les paramètres équivalents sont définis de manière à ce que la hauteur de l'interface H_{int} et le poids des nouveaux déchets $W_{nouveau\ casier}$ au-dessus de la surface de glissement demeurent inchangés en passant de la géométrie réelle du site à la géométrie équivalente. Le poids des nouveaux

déchets est calculé à partir de la géométrie polygonale STUVWR telle que schématisée sur la Figure A-27a.

Quant aux 5 paramètres équivalents notés c_{eq}, $\emptyset_{eq}$, β_{eq}, H_{eq} et L_{eq}, ils sont calculés respectivement à partir de l'Équation A-32, l'Équation A-33, l'Équation A-34, l'Équation A-35 et l'Équation A-36.

$$c_{eq} = \frac{c_A\, L_A + c_B\, L_B}{L_A + L_B} \qquad \text{Équation A-32}$$

$$\emptyset_{eq} = \frac{\emptyset_A\, L_A + \emptyset_B\, L_B}{L_A + L_B} \qquad \text{Équation A-33}$$

$$\beta_{eq} = \frac{\beta_A\, L_A + \beta_B\, L_B}{L_A + L_B} \qquad \text{Équation A-34}$$

$$H_{eq} = \frac{W_{new\ landfill}}{\gamma\, L_{eq}} \qquad \text{Équation A-35}$$

$$L_{eq} = \frac{H_{int}}{\sin \beta_{eq}} \qquad \text{Équation A-36}$$

Avec :

c_{eq} et $\emptyset_{eq}$: respectivement cohésion équivalente et angle de frottement équivalent du plan de glissement ;

β_{eq} : angle d'inclinaison du plan de glissement (cf. Figure A-27b) ;

H_{eq} : hauteur inclinée équivalente des déchets au-dessus du plan de glissement ;

L_{eq} : longueur du plan de glissement équivalent ;

γ : poids volumique des déchets au-dessus du plan de glissement ;

c_A et $\emptyset_A$: respectivement cohésion et angle de frottement de la pente A au niveau du plan de glissement ;

c_B et $\emptyset_B$: respectivement cohésion et angle de frottement de la pente B au niveau du plan de glissement ;

β_A et β_B : angles d'inclinaison respectivement de la pente A et de la pente B (cf. Figure A-27 a) ;

L_A et L_B : longueurs horizontales respectivement de la pente A et de la pente B.

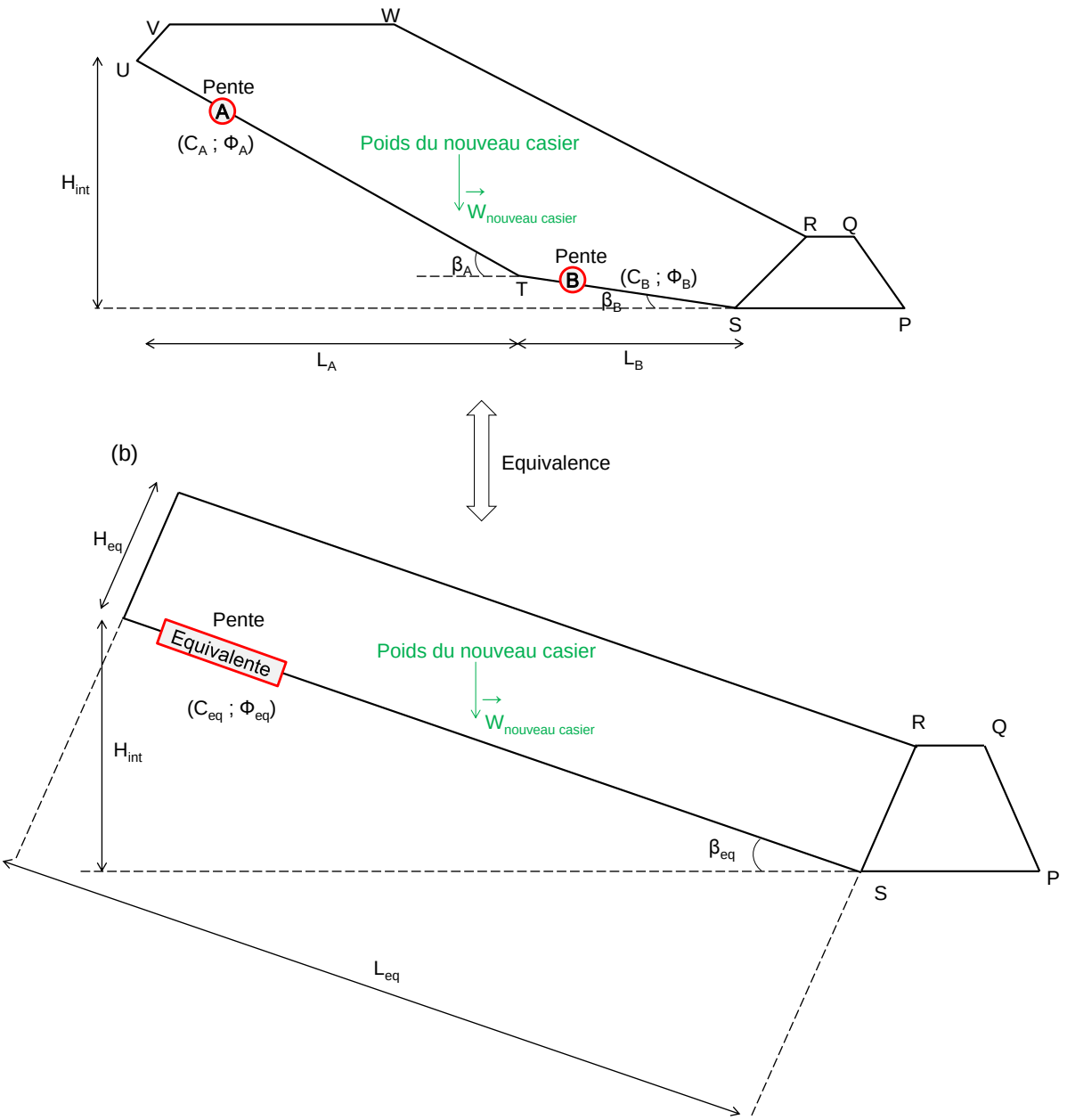


Figure A-27. Illustration de l'équivalence entre deux géométries proposée pour l'adaptation des méthodes analytiques (a) géométrie initiale (b) géométrie équivalente.

Ces paramètres équivalents sont utilisés dans les équations de calcul de stabilité des méthodes de Martin and Koerner (1985), de Matasovic (1991), de Thiel (1998), de la norme XP G38-067 (AFNOR, 2010), de Giroud et al. (1995) et de Koerner and Soong (1998).
En considérant par exemple l'expression du facteur de sécurité de la méthode de Martin and Koerner (1985) donnée à l'Équation A-2, les paramètres c, $\emptyset$, t_i et β sont remplacés respectivement par les paramètres équivalents c_{eq}, $\emptyset_{eq}$, H_{eq} et β_{eq}.

Avec :

FS : facteur de sécurité au glissement ;

c et $\emptyset$: respectivement cohésion et angle de frottement de l'interface ;

β : angle d'inclinaison du plan de glissement ;
γ : poids volumique à teneur en eau naturelle du matériau au-dessus du plan de glissement ;
t_i : hauteur inclinée de la couche d'épaisseur uniforme.

VI. Synthèse

Le Tableau A-7 récapitule les particularités de chacune des méthodes précédemment présentées. Il précise les paramètres qui peuvent être considérés dans le cadre de chaque méthode. Ces paramètres sont la cohésion de l'interface (plan de glissement), la résistance au cisaillement des matériaux au-dessus de l'interface, le niveau d'eau au sein de ces matériaux, la saturation éventuellement complète de ces matériaux, les pressions sous l'interface, les conditions sismiques, la résistance en traction du GSY (GTX considéré) au-dessus de l'interface et la présence d'une digue de pied.
Comme discuté en début de chapitre, les dix méthodes analytiques présentées ici feront l'objet d'une analyse comparative qui sera réalisée dans le chapitre VI (partie B) de ce manuscrit. A cet effet, toutes les équations qui ont été présentées précédemment, à l'exception des méthodes des tranches, ont été programmées dans un classeur de calcul Excel afin d'automatiser les calculs.
Pour la méthode des tranches c'est le logiciel Talren V.4 qui a été utilisé.

Tableau A-7. Hypothèses et principes pouvant être considérés par les méthodes analytiques de dimensionnement des géosynthétiques de renforcement sur cavité.

Méthodes	Paramètre pris en compte							
	Cohésion de l'interface	Résistance au cisaillement des matériaux au-dessus de l'interface	Niveau d'eau	Saturation complète	Pressions sous l'interface	Effet sismique	Résistance à la traction du géosynthétique	Digue de pied
MK_a, M_a, T_a, XP_a	✓							
M_b	✓		✓					
M_c	✓		✓			✓		
T_b	✓				✓			
M_d	✓		✓		✓	✓		
MK_b	✓			✓				
Gir	✓	✓					✓	
G		✓						
KS		✓	✓		✓			
QK_a	✓	✓						✓
QK_b	✓	✓						✓
XP_b	✓							
Bis, Fel	✓	✓	✓	✓		✓		✓

MK : Pente infinie, Martin et Koerner (1985) [a : humide; b : saturation complète]

M : Pente infinie, Matasovic (1991) [a: humide ; b: niveau d'eau ; c: b+séisme; d: c+pression sous l'interface]

QK: 3 blocs, Qian et Koerner (2009) [a: au-dessus de la digue ; b: sous la digue]

Fel : Fellenius (1927)

Bis : Bishop (1955)

XP: Pente infinie, XP G 38-067 (2010) [a: sans les facteurs partiels de l'EC7; b: Avec]

T: Pente infinie, Thiel (1999) [a: wet ; b: a+under-pressure]

G: 2 blocs, Giani (1992)

Gir: 2 blocs, Giroud et al. (1995)

KS: 2 blocs, Koerner and Soong (1998)

VII. Conclusions

Ce chapitre avait pour but d'établir un état de l'art sur les principales méthodes analytiques qui sont utilisées pour l'évaluation de la stabilité au glissement translationnel. Dix méthodes classées en quatre groupes ont été passées en revue. Ces dix méthodes sont (1) les méthodes d'équilibre limite sur pente infinie [Martin and Koerner (1985), Matasovic (1991), Thiel (1998) et la norme XP G38-067 (AFNOR, 2010)], (2) les méthodes des 2 blocs [Giani (1992), Giroud et al. (1995) et Koerner and Soong (1998)], (3) la méthode des 3 blocs proposée par Qian and Koerner (2009) et (4) les méthodes des tranches [Fellenius (1927) et Bishop (1955)].

Les hypothèses fondamentales de chacune de ces méthodes ainsi que les différentes expressions des facteurs de sécurité au glissement ont été présentées. Ces hypothèses et expressions du facteur de sécurité seront utiles pour l'analyse comparative qui sera réalisée dans le chapitre VI de la partie B de ce manuscrit. Cette analyse comparative devra permettre d'évaluer les écarts entre modèles, d'identifier les méthodes les plus conservatives et celles qui se prêtent le mieux à une utilisation dans le cadre d'une extension d'ISDND.

En effet, les 10 méthodes présentées dans ce chapitre sont basées sur des principes et des hypothèses différentes. De plus, parmi ces méthodes, seule la méthode des 3 blocs de Qian et Korner (2009) a été développée spécifiquement pour les extensions d'ISDND. En effet, même si les méthodes des tranches peuvent aussi s'adapter à tout type de géométrie, elles ont été développées initialement pour l'évaluation de la stabilité au glissement rotationnel. Ainsi, une incertitude demeure quant à la pertinence et la validité de ces méthodes analytiques pour l'évaluation de la stabilité au glissement translationnel à la base des extensions d'ISDND.

Par ailleurs, des adaptations des expressions du facteur de sécurité des méthodes de Martin and Koerner (1985), de Matasovic (1991), de Thiel (1998), de la norme XP G38-067 (AFNOR, 2010), de Giroud et al. (1995) et de Koerner and Soong (1998) aux spécificités géométriques et aux caractéristiques des extensions d'ISDND, ont été proposées dans ce chapitre. Ces méthodes sont en effet basées sur des géométries simplistes qui ne reflètent pas toujours celles des extensions d'ISDND.

Pour ces adaptations, 5 paramètres dits « équivalents » à utiliser dans les différentes expressions du facteur de sécurité ont été proposés. Ces 5 paramètres équivalents concernent d'une part, la cohésion, l'angle de frottement, l'angle d'inclinaison et la longueur du plan de glissement et d'autre part la hauteur du matériau situé au-dessus du plan de glissement.

En outre, dans cette thèse, deux échelles (grande et petite) ont été considérées pour l'analyse de l'intégrité structurelle et de la stabilité des GSY au sein des BSA et BSP. La grande échelle concerne les phénomènes tels que le glissement translationnel qui peuvent affecter la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage. Ce chapitre a également présenté les principes des méthodes analytiques qui permettent d'évaluer cette stabilité au glissement (grande échelle). Dans le chapitre IV, un examen similaire à celui qui a été réalisé dans ce chapitre, sera effectué mais en se concentrant cette fois ci, sur les risques d'effondrements localisés (cavités) sous la BSP (à petite échelle). Ainsi, le chapitre IV présentera un état de l'art sur huit méthodes

analytiques de dimensionnement des GSY de renforcement sur cavité qui sont utilisées pour préserver l'intégrité des barrières de sécurité sujettes à un effondrement localisé.

A l'instar des méthodes d'évaluation de la stabilité au glissement, aucune de ces 8 méthodes ne fait consensus et les hypothèses retenues pour chacune des méthodes diffèrent les unes par rapport aux autres. Une analyse comparative visant à évaluer les écarts pouvant résulter de l'application de ces différentes méthodes sera réalisée dans la partie B de ce manuscrit.

CHAPITRE IV

METHODES ANALYTIQUES DE DIMENSIONNEMENT DES GEOSYNTHETIQUES DE RENFORCEMENT SUR CAVITE

I. Introduction

Dans le chapitre précédent, nous nous sommes intéressés aux méthodes analytiques d'évaluation de la stabilité au glissement translationnel qui concerne l'ensemble de l'ouvrage (analyse grande échelle).
Dans ce chapitre, nous nous concentrerons sur huit méthodes analytiques de dimensionnement des GSY de renforcement au droit d'un effondrement localisé ou d'une cavité sous la BSP (analyse petite échelle). Les méthodes présentées sont celles de (1) Giroud et al. (1990), (2) de Koerner and Hwu (1991), (3) de Koerner et al. (1996), (4) RAFAEL (1999), (5) de Jones and Pine (2001), (6) de Briançon and Villard (2008), (7) de la norme anglaise BS8006 (British Standard Institute, 2010) et (8) des recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011).

Ces méthodes sont fondées sur des hypothèses différentes et en particulier elles ne considèrent pas les mêmes contraintes verticales appliquées sur le GSY de renforcement dans le cadre de son dimensionnement (détermination des efforts de traction et de la déformation).
De plus, elles ont été développées pour des applications particulières (par exemple les routes, les remblais purement frottants) qui ne sont pas celles des extensions d'ISDND.
L'objectif de ce chapitre est donc de présenter les principes fondamentaux de ces méthodes ainsi que les hypothèses sur lesquelles elles sont fondées. Ces 8 méthodes seront par la suite retenues pour une étude comparative dans la partie C de ce manuscrit. Cette étude comparative vise à évaluer les différences entre ces méthodes et à mettre en évidence les plus conservatives d'entre elles.
Dans la suite de ce chapitre, les grands principes de ces méthodes analytiques de dimensionnement, notamment la théorie de l'effet voute et de l'effet membrane seront d'abord présentés. Puis les paramètres d'entrée nécessaires à l'application de ces méthodes seront discutés. Il s'agit notamment, de la forme et de la taille de la cavité, les critères de dimensionnement qui sont retenus pour l'application de ces méthodes. Les différentes expressions de calcul de la contrainte verticale appliquée sur le GSY au droit de la cavité, qui détermine le dimensionnement, seront données. Enfin, les particularités de chacune des 8 méthodes et leurs formulations seront présentées.

II. Historique, évolution et principes de base des méthodes de dimensionnement

II.1. Effet voûte ou « arching theory » et report de charge

Dans la 1ère décennie de 1900, les ingénieurs hydrauliciens de l'état d'Iowa (USA) ont constaté que leurs conduites enterrées cédaient souvent sous l'effet du poids du sol sus-jacent. C'est ainsi qu'en 1913, Marston and Anderson (1913) ont entamé des travaux de recherche afin de quantifier les charges réelles qui étaient appliquées sur ces ouvrages. Les auteurs ont mis en évidence que la charge d'une colonne de sol au-dessus d'une conduite était modifiée.

Cette modification se traduisait par le développement d'une arche au-dessus de la conduite avec une partie du poids de la colonne de sol qui était transférée sur les côtés de la conduite (Spangler and Handy, 1982). Ce fut le début de la théorie de l'effet voûte communément appelée « arching theory » qui définit un report de charge (avec concentration d'efforts) sur les bordures d'une cavité (Figure A-1).

Ce concept a été repris plus tard par Terzaghi (1943) pour décrire le comportement d'un sol au-dessus d'une fondation instable ou d'un vide comme c'est le cas pour des tassements différentiels ou dépressions (cavités, trous, etc.). En 1985, Handy (1985) a proposé une forme caténaire (arc inversé) pour décrire le phénomène. Il a ensuite proposé des équations pour l'évaluation des charges transférées sur les bordures d'une cavité. Ces coefficients sont basés sur un coefficient de transfert de charge fonction de la forme et de l'étendue l'arc inversée en dessous du vide.

Depuis cette époque, il est généralement admis que le développement d'une cavité en dessous d'une masse de sol engendre une modification des mécanismes de charge sous la masse de sol avant d'atteindre l'équilibre. La Figure A-28 présente le principe de la théorie de l'effet voute. La voute formée au sein du remblai crée un report de charges sur les côtés de la cavité, ce qui conduit à une baisse de la contrainte au droit de la cavité.

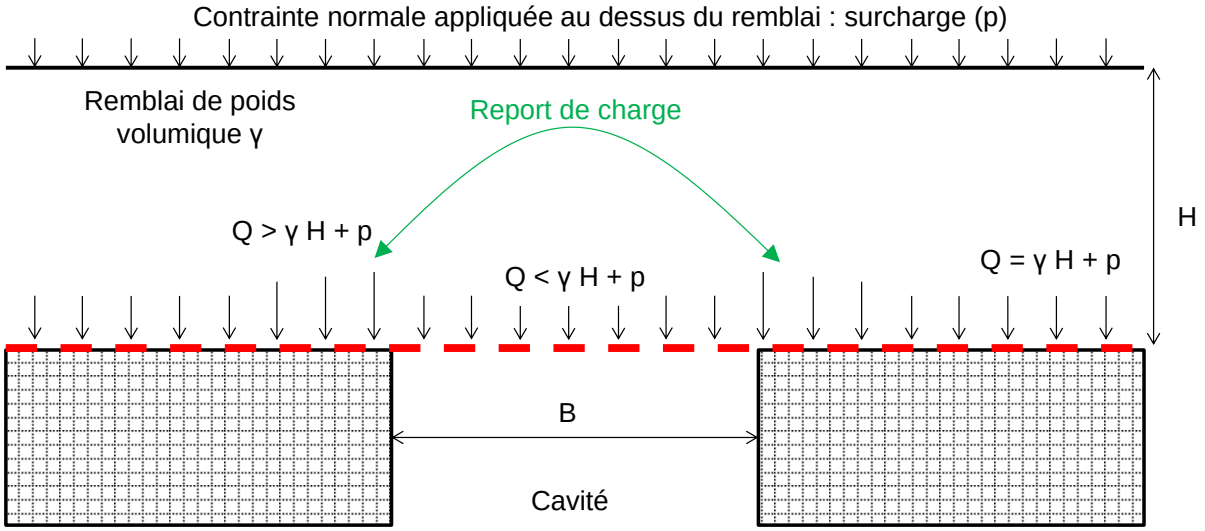


Figure A-28. Redistribution théorique des contraintes liée à l'effet voûte selon (Inspiré de Giroud et al. (1990)).

Lorsqu'un GSY sur cavité est soumis à une contrainte verticale Q comme présenté sur la Figure A-28, il se déforme en se mettant en tension : c'est la théorie de l'effet membrane. Cette théorie utilisée par la plupart des méthodes de dimensionnement (comme celle de RAFAEL (1999)) pour le calcul de la tension dans le GSY de renforcement, est présentée dans la section suivante.

II.2. Théorie de l'effet membrane

Du fait de sa très faible inertie (presque nulle), lorsqu'un GSY sous remblai (contrainte verticale) est sujet à un effondrement localisé (ou cavité), il se déforme sous la forme d'un arc concave vers le haut en se mettant en tension. Ces efforts de traction le long du GSY déformé, sont dissipés progressivement au fur et à mesure qu'on s'éloigne de l'effondrement grâce aux frottements en périphérie de la cavité.
Les équations développées pour l'évaluation de ces efforts de traction liés à l'effet membrane sont basées sur les hypothèses suivantes :

- la nappe GSY est supposée horizontale et de largeur unitaire dans le plan ;
- le GSY est fixé à ses deux extrémités ;
- le GSY présente une seule direction de frottement ;
- la réaction du sol sous le GSY est négligée.

L'évaluation des efforts de traction développés dans le GSY est souvent réalisée en considérant à la fois l'effet voute (réduction des contraintes au droit de la cavité) et l'effet membrane, car l'utilisation unique de l'effet membrane peut conduire à une surdimensionnement (Giroud et al., 1990).
Dans la théorie de l'effet membrane, le GSY de renforcement est supposé isotrope, c'est-à-dire qu'il présente un comportement en traction identique dans toutes les directions. De plus, toute la masse de sol au-dessus de la cavité est considérée comme étant homogène, uniforme (même densité et caractéristiques en cisaillement notamment) et dans un état drainé (sans pression interstitielle). Pour prendre en compte ces limites, la plupart des méthodes développées pour le calcul des efforts de traction dans le GSY incluent des facteurs de sécurité partiels ou des paramètres particuliers (McKelvey-III, 1994).

II.3. Géométrie des cavités et critères de dimensionnement

II.3.1. Forme et taille des cavités

Lorsque les GSY de renforcement sont utilisés à titre préventif, le concepteur est obligé de formuler des hypothèses arbitraires sur la forme et la taille des cavités pour le dimensionnement. Dans les ISDND par exemple, la géométrie des dépressions localisées est aléatoire et il est impossible de déterminer leurs formes et dimensions exactes. Il n'existe pas de consensus actuellement sur la géométrie et la taille des cavités à considérer. Des géométries simples (circulaire et rectangulaire) sont donc par défaut retenues pour le dimensionnement.

Le choix de la forme et de la taille de la cavité, essentiel pour le dimensionnement, ne peut se faire que sur la base de l'expérience, des mesures de terrains ou sur des critères conservatifs. Sur la première extension d'ISDND par exemple, les concepteurs ont réalisé le dimensionnement de la GGR de renforcement sur la base d'une cavité circulaire de 2,4 m de diamètre (Tieman et al. (1990)). Selon Stulgis et al. (1996) et Chen et al. (2011), une cavité

circulaire d'un diamètre compris entre 1,8 et 2,4 m est souvent retenue. Cette taille de cavité est choisie ainsi sur la base de la présence potentielle d'un réfrigérateur dans les déchets : c'est l'effet « réfrigérateur » qui peut être retenu pour la conception des couvertures des ISDND (Carroll et al., 1991).

Cependant, il est à noter que pour des sites dont la gestion a été correctement contrôlée ou dont les déchets sont homogènes et peu compressibles (bien compactés), cette hypothèse peut paraitre fantaisiste. Par exemple, Si l'histoire du casier de stockage de déchets existant est connue, une taille plus faible pourrait être considérée. A titre d'exemple, Warith et al. (1994) notaient des dépressions de 0,5 à 0,6 m sur une ISDND au Canada. Ces valeurs sont issues de l'analyse des cartes d'iso-contours de tassement de la couverture du site.

II.3.2. Critères de dimensionnement : valeurs limites acceptables

Le critère de dimensionnement fait référence à la valeur maximale de déflexion (flèche) ou de déformation qui ne doit pas être dépassée. A l'issue de la démarche de dimensionnement, le GSY de renforcement doit permettre à ce que les valeurs de déformations restent à tout moment inférieures à ce critère de dimensionnement. Deux types de critères de dimensionnement sont retenus par les méthodes analytiques de dimensionnement.

- **Limiter la déflexion en surface sous l'ouvrage à une valeur admissible**. Le rapport s/D_s entre la valeur de la déflexion s et la taille de la dépression D_s sous l'ouvrage permet de définir une valeur limite de déformation différentielle en surface à ne pas dépasser. Le Tableau A-8 présente les valeurs limites pour quelques ouvrages courants. Dans le contexte des extensions d'ISDND, puisque le GSY de renforcement est mis en place pour limiter la déformation de la barrière de sécurité, ce critère de déflexion en surface de l'ISDND n'a donc véritablement de sens. Dans ce contexte, l'utilisation des méthodes de dimensionnement utilisant ce critère de déformation différentielle en surface peut donc s'avérer plus complexe qu'une application classique (bâtiment par exemple). Le concepteur peut en effet décider d'ignorer complètement les premières étapes de dimensionnement et de fixer directement un critère de dimensionnement sur le GSY de renforcement sans se préoccuper des conséquences sur le tassement en surface.

Tableau A-8. Quelques valeurs limites de déformation admissible en surface (selon Delmas et al. (2015)) A : Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2011) B : Lawson and Yee (2011).

Ouvrage	Déformation différentielle de surface limite	Référence
Voies ferrées	$\frac{s}{D_s} \leq 0{,}2\%$ et $s \leq 1$ cm	A
	$\frac{s}{D_s} \leq 0{,}5\ \%$	B
Autoroutes (vitesses élevées)	$1{,}0\ \% \leq \frac{s}{D_s} \leq 1{,}7\ \%$	A
	$\frac{s}{D_s} \leq 1\ \%$	B
Routes secondaires (vitesses faibles)	$1{,}7\ \% \leq \frac{s}{D_s} \leq 2{,}5\ \%$	A
	$\frac{s}{D_s} \leq 2\ \%$	B
Autres routes urbaines, parking, etc.	$2{,}5\ \% \leq \frac{s}{D_s} \leq 7{,}0\ \%$	A
Parcs et zones piétonnes	$\frac{s}{D_s} \leq 5\ \%$	B

- **Limiter la déformation ou la tension dans le GSY de renforcement à une valeur admissible**. Avec ce critère de dimensionnement, on considère que, tant que le GSY de renforcement garde un certain niveau de résistance mécanique, l'ouvrage est protégé des risques de déformation ou tension excessive liée à la cavité. Dans le cas des extensions d'ISDND, le GSY de renforcement est généralement dimensionné à partir d'un critère défini sur la GMB au sein de la BSA. Ainsi, si l'on retient une déformation admissible maximale de la GMB de 3 % (cf. Partie A, chapitre II), le dimensionnement est effectué de manière à ce que la déformation dans le GSY de renforcement (et non dans la GMB) n'excède pas 3 %.

  En plus de la définition de la déformation admissible, une limite de tension peut également être fixée pour le calcul.

  Comme présenté dans le chapitre II (p. 75), la réglementation en vigueur exige la mise en place d'une couche d'argile d'au moins 1 m d'épaisseur au niveau de la BSP (sans équivalence en étanchéité). Le Tableau A-9 présente quelques valeurs maximales de déformation en traction des argiles issues de la littérature. Si l'on considère, que le GSY de renforcement doit protéger, en plus de la BSA (GMB), également la BSP (argile), il est alors nécessaire de se fixer un critère de dimensionnement relatif à l'argile. Comme présenté dans le Tableau A-9, la déformation maximale de traction des argiles varie selon le type d'argile mis en œuvre, la teneur en eau et l'indice de plasticité. Le confinement de l'argile influence également sa capacité à résister aux déformations en traction (Camp-Devernay, 2008).

Le Tableau A-9 montre que la déformation maximale de traction des argiles peut varier de seulement 0,07 % à 4,8 %. Si l'on considère les argiles compactées peu plastiques dans les barrages comme présenté dans le Tableau A-9, la déformation maximale serait alors inférieure à 0,5 %. Toutefois, une valeur de 1 % est souvent retenue comme critère de base par la profession. Cependant, cette valeur est à prendre avec précautions pour les raisons évoquées précédemment. La procédure idéale pour déterminer la valeur de déformation maximale admissible serait de réaliser un véritable test (préférable in-situ) dans les conditions dans lesquelles l'argile est mise en œuvre. Cette détermination est également possible en laboratoire sous réserve de disposer d'un banc d'essai adapté.

Tableau A-9. Quelques valeurs limites de déformation de traction des argiles (extrait de LaGatta et al. (1997), de Gabr and Hunter (1994) et deCamp-Devernay (2008)

Type d'argile	Teneur en eau (%)	Indice de plasticité (%)	Déformation maximale (%)	Références
Naturelle	19,9	7	0,80	Tschebotarioff et al. (1953)
Bentonite	101	487	3,40	
Illite	31,5	34	0,84	
Kaolinite	37,6	38	0,17	
Barrage de Portland	16,3	8	0,18	Leonard and Narain (1963)
Barrage Rector Creek	19,8	16	0,16	
Barrage Woodcrest	10,2	*	0,18	
Barrage Shell Oil	11,2	*	0,07	
Barrage expérimental	16,4	11	0,2	
Argile du Gault	19 - 31	39	0,1 – 1,7	Ajaz and Parry (1975)
Balderhead, U.K.	10 - 18	14	0,1 – 1,6	
-	-	32	1,3 – 2,8	Scherbeck et al. (1991)
Kaolin	21 - 30	16	2,8 – 4,8	Scherbeck and Jesserberg (1993)
-	16 - 29	31	1,5 – 4,1	
-	19 - 33	49	1,6 – 3,6	
-	18 - 26	32	1,7 – 4,4	
-	-	-	< 0,5	Gabr and Hunter (1994)
-	-	-	0,2 – 1,5	Camp-Devernay (2008)

- Non précisée
* Non plastique

Cette section s'est attachée à présenter les critères de dimensionnement à fixer pour le l'application des huit méthodes analytiques de dimensionnement des GSY de renforcement sur cavité retenus dans cette thèse.

Outre le critère de dimensionnement à fixer, la contrainte verticale appliquée sur le GSY au droit de la cavité est également un paramètre important qui influence directement les calculs. Ci-dessous, les différentes méthodes qui permettent de calculer cette contrainte de

dimensionnement sont présentées. Ce sont les méthodes de Marston and Anderson (1913), de Terzaghi (1943),de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe et l'hypothèse de Coulomb, de Handy (1985), de la norme britannique BS8006 (British Standard Institute, 2010), des recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011) et enfin de Giroud et al. (1990).

III. Calcul de la contrainte sur le géosynthétique de renforcement au droit de la cavité

III.1. Méthode de Marston et Anderson (1913)

Faisant suite aux problématiques de stabilité structurelle rencontrées par les hydrauliciens dans l'état d'Iowa (USA), Marston and Anderson (1913) ont proposé des équations pour l'estimation de la contrainte verticale au droit d'un tube enterré. Cette méthode suppose l'existence d'un « plan d'égal tassement », au-dessus duquel les tassements sont supposés uniformes au droit de la conduite et des zones adjacentes (Figure A-29).
Dans cette méthode, lorsque la hauteur du remblai est importante ($H > H_e$), le poids du sol situé au-dessus du plan d'égal tassement et d'épaisseur ($H - H_e$) est assimilé à une surcharge. Selon Marston and Anderson (1913), la contrainte verticale, fonction de la hauteur H_e, qui est appliquée sur le tube de diamètre L enfoui à une profondeur H qui dépend de l'application ou non d'une surcharge.
Dans le cas de l'application d'une surcharge ($p > 0$), la contrainte Q est donnée par l'Équation A-37.

$$Q = \frac{\gamma L}{2K \tan \emptyset}\left(1 - e^{-2K \tan \emptyset \frac{H_e}{L}}\right) + [p + \gamma(H - H_e)]e^{-2K \tan \emptyset \frac{H_e}{L}} \qquad \text{Équation A-37}$$

Avec :
Q : contrainte verticale appliquée au droit de la cavité ;
γ : poids volumique du remblai au-dessus de la cavité.
L : diamètre de la cavité ;
$K = K_a$: coefficient de poussée des terres actif ;
$\emptyset$: angle de frottement du remblai au-dessus de la cavité ;
H_e : plan d'égal tassement ;
H : hauteur du remblai au-dessus de la cavité.

Par ailleurs, lorsqu'il n'y a aucune surcharge ($p = 0$), la contrainte Q est calculée par l'Équation A-38.

$$Q = \gamma L C_d \qquad \text{Équation A-38}$$

avec :

$$C_d = \frac{-1 + e^{\pm K \tan \emptyset \frac{2H}{L}}}{\pm 2K \tan \emptyset} \; pour \; H \leq H_e \qquad \text{Équation A-39}$$

et

$$C_d = \frac{-1 + e^{\pm K \tan \emptyset \frac{2H}{L}}}{\pm 2K \tan \emptyset} + \left(\frac{H - H_e}{L}\right) \; pour \; H > H_e \qquad \text{Équation A-40}$$

Pour la hauteur du plan d'égal tassement H_e, Terzaghi (1943) suggère de considérer environ 2,5 fois la largeur du tube (ou de la cavité) soit $H_e \approx 2{,}5\,L$. Cette hypothèse est issue d'expérimentations qu'a réalisées l'auteur.

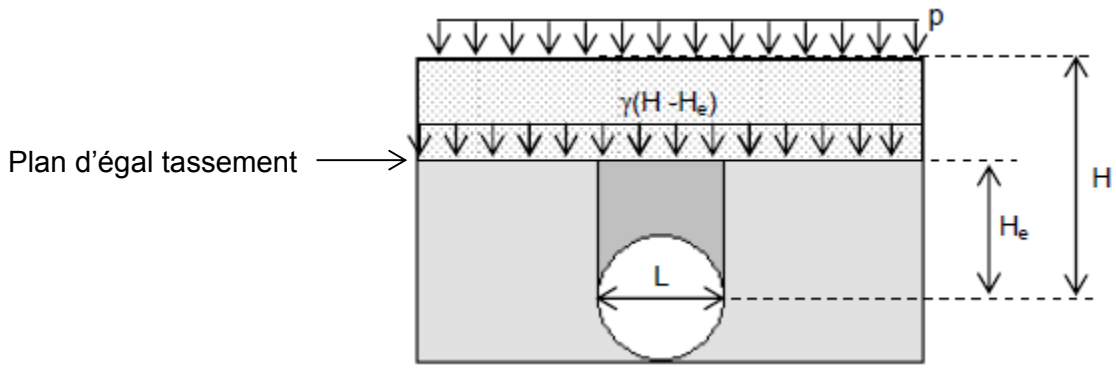


Figure A-29. Illustration de la géométrie d'effondrement et du plan d'égal tassement considéré par Marston and Anderson (1913).

III.2. Méthode de Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) suppose l'existence de 2 lignes de glissement verticales situées au-dessus des coins de la cavité et sur lesquelles s'exercent des forces de frottement ascendantes s'opposant au mouvement descendant de la masse de sol au-dessus de la cavité. Ces forces s'opposant au mouvement correspondent à la résistance au cisaillement selon le critère de Mohr-Coulomb comme décrit sur la Figure A-30.

En conséquence, cette méthode aboutit à une diminution de la contrainte appliquée en tête de cavité et à un report de charge sur les bords de la cavité (effet voûte).

Terzaghi (1943) a généralisé les équations de Marston and Anderson (1913) pour une application aux cavités rectiligne et circulaire. Les expressions de la contrainte verticale au-dessus de la cavité, à une profondeur z, correspondant aux cavités rectiligne (tranchée) et circulaire sont données respectivement par l'Équation A-41 et l'Équation A-42.

$$Q(z) = \frac{\gamma L - 2c}{2K \tan \emptyset}\left(1 - e^{-K \tan \emptyset \frac{2z}{L}}\right) + p e^{-K \tan \emptyset \frac{2z}{L}} \qquad \text{Équation A-41}$$

$$Q(z) = \frac{\gamma L - 4c}{4K \tan \emptyset}\left(1 - e^{-K \tan \emptyset \frac{4z}{L}}\right) + pe^{-K \tan \emptyset \frac{4z}{L}} \qquad \text{Équation A-42}$$

Avec :

$$K = \mathrm{K_a} = \frac{1 - \sin \emptyset}{1 + \sin \emptyset} \qquad \text{Équation A-43}$$

Avec :
z : profondeur à laquelle est calculée la contrainte, considérée comme la hauteur du remblai H ;
c : cohésion du remblai au-dessus de la cavité.

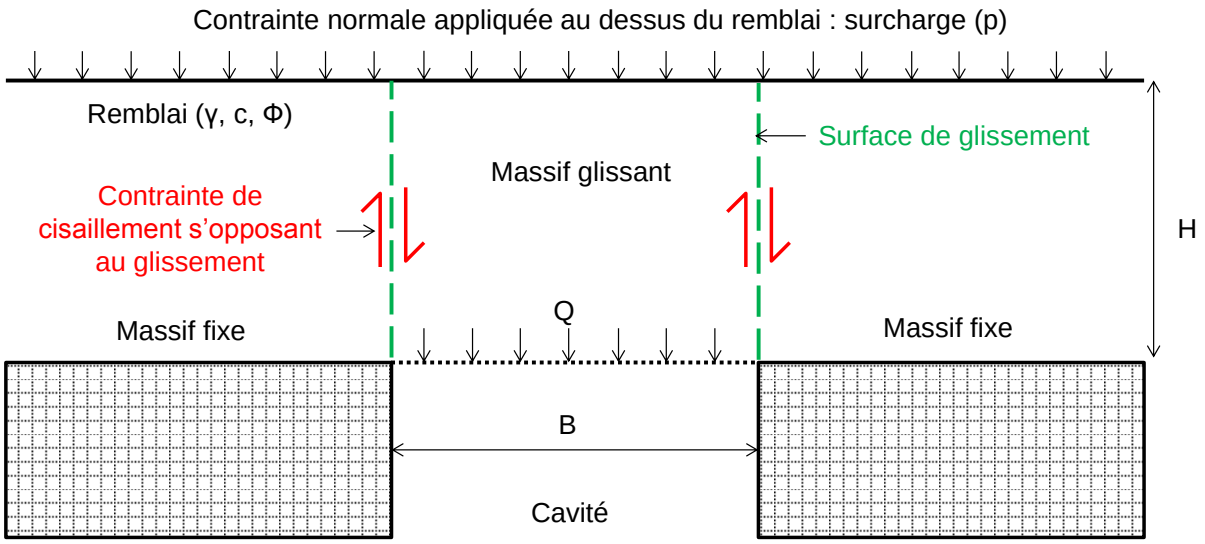


Figure A-30. Illustration des forces de cisaillement s'opposant à la charge du remblai sur le géosynthétique au droit de la cavité telles que considérées par Terzaghi (1943).

III.3. Méthode de Vardoulakis et al. (1981)

Vardoulakis et al. (1981) ont modifié l'expression du coefficient de poussée des terres K proposé par Terzaghi (1943) en considérant que le long des surfaces de cisaillement verticales, l'angle de frottement du matériau atteint le niveau résiduel. Cet angle de frottement est défini comme étant l'angle critique $\emptyset_c$.
En prenant en compte cette hypothèse, l'Équation A-43 qui donne l'expression du coefficient de poussée devient l'Équation A-44.

$$K = \frac{1 - \sin \emptyset_c \cos 2\left(\frac{\pi}{2} + \beta\right)}{1 + \sin \emptyset_c \cos 2\left(\frac{\pi}{2} + \beta\right)} \qquad \text{Équation A-44}$$

Avec :

$$\beta = \lambda_e - \sqrt{\lambda_e^2 - \lambda^2}$$ Équation A-45

$$\lambda_e = \frac{\sin \emptyset_c}{(1 - \sin \emptyset_c)\tan \emptyset}$$ Équation A-46

$$\lambda = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset_c}{2}\right)$$ Équation A-47

Deux hypothèses sont proposées pour déterminer l'angle de frottement critique mobilisé. Ce sont les hypothèses de Coulomb et de Roscoe.

- Selon l'hypothèse de Coulomb :

$$\emptyset = \emptyset_c$$ Équation A-48

- Selon l'hypothèse de Roscoe :

$$\tan \emptyset = \sin \emptyset_c$$ Équation A-49

Avec :
$\emptyset_c$: angle de frottement critique du remblai assimilé à l'angle de frottement résiduel.

III.4. Méthode de Handy (1985)

Comme Vardoulakis et al. (1981), Handy (1985) a proposé une autre équation pour l'évaluation du coefficient K afin de prendre en compte le changement de direction des contraintes principales du fait de l'effet voute. Il suppose en effet une arche inversée en équilibre le long de laquelle les contraintes sont supposées constantes et une mobilisation totale des frottements le long des plans de glissement. En effet, le coefficient $K = K_a$ présenté comme étant le rapport entre la contrainte horizontale et la contrainte verticale dans l'approche de Terzaghi (1943) n'est valable que si les directions des contraintes principales coïncident avec le repère orthogonal usuel (Huckert, 2014). L'expression du coefficient K proposé par Handy (1985) est donnée à l'Équation A-50.

$$K = 1{,}06\left[cos^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\emptyset}{2}\right)+K_a sin^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\emptyset}{2}\right)\right] \qquad \text{Équation A-50}$$

III.5. Méthode de Giroud et al. (1990)

Giroud et al. (1990) ont étudié l'influence de l'angle de frottement $\emptyset$ sur le coefficient de poussée K calculé par l'approche de Jaky (1944) et celle de Handy (1985). Les auteurs ont conclu qu'à partir d'un angle de frottement de 20° et une cohésion nulle, le produit $K \tan \emptyset$ restait plus ou moins constant aux alentours de 0,25.
Ainsi, en introduisant le produit $K \tan \emptyset = 0{,}25$ dans la formulation de Terzaghi (1943) et en ignorant la cohésion du remblai, l'Équation A-41 de Terzaghi (1943) devient l'Équation A-51.

$$Q = 2\gamma L(1 - e^{0{,}5\frac{H}{B}}) + pe^{-0{,}5\frac{H}{B}} \qquad \text{Équation A-51}$$

III.6. Méthode du British standard : BS8006 (2010)

La norme britannique BS8006 (British Standard Institute, 2010) propose une méthode simple pour le calcul de la contrainte appliquée sur le GSY de renforcement au droit de la cavité. Le calcul de cette contrainte verticale est réalisé en considérant l'intégralité de la hauteur de remblai au-dessus de la cavité. Elle ne prend donc pas en compte l'effet voute. Il est à noter que la méthode BS8006 n'est pertinente que lorsque le rapport H/B < 1. Par ailleurs, cette méthode intègre les facteurs partiels de l'Eurocode 7 (EC7) pour le calcul de la contrainte verticale au droit de la cavité. Cette contrainte à laquelle peut se rajouter une surcharge p est donnée par l'Équation A-52.

$$Q = f_{fs}\, H + f_q\, p \qquad \text{Équation A-52}$$

Avec :
f_{fs} et f_q : facteurs de pondération du poids volumique et de la surcharge définies par l'Eurocode 7.
p : surcharge appliquée sur le remblai au-dessus de la cavité.

III.7. Méthode de EBGEO (2011)

Pour le calcul de la contrainte appliquée sur le GSY au droit de la cavité, les recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011)

proposent trois méthodes différentes selon le rapport entre la hauteur du remblai et le diamètre de la cavité H/B comme présenté sur la Figure A-31.

- **Pour $\frac{H}{B} < 1$**, la hauteur totale du remblai est considérée (pleine charge) :

$$Q = \gamma \, \mathrm{H} \qquad \text{Équation A-53}$$

- **Pour $1 \leq \frac{H}{B} \leq 3$**, l'Équation A-41 et l'Équation A-42 de Terzaghi (1943) sont appliquées pour prendre en compte la réduction des contraintes par cisaillement le long de la surface de glissement.
- **Au-delà de $\frac{H}{B} > 3$**, l'Équation A-54 est appliquée pour le calcul de la contrainte en considérant qu'au-delà, d'une hauteur $\boldsymbol{H = 3B}$, une voute stable de hauteur $\boldsymbol{h}$ est se forme au-dessus de la cavité.

$$Q = \gamma \, h \qquad \text{Équation A-54}$$

Avec :
B : diamètre de la cavité ;
h : hauteur de la voute avec $h = B$ si aucune indication selon EBGEO.

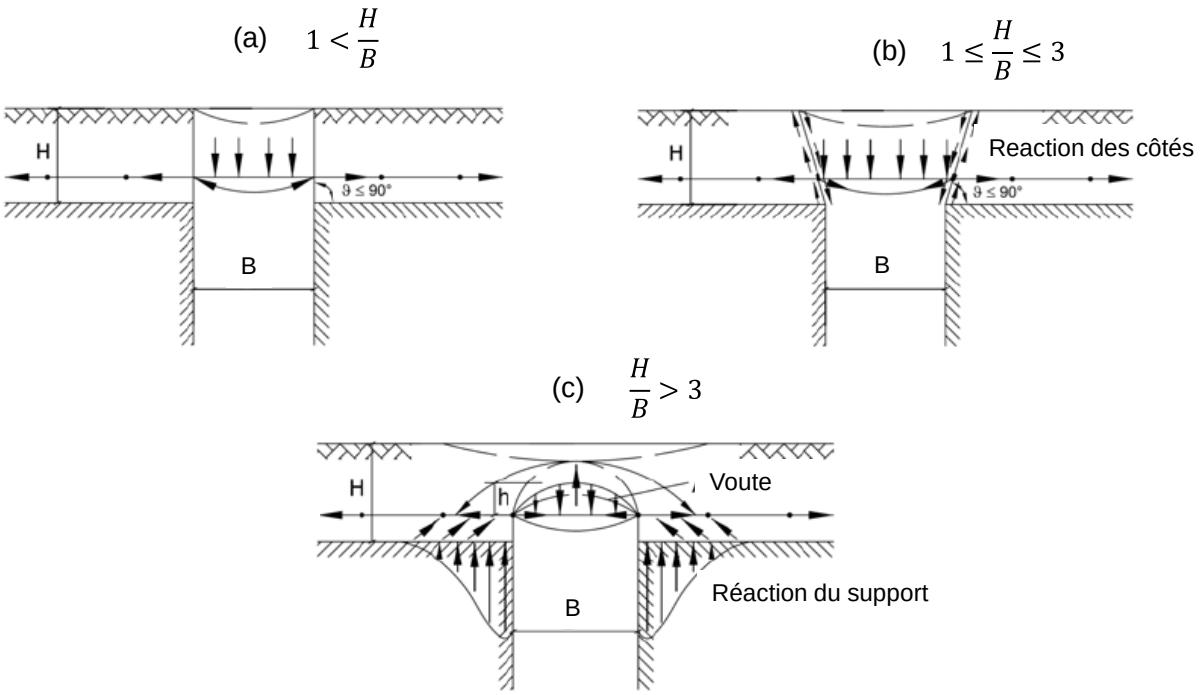


Figure A-31. Géométries d'effondrement considérées par les recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011).

IV. Méthodes analytiques de dimensionnement

Dans les sections précédentes, nous nous sommes intéressés aux termes à fixer ou à calculer qui sont nécessaires à l'application des méthodes analytiques de dimensionnement des GSY de renforcement sur cavité. Ces termes concernaient la taille et la forme de la cavité (rectangulaire ou circulaire), le critère de dimensionnement (valeurs limites de déformation ou d'effort de traction acceptables) et la contrainte dimensionnante (Q) s'appliquant sur le GSY au droit de la cavité. Maintenant que tous ces termes ont été définis, cette section présentera les 8 méthodes analytiques qui permettent de dimensionner les GSY sur cavité. Il s'agit des méthodes de Giroud et al. (1990), de Koerner and Hwu (1991), de Koerner et al. (1996), de RAFAEL (1999), de Jones and Pine (2001), de Briançon and Villard (2008) et de la norme anglaise BS8006 (British Standard Institute, 2010) et des recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011).
Ces méthodes permettent de déterminer le couple effort et déformation dans le GSY pour un niveau de contrainte donné.

IV.1. Méthode de Giroud (1990)

La méthode de Giroud et al. (1990) utilise logiquement l'expression de la contrainte verticale Q calculée à partir de l'Équation A-51. Giroud et al. (1990) considèrent un volume de sol cylindrique (Figure A-32) qui s'effondre sur le GSY de renforcement dont le comportement est supposé isotrope. Une contrainte mécanique appliquée perpendiculairement à la surface déformée du GSY est considérée pour le dimensionnement. Comme autres hypothèses, la méthode de Giroud et al. (1990) considère également une déflection du GSY circulaire et des

appuis rigides de part et d'autre de la cavité. Cette méthode utilise le critère de dimensionnement n°2 (cf. II.3.2) en fixant une déformation admissible ϵ_{adm} pour le dimensionnement du GSY de renforcement.

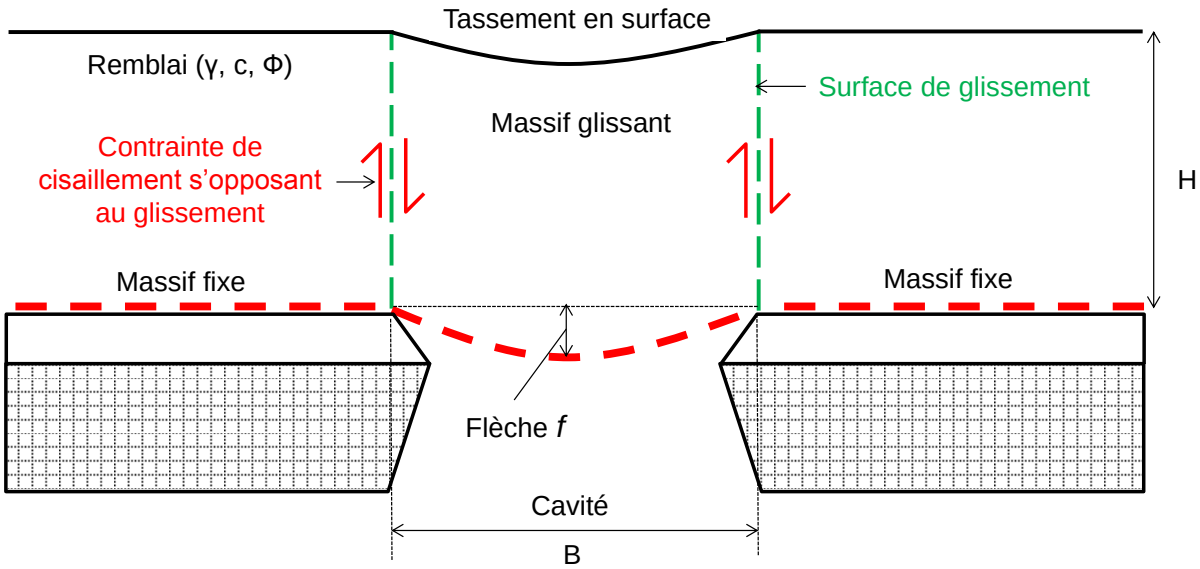


Figure A-32. Modèle d'effondrement cylindrique considéré par Giroud et al. (1990).

Trois étapes sont nécessaires pour le calcul de la tension requise pour le GSY de renforcement. La première étape consiste à déterminer la déflection maximale f (flèche) du GSY au droit de la cavité. Cette flèche (Équation A-55) est calculée à partir de ϵ_{adm} fixée comme critère de dimensionnement. Une fois f déterminée, Giroud et al. (1990) définissent un facteur adimensionnel Ω calculé à partir de cette flèche. Enfin, la tension maximale dans la nappe requise pour le dimensionnement est calculée à partir de l'Équation A-57. La raideur du produit correspondant au couple (α ; ϵ_{adm}) peut être déterminée à partir de l'Équation A-58.

$$f = B\sqrt{\frac{3\epsilon_{adm}}{8}} \qquad \text{Équation A-55}$$

$$\Omega = \left(\frac{1}{4}\right)\left(\frac{2f}{B} + \frac{B}{2f}\right) \qquad \text{Équation A-56}$$

$$T = Q * B * \Omega \qquad \text{Équation A-57}$$

$$\mathrm{J} = T/\epsilon_{\mathrm{adm}} \qquad \text{Équation A-58}$$

Avec :
f : flèche au du géosynthétique au droit de la cavité ;
ϵ_{adm} : déformation maximale admissible du géosynthétique ;
T : tension requise dans le géosynthétique pour maintenir la déformation du produit à ϵ_{adm} ;
J : raideur du géosynthétique correspondant à T et ϵ_{adm}.

Les équations précédentes supposent que le GSY de renforcement est isotrope (même résistance en traction dans toutes les directions). Lorsque l'Équation A-57 est utilisée pour un GSY de renforcement anisotrope sur une cavité circulaire par exemple, Giroud et al. (1990) proposent trois approches conservatrices pour adapter le dimensionnement. En considérant un GSY de renforcement biaxial avec une direction de renforcement primaire et une direction transversale, la première approche est d'opter pour un GSY de renforcement dont la direction transversale (qui n'est pas le renforcement principal) présente une résistance à la traction au moins égale à celle déterminée par l'Équation A-57. Pour la 2ème approche sécuritaire, le GSY de renforcement doit présenter une résistance à la traction équivalente au double (2T) de celle déterminée par l'Équation A-57. Enfin, la dernière solution consiste à utiliser deux GSY de renforcement au lieu d'un seul. Ces 2 GSY de renforcement doivent être disposés perpendiculairement.
Toutefois, des études paramétriques de modélisation numérique 3D réalisées par Giraud (1997) et Villard and Giraud (1998) ont montré qu'avec un nombre équivalent de fibres, un GTX non tissé de renforcement uniaxial était plus efficace qu'un GTX non-tissé de renforcement biaxial (Villard et al., 2000).

IV.2. Méthodes de Koerner et Hwu (1991) et Koerner et al. (1996)

Koerner and Hwu (1991) ont proposé une méthode pour le calcul de la tension dans une GMB sujette à un affaissement localisé. La GMB est supposée fixée aux bords de la cavité. Le calcul de cette tension est réalisé à partir de la contrainte développée dans le produit σ. Cette contrainte qui est calculée à partir de l'Équation A-59 nécessite de fixer une flèche f du GSY en début de calcul. La tension dans le GSY est donc déduite de σ à partir de l'épaisseur du produit t grâce à l'Équation A-60.
Dans cette méthode, la contrainte verticale appliquée sur le produit n'est pas réduite pour tenir compte de l'effet de voute. Le poids propre de la colonne de sol au-dessus de la cavité est retenu pour le calcul. Cette méthode considère également une déformée assimilée à un sphéroïde dont le centre baisse progressivement le long de l'axe de symétrie de la surface déformée.

$$\sigma = \frac{2\, f\, B^2\, \gamma\, \mathrm{H}}{3\, t\, (f^2 + B^2)}$$ Équation A-59

$$T = \sigma\, t$$ Équation A-60

Avec :
σ : contrainte de traction dans le géosynthétique ;
t : épaisseur du géosynthétique ;

Par ailleurs, Koerner et al. (1996) ont proposé une méthode qui se rapproche de la méthode précédente pour les géosynthétiques bentonitiques (GSB). Dans cette méthode, le rayon R du centre du sphéroïde est d'abord calculé à partir de la flèche et du diamètre de la cavité. L'Équation A-61 donne l'expression de ce rayon. Puis, l'angle θ entre les deux rayons qui passent par les bords de la cavité est déterminé par l'Équation A-62. La déformation ε du produit est alors calculé à partir de R et de θ, soit et l'Équation A-63. Enfin la contrainte dans le produit se calcule grâce à l'Équation A-64. Pour le calcul de la tension dans le GSY, l'Équation A-60 présentée précédemment est également utilisée.

$$R = \frac{B^2 + 4f^2}{8f}$$ Équation A-61

$$\theta = 2tan^{-1}\frac{4 * B * D}{B^2 - 4D^2}$$ Équation A-62

$$\varepsilon = \frac{R\theta - B}{B}$$ Équation A-63

$$\sigma = \frac{B\, Q}{4t\, sin(\theta/2)}$$ Équation A-64

Avec :
R et θ : respectivement le rayon et l'angle du cône de projection comme présenté sur la Figure A-33 ;
ε : déformation du géosynthétique.

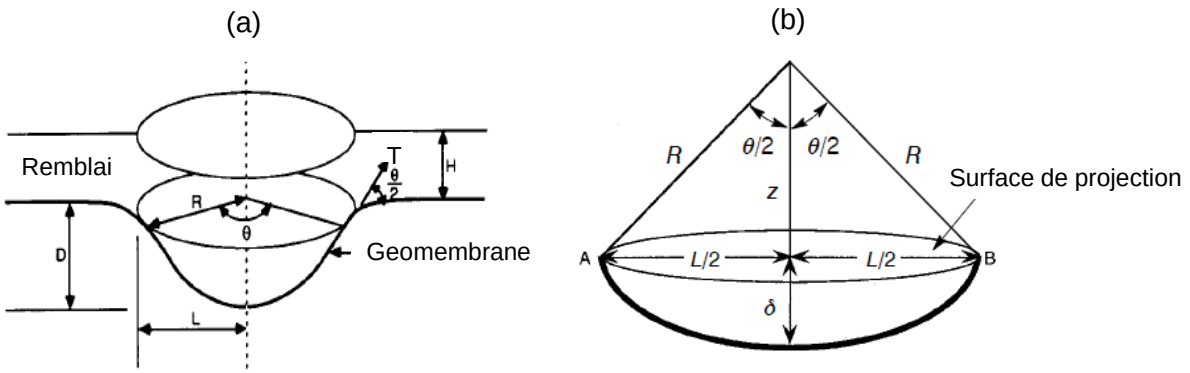


Figure A-33. Géométrie considérée pour la déformation du géosynthétique sous cavité. (a) méthode de Koerner and Hwu (1991). (b) méthode de Koerner et al. (1996).

IV.3. Méthode RAFAEL (1999)

La méthode RAFAEL est issue d'expérimentations en vraie grandeur réalisées dans le cadre du projet RAFAEL (Renforcement des Assises Ferroviaires et Autoroutières contre les Effondrements Localisés) qui avait pour objectif d'analyser in situ le comportement des structures renforcées et de tester l'efficacité des solutions de renforcement. La méthode RAFAEL considère un effondrement cylindrique au droit de la cavité (Figure A-32) et un facteur de foisonnement pour le calcul de la flèche du GSY de renforcement. La déformée et la tension sont calculées en supposant que le GSY est fixé aux bords de la cavité.
Dans cette méthode la même contrainte verticale définie par Terzaghi (1943) à l'Équation A-41 et l'Équation A-42, est utilisée.
En se fixant une déformation en surface comme critère de dimensionnement, la flèche au droit du GSY est calculée à partir du coefficient de foisonnement. L'expression de la flèche est donnée à l'Équation A-65 pour les cavités rectilignes et l'Équation A-66 pour les cavités circulaires.

$$f = s + 1{,}5\, H(C_e - 1) \qquad \text{Équation A-65}$$

$$f = s + 2\, H(C_e - 1) \qquad \text{Équation A-66}$$

Avec :
s : tassement en surface au-dessus du remblai ;
C_e : coefficient de foisonnement du remblai au-dessus de la cavité.

Puis la déformation du GSY de renforcement est calculée à partir de la flèche grâce à l'Équation A-55. Pour éviter de faire un choix sur le coefficient de foisonnement (souvent choisi arbitrairement), la déformation admissible maximale ϵ_{max} du GSY peut être fixée

comme critère de dimensionnement. Enfin, la résistance en traction du GSY T_{max} requise pour limiter la déformation à une valeur inférieure ou égale à ϵ_{max} est calculée à partir de l'Équation A-67.

$$T_{max} = \left(\frac{Q\ B}{2}\right)\sqrt{1 + \frac{1}{6\epsilon_{max}}} \qquad \text{Équation A-67}$$

Il est également important de déterminer la raideur du GSY de renforcement (Équation A-58).

IV.4. Méthode de Jones et Pine (2001)

Jones and Pine (2001) ont modifié la méthode de Giroud et al. (1990) pour prendre en compte l'inclinaison du support de renforcement (Figure A-34). Les auteurs se sont en effet intéressés aux effets de l'apparition d'une cavité sur le talus d'une ISDND dans le contexte des extensions d'ISDND. Dans cette méthode, la déformation du GSY de renforcement est une donnée de sortie calculée à partir d'une tension admissible fixée au début des calculs. Successivement, après avoir déterminé la contrainte de calcul à partir de l'Équation A-51 de Giroud et al. (1990) , la force horizontale à la bordure de la cavité est calculée en résolvant l'Équation A-68.

$$(1 + tan^2\beta){F_H}^2 + (Q\ a\ tan\beta)F_H\ + \left(\frac{Q^2a^2}{4} - {T_{adm}}^2\right) = 0 \qquad \text{Équation A-68}$$

Puis, la longueur du GSY de renforcement incurvé dans la cavité est calculée à partir de l'Équation A-69.

$$L_d = \frac{1}{4A}\left[arsinhu + u\sqrt{u^2 + 1}\right]_{-B}^{2\ A\ a-B} \qquad \text{Équation A-69}$$

Avec :

$$A = \frac{Q}{2F_H} \qquad \text{Équation A-70}$$

$$B = \frac{\mathrm{R}_1}{F_H} \qquad \text{Équation A-71}$$

$$R_1 = \frac{Q\ a}{2} - \ Htan\beta \qquad \text{Équation A-72}$$

$$R_2 = \frac{Q\ a}{2} + \ Htan\beta$$ Équation A-73

Enfin, la déformation ε, du GSY de renforcement correspondant à la tension T_{adm} et à la longueur L déformée au droit du GSY, est enfin calculée à partir de l'Équation A-74.

$$\epsilon = \frac{L_d - D_i}{D_i}$$ Équation A-74

Avec :

$$D_i = \frac{\mathrm{a}}{\cos\beta}$$ Équation A-75

Avec :

β : angle du talus sur lequel est posé le géosynthétique de renforcement ;

L_d : longueur curviligne déformée du géosynthétique ;

a : largeur de la cavité ;

D_i : largeur inclinée de la cavité dans la direction de la pente ;

F_H : force horizontale appliquée sur le GSY au bord de la cavité;

R_1 et R_2 : réactions verticale aux bordures de la cavité respectivement aux points A et B comme présenté sur la Figure A-34.

Comme pour la méthode de RAFAEL (1999), il est possible de déterminer la raideur du GSY de renforcement à partir de l'Équation A-58.

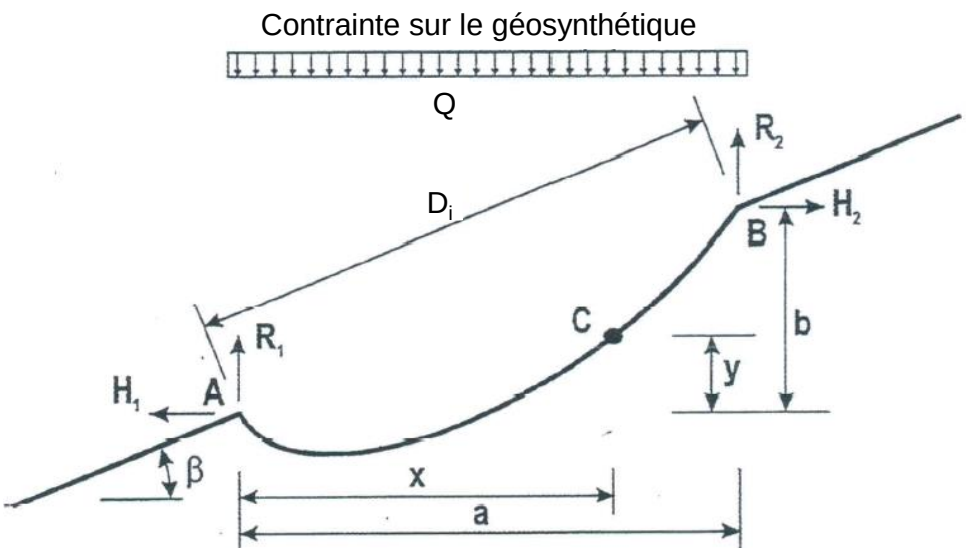


Figure A-34. Géométrie de l'effondrement sur pente proposée par Jones and Pine (2001).

IV.5. Méthode de Briançon et Villard (2008)

La particularité de la méthode de Briançon and Villard (2008) réside dans la prise en compte du comportement (en frottement et glissement) de la nappe géosynthétique dans les zones situées de part et d'autre de la cavité. En effet, lors de l'effondrement du sol de remblai sur le GSY de renforcement au droit de la cavité, les déformations qui résultent des efforts de frottement mobilisés (mécanisme d'ancrage) de part et d'autre de la cavité engendrent une augmentation de la longueur de nappe au-dessus de la cavité et donc de la flèche au droit de la cavité et du tassement de surface (Delmas et al., 2015). Au niveau de ces zones d'ancrage la loi de Mohr-Coulomb est définie aux interfaces sol/ GSY de renforcement. Pour prendre en compte les déplacements dans les zones d'ancrage, une longueur caractéristique U_0 qui représente le déplacement à partir duquel le frottement maximal peut être mobilisé, est fixée. La valeur du déplacement relatif U_0 fixée permet de définir les conditions d'ancrages. Si U_0est considéré comme nul, on suppose alors un ancrage parfait rigide avec des points fixes.

De plus, cette méthode prend en compte le changement de direction du GSY de renforcement au bord de la cavité (point A, cf. Figure A-35) ; de ce fait, la méthode intègre une augmentation locale des contraintes ainsi que la diminution de la tension dans le GSY de renforcement qui en résulte. Pour le calcul de la tension dans le GSY, cette méthode utilise la contrainte verticale Q déterminée à partir de la formulation (Équation A-41 et Équation A-42) de Terzaghi (1943).
La tension maximale dans le GSY de renforcement, la tension au point A et celle au point B sont calculées respectivement à partir de l'Équation A-76, l'Équation A-77 et l'Équation A-78.

$$T_{max} = \frac{Q\ B}{2\beta}\sqrt{1+\left(\frac{2\beta\ x}{B}\right)^2}$$ Équation A-76

$$T_A = \frac{\frac{Q\ B}{2\beta}\sqrt{1+\beta^2}}{e^{\alpha\ A\ tan\,\beta\ tan\,\emptyset}}$$ Équation A-77

$$T_B = U_0\ J\ r$$ Équation A-78

Avec :

$$\beta = \frac{4f}{B}$$ Équation A-79

$$\alpha = \frac{U_A}{U_0}\ si\ U_A \leq\ U_0 \quad et \quad \alpha = 1\ si\ U_A >\ U_0$$ Équation A-80

$$U_A = \frac{T_A}{J\ r}\ si\ U_A \leq\ U_0 \quad et \quad U_A = U_0 + \frac{T_A^2 - T_B^2}{2\ J\ \tau_0}\ si\ U_A >\ U_0$$ Équation A-81

$$r = \sqrt{\frac{q_0\left(tan\,\emptyset_{sup} + tan\,\emptyset_{inf}\right)}{J\ U_0}}$$ Équation A-82

$$q_0 = \gamma\ H$$ Équation A-83

$$\frac{B}{4\beta}\left(\beta\sqrt{1+\beta^2} + ArgSh\,\beta\right) - \frac{B}{2} = U_A + Q\ B^2\frac{3+\beta^2}{12\beta\ J}$$ Équation A-84

Avec :

T_{max} : tension maximale dans le GSY de renforcement ;

T_A et T_B : respectivement la tension au point A et la tension au point B ;

x : point de calcul de T_{max} considéré comme $B/2$;

β : paramètre adimensionnel nécessaire au calcul itératif ;
$\emptyset_{sup}$ et $\emptyset_{inf}$: respectivement les angles de frottement aux interfaces supérieure et inférieure du GSY de renforcement avec le matériau dans lequel il se trouve ;
q_0 : contrainte appliquée sur les bordures de la cavité.

La résolution de ces équations d'équilibre proposées dans cette méthode de dimensionnement est itérative puisqu'une tension forte dans la nappe implique des déformations et des glissements qui ont tendance à réduire les tensions effectives dans la nappe (Villard and Briancon, 2008).

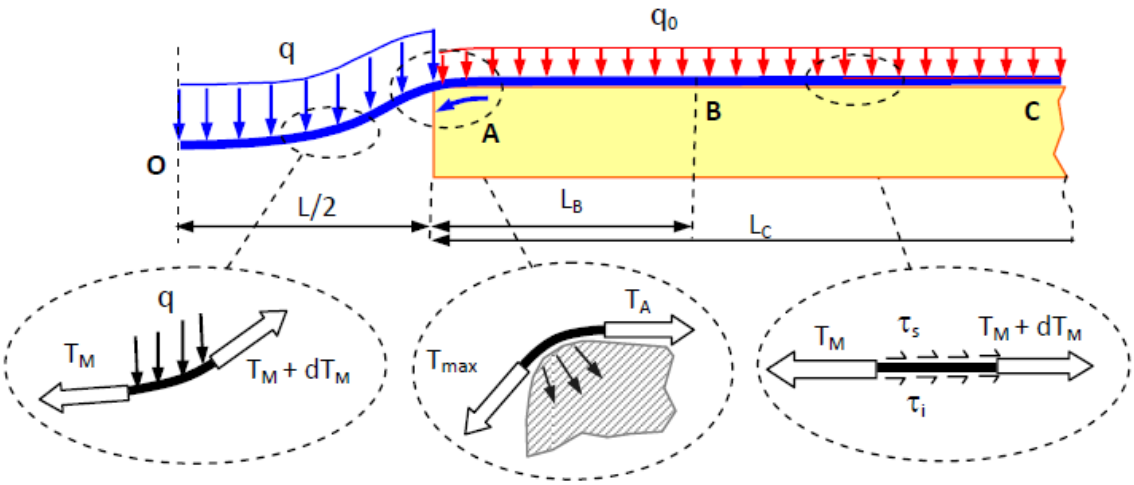


Figure A-35. Géométrie du problème d'effondrement considérée par Briançon and Villard (2008).

IV.6. Méthode de British Standard : BS8006 (2010)

La méthode BS8006 (British Standard Institute, 2010) est issue d'expériences d'effondrements réalisés sans renforcement. Elle utilise également le comportement en membrane du GSY pour la définition des équations de dimensionnement. Comme la méthode RAFAEL, un critère de dimensionnement en surface est utilisé pour le calcul. Toutefois, à la différence de la méthode RAFAEL, elle considère un effondrement tronconique (Figure A-36) ; comme conséquence, la largeur de la zone d'effondrement en surface est plus large que la largeur de la cavité.
Une fois l'angle d'effondrement tronconique fixé, la déformation du GSY de renforcement associée au critère de dimensionnement de surface est calculée à l'Équation A-85 ou l'Équation A-86 respectivement pour une cavité rectangulaire et une cavité circulaire.

$$\epsilon_{max} = \frac{8\left(\frac{d_s}{D_s}\right)^2 \left(B + \frac{2H}{tan\theta_d}\right)^6}{3B^6} \qquad \text{Équation A-85}$$

$$\epsilon_{max} = \frac{8\left(\frac{d_s}{D_s}\right)^2 \left(B + \frac{2H}{tan\theta_d}\right)^4}{3B^4} \qquad \text{Équation A-86}$$

Avec :
d_s : tassement en surface au-dessus du remblai ;
D_s : largeur de la zone d'effondrement en surface au-dessus du remblai ;
θ_d : angle du cône de diffusion dans le remblai ;
ϵ_{max} : déformation maximale du géosynthétique.

Enfin la résistance en traction du GSY de renforcement requise pour limiter la déformation à ϵ_{max} est calculée de la même manière que celle de la méthode RAFAEL (Équation A-55), mais cette fois-ci en affectant les coefficients partiels de l'Eurocode 7. De plus, comme discuté précédemment (cf. III.5), la méthode BS8006 (British Standard Institute, 2010) ne prend pas en compte l'effet voute. Elle considère donc une pleine charge du remblai appliquée sur le GSY. La méthode BS8006 (British Standard Institute, 2010) intègre également un coefficient λ pour la prise en compte de l'anisotropie (uniaxial et biaxial) du GSY de renforcement. L'Équation A-67 devient alors l'Équation A-87. La raideur du GSY de renforcement peut être alors calculée à partir de l'Équation A-58 défini précédemment.

$$T = \left(\frac{\left(f_{fs}\,\gamma\,H + f_q\,p\right)B\,\lambda}{2}\right)\sqrt{1 + \frac{1}{6\epsilon}} \qquad \text{Équation A-87}$$

Avec :
$\lambda = 1$ pour un renforcement uniaxial et $\lambda = 0{,}67$ pour un renforcement biaxial. Ces valeurs de λ sont indépendantes du type de cavité.

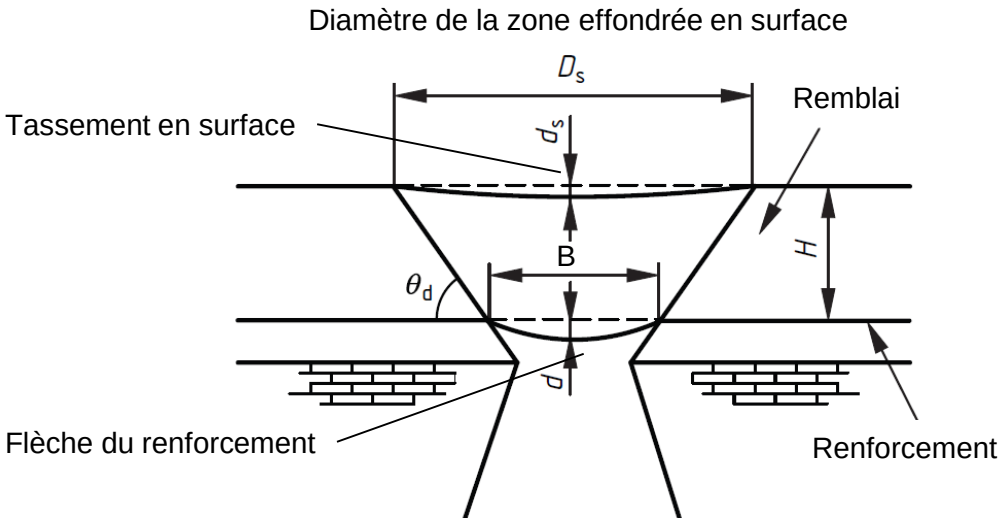


Figure A-36. Modèle d'effondrement tronconique considéré par la méthode BS8006 (British Standard Institute, 2010)).

IV.7. Méthode EBGEO (2011)

Les recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011) proposent tiennent compte du caractère uniaxial/biaxial, ou isotrope/anisotrope du GSY de renforcement., qui définit le modèle de transfert de charge au droit de la cavité (cylindrique ou tronconique).

Dans le cas d'un renforcement uniaxial, la méthode EBGEO reprend les principes de dimensionnement de la méthode RAFAEL (1999) à savoir un effondrement cylindrique au droit de la cavité (Huckert, 2014), un foisonnement du sol et le calcul de la flèche de la nappe, sa déformation et sa tension maximale par effet membrane. Toutefois, comme présenté au paragraphe III.7, le calcul de la contrainte sur le GSY de renforcement au droit de la cavité n'est pas systématiquement obtenu à partir de l'Équation A-41 et de l'Équation A-42 de Terzaghi (1943) comme c'est le cas dans la méthode RAFAEL. Elle dépend en effet du rapport H/B (cf. § III.7). Cette condition constitue la principale différence entre ces 2 méthodes pour le renforcement uniaxial.

Par ailleurs dans le cas d'un renforcement biaxial, la géométrie de l'effondrement est supposée tronconique avec la prise en compte du changement de direction de la nappe au niveau de la cavité. L'angle α de changement de direction de la nappe est calculé à partir de l'Équation A-88.

$$\alpha = \arctan\left(\frac{y}{0{,}1r}\right) \qquad \text{Équation A-88}$$

Avec :

α : angle de changement de direction de la nappe ;

y : flèche de la nappe à un point donné ;

r : rayon de la cavité.

En outre les tensions dans le renforcement dans le sens production (SP) et dans le sens travers (ST) sont calculées à partir du rapport d'anisotropie w des raideurs défini à l'Équation A-89.

$$w = \frac{J_{ST}}{J_{SP}} \qquad \text{Équation A-89}$$

$$\mathrm{T_{SP}} = \frac{\mathrm{X_{SP}\ Q\ B^2}}{\mathrm{8d_{max}cos\alpha_{SP}}} \qquad \text{Équation A-90}$$

$$\mathrm{T_{ST}} = \frac{\mathrm{X_{st}\ Q\ B^2}}{\mathrm{8d_{max}\ cos\alpha_{ST}}} \qquad \text{Équation A-91}$$

Avec :

$$\mathrm{X_{SP}} = \frac{1}{1 + \mathrm{w}} \qquad \text{Équation A-92}$$

$$\mathrm{X_{ST}} = 1 - \mathrm{X_{SP}} \qquad \text{Équation A-93}$$

Avec :
w : rapport d'anisotropie w des raideurs ;
J_{SP} et J_{ST} : respectivement les raideurs dans le sens production et dans le sens travers ;
α_{SP} et α_{ST} : respectivement les angles de changement de direction de la nappe dans le sens production et dans le sens travers ;
T_{SP} et T_{ST} : respectivement les tensions dans le sens production et dans le sens travers.

V. Synthèse

Afin de mettre en évidence les particularités de chacune des méthodes précédemment présentées, les principes fondamentaux ainsi que les hypothèses sur lesquelles elles sont basées ont été récapitulés dans le Tableau A-10.
Comme on peut le voir, les hypothèses considérées par les différentes méthodes sont clairement différentes. On peut donc s'attendre à des résultats de dimensionnement également différents. En effet les méthodes de Giroud (1990), de RAFAEL (1999), de Jones et Pine (2001) et de Briançon et Villard (2008) considèrent une réduction des charges appliquées sur le GSY au droit de la cavité alors que celles de Koerner et Hwu (1991), de Koerner et al. (1996) et de BS8006 (2010) considèrent une pleine charge. Aussi, la géométrie de l'effondrement diffère d'une méthode à une autre. Un effondrement cylindrique est supposé

par certaines méthodes (par exemple RAFAEL (1999)) alors que d'autres méthodes considèrent un effondrement tronconique (par exemple BS8006 (2010)).

Comme précisé plus haut, les huit méthodes qui ont été décrites dans ce chapitre feront l'objet d'une étude comparative dans la partie C de ce manuscrit afin d'évaluer les écarts entre elles et de mettre en évidence celles qui sont les plus conservatives et aussi celles qui ne sont pas tout à fait adaptées au contexte des extensions d'ISDND.
Pour réaliser cette analyse comparative, il a été nécessaire de programmer toutes les équations qui ont été présentées dans ce chapitre dans un classeur de calcul automatisé (Excel). La démarche suive pour la programmation de chacune des 8 méthodes est présentée sur la Figure A-37. A titre d'exemple, si l'on considère la méthode de Jones et Pine (2001), il nous faut définir une tension T comme paramètre de départ, et ensuite la déformation ε correspondant à cette tension est déterminée grâce aux équations utilisées par la méthode (cf. § IV.4).

Tableau A-10. Hypothèses et principes considérés par les méthodes analytiques de dimensionnement des géosynthétiques de renforcement sur cavité.

Méthodes	Critère de dimensionnement à fixer au début du calcul	Possibilité de considérer l'anisotropie du GSY de renforcement	Géométrie de l'effondrement	Réduction de la contrainte verticale	Glissement dans la zone d'ancrage	Facteurs de sécurité partiels EC7
Méthode de Giroud (1990)	ϵ	✓	Cylindrique	✓		
Koerner et Hwu (1991)	f		Non précisé, mais équivalent à cylindrique			
Koerner et al. (1996)	f		Non précisé, mais équivalent à cylindrique			
RAFAEL (1999)	$\frac{d_s}{D_s}$		Cylindrique	✓		
Jones et pine (2001)	T		Cylindrique	✓		
Briançon et Villard (2008)	U_0		Cylindrique	✓	✓	
BS8006 (2010)	$\frac{d_s}{D_s}$	✓	Tronconique			✓
EBGEO (2011)	$\frac{d_s}{D_s}$		Cylindrique ou tronconique	✓ ou non*		

* Selon la hauteur du remblai au-dessus de la cavité.

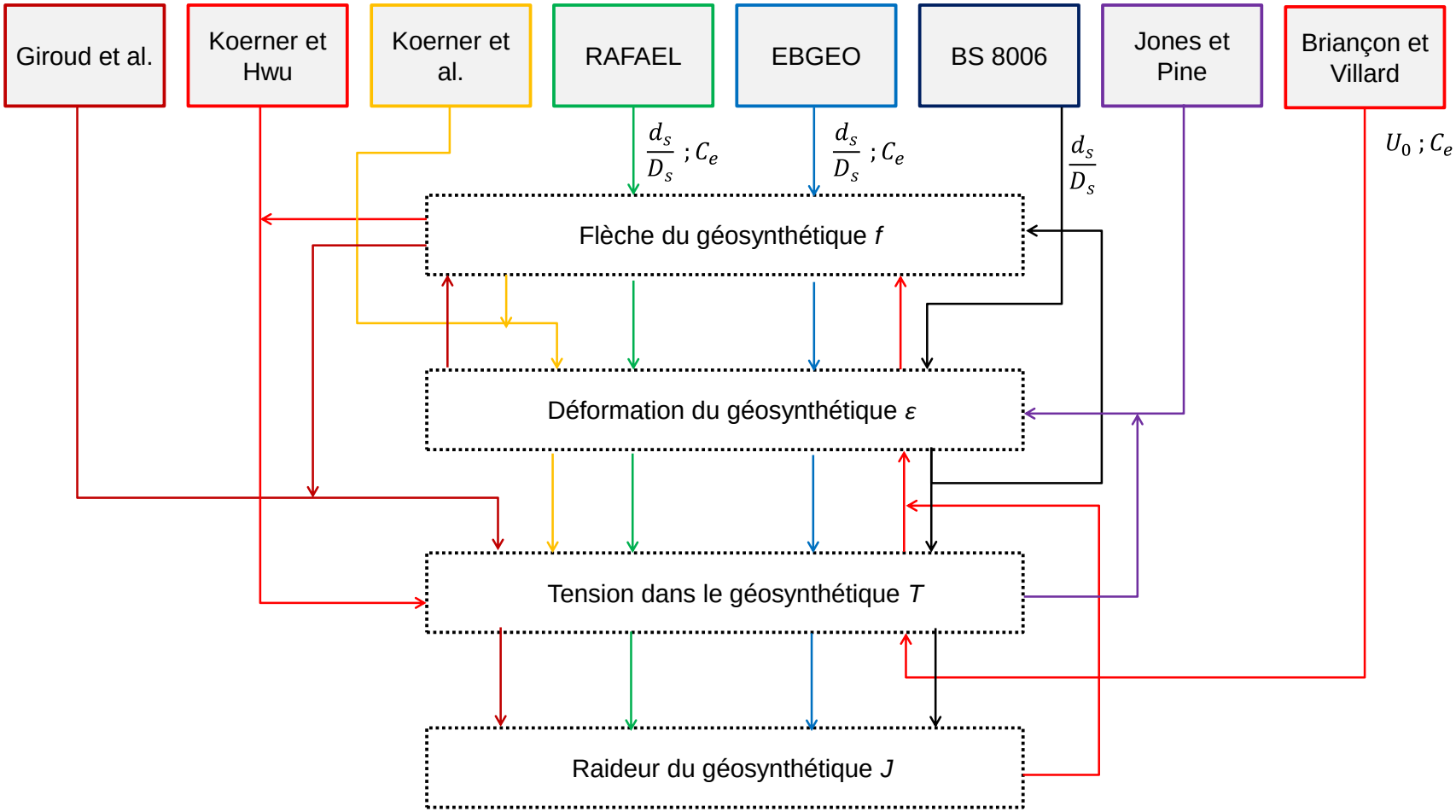


Figure A-37. Processus général à suivre pour le dimensionnement des géosynthétiques de renforcement sur cavité.

VI. Conclusions

Ce chapitre avait pour objectif de présenter les huit méthodes analytiques de dimensionnement des géosynthétiques de renforcement (GSY de renforcement) sur cavité qui ont été retenues dans le cadre de cette thèse pour une analyse comparative développée dans la partie C de ce manuscrit. Ces huit méthodes sont celles de (1) Giroud et al. (1990), (2) de Koerner and Hwu (1991), (3) de Koerner et al. (1996), (4) de RAFAEL (1999), (5) de Jones and Pine (2001), (6) de Briançon and Villard (2008) (7) de la norme anglaise BS8006 (British Standard Institute, 2010) et (8) des recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011).

Les hypothèses fondamentales et les principes sur lesquelles elles sont basées, notamment la théorie de l'effet voute et de l'effet membrane ont été présentés.
Puis nous nous sommes intéressés aux paramètres d'entrée requis pour l'application de ces 8 méthodes. Il s'agit de la forme et de la taille de la cavité, des critères de dimensionnement à fixer avant les calculs et enfin de la contrainte verticale appliquée au droit de la cavité qui est considérée pour le dimensionnement.
Cet état de l'art a montré que ces huit méthodes analytiques sont basées sur des principes ainsi que sur des hypothèses différentes.

A titre d'exemple pour le critère de dimensionnement défini avant les calculs, certaines méthodes (comme EBGEO, 2011) fixent une déformation différentielle en surface alors que d'autres (comme celle de Jones et Pines, 2001) fixent une déformation admissible ou une tension admissible dans le GSY de renforcement comme critère de dimensionnement en début de calcul.
Par ailleurs, pour le calcul de la contrainte verticale appliquée sur le GSY de renforcement au droit de la cavité, certaines méthodes (par exemple RAFAEL, 1999) tiennent compte d'une réduction de la contrainte verticale. Cette réduction est définie soit en considérant l'existence d'un plan d'égal tassement ou l'apparition d'une voute stable au sein du remblai au-dessus desquels la contrainte verticale est négligée ou minorée, soit des contraintes de cisaillement qui s'opposent à la masse glissante sur le GSY de renforcement le long de la surface de glissement au-dessus de la cavité. D'autres méthodes (comme BS 8006, 2010), au contraire, considèrent la totalité de la hauteur du remblai pour le calcul de la contrainte verticale. Par ailleurs, la géométrie de la masse de sol effondrée sur le GSY de renforcement considérée pour le dimensionnement varie également d'une méthode à une autre.

Par ailleurs, les huit méthodes de dimensionnement considèrent des géométries simples d'effondrement au-dessus de la cavité, de forme cylindrique ou tronconique.
Dans le contexte des extensions d'ISDND et compte tenu du comportement mécanique particulier des déchets, la géométrie de l'effondrement ne peut être définie de manière précise et peut s'éloigner des cas classiques d'effondrements cylindrique et tronconique. De plus, la forme de la cavité et le foisonnement du remblai des déchets ne sont pas maitrisés.

Au vu de ce qui précède, et en particulier des hypothèses différentes considérées dans le cadre de chacune des méthodes, des hypothèses arbitraires sur la forme et la taille de la cavité et enfin sur la géométrie simple (circulaire et rectangulaire) d'effondrement, un seul jeu d'hypothèses donnerait des résultats différents. L'état de l'art réalisé dans ce chapitre confirme la nécessité de réaliser une étude comparative sur ces méthodes afin d'évaluer les écarts pouvant exister entre ces méthodes de dimensionnement et mettre en évidence les méthodes les plus conservatives et révéler celles qui pourraient ne pas être adaptées au contexte des extensions d'ISDND. Cette analyse comparative portant sur ces méthodes de dimensionnement sur cavité sera réalisée dans le 1er chapitre de la partie C de ce manuscrit.

Mais avant cela, il est utile de rappeler qu'outre ces méthodes analytiques de dimensionnement basées sur le principe de l'équilibre limite, on peut recourir à la modélisation numérique qui est un outil qui permet de prendre en compte la compatibilité entre les forces et les déplacements, les différentes phases de construction de l'ouvrage et l'évolution du comportement des matériaux. Comme évoqué dans l'introduction générale de ce manuscrit, les travaux qui seront présentés dans les parties B et C de cette thèse, ont été réalisés, pour une grande partie, par modélisation numérique. Il convient donc avant de passer aux parties B et C dédiées aux résultats de présenter également les principes de la modélisation numérique. Le chapitre V de cette partie A, qui est le dernier chapitre relatif à l'état de l'art, présentera non seulement les fondements de la modélisation numérique mais aussi un état de l'art sur des études de modélisation numérique d'extensions d'ISDND. L'objectif est d'identifier les limites de ces études afin de développer une Méthode Rationnelle de Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG) qui permettra d'améliorer, par la suite, la précision et la fiabilité des résultats de nos modélisations.

CHAPITRE V

MODELISATION NUMERIQUE DES SOLS, DES DECHETS, DES GEOSYNTHETIQUES ET DES INTERFACES

I. Introduction

Les déchets, les géosynthétiques (GSY) et leurs interfaces présentent un comportement complexe et peuvent être sujets à des déformations importantes (Singh et al., 2009a) dans le contexte des extensions d'ISDND. Une conception rigoureuse de ces ouvrages nécessiterait la prise en compte de l'interaction entre ces différents matériaux et également de l'évolution des déformations et des déplacements durant la construction (mise en place des déchets) et la post-exploitation.
Dans les deux chapitres précédents, les principales approches analytiques basées sur le concept d'équilibre limite qui permettent d'évaluer la stabilité des extensions des ISDND et l'intégrité des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP) sous cavité ont été présentées. Toutefois, ces méthodes ne permettent pas de prendre en compte un certain nombre de paramètres comme la compatibilité entre les forces et les déplacements (Villard et al., 1999), les différentes phases de construction des ouvrages et l'évolution du comportement des matériaux.
A contrario, la modélisation numérique est un outil qui permet d'intégrer les différents aspects précités et aussi de simuler les champs de déformation et de contrainte en tout point de l'ouvrage modélisé. Cette approche numérique permet en effet d'analyser plus finement les interactions entre les différents matériaux des ouvrages et permet ainsi de mieux appréhender le comportement de ces derniers.

Pour l'utilisation de la modélisation numérique, il est nécessaire de définir des lois de comportement et modes de représentation numérique pour simuler le comportement des éléments modélisés, en l'occurrence dans notre cas, sols, déchets, GSY et interfaces. Dans ce chapitre, nous passerons en revue les lois de comportement et les modes de représentation numérique de chacun de ces éléments qui seront utilisés dans le cadre de la thèse.
Enfin, un état de l'art sur le sujet sera présenté. Celui-ci reprend six études de modélisation sur trois sites réels d'extension d'ISDND mettant en évidence l'interaction entre matériaux naturels (par exemple sables et argiles), déchets et GSY. Cet état de l'art permettra d'identifier les limites de ces études afin de développer une Méthode Rationnelle de Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG). Cette MeRaMoG présentée dans la parties B de ce manuscrit, permettra non seulement d'accroitre la précision et la fiabilité des résultats des modélisations réalisées, mais aussi d'étudier finement les mécanismes de glissement et de déformation des systèmes GSY.

II. Généralités sur la modélisation numérique

II.1. Définition et principe général

La modélisation numérique est un outil permettant de prédire le comportement et l'évolution d'un ou de plusieurs phénomènes physiques dans un milieu donné grâce à la résolution numérique d'équations mathématiques qui décrivent ces phénomènes (Frisch, 2010).

La première étape de la modélisation consiste donc à écrire, par le biais d'équations, un modèle mathématique (Peiro and Sherwin, 2005) qui représente le phénomène physique à étudier (Figure A-38). Ce modèle mathématique qui est généralement un système d'équations différentielles ou aux dérivées partielles, constitue en quelque sorte une représentation abstraite de la réalité physique. Dans le domaine de l'ingénierie, ces équations présentent des formes très complexes et ne peuvent être résolues analytiquement dans la plupart des cas. Un modèle numérique est donc établi par simplification des équations mathématiques en les discrétisant afin d'obtenir un système d'équations linéaires plus facile à résoudre. Ces équations sont alors numériquement résolues avec l'obtention d'une solution numérique discrète (ponctuelle) approchée (qui s'approche de la solution analytique) à une erreur près.

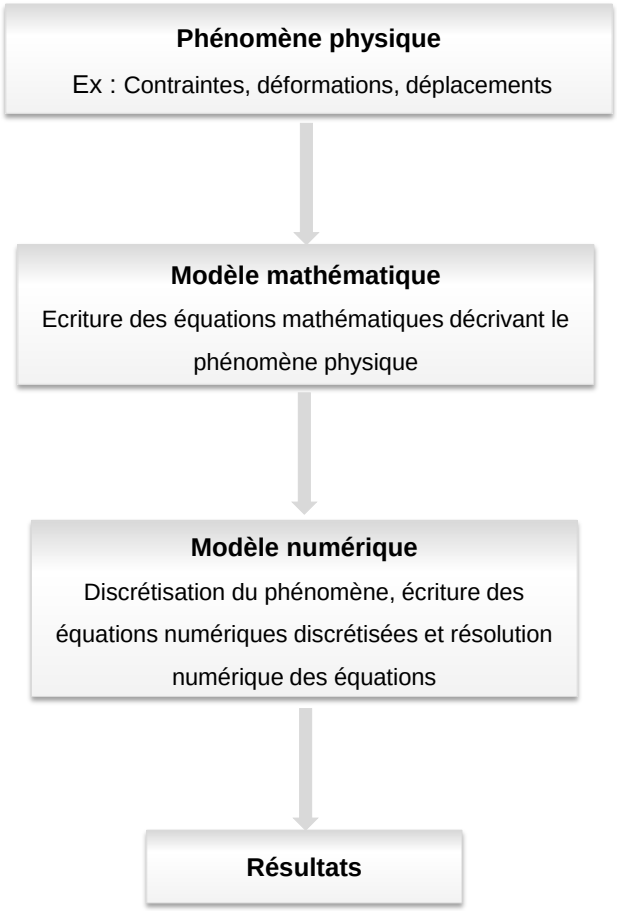


Figure A-38. Principe général de la modélisation numérique (Adapté de Peiro and Sherwin (2005)).

II.2. Comparaison de la modélisation numérique avec les méthodes analytiques

En comparaison de méthodes analytiques conventionnelles, la méthode de modélisation numérique présente de nombreux avantages. On peut citer la prise en compte de l'évolution du comportement des matériaux, des interactions entre les matériaux et la construction par étapes (phasage).

- **Evolution du comportement des matériaux** : le comportement d'un ouvrage dépend non seulement des charges qui lui sont appliquées, mais aussi des caractéristiques mécaniques des matériaux qui constituent cet ouvrage. La modélisation numérique permet de prendre en compte des sollicitations mécaniques complexes et d'intégrer les comportements évolutifs que présentent certains matériaux. C'est typiquement le cas de la réponse d'une GMB en PEHD lors d'un essai de traction où l'on constate une non-linéarité de l'évolution de la force de traction avec la déformation. On peut également rappeler que la résistance au cisaillement des interfaces entre GSY peut varier avec le niveau de la contrainte appliquée et les déplacements le long de l'interface (Reddy et al., 1996, Koerner et al., 1997) ;
- **interactions entre les matériaux** : l'évaluation des déformations et des efforts au sein des GSY et des matériaux qui constituent les BSA et BSP nécessite de prendre en compte les interactions entre les différents matériaux (Chen et al., 2009c). En effet, l'amplitude des efforts et déformations au sein de chaque matériau dépend directement des conditions de contact avec le matériau avoisinant. Ne pas prendre en compte ces interactions peut donc conduire à des résultats irréalistes ;
- **construction par étapes** : un des grands atouts de la modélisation numérique est de pouvoir simuler le champ de déformations et de contraintes en tout point de l'ouvrage modélisé au fur et à mesure de l'avancée du chantier. Cette possibilité permet de comprendre l'évolution des déformations et des contraintes au sein des ouvrages lors des différentes phases de construction. Elle permet également de mettre en évidence les phases critiques d'instabilité lors de la construction qui n'auraient pas été identifiées sur la base d'une approche analytique classique.

Les principaux avantages et inconvénients des méthodes analytiques et des méthodes numériques au regard des problématiques de glissement et d'intégrité structurelle (tension/déformation) des GSY ont été récapitulés dans le Tableau A-11.

Par ailleurs, une des différences fondamentales entre la modélisation numérique et les méthodes analytiques concerne la méthode utilisée pour le calcul du facteur de sécurité au glissement translationnel. En effet, alors que les méthodes analytiques sont basées sur le principe de l'équilibre limite, la modélisation numérique utilise la technique de réduction de la « résistance au cisaillement » communément appelé SSR (shear strength reduction). Cette technique consiste à réduire progressivement la résistance au cisaillement du matériau jusqu'à ce que la rupture ait lieu (non convergence du calcul numérique). Le facteur de sécurité calculé représente le rapport entre la résistance au cisaillement initiale τ_{ini} et la résistance au cisaillement à la rupture τ_{fail}. L'expression du facteur de sécurité est donnée par l'Équation A-94.

$$FS = min \frac{\tau_{ini}}{\tau_{fail}}$$ Équation A-94

Avec :

$$\tau_{ini} = c_{ini} + \sigma \, tan \, \emptyset_{ini}$$ Équation A-95

$$\tau_{fail} = c_{fail} + \sigma \tan \emptyset_{fail}$$ Équation A-96

Avec :

τ_{ini} et τ_{fail} : respectivement résistances au cisaillement du matériau à l'état initial et à l'état final à la rupture ;

c_{ini} et τ_{fail} : respectivement cohésions du matériau à l'état initial et à l'état final à la rupture ;

$\emptyset_{ini}$ et $\emptyset_{fail}$: respectivement angles de frottement du matériau à l'état initial et à l'état final à la rupture ;

σ : contrainte normale moyenne au niveau de l'interface.

Tableau A-11. Principaux avantages et inconvénients des méthodes analytiques et numériques.

Méthodes	Avantages	Inconvénients
Analytiques	- Permet une estimation rapide de la stabilité. - Prise en main relativement aisée. - Nécessite peu de paramètres de calcul. - Méthode ancienne et éprouvée sur des cas simples.	- Imprécise dans les cas complexes (géométrie et conditions de charges particulières). - Les phénomènes de butée / poussée, les efforts inter-tranches sont souvent négligés ou imprécisement estimés (inclinaison arbitraires). - Pas de prise en compte de l'équilibre des forces et des déformations/déplacements. - Ne permet de quantifier les déplacements - Ne permet pas d'évaluer la répartition des efforts/déformations dans les GSY induits par le glissement. - Pas de prise en compte de la non linéarité du comportement des interfaces et des matériaux (déchets et GSY).
Numériques	- Prise en compte du phasage de construction du remblai de déchets (stabilité à différents niveaux et phases critiques du remplissage). - Prise en compte de la géométrie complexe (risbermes, pentes multiples, …) et des conditions spécifiques de l'ouvrage (ancrages, digue en pied de talus, …). - Mise en évidence des mécanismes particuliers de rupture notamment la rupture progressive. - Evaluation de la déformée du profil des BSA/BSP selon les niveaux de tassement généralisés atteints. - Estimation de la répartition et de l'amplitude des déplacements le long de chaque interface de la BSA/BSP. - Estimation de la répartition et de l'amplitude des efforts/déformations de chaque couche GSY constituant les BSA/BSP. Prise en compte de la non-linéarité du comportement des interfaces et des matériaux fonction du niveau de chargement et de déformation/déplacement.	- Nécessite une connaissance experte de l'outil numérique et des modèles de comportement utilisés pour une juste interprétation des résultats. - Peut nécessiter la calibration et la validation des modèles numériques développés sur des cas expérimentaux ou à partir de données expérimentales. - Temps de calcul plus long comparé aux méthodes analytiques.

II.3. Principales méthodes de résolution numérique

Il existe plusieurs méthodes qui permettent de résoudre numériquement les équations différentielles représentant le phénomène physique à analyser. Ces méthodes peuvent être classées en deux catégories (modélisation discrète et modélisation continue) selon que l'on considère le milieu modélisé comme un milieu continu ou un milieu discret (Hammoud, 2009).
Le milieu continu caractérise un domaine au sein duquel les propriétés caractéristiques sont « continues » (donc décrites par des fonctions mathématiques continues (Craveur, 2008)) alors que le milieu discret caractérise un domaine subdivisé en plusieurs sous-domaines continus indépendants et en interaction (Hammoud, 2009).
Les ouvrages géotechniques et donc les ISDND peuvent être assimilés à des milieux continus compte tenu de leur échelle pluri-métrique. Nous nous limiterons donc ici aux méthodes relatives aux milieux continus. Pour la modélisation des milieux continus, les deux méthodes de résolution les plus utilisées dans l'ingénierie géotechnique sont la méthode des éléments finis (MEF) et la méthode des différences finies (MDF) (Wang and Anderson, 1982, Zheng and Bennett, 1995).

Avec les progrès informatiques, ces deux méthodes sont devenues, au même titre que les méthodes analytiques, des outils pratiques qui sont utilisés par les ingénieurs (Mestat, 2007).
Toutefois, seule la MDF sera décrite ici car c'est cette méthode qui a été utilisée dans le cadre de ce travail de thèse. Nous verrons par la suite dans la section IV.4 que cette méthode est la plus utilisée pour la modélisation des systèmes GSY en interaction.

La MDF est une technique qui permet de rechercher des solutions approchées aux équations aux dérivées partielles relatives à un problème discret (schéma numérique). Une discrétisation du domaine étudié est établie grâce à un maillage, souvent de forme quadrilatère, qui permet de couvrir l'intégralité du domaine étudié. Le système d'équations aux dérivées partielles est résolu au niveau de chaque maille en substituant les opérateurs différentiels des équations aux dérivées partielles par des simples différences finies, d'où son nom. Un schéma numérique de type explicite est retenu pour la résolution des équations (Itasca, 2011). Dans le schéma explicite, le système d'équations est résolu progressivement à partir des conditions aux limites et conditions initiales si bien que la solution à une étape n+1 des itérations, soit fonction de celle de l'étape précédente n.
Le schéma explicite est particulièrement adapté à la modélisation des problèmes non-linéaires et aux grandes déformations (Fowmes, 2007).
Pour le fonctionnement de la modélisation numérique, il est nécessaire d'attribuer des modèles de comportement aux éléments modélisés afin de simuler leur comportement. Dans la section suivante, les modèles de comportement qui seront utilisés pour la modélisation des sols, déchets, GSY et interfaces dans le cadre de cette thèse seront présentées.

III. Modélisation des sols, déchets

Cette section présente les lois de comportement (modèles rhéologiques) et les modes de représentation numérique qui ont été utilisés pour la modélisation des sols et déchets dans cette thèse.

III.1. Modèles rhéologiques

Les modèles rhéologiques font référence aux lois de comportement utilisés pour modéliser et simuler le comportement des matériaux soumis à des sollicitations externes. Ces modèles de comportement sont en fait des équations (Mestat, 2007) à plusieurs paramètres qui permettent de décrire les relations qui relient les champs de contraintes (sollicitations) aux déformations développées au sein du matériau (réponses).

Il est difficile d'établir des lois de comportement valables pour tous les déchets compte tenu de leur forte hétérogénéité. Les lois de comportement qui ont été développées pour les sols sont donc souvent utilisées pour modéliser les déchets tout en gardant à l'esprit que ces derniers présentent de forts écarts en termes de comportement mécanique (Dixon and Jones, 2005). Toutefois, des modèles de comportement spécifiques aux déchets ont été proposés par différents auteurs ; à titre d'exemple, le modèle composite exponentiel de Chen et al. (2011). Mais ces modèles complexes, nécessitent des paramètres difficiles à déterminer. De plus, ils ne sont pas disponibles dans les logiciels courants de modélisation numérique.

Dans le cadre de cette thèse, ce sont le modèle élastique linéaire et le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb qui ont été utilisés. Comme on peut le voir dans le Tableau A-12, ces modèles sont largement utilisés pour la modélisation des sols et des déchets. Ces deux modèles sont décrits dans les sections suivantes.

III.1.1. Modèle élastique linéaire isotrope

Dans le modèle élastique linéaire isotrope, le tenseur de contraintes appliquées (σ_{ij}) est relié au tenseur de déformations (ε_{ij}) par une relation linéaire qui est la loi de Hooke faisant intervenir le coefficient de Poisson (υ) et le module de Young (E). L'Équation A-97 et l'Équation A-98 illustrent cette relation.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\upsilon)}{E}\sigma_{ij} - \frac{\upsilon}{E}\,\sigma_{kk}\delta_{ij} \qquad \text{Équation A-97}$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\upsilon)}\varepsilon_{ij} - \frac{\upsilon E}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}\varepsilon_{kk}\delta_{ij} \qquad \text{Équation A-98}$$

Avec :
δ_{ij} : symbole de Kronecker

Les déformations obtenues à partir de ce modèle, sont purement élastiques, autrement dit, quel que soit le niveau de contrainte appliqué, on reste dans le domaine d'élasticité.
Le modèle élastique linéaire isotrope est utilisé lors des premières phases de calcul de modélisation numérique pour la stabilité du calcul numérique. Il est également souvent attribué aux substratums rigides car ces derniers se déforment peu.

III.1.2. Modèle élastique linéaire parfaitement plastique : exemple du modèle de Mohr-Coulomb

En plus des déformations élastiques, le modèle élastoplastique permet également de simuler des déformations plastiques (irréversibles). Le modèle élastique parfaitement plastique traduit le fait la limite d'élasticité ne dépend pas de l'histoire des contraintes et déformations du matériau ; c'est-à-dire qu'au-delà du seuil d'élasticité, la courbe contrainte-déformation présente un palier d'où le nom de « parfaitement plastique ».
Le modèle élastique parfaitement plastique par excellence est le modèle de Mohr-Coulomb (MC). C'est l'un des modèles de comportement les plus utilisés (Saïta, 1994) dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. Ceci s'explique par le fait que les paramètres nécessaires au modèle sont déterminés par des essais de laboratoire courants (par exemple essai de cisaillement direct, cf. Chapitre I, § VI.2)
Le modèle de MC est largement utilisé pour la modélisation du comportement des sols (Wulandari and Tjandra, 2006, Lee et al., 2010, Rong et al., 2011, Bozkurt and Fratta, 2014) ou encore des déchets (Byrne, 1994, Jones and Dixon, 2005, Fowmes et al., 2005a, Gao, 2009, Varga, 2011, Varga, 2012) et des interfaces (Jones and Dixon, 2005, Fowmes et al., 2005a, He et al., 2006, Sia and Dixon, 2012).
C'est ce modèle de comportement qui a été utilisé dans le cadre de cette thèse pour la modélisation du comportement mécanique des sols et déchets.
Le modèle MC nécessite 5 paramètres à savoir le module de Young (E), le coefficient de poisson (υ), la cohésion (c'), l'angle de frottement ($\emptyset'$) et l'angle de dilatance (Ψ').

Le critère de plasticité correspondant aux cercles de Mohr et le critère de rupture, sont donnés respectivement par l'Équation A-99 et l'Équation A-100.

$$F(\sigma) = |\sigma_1' + \sigma_3'| - \sin \emptyset' \, (\sigma_1' + \sigma_3') - 2\, c' \sin \emptyset' = 0 \qquad \text{Équation A-99}$$

$$|\tau'| = c' - \sigma_n' tan\emptyset' \qquad \text{Équation A-100}$$

Avec :
τ' : résistance au cisaillement ;
$F(\sigma)$: surface de charge ;
σ_n' : contrainte normale effective ;
σ_1' : contrainte principale effective ;
σ_3' : contrainte mineure effective.

III.1.3. Synthèse sur les modèles de comportement

Le modèle élastique linéaire et le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr-Coulomb ont été présentés dans la section précédente. On notera qu'il existe d'autres modèles tels que le modèle de Duncan and Chang (1970) ou encore le modèle avec fluage SSCM (Soft Soil Creep Model) présentés dans le Tableau A-12, qui peuvent être utilisés. Mais comme nous pouvons le voir dans le Tableau A-12, ces modèles sont rarement utilisés car ils nécessitent de nombreux paramètres (parfois plus de 8) difficiles à déterminer. En effet, le Tableau A-12 montre que la majorité des auteurs optent pour le modèle de MC pour décrire, à la fois, le comportement des sols, des déchets et des interfaces. Selon Fowmes et al. (2005a), le modèle de MC serait adapté à la modélisation des phénomènes complexes et des matériaux très hétérogènes.

Tableau A-12. Informations sur les modèles de comportement.

Nom des modèles	Principales caractéristiques	Paramètres*	Matériau : Quelques références d'utilisation
Elastique linéaire isotrope	Elastique linéaire isotrope	E et ν	Sols : Long et al. (1995), Villard et al. (1999), Wu et al. (2008), Arab et al. (2011)
Mohr-Coulomb (MC)	Elastoplastique parfait	E, ν, c, ϕ, ψ	Sols : He et al. (2006), Singh et al. (2009a), Wulandari and Tjandra (2006), Bozkurt and Fratta (2014) Sols et déchets : Byrne (1994), Jones et al. (2000), Jones and Dixon (2005), Fowmes et al. (2005a), Fowmes et al. (2005), Haque (2007), Gao (2009), Varga (2011), Varga (2012), Zamara et al. (2014)
Exponentiel composite	Exponentiel	ν, p_a, k_1, k_2, k_c, k_v, n_1 et n_2	Chen et al. (2009a), Chen et al. (2009c), Chen et al. (2011)
Duncan et Chang	Hyperbolique élastique non linéaire	ν, c, ϕ, p_a, K_{ur}, K_m, R_f, n, m	Sols : Wilson-Fahmy and Koerner (1993), Singh et al. (2009a) Sols et déchets : Arab et al. (2011)
Cam-Clay (CC)	Elastoplastique avec écrouissage	ν, υ_λ, M, e_0, λ , κ, p_0, p_1, K et G	-
Cam-Clay modifié (CCM)	Elastoplastique avec écrouissage et critère de rupture de Mohr-Coulomb	υ, M, e_0, p_{c0}, λ et κ	Déchets : Arab (2011b), Wu (2013)
Soft Soil Creep Model (SSCM)	Logarithmique, déformation inélastique considérée comme le fluage	ν, c, ϕ, ψ, λ^*, κ^*, μ^*, p_{c0} ou OCR	Déchets : Przewozny (2012)
Maxwell	Viscoélastique, fluage linéaire	η, K et G	-
Burger viscoélastique	Viscoélastique, fluage non linéaire	η^M, η^K, K, G^M et G^K	-

Nom des modèles	Principales caractéristiques	Paramètres*	Matériau : Quelques références d'utilisation
Burger-creep viscoplastique	Elasto-visco-plastique, fluage non linéaire	c, ϕ, ψ, K, σ^t, η^M, η^K, G^M et G^K	-

** Les paramètres mécaniques sont « effectifs » (sans influence de la pression interstitielle).*

Tableau A-13. Relations liant les paramètres élastiques.

	Couple de paramètres					
Paramètres	E et ν	E et K	E et G	K et ν	K et G	G et ν
E	-	-	-	$3K(1-2\nu)$	$\frac{9KG}{3K+G}$	$2G(1+\nu)$
ν	-	$\frac{3K-E}{6K}$	$\frac{E}{2G}-1$	-	$\frac{3K-2G}{2(3K+G)}$	-
K	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	-	$\frac{EG}{3(3G-E)}$	-	-	$\frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$
G	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	$\frac{3KE}{9K-E}$	-	$\frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	-	-

Tableau A-14. Liste des paramètres utilisés dans les modèles de comportement.

Symboles	Dénomination des paramètres	Unités
ν	Coefficient de Poisson	-
v_λ	Volume spécifique	
M	Constante de frottement : pente de la droite d'état critique	
e_0	Indice de vide	
λ	Indice de compression	

Symboles	Dénomination des paramètres	Unités
λ^*	Indice de compression modifié	
κ	Indice de gonflement	
κ^*	Indice de gonflement modifié	
μ^*	Indice de fluage modifié	
OCR	Rapport de surconsolidation	
k_1,k_2, k_c, k_v, n_1, n_2	Constantes expérimentales du modèle exponentiel composite	
K_{ur}	Nombre du module de compressibilité déchargement-rechargement	
K_m	Rapport entre le module initial tangent et la pression atmosphérique	
n	Constante expérimentale pour le modèle hyperbolique de Duncan et Chang	
m	Constante expérimentale pour le modèle hyperbolique de Duncan et Chang	
R_f	Rapport de déviateur de contrainte	
ϕ	Angle de frottement	°
ψ	Angle de dilatance	
c	Cohésion	kPa
p_{c0}	Contrainte de préconsolidation initiale	
p_1	Pression de référence	
p_a	Pression atmosphérique	
E	Module de Young ou module élastique	
K	Module de compressibilité	
G	Module de cisaillement (exposant M pour Maxwell et K pour Kelvin-Voigt)	
η	Viscosité (exposant M pour Maxwell et K pour Kelvin-Voigt)	kPa.s

III.2. Modes de représentation numérique des sols et déchets

Outre le choix du modèle de comportement, la modélisation numérique passe aussi par la définition d'un modèle de représentation numérique des différents matériaux et structures présents dans l'ouvrage modélisé.
Afin de représenter les matériaux ayant une masse volumique dans un modèle numérique, les éléments dits de massif ou de volume sont utilisés. Ces éléments représentent un volume de matériau (solide ou liquide) dans l'espace dont le comportement peut être décrit par un ensemble d'équations (Mestat, 2007). Il existe des éléments de massif bidimensionnel et tridimensionnel. Nous nous limiterons ici aux éléments de massif bidimensionnel compte tenu de l'utilisation d'un code de calcul 2D dans le cadre de cette thèse. Pour cette étude, ce sont les éléments quadrilatère à 4 nœuds disponibles dans le logiciel FLAC-2D qui ont en effet été utilisés.

L'utilisation d'un logiciel bidimensionnel est justifiée par le fait que les conditions aux limites, le modèle de chargement retenu (sollicitations mécaniques) ainsi que la géométrie des casiers de stockage sont globalement similaires dans tous les plans parallèles au plan de déformation plane étudié.

III.3. Modélisation des géosynthétiques

Les GSY peuvent être modélisés numériquement par des éléments structurels en rapport avec les structures tels que les pieux, ancrages et structures de renforcement utilisés dans l'ingénierie géotechnique. Six types d'éléments structurels ont pu être recensés. Ce sont les éléments de type poutre, de type barre, de type ressort, de type câble, de type membrane et de type nappe ou bande.

Le Tableau A-15 présente les principales caractéristiques des éléments structurels pouvant être utilisés pour la modélisation des GSY.

Tableau A-15. Tableau récapitulatif sur les types d'éléments structurels utilisés pour la modélisation numérique des géosynthétiques.

Nom de l'élément	Type de comportement	Principales caractéristiques	Avantages	Inconvénients	Habilité à représenter les GSY	Quelques références d'utilisation
Barre et ressort	Elastique linéaire	Déformable uniquement dans la direction de son axe (traction et compression)	Economique en termes de temps de calcul, simple, nécessite peu de paramètres.	Pas de prise en compte de l'effet membrane. Pas possible de discrétiser un élément barre (raffiner le maillage).	+	Wilson-Fahmy and Koerner (1993), Gabr and Hunter (1994), Villard et al. (1999)
Câble	Elastique linéaire	Résiste uniquement dans la direction de son axe (traction et compression) Aucune rigidité à la flexion	Prise en compte de l'effet membrane, simple, Possibilité de définir une limite de rupture en traction et en compression Nécessite relativement peu de paramètres (8).		++	El-Emam et al. (2001), Wulandari and Tjandra (2006) , Huang et al. (2009)
Membrane	Elastique linéaire	Bidimensionnel Faible rigidité à la flexion	Prise en compte de l'effet membrane Possibilité de raffiner le maillage au niveau de l'élément.		++	-

Nom de l'élément	Type de comportement	Principales caractéristiques	Avantages	Inconvénients	Habilité à représenter les GSY	Quelques références d'utilisation
Poutre	Elastique linéaire	Reprend des efforts de traction, compression, flexion et torsion	Possibilité de définir une limite de rupture en traction et en compression. Prise en compte de l'effet membrane, Possibilité de de raffiner le maillage au niveau de l'élément. Permet le contact entre 2 éléments structurels de même type. Nécessite relativement peu de paramètres (8).	Nécessite l'affectation d'une inertie nulle pour la prise en compte de l'effet membrane	+++	Fowmes et al. (2005), Chen et al. (2009a), Chen et al. (2009c), Arab et al. (2011), Zamara et al. (2014)
Nappe, bande ou géogrille	Elastique linéaire	Bidimensionnel Résiste uniquement dans la direction de son axe (traction et compression) Aucune rigidité à la flexion	Prise en compte de l'effet membrane. Possibilité de définir une limite de rupture en traction et en compression. Prise en compte du comportement non linéaire en cisaillement de l'interface sol-bande.	Nombre de paramètres assez important (15)	+++	Fowmes et al. (2005a), Wu et al. (2008), Lavasan and Ghazavi (2008)

Les sections suivantes présenteront uniquement les éléments de type poutre et les éléments de type nappe qui sont les 2 types d'éléments structurels qui ont été utilisés dans le cadre de cette thèse. Le choix de ces 2 éléments structurels sera également justifié.

III.3.1. Eléments de type poutre

Les contraintes et déformations dans l'élément poutre lors d'une sollicitation en traction ou compression simple suivent une loi de comportement élastique linéaire. Toutefois, les éléments poutres peuvent subir une flexion en fonction du moment d'inertie qui leur est attribué. En effet, les éléments poutre ont la particularité de pouvoir reprendre, en plus des efforts de traction-compression, des efforts de flexion et torsion, soit 3 degrés de liberté par nœud (2 déplacements et 1 rotation). Les vecteurs déplacements $u_1^{[a]}$ et $u_2^{[a]}$ au nœud a et $u_1^{[b]}$ et $u_2^{[b]}$ au nœud b respectivement suivant les directions x et y d'une part, et d'autre part les rotations $\theta^{[a]}$et $\theta^{[b]}$ aux nœuds a et b, correspondent à ces 6 degrés de liberté (Figure A-39a). L'utilisation de tels éléments permet donc de prendre en compte l'effet membrane (Figure A-39a et Figure A-39b).
Cependant, étant donné que les GSY présentent une faible rigidité à la flexion, un moment d'inertie nul doit être affecté à l'élément poutre afin de simuler ce comportement en flexion.
Dans le cas où l'élément poutre est soumis à une flexion composée (sollicitation en compression ou traction dans son axe + moment fléchissant), la contrainte en un point P(y,z) est donnée par l'Équation A-101.

$$\sigma_P = \frac{F}{S} + \frac{M_z}{I_z} y - \frac{M_y}{I_y} z \qquad \text{Équation A-101}$$

Avec :
σ_P : contrainte dans la section de l'élément poutre au point P ;
F : force axiale de compression ou traction ;
M_z : moment de flexion dans la direction des z négatifs ayant tendance à tendre l'élément du côté des y positifs et la comprimer du côté des y négatifs ;
M_y : moment de flexion dans la direction des y négatifs ayant tendance à tendre l'élément du côté des z positifs et à le comprimer du côté des z négatifs ;
I_z : moment d'inertie par rapport à l'axe z perpendiculaire au plan (x,y) ;
I_y : moment d'inertie par rapport à l'axe y perpendiculaire au plan (x,z).

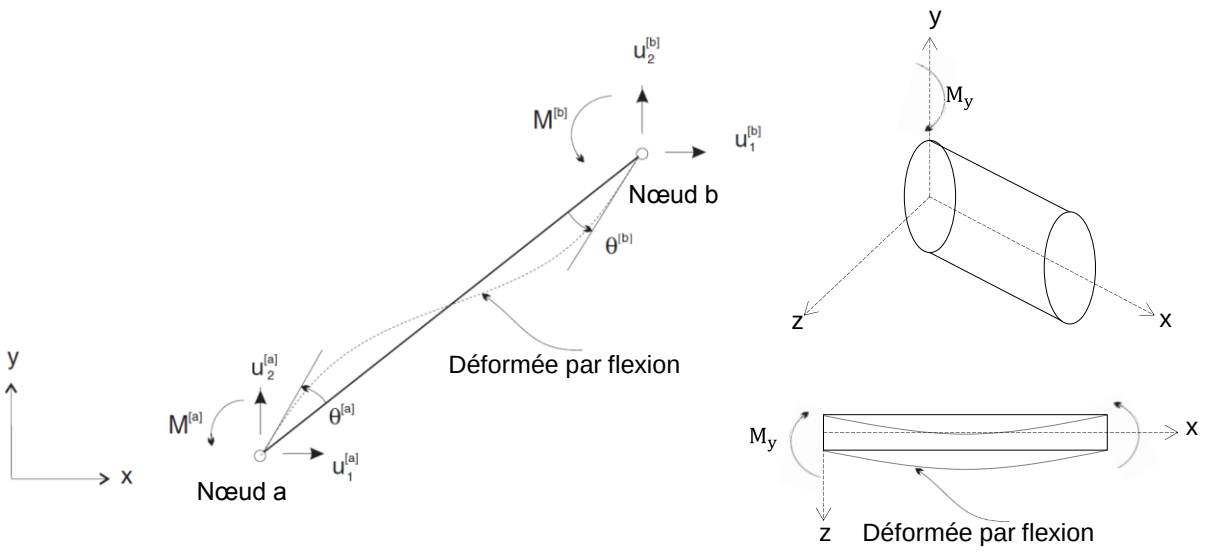


Figure A-39. (a) Elément poutre dans le plan avec 6 degrés de liberté (Itasca (2011) modifié) (b) illustration de la flexion d'un élément poutre soumis à un moment de flexion.

Dans le cadre de cette thèse, ce sont ces éléments structurels de type poutre qui ont été utilisés pour la modélisation de tous les GSY à l'exception de la GGR. Ces éléments définis dans le logiciel utilisé sont les seuls qui permettent de représenter un contact (interface) entre 2 éléments structurels, donc entre 2 GSY. Ainsi, il a été possible de modéliser les interactions entre le GT, la GMB et le GSB au sein des BSA et BSP.

Pour la GGR, l'élément de type bande ou géogrille a été utilisé. Cet élément a été spécialement développé pour la modélisation des structures planes de renforcement telles que les GGR. Les particularités de cet élément structurel sont données ci-dessous.

III.3.2. Eléments de type nappe, bande ou géogrille

Les éléments de type « strip » encore appelée nappe ou bande proposés dans FLAC-2D ont été initialement développés pour la modélisation des bandes (fines couches de renforcement) installées dans des remblais renforcés (Itasca, 2005). Ces éléments structurels ne résistent nullement aux efforts de flexion et permettent aussi de définir une limite de rupture à la traction et à la compression. Par ailleurs, l'interaction de tels éléments avec le sol permet de prendre en compte le phénomène de dilatance empêchée (passage phénomène 3D à 2D) qui se traduit par une accumulation des contraintes autour de l'élément. Dans FLAC-2D, l'utilisation de l'élément nappe permet de définir par défaut un comportement non linéaire (radoucissant) en cisaillement de l'interface sol-bande qui se traduit par l'Équation A-102 et l'Équation A-103.

$$\frac{F_S^{max}}{L} = S_{bond} \quad si \quad \sigma_c' < 0 \qquad \text{Équation A-102}$$

$$\frac{F_S^{max}}{L} = S_{bond} + \sigma_c' f^* P \quad si \quad \sigma_c' > 0$$ Équation A-103

Avec :

$$f^* = f_0^* - (f_0^* - f_1^*)\frac{\sigma_c'}{\sigma_{c0}'} \quad si \quad 0 \leq \sigma_c' \leq \sigma_{c0}'$$ Équation A-104

$$f^* = f_1^* \quad si \quad \sigma_c' \geq \sigma_{c0}'$$ Équation A-105

Avec :
F_S^{max} : résistance au cisaillement maximal ;
L : longueur de l'élément bande ;
S_{bond} : cohésion de l'interface ;
f^* : coefficient de frottement apparent ;
f_0^* : coefficient de frottement apparent initial ;
f_1^* : coefficient de frottement apparent minimal ;
σ_c' : contrainte normale effective de confinement ;
σ_{c0}' : contrainte normale effective de confinement transitoire.

Egalement disponible dans d'autres logiciels de modélisation numérique comme Plaxis, ce type d'élément serait bien adapté à la modélisation des membranes flexibles dans un contexte où des interactions sol-structures sont importantes (Wu et al., 2008).

III.3.3. Synthèse sur les modèles de représentation numérique des géosynthétiques

Le Tableau A-15 présenté précédemment, donne les principaux avantages et inconvénients ainsi que quelques références d'utilisation de chaque élément structurel pouvant être utilisé pour la modélisation numérique des GSY.
Par ailleurs, afin de modéliser le plus judicieusement possible le comportement des GSY, il est nécessaire d'utiliser un élément structurel dont les caractéristiques permettent de prendre en compte les trois conditions suivantes :

- possibilité de subir des **déformations extensives et compressives** respectivement suite à des forces de traction et de compression (Figure A-40a et b) ;
- possibilité de subir une **flexion afin de simuler l'effet membrane** (Figure A-40c). Compte tenu du fait que les GSY présentent de très faibles rigidités à la flexion et travaillent le plus souvent en traction (Gourc, 1982), l'élément structurel retenu doit présenter une résistance à la flexion très faible ou nulle ;

- possibilité d'obtenir des **déplacements tangentiels** au niveau des interfaces supérieure et inférieure de l'élément structurel choisi (Figure A-40d).

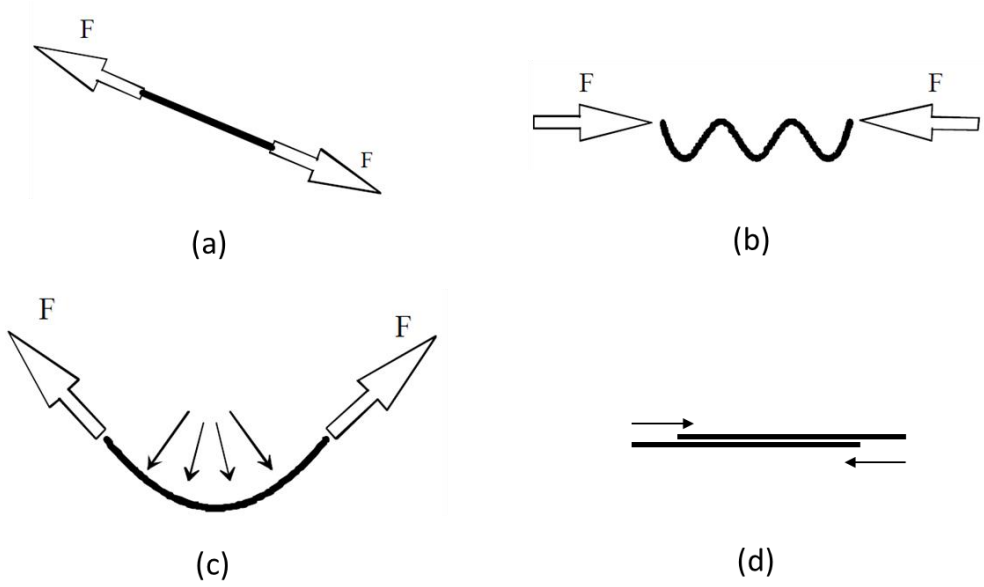


Figure A-40. Différents types de comportement d'un géosynthétique (a) extension par traction (b) plis par compression (c) effet membrane par flexion (Villard et al., 2002) (d) déplacement tangentiel par cisaillement.

Comme évoqué plus haut, d'une part, l'élément de type poutre ont été retenus pour la modélisation des GSB, GTX et GMB et d'autre part l'élément de type bande pour la modélisation de la GGR. Ces 2 types d'éléments structurels permettent en effet de prendre en compte les 3 conditions précédentes.
De plus, ces éléments permettent de modéliser les interactions entre les différents GSY et matériaux au sein des BSA et BSP. La section suivante présentera la technique utilisée pour la modélisation des interfaces et de ces interactions.

III.4. Modélisation du contact : interfaces

Dans les sections précédentes, nous nous sommes intéressés aux les lois de comportement ainsi qu'aux modes de représentation numérique des sols, déchets et géosynthétiques. Il ne manque donc que les interfaces pour clore ce volet théorique concernant la modélisation.
La modélisation des interfaces permet de prendre en compte les phénomènes d'interaction « sol-structure » ou « structures-structure » qui sont fondamentaux dans le traitement des problèmes en géotechnique. Egalement appelés problèmes de « contact », ces interactions dans le cas des ISDND concernent les contacts entre déchets-sols (déchets et graviers en couche de drainage par exemple), sols-GSY (GSB et sol support par exemple) et GSY-GSY (GTX et GMB par exemple). Pour modéliser ces contacts mécaniques, les techniques de modélisation numérique font appel à des éléments spécifiques pour la représentation de ces interfaces (par exemple couche mince, méthode hybride, épaisseur nulle).

Seuls les éléments de liaison à épaisseur nulle seront présentés car ce sont ces éléments qui sont disponibles dans le programme de MDF utilisé dans le cadre de cette thèse. Comme leur nom l'indique, les éléments de contact à épaisseur nulle ne présentent pas physiquement d'épaisseur. Lors de la résolution numérique, une épaisseur fictive leur est attribuée. Plus l'épaisseur fictive est élevée, plus les déformations élastiques sont élevées. Avec l'utilisation de ces éléments, la continuité des déplacements et des contraintes à l'interface est assurée.
La Figure A-41 présente une vue schématique de cette interface à épaisseur nulle. Dans le programme MDF utilisé, trois types de comportements sont proposés :

- **interfaces collée :** avec ce type de comportement, les deux éléments en contact ne peuvent pas se séparer et il n'est pas possible de calculer des déplacements tangentiels plastiques (glissements) ; les déplacements simulés sont donc purement élastiques ;
- **interface avec le modèle de MC** : avec ce type d'interface, les déplacements tangentiels élastiques et plastiques peuvent être tous les deux calculés puisqu'ils utilisent un critère élastoplastique. Le critère de rupture de MC qui limite la force (ou contrainte) de cisaillement à l'interface est donné par l'Équation A-106 :

$$F_S^{max} = c\,L + F_n \tan \emptyset \qquad \text{Équation A-106}$$

Avec :
F_S^{max} : force correspondant à la résistance au cisaillement maximal ;
L : longueur effective de l'interface ;
c : cohésion de l'interface ;
F_n : force de cisaillement.

Dans le cadre de cette étude, c'est ce type de comportement qui a été utilisé pour la modélisation des interfaces ;

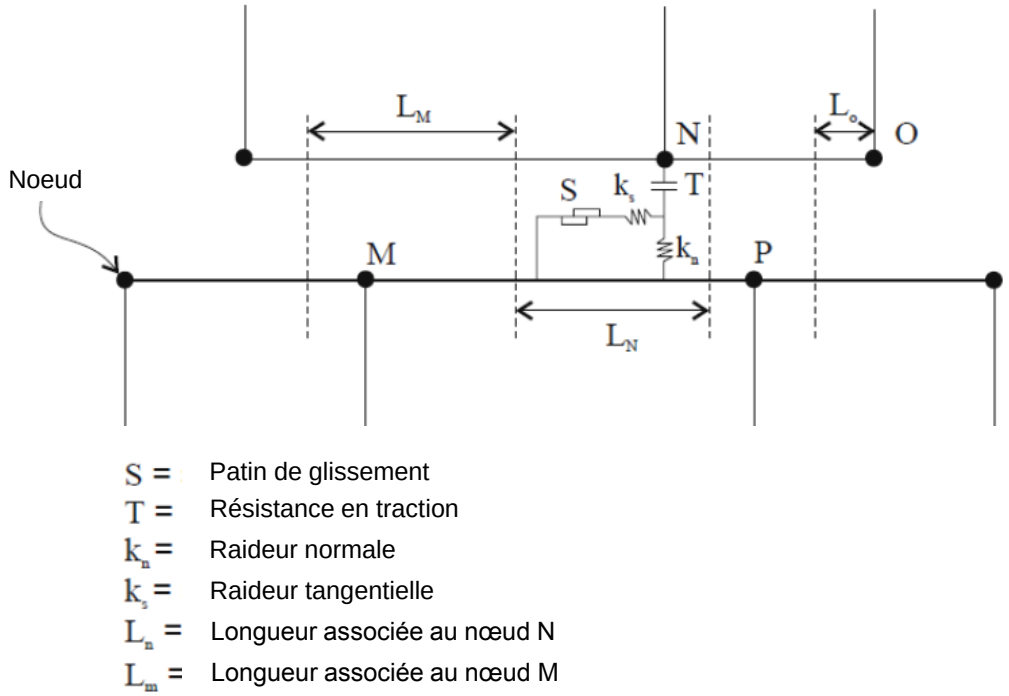


Figure A-41. Représentation schématique d'une interface dans le logiciel utilisé FLAC-2D dans le cadre de cette thèse.

- **interface présentant une résistance avant le mouvement (comme un patin)** : avec ce type d'interface, 2 types de comportement sont possibles. Pour le 1er type, l'interface se comporte comme une interface collée (comportement purement élastique) tant que la contrainte de cisaillement (et/ou la force de traction normale) à l'interface est inférieure à la résistance au cisaillement (et/ou en traction) en traction fixée. Après dépassement de ce seuil, l'interface se comporte normalement comme une interface avec le modèle de MC (comportement élastoplastique avec séparation possible). Pour le 2ème type, l'interface se comporte comme une interface collée mais avec des déplacements tangentiels possibles même si la résistance au cisaillement (et/ou en traction) fixée n'est pas dépassée.

Les sections précédentes se sont attachées à présenter et discuter les principes fondamentaux de la modélisation numérique ainsi que les lois de comportement et les modes de représentation numérique des sols, déchets, GSY et interfaces. Tous ces éléments constituent le socle de la Méthode Rationnelle de Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG) qui sera présentée et utilisée dans la suite de cette thèse dans les parties B et C. La MeRaMog est issue d'une large revue bibliographique portant sur les techniques actuelles de modélisation des systèmes GSY utilisés dans le cadre de différents projets géotechniques courants, relatifs aux ISDND et aux extensions d'ISDND. La suite de ce chapitre qui clôturera cette partie A, présentera uniquement les études identifiées relatives aux extensions d'ISDND.

IV. Etat de l'art sur la modélisation numérique des systèmes géosynthétiques en interaction

Avant de réaliser les différentes simulations dans le cadre de cette thèse, il a été nécessaire d'analyser les études de modélisation numérique existantes traitant des interactions GSY/GSY ou/et GSY/déchets ou et GSY/sols.
Un état de l'art a été réalisé et a permis non seulement de dégager les différentes possibilités qu'offre la modélisation numérique pour l'analyse de la stabilité des systèmes GSY mais aussi de mettre en évidence les champs insuffisamment ou non traitées qui restaient à investiguer.

IV.1. Les travaux de Richardson et Marr (1996)

Richardson and Marr (1996) ont été parmi les premiers à réaliser des simulations numériques des ouvrages de type extensions d'ISDND. Cependant, seules les déformations de la barrière ont été analysées. En effet, la stabilité au glissement translationnel a été évaluée à l'aide de la méthode analytique de Matasovic (1991) (cf. chapitre III § II.2) et le dimensionnement (tension/déformation) du GSY de renforcement sous cavité (tension) par la méthode de Giroud et al. (1990) (cf. chapitre IV § IV.1).
Pour les simulations, Richardson and Marr (1996) ont opté pour le logiciel de MEF FEECON. Les paramètres des matériaux (module de Young, coefficient de Poisson, etc.) ont été définis par calibration grâce à une instrumentation de terrain (extensomètres magnétiques pour la mesure des tassements). La Figure A-42a et la Figure A-42b présentent respectivement la section de talus modélisée et les déformations estimées de la géomembrane au niveau de la barrière intermédiaire.

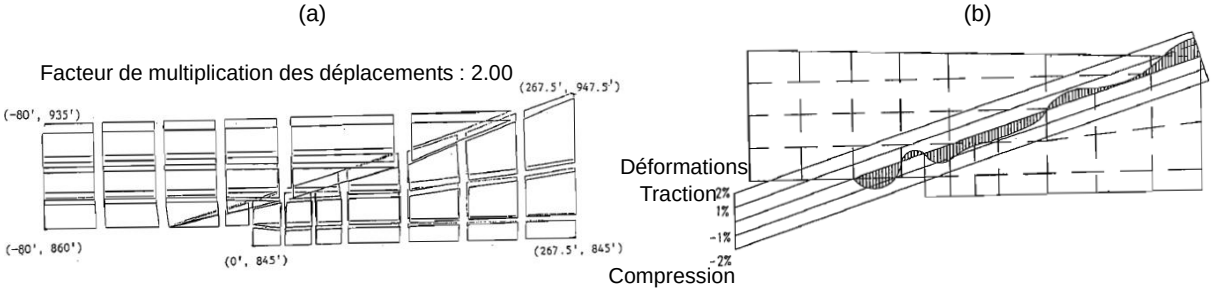


Figure A-42. Déformation du maillage élément fini au niveau de la section modélisée. (b) Déformations dans la géomembrane (Richardson and Marr (1996) modifié).

IV.2. Les travaux de Chen et al. (2009) et Chen et al. (2011)

Chen et al. (2009a), Chen et al. (2009c) et Chen et al. (2011) se sont intéressés au comportement des BSA et BSP intermédiaires dans le contexte des extensions d'ISDND. Leurs travaux ont porté sur l'extension de l'ISDND de Suzhou Qizishan en Chine (Figure A-43a) et une autre extension d'ISDND située dans le sud de l'Australie (Figure A-43b). Au niveau des BSA et BSP de cette dernière, 2 GGR ont été mis en œuvre. Les auteurs ont donc analysé les déformations et les forces de traction au niveau de chacune des GGR ainsi que

dans une couche de GSB sous l'effet du rechargement et du tassement des déchets sous-jacents. Afin de simuler la dégradation hétérogène des déchets sous-jacents, les auteurs ont affecté de manière aléatoire, des modules de déformation plus faibles à différentes zones (poches molles).

Par ailleurs, les travaux de Chen et al. (2009c) et Chen et al. (2011) sur l'ISDND de Suzhou Qizishan ont consisté à analyser les déformations, déplacements (tassements et mouvements horizontaux) et tensions dans les BSA et BSP suite au rechargement. Les auteurs ont également comparé les résultats de la méthode de Giroud et al. (1990) pour l'évaluation de la tension dans un GSY de renforcement avec les résultats de leurs simulations numériques.

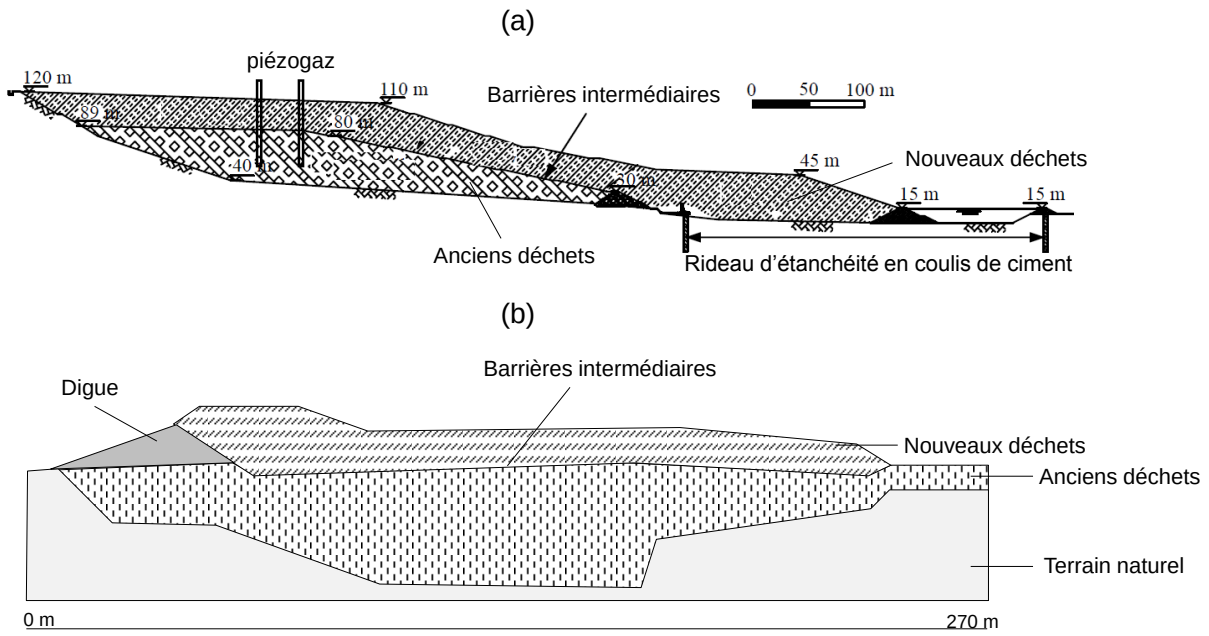


Figure A-43. Profil des extensions d'ISDND. (a) Suzhou Qizishan en Chine (Chen et al. (2009c) modifié). (b) ISDND en Australie (d'après Chen et al. (2009a)).

Les simulations numériques de l'extension de l'ISDND de Suzhou Qizishan, ont été réalisées à l'aide du logiciel de MDF FLAC-2D. Un modèle exponentiel développé à partir d'essais réalisés sur des cellules triaxiales de grande taille (Chen et al., 2009b) a été utilisé pour la modélisation du comportement des déchets. La barrière intermédiaire, quant à elle, a été modélisée par des éléments poutre. Les résultats ont permis d'estimer une déformation extensive (liée à la traction) maximale de 2,06 % (Figure A-44a) localisée au niveau de la tranchée d'ancrage (zone relativement plate). Au niveau du « flanc aval » de l'ancien casier, les déformations ont plutôt été de type « compressif » avec des valeurs maximales de – 5,31 % en pied de talus. Chen et al. (2011) ont également comparé trois modèles de comportement (composite exponentiel, élastique linéaire et MC) des déchets ; Les trois modèles de comportement ont fourni des résultats presque similaires en termes de tassements et mouvements horizontaux (Figure A-44b).

Par ailleurs, sous une cavité circulaire de 0,9 m de rayon et en utilisant la méthode de Giroud et al. (1990), la tension dans le GSY de renforcement reste constante (≈ 12 kN/m) quelle que soit l'épaisseur des déchets (0 à 60 m). La tension estimée par la simulation numérique reste inférieure (≈ 5 kN/m) à celle calculée par la méthode de Giroud et al. (1990) en dessous de 40

m de déchets, hauteur à partir de laquelle, la tension augmente de manière exponentielle jusqu'à atteindre 35 kN/m à 60 m.

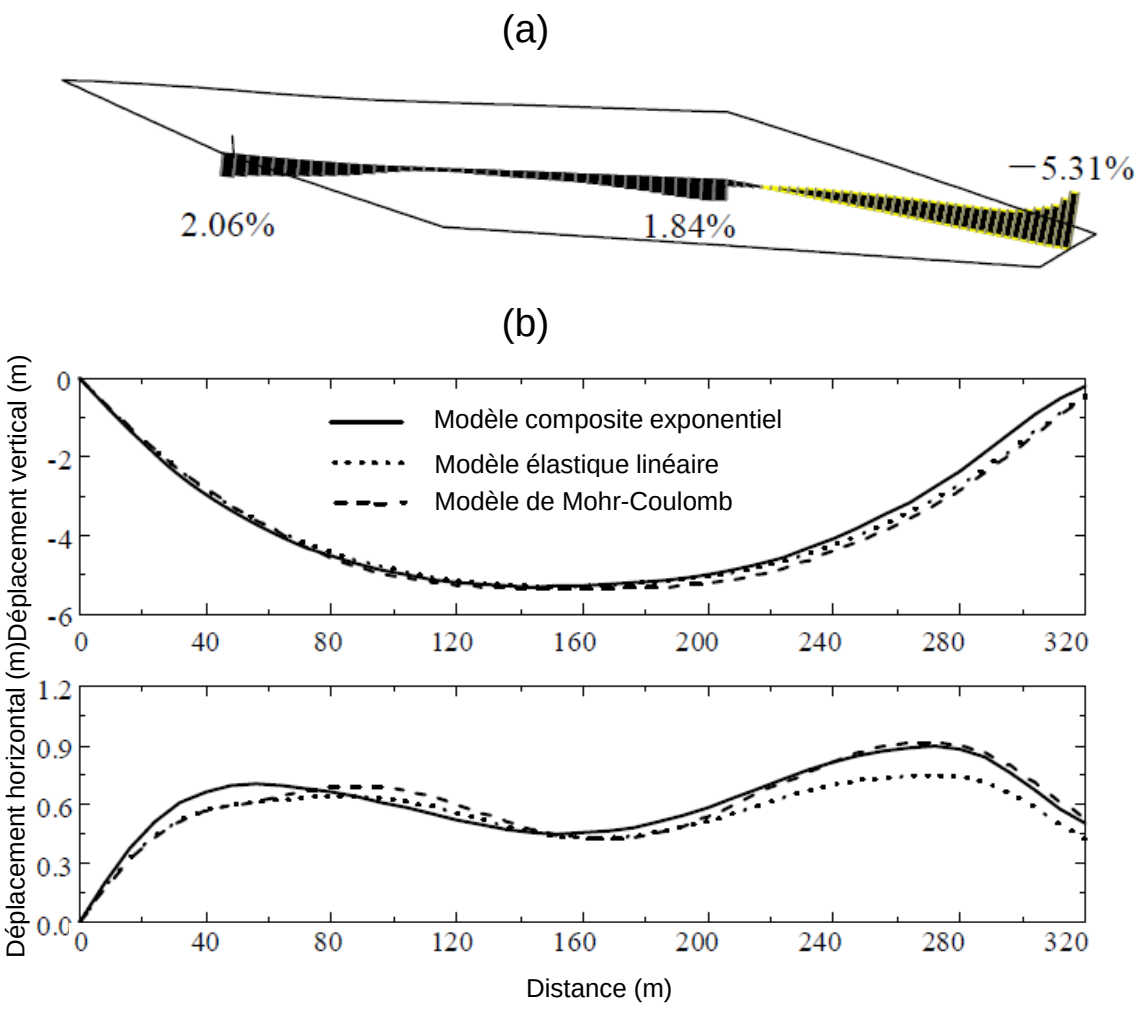


Figure A-44. Exemples de résultats des simulations numériques obtenus sur l'extension de l'ISDND de Suzhou Qizishan. (a) Déformation le long de la barrière intermédiaire (Chen et al. (2009c) modifié) . (b) Déplacements vertical et horizontal (Gao (2009) et Chen et al. (2011) modifié).

En outre, en ce qui concerne l'extension de l'ISDND en Australie, Chen et al. (2009a) ont utilisé, cette fois-ci, un code de calcul MEF pour la modélisation des tassements (Figure A-45a). Les tassements différentiels ont atteint 0,3 m sur une période de 100 ans. Les résultats ont montré que les tensions dans les GGR ont augmenté avec le temps à cause du fluage des déchets et atteint 0,6 kN/m et 1,6 kN/m respectivement dans la GGR inférieure et la GGR supérieure après 100 ans (Figure A-45b). Les déformations estimées dans la couche d'argile sont restées inférieures à 1 % (cf. chapitre IV, § II.3.2). Chen et al. (2009a) ont, par la suite, complété cette étude par une simulation (par FLAC-2D) de l'impact de tassements localisés liés à des poches molles (10 % du module initial des déchets) dans les anciens déchets. L'influence de la perte d'intégrité de la GGR sur le comportement des BSA et BSP a été également étudiée. Les résultats de cette étude ont montré que la perte de résistance de GGR n'a pas une grande influence sur l'amplitude des tassements. A contrario, la présence de nombreuses poches molles a entrainé une augmentation d'environ 30 % des déformations

dans la couche argileuse. De même, ces poches molles ont engendré jusqu'à 35 % d'augmentation des déformations et de la tension dans les GSY.

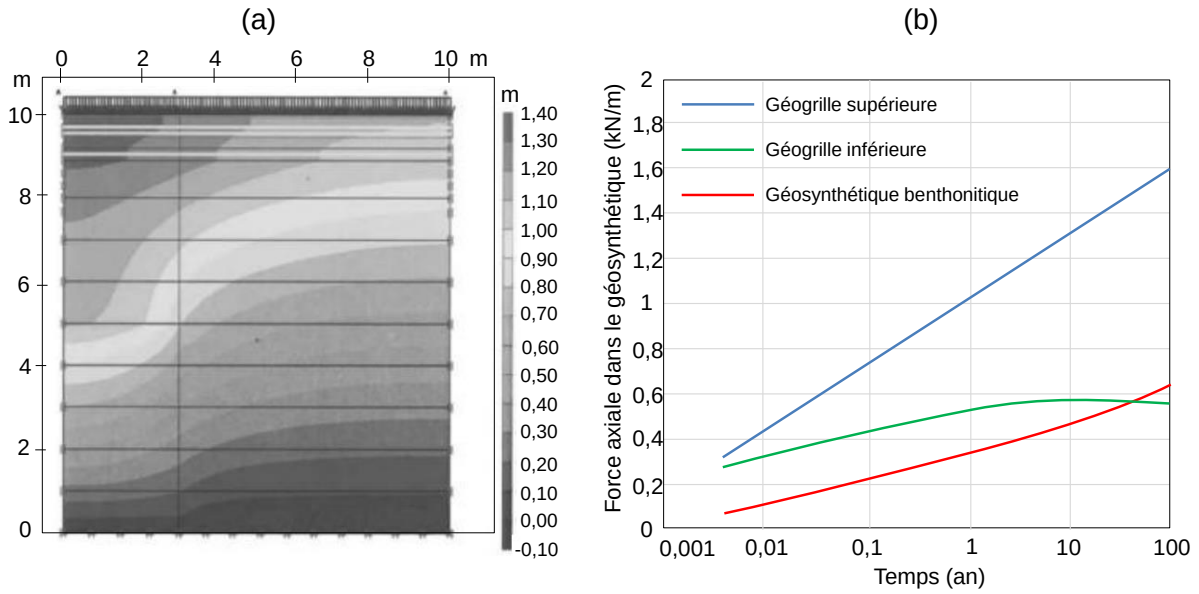


Figure A-45. Exemples de résultats des simulations numériques obtenus sur l'extension de l'ISDND d'Australie (a). Tassements des déchets à 100 ans. (b) tensions dans les géosynthétiques en fonction du temps (d'après Chen et al. (2009a)).

IV.3. Les travaux de Rong et al. (2011)

Rong et al. (2011) ont également travaillé sur l'extension de l'ISDND de Suzhou Qizishan en Chine (cf. Figure A-43a). Il s'agissait d'évaluer l'influence de plusieurs facteurs sur la stabilité de l'ouvrage. Ces facteurs sont les suivants : les paramètres de résistance mécanique des déchets (cohésion et angle de frottement), le niveau des lixiviats et les caractéristiques géométriques de l'extension (hauteur et pente).

Les calculs de stabilité ont été menés par la méthode SSR (shear strength reduction) à l'aide du logiciel de MDF FLAC-3D. Pour la modélisation, les déchets existants ont été subdivisés en 4 couches présentant des caractéristiques physiques et mécaniques différentes.

Selon les résultats de l'étude, la stabilité de l'ouvrage baisse avec la diminution de la cohésion et de l'angle de frottement des déchets (Figure A-46a). De même, plus le niveau de lixiviats, l'épaisseur des nouveaux déchets (Figure A-46b) et la pente du talus augmentent, plus le facteur de sécurité diminue. Dans la configuration du site étudié, une épaisseur de nouveaux déchets excédant 50 m ou une pente des déchets plus raide que 3H/1V, entraineraient une baisse significative de la stabilité avec un facteur de sécurité inférieur à 1,3 (valeur généralement requise pour la stabilité à court terme et des ouvrages peu importants).

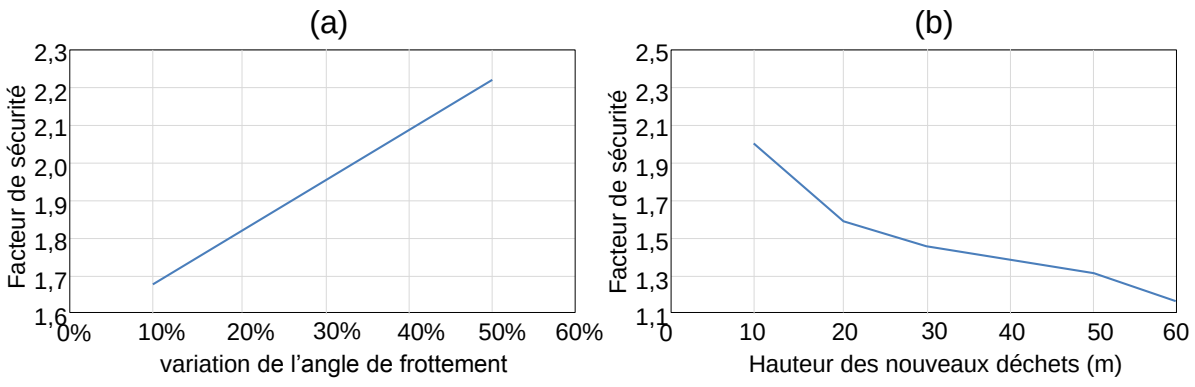


Figure A-46. Variation du facteur de sécurité (a) avec l'angle de frottement (b) avec la hauteur des déchets de l'expansion (d'après Rong et al. (2011)).

IV.4. Synthèse sur les études de modélisation et spécificités considérées dans le cadre de cette thèse

La synthèse effectuée ici vise à mettre en évidence les apports ainsi que les insuffisances des travaux de modélisation antérieurs à cette thèse. Cela a permis de d'identifier les champs qui restaient à investiguer et de mieux cibler nos objectifs.
Pour une meilleure visibilité de l'avancée de la recherche sur le sujet des interactions entre GSY au fil des années, les principales caractéristiques des différentes études ont été synthétisées dans le Tableau A-16 par ordre chronologique.
Chacune de ces études présente des intérêts scientifiques et permet d'avoir une vue d'ensemble sur les possibilités qu'offre la modélisation numérique.

Certes, les études de modélisation antérieures présentées précédemment ont contribué à l'avancée des recherches concernant le comportement mécanique des systèmes GSY en interaction avec des matériaux (sols et déchets). Toutefois, ces études méritent d'être complétées par la prise en compte d'autres facteurs susceptibles d'influencer le comportement des ouvrages. Cela devrait permettre de réaliser des simulations plus réalistes garantes de conceptions optimales.
Ainsi, à partir des insuffisances des recherches antérieures, les travaux de modélisation réalisés dans cette thèse ont été basés sur les points spécifiques suivants :

- tout d'abord, il est important de noter que seuls trois sites d'extensions d'ISDND ayant fait l'objet d'une étude de modélisation numérique, ont été identifiés. Il s'agit de l'extension d'ISDND étudiée par Richardson and Marr (1996) et plus récemment, l'extension d'une ISDND en Australie, et plus récemment celle de l'ISDND de Suzhou Qizishan en Chine étudiée par plusieurs auteurs (Chen et al. (2009a), Chen et al. (2009c), Gao (2009), Chen et al. (2011) et Rong et al. (2011)). **En France, aucune étude de modélisation concernant l'interaction entre différentes couches de GSY dans le contexte des extensions d'ISDND** n'a été réalisée ou du moins n'est disponible dans la bibliographie. Ce type d'ouvrage est pourtant très intéressant puisqu'il présente la particularité de regrouper la plupart des conditions potentielles d'instabilités en

géotechnique (mouvements du sol, glissements d'interfaces, instabilités, déformations, etc.) ;

- **l'intégration de risbermes le long des talus** : aucune étude intégrant la présence de bermes et risbermes successives n'a été identifiée dans la bibliographie étudiée. Dans la réalité et particulièrement dans les ISDND, les talus sont presque toujours conformés selon une succession de bermes et risbermes du fait des longueurs de talus souvent importantes. Ce champ reste donc à investiguer afin de mettre en évidence si la modélisation des risbermes présente une influence sur les résultats ;
- **l'intégration des conditions hydrauliques** : seule l'étude de Rong et al. (2011) a étudié l'influence du niveau des lixiviats sur la stabilité générale de l'extension de l'ISDND modélisée. Or, il est indéniable que la pression interstitielle a une influence sur les paramètres de résistance mécanique des interfaces. Cet aspect est malheureusement très peu traité ;
- **l'interaction entre au moins trois GSY** : seuls les travaux de Long et al. (1995) et Chen et al. (2009a) ont étudié l'interaction entre trois GSY. Les autres études ne considèrent qu'au plus deux GSY. Cependant, dans les travaux de Long et al. (1995), tous les GSY (GTX, GNT et GMB), les sols ainsi que les interfaces ont été représentés par des éléments ressort. L'utilisation de ces éléments simplistes pour la représentation de toutes les composantes du modèle ne permet pas de prendre en compte le comportement complexe et non linéaire des déchets et des interfaces. De plus, les conditions aux limites imposées au modèle qui empêchaient tout déplacement à la périphérie du modèle à l'exception de la partie sommitale, semblent peu réalistes. Un travail est donc nécessaire afin de prendre en compte l'ensemble des interactions entre les différentes couches de GSY (au moins 3) dans des conditions réalistes de sites réels et avec l'utilisation de modèles de comportement et d'éléments structurels plus adaptés. Dans le contexte des extensions d'ISDND avec l'interaction entre quatre GSY (GTX + GMB + GSB + GGR), on dénote six interfaces. Pour l'étude de Chen et al. (2009a), les points qui suivent n'ont pas été pris en compte ;
- **une analyse intégrant le comportement radoucissant des interfaces** (évolution de l'angle de frottement avec les déplacements d'interfaces).
- **une évolution du module d'élasticité des GSY avec la déformation** pour prendre en compte la non-linéarité du comportement des GSY ;
- **une différenciation entre le comportement en traction et le comportement en compression** des GSY : lorsqu'on applique des efforts de compression dans l'axe d'un GSY non confiné (à l'air libre), des plis se forment. Ces plis matérialisent le fait que le GSY ne reprend pratiquement pas d'efforts de compression lorsqu'il n'est pas confiné. cependant sous confinement, le comportement du GSY en compression est mal connu. On aurait tendance à penser qu'ils ne reprennent que très peu d'efforts au vu des plis souvent observés en pied de talus sur certains sites ou au contraire, qu'ils puissent devenir plus raides en compression sous de fortes contraintes de confinement. Une des approches arbitraire utilisée consiste à réduire le module en compression. Cette approche a été utilisée par Villard et al. (1999) (rapport de 10 et 20) et Fowmes et al. (2008) (rapport de 10). Il est à noter qu'il n'existe actuellement aucun essai normalisé permettant de

déterminer le module d'élasticité en compression des GSY. Il est donc intéressant d'évaluer l'impact de cette différentiation sur les résultats simulés ;

- **une variation des paramètres mécaniques des déchets** selon le type (anciens ou nouveaux) et la profondeur des couches (ou la contrainte verticale).

Enfin, il convient de noter que les aspects suivants seront investigués dans cette thèse :

- **une analyse plus réaliste intégrant l'influence de diverses sources d'instabilité** : dans le contexte des extensions d'ISDND, la prise en compte des tassements des matériaux sous les BSA et BSP, les mouvements (verticaux et latéraux) des matériaux sus-jacents et l'interaction entre les différentes couches de GSY est indispensable pour simuler au mieux le comportement des ouvrages ;
- **une analyse comparative entre la modélisation numérique et les méthodes analytiques** : la modélisation numérique présente de nombreux avantages par rapport aux méthodes analytiques de calcul à l'équilibre limite, toutefois, il est tout de même intéressant de comparer, quand cela est possible, ces deux méthodes. Cette analyse réalisée ici concerne la stabilité au glissement translationnel et le renforcement sur cavités par GSY ;
- **le calage et la validation des modèles numérique avec les données expérimentales** : le choix du modèle de comportement, les paramètres de calcul, le modèle de chargement, les conditions aux limites, la géométrie simplifiée de l'ouvrage, pour ne citer que ceux-là, sont autant de sources d'incertitudes qui peuvent influencer les résultats. Il est donc essentiel de vérifier que les hypothèses retenues lors des différentes étapes de modélisation, sont compatibles avec les résultats réels issus de l'expérimentation.

Tous ces détails pris en compte pour la modélisation numérique des systèmes GSY en interaction avec des matériaux naturels et déchets dans le contexte des extensions d'ISDND seront discutés dans la suite de cette thèse dans les chapitres de modélisation numérique. Une Méthode Rationnelle pour la Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG) prenant en compte les aspects mentionnés précédemment, est proposée dans cette thèse. Elle sera présentée dans le chapitre VII (partie B).
La mise en œuvre de la MeRaMoG a nécessité le développement de plusieurs codes avec le langage de programmation FISH du logiciel FLAC 2D utilisé dans cette thèse. Des extraits de ces codes FISH sont donnés en Annexe A de ce manuscrit.

Tableau A-16. Principales caractéristiques des études de modélisation numérique antérieures à notre étude.

Références	Comportement des GSY simulés	Méthode numérique utilisé - logiciel	Modèles de comportement utilisés	Mode de représentation numérique des GSY et interfaces
Wilson-Fahmy and Koerner (1993)	Déformations et tensions	MEF – n/a	Sols : hyperbolique non linéaire et Mohr-Coulomb GSY : polynomiale Interfaces : élastique linéaire	GSY : Elément barre Interfaces : Ressort
Gabr and Hunter (1994)	Déformations et tensions	MEF - SSCOMPPC	Sols, déchets et interfaces : hyperbolique	GSY : Elément barre Interfaces : Elément d'épaisseur nulle
Long et al. (1995)	Déplacements, déformations et tensions	MDF - GEOSTRES	Elastique linéaire (ressort) pour tous (sols, GSY et interfaces)	Ressort
Richardson and Marr (1996)	Déformations	MEF – FEECON	n/a	n/a
Reddy et al. (1996)	Déplacements et résistances au cisaillement mobilisées à l'interface	MEF - SSCOMPPC	Déchets et interfaces : hyperbolique GSY : n/a	GSY : n/a Interfaces : Elément d'épaisseur nulle
Villard et al. (1999)	Déplacements, déformations et tensions	MEF - GOLIATH	Sols : élastique linéaire GSY : Méthode hybride Interfaces : Mohr-Coulomb	GSY : Elément barre Interfaces : Méthode hybride
Jones et al. (2000)	Déplacements, résistance au cisaillement mobilisée à l'interface	MDF – FLAC 2D	Sols et déchets : Mohr-Coulomb GSY : n/a Interfaces : Mohr-Coulomb modifié	GSY : n/a Interfaces : Elément d'épaisseur nulle

Références	Comportement des GSY simulés	Méthode numérique utilisé - logiciel	Modèles de comportement utilisés	Mode de représentation numérique des GSY et interfaces
Meissner and Abel (2000)	Déplacements, déformations et contraintes de cisaillement	MEF - ABAQUS	Argile : Drucker-Prager Couche de drainage : élastique linéaire parfaitement plastique Déchets : élastique linéaire avec biodégradation dépendant du temps GSY : élastique linéaire Interfaces : Mohr-Coulomb modifié	GSY : n/a Interfaces : Elément de contact
Filz et al. (2001)	Contraintes de cisaillement à l'interface et facteurs de sécurité	MEF – SAGE CRISP 2D	Interface : Hyperbolique GSY : élastique linéaires Déchets : Hyperbolique modifié (Morrison, 1995)= Duncan + MC	GSY : Elément barre
Jones and Dixon (2005)	Déplacements et résistances au cisaillement mobilisées à l'interface	MDF – FLAC 2D	Sols et déchets : Mohr-Coulomb GSY : n/a Interfaces : Mohr-Coulomb modifié	n/a
Fowmes et al. (2005a)	Déplacements et déformations	MDF – FLAC 2D	Sols et déchets : Mohr-Coulomb GSY : élastique linéaire Interfaces : Mohr-Coulomb modifié	GSY : bande GSY Interfaces : n/a

Références	Comportement des GSY simulés	Méthode numérique utilisé - logiciel	Modèles de comportement utilisés	Mode de représentation numérique des GSY et interfaces
Fowmes et al. (2005)	Déplacements et déformations	MDF – FLAC 2D	Sols et déchets : Mohr-Coulomb GSY : n/a Interfaces : Mohr-Coulomb modifié	GSY : élément poutre Interfaces : n/a
He et al. (2006)	Déplacements, déformations et tensions	MEF – ABAQUS	Sols : Mohr-Coulomb GSY : élastique non linéaire Interfaces : Mohr-Coulomb	Interfaces : éléments poreux CPE4P pour tous (sols et GSY) spécifiques au logiciel
Fowmes (2007)	Déplacements, déformations et tensions	MDF – FLAC 2D	GSY : élastique linéaire Interfaces : Mohr-Coulomb	GSY : élément poutre Interfaces : n/a
Haque (2007)	Stabilité générale de l'ISDND	MEF – PLAXIS 2D	Sols et déchets : Mohr-Coulomb	n/a
Wu et al. (2008)	Déformations et tensions	MDF – FLAC 3D	Sols : élastique GSY : élastique	GSY : bande GSY Interfaces : n/a
Chen et al. (2009a)	Déformations et tensions	MDF – FLAC 2D	Déchets : exponentiel composite DEDG : n/a Interfaces : n/a	DEDG : élément poutre Interfaces : n/a
Zhu et al. (2009) et Chen et al. (2009c)	Déformations et tensions	MEF – n/a et MDF – FLAC 2D	Déchets : exponentiel composite DEDG : n/a Interfaces : n/a	DEDG : élément poutre Interfaces : n/a
Chen et al. (2011)	Déplacements, déformations et tensions	MDF – FLAC 2D	Déchets : exponentiel composite, élastique linéaire et Mohr-Coulomb DEDG : n/a Interfaces : n/a	n/a

Références	Comportement des GSY simulés	Méthode numérique utilisé - logiciel	Modèles de comportement utilisés	Mode de représentation numérique des GSY et interfaces
Arab et al. (2011)	Déplacements, déformations et tensions	MDF – FLAC 2D	Sols : élastique linéaire Déchets : visco-élastique linéaire GSY : élastique linéaire Interfaces : Mohr-Coulomb	GSY : élément poutre Interfaces : n/a
Rong et al. (2011)	Stabilité générale de l'ISDND	MDF – FLAC 3D	n/a	n/a
Sia and Dixon (2012)	Déplacements relatifs, déformations,	MDF – FLAC 2D	GSY : élastique linéaire Interfaces : Mohr-Coulomb modifié	GSY : élément poutre Interfaces : Elément d'épaisseur nulle
Zamara et al. (2014)	Déplacements, déformations et contraintes	MDF – FLAC 2D	Sols et déchets : Mohr-Coulomb GSY : élastique linéaire Interfaces : Mohr-Coulomb modifié	GSY : élément poutre Interfaces : n/a

n/a : non disponible

V. Conclusions

Dans ce chapitre, les principes fondamentaux de la modélisation numérique dont la compréhension est indispensable à l'élaboration de modèles numériques avancés et à l'interprétation des résultats de cette thèse ont été présentés. Les différents modèles de comportement ainsi que les différents types d'éléments volumiques, structurels et d'interface qui seront utilisés dans le cadre de cette thèse pour la modélisation numérique des déchets, sols, des géosynthétique (GSY) et des interfaces ont été également discutés.

Dans le cadre de cette thèse, le logiciel de différences finies 2D a été retenu pour réaliser les modélisations. Ce logiciel présente la particularité de pouvoir modéliser le comportement de l'interface entre deux GSY. Avec ce logiciel, il a donc été possible de modéliser l'ensemble des GSY et des interfaces présentes au niveau des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP). Pour rappel, dans le chapitre II, 4 GSY ont été retenus au sein de la coupe type de BSA et BSP des extensions d'ISDND. Ce sont de bas en haut les GGR, GSB, GTX et GMB.

Enfin, ce chapitre s'est intéressé à l'état de l'art de six études de modélisation portant sur 3 sites réels d'extension d'ISDND, qui mettant en évidence l'interaction entre matériaux naturels (sables, argiles, etc.), déchets et GSY. Cet état de l'art a permis d'identifier les limites de ces études, et les aspects du comportement mécanique des systèmes GSY qui étaient insuffisamment ou pas du tout considérés ont été identifiés. Il s'agit par exemple de la modélisation du nombre réel de GSY présents au sein de l'ouvrage modélisé ; dans notre cas ce sont 4 GSY (GTX+GMB+GSB+GGR). On peut aussi noter que le comportement radoucissant des interfaces entre GSY, l'évolution du module des GSY avec la déformation, la différenciation entre le comportement en traction et le comportement en compression des GSY et la variation des paramètres mécaniques des déchets avec la profondeur ou la contrainte verticale, ne sont pas toujours considérés dans les études antérieures.

Tous ces points ont permis d'orienter les travaux de modélisation dans le cadre de la présente thèse. En effet, avant de réaliser nos différentes simulations, il a été nécessaire de développer une Méthode Rationnelle de Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG). Cette MeRaMoG a été développée afin d'intégrer les précédents aspects et ainsi permettre d'aboutir à des résultats plus réalistes. Cette méthode sera présentée dans le chapitre VII (partie B).

CONCLUSIONS DE LA PARTIE A

Cette 1ère partie du manuscrit avait pour objectif de présenter et discuter les éléments essentiels à la compréhension des résultats des analyses comparatives, modélisations numériques et expérimentations qui seront réalisées dans la suite de cette thèse dans les parties B et C.

Les 4 principaux types de géosynthétiques (GSY) qui sont utilisées dans la conception des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP) des extensions d'ISDND ont d'abord été identifiés. Ce sont les géotextiles (GTX), les géogrilles (GGR), les géomembranes (GMB) et les géosynthétiques bentonitiques (GSB). Puis, les essais de traction (caractérisation des GSY) et les essais de cisaillement direct (caractérisation des interfaces) qui ont été utilisés dans cette thèse, ont été présentés.
Puis, un état de l'art portant sur une vingtaine de projets d'extension d'ISDND dans 6 pays différents a été réalisé afin d'identifier les pratiques courantes de conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND. A la lumière des pratiques sécuritaires mises en exergue et des caractéristiques mécaniques et aussi de la compatibilité chimiques (nature des polymères) des GSY, cet état de l'art a permis d'établir une structure type des BSA et BSP qui sera systématiquement considérée dans la suite de cette thèse.

Par ailleurs, en se replaçant dans le contexte général de cette thèse, on peut rappeler que deux angles d'analyse ont été considérés pour l'étude de la stabilité et de l'intégrité des GSY au sein des BSA et BSP. Le premier angle d'analyse concernait les risques à « grande échelle » (i.e. risques d'instabilité au glissement translationnel) et le deuxième portait sur les risques à petite échelle (effondrements localisés sous les BSA et BSP des extensions d'ISDND). Cette partie A a également présenté six méthodes analytiques permettant d'évaluer la stabilité au glissement translationnel et huit méthodes analytiques permettant de calculer (dimensionner) les efforts /déformations au sein d'un GSY sur cavité. Ces méthodes ont été présentées car elles feront l'objet d'une étude comparative dans la suite de cette thèse compte tenu du fait que les hypothèses sur lesquelles elles sont basées ne reflètent pas toujours les conditions existantes au niveau des extensions d'ISDND. Cette analyse comparative permettra d'identifier les méthodes les plus conservatives et celles qui ne sont pas adaptées au contexte des extensions d'ISDND.

En outre, compte tenu du fait que ces méthodes analytiques ne permettent pas une analyse complète du comportement des ouvrages, nous nous sommes intéressés à la modélisation numérique qui constitue un outil permettant de simuler le comportement des extensions d'ISDND tout en prenant en compte les interactions entre les différents matériaux modélisés. Les modèles rhéologiques et les modes de représentation numériques des sols, déchets, des GSY et des interfaces qui ont été utilisés dans cette thèse pour les modélisations, ont été présentés. Enfin cette partie A a présenté un état de l'art sur six études de modélisation numériques qui ont porté sur trois sites d'extensions d'ISDND réels. A l'issue de cet état de l'art, il a été jugé essentiel de développer une Méthode Rationnelle de Modélisation des

systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG) pour réaliser nos modélisations. En effet, cette MeRaMoG qui prend compte plusieurs aspects clés du comportement mécanique des systèmes GSY comme l'évolution de la raideur des GSY avec la déformation, devrait permettre d'obtenir des résultats de modélisation plus conformes à la réalité du terrain.

Maintenant que tous les éléments indispensables à la compréhension de la suite de cette thèse ont été présentés et discutés, la partie B, à travers ses trois chapitres, se concentrera sur les risques « grande échelle » de stabilité au glissement translationnel et de déformations des GSY associées au glissement. Elle présentera dans un premier temps, les résultats de l'étude comparative menée sur les six méthodes analytiques évoqués plus haut et la modélisation numérique. Dans un second temps, les fondements de la MeRaMoG seront clairement présentés et analysés dans le détail. Enfin, la partie B tentera d'identifier et de comprendre la manière dont les mécanismes de glissement et de déformation des couches de GSY se développent au sein des BSA et BSP des extensions d'ISDND.

PARTIE B

STABILITE AU GLISSEMENT TRANSLATIONNEL ET DEFORMATIONS ASSOCIEES AU SEIN DES BARRIERES DE SECURITE

INTRODUCTION DE LA PARTIE B 197
CHAPITRE VI ANALYSE COMPARATIVE DE LA MODELISATION NUMERIQUE ET DES METHODES A L'EQUILIBRE LIMITE POUR L'EVALUATION DE LA STABILITE AU GLISSEMENT TRANSLATIONNEL D'ISDND ... 199
XII Introduction 200
XIII Article n°1 : Comparative study of the numerical modelling approach and limit equilibrium methods for translational stability analysis 202
I Principaux résultats 227
II Conclusions 228
CHAPITRE VII BASES ET HYPOTHESES DE LA METHODE RATIONNELLE POUR LA MODELISATION DES SYSTEMES GEOSYNTHETIQUES 231
III Introduction 232
IV Article n°2 : Numerical modeling of the nonlinear mechanical behavior of multilayer geosynthetic system for piggyback landfill expansions 233
V Principaux résultats 264
VI Conclusions 264
CHAPITRE VIII MECANISMES DE GLISSEMENT ET DE DEFORMATION DES SYSTEMES GEOSYNTHETIQUES DES BARRIERES DE SECURITE DES EXTENSIONS D'ISDND : MODELISATION NUMERIQUE 267
I Introduction 268
II Article n°3 : Use of numerical modeling to identify the key factors that control the interface failure and the deformation of geosynthetic lining systems 269
III Principaux résultats 296
IV Conclusions 297
CONCLUSIONS DE LA PARTIE B 299

INTRODUCTION DE LA PARTIE B

Dans l'introduction générale de ce manuscrit, les enjeux associés à la construction des extensions d'ISDND ont été présentés. Il s'agissait notamment des risques à « grande échelle » généralisés à l'ensemble des ouvrages et qui sont incarnés par la stabilité au glissement translationnel et l'intégrité structurelle (tensions / déformations) des géosynthétiques (GSY) au niveau des BSA et BSP.

Puis dans la partie A, dix méthodes analytiques et la modélisation numérique par différences finies, ont été présentées comme outils d'évaluation de la stabilité au glissement translationnel. Ces méthodes permettent de calculer le facteur de sécurité au glissement. Toutefois, il il est apparu qu'une seule méthode analytique parmi les dix présentées a été spécifiquement développée pour les extensions d'ISDND. En ce qui concerne la modélisation numérique, les résultats des simulations dépendent non seulement de la manière dont les modèles sont établis mais aussi de l'aptitude des lois de comportement utilisées à simuler convenablement le comportement des matériaux.

Le premier objectif de cette partie B est donc de réaliser une étude comparative de ces dix méthodes analytiques et de la modélisation numérique afin d'identifier les méthodes les plus conservatives et celles qui se prêtent le mieux à une utilisation en extension d'ISDND.

L'étude comparative menée ici porte sur un cas type d'extension d'ISDND inspiré d'un site réel. **Le Chapitre VI** de cette partie est consacré à la présentation des résultats issus de cette étude. L'analyse comparative est essentiellement basée sur les évolutions des facteurs de sécurité au glissement calculés par les différentes méthodes.

Par ailleurs, compte tenu du fait que la simple détermination du facteur de sécurité ne permet pas de déceler les signes d'instabilité et d'évaluer l'intégrité structurelle des différentes couches de GSY présents au niveau des BSA et BSP, il a été nécessaire de pousser l'analyse un peu plus loin.

En effet, **le deuxième objectif** de cette partie B, est de contribuer à la compréhension des mécanismes de glissement et de déformation au sein des couches de GSY des BSA et BSP des extensions d'ISDND.

A cet effet, la modélisation numérique qui permet de prendre en compte la complexité du comportement mécanique des interfaces et des GSY, a été utilisée dans **le Chapitre VII** de cette partie. Afin d'obtenir des résultats probants et réalistes, une Méthode Rationnelle de Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG) a été utilisée. Cette MeRaMoG est fondée sur cinq critères clés du comportement mécanique des interfaces et des GSY. Ce sont d'abord la modélisation du nombre réel de GSY et d'interfaces dans l'ouvrage (critère 1) ; ensuite la prise en compte du phasage de construction (remblaiement) et de l'évolution des propriétés mécaniques des déchets avec ce phasage (critère 2) ; puis la prise en compte du comportement radoucissant des interfaces (critère 3) ; la différentiation entre le comportement en traction et le comportement en compression des GSY (critère 4); et enfin l'évolution de la raideur des GSY avec la déformation (critère 5). Ces points essentiels qui constituent les fondements de la MeRaMoG sont détaillés dans le Chapitre VII de cette partie. L'influence de la prise en compte de ces critères dans la modélisation numérique a été rigoureusement investiguée dans ce chapitre VII.

Enfin, après avoir justifié les bases et les hypothèses retenues pour la modélisation numérique, **le Chapitre VIII** s'attachera à analyser les mécanismes de glissement et de développement des déformations des GSY associées au glissement grâce à l'outil numérique. A cet effet, une identification des facteurs clés qui contrôlent la stabilité au glissement translationnel et l'intégrité structurelle des GSY dans le cadre des BSA et BSP des extensions, sera réalisée. Puis, les zones de faiblesse au niveau desquelles l'instabilité débute, seront identifiées avant de mettre en évidence la manière dont cette instabilité se développe et s'étend le long du plan de glissement. L'impact de ces phénomènes de glissement sur la répartition et l'amplitude des déformations des GSY, des contraintes de cisaillement et des déplacements tangentiels au niveau des interfaces sera également analysé en détail.

CHAPITRE VI

ANALYSE COMPARATIVE DE LA MODELISATION NUMERIQUE ET DES METHODES A L'EQUILIBRE LIMITE POUR L'EVALUATION DE LA STABILITE AU GLISSEMENT TRANSLATIONNEL

I. Introduction

Dans les chapitres III et IV de la partie A, la modélisation numérique et dix méthodes analytiques ont été présentées comme outils d'évaluation de la stabilité au glissement translationnel. Pour rappel, ces méthodes analytiques ont été classées en quatre catégories que sont (1) les méthodes d'équilibre limite sur pente infinie [Martin and Koerner (1985), Matasovic (1991), Thiel (1998) et la norme XP G38-067 (AFNOR, 2010)], (2) les méthodes des 2 blocs [Giani (1992), Giroud et al. (1995) et Koerner and Soong (1998)], (3) la méthode des 3 blocs proposée par Qian and Koerner (2009) et (4) les deux méthodes des tranches [Fellenius (1927) et Bishop (1955)].

Toutefois, parmi ces méthodes, seule la méthode des 3 blocs, a été développée spécifiquement pour l'analyse de la stabilité au glissement translationnel des extensions d'ISDND au sein desquels les risques de glissement des nouveaux déchets sur les anciens déchets sont importants. En effet, les méthodes à l'équilibre limite sur pente infinie et les méthodes des 2 blocs sont basées sur des géométries simplistes (notamment épaisseur uniforme des matériaux) qui ne reflètent pas les cas des extensions d'ISDND. De plus, même si les méthodes des tranches de Fellenius (1927) et de Bishop (1955) simplifié retenus dans cette étude, sont applicables à toutes les géométries, elles ont été initialement développées pour l'évaluation de la stabilité au glissement rotationnel et non pas translationnel.

En ce qui concerne la modélisation numérique, les résultats des simulations et donc les facteurs de sécurité calculés dépendent non seulement de la manière dont les modèles sont établis (par exemple complexité du modèle et nombre de géosynthétiques inclus dans le modèle) mais aussi des lois de comportement considérées (par exemple comportement radoucissant ou linéaire.). En effet, les géosynthétiques (GSY) présentent un comportement mécanique susceptible d'être non linéaire compte tenu du fait que leur raideur évolue en fonction du niveau de déformation atteint. Concernant les interfaces, la contrainte de cisaillement mobilisée à l'interface n'est pas constante mais varie en fonction des déplacements d'interface (comportement radoucissant). Ces caractéristiques du comportement mécanique des GSY et des interfaces ont été déjà décrites au chapitre I de la partie A.

Afin d'obtenir des résultats réalistes, il est donc indispensable de développer des modèles aussi précis que possible et de recourir à des lois de comportement des matériaux, des géosynthétiques (GSY) et des interfaces qui permettent de simuler au mieux leurs comportements.

Compte tenu de ce qui précède, il convient d'évaluer la pertinence et la validité de ces méthodes analytiques pour l'évaluation de la stabilité au glissement translationnel des extensions d'ISDND.

Par conséquent, il est apparu important de réaliser une étude comparative de ces méthodes analytiques en comparaison de la modélisation numérique afin d'identifier les méthodes les plus conservatives et celles qui se prêtent le mieux à une utilisation en extension d'ISDND.

A cet effet, une étude comparative portant sur un cas type d'extension d'ISDND inspiré d'un cas réel, a été réalisée dans ce chapitre. Ce cas d'étude se prête bien à une analyse comparative car il présente une géométrie simple avec une pente presque constante (4H/1V ou 13,85°) du talus extérieur des déchets. Le plan de glissement au niveau des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP) intermédiaires présente 2 pentes (5,3H/1V ou 11,06° et 17,6H/1V ou 3,24°). Les GSY inclus dans les BSA et BSP comprennent de bas en haut un géosynthétique bentonitique, une géomembrane et un géotextile. Une géogrille de renforcement a été également disposée dans un matériau granulaire sous les BSA et BSP.

L'étude développée dans ce chapitre, repose sur l'analyse de l'évolution des facteurs de sécurité calculés par les dix méthodes analytiques et la modélisation numérique par différences finies. Deux variantes de modèles numériques ont été développées afin d'observer si la manière dont l'interface (plan de glissement) est modélisée a une influence sur les résultats. Dans la première variante notée NUM 1, tous les GSY et donc toutes les interfaces présentes au niveau des BSA et BSP, sont modélisées. De plus, ce modèle prend en compte le comportement radoucissant des interfaces (diminution de la résistance au cisaillement de l'interface avec les déplacements), l'évolution des raideurs des GSY avec la déformation axiale et enfin la différentiation entre le comportement en traction et le comportement en compression des GSY. Compte tenu du niveau de détail considéré pour cette première variante, la modélisation NUM 1 sera considérée comme le cas de référence dans cette étude. Par ailleurs, une seule interface est modélisée pour représenter l'intégralité des BSA et BSP dans la variante de modélisation NUM 2. Aucun GSY n'est donc modélisé dans ce modèle NUM 2.

Dans la suite de ce chapitre, les méthodes d'équilibre limite les plus avancées que sont les méthodes des tranches et la méthode des 3 blocs de Qian and Koerner (2009) sont confrontées aux deux variantes de la modélisation numérique NUM 1 et NUM 2.
Puis, les méthodes analytiques sont comparées entre elles sur la base d'une étude paramétrique qui porte sur le poids volumique des nouveaux déchets, la pente et la résistance au cisaillement du plan de glissement. Ces trois paramètres ont été choisis car ils concernent directement le plan de glissement et les déchets qui glissent au-dessus de la surface de glissement. Cette étude paramétrique permet de vérifier si les écarts observés dans une configuration géométrique et mécanique donnée restent valables si l'on change de configuration (par exemple en augmentant la pente du plan de glissement).

Les résultats de cette étude comparative sont présentés à travers un article scientifique qui a été soumis pour publication dans la revue «Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering».

II. Article n°1 : Comparative study of the numerical modelling approach and limit equilibrium methods for translational stability analysis

ABSTRACT

Numerical modeling techniques (NUMs) and Limit equilibrium methods (LIMs) are the two most commonly used approaches to assess the translational stability of geotechnical structures along slopes. However, given the wide range of the available LIMs, each based on different assumptions, it becomes difficult for designers to make a rational choice between them. NUMs are less widely used than LIMs and require longer computation times, more parameters, and a careful analysis of the results.

This paper presents a comparative study of two NUMs (finite-difference method) and ten LIMs (infinite slope, two- and three-part wedge analysis and methods of slices) for the assessment of translational stability. The comparison was conducted by applying these methods to a typical piggyback landfill expansion (PBLE) with a lining system comprised four geosynthetics (GSYs). The more sophisticated NUM modeled all GSYs and thus all interfaces within the GSY lining system. The other NUM only modeled a single interface, so no GSY was modeled.

The results were expressed in terms of the safety factor and showed that two of the LIMs were not suitable for analyzing the translational stability of PBLEs. Overall, the method that provided the most conservative safety factor was the method of slices. In addition, the safety factors obtained by using the less sophisticated NUM were very close to those calculated by using the method of slices.

Keywords: translational stability, interface failure, numerical modeling, limit equilibrium, piggyback landfill.

List of notations

a_g = peak ground acceleration;
β = slope angle measured from horizontal;
β_a and β_b = slope angle beneath active and passive wedges respectively;
β_{BL} = slope angle beneath block wedge and measured from horizontal;
β_{eq} = weighted average slope angle of overall interface;
γ = unit weight of material at natural water content;
γ_w = unit weight of water;
c_{max} and c_{fail} = cohesion of material in initial and failure states respectively;
c_{AP} = apparent cohesive force at interface between active and passive wedges;
c_{PB} = apparent cohesive force at interface between passive and block wedges;
c_{BL} = apparent cohesive force of interface beneath the block wedge;
c and $\emptyset$ = cohesion and friction angle of the interface, respectively;
c_{eq} and $\emptyset_{eq}$ = weighted average cohesion and friction angle, respectively of the overall interface;

c_m and $\emptyset_m$ = cohesion and friction angle of material, respectively above failure surface;
c_{sw} and $\emptyset_{sw}$ = cohesion and friction angle of waste, respectively above failure surface;
c_A and c_B = cohesion of interface along slopes A and B, respectively;
$\emptyset_{max}$ and $\emptyset_{fail}$ = friction angle of material in initial state and failure states, respectively;
$\emptyset_a$ and $\emptyset_P$ = friction angle of interface below active and passive wedges, respectively;
$\emptyset_{BL}$ = interface friction angle below block wedge;
$\emptyset_A$ and $\emptyset_B$ = friction angle of interface along slopes A and B, respectively;
d_w = vertical thickness of saturated material;
L_A and L_B = length of interface along slopes A and B, respectively;
FS = safety factor against translational failure;
FS_{avg} = average safety factor;
FS_V = safety factor at interface between two wedges;
H = vertical height of interface;
H_{int} = cumulative height of overall interface;
H_{eq} = the equivalent uniform thickness of new landfill;
k_s = seismic coefficient;
L_{eq} = length of equivalent slope;
m_{sw}, n_{AP} and n_{PB} = calculation parameters;
s_k = snow load;
σ = average normal stress developed at the slip surface;
t_i = thickness of the soil in the direction perpendicular to the slope;
t_v = vertical thickness of the slope;
t_{toe} = thickness of material at toe of slope in direction perpendicular to slope;
t_{top} = thickness of material at top of slope in direction perpendicular to slope;
t_{avg} = average thickness of material layer;
U_H and U_V = resultant of pore pressures acting on interwedge surfaces and on passive wedge, respectively;
U = overall under-pressure acting below interface;
T = tension in t geosynthetic above slip surface;
τ_{max} and τ_{fail} = average shear strength of material in initial and failure states, respectively;
W_a and W_P = weight of the active and passive wedges respectively;
W_{BL} = weight of block wedge ;

1. Introduction

Consideration of slope stability is a fundamental part of the design of geotechnical constructions (Dixon and Jones, 2003). In particular, when engineering constructions are built over a thin layer of soil or over an interface with low shear strength, a failure surface may develop throughout this low-shear-strength plane, resulting in a translational failure. This is typically the case in landfills where a multilayered geosynthetic (GSY) lining system is implemented at bottom and side slopes of waste cells. In fact, such lining systems often include a geomembrane (GMB) sandwiched between a geotextile (GTX) above and a

geosynthetic clay liner (GCL) below (Tano et al., 2015a). In addition, a clay layer is often implemented beneath the GCL. However, because each of these interfaces exhibit low shear resistance, they each represent a surface with a potential for translational failure. This is presumably the reason why translational (i.e., interface) failure is considered to be the primary cause of instability in landfills (Koerner and Soong, 2000, Bergado et al., 2006).
In piggyback landfill expansions (PBLEs), where new landfills are built on side slopes of older ones (Richardson and Marr, 1996, Barbagallo and Druback, 1997, Tano et al., 2015b), translational failure may occur within the lining system installed between old waste and new waste (Figure B-1).

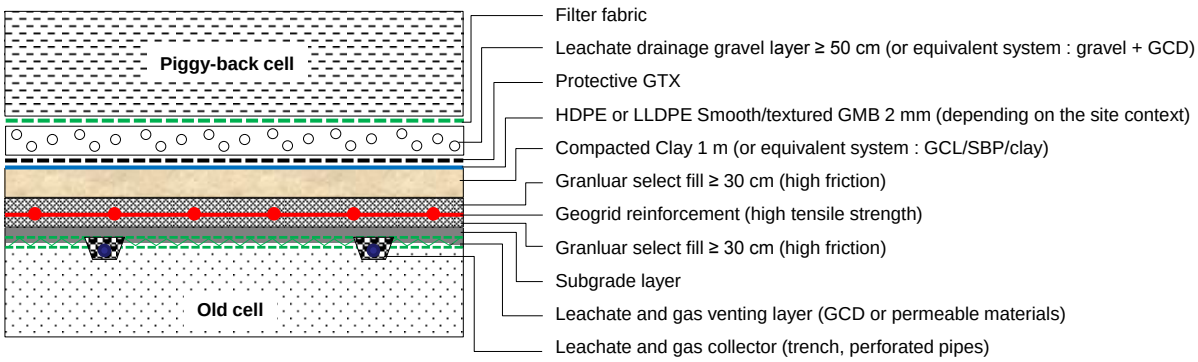


Figure B-1. Typical section of lining system of piggyback landfill (Tano et al., 2015a, Tano et al., 2015b).

An assessment of such translational stability between the various GSYs in the lining system is therefore an essential consideration in the design of PBLEs (Mitchell and Mitchell, 1992, Rong et al., 2011).
However, the key question is how to assess the translational stability of PBLEs which may exhibit peculiarities such as several slope angles along the interface (composite slope) and a thick layer of waste above the lining system.
The two approaches most commonly used to assess translational stability are numerical modeling techniques (NUMs) and limit equilibrium methods (LIMs).

NUMs are surely some of the most sophisticated methods to assess the translational stability of geotechnical structures. One of the main benefit of NUMs is that they can automatically find the most critical potential failure surface and then calculate the safety factor against failure based on the given failure surface (Itasca, 2011). Reports of the successful use of NUMs on PBLEs are available in the literature. For example, to assess the translational stability of a PBLE, Chen et al. (2011) used a finite-difference modeling program with a linear perfectly plastic (using the Mohr-Coulomb) constitutive model.
However, compared with LIMs, the use of NUMs remains limited. In fact, NUMs generally require more parameters, which are often difficult to measure, and involve a longer computation time (Chugh et al., 2007). Moreover, the reliability of the numerical modeling results depends on how the numerical model is built (mesh, structural elements, etc.) and on the constitutive models used to model the various elements of the numerical model. Consider

for example the stability analysis of a multilayered GSY lining system of a PBLE: modeling all the GSYs and thus all the interfaces within this lining system is possible, or in a simpler way, only one interface need to be modeled (and no GSY). As regards the mechanical behavior of interfaces (i.e. failure surfaces), the mobilized shear strength along GSY interfaces often varies (strain-softening behavior) depending on the relative shear displacements (Jones and Dixon, 2005, Fowmes et al., 2008). Furthermore, the stiffness of GSYs depends on strain (Long et al., 1995) and finally the compressive and tensile behaviors of GSYs differ. Therefore, the calculated safety factors may depend whether the model considers the strain-softening behavior of interfaces, of the GSY nonlinear axial stiffness and of the differentiation between the compressive and tensile behaviors of GSYs.

Conventional LIMs are an alternative to NUMs and they are widely used to assess slope stability (Sun et al., 2011). This is presumably due to the fact that a wide range of LIMs are available for use and also to the fact that LIMs are easier to use than NUMs. LIMs mainly include (1) analysis on infinite slope, (2) analysis on finite slope with two-part wedges or (3) three-part wedges and (4) the method of slices. These four categories are based on different assumptions. However, the literature contains numerous reports of such LIMs, which are used for applications in which the PBLE geometrical configurations differ (e.g., tapered layer, berms along the failure surface, etc.). This is the case for example of Richardson and Marr (1996) who, to ensure translational stability, used the Matasovic (1991) method (i.e. LIM applied to an infinite slope) to determine the minimum interface friction required between the layered components of a piggyback lining system.
Overall, because NUMs and LIMs are based on different assumptions and also because they include differing methods, it becomes difficult for designers to make a rational choice between them. Furthermore, the uncertainties related to each method are not fully understood.

Thus, it is essential to assess the gaps that may exist between the various NUMs and LIMs for the calculation of safety factors. This is the aim of the present study. Toward this end, this work comprehensively compares the use of two NUMs and ten LIMs for the assessment of the translational stability of a typical PBLE (inspired by a real project).

The finite-difference FLAC 2D V.7 program was used to calculate the safety factors for the two NUMs. These two NUMs were developed to show how the modeling of the full GSY multilayered lining system influence the numerical results. These two cases are described below.

- NUM 1: This is the most sophisticated case; it models all GSYs and thus all interfaces within the lining system. Moreover, following a previous study (Tano et al., 2016), NUM 1 considers the strain-softening behavior of interfaces, the dependence on strain of the axial tensile stiffness of GSYs, and, finally the difference between the compressive and the tensile characteristics of the various GSYs. This case is considered hereinafter as the reference case since it constitutes one of the best practice to numerical model multilayered GSY lining systems.

- NUM 2: This is the simplest case; it models all interfaces within the lining system as a single interface between the new waste and the old waste. As a result, no GSY was included in the numerical model.

The ten LIMs investigated in this study are grouped into the following four categories:

- LIMs applied to infinite slope : the selected methods are Martin and Koerner (1985), Matasovic (1991), Thiel (1998), and XP G38-067 experimental standard (AFNOR, 2010).
- LIMs applied to finite slope using a two-wedge analysis: the methods of Giani (1992), Giroud et al. (1995) and Koerner and Soong (1998) were investigated.
- LIMs applied to finite slope using a three-wedge analysis: the method proposed by Qian and Koerner (2009) specifically to assess the translational stability of PBLEs.
- Method of slices: the well-known Fellenius (1927) and Bishop (1955) methods were included in this study for the comparative analysis.

In the following, the case study is first presented. Then, the various methods used to calculate the safety factor against translational failure are described. Next, NUM 1 and NUM 2 are compared with the most advanced LIMs (i.e. the three-wedge method and the methods of slices). Moreover, the LMSs are compared with each other based on a parametric study that considers the unit weight of waste, the friction angle, and the slope angle of the failure surface. This analysis shows to what extent a variation in mechanical or geometrical configuration causes differences between the various methods.

Furthermore, when a textured GMB is installed on part of the failure surface and a smooth GMB is installed on the other part, the safety factors obtained by using an average friction angle over the whole interface failure area are compared with those obtained by using different friction angles for the smooth and textured parts This average friction angle is the average of the friction angles of the smooth GMB-GTX interface and the textured GMB-GTX interface. This analysis uses the two methods of slices and the two numerical modeling cases NUM 1 and NUM 2.

2. Presentation of the piggyback landfill case study

The case study (Figure B-2) presented herein focuses on a cross section of a PBLE and was inspired by a real project. This PBLE was chosen because it is a typical case, is not too complex (e.g. it has a constant and uniform exterior slope), and has a mechanically stabilized earth (MSE) installed at the slope toe.

In this case study, the new landfill was built over the old landfill, which was established on a stiff rock subgrade. A new lining system made of a geosynthetic clay liner (GCL), a high-density polyethylene (HDPE) geomembrane (GMB), and a protective geotextile (GTX) was installed between the old waste and the new waste. As is often the case in PBLEs, a geogrid (GGR) reinforcement was assumed to be located within a backing layer beneath the lining system (Tano et al., 2015a). The purpose of the GGR is to bridge potential voids that could occur over time within the old waste. For the interface failure, two slopes A and B were

considered, as shown in Figure B-2. Slope A is 14 m long and has a gradient of 5.3 H/1V (i.e., 11.06°) and slope B is 160 m long and has a lower gradient of 17.6 H/1V (i.e., 3.24°). The exterior slope C of the new landfill is 4 H/1V (i.e., 13.85°).

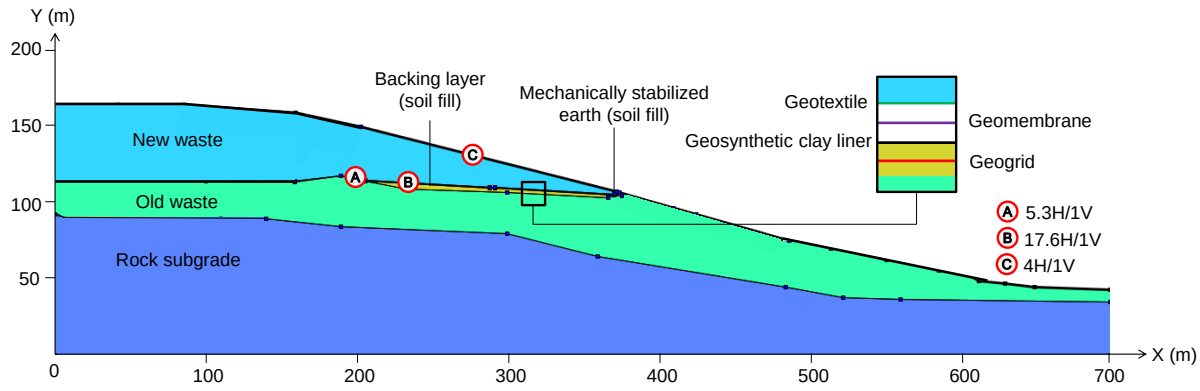


Figure B-2. Typical cross section of the piggyback landfill considered in this study showing the various constituent materials.

3. Methods used to assess translational stability

This section presents the NUM 1 and NUM 2 and the ten LIMs that were used in this study for calculating the safety factor in the comparative analysis. The NUM 1 and NUM 2 and the technique used for calculating the safety factor against failure are first described. Next, the ten LIMs grouped into four categories are described. These four categories are (i) LIMs on an infinite slope, (ii) LIMs on finite slope using two-wedge analysis, (iii) LIMs on finite slope using three-wedge analysis, and (iv) methods of slices.

3.1. Numerical modeling analysis

Generally, numerical modeling analysis uses the method of shear-strength reduction (SSR) to determine the safety factor in a Mohr-Coulomb material. In the SSR method, the material shear strength is progressively reduced until collapse occurs and then the safety factor is calculated as the ratio of the initial strength to the reduced shear strength at failure. The reduction of the shear strength can concern the cohesion c or/and the friction angle $\emptyset$ (and/or $\tan\emptyset$). The safety factor calculated by using the SSR method is given by Equation 1.

$$FS = \min \frac{\tau_{max}}{\tau_{fail}} \qquad \text{Equation 1}$$

With

$$\tau_{max} = c_{max} + \sigma \tan \emptyset_{max} \qquad \text{Equation 2}$$

$$\tau_{fail} = c_{fail} + \sigma \tan \emptyset_{fail} \qquad \text{Equation 3}$$

where FS is the safety factor against translational failure; $\tau_{\max}$ and τ_{fail} are the average shear strength of the material in the initial and failure states, respectively; c_{max} and c_{fail} are the cohesion of the material in the initial and failure states, respectively; $\emptyset_{max}$ and $\emptyset_{fail}$ are the friction angle of the material in the initial and failure states, respectively, and σ is the average normal stress developed at the slip surface.

This study used the finite-difference program FLAC 2D V.7 to calculate the safety factors. Two numerical modeling versions were developed in order to show how the modeling of the full GSY multilayered lining system influence the numerical results. The first case called NUM 1 is the most sophisticated in which all the GSYs and hence all the interfaces within the lining system were modeled. Moreover, NUM 1 considered the strain-softening behavior of interfaces, the dependence on strain of the axial tensile stiffness of the GSYs and finally the difference between the compressive and the tensile behavior of the various GSYs. These considerations are based on a previous study (Tano et al., 2016) that presents a rational method for modeling interactions within multilayered GSY system. This case is taken to be the reference case in this work because it is considered by the authors to reflect the state of the art for calculating of the safety factor against failure. The last version NUM 2 is simpler than NUM 1: it modeled all the interfaces within the lining system as only a single interface and, as a result, no GSY was included in the numerical model.

The following section describes the ten LIMs investigated in this study. These were grouped into four categories: (i) LIMs applied to an infinite slope, (ii) LIMs applied to a finite slope using two-wedge analysis, (iii) LIMs applied to a finite slope using three-wedge analysis, and (iv) methods of slices.

3.2. Limit equilibrium analysis applied to infinite slope

Based on the Coulomb (1776) strength, this category of LIMs uses simple geometrical and mechanical equations to determine the safety factors against translational failure of uniform thin layers of soil placed on inclined surfaces. This study investigated four LIMS applied to infinite slope : the methods of Martin and Koerner (1985), of Matasovic (1991), of Thiel (1998) and the XP G38-067 standard approach (AFNOR, 2010).

In the Martin and Koerner (1985) method, two values of FS can be calculated depending on the hydric conditions considered (i.e. dry and saturated material). In contrast, the Matasovic (1991) method includes the seismic effect and hydraulic features with a water table parallel to the sliding failure plane. Thiel (1998) updated the method of Martin and Koerner (1985) by introducing a new parameter that reduces the effective normal stress, the goal being to account for pore pressure generated by landfill gas underneath the GSY system. This principle can be expanded to all pressure (gas pressure or possible leachate uphill pressure) acting beneath the failure interface. Finally, the XP G38-067 standard (AFNOR, 2010) that is commonly used to assess the translational stability of landfill cover systems in France was

selected. This approach is considered herein to determine to what extent the safety factor is influenced by the use of the partial factors of Eurocode 7 (EC7).
Here, only the details of the calculation of the FS of the Matasovic (1991) method are given. The geometrical parameters considered in this method are illustrated in Figure B-3.

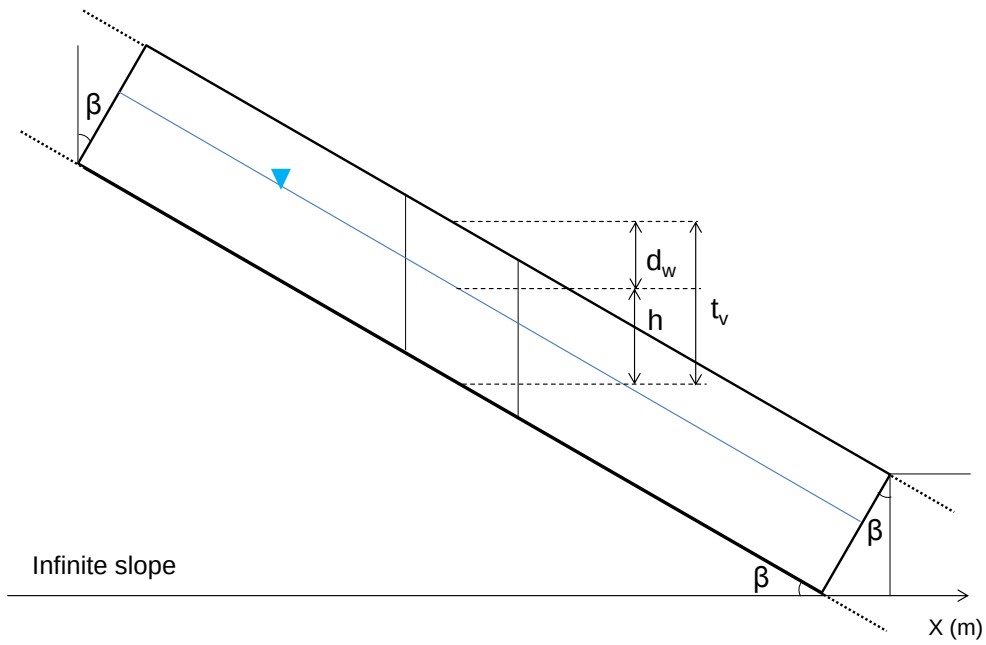


Figure B-3. Schematic diagram of infinite-length slope with constant slope gradient and uniform thickness (Matasovic, 1991).

This is one of the most commonly used method to assess translational stability (see, e.g. Richardson and Marr (1996)). In this approach, FS is calculated from the Equation 8.

$$FS = \frac{\frac{c}{\gamma\, t_v\, cos^2\beta} + tan\,\emptyset\left[1 - \frac{\gamma_w(t_v - d_w)}{\gamma\, z}\right] - k_s\, tan\,\beta\, tan\,\emptyset}{k_s + tan\,\beta} \qquad \text{Equation 4}$$

with the seismic coefficient k_s is determined from the Equation 4 (Matsuo et al., 1984).

$$k_s = 0.065 a_g \qquad \text{Equation 5}$$

where c and $\emptyset$ are the cohesion and the friction angle of the interface, respectively; γ is the unit weight of the material at natural water content; γ_w is the unit weight of water; t_v is the vertical thickness of the slope; d_w is the vertical thickness of the saturated material; k_s is the seismic coefficient ; a_g is the peak ground acceleration and β is the slope angle measured from horizontal.
Note that, if no under-pressure is exerted beneath the failure surface, the water table ($d_w = 0$ in Equation 4), the seismic effect ($k_s = 0$ in Equation 4), and the partial factors of EC7 are not considered, so the methods of Martin and Koerner (1985), Thiel (1998), Matasovic (1991), and the XP G38-067 standard (AFNOR, 2010) become equivalent.

Furthermore, because LIMs applied to an infinite slope assume uniform-thickness material above the failure surface and a single slope angle, we consider that this type of method cannot be applied to a PBLE [even if some authors, such as Richardson and Marr (1996), have used this type of method to analyze PBLE translational stability].
To account for the geometrical particularities of PBLEs (tapered thickness, nonuniform slope, etc.), some adjustments to these methods are now proposed. These adjustments concern cohesion, friction angle, horizontal length, slope angle of failure surface, and thickness of material above the failure surface. For these adjustments, four parameters c_{eq}, $\emptyset_{eq}$, β_{eq}, and H_{eq} are proposed as equivalent replacements of $c, \emptyset$, β, and $t_v.\cos\beta$, respectively, in Equation 4. These parameters account for

These parameters are based on the true geometry of the PBLE as described in Figure B-2. The equivalent parameters are calculated by using Equations 6 to 10.

$$c_{eq} = \frac{c_A L_A + c_B . L_B}{L_A + L_B} \qquad \text{Equation 6}$$

$$\emptyset_{eq} = \frac{\emptyset_A L_A + \emptyset_B L_B}{L_A + L_B} \qquad \text{Equation 7}$$

$$\beta_{eq} = \frac{\beta_A L_A + \beta_B L_B}{L_A + L_B} \qquad \text{Equation 8}$$

$$H_{eq} = \frac{W_{new\ landfill}}{\gamma_w L_{eq}} \qquad \text{Equation 9}$$

with

$$L_{eq} = \frac{H_{int}}{\sin\beta_{eq}} \qquad \text{Equation 10}$$

where c_{eq}, $\emptyset_{eq}$, and β_{eq} are the weighted average cohesion, friction angle and slope angle, respectively of the overall interface; c_A and c_B are the interface cohesions along slopes A and B, respectively, as shown in Figure B-2. $\emptyset_A$ and $\emptyset_B$ are the friction angles of the interface along slopes A and B, respectively. L_A and L_B are the lengths of the interface along slope A and B respectively; H_{eq} is the equivalent uniform thickness of the new landfill; L_{eq} is the length of the equivalent slope, and H_{int} is the cumulative height of the overall interface.

3.3. Limit equilibrium analysis with two-part wedges applied to finite slope

The two-part-wedge approach is based on perfect equilibrium between two intact stiff blocks in interaction. This study considers three LIMs with two-part wedges: the Giani (1992) method, the method of Giroud et al. (1995), and the method of Koerner and Soong (1998).

The Giani (1992) method was initially developed to analyze the stability of a rock slope along a composite (double) shear failure surface. This method assumes that the two blocks are separated by a vertical joint that lies on the two failure planes beneath the two blocks.
The method of Giroud et al. (1995) invokes a thickness that decreases linearly from the toe to the top of the slope. Figure B-4 shows schematic the geometry of the slope. This approach also includes the shear strength of the material above the failure surface and the contribution of tension within the geosynthetic (GSY) placed above the failure surface.

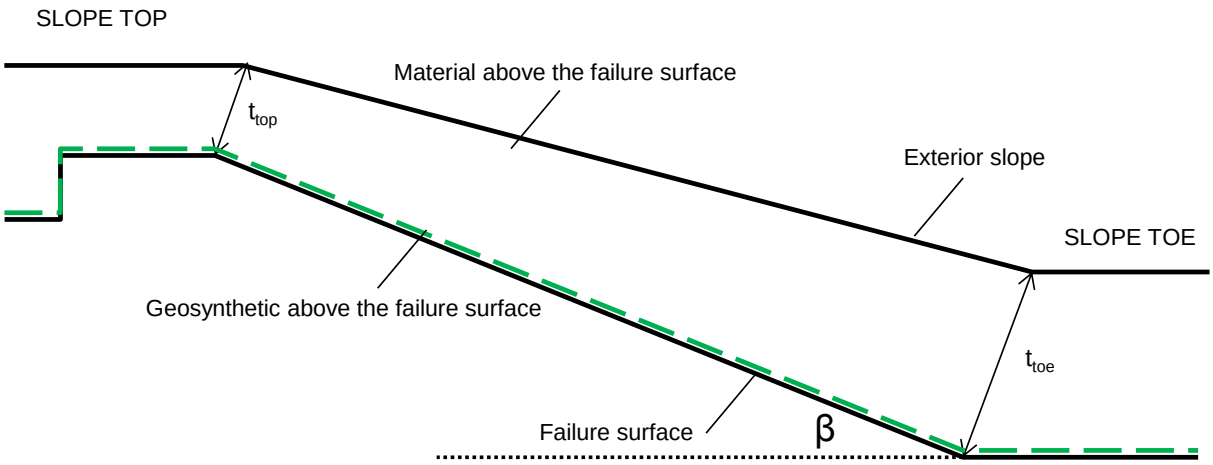


Figure B-4. Schematic diagram of tapered layer considered in two-part wedges method of Giroud et al. (1995).

Finally, Koerner and Soong (1998) developed several two-part-wedge methods to analyze the stability of veneer cover soils. Their method allows different factors to be included in the analysis, such the tracked construction equipment forces, seepage forces, seismic forces, and a soil material with uniform thickness. The present study uses uniform thickness and a seepage buildup parallel to the slope. Note that this method does not consider any material located above the horizontal plane passing through the top of the failure surface.

The safety factor for the method of Giroud et al. (1995) is given by Equation 11. This equation includes both material shear strength and the tension of the GSY above the failure surface.

$$\mathrm{FS} = \frac{\tan \emptyset}{\tan \beta} + \frac{t_{toe}}{t_{avg}}\left[\frac{c}{\gamma\, t_{toe} \sin \beta} + \frac{t_{toe} \sin \emptyset_m}{H \sin(2\beta) \cos(\beta + \emptyset_m)} + \frac{c_m \cos \emptyset_m}{\gamma H \sin(\beta) \cos(\beta + \emptyset_m)} + \frac{T}{\gamma H t_{toe}}\right] \qquad \text{Equation 11}$$

With

$$t_{avg} = \frac{t_{top} + t_{toe}}{2} \qquad \text{Equation 12}$$

All parameters used in Equations 11 and 12 are already defined except the following: c_m and $\emptyset_m$ are the cohesion and the friction angle of the material respectively; t_{toe} is the thickness of the material at the toe of the slope in the direction perpendicular to the slope; t_{top} is the thickness of the material at the top of the slope in the direction perpendicular to the slope; t_{avg} is the average thickness of the material layer; H is the vertical height of the interface and T is the tension in the geosynthetic above the failure surface.

As for the LIMs applied to infinite slope, the equivalent parameters c_{eq}, $\emptyset_{eq}$, β_{eq} and H_{eq} were used in the methods of Giroud et al. (1995) and Koerner and Soong (1998) methods to adjust these methods to the geometry of the PBLE case. In Equation 10, $c, \emptyset$ and β were replaced by c_{eq}, $\emptyset_{eq}$, β_{eq} respectively. Moreover, t_{avg} was replaced by the equivalent parameter H_{eq} to calculate a more accurate average thickness.

In addition to these methods, Qian and Koerner (2009) developed a three-part-wedges method specifically to analyze translational failure of PBLEs. This method is described in the following section.

3.4. Limit equilibrium analysis with three-part wedges applied to on finite slope, Qian and Koerner (2009)

Because translational stability is a key issue to consider when designing PBLEs, Qian and Koerner (2009) developed a three-part-wedge method to analyze translational failure of PBLEs. This method includes a MSE at the toe of the slope and considers two possible translational-failure conditions (see Figure B-5). For the first condition, the failure surface passes under the landfill (within the lining system) and above the engineered berm (plane UTSR). For the second condition, the failure surface is under both the landfill and the engineered berm (plane UTSP).

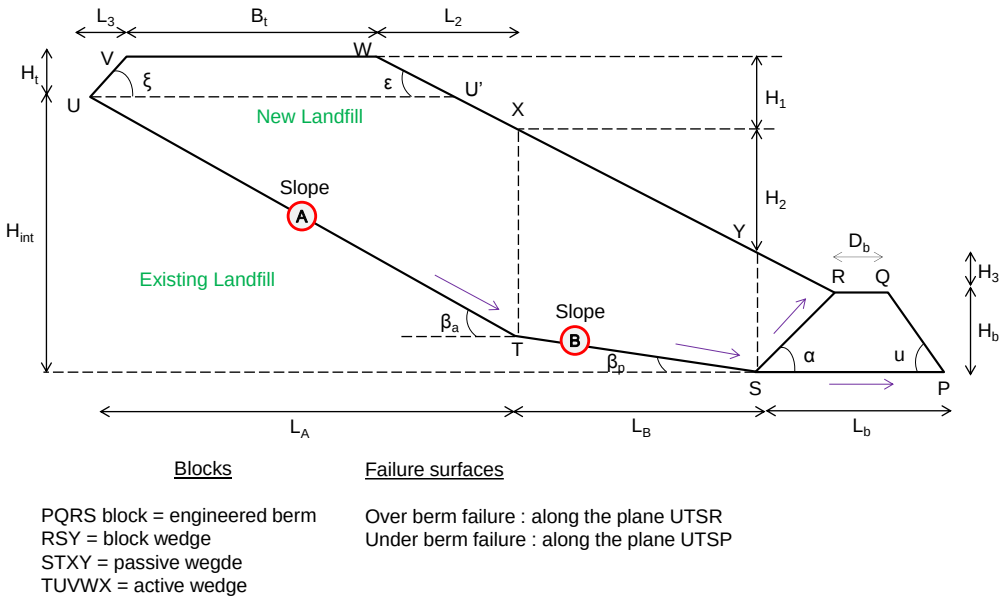


Figure B-5. Layout of a piggyback landfill expansion showing two possible translational failure conditions when using engineered berm to increase waste space (Qian and Koerner (2009).

Thus, two safety factors are calculated to account for the two failure conditions. Apart from the shear strength of the interfaces, the calculation of the safety factors is essentially based on an additional safety factor FS_V at the interface between the wedges. Because the true value of FS_V cannot be determined, two safety factors FS_{min} and FS_{max} are calculated iteratively by using Equations 13 to 19. For each of the two failure conditions, an average safety factor FS_{avg} is then calculated from Equation 14 by using FS_{min} and FS_{max}.

$$(W_p + n_{AP} - n_{PB})\left(\sin\beta_p - \frac{\cos\beta_p \tan\emptyset_p}{FS}\right) - \frac{c_P}{FS}$$
$$= \frac{\left[(W_{BL} + n_{PB})\left(\sin\beta_{BL} + \frac{\cos\beta_{BL}\tan\emptyset_{BL}}{FS}\right) + \frac{c_{BL}}{FS}\right]\left[\cos\beta_p + \frac{\sin\beta_p \tan\emptyset_p}{FS} + m_{sw}\left(\sin\beta_p - \frac{\cos\beta_p\tan\emptyset_p}{FS}\right)\right]}{\cos\beta_{BL} - \sin\beta_{BL}\, m_{sw} - \frac{\sin\beta_{BL}\tan\emptyset_{BL}}{FS} - \frac{\cos\beta_{BL}\tan\emptyset_{BL}\, m_{sw}}{FS}}$$
$$- \frac{\left[(W_a - n_{AP})\left(\sin\beta_a - \frac{\cos\beta_a\tan\emptyset_a}{FS}\right) - \frac{c_a}{FS}\right]\left[\cos\beta_p + \frac{\sin\beta_p\tan\emptyset_p}{FS} + m_{sw}\left(\sin\beta_p - \frac{\cos\beta_p\tan\emptyset_p}{FS}\right)\right]}{\cos\beta_a + \sin\beta_a\, m_{sw} + \frac{\sin\beta_a\tan\emptyset_a}{FS} - \frac{\cos\beta_a\tan\emptyset_a\, m_{sw}}{FS}}$$

Equation 13

with

$$m_{sw} = \frac{\tan\emptyset_m}{FS_V}$$

Equation 14

$$n_{AP} = \frac{c_{AP}}{FS_V}$$

Equation 15

$$n_{PB} = \frac{c_{PB}}{FS_V}$$

Equation 16

with

$$c_{AP} = c_{sw} XT$$

Equation 17

$$c_{PB} = c_{sw} SY$$

Equation 18

$$FS_{avg} = \frac{FS_{min} + FS_{max}}{2} \qquad \text{Equation 19}$$

where W_a and W_p are the weights of the active and passive wedges, respectively; $\emptyset_a$ and $\emptyset_p$ are the friction angles of the interfaces beneath the active and passive wedges, respectively; β_a and β_p are the slope angles beneath the active and passive wedges, respectively; c_p is the cohesion of the interface beneath the passive wedge; FS_V is the safety factor at interface between two wedges; FS_{avg} is the average safety factor ; W_{BL} is the weight of the block wedge; β_{BL} is the slope angle beneath the block wedge measured from horizontal; $\emptyset_{BL}$ is the interface friction angle beneath the block wedge; c_{BL} is the apparent cohesive force of the interface beneath the block wedge; c_{sw} and $\emptyset_{sw}$ are the cohesion and friction angle of the waste above the failure surface, respectively; c_{sw} and $\emptyset_{sw}$ are considered here as c_m and $\emptyset_m$; XT and SY are the vertical height of the contact between active and passive wedges and between passive and block wedges respectively; c_{AP} is the apparent cohesive force at the interface between active and passive wedges; c_{PB} is the apparent cohesive force at interface between passive and block wedges; and m_{sw} , n_{AP} and n_{PB} are calculation parameters.
In Equation 13, four following assumptions are made for the calculation of the safety factor against translational failure: (1) $\mathrm{FS} = \mathrm{FS_{min}}$ if $FS_V = \infty$, $m_{sw} = 0$, $n_{PB} = 0$ and $n_{AP} = 0$; (2) $\mathrm{FS} = \mathrm{FS_{max}}$ if $FS_V = \mathrm{FS}$; (3) $\mathrm{FS} = \mathrm{FS_{over}}$ if $\beta_{BL} = \alpha$ where α is the angle of berm back slope and (4) $\mathrm{FS} = \mathrm{FS_{under}}$ if $\beta_{BL} = 0$.

3.5. Limit equilibrium analysis with methods of slices

This study considers the well-known Fellenius (1927) and simplified Bishop (1955) methods, which are widely implemented in several calculation programs and are also widely used by engineers.
These two methods of slices were initially developed to assess the stability of a slope along a circular failure surface. However, to determine the safety factor against translational failure, modern software allows the translational failure surface to be specified within a thin layer of soil with low shear strength.
Here, the TALREN V.4 program was used for the calculation of FS.

Although the simplified Bishop (1955) method is generally preferred to the Fellenius (1927) method, both methods are briefly described herein.
The Fellenius (1927) method was originally developed for studying slope failures in sensitive clays. This approach completely neglects the effect of both vertical and horizontal interslice forces; the resultant forces are supposed to be parallel to the base of each slice. Thus, the Fellenius (1927) method does not satisfy Newton's third law (i.e. equal magnitude of action and reaction forces). However, this method satisfies the overall moment equilibrium and the force equilibrium in the direction normal to the base of each slice.
Unlike the Fellenius (1927) method, the simplified Bishop (1955) method considers normal interslice forces between adjacent slices. However, these interslice forces are assumed to be

collinear with a zero resultant interslice shear force (i.e. vertical). This method also considers the overall moment equilibrium and the force equilibrium in the vertical direction for each slice (Popescu, 1985).

3.6. Synthesis of methods used in present study

Table B-1 summarizes the two NUMs and the ten LIMs used in the present study. It shows the main considerations involved each calculation method. These considerations concern material shear strength, the water level within the new waste, the full saturation of the new waste, under-pressure beneath the failure surface, the seismic effect, tension in the GSY above the failure surface and the MSE (engineered berm) at the toe of the slope.

Furthermore, because some methods such as the Matasovic (1991) method can consider one or several parameters, a distinction is proposed for those methods, depending on the parameters that they consider. Therefore, Table B-1 defines several symbols to specify various methods. These symbols are used in section 6 in the discussion of the results.
For example, the symbols M_a and M_b refer to the Matasovic (1991) approach when considering dry waste and a water level within the waste, respectively; M_c and M_d refer to M_b when considering the seismic effect and under-pressure, respectively.

Table B-1. Summary of methods used to assess translational stability, showing the factors accounted for by each method.

Method	Factors						
	Material shear strength	Water level	Full saturation	Under-pressure	Seismic effect	GSY tension	Engineered berm
MK_a, M_a, T_a, XP_a							
M_b		✓					
M_c		✓			✓		
T_b				✓			
M_d		✓		✓	✓		
MK_b			✓				
G	✓						
Gir	✓					✓	
KS	✓	✓		✓			
QK_a	✓						✓
QK_b	✓						✓
XP_b							
Fel	✓						✓
Bis	✓						✓
NUM 1	✓					✓	✓
NUM 2	✓						✓

MK: Infinite slope, Martin and Koerner (1985) [a : wet ; b : full saturation]
M: Infinite slope, Matasovic (1991) [a: wet ; b: water level ; c: b+earthquake; d: c+under-pressure]
QK: 3 blocs, Qian and Koerner (2009) [a: above the engineered berm; b: below the engineered berm]
XP: Infinite slope, XP G38-067 (AFNOR, 2010) [a: without EC7 partial factors; b: With EC7 partial factors]
T: Infinite slope, Thiel (1998) [a: wet ; b: a+under-pressure]
G: 2 blocs, Giani (1992)
Gir: 2 blocs, Giroud et al. (1995)
KS: 2 blocs, Koerner and Soong (1998)
Fel: Slices, Fellenius (1927)
Bish: Slices, Bishop (1955)]
NUM.: numerical modeling analysis [1: single interface; 2: multiple interface and geosynthetics]

The details of all the parameters used for the analysis are given in section 4.

4. Loads and properties of Materials, geosynthetics and interfaces

As shown in Figure B-2, the PBLE case study involves old and new waste, soil fill (backing layer) and four GSYs. The waste properties are based on a comprehensive literature database (Tano et al., 2016a). The mechanical properties of the various GSYs were derived from uniaxial tensile tests performed as part of this study according to the standard NF EN ISO 10319 (AFNOR, 2015) for the GTX, GCL, and GGR and according to the standard NF EN 12311-2 (AFNOR, 2013) for the GMB. A long-term tensile strength of 100 kN/m was used for the GGR reinforcement.

Furthermore, direct shear tests in compliance with the standard NF EN ISO 12957-1 (AFNOR, 2005) were performed on the various interfaces to assess their shear strength. To characterize interfaces I1 (between the drainage layer and the GTX), I4 (between the GCL

and the backing layer), and I5 & I6 (between the GGR and the backing layer), the well-known sand from the Hostun quarry (France) was used to simulate the mineral material (both backing and drainage layers).

Table B-2 compiles the various properties (materials, GSYs, and interfaces) and external loads used in this study. The external loads involve the under-pressure U beneath the failure surface, the water level d_w within the waste mass above the failure surface, the seismic coefficient k_s, and the tension T in the GSY above the failure surface. Hereinafter, all values summarized in Table B-2 should be considered to represent the base case.

Table B-2. Summary of material, geosynthetic, and interface properties and external loads used in this study

MATERIALS PROPERTIES					
Type	γ (kN/m^3)	E (MPa)	ν	c_m (kPa)	$\emptyset_m$ (°)
New waste	10/13[1]	1.3	0.3	5	30
Old waste	10/13[1]	1.8		5	25
Subgrade layer	20	2000		30	40
Soil fill (backing layer)	16	50		5	25

GEOSYNTHETIC PROPERTIES						
Type	Nature	Thickness (mm)	Mass per unit area (g/m²)	Machine tensile strength (kN/m)	Strain at tensile strength (%)	Secant modulus at 1% (MPa)
GTX	Non-woven, PP	7.5	1200	77	84	5.2
GMB	HDPE	2	9350	35	13	763
GCL	Sodium Bentonite	10	5000	10	12.5	7.7
GGR	Uniaxial, PVA	2	353	100	5.8	890

INTERFACE PROPERTIES					
Type	K_s[2] (MPa/m)	K_n[3] (MPa/m)	c (kPa)	$\emptyset_{peak}$ (°)	$\emptyset_{res}$ (°)
I1: Sand - GTX	30	100	0	33.2	31.1
I2: GTX - GMB	10			9.2/24[4]	7.8/17[4]
I3: GMB - GCL	30			12.0/24[4]	9.0/17[4]
I4: GCL – Sand	30			33.6	31.5
I5 and I6: GGR - Sand	30			34.4	32.4

EXTERNAL LOADS				
All symbols previously defined	U (kPa)	h_w (m)	k_s[5]	T (kN)
	10	0.3	0.05	35

[1] unit weight at saturation assumed to be $\gamma_{sat} = \gamma + 3$.

[2], [3] K_n and K_s are normal stiffness and the shear stiffness respectively.

[4] For a double-textured GMB.

[5] Based on a peak ground acceleration $a_g = 0.7\ m/s^2$.

For the numerical model NUM 1, Figure B-6 shows the axial modulus as a function of strain and the friction angle as a function of shear displacement (i.e., the strain-softening behavior).

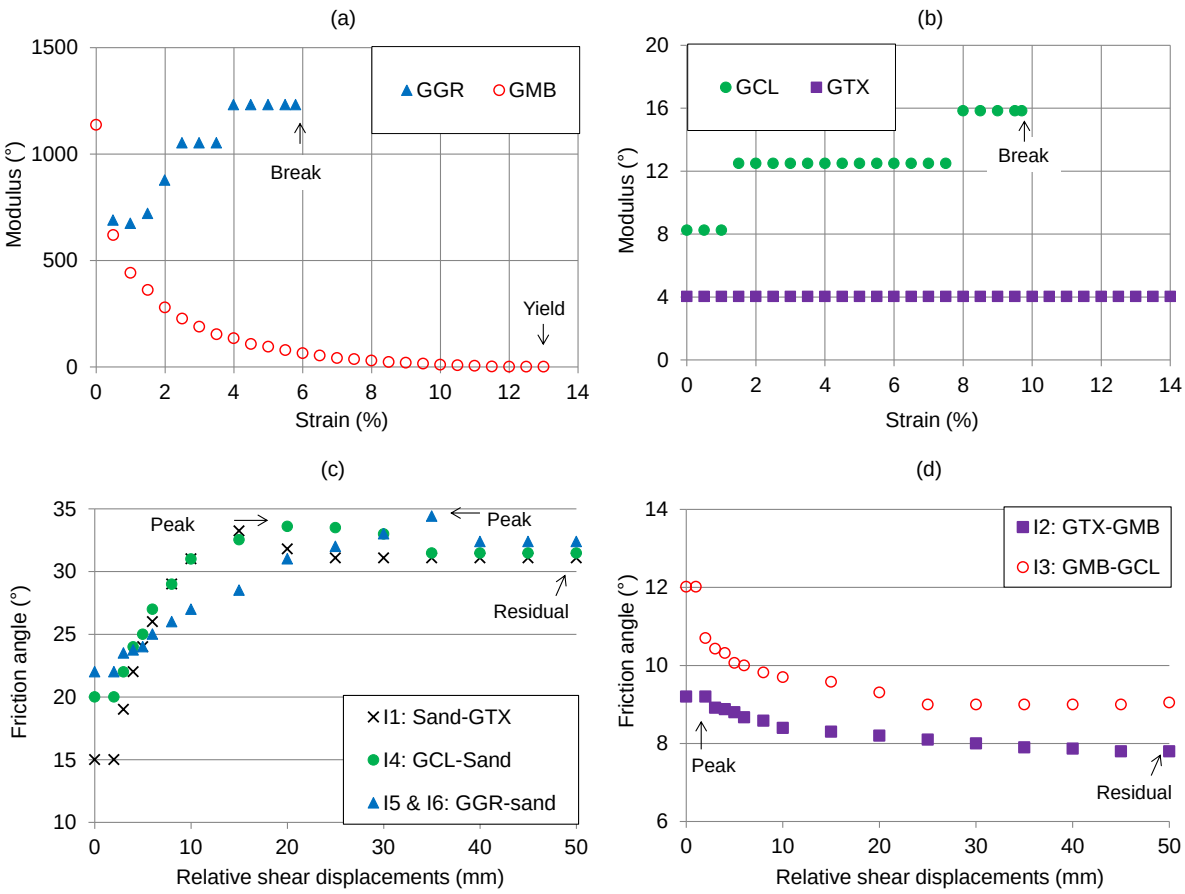


Figure B-6. Modulus of GSY versus strain for (a) GGR and GMB and (b) GCL and GTX. Friction angle versus interface displacement for (c) interfaces I1 (Sand-GTX), I4 (GCL-sand), I5 and I6 (GGR-sand) and for (d) interfaces I2 (GTX-GMB) and I3 (GMB-GCL).

5. Methodology

The following sections compare the most advanced LIMs (i.e., the three-part-wedge method developed specifically for PBLEs and the methods of slices) with the two numerical models NUM 1 and NUM 2. For this comparison, the friction angle is varied from 6° to 20°. In this analysis, NUM 1 is considered as the reference case, as previously discussed.

Then, LIMs applied to infinite slope, LIMs applied to finite slope with two-part wedges and three-part wedges are compared with each other. This comparison was performed based on a parametric study that included the unit weight of waste above the failure surface, the slope angle and friction angle of the failure surface. These comparisons take the form of a parametric study that includes the unit weight of waste above the failure surface and the slope and friction angles of the failure surface. These parameters were considered because they are all used in the various LIMs to calculate the safety factors. In this parametric study, the unit

weight varied from 8 to 20 kN/m^3, the slope angle varied from 20H/1V (2.9°) to 2H/1V (26.6°) and the friction angle varied from 6° to 20°.

Furthermore, textured GMBs are often used to increase translational stability in PBLEs (Tano et al., 2015a). A textured GMB can be installed over part of the lining system whereas a smooth GMB is installed over the other parts. Studying this configuration with different friction angles along the failure surface is not possible when applying conventional LIMs to infinite slope in a finite-slope analysis. Therefore, a separate study was conducted to determine whether an average friction value can be used for the entire interface failure. This average value was calculated based on the friction angles of smooth GMB-GTX (8°) and textured GMB-GTX (17°). Thus, a mean value of 12.5° was considered. Two calculations were done for this comparative analysis. First, the safety factor was calculated by using the 12.5° average friction angle along the entire failure surface. Second, the friction angle for textured GMB-GTX (17°) was used along the upstream half of slope B (see Figure B-2) and that for smooth GMB-GTX (8°) was used along the downstream half of slope B. This analysis used the two methods of slices [the Fellenius (1927) and the simplified Bishop (1955)] and the two numerical models NUM 1 and NUM 2 (cf. Sec. 3.1)

6. Results and discussion of the safety factors

6.1. Comparison of the numerical modeling approach with limit equilibrium methods

Figure B-7 compares the LIMs and the NUMs over a range of friction angles varying from 6° to 20°.

The results show that the FS calculated by the reference case NUM 1 is lower than those calculated by the QK_a method and greater than those calculated by both methods of slices and NUM 2. Thus compared with the reference case NUM 1, the QK_a method (developed specifically for PBLEs) is less conservative whereas the NUM 2 and the two methods of slices are more conservative.

For example, for a friction angle Φ = 10°, the reference case NUM 2 gives $FS = 1.90$ whereas QK_a method, NUM 2, and the simplified Bishop (1955) method give $FS = 2.30$, $FS = 1.18$, and $FS = 1.26$, respectively.

In addition, NUM 2 and the two methods of slices [the Fellenius (1927) method and the simplified Bishop (1955) method] give very similar results regardless of the value of friction angle. For the base case (Φ = 8°), $FS = 1.04$, 1.06, and 1.12 for the Fellenius (1927) method, NUM 2, and the simplified Bishop (1955) method, respectively.

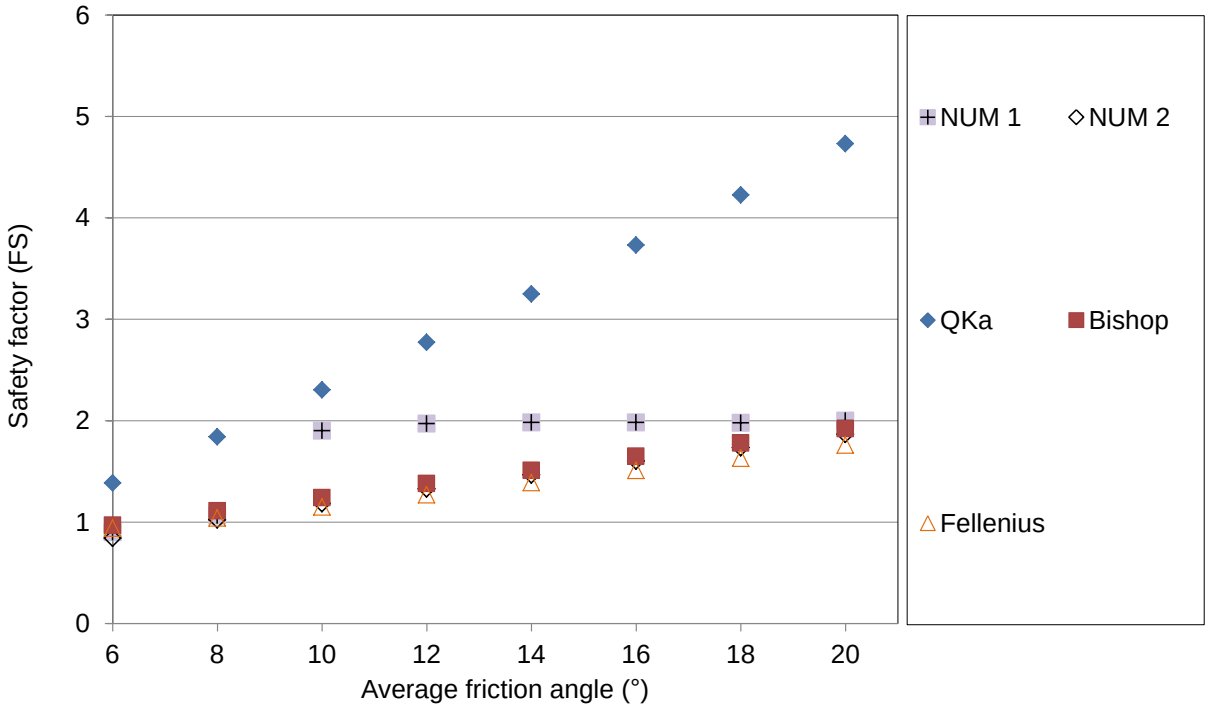


Figure B-7. Safety factor plotted as a function of failure-surface friction angle for three-part wedge method (QKa), the methods of slices (Bishop and Fellenius), and the numerical models NUM1 and NUM2.

Figure B-7 shows that NUM 2, which neglects the multilayered GSY of the lining system and considers an overall constant residual friction angle, leads to a lower safety factor than NUM 1. Indeed, the safety factor calculated by NUM 1 is higher overall than that calculated by NUM 2, presumably because NUM 1 accounts for the tensile strength within the various GSYs. In addition, strain softening leads to an overall higher shear strength at the interface than the residual shear strength.

Finally, the safety factor increases sharply just before $\Phi = 10°$ in NUM 1 before levelling off around 2. Consequently, with increasing friction angle, the gap between NUM 1 and NUM 2 decreases to a difference of only 0.01 at $\Phi = 20°$.

6.2. Comparative analysis of the basic limit equilibrium methods

In this section, all LIMs are compared with each other, except for the methods of slices, to see how the safety factors vary from one LIM to another. The comparative analysis is based on the PBLE presented in Figure B-2 and uses the basic parameters listed in Table B-2. The base case includes the new waste properties and the residual strength of interface I2: the GTX-GMB interface is smooth and has an average slope of 3.95° (i.e., 14.5 H/1V). This comparison involves an investigation into how the unit weight of new waste (i.e., the vertical load), the slope of the failure surface, and its friction angle (i.e., shear strength) affects the safety factor.

6.2.1. Effect of unit weight of waste

Figure B-8 shows the effect of the unit weight of new waste γ on the safety factor FS.

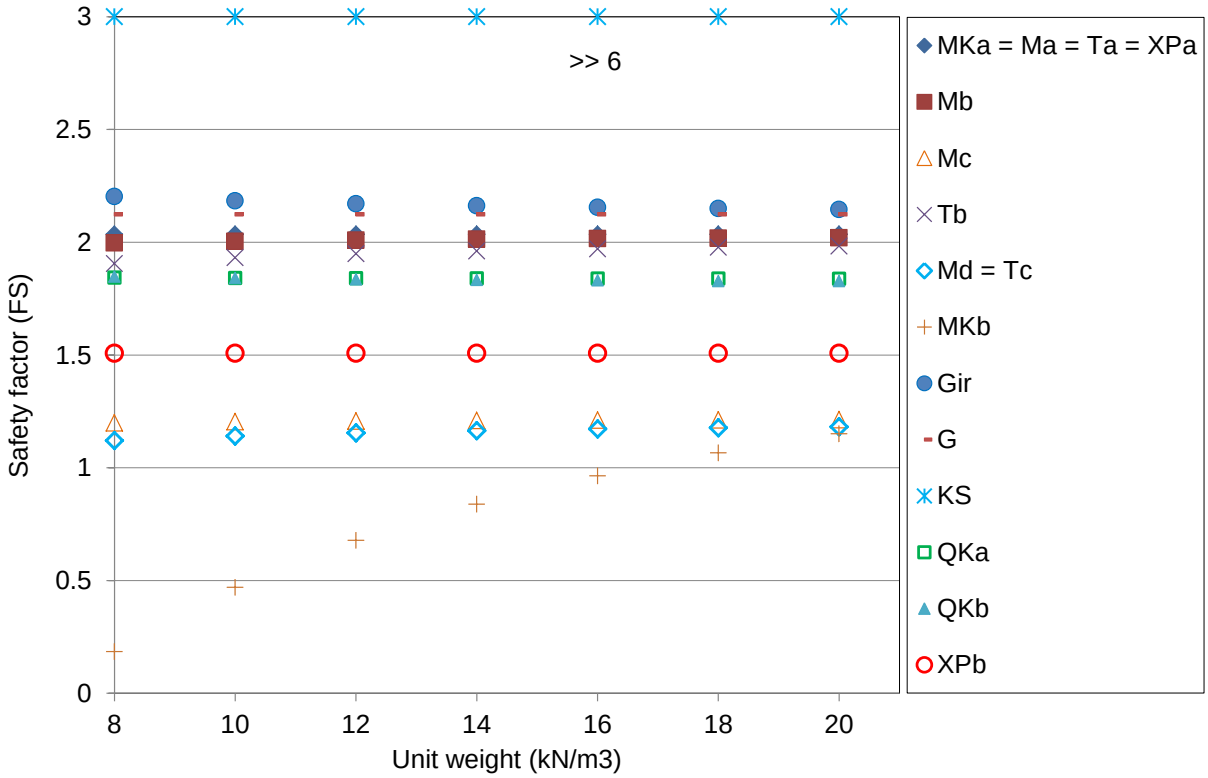


Figure B-8. Safety factor plotted as a function of unit weight of waste.

It can be seen that the increase in γ does not influence FS except for the MK_b method where an increase of FS was observed. This is because zero cohesion was assigned to the interface. In fact, when using zero cohesion, the unit weight becomes common to numerator and denominator in the Equations for the calculation of FS (Equation 4 for example). In any case, if nonzero cohesion was assigned to the failure surface, the safety factor would decrease only very slightly (by less than 0.2) with increasing unit weight

Moreover, because the MK_b method considers full saturation of the new waste above the failure surface, this method is the most conservative of the LIMs. FS ranges from almost 0.2 to 1.15 as γ goes from 8 to 20 kN/m3. However, full saturation of the entire mass of new waste (height ≈ 30 m in this case) is highly unlikely because efficient drainage systems are implemented on bottom and side slopes of modern landfills. Designers should properly control the level of leachate within the waste, particularly in humid regions where high leachate mounds (up to 15 m head) are very common in landfills (Chen et al., 2011).

Like the MK_b method, the KS method seems inappropriate for analyzing the translational stability of PBLEs because it completely ignores any material above the horizontal plane passing through the top of the failure surface. In the case study, the KS method gives FS >> 6 for all values of γ.

Among the other methods, the highest safety factors are obtained with the Gir method, presumably because this method considers both the shear strength of new waste and tension in the GSY above the failure surface. For this method, FS varies from 2.20 to 2.15 as the unit

weight goes from 8 to 20 kN/m3. Furthermore, Figure B-8 shows that the G method gives results very similar to those of the Gir method.

The safety factors obtained by using the methods MK_a, M_a, T_a, and XP_a are roughly similar to those obtained by using the M_b, and T_b methods. This results means that the 0.3 m water level and the 10 kPa under-pressure chosen for the analysis has only a slight influence on translational stability, regardless of the value of γ. However, when applying the partial factors of EC7 in the XP_b method, the safety factor drops sharply by at least 0.50. Considering the reference case as an example, the safety factor goes from 2.04 without the EC7 partial factors to 1.51; a difference of 0.53. The consideration of the seismic effect in the Matasovic (1991) method also significantly decreased the safety factor to the order of 1.00.

Finally, Figure B-8 also reveals that safety factors calculated using the QK method, which is specifically developed for PBLEs, are a slightly less than those obtained by applying the equilibrium limit to infinite slope and the two-wedges methods for this configuration. However, this trend can change if the failure surface has a higher slope angle. This point will be further discussed below in section 6.2.1. In addition, the safety factor obtained with the QK_a method (failure surface above the engineered berm) is somewhat greater than that obtained with the QK_b method (failure surface below the engineered berm). However, the difference is very small (less than 0.01).

6.2.1. Effect of the failure surface slope

Figure B-9 shows the safety factor as a function of the slope of the failure surface.

As the slope of the failure surface increases, FS significantly decreases in a nonlinear fashion that appears to be logarithmic in most cases. For the lower slopes (from 20H/1V to 5H/1V), FS sharply decreases before nearly levelling off beyond 5H/1V. When using the QK method, FS levels off more abruptly compared with the other methods. This leads to higher FS for flat slopes compared with the other methods.

For the G method, the safety factor first increases between 20H/1V and about 15H/1V before joining the logarithmic decrease of the other methods. For flat slopes beyond 4H/1V, the G and the MK_b methods give quite similar safety factors. Once again, the KS and the MK_bmethods result in safety-factor curves that differ completely from those of the other methods. This result confirms that these two methods are not suitable for PBLEs. For example, with the KS method, the $FS \gg 6$ for flat slopes (< 10H/1V) but then decreases sharply to a minimum value of 0.56 at 4H/1V before slightly increasing again for steep slopes (> 3 H/V).

In addition, the difference between the various safety factors tends to gradually decrease as the slope increases. For example, apart from the KS method, the maximum gap between the various safety factors is 1.60 (i.e., the difference between the safety factors for the Gir and M_d methods) at a slope of 20H/1V whereas it drops to only 0.46 (the difference between the safety factors for the G and QK_a methods) at a slope of 2H/1V. This means that, for steep

slopes (beyond 5 H/V), the safety factors obtained by using the various methods (except for the KS, G, and MK_b methods) may be considered to be fairly similar; however, for flatter slopes, this assumption is not valid.

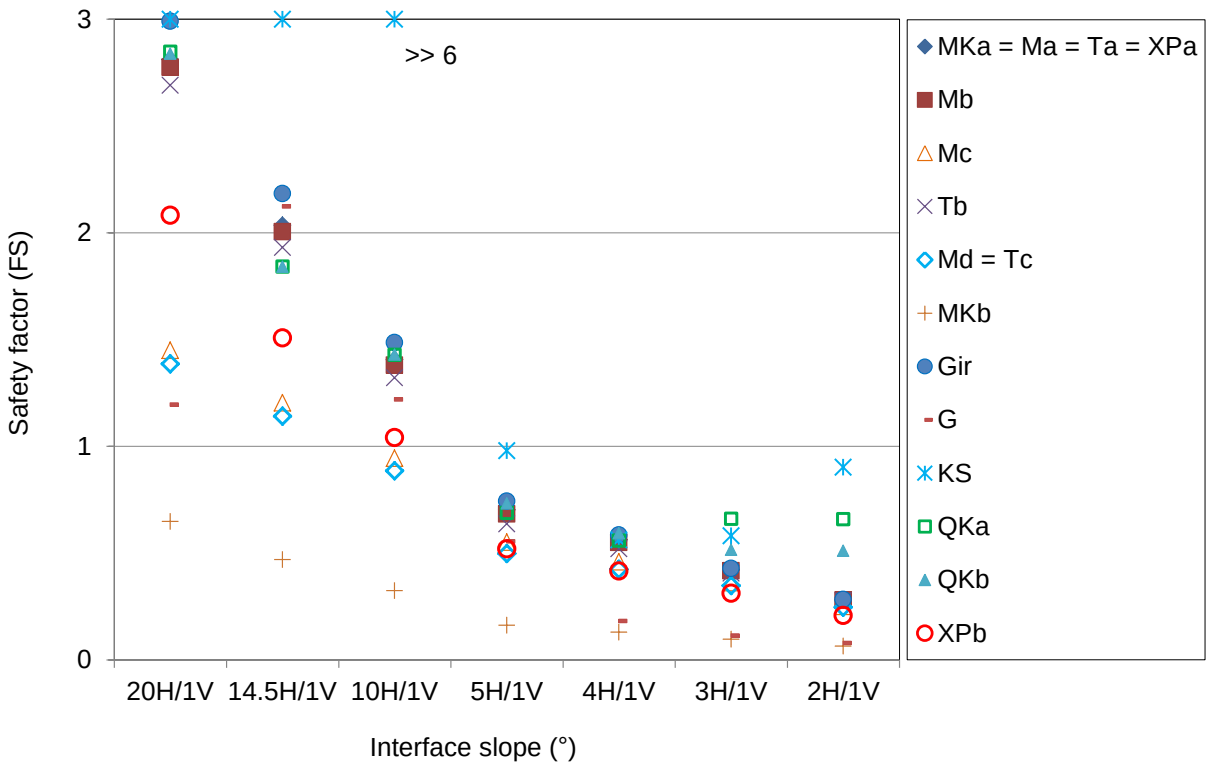


Figure B-9. Safety factor plotted as a function of failure-surface slope.

6.2.3. Effect of the failure surface friction angle

Figure B-10 shows how FS varies as a function of friction angle $\emptyset$.

As previously discussed, the KS method stands out from the other methods; it gives a high safety factor above 6 in this case. For the other methods, the effect of the friction angle on translational stability is clear and leads to a linear increase in the safety factor with friction angle (except the G method). For these methods, the safety factor is roughly proportional to the friction angle (i.e., doubling $\emptyset$ leads to an approximate twofold increase in FS).

Consider, for example, the QK_a method: the safety factor obtained increases from 1.84 for $\emptyset = 8°$ to 3.71 for $\emptyset = 16°$. For the G method, the safety factor appears to increase logarithmically as $\emptyset$ increases. For friction angles from 6° to 12°, the safety factor increases linearly with a steep slope. Beyond 12°, the safety factor seems to converge towards a horizontal asymptote, which means that the friction angle has less influence on the safety factor in this range. Finally, Figure B-10 also shows that the difference between the safety factors obtained from the various methods increases with increasing friction angle; for example, for the XP_b and QK_b methods, the safety factor increases from 0.26 at $\emptyset = 8°$ to 0.83 at $\emptyset = 20°$.

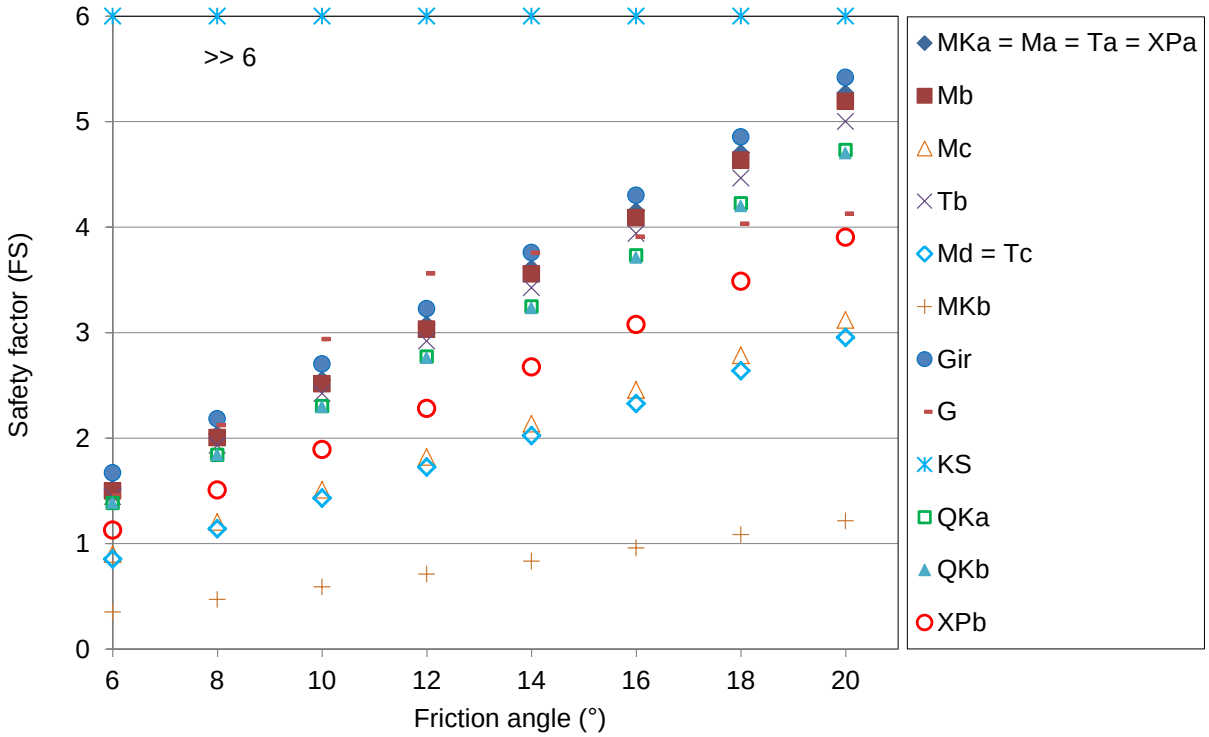


Figure B-10. Principe Safety factor plotted as a function of failure-surface friction angle.

6.3. Impact of textured geomembrane on a section of failure surface

Figure B-11 shows histograms of the safety factor for four methods and for two different treatments of friction angle: The dotted bars (option 1) show the results for an average friction angle of 12.5° along the whole slope B, whereas the hashed bars (option 2) show the results for a textured GMB-GTX friction angle of 17° along the upstream half of slope B and a smooth GMB-GTX friction angle of 8° along the downstream half of slope B.

An analysis of Figure B-11 reveals that the use of option 1 instead of option 2 for the assessment of translational stability is not unreasonable. As shown in Figure B-11, the safety factor obtained with option 1 appears to be quite similar to that obtained with option 2. This is particularly true when NUMs are used. For example, for NUM 1, a similar $FS = 1.98$ is obtained for both options. For NUM 2, option 1 gives $FS = 1.29$ whereas option 2 gives $FS = 1.27$.

For the two options, similar safety factors are obtained by using the Fellenius (1927) and simplified Bishop (1955) methods of slices and a trend is evident. For these methods, option 1 gives more conservative safety factors. For example, for the simplified Bishop (1955) method, option 1 gives $FS = 1.36$ whereas option 2 gives $FS = 1.48$, a difference of only 0.12.

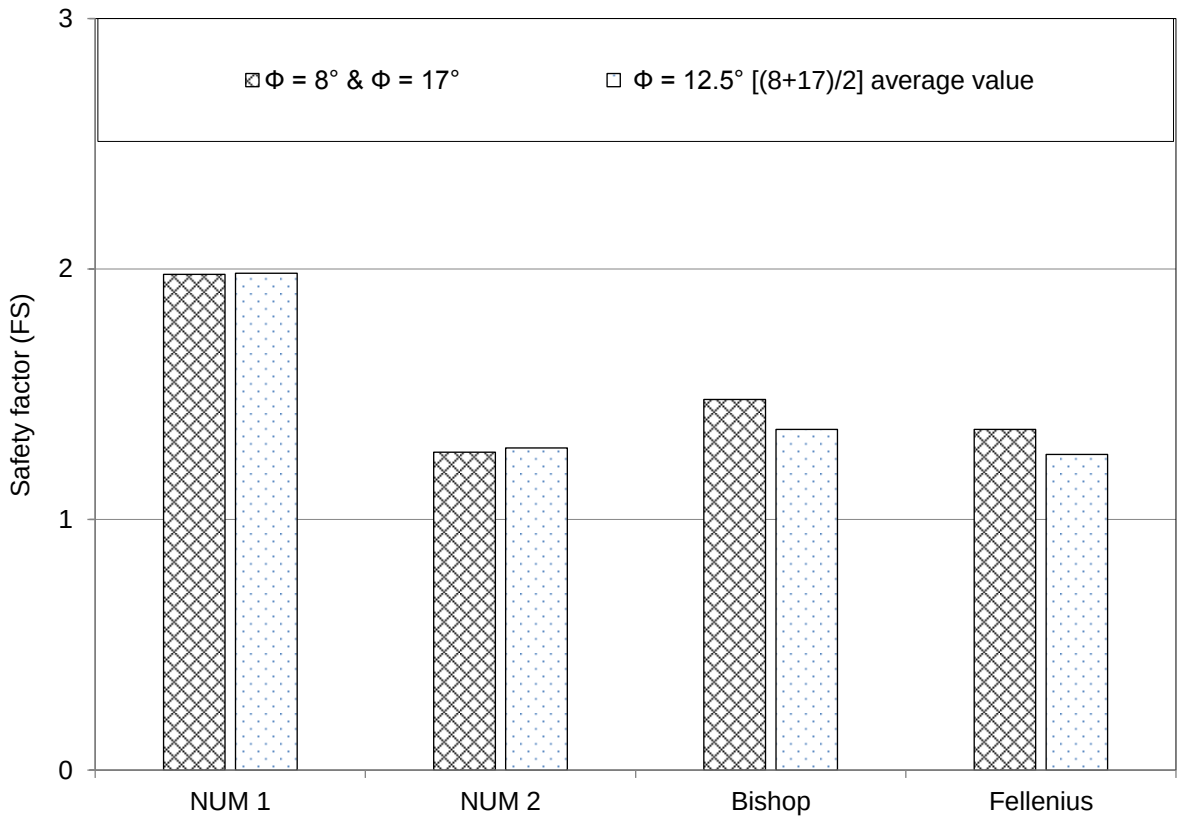


Figure B-11. Histogram of safety factor obtained by numerical models and by two methods of slices (Bishop and Fellenius). The hashed bars correspond to using separate friction angles for the smooth and textured interfaces, whereas the dotted bars correspond to using a single average friction angle for the two interfaces.

7. Conclusions

This paper examined the differences that exist between two types of numerical models (NUMs) and ten Limit equilibrium methods (LIMs) in terms of the safety factors (FS) against translational failure. The comparative study was conducted on a typical piggyback landfill expansion (PBLE) inspired by a real project.
This comparative study focuses on a typical piggyback landfill expansion (PBLE) inspired by a real project. The aim of the study was to show which of these methods give the most conservative safety factors and which are not suitable for application to PBLEs.

The two NUMs are finite-difference models: NUM 1 is the most sophisticated model in which all GSYs and all interfaces within the PBLE lining system are modeled. In addition, NUM 1 considered the strain-softening characteristics of interfaces, how the GSY axial tensile stiffness depends on strain, and the difference between their compressive and tensile characteristics. NUM 1 was considered as the reference case; NUM 2 considered only a single interface and thus no GSY was modelled.
The ten LIMs include infinite-slope analyses [e.g., Martin and Koerner (1985)], finite-slope analyses using two-wedges [e.g., Giani (1992), Koerner and Soong (1998)], the finite-slope

analysis using three wedges of Qian and Koerner (2009), and two methods of slices [e.g., the simplified Bishop (1955) method].

The safety factors obtained with these methods were compared by varying various parameters, including the unit weight of waste and the failure-surface friction and slope angles.

The following conclusions were drawn from this comparative analysis:

(a) The safety factors obtained when considering a multilayered GSY lining system (i.e., several GSYs and several interfaces) and the strain-softening characteristics of interfaces in the reference case NUM 1 are greater overall than those obtained by using the numerical model NUM 2, which considers only a single interface with a constant residual friction angle. This means that neglecting strain softening at the interfaces and the GSY mechanical characteristics may cause the safety factor to be underestimated.

(b) Overall, the method of slices gives the most conservative safety factors. In this study, the safety factors obtained by using the method of slices are very close to those obtained by using NUM 2, regardless of the friction angle. The three-wedge method of Qian and Koerner (2009), which was developed specially for PBLEs, provides less-conservative safety factors than NUM 1.

(c) Both the Martin and Koerner (1985) method (considering full saturation of the PBLE) and the Koerner and Soong (1998) method lead to safety-factor curves that differ completely from that obtained by using the other methods. Because the former method considers full saturation of the new waste above the failure surface, it should not be used for PBLEs with efficient drainage systems because such full saturation of the entire new landfill is highly unlikely. Moreover, the Koerner and Soong (1998) method is also inappropriate for PBLEs because it does not consider the weight of the material located above the horizontal plane that passes through the top of the failure surface.

(d) For all methods applicable to PBLEs, the unit weight exerts no clear influence on the safety factor. In addition, with increasing failure-surface slope, the safety factor appears to decrease. The safety factor also increases linearly with friction angle for all the LIMs except for the Giani (1992) method, for which the safety factor increases logarithmically.

(e) Finally for the PBLE considered in this study, the results of comparative studies show that when a textured GMB occupies a part of the failure surface and a smooth GMB occupies the other part, an average friction angle of the failure surface may be used for both LIMs and NUMs instead of separate friction angles for the textured and smooth sections. This point should be further verified with other geometric configurations.

III. Principaux résultats

Cette section a pour objectif de faire ressortir les points importants issus de l'étude comparative réalisée dans la section précédente. Il convient de garder à l'esprit que ces résultats ne sont valables que pour les configurations géométriques (pentes des talus notamment) et mécaniques (angle de frottement des interfaces notamment) étudiées dans le cadre de l'analyse comparative réalisée.

D'abord, il a été mis en évidence que la méthode de Martin and Koerner (1985) avec la prise en compte de la saturation totale des déchets (30 m dans cette étude) au-dessus du plan de glissement, constitue un cas extrême qui ne pourrait être appliqué aux extensions d'ISDND qui disposent d'un système de drainage performant. De même, la méthode de Koerner and Soong (1998) ne semble pas être adaptée pour une application en extension d'ISDND pour lesquelles l'altitude supérieure des déchets est plus élevée que celle du plan de glissement. En effet, ne tenant pas compte des matériaux situés au-dessus du plan de glissement, elle a tendance à surestimer considérablement le facteur de sécurité.

Ensuite, l'étude paramétrique réalisée a montré que pour les configurations étudiées, lorsque le plan de glissement ne présente pas de cohésion, le poids volumique des déchets au-dessus du plan de glissement n'a pratiquement aucune influence sur la stabilité translationnelle. Lorsqu'une cohésion est considérée, l'augmentation du poids volumique n'entraine qu'une légère diminution du facteur de sécurité. A contrario, une influence marquée a été mise en évidence pour la pente et l'angle de frottement du plan de glissement. Une augmentation linéaire du facteur de sécurité avec l'angle de frottement a été notée. De même, le facteur de sécurité a tendance à diminuer de manière logarithmique avec l'augmentation de la pente de l'interface. Comme conséquence, lorsque la pente du plan de glissement est forte (> 14°, 4H/1V), les différents facteurs de sécurité calculés sont proches avec un écart maximum relevé de 0,5. A l'opposé, plus la pente du plan de glissement est faible, plus les méthodes sont divergentes avec des écarts supérieurs à 1 en dessous d'une pente de 6° (10H/1V).

Par ailleurs, à conditions hydrauliques et mécaniques identiques, les méthodes des tranches sont apparues comme étant les plus sécuritaires. En ce qui concerne la modélisation numérique, on a montré que lorsqu'une seule interface est modélisée (NUM 2) pour représenter l'ensemble des BSA et BSP, les valeurs de facteurs de sécurité calculées sont très proches de celles des méthodes des tranches. Toutefois, la prise en compte de l'interaction complète entre les différents GSY, du comportement radoucissant de l'interface et du comportement mécanique des GSY donne lieu à des facteurs de sécurité plus élevés avec un écart maximum observé de 0,6. Cependant, plus l'angle de frottement de l'interface est fort, plus l'écart entre NUM 1 et NUM 2 est réduit. Ce résultat sous-entend que la simplification du modèle numérique en considérant une seule interface et un angle de frottement résiduel sous-estime les facteurs de sécurité en comparaison avec le cas de référence. Ceci pourrait donc conduire à un surdimensionnement et donc à une augmentation des coûts de construction.

Enfin, puisqu'une seule valeur d'angle de frottement doit être utilisée dans la plupart des expressions du facteur de sécurité des méthodes analytiques, il n'est alors pas possible d'évaluer la stabilité au glissement translationnel des ouvrages au sein desquels une GMB texturée et une GMB lisse sont toutes les deux utilisées. L'étude réalisée dans ce chapitre a toutefois montré que l'utilisation d'un angle de frottement moyen (entre texturée et lisse) dans la configuration étudiée (angle de frottement moyen = 12,5 °) aboutit à des résultats pertinents.

IV. Conclusions

Dans ce chapitre, une analyse comparative portant sur dix méthodes analytiques et la modélisation numérique comme outils d'évaluation de la stabilité au glissement translationnel, a été réalisée. Pour rappel, les dix méthodes analytiques analysées sont les méthodes à l'équilibre limite sur pente infinie [Martin and Koerner (1985), Matasovic (1991), Thiel (1998) et la norme XP G38-067 (AFNOR, 2010)], les méthodes des 2 blocs [Giani (1992), Giroud et al. (1995) et Koerner and Soong (1998)], la méthode des 3 blocs proposée par Qian and Koerner (2009) et les deux méthodes des tranches [Fellenius (1927) et Bishop (1955)].
En ce qui concerne la modélisation numérique, deux variantes de modèle ont été développées afin de montrer si la manière dont l'interface (plan de glissement) est modélisée, a une influence sur les résultats. Dans le premier modèle noté NUM 1 considéré comme le cas de référence, tous les géosynthétiques (GSY) et donc toutes les interfaces présentes au niveau des BSA et BSP, ont été modélisées. De plus, ce modèle prend en compte le comportement radoucissement des interfaces (diminution de la résistance au cisaillement de l'interface avec les déplacements), l'évolution des raideurs des GSY avec la déformation axiale et enfin la différentiation entre le comportement en traction et le comportement en compression. Dans la deuxième variante notée NUM 2, une seule interface est modélisée au niveau des barrières. Aucun GSY n'est donc représenté entre les nouveaux et les anciens déchets.
En outre, une étude paramétrique portant sur le poids volumique des déchets, la pente et la résistance au cisaillement du plan de glissement a été réalisée. Elle a permis de montrer que les écarts observés entre les différents facteurs de sécurité ne sont pas constants, mais changent selon les configurations géométrique (notamment pente des interfaces) et mécanique (notamment l'angle de frottement) du cas étudié.

L'étude comparative a porté sur un cas type d'extension d'ISDND inspiré d'un cas réel. La BSA et BSP entre les anciens et les nouveaux déchets était constituée de bas en haut d'un géosynthétique bentonitique, d'une géomembrane et d'un géotextile. Comme cela est souvent le cas dans les extensions d'ISDND, une géogrille de renforcement a été disposée au sein d'une couche de matériaux granulaires sous les barrières de sécurité active et passive.

Dans ce chapitre, il a été montré que certains facteurs à l'instar de la pente du plan de glissement influencent la stabilité. Il apparait donc nécessaire d'identifier et d'étudier l'ensemble des facteurs clés qui contrôlent la stabilité translationnelle des extensions

d'ISDND. Aussi, au-delà de la simple identification de ces facteurs, il convient également de mettre en évidence les zones de faiblesse du plan de glissement au niveau desquelles l'instabilité au glissement débute et la manière dont cette instabilité se développe le long des BSA et BSP.

La modélisation numérique est un outil qui permet d'identifier et de mieux comprendre ces phénomènes tout en prenant en compte la complexité du comportement des matériaux, des GSY et des interfaces. En effet, comme évoqué, plus haut, il est non seulement nécessaire de développer des modèles précis mais aussi d'adopter des lois de comportement aussi réalistes que possible afin d'obtenir des résultats probants. Dans ce chapitre, le modèle numérique développé noté NUM 1 avec le nombré réel de GSY et d'interfaces qui a été considéré comme le cas de référence, intégrait le comportement radoucissant des interfaces, l'évolution de la raideur des GSY avec la déformation et la différentiation entre le comportement en traction et en compression des GSY.

Afin de montrer l'importance de la prise en compte de ces aspects dans la modélisation des systèmes GSY en interaction, une étude spécifique est réalisée dans le chapitre VII. Ce dernier présente les fondements de la méthode rationnelle de modélisation des systèmes géosynthétiques qui est proposée dans le cadre de cette thèse. Ces bases seront ainsi utilisées pour l'étude numérique portant sur les mécanismes de glissement et de déformation des GSY au niveau des BSA et BSP dans le chapitre VIII.

CHAPITRE VII

BASES ET HYPOTHESES DE LA METHODE RATIONNELLE POUR LA MODELISATION DES SYSTEMES GEOSYNTHETIQUES

I. Introduction

Dans le chapitre précédent, la modélisation numérique et l'analyse à l'équilibre limite qui permettent d'évaluer la stabilité au glissement translationnel ont été comparées.
Ces méthodes permettent de déterminer le facteur de sécurité au glissement associée à l'état limite ultime (de rupture) des ouvrages.
Toutefois, l'analyse à l'équilibre limite ne permet pas de déterminer les déformations des différents matériaux étudiés et donc d'évaluer leur intégrité structurelle. De plus, elle ne permet pas de prendre en compte l'interaction entre les différentes couches de géosynthétiques (GSY) des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP) et la compatibilité entre les contraintes (efforts) et déformations (déplacements) (Villard et al., 1999). A contrario, la modélisation numérique est un outil qui permet de simuler les champs de contraintes et de déformations au sein des différents matériaux et interfaces modélisés, permettant ainsi d'évaluer leurs intégrités structurelles.
Toutefois, afin d'obtenir des résultats probants, il est non seulement nécessaire de développer des modèles réalistes mais aussi d'adopter des modèles de comportement qui simulent au mieux le comportement réel de l'ensemble des matériaux modélisés. Cette prise en compte rigoureuse de certains détails du comportement mécanique des matériaux trouve tout son sens dans le contexte des BSA et BSP des extensions d'ISDND, au sein desquels plusieurs couches de GSY, des matériaux naturels et des déchets sont en interaction.
Il est donc indispensable de disposer d'une méthode rationnelle pour la modélisation des systèmes géosynthétiques (MeRaMoG). L'objectif de ce chapitre est de présenter les fondements de la MeRaMoG proposée dans le cadre de cette thèse. Ses principes fondamentaux seront utilisés dans toutes les études numériques réalisées dans la suite de ce manuscrit, notamment celles du chapitre VIII portant sur l'identification et la compréhension de ces mécanismes de glissement et de déformation des GSY des BSA et BSP des extensions.
La MeRaMoG est inspirée d'une analyse bibliographique comprenant plus de 25 études portant sur la modélisation numérique des systèmes GSY utilisés dans divers projets (par exemple ISDND et ouvrages géotechniques). Une partie de cet état de l'art a été présenté dans le chapitre III de la partie A. Cette analyse et synthèse bibliographique a permis d'identifier les pratiques courantes et les points essentiels à considérer pour la modélisation des systèmes GSY.
Ces points essentiels qui représentent les fondements de la MeRaMoG sont regroupés en 5 critères. Ce sont d'abord la modélisation du nombre réel de GSY et d'interfaces dans l'ouvrage (critère 1) ; ensuite la prise en compte du phasage de construction (remblaiement) et de l'évolution des propriétés mécaniques des déchets avec ce phasage (critère 2) ; la prise en compte du comportement radoucissant des interfaces c'est-à-dire l'évolution de la résistance au cisaillement avec les déplacements d'interface (critère 3) ; la différentiation entre le comportement en traction et le comportement en compression des GSY (critère 4) et enfin l'évolution de la raideur des GSY avec la déformation (critère 5).
Comme nous le verrons dans ce chapitre, aucune étude de modélisation à ce jour n'a considéré l'intégralité de ces 5 critères.

L'objectif de ce chapitre est donc de montrer l'importance de la prise en compte de ces 5 critères pour la modélisation des systèmes GSY.
Pour ce faire une étude numérique a été réalisée sur un cas type d'extension mixte d'ISDND dans lequel un nouveau casier de 40 m de hauteur est construit en partie sur le sommet de l'ancien casier de 20 m de hauteur. L'autre partie du nouveau casier prend appui sur un substratum argileux supposé rigide. Les BSA et BSP considérées dans cette étude sont constituées de bas en haut d'un géosynthétique bentonitique, d'une géomembrane et d'un géotextile de protection. Une couche de sol de 1 m d'épaisseur assimilée à une couche de support a été modélisée sous les BSA et BSP. Enfin, une géogrille de renforcement installée au sein de la couche support a été considérée. Le modèle développé comprend donc 4 GSY interagissant via 6 interfaces.
Cette étude qui pose les fondements de la MeRaMoG a été publiée sous la forme d'un article scientifique dans la revue *Geotextiles and Geomembranes*. Dans la suite de ce chapitre, cet article qui détaille les 5 critères retenus pour la modélisation des systèmes GSY dans le contexte des extensions d'ISDND, sera présenté. Les principaux résultats de cet article seront tout de même rappelés à la fin de ce chapitre.

II. Article n°2 : Numerical modeling of the nonlinear mechanical behavior of multilayer geosynthetic system for piggyback landfill expansions

Référence de l'article : *Tano, B.F.G., Dias, D., Fowmes, G.J., Olivier, F., Stoltz, G., Touze-Foltz, N. (2016) Numerical modeling of the nonlinear mechanical behaviour of multilayer geosynthetic system for piggy-back landfill expansion. Geotextiles and Geomembranes. 44(6) 782-798.*

ABSTRACT
This study examines the extent to which the results of numerical calculations can be influenced both by the differing compressive and tensile behavior of multiple geosynthetics GSYs and by the assumption of strain softening at interfaces between GSYs. Several numerical models are implemented using the finite-difference code FLAC 2D on a typical piggyback landfill expansion (PBLE) that involves four GSYs and six interfaces. The present work applies comprehensive, state-of-the-art numerical modelling to study the interactions between multiple layers of GSYs. It also investigates the nonlinear axial stiffness of GSYs through a series of uniaxial tensile tests. The numerical results show that, if the GSY axial compressive and tensile characteristics are the same, then tensile force is minimized, which induces significant compressive force in the GSYs. The results also indicate that neglecting strain softening at the interface between GSYs affects interface shear stresses, displacements of GSYs at the interface, and the GSY force distribution, potentially rendering the model unrealistic. Including strain softening, however, allows the assessment (location) of unstable areas along the interface where large displacements occur.

Keywords: Geosynthetics, numerical modelling, interface strain softening, nonlinear stiffness

1. Introduction and Background

Landfills are increasingly becoming technical-engineering constructions in which waste, various geosynthetics (GSYs), and natural materials (clay, sand, gravel) interact within the lining system (Tano and Olivier, 2014). In a piggyback landfill expansion (PBLE), where a new landfill is built over an older one, these interactions are particularly important because they control the shear stress at the interfaces between GSYs and their deformation and thereby determine the integrity of the lining system.

To assess the performance of a PBLE and the integrity of its lining system, the conventional engineering-design practice is to use the equilibrium-limit approach (Giroud, 1989, Koerner and Hwu, 1991). This method often does not consider some key points, such as staged construction, the multiple interactions between GSYs, and whether stresses are compatible with strains and displacements (Villard et al., 1999). In contrast, numerical modelling techniques can consider these aspects but should also simulate local instabilities and compute stress and strain fields.

For the more rigorous numerical analysis that is required as landfill construction progresses, the real mechanical behavior of the GSYs and the interactions that occur at their interfaces must be considered. This requires modelling all GSY interfaces in the lining system [which is called criterion 1 (CR1)], the staged construction or evolution of the waste properties with depth or stress (CR2), the strain softening at the interface between GSYs (CR3), the difference between the compressive and tensile behavior of the GSY (CR4), and the nonlinear axial stiffness of the GSY (CR5). Even if these five key criteria have been discussed by many authors, they are not always considered in numerical modelling.

The present work comprehensively reviews some twenty-five studies that reflect the current practices used to numerically model interactions between GSYs. These studies are classified in chronological order in Table B-3 and are discussed below.

<u>Criterion 1: Number of GSY interfaces in model</u>

In sanitary landfills, the drainage and lining system involves at least two GSYs. These are typically a geomembrane (GMB) overlaid by a protection geotextile (GTX). In many countries (e.g., France), a geosynthetic clay liner (GCL) is often installed beneath the GMB to reduce the thickness of the in-situ sealing clay. In the context of a PBLE, this composite system is often completed with a reinforcement geogrid (GGR) in the PBLE (Tano et al., 2015a). Therefore, for the model to represent a realistic situation, the interactions between the multiple GSYs should be considered. If the model does not consider the multiple interfaces between GSY layers, it cannot determine the axial force and strain within the GSY.

Table B-3 shows that most previous studies considered less than three GSYs. Among the studies reviewed, only the works of Long et al. (1995) and Chen et al. (2009a) considered the interactions between three GSYs. However, Long et al. (1995) used springs to model all GSYs (GTX, geonet, and GMB), soil, waste material, and the interfaces between GSYs. However, using these simple structural elements to represent the entire landfill and its lining system has limitations because the constitutive model does not properly represent the

nonlinear behavior of waste, GSYs, and the interfaces. Finally, in the study of Chen et al. (2009a), none of the following four criteria were taken into account.

Table B-3. Summary of numerical studies involving interactions between geosynthetics.

References	CR1	CR2	CR3	CR4	CR5
Wilson-Fahmy and Koerner (1993)	2 / 3	✓	✓		
Byrne (1994)	0 / 1	✓	✓		
Long et al. (1995)	3 / 5		✓	✓	✓
Richardson and Marr (1996)	1 / 2	✓			
Reddy et al. (1996)	0 / 1	✓	✓		
Villard et al. (1999)	2 / 3	✓		✓	
Jones et al. (2000)	0 / 1	✓	✓		
Meissner and Abel (2000)	2 / 2	✓	✓		
Connell (2002)	0 / 1		✓		
Filz et al. (2001)	0 / 2	✓	✓		
Jones and Dixon (2005)	0 / 1	✓	✓		
Fowmes et al. (2005a)	2 / 3		✓	✓	
Fowmes et al. (2005b)	2 / 3	✓	✓	✓	
He et al. (2006)	2 / 3	✓		✓	
Chugh et al. (2007)	0 / 1	✓	✓		
Haque (2007)	0 / 0	✓			
Fowmes et al. (2008)	2 / 3	✓	✓	✓	
Wu et al. (2008)	1 / 1				
Chen et al. (2009a)	3 / 6				
Gao (2009), Chen et al. (2009) et Chen et al. (2011)	1 / 2				
Arab et al. (2011a)	1 / 2	✓			
Rong et al. (2011)	?	✓			
Sia and Dixon (2012)	2 / 3	✓	✓		
Zamara et al. (2014)	2 / 3	✓	✓	✓	
Present study	4 / 6	✓	✓	✓	✓

CR1: Number of GSY and interfaces in the model.
CR2: Staged construction or evolution of the waste properties with depth or stress.
CR3: Strain softening at interfaces.
CR4: Differentiation between the compressive and tensile characteristics of GSY.
CR5: Evolution with strain of GSY axial stiffness.

Criterion 2: Staged construction and evolution of waste characteristics with depth or stress

In landfills, the mechanical properties of waste evolve with depth, confining stress, waste age (i.e., degradation), and the backfilling level (Tchobanoglous et al., 1993, Gourc et al., 2001, Haque, 2007, Castelli and Maugeri, 2008, Singh and Fleming, 2008). As can be seen in Table B-3, most authors to date have considered staged construction. However, only Arab et al.

(2011a) clearly considered how waste properties evolve with depth or stress. The authors divided the waste mass into three layers with differing mechanical parameters. However, the mechanical parameters did not evolve gradually with depth; instead, each layer had its own uniform mechanical parameters.

Criterion 3: Strain softening at interfaces between GSYs

Previous laboratory and field studies have revealed that mobilized shear strength often varies along the interfaces between GSYs in such a way that strain is softened at the interfaces. The strain softening reflects the fact that the shear strength gradually increases to a maximum value (peak) before decreasing to a constant value (residual). This nonlinear stress-strain behavior at GSY interfaces was already discussed by several authors (Jones and Dixon, 2005) and was confirmed by several shear tests (Girard et al., 1990, Stark et al., 1996, Izgin and Wasti, 1998, Dixon et al., 2006, Fleming et al., 2006, Fowmes, 2007, Le Hello, 2007, Fowmes et al., 2008, Palmeira, 2009, Eid, 2011, Tanchaisawat, 2013).
Strain softening at interfaces was touched on in most works that appear in Table B-3.
Byrne (1994), Reddy et al. (1996), Jones and Dixon (2005), Seed et al. (1988), Filz et al. (2001), and Connell (2002) all considered strain softening at interfaces but did not consider multiple interfaces and GSY; thus, they could not calculate the strains and forces in the GSYs. In contrast, Villard et al. (1999), Haque (2007), Wu et al. (2008), Chen et al. (2009a), and others did not consider strain softening at interfaces but used a single, constant friction angle (peak or residual). Note also that strain softening at interfaces is not included in conventional numerical modelling software. Other software, such as Geostress, Sage Crisp 2D, and FLAC 2D allow it but may require specific code to be developed. Given the relevance of strain-softening behavior at interfaces, it will be discussed in more detail in Section 5.2.

Criterion 4: Differentiation between the GSY compressive and tensile behavior

To simulate the flexibility of GSYs (i.e., the membrane effect) in numerical models, zero inertia is often assigned to the structural elements that represent the GSY. With zero inertia, the GSY operates without bending resistance. Furthermore, unconfined GSYs do not sustain axial compressive force; however, under high confining stress, the axial compressive behavior is not well known. GSYs may be expected to become stiffer under compression with high confining stress. Conversely, given the folds and wrinkles that are often observed on the cover at the foot of the slope (low confinement) of some sites, GSYs are generally considered to sustain zero or very little compressive force. Moreover, although the axial tensile behavior of GSYs can be evaluated from standardized tests [NF EN ISO 10319 (AFNOR, 2015), NF EN 12311-2 (AFNOR, 2013)], the authors know of no standardized test with which to assess the axial compressive behavior of GSYs.

Given this situation, to model the behavior of GSYs, researchers and engineers are forced to make significant assumptions about the GSY compressive characteristic (modulus). By default, simulation software accepts different GSY compressive and tensile behavior, so only one of five studies reviewed herein considered this question. To consider this aspect, two approaches are generally used: First, the compressive modulus is arbitrarily assumed to be

one to two orders of magnitude less than the tensile elastic modulus. This approach was used by Fowmes et al. (2008) (1/10), Villard et al. (1999) (1/10 for a GMB and 1/20 for a GTX), and He et al. (2006) (1/100). The second alternative is to consider a compressive strength of zero, such as Long et al. (1995). For the other studies, the axial tensile behavior of the GSY is assumed to be similar to the compressive behavior. In this case, the compressive forces and strains obtained by simulation may be unrealistic (Sia and Dixon, 2012).
Thus, if GSYs are considered to sustain little or no compressive force under confinement or because of possible GSY wrinkles, a robust and accurate model must be developed. To this end, this report presents a detailed parametric study that highlights the main differences between the three current modelling methods based on (i) an unaltered compressive modulus, (ii) an altered compressive modulus, and (iii) zero compressive strength. The details of this study are given in Section 5.1

Criterion 5: Nonlinear axial stiffness of GSYs

When a GSY is subjected to a tensile load, it gradually lengthens with a deformation that depends on its stiffness over time. Thus, GSY stiffness directly determines the force and strain that develop within the material.
As can be seen in Table B-3, the nonlinear axial stiffness of GSYs is the least-considered criterion. This is probably because, first, most software does not by default allow this feature to be considered (as in CR3 and CR4) and, second, the authors preferred to use the simplifying assumption of a constant axial stiffness. This is the case, for example, of Sia and Dixon (2012) and Zamara et al. (2014), who used the secant stiffness at yield and at 5% strain, respectively. From among the studies reviewed, only Long et al. (1995) considered how the GSY axial stiffness evolves with strain. This particular feature is further discussed in Section 3.3.

Overall, because CR1 and CR2 depend on the site characteristics (i.e., the number of GSYs and the phases of construction), only CR3, CR4, and CR5 are investigated herein, as discussed previously. Interactions between multiple layers of GSYs (CR1) and staged construction (CR2) are also considered by default. Thus, this study takes into account the nonlinear tensile stiffness of GSYs to compare several numerical simulations of realistic conditions taken from typical PBLEs. After a detailed description of the case study and material properties, the differentiation between the compressive and tensile behavior of GSYs is investigated in terms of the simulated tensile and compressive forces within a GSY. Furthermore, based on the results of the previous simulations, we also highlight how strain softening at interfaces affects the shear stress at the interfaces, the displacements of GSYs, and the distribution of force within the GSYs.

2. Numerical model

2.1. General description of model

The model is based on realistic conditions and consists of a mixed PBLE with an existing 20-m-high waste cell and a proposed, 20-m-high vertical extension. The entire PBLE sits on a 400-m-long section of in situ stiff clay.

Figure B-12 shows a schematic diagram of the model used in this study, which includes two types of materials: The first is municipal solid waste (MSW) contained in the landfill. The MSW is subdivided into old and new waste, corresponding to the existing cell and the new cell, respectively. The second type of material is soil material consisting of the in situ clay on which the PBLE is established and a 1-m-thick sand bed that serves as the subgrade for the new waste. For the new waste, the entire draining and lining system is incorporated into the model. From bottom to the top, this system consists of a GGR within a 1-m-thick subgrade, a GCL, a GMB and a protective nonwoven GTX. The interaction between the materials and the GSY is modelled by six interfaces of zero thickness. The first interface, I1, represents the interface between the GTX and a drainage gravel layer (not modelled in this study) under the new waste. The second interface, I2, represents the interaction between the above GTX and the GMB. Like I2, the third interface, I3, represents the interaction between two GSYs; namely, the GMB and the GCL. The fourth interface, I4, represents the interaction between the GCL in the draining and lining system and the subgrade layer on top of the existing cell. The two last interfaces, I5 and I6, separate the GGR from the sand layers that are above and below it, respectively.

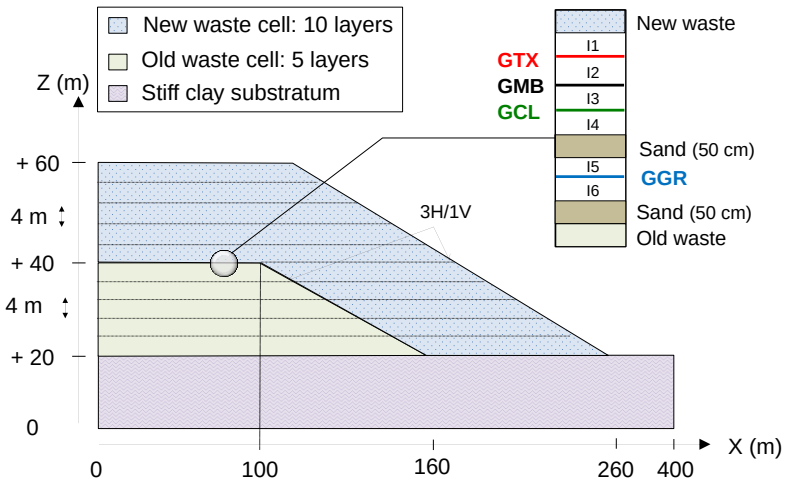


Figure B-12. Simplified diagram of the model of piggyback landfill expansion used for the simulations. The labels Ix in the legend refer to the interfaces between the various materials.

2.2. Configuration of numerical model

The numerical model was implemented with the two-dimensional (2D) finite-difference modelling code Fast Lagrangian Analysis from Continua (FLAC 2D). Most of the authors [(Byrne (1994), Connell (2002), Jones and Dixon (2005), Fowmes et al. (2005a), Chen et al.

(2009b), Zhu et al. (2009) and Zamara et al. (2014)] used this code to assess the interactions at the interfaces between multiple layers of GSYs and its large strain capabilities. The software can model forces and strains within multiple layers of GSYs constructed over several stages. In addition, the software can use a nonlinear stress-strain law to model materials, structural elements, and interfaces. The following sections detail the numerical configuration retained for this study.

2.2.1. Mesh and boundary conditions

The PBLE is modelled by using a rectangular mesh. A two-dimensional model is justified by the fact that the geometry of the PBLE, the boundary conditions, and the loading mode (mechanical stresses) are quite similar in all planes parallel to the strain plane of the PBLE cross section. The mesh chosen for materials (waste and soils) consists of 6400 volume elements (zones), each having a size between 1 m × 1 m and 2 m × 2 m (Figure B-13).

The substratum is modeled by using a coarser 2 m × 2 m mesh that becomes finer as it nears the substratum-waste contact.

At the lower side of the substratum, fixed nodal displacements are imposed because of the assumption that, at this depth, the substratum is stiff enough to not settle under the load of the overlying waste backfill.

At the sides of the model, the horizontal displacements are fixed; the left and right sides of the model are assumed to be sufficiently far (≥100 m) from the crest of the existing waste cell to limit the influence of the boundary conditions.

Moreover, all the GSYs, except the GGR, are fixed (perfect anchoring) on top of the existing waste cell, 2 m from the crest slope (this is generally the case in landfills) at X = 98 m. The GGR was installed with no specific conditions to implement a flat anchor by using the ballast weight of the overlying materials.

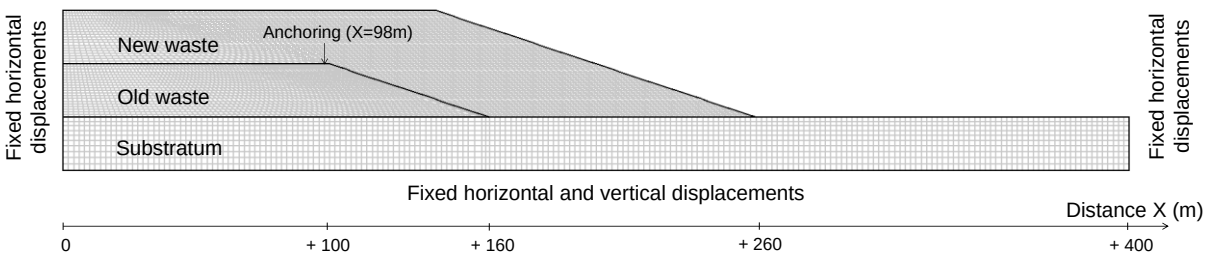


Figure B-13. Finite-difference mesh for numerical model.

2.2.2. Choice and discretization of structural elements

The structural elements were chosen to simulate the GSY behavior described in Figure B-14. Thus, the GTX, GMB, and GCL layers in the model are represented by structural beam elements, which can reproduce the membrane effect with zero inertia. These are the only structural elements in FLAC 2D that allow direct interaction between two GSY. Strip elements were used for the GGR. These structural elements are specifically designed in FLAC 2D to simulate the behavior of thin flat reinforcing structures placed within a soil embankment for support. This type of element cannot sustain bending moments and, in

addition, the shear behavior at the strip-soil interface is directly defined by a nonlinear shear-failure envelope.

To account for how the GSY axial stiffness changes with strain, each GSY is represented by a concatenation of several structural elements (152 for the GGR and 98 for the others). This allows the properties of each axial beam to vary independently of the other parts of the GSY and as a function of the strain at the given point.

Moreover, to consider strain softening at interfaces, all interfaces are also defined as a concatenation of individual interfaces so that each can move independently. To model the structural elements and interfaces as described previously, two functions were developed in the programming language compiled by the FLAC inbuilt subroutine compiler (FISH).

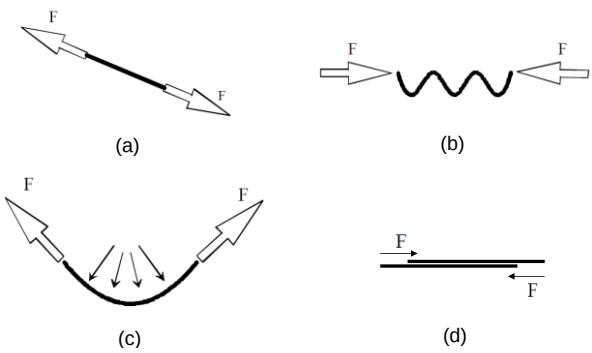


Figure B-14. Main behavior of tensile and compressive modes of a GSY: (a) extension due to tensile force, (b) wrinkles due to compressive force, (c) membrane effect due to bending force (Villard et al., 2002), (d) interface sliding due to shear force.

2.2.3 Phases of model construction

To account for how stress and strain evolve with the backfilling level, six main phases of model construction divided into 15 steps were considered. Phase 1 is the initial equilibrium of the substratum (initialization of gravitational forces); phase 2 is the initialization of node displacements and velocities, then the implementation of the five 4-m-thick layers of old waste. The upper layer is 3 m thick and overlaid with a 1-m-thick sand layer (we assume cover over subgrade). The node displacements and velocities are initialized again during phase 3 before the GGR and its interfaces I5 and I6 are installed in the sand layer. Phase 4 is the installation of the GCL, the GMB, the GTX, and interfaces I2–I4. Next, the first layer of new waste and the first part of interface I1 are implemented in phase 5. Finally, the nine other layers of new waste and the other parts of interface I1 are implemented successively.

3. Materials, geosynthetics, and interface properties

The elasto-plastic Mohr-Coulomb (MC) constitutive model is used to model the soil, the waste material, and the interface behavior. The MC parameters are preferred over the parameters of complex constitutive models such as the creep model. The MC model was used in the majority of the studies mentioned above and is one of the most used in numerical modelling. Thus, the model parameters described in the following section refer to the MC model.

3.1 Mechanical properties of waste

As mentioned previously, this study constructs the model in stages and updates the waste properties depending on the type of waste (old or new) and the depth. Because the backfilling process involves varying the waste properties, a third FISH function was developed to account for them.
The parameter values used for this study are based on the data available in the literature. A detailed description of the parameters for the new and old waste is given below.

3.1.1 Unit weight

Published data on the unit weight of MSW show significant scatter from one site to another (see Table B-4) and sometimes within the same site (typically 3 to 15 kN/m^3).

Table B-4. Various published values of unit weight of waste.

γ (kN/m^3)	Comments	References
6	MSW with 2-m-thick layer compacted by 21 t roller	Watts and Charles (1990)
8	MSW with 0.6-m-thick layer compacted by 21 t roller	
10	At 3 m depth	Oweiss and Khera (1990)
15	At 55 m depth	
3–9	Low compaction	Fasset et al. (1994)
5-7.8	Medium compaction	
8.8-10.5	Good compaction	
10.2	Cincinnati Site	Eid et al. (2000)
6-7	Fresh waste just after compaction	Kavazanjian (2001)
14-20	Degraded waste with high soil content	
12.23	NA	Jones and Dixon (2005)
8.8	On Cruz das Almas Maceio site in Brazil	Gharabaghi et al. (2008)
14.7	On Cruz das Muribeca Recife site in Brazil	
9.4	From a site in France at 4-6 m depth	Stoltz et al. (2009)
16	from a site in France at 27-32 m depth	
7.8	from a site in France, aged 8 years under 200 kPa	Ecogeos (2011)

NA: Not available.

The unit weight of MSW depends not only on its composition (percent of plastic, paper, food, etc.) but also on several factors that interact with each other. These are, for example, depth (i.e., effective confining stress), age, and degradation and compaction effort. However, some typical behavior may be identified; for example, the unit weight tends to increase when the waste is degraded (reduction of the void ratio) and the depth increases. This increase in unit

weight could have a considerable effect on the stress-deformation behavior of MSW because it influences the stress distribution within the waste (Singh et al., 2009).
This study uses the following hyperbolic law of Zekkos et al. (2006) (Equation1) which determines the gradual change in unit weight of MSW with depth:

$$\gamma(Z) = \gamma(0) + \frac{Z}{\alpha + \beta Z} \qquad \text{Equation 1}$$

where
α and β : Hyperbolic parameters with α = 3 m^4/kN and β = 0.2 m^3/kN for typical compaction effort and amount of soil;
z : Depth of the layer;
$\gamma(Z)$ and $\gamma(0)$: Total unit weight at depth z and near the surface ($Z = 0$), respectively.

In this study, the unit weight of new waste is assumed to be less than that of old waste since new waste is fresher and therefore less consolidated than old waste. Based on data from the literature (see Table B-4), we use $\gamma(0)$ = 9 kN/m^3 for new waste and $\gamma(0)$ = 10 kN/m^3 for old waste. Moreover, a typical compaction effort and amount of soil are considered for the choice of the hyperbolic parameters α and β. Figure B-15 shows the unit weight used in this study as a function of depth.

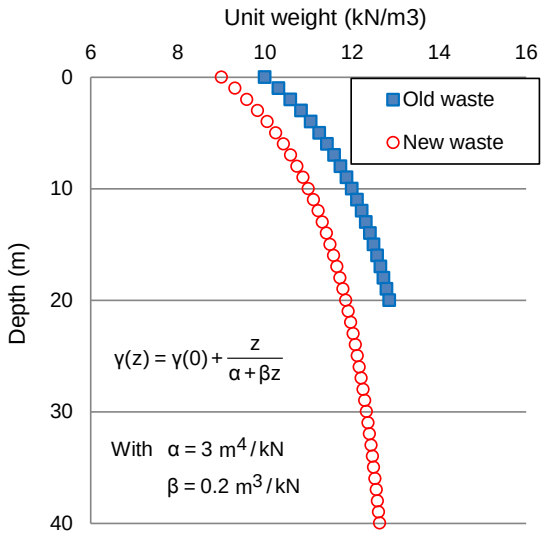


Figure B-15. Depth as a function of unit weight for new waste and old waste used in this study.

3.1.2 Elastic parameters: Young's modulus and Poisson's ratio

Like the unit weight, the elastic parameters may vary within a given site. For example, Poisson's ratio ν tends to increase as waste degradation increases whereas the elastic modulus could be low for fresh waste. Note also that Young's modulus E increases with depth and confining stress (Beaven and Powrie, 1995, Castelli and Maugeri, 2008, Singh and Fleming, 2008). Some elastic parameters from the literature are shown in Table B-5 which shows that 0.5 MPa < E < 7 MPa and 0.05 < ν < 0.45.

For this study, we assume that the elastic parameters of new waste are less than those of old waste because new waste should be less consolidated and thus more compressible than old waste. Figure B-16 shows the profiles of the elastic parameters of the MSW used in this study, which were obtained by using the assumptions just outlined.

Table B-5. Various published values of elastic parameters of waste.

E (MPa)	ν	Comments	References
NA	0.49	From compressional and shear wave velocities in liquid and solid waste in San Pablo Bay, Richmond, California, USA	Sharma et al. (1990)
NA	0.33	From compressional and shear wave velocities - Mean value retained because of significant scatter	Matasovic and Kavazanjian (1998)
NA	0.36	Specific for drained waste with high permeability	Abbiss (2001)
0.5	0.3	NA	Jones and Dixon (2005)
NA	0.29-0.46	From compressional and shear wave velocities in a bioreactor	Carpenter et al. (2013)
0.5-0.7	0.05-0.15	Degradable and compressible (food, green waste, etc.)	Singh and Fleming (2008)
1.5-3	0.28-0.32	Paper, cards, plastics	
10-20	0.25-0.33	Rubble, cover soil, and ashes	
0.7	0.45	Coll Cardús landfill, Spain: during construction	Yu and Batlle (2011)
7	0.3	Coll Cardús landfill, Spain: After construction	
0.5	NA	Coll Cardús landfill, Spain: long term	
NA	0.25	1st phase of degradation : lag phase	Varga (2011)
NA	0.45	5th phase of degradation : Maturation phase	
0.5	0.3	Milegate landfill, United Kingdom	Zamara et al. (2014)

NA: Not available.

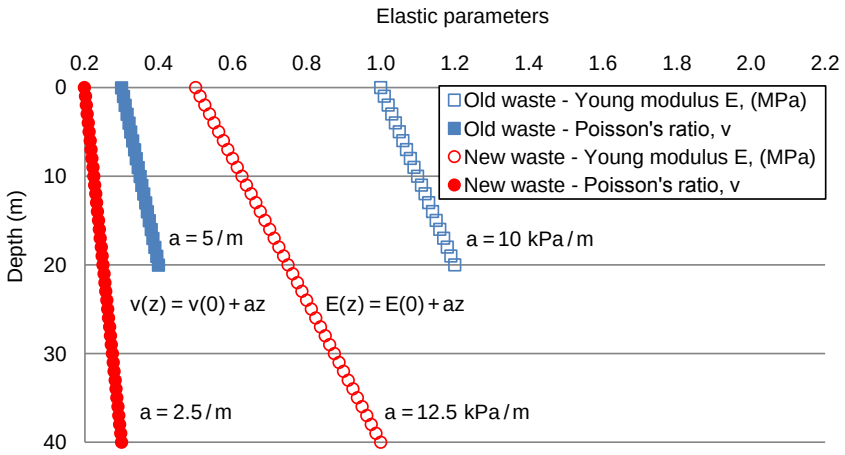


Figure B-16. Depth as a function of elastic parameters for new waste and old waste used in this study.

3.1.3 Cohesion and friction angle

According to Singh and Murphy (1990) and Jessberger and Kockel (1993), identifying the failure on the stress-strain curve of waste is very difficult. Several authors (Landva and Clark, 1986, Del Greco and Oggeri, 1993, Jessberger and Kockel, 1993, Zekkos et al., 2006) investigated the shear strength of waste and showed that the cohesion c and the friction angle Φ may vary considerably for waste. Table B-6 shows this significant scatter, with c ranging from 0 to 85.9 kPa and Φ from 0° to 53°.

Three ranges of c and Φ can be identified: The first set of ranges covers high cohesion (25–100 kPa) and low friction angle (0° to 10°). The second set of ranges is the opposite with low cohesion (0–10 kPa) and high friction angle (25°–40°). The last set of ranges covers the intermediate values. This study uses the second set of ranges because it seems to be most common, based on our experience.

Furthermore, the variation in the shear strength of waste over time can vary considerably from one site to another. This variation depends on several factors, such as composition (plastic, fines, etc.), compaction effort, moisture conditions, age (e.g., degradation), etc. The shear strength (friction and/or cohesion) of waste can increase with time (Carucci et al., 1991, Zhan et al., 2008) presumably as a result of densification. However, the degradation over time can also lower the shear strength of the waste (Turczynski, 1988, Jessberger and Kockel, 1993, Kölsch, 1993, Bray et al., 2009, Varga, 2012).

Since waste placement conditions of old landfills are generally not fully known, a safe-based approach was considered, in which both c and Φ decrease with time. It was also assumed that a modern compaction plant is more efficient than in the past and provides for closer waste fiber intertwining than in the past. A linear decrease of c and Φ over time (with depth) as shown in Figure B-17 was thus considered in this study.

Table B-6. Various published values of the cohesion and friction angle of waste.

c (kPa)	Φ (°)	Comments	References
0	24-42	Small triaxial test (TT)	Stoll (1971)
10 - 23	24-42	Direct shear test (DST) on several samples from landfills in Canada	Landva and Clark (1986)
0	39-53	DST at 10% of tangential displacement	Siegel et al. (1990)
10	25	Retrospective analysis (RA), trench in waste mass	Cowland et al. (1993)
2-3	15-20	Large TT at 10%-15% of axial strain	Grisolia et al. (1995a)
24	0	RA, normal stress <30 kPa	Kavazanjian et al. (1995)
0	30	RA, normal stress >30 kPa	
0-28	20-39	Not available	Gabr and Valero (1995)
25	35	Large DST + RA of four slope failures	Eid et al. (2000)
27	42	DST	Edincliler et al. (1996)
39.2	29	At natural moisture content and 20% strain	Vilar and Carvalho (2002)
60.7	23	Saturated sample at 20% strain	
67	23	Large DST	Caicedo et al. (2002)
2.5-4	21-36	DST	Mahler and De Lamare Netto (2003)
9-14	20-29	DST and large TT	Harris et al. (2006)
0	36-41	TT at confining pressure of 200 kPa	Zekkos et al. (2006)
0	35-37	Large TT	Zwanenburg et al. (2007)
0-8.4	35-47	Large TT	Singh et al. (2009)
0-85.9	2.4-34.1	DST at 10% strain on a waste aged 5 to 8 years from a site in France	Ecogeos (2011)

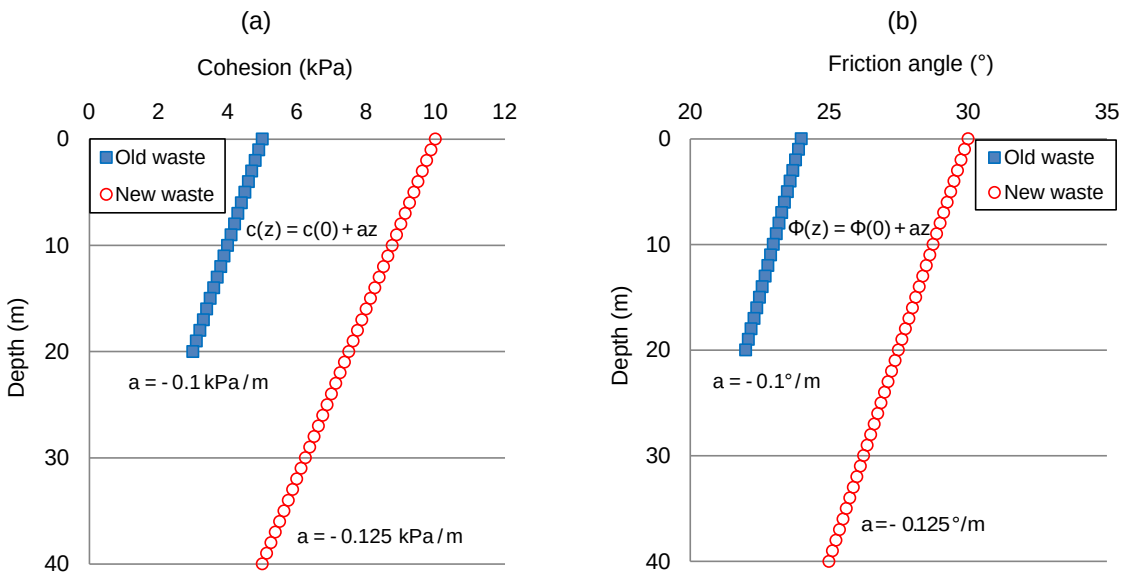


Figure B-17. Depth as a function of (a) cohesion and (b) friction angle for new waste and old waste used in this study.

3.2 Mechanical properties of soil

The unit weight of soil generally ranges from 12 to 23 kN/m3 depending on the level of consolidation, organic content, etc. (Linsley et al., 1982, Murthy, 2002). The analysis described herein uses a typical unit weight of 18 kN/m3 for all soil materials.

For the elastic parameters, the clay substratum should be stiff, as indicated by a Young's modulus of 50 MPa, which was the value used by Jones and Dixon (2005) and Zamara et al. (2014) to model a hard clay substratum. A Young's modulus of 20 MPa is used for the sand layer on top of the existing waste cell, which is the minimum required by the French technical guide GTR 92 for compacted subgrade. A Poisson's ratio of 0.3 typical of normally consolidated soils is assigned to all soil materials. Moreover, because we assume a long-term analysis, a cohesion of 5 kPa and a friction angle of 28° are assigned to the clay. However, the sand subgrade is assumed to have a friction angle of 35° without cohesion. Table B-7 summarizes the properties of the waste and soil material.

Table B-7. Summary of the material properties used in this study.

MATERIALS PROPERTIES					
Type	γ (kN/m^3)	E (MPa)	ν	c (kPa)	Φ (°)
New waste	9.0 to 12.6	0.5 to 1.0	0.2 to 0.3	10.0 to 5.0	30.0 to 25.0
Old waste	10.0 to 12.8	1.0 to 1.2	0.3 to 0.4	5.0 to 3.0	24.0 to 22.0
Subgrade layer	18	20	0.3	0	35
Clay substratum		50		5	28

3.3 Mechanical properties of geosynthetics

The tensile characteristics of several GSY products were assessed according to the standard NF EN ISO 10319 (AFNOR, 2015) for the GTX, GCL, and GGR and according to the standard NF EN 12311-2 (AFNOR, 2013) for the GMB. For the GMB, for example, uniaxial tensile tests were made on five different 2-mm-thick high-density polyethylene (HDPE) GMBs and on two 1.0-, 1.2-, and 1.5-mm-thick polypropylene (PP) GMBs (GMB a to GMB h; see Figure B-18a) at the research and technology platform at the National Research Institute of Science and Technology for the Environment and Agriculture, France. For numerical modelling, the tensile secant modulus E_ε of the GSY at strain ε is calculated herein as the ratio of the GSY axial stiffness J_ε to the GSY thickness e by using Equation 2

$$E_\varepsilon = \frac{T_\varepsilon}{e.\varepsilon} = \frac{J_\varepsilon}{e} \qquad \text{Equation 2}$$

where

E_ε : Tensile secant modulus at strain ε ;

T_ε :Tensile force on the tensile curve at strain ε ;

J_ε : Secant stiffness at strain ε on the tensile curve;

e : Nominal thickness of the GSY.

The results of the tensile tests show that the axial stiffness and thus the modulus of the GSY are nonlinear. For example, the tensile secant modulus of the HDPE GMB could decrease by a factor of five in going from 2% to 10% strain, as can be seen in Figure B-19a.

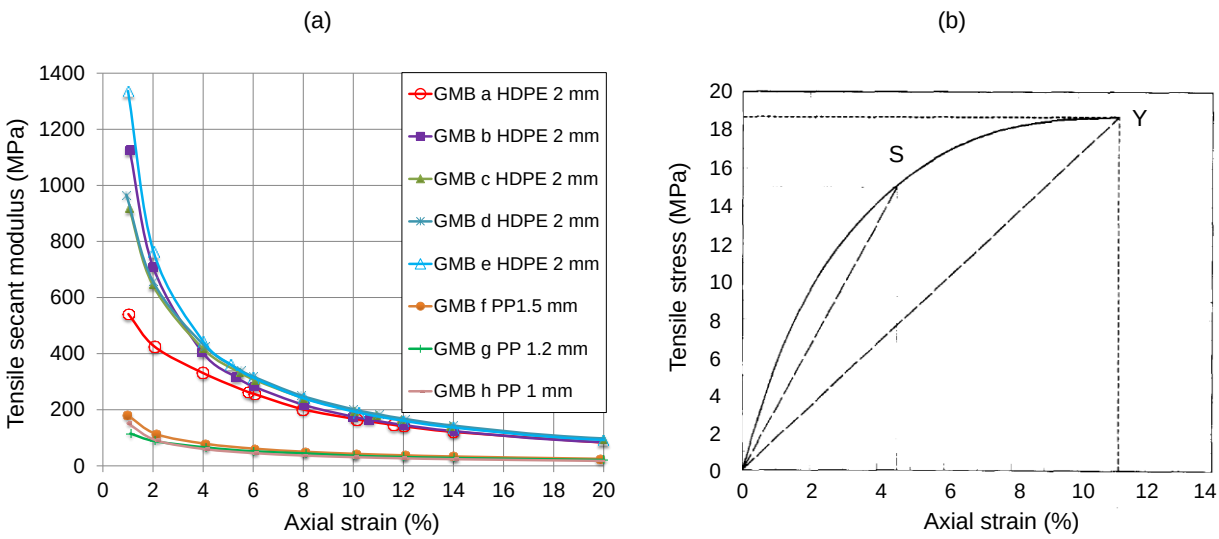


Figure B-18. (a) Tensile secant modulus as a function of the axial strain for several GMBs. (b) Initial portion of typical stress-strain curve for HDPE GMB from the origin to the yield peak (Y). The letter "S" indicates the secant line (Giroud, 1994).

Giroud (1994) also showed that the initial portion of the stress-strain curve of HDPE GMB is nonlinear (Figure B-18b) and highlighted that a tensile secant modulus at 2% can be 3.5 times

greater than the tensile secant modulus at the yield peak (generally 10% to 12%). This nonlinear behavior of GMBs could be due to their polymeric nature (HDPE, PP) and the way in which they are manufactured. In fact, when a GMB is submitted to a tensile force, a material reorganization may occur, accompanied by a change of the mass per unit area of the fabric. This partial restructuration leads to a change of the axial resistance as strain increases, and thus of the stiffness. For the GTX, GGR, and GCL, the change in axial stiffness is also due to their arrangement and fiber reorganization. Thus, imposing a constant stiffness in numerical modelling may lead to an overestimation or underestimation of the calculated strains. Herein, we allow the GSY modulus to evolve with strain as per the results of tensile tests. For this purpose, a fourth FISH function was developed to update the modulus when a level of strain is reached. Between 0% and 1%, however, a single value was used for the modulus (see Figure B-19).

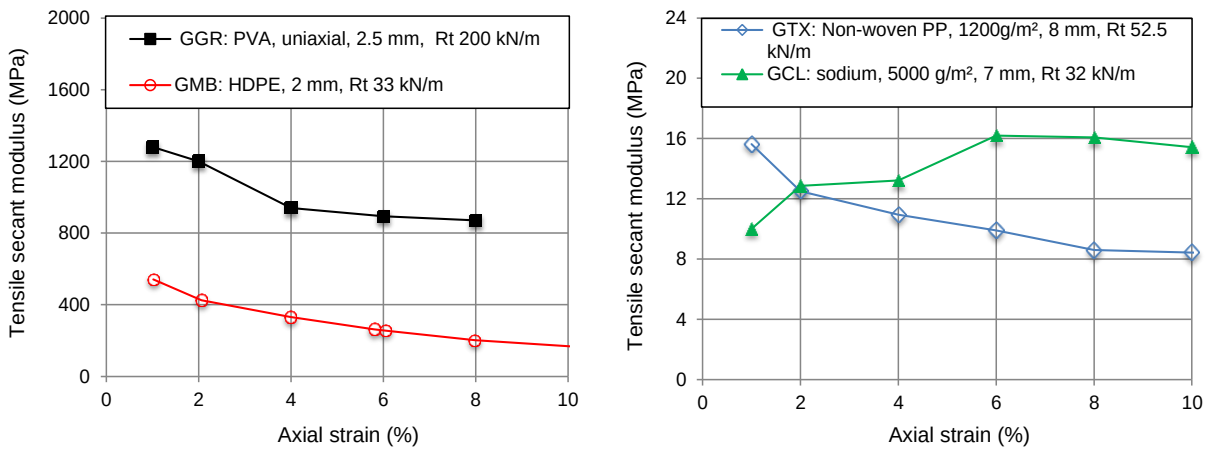


Figure B-19. Tensile secant modulus as a function of axial strain for geosynthetics used in this study.

Moreover, for safely analyses, we selected the following four GSYs with the lowest strength:

- an 8-mm-thick nonwoven PP GTX of 1200 g/m² with a tensile strength Rt = 52.5 kN/m at 100% strain;
- a 2-mm-thick HDPE GMB with Rt = 33 kN/m at 12% strain;
- a 7-mm-thick sodium GCL of 5000 g/m² with Rt = 32 kN/m at 38% strain;
- a 2.5-mm-thick uniaxial polyvinyl alcohol (PVA) GGR with Rt = 200 kN/m at 8% strain.

The profiles of the tensile secant modulus of the four GSYs are presented in Figure B-19 and Table B-8.

Table B-8. Summary of properties used in this study for geosynthetics.

GEOSYNTHETIC PROPERTIES			
Type	e (mm)	E at 1% strain (MPa)	E at 10% strain (MPa)
GTX	8	15.6	8.4
GMB	2	541.2	166.0
GCL	7	10.0	15.4
GGR	2.5	1280.0	870.0

3.4 Interface properties

The MC model is used for all interfaces. This model requires the following four parameters: shear stiffness κ_s, normal stiffness κ_n, cohesion c, and friction angle Φ.

3.4.1 Shear and normal interface stiffness

The shear stiffness κ_s defines the slope of the initial part of the curve of shear stress vs displacement and thus directly determines the shear displacements at the interfaces. According to Jones and Dixon (2005), most values of κ_s used to model GTX-GMB interfaces range from 2.4 to 3.8 MPa/m, so a typical value of 3 MPa/m is used herein. Wu et al. (2008) and Zamara et al. (2014) used very similar values for a GTX-soil interface (3.33 MPa/m) and a GTX-GMB interface (4.5 MPa/m), respectively. However, greater values may also be found in the literature, such as 15.9 MPa/m for a GTX-GMB interface (Sia and Dixon, 2012), 24.5 MPa/m for a GSY-GSY interface (Filz et al., 2001), and 49 MPa/m for a GGR-soil interface (Sitharam et al., 2006). Furthermore, Fowmes (2007) conducted a parametric study on the shear stiffness of a textured GMB–nonwoven-GTX interface and showed that a κ_s = 10 MPa leads to a proper stress vs displacement curve.

For the normal stiffness κ_n, an arbitrarily large value is $10\kappa_s$, which is often considered to avoid interpenetration of the nodes during computation.

The present study uses the Itasca (2005) recommendation, which is described in Figure B-20.

According to Itasca (2005), a good rule of thumb is to use a maximum κ_s and κ_n of $10\kappa_{eq}$, with κ_{eq} given by Equation 3:

$$\kappa_{eq} = \max \frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{min}} \qquad \text{Equation 3}$$

where

κ_{eq}: Apparent and equivalent stiffness;

K and G: Bulk and shear moduli, respectively, of the adjoining zone;

Δz_{min}: Smallest width of an adjoining zone in the normal direction.

Setting K_s and K_n to ten times the soft-side stiffness ensures that the interfaces will minimally influence the system compliance. As per this procedure, we use an initial value of $K_s = 10$ MPa/m, following the Fowmes (2007) parametric study. In the Itasca (2005) procedure, an initial value $K_s < 10 K_{eq}$ can be used; otherwise, K_s should be limited to $10 K_{eq}$ because a large K_s increases the computation time without significantly affecting the results. In the case study, because $K_s = 10$ MPa/m is less than the calculated $10 K_{eq}$ at all interfaces, we use $K_s = 10$ MPa/m at all interfaces. Finally, K_n has been set to $10 K_s$ to avoid node interpenetration.

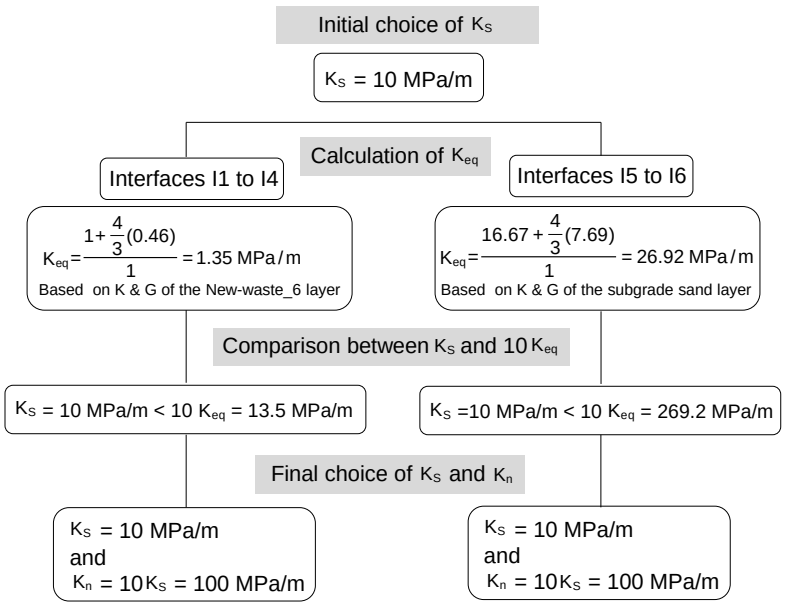


Figure B-20. Procedure recommended by Itasca for the choosing between shear and normal interface stiffness.

3.4.2 Cohesion and friction angle

The cohesion c and friction angle Φ of GSY interfaces depend on several factors, such as the type of interface (textured, smooth, etc.), the moisture content (wet or dry), the confining pressure, and the shear displacement rate (Criley and Saint John, 1997, Koerner and Koerner, 2001, Stoewahse et al., 2002, McCartney et al., 2004). Table B-9, which summarizes 35 c-Φ pairs at the peak and at large displacements (residual), shows that the shear strength of GSY interfaces is generally low. The nonwoven-GTX–GMB interface exhibits the smallest shear strength, with a residual friction angle often below 10°.

Table B-9. Various published values of cohesion and friction angle of interfaces involving geosynthetics.

Interface type	c_{peak} (kPa)	Φ_{peak} (°)	c_{res} (kPa)	Φ_{res} (°)	Comments	References
GTX-GMB dry	NA	12.5	NA	9	NA	Seed et al. (1988)
GTX-GMB wet	NA	10.4	NA	8	NA	
GTX-GMB	NA	14	NA	12	NA	Byrne et al. (1992)
GTX-GMB	0	8.5	0	6	Torsional ring shear test (TRST)	Stark and Poeppel (1994)
GTX-GMB	1.4	11	NA		Direct shear test (DST) : 0.3 m × 0.3 m	Reddy et al. (1996)
GTX-GMB	NA		0	12	DS : 0.3 m × 0.3 m and large displacement (LD) = 2 mm	Villard et al. (1999)
GTX-GMB dry HDPE	0	7.76	0	7.41	DST: 0.3 m × 0.3 m LD = 50 mm	Bergado et al. (2006)
GTX-GMB wet HDPE	0	9.46	0	8.96		
GTX-GMB LLDPE	8.2 1	27.5 29	5.6 2	16.5 18.8	DST: 0.3 m × 0.3 m and under σ = 10, 30 and 50 kPa and LD = 80 mm	Fowmes et al. (2008)
GTX-GMB HDPE	0.4	11.7	0.4	9		
GTX-GMB	NA		5	12.8	DST: 0.3 m × 0.3 m and under σ = 50, 100 et 200 kPa and LD = 90 – 100 mm	Chen et al. (2010), Chen et al. (2011)
GTX-GMB textured dry	2.3	19.9	1.4	13.3	DST under σ = 10, 25, 50, 100 and 200 kPa	Zamara et al. (2014)
GTX-GMB textured wet	4	20.8	2.9	14.7		
GTX-GMB textured	12	30	NA		DST: 0.3 m × 0.3 m	Reddy et al. (1996)
GTX-GMB textured HDPE	NA	32	NA	13	TRS under σ = 50 to 280 kPa	Stark et al. (1996)
GTX-GMB textured	3.2	24.5	2.5	12.8	DST: 0.3 m × 0.3 m under σ = 25, 50, 100 and 200 kPa and LD = 9.3 to100 mm	Jones and Dixon (2005)
GTX-GMB textured	8	29.4	5.4	18.7	DST: 0.3 m × 0.3 m under σ = 10, 30 and 50 kPa and LD = 80 mm	Fowmes et al. (2008)
GTX-GMB textured HDPE	NA	18.9-34.8	NA	15-18.4	TRST under σ = 50 to 300 kPa	Effendi (2011)
GMB-GCL wet	0	6.49	0	6.49	DST: 0.3 m × 0.3 m LD = 50 mm	Bergado et al. (2006)
GMB-GCL dry	0	8.93	0	8.93		
GMB-GCL	NA		11.4	23.6	DST: 0.3 m × 0.3 m under σ = 50, 100 and 200 kPa and LD = 90 – 100 mm	Chen et al. (2011)
GMB-GCL wet	0	20.9	5	9.3		
GMB-GCL dry	0	24.4	0	16.9		
GMB-Clay	NA		0	9	DST : 0.3 m × 0.3 m and LD = 2 mm	Villard et al. (1999)
GMB-Clay undrained	31.1	7.6	3.2	25.1	DST under σ = 10, 25, 50, 100 and 200 kPa	Zamara et al. (2014)
GMB-Clay drained	8	22	8	22		

Interface type	c_{peak} (kPa)	Φ_{peak} (°)	c_{res} (kPa)	Φ_{res} (°)	Comments	References
Granular soil-GTX	NA		0	29	DST: 0.3 m × 0.3 m and LD = 2 mm	Villard et al. (1999)
GTX-waste	4.4	29.9	3.3	29.8	DST : 0.3 m × 0.3 m under σ = 10, 30 and 50 kPa and LD = 80 mm	Fowmes et al. (2008)
Sand-GTX dry Sand-GTX wet Waste-Sand	6.3 3.2 5	29.9 29.9 20	1.8 1.3 5	29.6 29.6 20	DST under σ = 10, 25, 50, 100 and 200 kPa	Zamara et al. (2014)
GGR-Aggregates	0	48	NA		DST under σ = 3470, 5860 and 10580 lb	Bakeer et al. (1998)
GGR–Crushed rock		31-54	NA		DST: 0.3 m × 0.3 m under σ = 50. 100 and 150 kPa	Baykal and Dadasbilge (2008)
GGR-Sand		34.9-36	NA		Large plane strain compression 0.56 m × 0.56 m × 0.45 m	Liu et al. (2014)
GGR-Expanded clay	4.3	39	0.7	32	DST: 0.3 m × 0.3 m under σ = 13.8, 27.6, and 41.34 kPa	Yuan (2002)

NA: Not available.

For this study, all interfaces are assumed to be wet because of the leachate and the surrounding moisture. Thus, zero cohesion is assigned to all interfaces because the GSY interfaces are assumed to have zero shear resistance when there is no confining pressure. Concerning interfaces I1 and I4, a peak friction angle of 28° is used based on a gravel-sand friction angle of 35° and a coefficient of interaction (COI) of 0.75. The COI is given by

$$COI = \frac{\tan \Phi_{interface}}{\tan \Phi_{granular\ layer}} \qquad \text{Equation 4}$$

$COI =$ 0.75 is the lowest COI from among several GTX-granular sand interfaces (Myles, 1982). The friction angles of interfaces I2 and I3 are derived from the literature reviewed in Table B-9. For interfaces I5 and I6, a peak friction angle of 29° is assigned by assuming $COI =$ 0.8, which is consistent with pull-out tests (Bakeer et al., 1998, Yuan, 2002, Liu et al., 2014) and GSY technical data sheets. As discussed above, the strain-softening behavior of interfaces is also considered. A decrease in friction angle by 5° is assumed at all interfaces at 2 and 5 mm relative displacements for GSY-GSY and GSY-soil interfaces, respectively. The peak shear strength of interfaces involving GSYs is reached between 2 and 8 mm of displacement (Stark and Poeppel, 1994, Stark et al., 1996). The peak shear strength of the GSY-GSY interface is rapidly reached near 2 mm of displacement and that of the GSY-soil interface at about 5 mm of displacement (sometimes more). Figure B-21 shows the friction angle Φ as a function of interface displacement for the six interfaces. Table B-10 gives the values of all interface parameters used in the modelling.

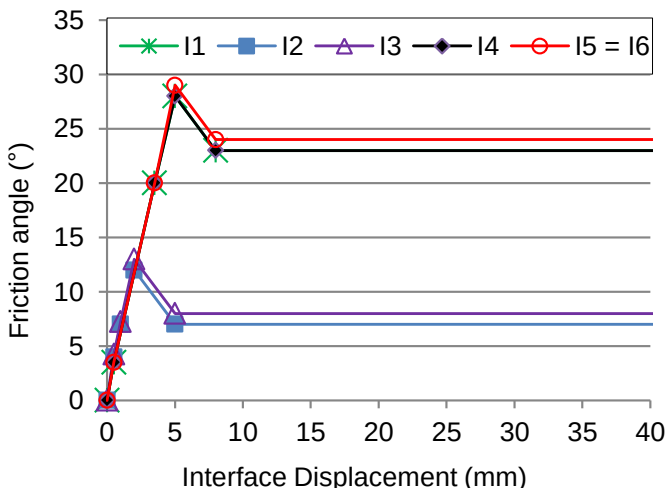


Figure B-21. Friction angle as a function of interface displacement for the six interfaces used in this study.

Table B-10. Summary of properties used in this study for interfaces

INTERFACE PROPERTIES					
Type	K_s (MPa/m)	K_n (MPa/m)	c (kPa)	Φ_{peak} (°)	Φ_{res} (°)
I1: New Waste-GTX*	10	100	0	28[a]	23
I2: GTX-GMB				12[b]	7
I3: GMB-GCL				13[b]	8
I4: GCL-Subgrade layer				28[a]	23
I5 and I6: GGR-Subgrade layer				29[a]	24

* The values mentioned correspond to the contact between a drainage gravel layer under new waste and the GTX.

[a]: reached at 5 mm of relative shear displacement

[b]: reached at 2 mm of relative shear displacement

4. Methodology

The differentiation between the compressive and tensile characteristics of GSYs was investigated by a series of simulations in which the ratio between the tensile modulus (E_tract) and the compressive modulus (E_comp) was decreased. Each simulation is done on the GMB which is the main component of the lining system. To better compare the force, we use the peak friction angle because it leads to overall higher forces within the GMB. The parametric study was done with ten values of E_comp and a compressive strength of zero (Rc = 0 kN). The 10 moduli measured correspond to E_comp = E_tract/X with X varying from 1 to 1000. One simulation was done with E_comp = 0 MPa; for this case, the value 0.1 was used for E_comp instead of 0 to avoid numerical errors and instabilities. A FISH function was

developed to change the compressive modulus E_comp when strain becomes compressive. The behavior of the simulated cases is presented schematically in Figure B-22.
The analysis consists of comparing the axial compressive and tensile forces calculated within the GMB for each case investigated. Furthermore, to emphasize the main differences that could result when using a constant friction angle and the strain-softening behavior, three cases are simulated. These three cases correspond to a constant peak-friction angle (12°; see Table B10), a constant residual-friction angle (7°; see Table B10), and a friction angle that evolves with the interface displacement (strain softening; see Figure B-21). For the strain-softening behavior, updated version of the FISH code developed by Fowmes (2007) and used by Sia and Dixon (2012) and Zamara et al. (2014) was used. This code was modified and optimized to improve the computing speed. The differences between the three cases given above are analyzed in terms of interface shear displacement, shear stress, and also the force or strain within the GMB.

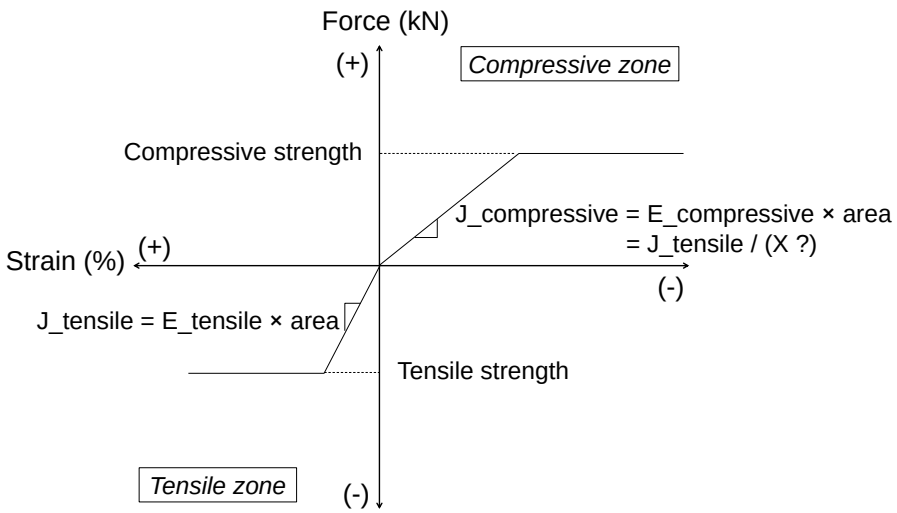


Figure B-22. Diagram showing characteristics of GSY in force-strain parameter space.

5. Results and discussion of numerical simulations

5.1 Differentiation between compressive and tensile characteristics of geosynthetics

Figure B-23 shows the axial tensile and compressive forces calculated for the GMB for each of the ten moduli and for zero compressive strength at two backfilling levels (H = 20 m and 40 m). From this figure, the tensile forces are seen to be nonlinear in E_comp. Moreover, the lowest tensile forces (33.1 kN at H = 40 m) correspond to the two cases E_comp = E_tract and R_comp = 0; they are thus the least-safe cases. At H = 40 m, the difference between these cases and the others reaches 13.9% (≈33 kN versus ~38 kN). The maximum simulated tensile forces are 6.7 kN and 38.4 kN which are reached at H = 20 m and H = 40 m, respectively. They correspond to the cases E_comp = E_tract/100 and E_comp = E_tract/500. Furthermore, for E_comp ranging from 0 to E_tract/50, no other obvious difference appears between the computed tensile force and compressive force.

The decrease in E_comp logically results in a decrease in the calculated compressive forces. Thus, the maximum of the compressive force always occurs for E_comp = E_tract. The minimum compressive force always occurs for R_comp = 0, which systematically gives a calculated compressive force of zero. Moreover, note that, from E_comp = E_tract/2 onwards, the calculated compressive forces decrease sharply below 1 kN when E_comp ≤ E_tract/50.
Therefore, if we assume that GSYs cannot sustain compressive force (or very little) and to account for possible GSY wrinkles, choosing the safest approach (i.e., maximizing the tensile forces) is preferable. Thus, the results of this study indicate that E_comp ≤ E_tract/50 should be used for modelling the difference between the compressive and tensile behavior of GSYs.
Based on this discussion, a compressive modulus E_comp = E_tract/100 appears to be appropriate. Thus, for the comparative study presented in Section 5.2, the compressive modulus of all GSYs is set to one hundredth of their tensile moduli.

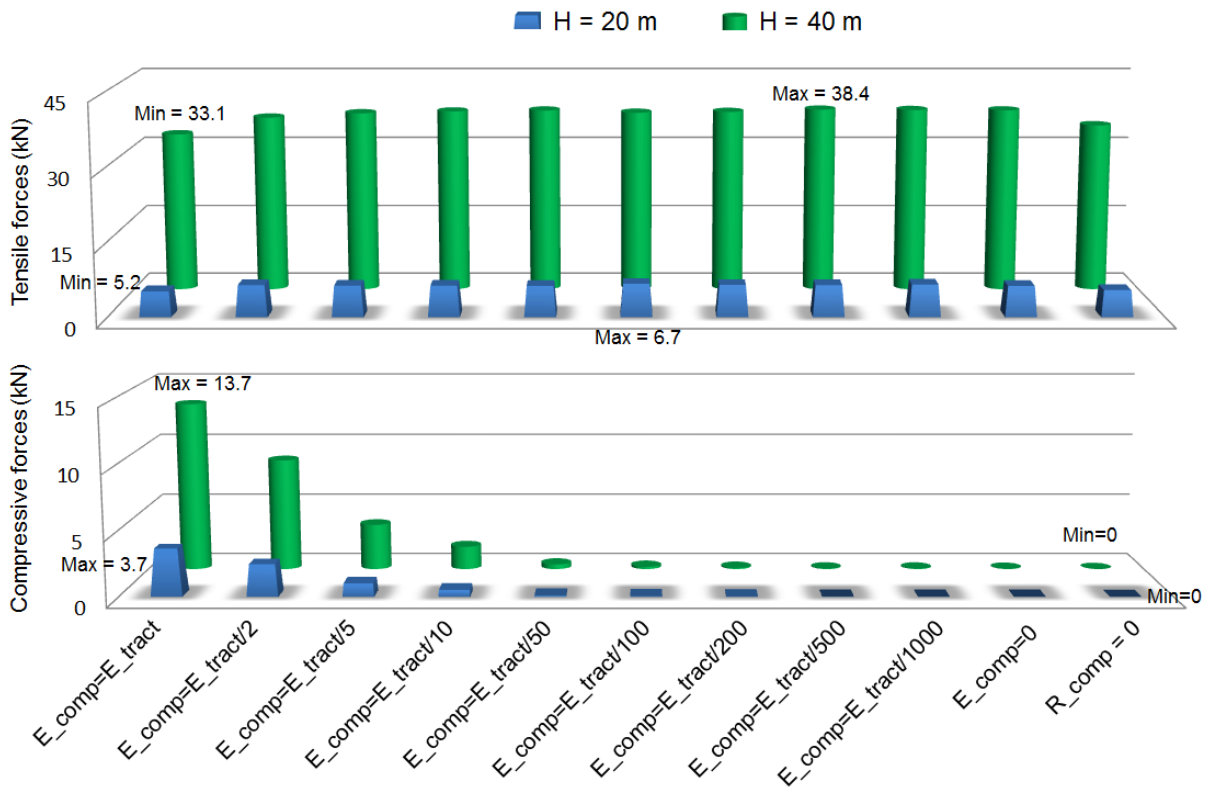


Figure B-23. Simulation results for tensile and compressive forces in GMB for the 11 cases investigated in this study.

5.2 Use of strain softening at interface between GSYs

Figure B-24 to Figure B-27 compare the main results of the three simulations (i.e., peak-friction angle, residual-friction angle, and strain softening) described in Section 4. Figure B-24a shows how the friction angle, which is related to the shear strength, varies along interface I2 for a height of backfilling H = 20 m. At H = 40 m, the residual value is reached along I2 and I3 and excessive displacements larger than 3 m are calculated. At this stage of backfilling, the computed shear displacements are unrealistic because an instability (safety

factor <1) is observed. The FLAC calculation cannot converge when failure is reached, which leads to unrealistic calculated displacements.

Focusing on H = 20 m, Figure B-24a shows that the friction angle remains constant at 12° and 7° for the peak and residual cases, respectively. When the friction angle is held constant at the peak or residual value, the shear strength of the interface remains constant regardless of the shear stress and displacement. On the contrary, when using strain softening, the friction angle varies along interface I2 and depends on shear displacement. This variation allows the assessment of unstable areas along the interface where large displacements occur. For example, along the slope (between X = 98 m and X = 162 m) and the right-most 64 m of the lower flat area, the friction angle reaches the residual value (Ø = 7°) because of large displacements. Consequently, shear displacements (Figure B-24b) are greater in these zones with a maximum total displacement of 154 cm occurring at the slope and 46 cm at the right-most part of the lower flat area. This high value (154 cm) of shear displacements along interface I2 (GTX-GMB) is associated with a strain level of 15.9% in the GTX around the anchor point.

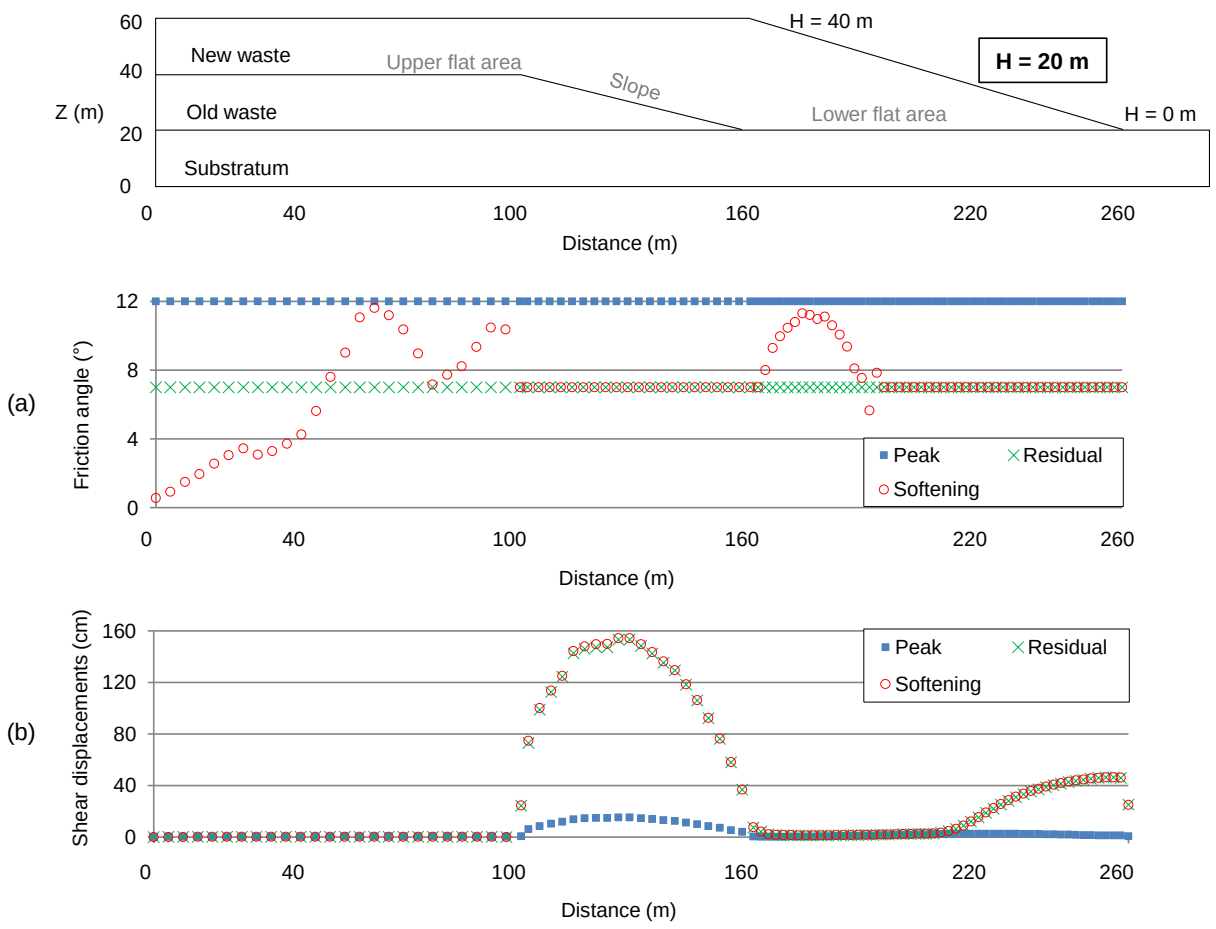


Figure B-24. (a) Friction angle as a function of distance along interface I2 for H = 20 m. (b) Shear displacement as a function of distance along interface I2 for H = 20 m.

Note that the results of the residual case are quite similar to those of the strain-softening case for the configurations considered in this study. We attribute this similarity to the fact that, at this stage (H = 20 m), the large shear displacements occur rapidly along a significant portion

of interface I2. This pattern was confirmed by Fowmes et al. (2005), who showed that, when large displacements occur rapidly, the peak friction and the shape of the strain-softening curve have no major impact on the interface behavior, which depends mainly on the residual-friction angle. For the case of peak friction, interface I2 does not move significantly when the shear displacements are limited to 15 cm. This result is due to the greater shear strength of the interface, which can therefore bear more shear stress.

To complete this analysis, the study of Filz et al. (2001) on the Kettleman Hills landfill proves useful because it concerns the case where the interface GTX-GMB failure is progressive and slow. The authors analyzed the effect of the use of the peak-friction angle (11°), the residual-friction angle (6.5°), and the strain softening on the calculated safety factor. The authors showed that the use of the peak-friction angle leads to a 10% underestimate (24.7 m instead of 27.4 m) of the real failure height (27.4 m) while the use of the residual-friction angle leads to a 35% overestimate (36.9 m instead of 27.4 m) of this failure height. The use of the strain-softening behavior however, leads to an accurate description (27.1 m instead of 27.4 m) of the observed failure height with an accuracy of 99% (ratio between the calculated failure height and the observed one).

Figure B-25a and Figure B-27a show the mobilized shear stress along I2 for H = 20 m and H = 40 m, respectively. These results show that applying the peak-friction-angle approach generally leads to more shear stress because of the larger shear strength. For example for H = 20 m, along the slope (except for the corner at X = 160 m), the shear stress increases up to 37 kPa (75 kPa for H = 40 m) when using the peak-friction-angle whereas it increases to 26 kPa (48 kPa for H = 40 m) when using the residual-friction-angle and strain softening. These calculated shear stresses are due to the overlying waste mass that slips along the slope.

For H = 20 m, the shear stress decreases sharply from almost 40 kPa to less than 5 kPa at the corner (X = 160 m) when using the peak-friction angle. With increasing distance, the shear stress remains less than 5 kPa at the beginning of the lower flat area (from 160 to 180 m) and then increases to 18 kPa at about 220 m. This sharp decrease in shear stress near 160 m can be explained by the fact that interface I2 has high shear strength and so can withstand the shear stress along the upper part of the slope, with the result being a lack of shear stress at the corner at 160 m. For H = 40 m, the shear stress is maintained at a constant level around 75 kPa because of the additional load above H = 20 m. However, when using the residual-friction angle or strain softening, sharp spikes to 68 and 275 kPa for H = 20 m and H = 40 m, respectively, occur in the shear stress at the corner (160 m). For these cases, interface I2 has low shear strength and cannot withstand all the shear stress along the slope from 100 to 160 m, resulting in significant shear stress being concentrated at the corner (shear stress report).

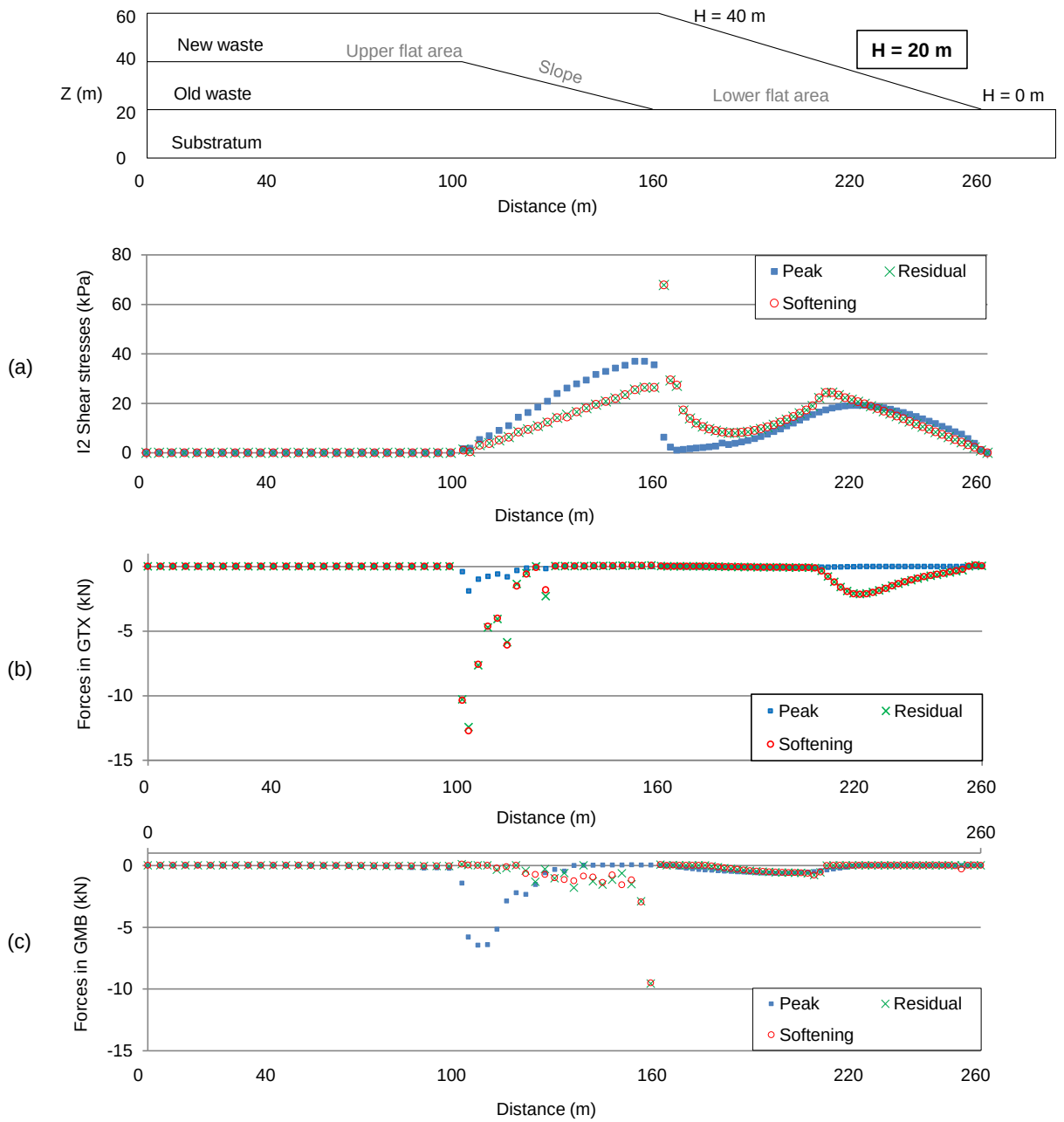


Figure B-25. (a) Shear stress as a function of distance along interface I2 (GTX-GMB) for H = 20 m. (b) Axial force as a function of distance in the geotextile (GTX) for H = 20 m. (c) Axial force as a function of distance in geomembrane (GMB) for H = 20 m.

Focusing now on the tensile forces in the GTX at H = 20m as shown in Figure B-25b, the main zone subjected to tensile forces appears to be at the top slope (in the following analysis, we use the sign convention whereby negative forces are tensile forces). The GTX slips along the GMB and, because the GTX is anchored at the top slope, it lengthens due to the tensile force that accumulates around the anchorage point. Therefore, high shear displacements along interface I2 will cause significant tensile force to be exerted in the GTX. This is why using the peak-friction angle leads to limited tensile force (less than −2 kN) in the GTX whereas this tensile force reaches −13 kN when using the residual-friction angle or for the strain-softening case; a difference of 550%. In all cases for H = 20 m, this tensile force remains less than the GTX tensile strength (−52.5 kN/m, see Section 3.3). However, for H = 40 m, the tensile force

presented in Figure B-27b exceeds the tensile strength of the GTX along almost all the slope (from 100 to 136 m) and the first part of the lower flat area (from 160 to 180 m); hence, this would lead to tearing of the GTX because it would slide at the interface between the GTX and the GMB (I2). Furthermore, upon analyzing, Figure B-25c, which shows the spatial distribution of the axial forces in the GMB at H = 20 m, the increase in the mobilized shear stress at the corner at 160 m seems to lead to a large axial tensile force of about −10 kN. Moreover, when using the peak-friction angle, the main zone subjected to tensile force appears to be at the top of the slope (at about 110 m, which is similar to the situation for the GTX), whereas, when using the residual-friction angle or softening, the zone subjected to tensile force spreads all along the downward slope (130 to 160 m) before increasing at the corner (160 m), as already discussed. These differences are probably due to the fact that a more-stable I2 interface (i.e., good adherence between the GTX and the GMB) translates into more stress modes in the GTX (Figure B-25b) being transmitted into the GMB. In fact, a large friction angle (i.e., good shear strength) means the slippery overlying waste mass is retained because of significant force around the anchor point, whereas a small friction angle tends to facilitate movement of the overlying waste toward the foot of the slope (i.e., the corner at 160 m) where the shear stress is greater.

Along the slope (except at the corner), the tensile force calculated in the GMB is less than −3 kN when using the residual-friction angle or strain softening, whereas the tensile force reaches −6 kN when using the peak-friction angle; a difference of 100%. Whatever the case, the tensile force in the GMB is not sufficient to tear the GMB because the GMB tensile strength is −33 kN (see Section 3.3). It is essential to note that the low values of the tensile force in the GMB calculated when using the residual-friction angle or strain softening are also related to the friction angle, and thus to relative shear displacements of the interface I3 (GMB-GCL) beneath the GMB. The distribution of the friction angle and the relative shear displacements as a function of distance are presented in Figure B-26a and Figure B-26b for both I2 (GTX-GMB) and I3, respectively. Due to the fact that the friction angle of I3 is higher than the friction angle of interface I2 along the slope and the lower flat area, the relative shear displacements of I3 (sliding of GMB along GCL) are limited to less than 10 cm while the relative shear displacements of I2 (sliding of GTX along GMB) reach 154 cm. Therefore, the GMB does not slide significantly on the GCL and hence it does not lengthen significantly. For this reason a low value of tensile force, less than −6 kN, is calculated in the GMB.
Finally, increasing the height of backfilling to H = 40 m leads to high tensile forces in the GMB as shown in Figure B-27c. The tensile forces are essentially located at the slope top around the anchorage point. The tensile forces reach almost −30 kN for the residual and strain softening cases and exceed the tensile strength of the GMB (−33 kN) when using the peak friction.

Because the properties of the GSY interfaces evolve as a function of backfilling and thus with interface displacement, simplifying this strain-softening behavior by using a constant peak- or residual-friction angle could alter the magnitude and distribution of the interface shear displacement and shear stress, force, and strain in the GSY layers. Choosing the proper interface behavior is thus crucial. With the use of the strain-softening behavior, obtaining

reliable results from the numerical simulation is possible, and such an approach would also add the possibility of detecting interface areas where instabilities may occur (i.e., large shear displacement when residual-friction angle is attained).

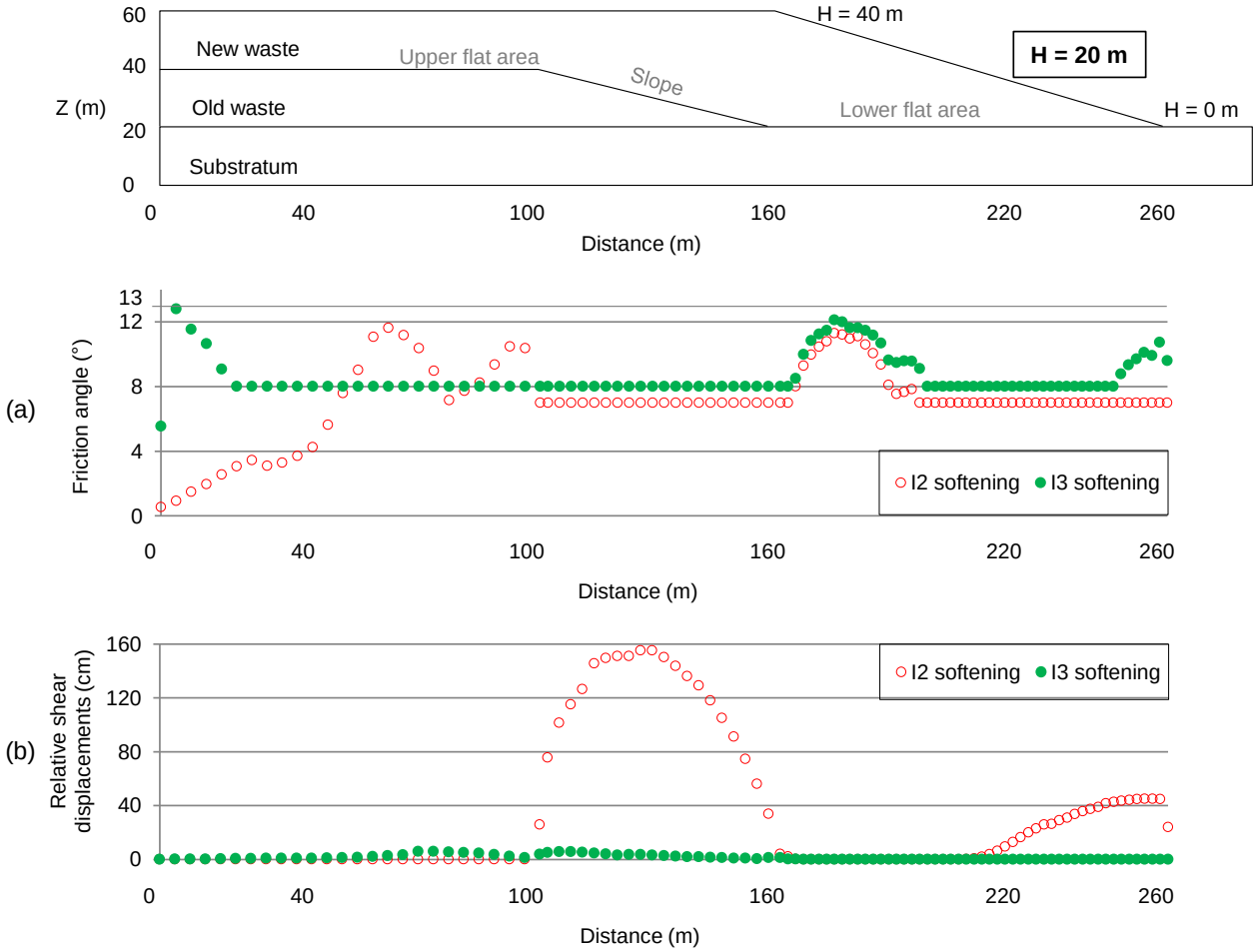


Figure B-26. Comparison of I2 and I3: (a) Friction angle as a function of distance along interface I2 (GTX-GMB) and interface I3 (GMB-GCL) for H = 20 m. (b) Relative shear displacements as a function of distance along interface I2 (GTX-GMB) and interface I3 (GMB-GCL) for H = 20 m.

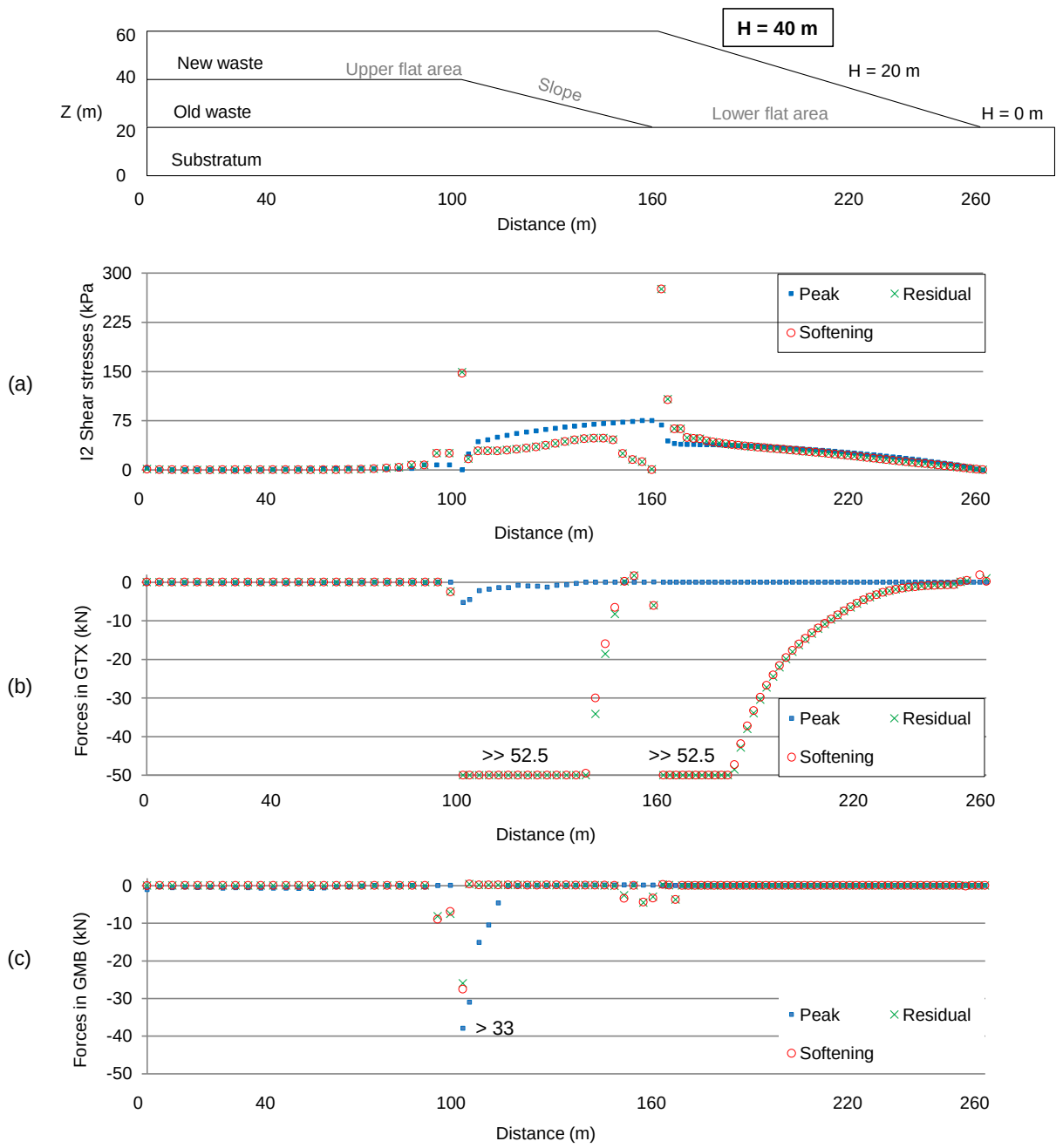


Figure B-27. (a) Shear stress as a function of distance along interface I2 (GTX-GMB) for H = 40 m. (b) Axial force as a function of distance in the geotextile (GTX) for H = 40 m. (c) Axial force as a function of distance in geomembrane (GMB) for H = 40 m.

6. Summary and conclusions

Numerical modelling techniques are increasingly used to assess the performance of engineering works involving multilayered geosynthetic (GSY) systems. The present work applies comprehensive, state-of-the-art numerical modelling to study the interactions between multiple layers of GSYs. The results reveal the consequences of the conventional assumptions made regarding the mechanical behavior of both the interfaces and the GSY. These simplifying assumptions involve the strain-softening behavior at GSY interfaces, the nonlinear stiffness of GSYs, and the difference between the compressive and tensile behavior

of GSY. To demonstrate that these aspects must be considered, we compare the results of several numerical models that we implemented with finite-difference software. The simulations were configured to represent a typical piggyback landfill expansion based on realistic landfill conditions. The modelled lining system includes four GSYs, which are, from top to bottom, a geotextile (GTX), a geomembrane (GMB), a geosynthetic clay liner (GCL), and a geogrid (GGR). The results of this study lead to the following conclusions:

(1) For the numerical modelling of GSY interaction, when the compressive and tensile characteristics of GSYs are assumed to be the same, the simulated tensile forces are minimized with respect to the case when compressive and tensile behavior is treated as different. Simulations indicate that this underestimation is associated with significant compressive force.

(2) Comparison of several simulations suggest that a compressive modulus two orders of magnitude less than the tensile modulus (E_comp = E_tract/100) is suitable to differentiate between GSY compressive and tensile behavior. This ratio corresponds to the safest approach (i.e., maximizing the tensile forces) either because the GSYs cannot sustain compressive force (or very little) or because it accounts for the possible wrinkles that may occur under compressive force and which is difficult to numerically model with current techniques.

(3) Choosing the peak-friction angle, residual-friction angle, or strain softening for the GSY interface may give different results for the distribution, the magnitude of the tensile force within the GSY system, and the shear stress and displacements at the interfaces. The results obtained herein indicate that high friction angles (i.e., peak) for the interface between GTX and GMB lead to an increasingly mobilized shear stress .For the low friction angle (i.e. residual), the shear stress along the slope is lower but there is a sharp increase at the slope corner. This increase is attributed to the fact that the GTX-GMB interface, which exhibits low shear strength, cannot withstand the shear stress that accumulates along the slope, so the shear stress transfers to the corner and is concentrated there (load transfer).

(4) Due to the fact that interface friction angles may change during construction, the use of the peak friction angle for interfaces may lead to an unsafe design while applying the residual parameters may lead to an unrealistically conservative design when shear displacement is progressive. Moreover, when large interface displacements occur, no distinct difference results from using the residual-friction angle versus using strain softening can be observed.

(5) The results of the numerical simulations also show that, when the GTX-GMB interface exhibits high shear strength, some aspects of the stress modes of the GTX are transmitted to the underlying GMB. Thus, when using a high friction angle (peak, for example), the main zone subjected to tensile force is the top slope for both the GTX and the GMB. For the low-interface shear strength (residual, for example), the main zone subjected to tensile force in the GMB is on the contrary the downward slope when the height of backfilling does not exceed the top slope altitude. Above this level of backfilling, the main zone

subjected to tensile force moves toward the top slope because of the additional load above the top slope.

(6) The results also show that the tensile force in the GTX is mainly due to the fact that it slips along the GMB. Because it is anchored at the top of the slope, it lengthens as tensile force accumulates around the anchorage point. Thus, a GTX-GMB interface with a low shear strength associated with high shear displacement would cause the tear of the GTX by excessive high tensile force.

(7) Finally in landfills, the tensile force developed in the GMB appears to be directly related both to the shear strength of the upper GTX-GMB interface and to the lower GMB-GCL interface. A high friction angle of the lower interface would help to limit the tensile force in the GMB while a high friction angle of the upper interface would increase the tensile force. The reverse of this observation is also true.

III. Principaux résultats

La section précédente a présenté les résultats de l'étude numérique spécifique réalisée sur un cas type d'extension mixte d'ISDND afin de montrer dans quelle mesure les résultats des simulations numériques sont influencés lorsque certains aspects clés du comportement mécanique des GSY et des interfaces ne sont pas pris en compte. Quelques-uns de ces résultats sont rappelés ici.

D'abord, il a été montré que lorsque les raideurs en traction et en compression des GSY ne sont pas différenciées, les simulations numériques aboutissent à de forts efforts de compression dans les GSY, ce qui conduit à une diminution des efforts de traction développés. Cette situation est donc non sécuritaire dans la mesure où elle sous-estime les efforts de traction. Afin de prendre en compte la différentiation du comportement en traction du comportement en compression, les simulations ont montré qu'un rapport de 100 entre le module en traction et le module en compression, permettait d'obtenir de faibles efforts de compression et des efforts de traction élevés ; ce qui va dans le sens de la sécurité. Ce rapport sera donc utilisé pour toutes les études de modélisation qui seront réalisées dans cette thèse.

Ensuite, il a été montré que la répartition des efforts de traction dans les GSY, des contraintes de cisaillement et des déplacements au niveau des interfaces dépend directement du modèle de comportement utilisé pour les interfaces. Ainsi, puisque la résistance au cisaillement des interfaces varie en fonction des déplacements, la prise en compte d'un angle de frottement constant pour décrire le comportement des interfaces peut conduire à des résultats imprécis.

Enfin, il a été mis en évidence que les modules sécants (et donc les raideurs) des GSY diminuent avec le niveau de déformation. Cette évolution est encore plus marquée pour les GMB PEHD qui sont utilisées en ISDND, ce qui conduit à une non-linéarité de leur comportement en traction. Ainsi, si l'évolution de la raideur des GSY avec la déformation n'est pas prise en compte, les tensions calculées dans les GSY peuvent être irréalistes. Puisque ces tensions influencent directement les interactions entre les différentes couches de GSY, les résultats obtenus au niveau à l'échelle du système GSY des BSA et BSP seront donc imprécis.

IV. Conclusions

Comme discuté dans le chapitre précédent, au-delà de la simple détermination du facteur de sécurité au glissement des extensions d'ISDND, il est important d'identifier et de comprendre les mécanismes de glissement et de déformation des systèmes GSY des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP). Puisque les méthodes analytiques à l'équilibre limite ne permettent pas de simuler les champs de contraintes/déformations au sein des matériaux étudiés, la modélisation numérique a été retenue pour cette étude. En effet, la modélisation numérique permet d'évaluer l'intégrité structurelle des différents éléments modélisés tout en prenant en compte la complexité de leurs comportements. Toutefois, la validité des résultats simulés dépend d'une part des hypothèses considérées pour la modélisation (nombre de GSY

et d'interfaces notamment) et de l'aptitude des lois de comportement prises en compte pour la modélisation du comportement des différents matériaux présents dans l'ouvrage modélisé.

Dans ce chapitre, les principes fondamentaux d'une Méthode Rationnelle de Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG) dans le contexte des extensions d'ISDND ont été présentés. Cette méthode est basée sur 5 critères essentiels pour la simulation du comportement mécanique des déchets, des GSY et des interfaces. Ce sont la modélisation du nombre réel de GSY et d'interfaces dans l'ouvrage (critère 1) ; la prise en compte du phasage de construction (remblaiement) et de l'évolution des propriétés mécaniques des déchets avec ce phasage (critère 2) ; la prise en compte du comportement radoucissant des interfaces c'est-à-dire l'évolution de la résistance au cisaillement avec les déplacements d'interface (critère 3) ; la différentiation entre le comportement en traction et le comportement en compression des GSY (critère 4) et enfin l'évolution de la raideur des GSY avec la déformation (critère 5).

Maintenant que les bases de la MeRaMoG sont posées, le chapitre VIII aura pour objectif d'identifier les mécanismes de glissement et de déformation des systèmes GSY des BSA et BSP des extensions d'ISDND. Pour ce faire, un cas type d'extension d'ISDND sera modélisé dans diverses configurations mécaniques et géométriques afin d'identifier dans un premier temps les facteurs influençant le plus la stabilité au glissement, les déformations des GSY et les glissements aux interfaces ; et dans un second temps, nous tenterons de déceler les signes d'amorces de l'instabilité et de mettre en évidence la manière dont cette instabilité, les déplacements d'interface et les déformations au sein des différentes couches de GSY se développent le long des BSA et BSP.

CHAPITRE VIII

MECANISMES DE GLISSEMENT ET DE DEFORMATION DES SYSTEMES GEOSYNTHETIQUES DES BARRIERES DE SECURITE DES EXTENSIONS D'ISDND : MODELISATION NUMERIQUE

I. Introduction

Dans le chapitre précédent, les principes fondamentaux d'une méthode rationnelle de modélisation des systèmes géosynthétiques (MeRaMoG) dans le contexte des extensions d'ISDND ont été définis. Ces principes ont été définis sur la base de 5 critères. Ces 5 critères sont la modélisation du nombre réel de géosynthétiques (GSY) et d'interfaces dans l'ouvrage (critère 1) ; la prise en compte du phasage de construction (remblaiement) et de l'évolution des propriétés mécaniques des déchets avec ce phasage (critère 2) ; la prise en compte du comportement radoucissant des interfaces c'est-à-dire l'évolution de la résistance au cisaillement avec les déplacements d'interface (critère 3) ; la différentiation entre le comportement en traction et le comportement en compression des GSY (critère 4) et enfin l'évolution de la raideur des GSY avec la déformation (critère 5).

Basé sur l'application de la MeRaMoG, ce chapitre a pour objectif de contribuer à la compréhension des mécanismes de glissement et de déformation des GSY au niveau des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP) des extensions d'ISDND. L'identification et la compréhension de ces mécanismes sont en effet essentielles pour l'optimisation de la conception des extensions d'ISDND.

Pour y parvenir, une série de simulations numériques par différences finies (FLAC 2D) portant sur un cas type d'extension d'ISDND ont été réalisées dans différentes configurations géométriques et mécaniques. Le cas d'étude est identique à celui retenu dans le chapitre précédent. Pour rappel, il s'agit d'une extension mixte dont le nouveau casier de 40 m de hauteur est construit en partie sur le sommet de l'ancien casier de 20 m de hauteur. L'autre partie du nouveau casier prend appui sur un substratum argileux supposé rigide. Les barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP) considérées sont constituées de bas en haut d'un géosynthétique bentonitique, d'une géomembrane et d'un géotextile de protection. Une couche de sol de 1 m d'épaisseur assimilée à une couche de support est modélisée sous les BSA et BSP. Enfin, une géogrille de renforcement installée au sein de la couche support a été considérée.

Pour mener à bien cette étude, l'influence de dix facteurs clés sur le comportement mécanique (déformations et déplacements) des systèmes GSY au niveau des BSA et BSP est étudiée dans un premier temps. Ce sont les pentes extérieures et intérieures du nouveau casier, la longueur latérale d'appui sur le substratum argileux, la présence d'une risberme au niveau du talus intérieur (BSA et BSP) du nouveau casier, la présence d'une digue de soutènement au pied du talus extérieur du nouveau casier, le type de géomembrane (lisse ou rugueuse), les niveaux de lixiviats dans l'ancien casier et dans le nouveau casier et enfin la raideur de la géogrille de renforcement. L'impact de ces facteurs est analysé en détails sur la base de la répartition et de l'amplitude des déformations des GSY, des contraintes de cisaillement et des déplacements tangentiels au niveau des interfaces.

Dans un second temps, la modélisation numérique permettra de déceler les conséquences engendrées par la construction du nouveau casier sur la stabilité au glissement, la déformée des BSA et BSP, les déformations au sein des différentes couches de GSY et les déplacements d'interfaces. Les mouvements verticaux (tassements) et horizontaux au sein des anciens déchets seront également analysés. Un phasage de remplissage du nouveau casier en 10 étapes a été considéré pour le nouveau casier.

Enfin, pour aller plus loin dans l'analyse, les zones de faiblesse de l'interface entre l'ancien et le nouveau casier, au niveau desquelles l'instabilité est initiée seront identifiées. Puis, nous nous intéresserons à la manière dont cette instabilité se développe et s'étend le long des différentes couches de GSY. Pour ce faire, un paramètre appelé ratio de stabilité noté R_S, est proposé. Ce paramètre assimilé à un facteur de sécurité local, permet d'analyser le développement progressif de l'instabilité.

Ces analyses numériques ont fait l'objet d'une publication scientifique dans la revue Geosynthetics International. Cette publication qui regroupe l'ensemble des résultats de cette étude numérique, est présentée dans la section suivante. A la fin de ce chapitre, les principaux résultats issus de cette publication seront rappelés.

II. Article n°3 : Use of numerical modeling to identify the key factors that control the interface failure and the deformation of geosynthetic lining systems

Référence de l'article : *Tano, B.F.G., Dias, D., Stoltz, G., Touze-Foltz, N., Olivier, F. (2016) GI939: Numerical modelling to identify key factors controlling interface behaviour of geosynthetic lining systems. Geosynthetics* International *(2016). Received 30-Apr-16, Revised 26-Jul-16 and Accepted 13-Aug-16.*

ABSTRACT

Geosynthetics have been extensively used in landfills as a lining system to prevent leachate infiltration into groundwater. In piggy-back landfill expansion (PBLE) consisting in building a new landfill over an existing one, a lining system is implemented between the old and new waste. In this context, interface failure (stability) and deformation (integrity) of the lining system should be considered for the design. Such stability and integrity mainly depend on the PBLE geometry and the mechanical properties of the geosynthetics. Comprehensive numerical modelling simulations were performed to show how these factors influence the shear stresses, shear displacements, translational stability and the axial strains/forces within the various geosynthetics. The numerical modelling was conducted using the finite difference code FLAC 2D, focusing on a typical PBLE and considering geosynthetic interface strain softening, the nonlinear stiffness of geosynthetics and the differentiation between the compressive and tensile behaviours of geosynthetics. The simulations showed that the lateral length of the PBLE, the type of geomembrane (textured or smooth) and the level of leachate

table in new waste are the factors that most influenced the mechanical behaviour of the lining system and stability.
Finally, a parameter called the stability ratio was proposed as a complement to the traditional factor of safety, to analyse the progressive slippage along the geosynthetic interfaces. The numerical results indicated that interface failure concurrently begins at the rightmost part of the PBLE lower flat area and near the corner of the inner slope before spreading out to the left as backfilling progresses.

Keywords: geosynthetics, numerical modelling, interface failure, shear stress, strain, piggy-back landfill.

Notations

Basic SI units are given in parentheses**.**

c	Cohesion (Pa)
e	Geosynthetic thickness (m)
E	Elastic modulus (Pa)
FS	Factor of safety against slope failure (dimensionless)
H	Height of the backfilling (m)
K_s	Interface shear stiffness (Pa/m)
K_n	Interface normal stiffness (Pa/m)
L	Lateral length of the piggy-back landfill (m)
Z	Level of the leachate table within waste (m)
R_S	Stability ratio (dimensionless)
R_t	Tensile strength of the geosynthetic (N/m)
T	Mobilized shear stress at interface (Pa)
γ	Unit weight (N/m^3)
ν	Poisson ratio (dimensionless)
$\emptyset$	Friction angle (deg)
$\emptyset_{peak}$	Peak friction angle (deg)
$\emptyset_{res}$	Residual friction angle (deg)
σ_n	Normal stress at interface (Pa)
τ	Interface shear strength (Pa)
$\tau_{I_2}^{textured}$	Shear strength of the interface between the geotextile and the textured geomembrane (Pa)
$\tau_{I_2}^{smooth}$	Shear strength of the interface between the geotextile and the smooth geomembrane (Pa)

ABBREVIATIONS

PBLE	Piggy-back landfill expansion
GGR	Geogrid

GMB	Geomembrane
GCL	Geosynthetic clay liner
GTX	Geotextile
MSE	Mechanically stabilized earth
PP	Polypropylene
HDPE	High-density polyethylene
PVA	Polyvinyl alcohol

1. Introduction

Over the past 50 years, geosynthetics, i.e. manufactured polymeric products, have been increasingly used as an alternative or in addition to natural materials (sand, clay and gravels) in engineering constructions. Geosynthetics exhibit several advantages such as the reduction of construction time and greenhouse gas emissions.

Among the numerous geosynthetic application areas, landfills are one of the most predominant. A lining system is often implemented on the bottom and side slopes of the landfill as a barrier to leachate infiltration into groundwater. This lining system is generally made of two or more different geosynthetics and hence incorporates several interfaces between the geosynthetic layers. Moreover, due to the scarcity of suitable sites to create new landfills, piggy-back landfill expansion (PBLE) involving the creation of new waste cells over existing ones, has become an attractive option because it allows landfills owners to increase waste storage capacity while using the existing operating infrastructures over a longer period. In PBLE, the new lining system, implemented between old and new waste, is often complemented by a geogrid (GGR) reinforcement. As described in a previous study (Tano et al., 2015a), four layers of geosynthetics are typically integrated into the new lining system: from top to bottom a geotextile (GTX), a geomembrane (GMB), a geosynthetic clay liner (GCL) and a GGR.

It can be noted that the designs of landfills have generally been successful since only few failures have been reported compared to the number of landfills. However, most of the reported failures such as the Kettleman Hills landfill (Stark and Poeppel, 1994, Filz et al., 2001), the Cincinnati, Ohio landfills (Huvaj-Sarihan and Stark, 2008) were due to geosynthetic interface failure. Indeed, interface failure, is considered to be the primary cause of instability in landfills (Koerner and Soong, 2000, Bergado et al., 2006). This is because lining system interfaces are potential sliding surfaces since they generally exhibit low shear strength. This interface shear strength has been discussed by numerous authors (Girard et al., 1990, Stark et al., 1996, Izgin and Wasti, 1998, Dixon et al., 2006, Fleming et al., 2006, Fowmes, 2007, Le Hello, 2007, Fowmes et al., 2008, Palmeira, 2009, Eid, 2011, Tanchaisawat, 2013). Moreover, Qian and Koerner (2015) investigated the effect of geometrical dimensions on the changes of the failure interfaces and to develop a design procedure for waste placement operations.

However, very little information regarding the way instability begins and spreads out along interfaces within a landfill lining system is available in the published literature.

This is likely due to the fact that the conventional equilibrium limit approaches currently used to assess the lining system stability (interface failure) and integrity, do not allow the analysis of these mechanisms. These methods also do not take into account a number of key considerations such as the compatibility of stresses with strains and displacements (Villard et al., 1999), the staged construction, the nonlinear behaviour of materials as well as multi-layered geosynthetic system interactions.

Consequently, understanding the mechanisms that govern the interface failure and the deformation of geosynthetic lining systems requires a more advanced method such as numerical modelling. Indeed, with today's extensive computing power, numerical modelling techniques are able to consider the previous aspects while simulating local instabilities and stress/strain fields. It is becoming quite common to use numerical modelling techniques to assess interface stability and the lining system integrity of landfills (Fowmes et al., 2008). This is the case for example of Yin et al. (2016) who used a multistage modelling technique to analyse the catastrophic failure of the Shenzhen Landfill (China).

Byrne et al. (1992) and Byrne (1994) discussed the interface failure of the Kettleman Hills landfill. The authors showed that the slippage was progressive and first occurred along the back slope of the landfill before spreading along the base towards the toe. This was due to a progressive decrease in the interface strength along the interface. However, no geosynthetic was modelled in their studies and the multiple interfaces were modelled as a single interface; hence it was not possible to calculate axial forces and strains within the lining system and therefore to assess the lining system's integrity. Moreover, Filz et al. (2001) worked on the same failure of the Kettleman Hills landfill. The analyses illustrated that the progressive failure may have a significant effect on the landfill's stability. The authors also showed that the use of interface strain softening for modelling the geosynthetic interface behaviour provided good agreement with the observed failure. But in this study, a single simplistic bar element was used to model the whole lining system (GTX, GMB and clay). Omitting the multiple interactions between the geosynthetic and mineral layer can have an effect on the simulated results because the shear displacements of each interface cannot be calculated. Furthermore, in this case the calculated axial forces and strains could not be representative since only one bar element was used for the entire lining system.

The limitations of the previous studies showed that it is relevant to consider multi-layered geosynthetic interactions to calculate reliable geosynthetic axial forces and strains (integrity) and shear interface displacements (stability) on each individual interface.

Moreover, it should be noted that geosynthetic interface strain softening (such as progressive failure), the nonlinear axial stiffness of geosynthetics and the differentiation between the compressive and the tensile behaviour of geosynthetics should be considered to properly simulate geosynthetic interactions.

Therefore, for a more rigorous assessment of the mechanisms that control geosynthetic interface stability and the distribution of the forces/strains within the geosynthetic layers, this study considered multi-layered geosynthetic interactions, interface strain softening, the nonlinear axial stiffness of geosynthetics and the differentiation between the geosynthetic compressive and tensile behaviours. These considerations follow a previous study related to the numerical modelling of geosynthetic lining systems (Tano et al., 2016).

This study identifies the key factors that control the interface failure (stability) and the strains (integrity) within the lining system of a typical PBLE based on realistic conditions. The aim is to show how these factors influence the shear stresses, shear displacements, the translational stability and the axial strains/forces within the various geosynthetics. The factors concern the lateral length of the PBLE, the outer and inner slopes, the implementation of mechanically stabilized earth, the presence of a berm at the inner slope, the type of GMB (textured or smooth), the leachate table in old and new waste and finally the stiffness of the reinforcement GGR.

Comprehensive numerical simulations were conducted on the typical PBLE using the two-dimensional (2D) finite different code FLAC 2D V7. The lining system of the PBLE consisted of a subgrade layer and four geosynthetics (GTX, GMB, GCL and GGR) interacting via six interfaces. For the analysis, a comprehensive impact assessment based on ten factors was carried out to show their influences on the mechanical behaviour of the lining system and stability. Moreover, the effect of the new waste backfilling on the piggy-back lining system displacements, the interface shear stresses/displacements and the forces/strains within the piggy-back lining system was assessed through the movements of the existing waste. Finally, a parameter called the stability ratio was proposed as a complement to the traditional safety factor in order to better understand the progressive shear displacements and instability along the geosynthetic interfaces.

2. Presentation of the model case study

2.1. General model description

PBLE encompasses a wide range of configurations and associated issues, particularly regarding the geometry of the existing waste cell and the newer waste cell (valley, tumulus, etc.), the characteristics of old waste (height, type, age, etc.) and the possible retaining and reinforcement structures related to landfill expansion (ground improvement, retaining wall, etc.) (Tano and Olivier, 2014).

The geometric configuration such as "mixed extension" in which the new cell is supported on both side slopes and the top of the existing cell is the most common (Figure B-28). This configuration provides a greater volume of waste storage since the airspace available above the existing cell and on the side slopes is used (Tano et al., 2015b). Therefore, the numerical simulations conducted in this study considered a section through this typical geometric configuration. The PBLE model had a total length of 400 m in order to limit the boundary effects. This model included two waste cells assumed to be municipal solid waste (new waste and old waste), three mineral materials (clay substratum, sand subgrade and mechanically stabilized earth, MSE), four geosynthetics (GGR, GCL, GMB and a protective GTX) and six interfaces (I1–I6) with strain softening behaviour. The potential level of leachate was also represented in both old and new waste. The details of the six interfaces illustrated in Figure B-28 are presented below:

- Interface I1: this interface represents the contact between a drainage gravel layer (not modelled here) under the new waste and the GTX.

- Interface I2: this is the interaction between the overlying GTX and the GMB.
- Interface I3: like I2, this interface is a contact between two geosynthetics. Here, they were GMB and GCL.
- Interface I4: this is the contact between the overlying GCL and a subgrade layer on top of the existing cell.
- Interfaces I5 and I6: finally, these two interfaces are, respectively, the upper and lower contacts of the GGR with the sand layer in which it is located.

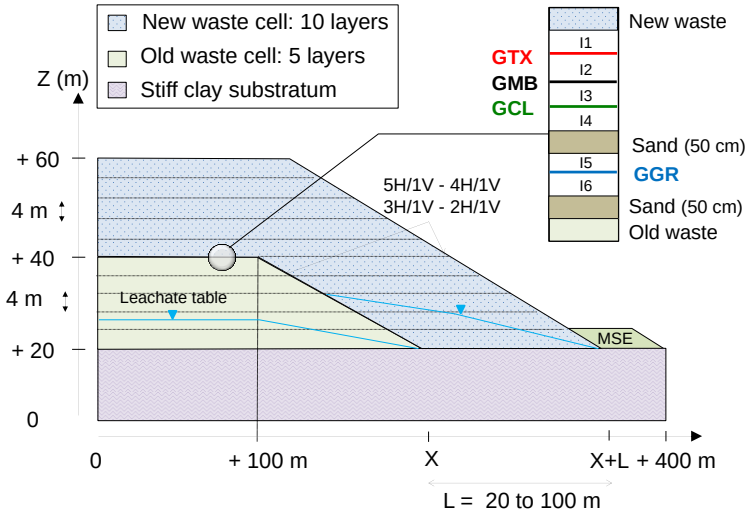


Figure B-28. Simplified diagram of the various piggy-back landfill expansion studies.

2.2. Numerical model configuration

For the numerical modelling carried out in this study, the two-dimensional (2D) finite different software Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC 2D V.7) was used. This software allows the user to consider multi-layered geosynthetic interactions while modelling materials, structural elements and interfaces in a non-linear stress–strain law. It has been used by several authors to model geosynthetic interactions (e.g.Byrne (1994), Jones et al. (2000), Connell (2002), Jones and Dixon (2005), Fowmes et al. (2005), Chen et al. (2009), Zhu et al. (2009), Arab et al. (2011) and Zamara et al. (2014)).

The mesh adopted for materials (waste and soils) and the model's boundary conditions are shown in Figure B-29. The model is made up of 6400 volume elements (zones) measuring between 1 m × 1 m and 2 m × 2 m each. At the base of the model, fixed nodal horizontal and vertical displacements were imposed, assuming that at this depth, the substratum was stiff enough not to deform under the load of the overlying waste backfill. The fixities of the horizontal displacements were imposed on the left and right sides of the model.

Moreover, all the geosynthetics, except the GGR, were fixed (perfect anchorage) on top of the existing waste cell 2 m from the crest slope. The GGR was installed without specific conditions to materialize a simple run-out anchorage provided by the weight of the overlying materials. Furthermore, structural beam elements were used to represent the GTX, GMB and

GCL since they are the only ones in the software used allowing a direct interaction (interface) between two structural elements. Moreover, this structural element, which was assumed to behave like a linearly elastic material, is recommended by Itasca (2005) for modelling flexible fabrics such as geosynthetics since with zero inertia, they can reproduce the membrane effect. Concerning the GGR, strip elements were used. These structural elements are specifically designed to simulate the behaviour of thin, flat reinforcing structures placed within a soil embankment to provide support.

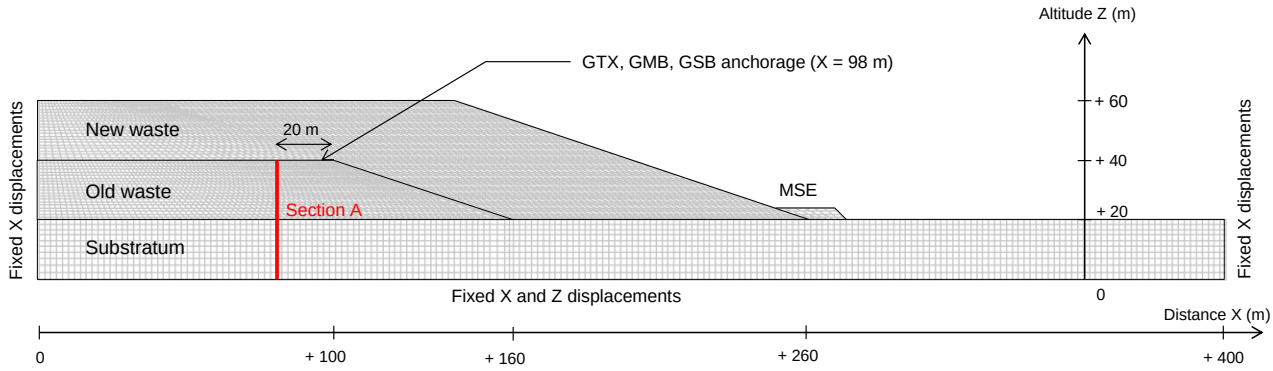


Figure B-29. General finite difference mesh of the model showing boundary conditions.

The study here considered geosynthetic interface strain softening (as progressive failure) and the differentiation between the compressive and the tensile behaviours of geosynthetics. Moreover, (Giroud, 1994) showed that the axial stiffness of GMB and in general of geosynthetics is not linear and evolves with the level of strain. In this study, in order to take into account the nonlinearity of the geosynthetic axial stiffness, it was necessary to model all the geosynthetics with a concatenation of several structural elements (2–3 m each in length). Each part of a geosynthetic was hence an individual structural element (instead of a segment of one structural element). By this means, the axial properties of each individual structural element of the geosynthetic (e.g. each part of the geosynthetic) can vary independently depending on the strain level reached. A similar procedure was used to model the interfaces so that each individual interface could strain soften independently.

3. Materials, geosynthetics and interface properties

All the soil, waste material and interface behaviours were modelled using the elastic-plastic Mohr– Coulomb (MC) constitutive model. The authors preferred to use this model with well-known parameters instead of a more advanced model with complex parameters. MC is one of the most widely used for waste geosynthetic interactions (e.g. Villard et al. (1999), Jones and Dixon (2005)). It should also be noted that the calculation of the factor of safety (FS) in the software used is only possible when MC is assigned to all soil materials (in this case, waste and soil). Thus, the model parameters described in Table B-11 refer to the MC model.

In this study, the unit weight profiles of waste were established based on the hyperbolic law of Zekkos et al. (2006) with typical compaction plants. The hyperbolic law of Zekkos et al. (2006) was based on in situ unit weight data and trends observed in large-scale laboratory

tests. The shear strength of waste, the soil and interface parameters were essentially based on a comprehensive literature database (Tano et al., 2016).

Concerning the waste properties, it should be noted that the trend of the change of the shear strength with age is quite variable from a site to another, and depends on the MSW composition (plastic, fines,…), compaction effort, moisture conditions, age (e.g. degradation), etc. In this study, the authors preferred to use a safe-based approach to decrease both cohesion and friction angle as age (depth) increases since waste placement conditions of old landfills are not always fully known. A linear decrease with depth was therefore considered.

The geosynthetic parameters were derived from several uniaxial tensile tests conducted according to the NF EN ISO 10319 (for the GTX, GCL and GTX) and NF EN 12311-2 (for the GMB) standards. For conservative assumptions, the geosynthetics that had the lowest tensile strength were selected and the secant moduli were used. The use of the secant moduli could lead to a slight overestimation of the tensile forces.

The various geosynthetic parameters were obtained from the four following products:

- GTX (1200 g/m²): an 8-mm-thick non-woven polypropylene (PP) product with a tensile strength R_t = 52.5 kN/m at 100% strain.
- GMB: a 2-mm-thick high-density polyethylene (HDPE) product with a tensile strength R_t = 33 kN/m at 12% strain.
- GCL (5000 g/m²): a 7-mm-thick sodium bentonite product with a tensile strength R_t = 32 kN/m at 38% strain.
- GGR: a 2.5-mm-thick uniaxial product in polyvinyl alcohol (PVA) with a tensile strength R_t = 200 kN/m at 8% strain.

A summary of the various properties (soils, geosynthetics and interfaces) has been compiled in Table B-11. The choice of all these parameters used herein, were already thoroughly discussed in a previous study (Tano et al., 2016).

In this study, the authors tried to develop accurate modelling taking into account the material and geosynthetic behaviour as realistically as possible. However, as in all numerical modelling, the study herein could not consider all of the interacting phenomena existing in the field. For example, the temporal aspect that reflects the creep behaviour of materials and geosynthetics was not taken into account. It should also be pointed out that the waste temperature, which can reach high values (above 40°C) in aerobic and anaerobic phases (Bozkurt et al., 2000, Renou et al., 2008), may have had an effect on the geosynthetic behaviour and amplify their creep. Moreover, the significant heterogeneity of the waste with the presence of random soft or hard pockets was not considered in this study. This study focused more on the interface failure mechanisms and the mechanical behaviour of the lining system than the waste behaviour.

Table B-11. Summary of the material, geosynthetic and interface properties used in this study.

MATERIALS PROPERTIES					
Type	γ (kN/m^3)	E (MPa)	ν	c (kPa)	$\emptyset$ (°)
New waste	9.0 to 12.6	0.5 to 1.0	0.2 to 0.3	10.0 to 5.0	30.0 to 25.0
Old waste	10.0 to 12.8	1.0 to 1.2	0.3 to 0.4	5.0 to 3.0	24.0 to 22.0
Subgrade layer	18	20		0	35
Clay substratum	18	50	0.3	5	28
Mechanically stabilized earth	20	50		5	40
GEOSYNTHETIC PROPERTIES					
Type	e (mm)	E at 1 % of strain (MPa)		E at 10 % of strain (MPa)	
GTX	8	15.6		8.4	
GMB	2	541.2		166.0	
GCL	7	10.0		15.4	
GGR	2.5	1280.0		870.0	
INTERFACE PROPERTIES					
Type	K_s[1] (MPa/m)	K_n[2] (MPa/m)	c (kPa)	$\emptyset_{peak}$ (°)	$\emptyset_{res}$ (°)
I1: Drainage gravel - GTX	10	100	0	28	23
I2: GTX - GMB				12/20[3]	7/13[3]
I3: GMB - GCL				13/20[3]	8/13[3]
I4: GCL – Subgrade layer				28	23
I5 and I6: GGR- Subgrade layer				29	24

[1] Interface shear stiffness;

[2] Interface normal stiffness;

[3] for the double-textured GMB used in the impact assessment.

4. Methodology

An impact assessment was performed based on ten (10) key factors. This impact study was directed at identifying the influences of these factors on the mechanical behaviour (forces and strains) of geosynthetics, the interface shear stresses/displacements and stability. The ten factors considered herein were the gradient of the inner slope (1), the gradient of the outer slope (2), the lateral footprint length of the PBLE (3), a 4-m berm at the inner mid-slope (4), a MSE at the foot of the outer slope (5), a 4-m berm at the inner mid-slope associated with a MSE at the foot of the outer slope (6), a double-textured GMB instead of a smooth GMB (7), the level of the leachate table in the old waste (8), the level of the leachate table in the new waste (9) and the stiffness of the GGR reinforcement (10).

In the impact assessment presented herein, the basic model (Figure B-28) was a PBLE with both inner and outer slopes of 3H/1V (i.e. α = 18.43°), a lateral footprint length of 100 m, a

smooth GMB (residual friction angle of 7° of interface I2), without a leachate table and without a MSE.

Moreover, the effect of the PBLE construction was analysed in terms of existing waste displacements, shear stresses and displacements along interface I2: GTX/GMB. The deflection profiles of the PBLE lining system, the forces/strains in the geosynthetic layers and stability of the piggy-back landfill as the backfilling height increases were also assessed. Finally, a parameter called the stability ratio was proposed as a complement to the traditional factor of safety to better understand the progressive shear displacements and instability along the geosynthetic interfaces.

5. Results and discussions of the numerical simulations

5.1. Impact assessments

In the discussions presented herein, only the numerical results related to the presence of the berm and the MSE and to the double-textured GMB were illustrated in figures. All the other results were summarized in Table B-12.

Table B-12. Strains in the GMB, shear displacements at interface I2: GTX-GMB and the factor of safety at a height of backfilling H = 20m.

Object	Case	Maximum strains in GMB (%)		Maximum shear displacements at interface I2 (m)		Stability
		Inner slope	Lower flat area	Inner slope	Lower flat area	Safety factor
Inner slope gradient	5H/1V	0.3	< 0.1	0.2	0.4	1.32
	2H/1V	1.4[1]	< 0.1	1.8	0.5	1.22
Outer slope gradient	5H/1V	< 0.2 / 1[1]	≈ 0	1.7	< 0.1	1.57
	2H/1V	< 0.2 / 0.9[1]	0.3	1.5	>> 3[2]	0.88
Lateral length (L)	20 m	0.3	≈ 0	>> 3[2]	>> 3[2]	0.53
	100 m	< 0.2 / 0.9[1]	< 0.1	1.5	0.5	1.88
Friction angle of I2	$\emptyset_{res} = 7°$	< 0.2 / 0.9[1]	< 0.1	1.5	0.5	1.28
	$\emptyset_{res} = 13°$	0.7	< 0.1	0.1	< 0.01	2.74
Leachate table in old waste	$Z_{max} = +25\ m$	< 0.2 / 0.9[1]	< 0.1	1.5	0.5	1.27
	$Z_{max} = +35\ m$	< 0.2 / 0.9[1]	< 0.1	1.5	0.5	1.44
Leachate table in new waste	$Z_{max} = +25\ m$	< 0.2 / 0.7[1]	< 0.1	1.5	1	1.15
	$Z_{max} = +35\ m$	< 0.3	< 0.3	0.3	>> 3[2]	0.65
Geogrid stiffness	E	< 0.2 / 0.9[1]	< 0.1	1.5	0.5	1.28
	E/100	< 0.2 / 0.9[1]	< 0.1	1.5	0.5	1.28
Construction provisions	4-m berm	0.8	< 0.1	0.8	0.4	1.26
	MSE	< 0.2 / 0.9[1]	< 0.1	1.5	0.5	2.06
	4-m berm + MSE	0.8	< 0.1	0.8	0.05	2.05

[1]: Reached at the inner slope corner;

[2]: Excessive displacements potentially associated with the tear of the GTX.

5.1.1. Influence of the inner and outer slopes of the piggy-back landfill

Landfill slopes typically range between 5H/1V (11.3°) and 2H/1V (26.6°). To increase the waste storage capacity, landfill operators often design waste cells with steep slopes. The impact assessment was conducted on the basis of four different inner and outer slopes: 5H/1V, 4H/1V, 3H/1V and 2H/1V. The results of the inner and outer slopes – 5H/1V and 2H/1V – at H = 20 m, are presented in Table B-12.

The maximum interface displacements ranged from 0.2 m to 1.8 m, respectively, for inner slopes of 5H/1Vand 2H/1V. This increase is related to the decrease in the shear strength due to the decrease of the normal stress. Furthermore, at the foot of the outer slope, constant interface displacements around 0.5 m were calculated whatever the inner slope because the shear stresses at that area mainly depend on the outer slope (3H/1V) As can be seen in Table B-12, the outer slope gradient had a significant effect on the shear stresses/displacements at the lower flat area (rightmost part). While I2 displacements were close to zero for 5H/1V, there was a sharp increase to values substantially greater than 3 m for a 2H/1V outer slope. These excessive displacements representing the slippage of the GTX along the GMB emphasized interface failure (instability) potentially associated with a GTX tear by excessive strain (> 100%). However, along the inner slope, the outer slope had almost no effect on the I2 displacements, with values around 1.5 m.

Concerning the forces/strains in the GMB, the sliding waste mass caused a significant increase in the forces/strains to 2.9 kN/0.3% for a 5H/1V inner slope and 15.2 kN/1.4% for a 2H/1V inner slope Along the lower flat area, the inner slope seems to have had no effect on the forces/strains in GMB with forces/strains below 1 kN/0.1%.
Furthermore, the areas subject to the maximum tensile stresses were located in the upper slope for lower slopes (5H/1V and 4H/1V), while they were located in the lower part for the steepest (3H/1V and 2H/1V). This difference could be explained by the adherence and contact between the GMB and GTX. The more stable an interface (good shear strength), the more stress modes of the GTX are transmitted to the GMB. Indeed, a high friction angle leads to retaining the slippery waste with a significant hold near the anchorage; while a lower friction angle tends to facilitate a downdrag movement of the upper waste mass to the slope foot where the stresses are greatest.
Moreover, the outer slope gradient appears to have had no significant effect on the distribution and the magnitude of the forces/strains in the GMB along the inner slope. However, an increase in the outer slope gradient resulted in an increase of forces/strains of the GMB along the lower flat area.

As regards the effect of the inner slope on the FS it was observed that for low heights (H up to 8 m) the inner slope strongly influenced the stability with an FS of the 5H/1V inner slope of 3.40, while the FS of 2H/1V was 1.38 (ratio, 2.5). Then, between 8 and 20 m in height, the effect of the inner slope became less pronounced with a sharp attenuation as backfilling progressed. Finally, beyond H = 20 m the inner slope seems to have had no major effect on stability

Concerning the effect of the outer slope, the configuration with a 2H/1V gradient showed the lowest FS with values less than 1 when H exceeded 16 m. At H = 20 m, the FS was 0.88 (Table B-12) indicating instability with excessive displacements.

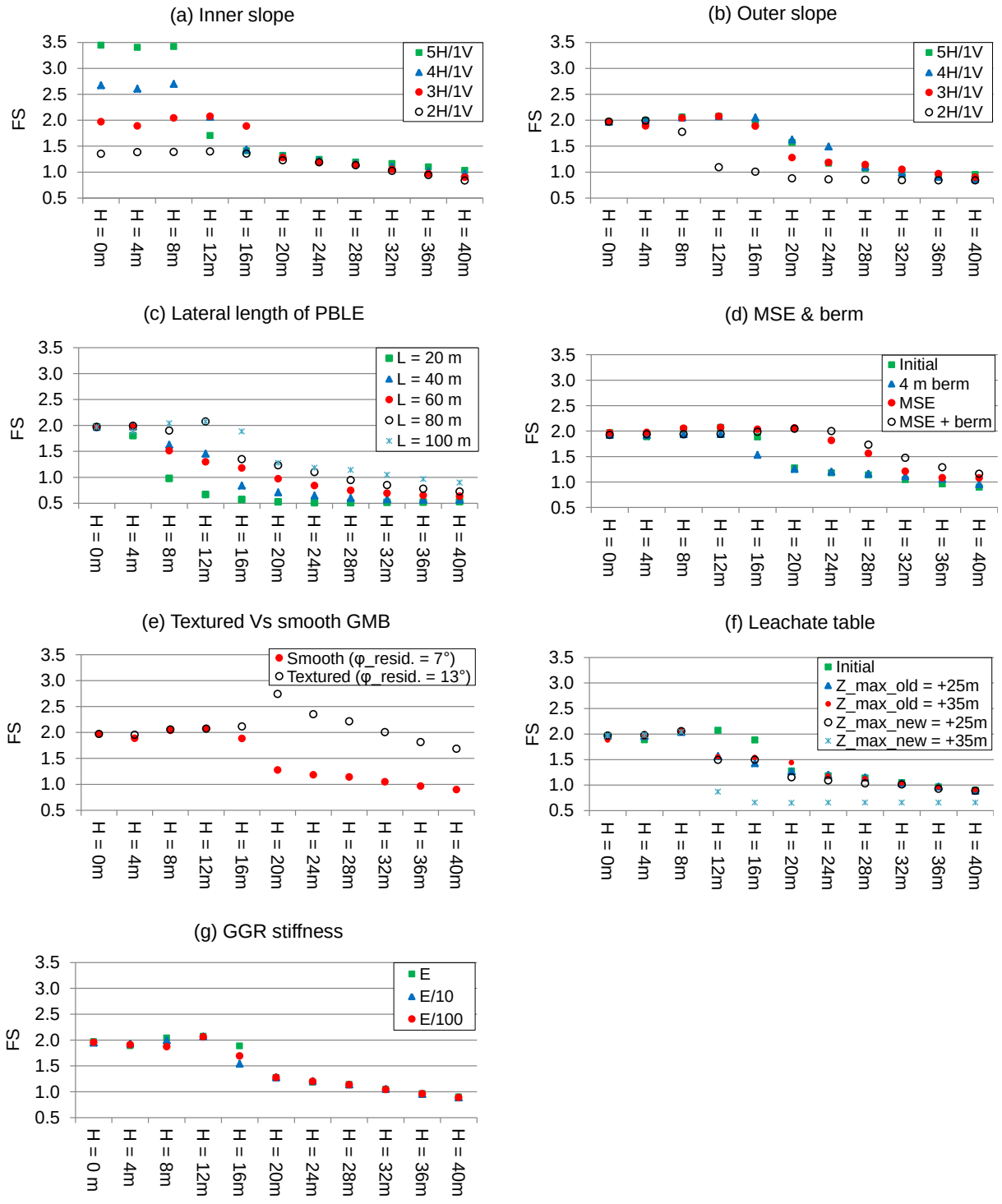


Figure B-30. Effect of the key factor on the stability of the construction (factor of safety, FS).

5.1.2. Influence of the lateral length of the piggy-back landfill

To increase the waste gain volume in the PBLE construction, landfill operators have the incentive to build the new waste cell on a long footprint lateral length. However, the PBLE may have a limited lateral length below 100 m because of limited footprint available. Here,

the influence of the extent of the lateral length (From L = 20 m to L = 100 m) of the PBLE on its lining system behaviour and stability was assessed. Large displacements were calculated at interface I2, especially for L < 80 m where excessive displacements were observed. As previously mentioned in Section 5.1.1, these excessive movements of the GTX along GMB highlight not only instability, but also a GTX tear.
Beyond L = 80 m, shear displacements were significantly reduced, with a maximum of 1.5 m reached along the inner slope (Table B-12). Therefore, it could be admitted that a long lateral footprint promotes limiting interface displacements.

Furthermore, there were two ways that L influenced depending on the position of the outer slope crest relative to the corner of inner slope foot. For an outer slope crest located upstream of the corner of the inner slope foot, an increase in L tended to increase the strain of the GMB. This increase was presumably due to the increase in the waste wedge weight located upstream of the corner slope foot. Moreover, when the crest of the outer slope was located downstream of the corner of the inner slope, the forces/strains were attenuated by increasing the length of L. The longer L was, the less force was generated in GMB, likely because the additional volume of waste downstream of the inner slope acts as a counterweight.

Figure B-30(c), which shows the effect of the lateral length of the PBLE on stability, highlights a minor effect on stability for a low backfilling height $H \leq 4$ m. Beyond H = 4 m, the effect of the lateral length became obvious with an FS increasing as the lateral length increased.

5.1.3. Influence of a berm and mechanically stabilized earth

Quite frequently, a berm or several berms are implemented along landfill slopes to limit the effects of runoff along the slope, to facilitate the access to piezometers on the slope as well as to increase stability. A MSE is also often installed at the foot of the landfill to increase storage volume and stability. Here, the effects of the implementation of a 4-m berm at mid-height of the inner slope (overall slope, 3H/1V) and a MSE at the foot of the outer slope are discussed.
Figure B-31(a) shows the I2 shear stresses and displacements at H = 20 m.
As shown in Table B-12 and Figure B-31(a), the MSE provided a good reaction totally opposite shear stresses over 10 m. Since the MSE does not move, it prevents slippage at the lower flat area. However, the effect of MSE became less evident while moving toward the inner slope. At 100 m from the MSE, the I2 shear displacements logically remained unchanged at 1.5 m.
As regards the effect of the berm, a reduction by 46.6% (from 1.5 m to 0.8 m) of the maximum I2 displacements was calculated.
However, the presence of the berm did not substantially reduce interface displacements along the lower flat area with a decrease of only 0.1 m.

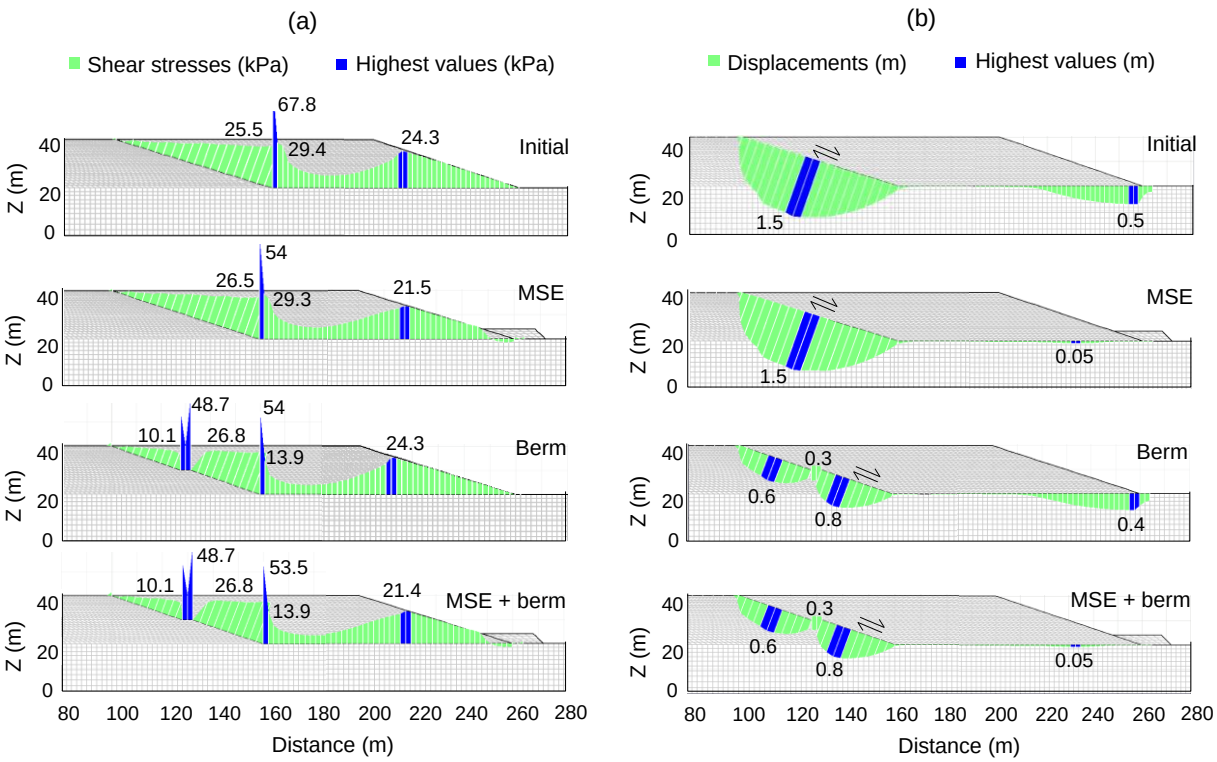


Figure B-31. Comparisons between mechanically stabilized earth and berm at H=20 m. (a) Shear stress along interface I2, (b) displacements along interface I2.

Furthermore, the MSE had no effect on the GMB strains because these strains, primarily located along the inner slope (far from the MSE), resulted from the tensile stresses and downward movements of the overlying waste along this slope. If the MSE was placed at the toe of the inner slope, the GMB strains would be reduced since the downward movements of waste along the inner slope would be limited.

Furthermore, the 4-m berm tended to reduce the extent of the tensile zone but with stronger tensile forces in GMB at the upper slope of the berm (near the anchor), as shown in Figure B-32. In all cases, the maximum tensile force of 9.5 kN remains unchanged. It should be noted that an additive effect of the presence of the berm and the MSE was evidenced since the two observations made for each individual case (berm or MSE) were the same for the combined case (berm + MSE). Therefore, to simultaneously reduce the interface displacements along the inner slope and the lower flat area and the strains within the lining system, both MSE and berm should be considered.

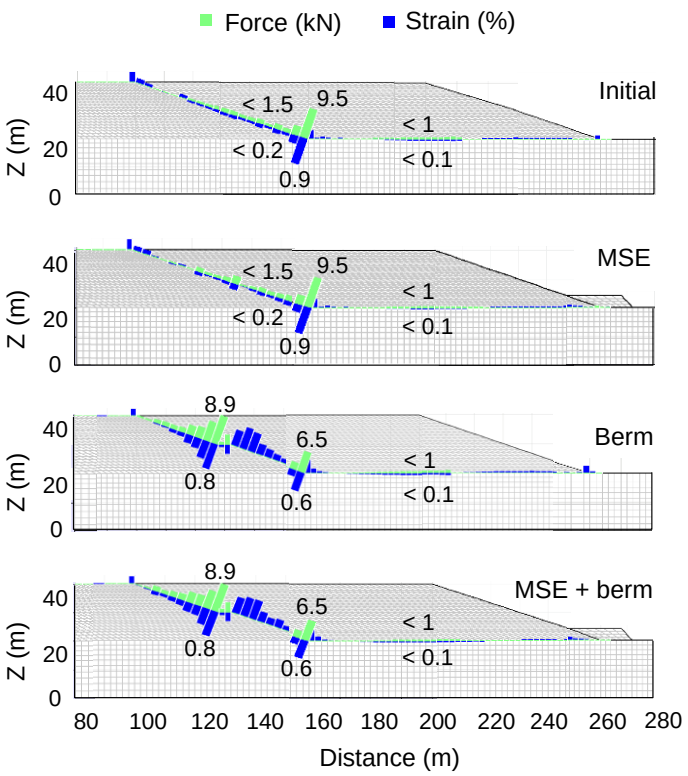


Figure B-32. Effect of mechanically stabilized earth and berm on forces and strains in geomembrane at H=20 m.

Concerning stability, the effect of a 4-m berm at the inner mid-slope and/or MSE on the factor of safety is illustrated in Figure B-30(d). The FS varied little around 2.0 for H ≤ 16 m regardless the option considered. However, beyond H = 16 m, two groups were identified. The first group which included the initial configuration (without modification) and the configuration with the berm shows a sharp decrease in the FS to values less than 1.0 for $H \geq$ 36 m.

For the second group, which included the configurations with MSE and MSE + berm, the decrease was less pronounced and only began at H = 20 m.

The maximum difference between the two groups was 0.79 and was reached at H = 20 m. Beyond this level of backfilling the gap was gradually reduced to a minimum of 0.26 at H = 40 m.

In all cases, the highest FS values were obtained with the MSE + berm configuration which reduced the interface displacements along both the inner slope and the lower flat area.

5.1.4. Influence of a double-textured geomembrane

Although most GMBs used in landfills are smooth (Tano et al., 2015a), it is not uncommon to find some PBLE sites with textured GMBs, as was the case for the Blydenburgh site (USA) in 1987 or the Danes Moss (UK) site in 2005. These textured GMBs are implemented to limit interface slippage by increasing friction and hence increase interface stability. In this section, the differences between a double-sided textured GMB and a smooth GMB were analysed. Figure B-33 compares these two GMBs in terms of interface shear stresses and displacements, on forces and strains in GMBs.

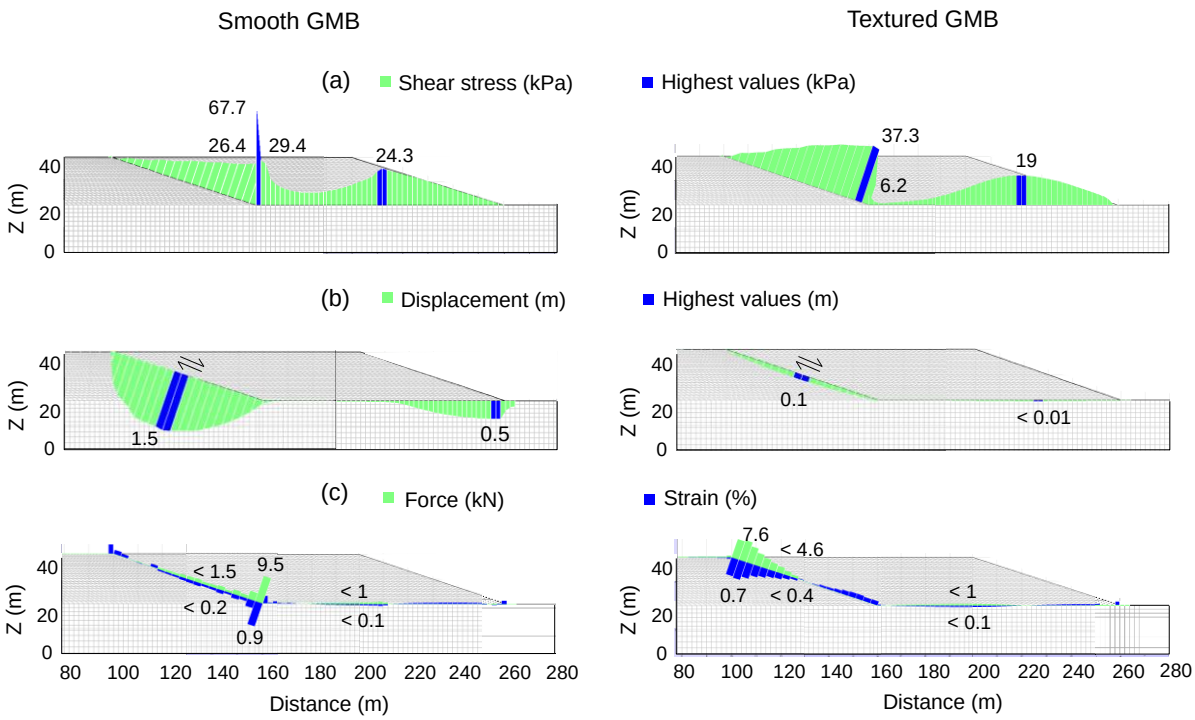


Figure B-33. Comparisons between smooth GMB and textured GMB at H=20 m. (a) Shear stress along interface I2, (b) displacements along interface I2, (c) force and strains in geomembrane.

Along the inner slope, the shear stresses developed at interface I2 were less than 37.3 kPa in a textured GMB and less than 26.4 kPa for the smooth GMB (Figure B-33(a)). The shear stresses at the textured interface I2 generally remained 1.4 times higher than smooth interface shear stresses. At the lower flat area, the inverse observation was made with maximum shear stresses of 19 kPa and 24.3 kPa for the textured GMB and smooth GMB, respectively. The sharp decrease in shear stresses at the lower flat area in the case of the textured GMB was probably due to the fact that substantial shear stresses had already been mobilized along the inner slope. However, a shear stress concentration to a value of 67.7 kPa should be noted at the inner slope corner in the case of a smooth GMB because all the shear stresses developed along the inner slope were not fully mobilized at interface I2, as discussed above.

Moreover, the textured GMB considerably limited the interface displacements to only 0.1 m, while those simulated for the smooth GMB reached 1.5 m (Figure B-33(b)). These two shear displacements (for textured GMB and smooth GMB) correspond to the residual (post-peak) state of interfaces. Along the lower flat area, the same observation was made with almost zero displacement (< 0.01 m) for the textured GMB, while interface displacements reached 0.5 m for the smooth GMB. This obvious difference stemmed from the greater shear strength of the textured interface. At equal normal stress, the residual shear strength of the textured interface I2 calculated from Equation 1 was 1.88 times that of the smooth interface I2.

$$\frac{\tau_{I_2}^{textured}}{\tau_{I_2}^{smooth}} = \frac{\sigma_n \tan 13°}{\sigma_n \tan 7°} = 1.88 \qquad \text{Equation 1}$$

In the Equation 1, $\tau_{I_2}^{textured}$ and $\tau_{I_2}^{smooth}$ are the residual shear strengths of the interface between the GTX and the textured GMB and between the GTX and the smooth GMB respectively; σ_n is the normal stress at interface.

Furthermore, Figure B-33(c) allows two main points to be drawn. First, the textured GMB induced a significant increase in forces taken by GMB. The higher friction between the GTX and textured GMB resulted in more transmitted tensile stresses to the GMB from the GTX. Thus, generally along the inner slope, the tensile stress in the textured GMB (< 7.6 kN) was five times that of the smooth GMB (< 1.5 kN). However, in the case of a smooth GMB, a large increase in the tensile stress to 9.5 kN was observed at the corner of the inner slope; this value was slightly higher than the maximum value of the tensile force (7.6 kN) reached near the anchor trench in the textured GMB. For the configuration tested, these forces caused only limited strains, less than 1%. Secondly, the main area subjected to tensile forces was located at the foot of the slope for the smooth GMB, while it was located at the top of the slope for the textured GMB.

According to Figure B-30(e), which shows the evolution of the FS with H, there was no significant difference between the smooth and textured GMB for low heights below 16 m; indeed, the FS was around 2 in both cases. However, the difference between the two FSs became more evident with a ratio ranging from 2 to 1.88 for H ranging from 20 to 40 m. For example, at H = 40 m, FS = 1.7 in a textured GMB when FS = 0.9 for a smooth GMB. Therefore, for this simulated configuration, only the use of a textured GMB would ensure stability with FS above1.5 at the maximum backfilling height (H = 40 m).

5.1.5. Influence of the leachate table level in old and new wastes

The infiltration of rainwater through landfill covers coupled with the release of waste water through their degradation, leads to a quasi-continuous production of leachate. The current regulations in France require limiting the maximum height of leachate to 30 cm (Order of 15 February 2016 related to landfills). However, when drainage systems are not efficient as is the case on some old sites, a rise of the leachate table may occur. The effect of the rise of the leachate table on the lining system behaviour and stability was investigated with four different leachate table levels (Z = 25 m and Z = 35 m in old and new waste).

In the old waste, the rise of the leachate table appears to have had no effect on the magnitude of interface I2 shear displacements and on the forces/strains in the GMB (Table B-12). However, the leachate table in the new waste had a stronger influence. For a leachate table rise from Z = 0 m to Z = 25 m, the interface displacements at the outer slope foot doubled from 0.5 to 1 m. At Z = 35 m, and instability was observed with excessive displacements greater than 3 m, meaning a GTX rupture. Moreover, the rise of the leachate table in new waste generally tended to slightly increase the forces/strains in the GMB. Along the inner slope, the forces/strains ranged from 1.5 kN/0.2% at Z = 0 m to 3 kN/0.3% at Z = 35 m.

Figure B-30(f) shows the changes in the FS with the backfilling height and the position of the leachate table in wastes. For the geometry considered in this study, the rise of the leachate table in the old waste had almost no influence on the FS. In contrast, the rise of the leachate

table in the new waste had a major influence. When the leachate table reached Z = 35 m, instability was observed with an FS below 1 at a backfilling height H = 12 m and above.
It is noteworthy that if the lateral length L was not long (less than 100 m), so the rise of leachate in old waste would presumably have a great effect on the behaviour of the lining system and the FS.

5.1.6. Influence of the geogrid stiffness

Most PBLE lining systems include reinforcement GGR, which has to bridge subsidence that may occur in old waste, hence protecting the PBLE lining system from excessive strains. Three different modulus values were analysed: the initial modulus (E), one-tenth of the initial modulus (E /10) and one one-hundredth the initial modulus (E /100).
Since the slippage mechanisms were developed above the GGR along the upper interfaces and within the waste mass, the GGR stiffness had no major effect on interface shear stresses and displacement. Furthermore, the GGR stiffness appeared to have had no obvious effect on the forces/strains developed in the GMB. This is because low differential settlements were calculated within old waste. This point will further discussed in section 5.2.1. The GGR would have had an evident effect if the differential settlements beneath the PBLE lining system were high. Here, most of the calculated forces in the GMB were caused by tangential stresses transmitted by the overlying waste. Furthermore, like shear stresses/displacements at interface I2 and forces/strains in the GMB, the numerical simulations suggest that the GGR stiffness had no obvious effect on the FS (see Figure B-30(g)).

5.1.7. Summary of the influences of the factors

To better understand the overall influence of the ten factors previously discussed in the impact assessments, they have been summarized in Table B-13. Four degrees of influence were specified for the forces/strains in the GMB, interface I2 shear stresses/displacements along the inner slope and the lower flat area. The effect of the various factors on stability is also presented in Table B-13. For example, the use of a textured GMB had a moderate influence on the GMB forces/strains along the inner slope but had no obvious influence along the lower flat area. A major influence on I2 shear stresses/displacements along the inner slope and on the safety factor (stability) was identified.
It should be noted that the information summarized in Table B-13 is specific to the various geometric configurations and assumptions considered in this study.

Table B-13. Summary of the influence of the ten factors in the impact assessment.

	Object	Forces/strains in GMB		I2 shear displacements		Stability
		Inner slope	Lower flat area	Inner slope	Lower flat area	Safety factor
↑ Factor	Inner slope gradient	↑ ++	o	↑ +++	o[1]	↓+++
	Outer slope gradient	↓ +	↑ +	↓ +	↑ +++	↓ ++
	Lateral length (L)	↑↓ +++	↑ +	↓ ++	↓ +++	↑ +++
	Textured geomembrane (friction)	↑ ++	o	↓ +++	↓ ++	↑ +++
	Leachate table in old waste	o[1]	o[1]	o[1]	o[1]	o[1]
	Leachate table in new waste	↑ +	↑ +	↑ ++	↑ +++	↓ +++
	Geogrid stiffness	o[3]	o[3]	o[3]	o[3]	o
Construction provisions	4-m berm	↑↓ ++	o	↓ ++	↓ +	o
	Mechanically stabilized earth (MSE)	o[1]	o[2]	o[1]	↓ ++	↑ ++
	4-m berm + MSE	↑↓ ++	o[2]	↓ ++	↓ ++	↑ ++

+++ Major influence ++ Moderate influence + Minor influence
o No obvious influence in this study;
↑: Increase in the factor or parameter;
↓: Decrease in the factor or parameter;
↑↓: Increase or decrease depending on the conditions;
1: Likely effect for shorter L;
[2]: Likely effect for steeper outer slope gradients;
[3]: Likely effect for higher differential settlements.

5.2. Effects of the piggy-back landfill construction

5.2.1. Movements of the old waste

The evolution of the settlements and horizontal displacements along a vertical section located 20 m behind the crest of the old waste (section A in Figure B-29) cell is shown in Figure B-34. These movements induced by the overloading new waste were based on a stable state of the PBLE without excessive displacements along the interfaces. This is because instability and excessive displacements along interfaces create unrealistic waste mass movements.

Figure B-34 shows that the settlements (vertical displacements) and the horizontal displacements in the clay substratum (Z = 0–20 m) remain close to zero whatever the level of the backfill. For the old waste cell (Z = 20–40 m), the settlements remained under 0.1 m until a backfill height H = 20 m. However, when H exceeds 20 m, this additional load at the top of the old waste resulted in a substantial increase in settlements up to a maximum 2.2 m at H = 40 m. This corresponds to 11% of the height of the old waste cell. This percentage of waste settlements is typically the magnitude of settlements recorded in landfills (Olivier, 2003).

With regard to the horizontal displacements in the old waste, Figure B-34 (b) shows that the waste mass initially moved towards the left until a minimum of 6.3 cm (Z = 40 m) at H = 20 m. After this level of backfilling, the lateral movement direction changed towards the right. Then, as the new waste is stacked on top of the old waste, the horizontal displacements gradually increased until a maximum of 15.6 cm (Z = 30 m) at H = 40 m. Considering the gap of 21.9 cm between the maximum value (15.6 cm) and the minimum value (6.3 cm towards the left) over a height of 10 m (ΔZ = 40 m – 30 m) corresponding to the distance between these values, an incline of the vertical profile of 2.19% (2.19 cm per meter) was calculated.
Consequently, given the range of waste displacements induced by the piggy-back overload, it is worth noting the risk of structural instability of the possible vertical drainage systems (piezometer, etc.) existing in the old waste cell. A specific study should therefore be conducted to assess whether these systems can sustain these movements.

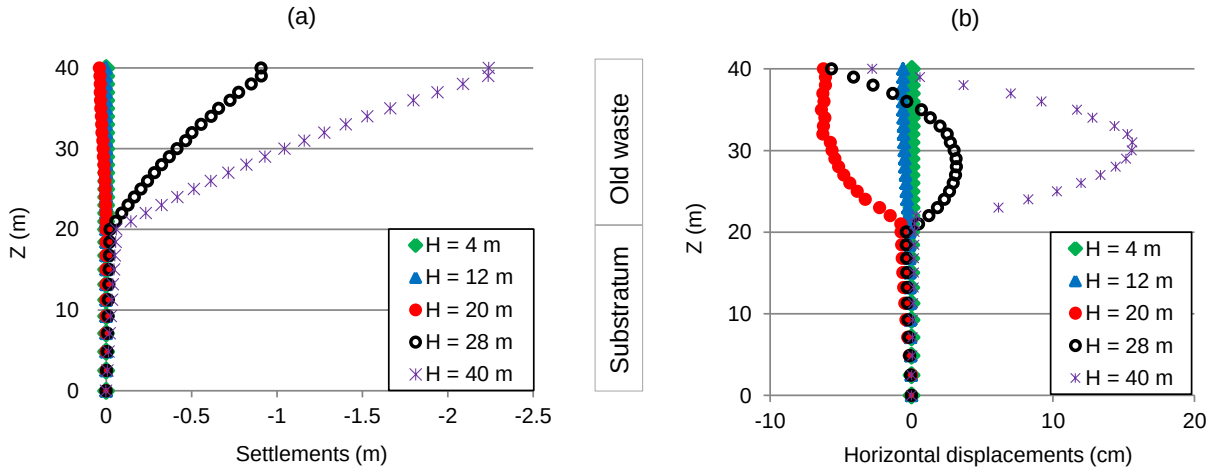


Figure B-34. Induced movement in the clay substratum and in the old waste mass along a profile located 20 m back from the crest of the old waste cell. (a) Settlements. (b) Horizontal displacements.

5.2.2. Shear stresses and displacements along interfaces

Figure B-35 (a), Figure B-35 (b) and Figure B-35 (c) show, respectively, the shear stress, total displacement and relative displacement interfaces at a backfilling height H = 20 m. It was not possible to represent the shear stresses at interface I5 and I6 because the software does not allow access to these data when strip elements are used.
Analysis of Figure B-35 (a) shows that the shear stresses, mainly due to the tangential component of the overlying waste weight were highly similar at all interfaces. Thus, at equal shear and normal stresses, the highest shear displacements were logically located on the lowest strength ($\emptyset_{res}$= 7°) interface I2 (GTX / GMB). It appears that the shear stresses gradually increased along the slope downwards of the foot where they reached the maximum value of 30.2 kPa beside the inner slope corner where there was a stress concentration above 50 kPa. This stress concentration is probably related to the excess of shear stresses which cannot be mobilized at interface I2 along the inner slope because of its low shear strength, so that there was a shear stress transfer at the corner.
Between a distance of 60 and 200 m, the shear stresses decreased to 8.1 kPa before a second increase to 24.1 kPa at a distance of 220 m. Therefore, the rightmost part of the lower flat area

(between 220 and 260 m) at the lower flat area also represents a potential interface slippage area.

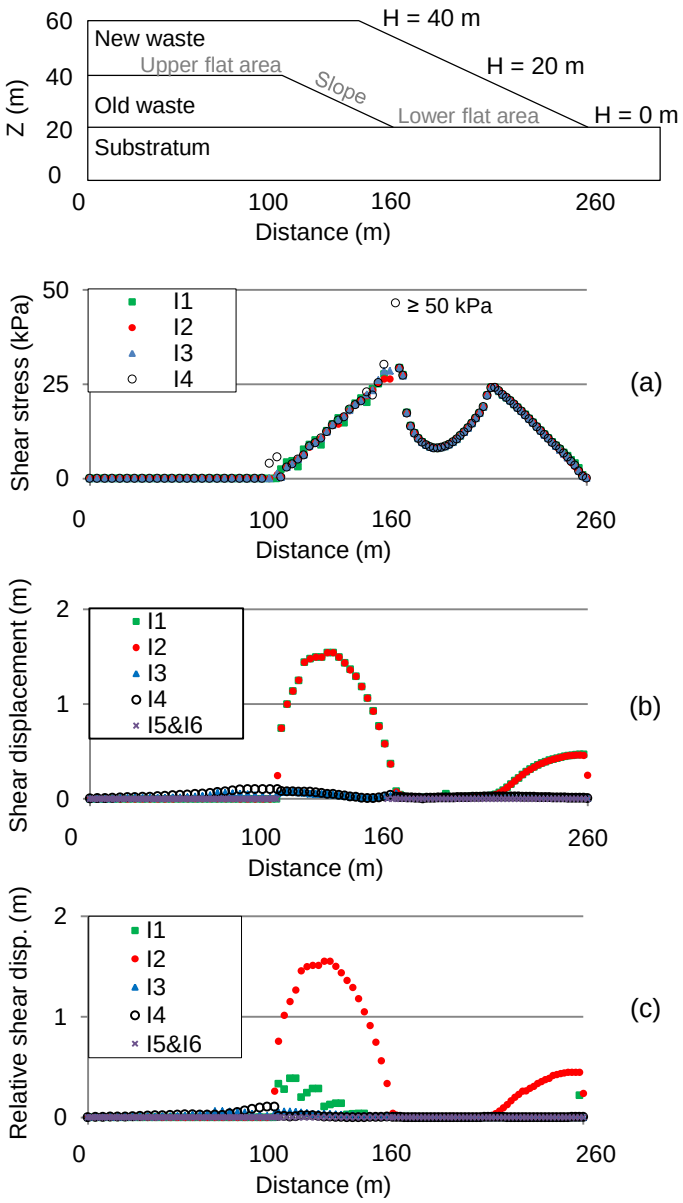


Figure B-35. Interfaces I1 to I6 at backfill height H = 20 m. (a) Shear stresses, (b) total shear displacements, (c) relative shear displacements.

Moreover, as can be seen in Figure B-35 (b), interfaces I3, I4, I5 and I6 did not substantially move with total and relative displacements less than 0.1 m even if this value corresponds to post-peak displacements. In contrast, significant displacements of 1.5 m were calculated along the upper interfaces I1 and I2. They are due to the slippage of the GTX on the GMB.

Furthermore, according to Figure B-35 (c), the overlying waste was driven by the downslope slippage of the GTX because of low relative displacements (≤ 0.4 m) given that friction of interface I1 was high (23°, residual value).

Besides, in order to better understand the evolution of the interface shear stresses and displacements as backfilling progressed, an analysis was performed on the lower resistant interface (I2). As H increased the shear stress extent and magnitude also increased. At H = 12

m, the shear displacements remained below 0.5 m (Figure B-36). Above this level, there was a sharp increase in shear displacements with values greater than 2 m at $H \geq 28$ m. At a height of H = 40 m, the I2 shear displacements were considerably higher than 3 m, indicating a strong elongation and a GTX tear due to the slippage of the GTX along the GMB. The interface movement seems to have begun simultaneously at the lower third of the inner slope and at the rightmost part of the lower flat area where higher shear stresses were calculated. These interface failure mechanisms are discussed in greater detail in Section 5.2.5.

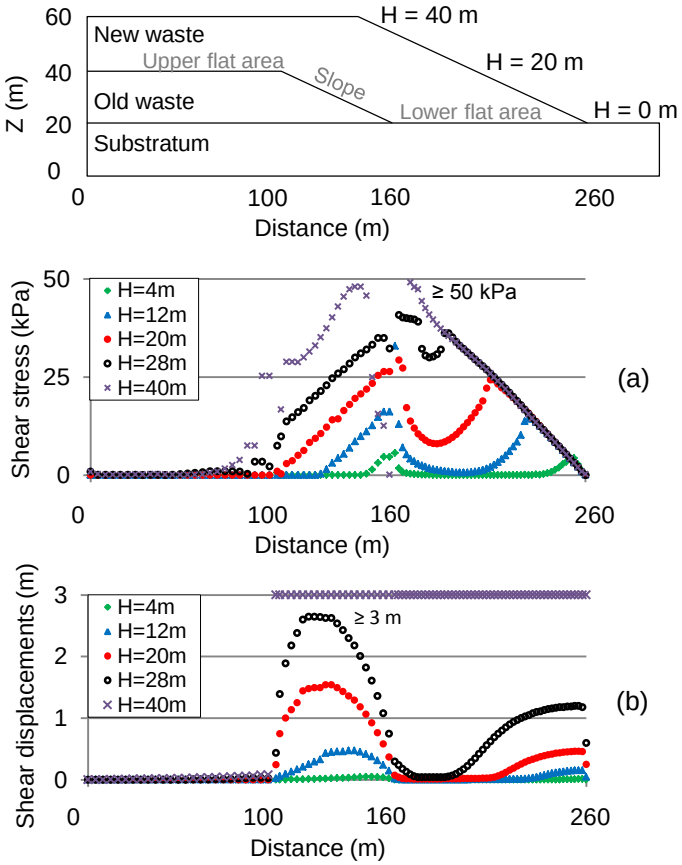


Figure B-36. Effect of the backfill height on interface I2 GTX/GMB behaviour (a) in terms of shear stresses, (b) in terms of shear displacements.

5.2.3. Deflection, strains and forces in geosynthetic layers

In the case study, the deflection profile of the PBLE lining system was due to the movements (settlements and lateral displacements) of the old waste cell. Figure B-37 (a) and Figure B-37 (b) show the changes in the lining system as backfilling progressed. Figure B-37 (a) demonstrates uniform deflection with greater displacements at the upper flat area (top of the existing waste) with a maximum of 0.5 m at H = 20 m. At H = 40 m (Figure B-37 (b)), the maximum deflection of the PBLE lining system reached 2.4 m, which approaches the maximum settlement of the old waste (2.2 m, see Figure B-34). The overall strain of the lining system stemming solely from the old waste movements was calculated considering the GGR (lowest geosynthetic of the lining system). With an initial developed length of 163.2 m at H = 0 m, the final developed length reached 162.8 m at H = 40 m, a difference of only 0.4 m and hence a compressive strain of 0.25%. Therefore the overall movements of the old

waste were not sufficient to create high tensile strains. This analysis does not consider possible soft or hard pocket that could occur within old waste and create localized collapse and hence higher localized strains.

In light of the foregoing, the tensile strains generated in the PBLE lining system Figure B-37 (c) and Figure B-37 (d) essentially came from the tensile forces generated by the overloading new waste. At H = 20 m, all geosynthetics except the GTX had a limited tensile strain less than 1%. The maximum GMB strain of 2.9% was reached at the maximum backfilling height H = 40 m. These small strains stemmed from the low friction angle of interface I2 (7°, residual value), which does not allow a high transmission of the tensile forces taken by the GTX to the underlying geosynthetics. The value of 3% is often considered as the maximum allowable strain in HDPE GMB (Seeger and Müller, 1996, Peggs et al., 2005).In contrast, the GTX was subjected to higher tensile strains. Indeed, as mentioned above, the GTX, which is anchored at the slope top, slides along the smooth GMB, hence significant 16% strains were calculated near the anchorage point. Thus, for the design of the PBLE lining system on the slope, particular attention must be paid to the GTX strain to prevent its tearing. A GTX tear could be problematic because it would cause not only a sudden slip, but it would expose the GMB to puncture by aggregates.

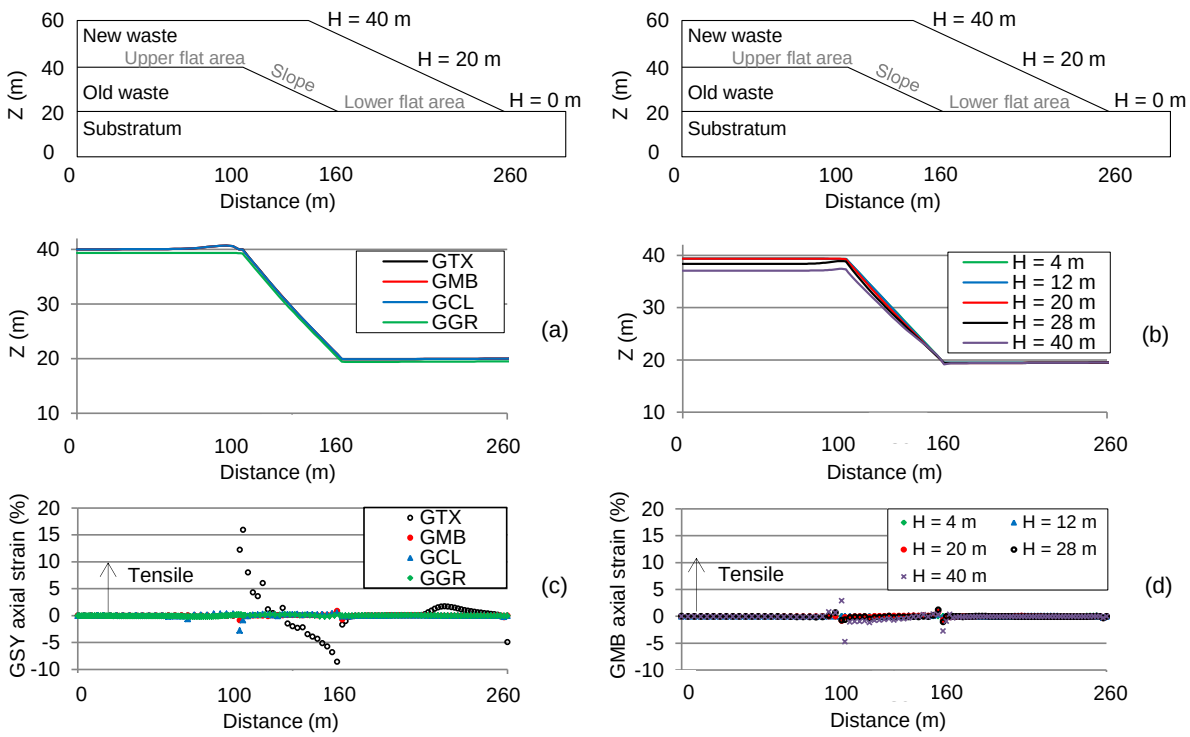


Figure B-37. Top: Evolution of the geosynthetic position. (a) Four geosynthetics at H = 20 m, (b) the lowest geosynthetic: geogrid. Bottom: axial strain in geosynthetics, (c) four geosynthetics at H = 20 m. (d) the geomembrane.

5.2.4. Stability of the piggy-back landfill: Factor of safety (FS)

The factor of safety (FS) was calculated using the shear strength reduction technique. This technique consists in progressively reducing the shear strength (cohesion and friction angle) until failure occurs. Then the FS is calculated as the ratio of the initial strength to the reduced

shear strength at failure. Here, the calculation of the FS was performed using the residual friction angles.

The calculated FS as the backfilling progresses is given in Figure B-38. At the initial phase before the implementation of the first layer of new waste, a good mechanical shear strength of the existing landfill was observed with a FS = 2.0. At this stage, the maximum shear strain corresponding to a toe shallow failure within the old waste mass highlights a rotational sliding surface. Although the FS varied very little (1.9–2.0) from H = 0 to H = 16 m, the slippage mechanism appears to gradually evolve into a translational movement along the lining system.

Furthermore, at H = 20 m, the FS decreased sharply to a value of 1.3. Beyond this level of backfill, the FS continued to slightly decrease until instability at H = 40 m with an FS = 0.89. In reality the instability occurred at H = 36 m with FS = 0.96.

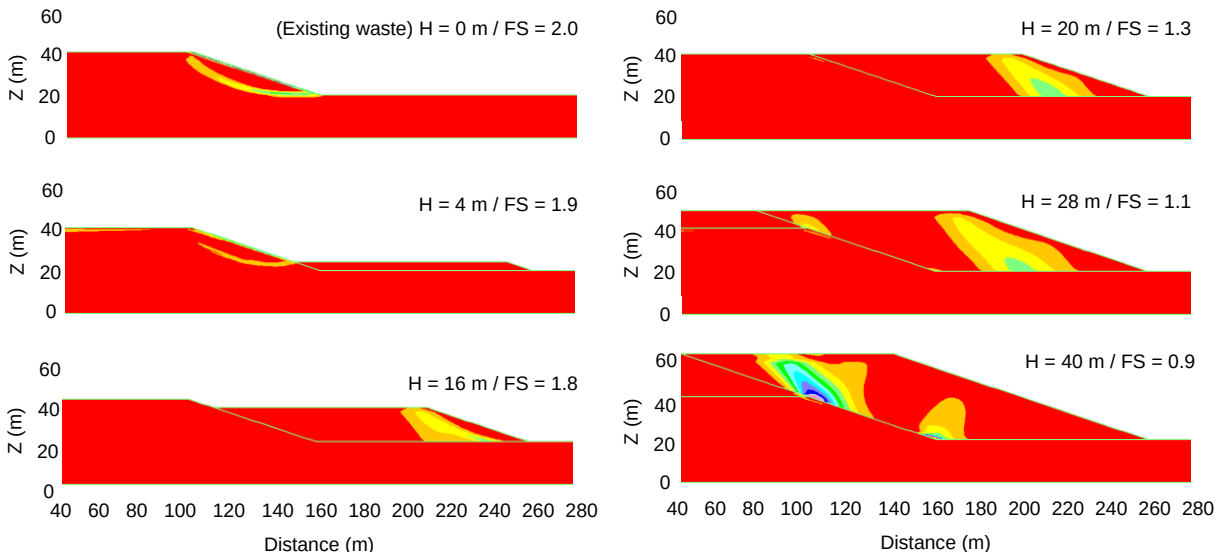


Figure B-38. Safety factor and the maximal shear strain zones with backfilling progress.

5.2.5. Interface failure mechanisms

The evolution of the shape of the maximum shear zone (Figure B-38) shows that interface properties have a major influence on stability compared to waste properties. Indeed, beyond H = 4 m, the induced sliding surface systematically passed through the interfaces. As H increased, the initial rotational movement in the old waste was replaced by a translational slippage on the interfaces. This translational movement seems to have begun concurrently at the inner slope and the rightmost part of the lower flat area before quickly moving to the left. It should be noted that these movements were always associated with high shear strains in the new waste mass.

To better understand the interface failure mechanisms and their evolution as backfilling progresses (progressive slippage along the interfaces), a parameter called the stability ratio (R_S) is proposed herein as a complement to the traditional factor of safety. R_S can be used to detect and locate the beginning of an interface failure along a lining system and how this instability spreads out along the interface as backfilling progresses. R_S was calculated for each individual portion of the interfaces using Equation 2. R_S corresponds to the ratio between the

interface shear strength (τ) and the mobilized shear stress (T). An R_S approaching unity showed a weak interface area with a local instability where shear stresses exerted at this interface were in equilibrium with the interface shear strength. Conversely, a high value of R_S showed good mechanical stability.

$$R_S = \frac{\tau}{T} \quad \text{with} \quad \tau = \sigma_n \tan \emptyset \qquad \text{Equation 2}$$

In the Equation 2, R_S is the stability ratio; τ is the interface shear strength; T and σ_n are the mobilized shear stress and normal stress at the interface respectively and $\emptyset$ is the interface friction angle.

To take into account the strain softening behaviour, it was necessary to develop a specific code implemented in the software. With this strain softening code, the friction angle at interfaces and hence the interface shear strength could be determined at each stage of construction. Consequently, it was possible to calculate R_S for each portion of interfaces I1–I4.

By analysing Figure B-39 (a) that shows the distribution of R_S along all the interfaces at H = 20 m, it can be seen that the R_S of interfaces I1 and I4 remained somewhat greater than unity. This means that the shear stresses at these interfaces had not yet reached their shear strengths. At this stage of backfilling, there is hence no failure along these interfaces. However, the two interfaces I2 and I3, which showed the lowest mechanical properties, had R_S around 1 along the whole inner slope and the latter half of the lower flat area. This means that translational instability occurred along these portions of the interfaces I2 and I3.

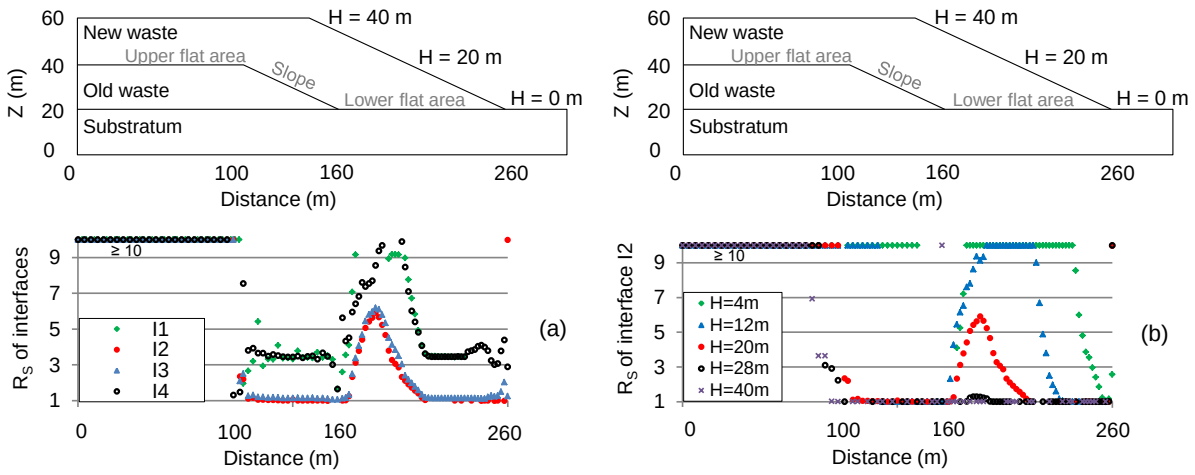


Figure B-39. Stability ratio (a) at H=20 m along interfaces I1, I2, I3 and I4, (b) from H = 4 m to H = 40 m along interface I2 GTX/GMB

Furthermore, to better see where this instability begins and how it extends along the whole interface, the distribution of R_S along the interface I2 (less resistant interface) as H increases, has been shown in Figure B-39 (b). The instability zone characterized by R_S = 1, concurrently started at the rightmost part of the lower flat area and near the corner of the inner slope. Moreover, the increase in H resulted in an increase of the instability zone extent. As H

increased, the instability zone gradually moved to the left. This interface failure mechanism confirms the interface displacement kinematics observed in Figure B-38.

6. Summary and Conclusions

The aim of the research presented herein was to identify the key factors that control the interface failure and the deformation of geosynthetic (geosynthetic) lining systems. These factors concerned the lateral length of a piggyback landfill expansion (PBLE), the gradient of the inner and outer slopes, the implementation of mechanically stabilized earth, the presence of a 4-m berm at the inner slope, the type of geomembrane (textured or smooth), the leachate table in old and new waste and finally the stiffness of the geogrid (GGR) reinforcement. For this purpose, several finite difference modelling were performed on a typical–PBLE.
The geosynthetic interface strain softening, the nonlinear stiffness of geosynthetics and the differentiation between the compressive and the tensile behaviours of geosynthetics were considered for the modelling. Four layers of geosynthetics were integrated into the lining system: from top to bottom a geotextile (GTX), a geomembrane (GMB), a geosynthetic clay liner (GCL) and a GGR. Moreover, the influence of the new landfill construction on the movements within the old landfill, on the piggy-back lining system (distribution of forces and strains within each geosynthetic layer; interface shear stresses/displacements) was analysed.
The following conclusions can be drawn from the numerical simulation results:

(a) The induced settlements in the existing waste by the piggy-back landfill significantly increased only when new waste was added on top of the existing waste cell. During the construction of the piggy-back landfill, two opposite directions of the horizontal movements were observed within the old existing landfill. The old waste mass initially moved towards the left before moved towards the right.

(b) The analyses also showed that as the height of backfilling increased, the initial rotational movement within the waste mass gradually evolved into a translational movement along the geosynthetic interfaces. Moreover, a parameter named stability ratio (R_S) calculated for each individual portion of the interfaces showed that the interface failure has simultaneously began at the lower third of the inner slope and at the rightmost part of the lower flat area. The extent of the instability zone spread and steered left as backfilling progressed.

(c) The three factors which had the most effect concurrently on forces/strains in GMB, the interface I2 shear stresses/displacements and stability were the lateral length of the PBLE, the type of GMB (textured or smooth) and the level of leachate table in new waste. The interface failure was mainly controlled by the lateral length of the PBLE and its inner slope gradient.

(d) The use of a double-textured GMB instead of a smooth GMB increased the shear strength of the GTX/GMB and GMB/GCL interfaces and therefore considerably limited the shear

displacements. The magnitude and the distribution of the tensile forces in the GMB were also different. Furthermore, the smooth GMB appeared to promote the GTX deformation at the anchorage point because of its slippage along the GMB. A suitable GMB (textured or smooth) therefore must be chosen based on the site conditions (slope, overloading waste mass, etc.) to avoid both interface failure and the tear of the GTX.

Finally, it is important to note here that the reliability of the numerical models can be improved through field experimental instrumentations, which unfortunately remain rare today.

III. Principaux résultats

Cette section récapitule les principaux résultats issus de l'article présenté dans la section précédente. Cet article s'est intéressé d'abord à l'influence de dix facteurs sur la stabilité au glissement, les contraintes de cisaillement et déplacements aux interfaces et les déformations des géosynthétiques au niveau des BSA et BSP dans le contexte des extensions d'ISDND. Ces dix facteurs sont les suivants : les pentes extérieures et intérieures du nouveau casier, la longueur latérale d'appui sur le substratum argileux, la présence d'une risberme au niveau du talus intérieur (BSA et BSP) du nouveau casier, la présence d'une digue de soutènement au pied du talus extérieur du nouveau casier, le type de géomembrane (lisse ou rugueuse), les niveaux de lixiviats dans l'ancien casier et dans le nouveau casier et enfin la raideur de la géogrille de renforcement. L'étude s'est surtout concentrée sur le comportement mécanique de la géomembrane (GMB) qui est l'élément essentiel d'étanchéité de la BSA.
Par ailleurs l'effet de la construction d'un nouveau casier d'une extension sur les mouvements au sein de l'ancien casier et sur les déformations des géosynthétiques, des déplacements et des contraintes de cisaillement aux interfaces des BSA et BSP, a été investiguée. Enfin, cet article s'est intéressé aux modes de propagation des instabilités au glissement le long des BSA et BSP.
Pour cette étude, c'est le cas type présenté dans le chapitre précédent qui a été retenu pour la modélisation. Il s'agit d'une extension mixte dont le nouveau casier de 40 m de hauteur est construit en partie sur le sommet de l'ancien casier de 20 m de hauteur. L'autre partie du nouveau casier prend appui sur un substratum argileux supposé rigide. Il est à signaler que des illustrations complémentaires à celles présentées dans l'article n° 3, seront données en Annexe B de ce manuscrit. Ces illustrations concernent les contraintes de cisaillement, les déplacements d'interface et les déformations de la géomembrane.

A l'issue de ce chapitre, les points ci-dessous peuvent être retenus.

D'abord, trois facteurs qui influencent le plus à la fois les efforts/déformations dans la GMB, les déplacements d'interface et la stabilité au glissement, ont été identifiés. Ce sont la longueur de l'emprise latérale du nouveau casier, le niveau de lixiviats dans les nouveaux déchets et surtout le type de GMB (texturé ou lisse) utilisé.
En France, la tendance générale consiste à proscrire systématiquement les GMB texturées en barrières de fond et de de flancs de casier.
Dans cette étude, les résultats des modélisations numériques ont montré que l'utilisation d'une GMB texturée permet non seulement de réduire les déplacements d'interface mais aussi d'accroitre significativement la stabilité au glissement translationnel en comparaison à une GMB lisse. Mais, cette utilisation a conduit à une augmentation générale des efforts dans la GMB (jusqu'à 5 fois plus élevés que les efforts dans une GMB lisse). Toutefois, les déformations dans la GMB texturée sont restées faibles et inférieures à 1 % pour une pente de 3H/1V et un nouveau casier haut de 20 m. Par contre, A partir d'une certaine hauteur du nouveau casier (32 m dans cette étude), l'utilisation d'une GMB lisse ne permet plus de garantir la stabilité de l'ouvrage. Aussi, il a été mis en évidence que pour la GMB lisse, il y avait un report de charge des contraintes de cisaillement au pied du talus intérieur du nouveau

casier (= talus extérieur de l'ancien casier), ce qui conduit à une augmentation locale des efforts de tractions à des valeurs supérieures à celle de la GMB texturée (9,5 kN contre 7,6 kN dans cette étude). De plus, l'utilisation d'une GMB lisse a conduit pour certaines conditions (fortes pentes, hauteurs de déchets importantes, etc.) à la rupture du géotextile (GTX) de protection au niveau de l'ancrage en tête de talus.
Par conséquent, mêmes si ces valeurs sont à relativiser car elles peuvent varier d'un site à un autre (configuration géométrique) et selon la nature de la GMB mise en œuvre, l'ensemble des simulations présentées dans ce chapitre a montré qu'il est indispensable d'utiliser une GMB dont les propriétés d'interface permettent de garantir à la fois la stabilité au glissement translationnel, sa propre intégrité structurelle (limitation des efforts/déformations) et aussi l'intégrité structurelle du GTX de protection sus-jacent.

Ensuite, il a été montré que les tassements à grande échelle au sein de l'ancien casier sont peu affectés par la construction du nouveau casier lorsque celui-ci prend appui uniquement sur le talus (pente de 3H/1V) de l'ancien casier (cas d'une extension purement latérale). Une pente plus faible aurait entrainé certainement une influence plus marquée.
En outre, dans le cas d'une extension mixte, où le nouveau casier prend appui également sur le sommet de l'ancien casier, une influence évidente sur les tassements a été constatée. Par ailleurs, deux directions opposées de mouvements horizontaux qui se produisent successivement au sein de l'ancien casier lors de la construction du nouveau casier, ont été observées. Ainsi, lorsque des puits verticaux sont installés dans l'ancien casier, il convient d'évaluer leur intégrité structurelle vis à vis de ces mouvements horizontaux différentiels.

Enfin, pour clore ce volet résultats, on peut rappeler les enseignements tirés de l'utilisation du ratio de stabilité (R_S), paramètre proposé dans cette étude pour l'analyse de l'évolution de l'instabilité le long des interfaces des BSA au niveau des BSP. R_S a permis de mettre en évidence, que l'instabilité débutait d'abord au niveau de l'interface GTX-GMB qui présente logiquement les plus faibles caractéristiques mécaniques. Il a été également mis en évidence que l'instabilité au glissement translationnel se produit simultanément au niveau du pied du talus extérieur de l'ancien casier et du pied du talus extérieur du nouveau casier. L'utilisation de R_S a par ailleurs permis de montrer qu'au fur et à mesure de la construction du nouveau casier, cette instabilité se développe et s'étend progressivement vers l'amont de l'ancien casier.

IV. Conclusions

Ce chapitre VIII clôt la partie B de cette thèse qui était dédiée à la stabilité au glissement translationnel et l'intégrité structurelle des géosynthétiques des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP) des extensions d'ISDND.
Dans ce chapitre, le comportement mécanique de ces systèmes géosynthétiques des BSA et BSP a été analysé afin de mieux comprendre la manière dont les différentes couches de géosynthétiques interagissent et d'identifier les facteurs clés qui influencent la stabilité de l'ouvrage.

Cette analyse détaillée a été possible grâce à l'utilisation d'une méthode rationnelle de modélisation des systèmes géosynthétiques (MeRaMoG) proposée dans le chapitre II. Cette méthode considère cinq critères essentiels qui sont la modélisation du nombre réel de géosynthétiques et d'interfaces dans l'ouvrage (critère 1) ; la prise en compte du phasage de construction (remblaiement) et de l'évolution des propriétés mécaniques des déchets avec ce phasage (critère 2) ; la prise en compte du comportement radoucissant des interfaces (critère 3) ; la différentiation entre le comportement en traction et le comportement en compression des géosynthétiques (critère 4) et enfin la prise en compte de l'évolution de la raideur des géosynthétiques avec la déformation (critère 5).

L'analyse détaillée réalisée dans ce chapitre a permis d'acquérir des connaissances nouvelles concernant les mécanismes de développement des instabilités le long des BSA et BSP et les conséquences créées par les glissements sur les déformations des différentes couches des géosynthétiques. On peut rappeler par exemple dans le cas d'une extension mixte, que les instabilités ont tendance à débuter simultanément au pied du talus extérieur du nouveau casier et dans le tiers inférieur du talus extérieur de l'ancien casier, avant de se propager vers l'amont au fur et à mesure que le nouveau casier est construit.

CONCLUSIONS DE LA PARTIE B

La partie B de cette thèse, à travers ses trois chapitres, a porté sur les risques dits à grande échelle, généralisés à l'ensemble des BSA et BSP des extensions d'ISDND (sur des distances souvent supérieures à 100 m). Ces risques identifiés dans l'introduction générale de cette thèse, concernaient la stabilité au glissement translationnel et les tensions/déformations au sein des différentes couches de géosynthétiques (GSY) associées à ces glissements.

Dans la partie A de cette thèse, dix méthodes analytiques à l'équilibre limite et la modélisation numérique ont été présentées comme outils d'évaluation de la stabilité au glissement translationnel. Aucune de ces méthodes ne fait consensus et la pertinence de l'utilisation de chacune de ces méthodes pour l'évaluation de la stabilité au glissement translationnel n'était pas démontrée. Une étude comparative portant sur ces dix méthodes analytiques et la modélisation numérique a donc été réalisée afin d'identifier les méthodes les plus conservatives et celles qui se prêtent le mieux à une utilisation dans le cadre des extensions d'ISDND.

Ensuite, nous nous sommes intéressés aux facteurs clés contrôlant la stabilité au glissement translationnel et la déformation des geosynthetic au niveau des BSA et BSP. Pour cela, la modélisation numérique a été utilisée car elle permet de prendre en compte la complexité du comportement mécanique des interfaces et des GSY. Afin d'obtenir des résultats probants et réalistes, il a été nécessaire d'adopter une Méthode Rationnelle de Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG). Cette MeRaMoG est fondée sur cinq critères clés du comportement mécanique des interfaces et des GSY. Ces critères sont la modélisation du nombre réel de GSY et d'interfaces dans l'ouvrage (critère 1), la prise en compte du phasage de construction (remblaiement) et de l'évolution des propriétés mécaniques des déchets avec ce phasage (critère 2), la prise en compte du comportement radoucissant des interfaces (critère 3), la différentiation entre le comportement en traction et le comportement en compression des GSY (critère 4) et enfin l'évolution de la raideur des GSY avec la déformation (critère 5).
Ainsi, en utilisant la MeRaMoG, les mécanismes de glissement et de développement des déformations des GSY associées à ces glissements, ont été analysés. Il s'agissait, au-delà de la simple détermination du facteur de sécurité au glissement, de déceler les signes d'instabilité en identifiant les zones de faiblesse au niveau desquelles l'instabilité débute. Par ailleurs, les processus de développement de cette instabilité le long des BSA et BSP ont été analysés en évaluant l'impact des mouvements d'interfaces sur l'intégrité structurelle (tensions /déformations) des différentes couches de GSY présents au niveau des BSA et BSP.

Les connaissances nouvelles présentées dans cette partie B, devraient contribuer à l'amélioration et l'optimisation de la conception des systèmes GSY sur pente et plus particulièrement des BSA et BSP des extensions d'ISDND.

A l'issue de cette partie B qui s'est intéressée aux risques à « grande échelle », notamment la

stabilité au glissement translationnel et l'intégrité structurelle (tensions/déformations) des GSY généralisées à l'ensemble des BSA et BSP des extensions d'ISDND, il convient maintenant de se pencher sur les risques d'instabilités localisés (à petite échelle). Comme discuté dans l'introduction générale et le chapitre V de la partie A de cette thèse, ces risques dits à petite échelle, concernent les effondrements localisés (cavités) au sein de l'ancien casier sous les BSA et BSP des nouveaux casiers. L'apparition de cavités pouvant être induites par la présence de points durs ou de poches molles dans les anciens déchets, constitue un risque important à considérer pour garantir l'intégrité structurelle des BSA et BSP.

La partie C de ce mémoire de thèse, s'intéressera à cette problématique de cavité sous les BSA et BSP. Dans cette partie C, en plus des volets analytiques et numériques, nous aborderons également le volet expérimental de cette thèse. Cette partie C présentera un nouveau Dispositif Expérimental grande-échelle qui a été spécifiquement conçu et développé pour l'étude de la Performance des geosynthetic de renforcement sur Cavité (DEPGeC).

PARTIE C

RENFORCEMENT SUR CAVITE PAR GEOSYNTHETIQUES : LIMITATION DES DEFORMATIONS LOCALES DES BARRIERES DE SECURITE

INTRODUCTION DE LA PARTIE C 302

CHAPITRE IX ANALYSE COMPARATIVE DES METHODES ANALYTIQUES DE DIMENSIONNEMENT DES GEOSYNTHETIQUES DE RENFORCEMENT SUR CAVITE 305

I Introduction 306

II Présentation du cas d'étude 307

III Evaluation des contraintes verticales de dimensionnement au droit de la cavité 307

IV Evaluation des tensions det éformations dans le géosynthétique de renforcement 313

V Synthèse 320

VI Conclusions 321

CHAPITRE X ETUDE EXPERIMENTALE : PRESENTATION DU DEPGEC ET DE L'INSTRUMENTATION DEPLOYEE 325

I Introduction 326

II Article n° 4 : A large-scale apparatus to assess the mechanical behavior of a reinforced geosynthetic lining system over a cavity 327

III Principaux résultats 356

IV Conclusions 357

CHAPITRE XI EXPLOITATION DU DEPGEC : ANALYSE DETAILLEE DES RESULTATS DES EXPERIMENTATIONS REALISEES 359

I Introduction 360

II Programme expérimental 360

III Distribution des contraintes dans le DEPGeC 363

IV Géométrie de l'effondrement 364

V Déflection des géogrilles et de la géomembrane au droit de la cavité 365

VI Effet de l'ancrage rigide sur les déformations 367

VII Ecart entre les déformations des géogrilles et les déformations des géomembranes 371

VIII Evaluation de l'efficacité des deux géogrilles de renforcement 372

IX Conclusions 378

CHAPITRE XII CONFRONTATION ENTRE LES RESULTATS EXPERIMENTAUX DU DEPGEC ET LES SIMULATIONS NUMERIQUES AVEC LA MERAMOG 381

I Introduction 382

II Article n°5 : Experimental verification of a numerical modelling technique for multilayered geosynthetic lining system 382

III Principaux résultats 402

IV Conclusions 402

CONCLUSIONS DE LA PARTIE C 405

INTRODUCTION DE LA PARTIE C

La partie B de ce manuscrit s'est concentré sur la stabilité à grande échelle des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP). Dans cette partie C, nous nous intéressons aux problématiques d'effondrements localisés (cavités) à petite échelle sous la BSP, susceptibles d'impacter l'intégrité structurelle (tensions/déformations) de toutes les composantes des BSA et BSP.

Nous avons vu dans le chapitre II de la partie A qu'un géosynthétique (GSY) de renforcement est souvent mis en œuvre sous la BSP afin de limiter les déformations des BSA et BSP. Toutefois, il a été montré dans le chapitre IV de la partie A que les hypothèses sur lesquelles se basent les huit méthodes analytiques de dimensionnement des GSY de renforcement sur cavité qui ont été présentées, sont non seulement différentes selon la méthode considérée, mais aussi peuvent s'éloigner des conditions réelles existantes au niveau des extensions d'ISDND. A titre d'exemple, la forme de la cavité et la géométrie de l'effondrement sur site réel restent aléatoires et peuvent s'éloigner des cas classiques de forme circulaire ou rectangulaire, ou encore d'effondrements cylindrique et tronconique considérés dans le cadre decertaines méthodes de dimensionnement. Ainsi, au vu de ces incertitudes, **le premier objectif** de cette partie C est de réaliser une étude comparative sur les huit méthodes analytiques afin d'évaluer les écarts entre elles et d'identifier les méthodes les plus conservatives et celles qui ne sont pas adaptées au contexte des extensions d'ISDND. **Le Chapitre IX**, présentera les résultats de cette analyse comparative sur un cas de renforcement par GSY au-dessus d'une cavité. Pour une analyse intégrée, des études paramétriques portant sur la hauteur de remblai au-dessus de la cavité, la taille de la cavité et la valeur limite de la déformation admissible, ont été réalisées.

A la suite du 1er chapitre de cette partie C qui traite du volet analytique, le Chapitre X et le Chapitre XI, traiteront du volet expérimental. En effet, **le deuxième objectif** de cette dernière partie du manuscrit est d'évaluer le comportement mécanique des systèmes GSY de BSA et BSP renforcées par une géogrille de renforcement. A cet effet, **le Chapitre X**, présentera les particularités du Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des GSY de renforcement sur Cavité (DEPGeC) qui a été développé dans le cadre de cette thèse. Le DEPGeC permet une modélisation physique du comportement mécanique de systèmes GSY renforcés sur cavité sous une gamme de contrainte de 0 à 100 kPa. Ce chapitre discutera également de l'instrumentation mise en œuvre dans le cadre des expérimentations. Il s'agit principalement des micro-jauges de déformation pour la mesure des déformations au sein des géogrilles de renforcement et des géomembranes des BSA et BSP, et ainsi que des cellules de pression totale disposées sous la géogrille pour l'évaluation de l'homogénéité de la distribution des contraintes dans le DEPGeC. Le chapitre X présentera enfin un exemple d'essai avec une géogrille de renforcement de 50 kN/m de résistance à la traction afin de montrer la pertinence de cette expérimentation.

Au total dix essais ont été réalisés avec le DEPGeC. Ces dix essais diffèrent par le type de géogrille utilisée (aucune, 50 kN/m ou 100 kN/m) et la mise en place (ou non) d'un ancrage rigide des GSY (déplacements bloqués) au niveau des parois latérales du DEPGeC. **Le**

Chapitre XI s'attachera à analyser et discuter les résultats de ces dix essais. Cette analyse concernera d'abord l'homogénéité des contraintes verticales de confinement appliquées, puis les déflections (flèches) des géogrilles de renforcement au droit de la cavité, ensuite les déformations mesurées au sein de la géogrille et de la géomembrane et enfin, l'efficacité de chacune des deux géogrilles pour la limitation des déformations de la géomembrane.

Par ailleurs, **le 3ème objectif** de la partie C est d'utiliser les données expérimentales issues du DEPGeC pour la validation de la Méthode Rationnelle pour la Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG) qui a été présentée et utilisée dans la partie B. En effet, même si la MeRaMoG prend en compte un certain niveau de la complexité du comportement mécanique des GSY et des interfaces, il est apparu essentiel de valider cette technique de modélisation sur des résultats expérimentaux. Ainsi, **le Chapitre XII** qui constitue le dernier chapitre de ce manuscrit confrontera les résultats des simulations numériques réalisées avec la MeRaMoG avec les résultats expérimentaux du DEPGeC. Cette comparaison porte sur l'essai réalisé avec la géogrille de 50 kN/m avec un ancrage rigide. De même, les essais de caractérisation mécanique des GSY (traction uniaxiale) et des interfaces (essais de cisaillement direct) ont été modélisés avec la MeRaMoG et les résultats expérimentaux ont été comparés aux résultats des simulations numériques.

CHAPITRE IX

ANALYSE COMPARATIVE DES METHODES ANALYTIQUES DE DIMENSIONNEMENT DES GEOSYNTHETIQUES DE RENFORCEMENT SUR CAVITE

I. Introduction

Dans le chapitre IV de la partie A, huit méthodes analytiques de dimensionnement des géosynthétiques (GSY) de renforcement sur cavité ont été présentées. Pour rappel, ce sont les méthodes de :
- Giroud et al. (1990) ;
- Koerner and Hwu (1991) ;
- Koerner et al. (1996) ;
- RAFAEL (1999) ;
- Jones and Pine (2001) ;
- Briançon and Villard (2008) ;
- la norme anglaise BS8006 (British Standard Institute, 2010) ;
- et des recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011).

Nous avons vu que ces méthodes sont basées sur des hypothèses différentes, par exemple la géométrie de l'effondrement qui peut être tronconique ou cylindrique. De même, les expressions des contraintes verticales considérées pour le dimensionnement diffèrent d'une méthode à une autre.

A ma connaissance, aucune étude expérimentale (instrumentation de site par exemple) portant sur un site réel n'a permis de mettre en évidence une forme ou une taille de cavité donnée, ou encore un type d'effondrement dans le contexte des extensions d'ISDND. Dès lors, l'utilisation des huit méthodes analytiques précitées, pour le dimensionnement des GSY sur cavité dans le contexte des extensions d'ISDND comporte des incertitudes différentes qu'il conviendrait d'évaluer.

Par conséquent, il apparait important de réaliser une analyse comparative sur ces huit méthodes analytiques de dimensionnement des GSY sur cavité afin de mettre en évidence d'une part les différences pouvant exister entre elles, et d'autre part de montrer celles qui ne seraient pas adaptées au contexte des extensions d'ISDND.

A cet effet, ce chapitre présente les résultats de trois études paramétriques portant sur la hauteur de remblai au-dessus de la cavité, la taille de la cavité et la valeur limite de la déformation admissible. Ces études doivent permettre de constater dans quelle mesure les écarts observés entre les différentes méthodes dans une configuration donnée (pour une un certain intervalle de hauteur par exemple) évoluent lorsque la configuration change (pour d'autres intervalles de hauteurs).

Dans la suite de ce chapitre, tout d'abord, la géométrie du cas d'étude retenu sera présentée. Puis, les écarts observés entre les dix méthodes de calcul de la contrainte verticale de dimensionnement seront étudiées sur la base des études paramétriques évoquées plus haut portant sur la hauteur du remblai et la taille de la cavité. Enfin, les résultats relatifs entre les 8 méthodes de dimensionnement seront analysés en faisant varier la taille de la cavité et la valeur de la déformation admissible.

II. Présentation du cas d'étude.

La Figure C-1 présente la géométrie type retenue pour l'analyse comparative des dix méthodes de calcul de la contrainte verticale au droit de la cavité et des huit méthodes analytiques de dimensionnement. Une cavité rectangulaire (tranchée) de 2 m de largeur sous le GSY de renforcement a été retenue pour l'analyse comparative. Il est supposé que le GSY de renforcement présente une seule direction de renforcement (uniaxial).
Dans la suite de ce chapitre, ce cas type sera considéré comme le cas de référence. Les caractéristiques mécaniques précisées sur la Figure C-1 seront reprises systématiquement pour le calcul des contraintes verticales, des déformations et des tensions dans le GSY de renforcement. Par ailleurs, une étude paramétrique sera réalisée afin d'évaluer l'impact de la hauteur du remblai, de la largeur de la cavité, des déplacements aux ancrages ainsi que l'angle d'inclinaison du GSY de renforcement par rapport à l'horizontale sur les résultats du dimensionnement. Les intervalles de variation de chacun de ces paramètres seront précisés à chaque fois.

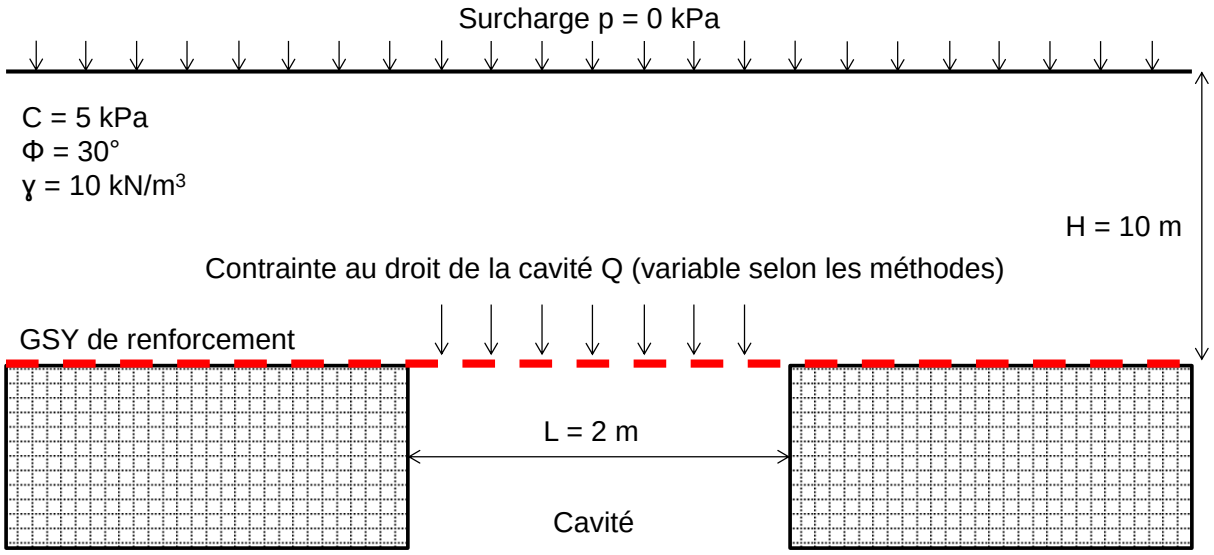


Figure C-1. Schéma récapitulatif de la géométrie de base avec une cavité rectangulaire de largeur B considérée pour l'analyse comparative.

III. Evaluation des contraintes verticales de dimensionnement au droit de la cavité

La contrainte verticale appliquée au droit du GSY de renforcement dépend de la hauteur de remblai et de la taille de la cavité considérées. Huckert (2014) a réalisé une étude comparative sur l'estimation de cette contrainte verticale mais cette étude a porté uniquement sur cinq méthodes de calcul et n'a pas intégré l'effet de la taille de la cavité sur la contrainte verticale calculée. Dans la présente section, dix méthodes de calcul sont comparées. Il s'agit des méthodes de Marston and Anderson (1913), de Terzaghi (1943), de Vardoulakis et al. (1981) selon les deux hypothèses de Coulomb et de Roscoe, de Handy (1985), de BS8006 (British

Standard Institute, 2010), des recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011) et de Giroud et al. (1990) selon deux hypothèses que sont la prise en compte ou non de la cohésion du remblai. Par ailleurs, en plus de l'influence de la hauteur du remblai, l'influence de la taille de la cavité sur les courbes d'évolution de la contrainte verticale a été investiguée. Le Tableau C-1 présente les intervalles de variation considérés pour cette étude comparative. Un intervalle de variation de 0 à 5 m avec un pas de 0,5 m a été considéré pour la largeur de la cavité même s'il est invraisembbale qu'une cavité de 5 m se forme au sein des anciens déchets. Pour rappel comme discuté dans le chapitre IV de la partie A (cf. II.3.1), les largeurs de cavité généralement considérées sont comprises entre 0,5 et 2,4 m. En ce qui concerne la hauteur de remblai, un intervalle de variation de 0 à 25 m a été considéré car comme nous le verrons par la suite, au-delà de 20 - 25 m de hauteur, il n'y a pratiquement plus d'influence de la hauteur de remblai sur la contrainte verticale calculée pour la majorité des méthodes. Un pas de 0,5 m a été considéré entre 0 et 10 m de hauteur, puis audelà de 10 m, un pas de 1 m a été considéré car les variations de la contrainte deviennent moins importantes.

Tableau C-1. Hypothèses considérées pour l'analyse comparative des méthodes de calcul de la contrainte verticale au droit de la cavité.

Paramètres	Description	Valeurs de base	Intervalles de variation
$B = L$ (m)	Largeur de la cavité	2	0 à 5
H (m)	Hauteur de remblai	10	0 à 25

III.1. Comparaison des différentes courbes d'évolution de la contrainte verticale représentées en fonction de la hauteur de remblai

L'effet de la hauteur de remblai sur l'amplitude de la contrainte verticale au droit de la verticale a été investigué ici en considérant successivement une cavité de 2 m et de 4 m de largeur. Il est à noter que l'apparition d'un vide franc de 4 m de large au sein des déchets est improbable. La comparaison réalisée ici permet juste de comprendre l'effet de la taille de la cavité sur les différentes courbes d'évolution de la contrainte verticale. Les propriétés de base du remblai mentionnées sur la Figure C-1 (cas de référence) sont systématiquement considérées.

La Figure C-2 et la Figure C-3 présentent les contraintes verticales calculées par les différentes approches en fonction de la hauteur de remblai, respectivement pour des largeurs de cavité fixe de 2 m et de 4 m.

L'augmentation de la hauteur du remblai entraine logiquement une augmentation de la contrainte verticale appliquée au droit de la cavité. Toutefois, trois types d'évolution sont mis en évidence. Une évolution linéaire de la contrainte verticale en fonction de la hauteur de remblai est observée pour la méthode BS8006 (British Standard Institute, 2010) car elle ne considère pas de réduction de la contrainte verticale (par effet voute, ou de l'existence d'un plan d'égal tassement). Une évolution quasi-linéaire (2 pentes) est observée pour la méthode de Marston and Anderson (1913) car au-delà d'une hauteur de $\mathrm{H} = 2{,}5\mathrm{L}$, elle considère une surcharge au-dessus du plan d'égal tassement qui modifie la pente initiale de la droite

d'évolution. Enfin, toutes les autres méthodes présentent un comportement global logarithmique avec une augmentation de la contrainte verticale jusqu'à un seuil où elle a tendance à se stabiliser. C'est la mise en évidence du phénomène de « voûte stable » ou encore d'un plan d'égal tassement au-dessus desquels les charges sont minimisées ou ignorées pour le calcul de la contrainte appliquée au droit de la cavité.

Outre la forme de la courbe d'évolution, la première remarque à tirer de l'analyse des deux figures précédentes est le fait que les contraintes verticales calculées par la méthode BS 8006 s'écartent complètement des contraintes calculées par les autres méthodes. En effet, puisqu'elle considère la pleine charge du remblai majorée des coefficients partiels de l'EC7, les contraintes calculées par BS 8006 sont très élevées et évoluent linéairement avec la hauteur du remblai. Ce constat reste valable quelle que soit la taille de la cavité. Il est important de souligner qu'au-delà d'une hauteur de remblai de 2 m dans le cas d'une cavité de 2 m et d'une hauteur de 4 m dans le cas d'une cavité de 4 m, les contraintes calculées ne sont plus dans le domaine de validité de la méthode [rapport $\left(\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{L}}\right) < 1$]. Il est alors pratiquement impossible que ce critère de validité soit respecté dans le cas des extensions d'ISDND qui présentent des hauteurs de remblai parfois supérieures à 30 m. Par conséquent, la méthode BS 8006 n'est pas adaptée au contexte des extensions d'ISDND.

Par ailleurs, outre la méthode BS 8006, la méthode de Giroud et al. (1990) est la plus conservatrice pour les faibles hauteurs de remblai (H < 10 m pour L = 2 m et H < 15 m pour L = 4 m). En effet, cette méthode reprise par Jones and Pine (2001) ne prend pas en compte la cohésion du remblai et conduit donc à de fortes valeurs calculées au droit de la cavité. Pour de plus grandes hauteurs (H > 10 m pour L = 2 m et H > 15 m pour L = 4 m), c'est la méthode de Marston and Anderson (1913) qui devient la plus sécuritaire car elle considère une surcharge au-dessus du plan de tassement. Pour de très faibles hauteurs ($\frac{H}{L} < 2{,}5$), les méthodes de Marston Anderson (1913) et de Terzaghi (1943) sont équivalentes.
Parmi toutes ces méthodes, celle de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe est de loin la moins pénalisante. A titre d'exemple pour H = 10 m et L = 2 m, la contrainte calculée par cette méthode est de 8,6 kPa contre 22,2 kPa avec la méthode de Terzaghi (1943).

Toutes les autres méthodes présentent des résultats situés un fuseau compris entre la méthode de Giroud et al. (1990) et celle de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe. Il est à noter que la méthode de Giroud modifiée, qui a été proposée dans cette étude en intégrant le coefficient de poussée de Giroud et al. (1990) dans l'expression de la contrainte de Terzaghi (1943) et en prenant en compte la cohésion, permet d'aboutir à des valeurs de contraintes calculées comprises dans le fuseau mentionné plus haut. On peut également constater que pour une largeur de cavité L = 2 m, les contraintes calculées par la méthode EBGEO (2011) sont supérieures ou égales à celles calculées par la méthode de Giroud modifiée proposée ici. Par contre, à L = 4 m, c'est l'inverse qui est observé.

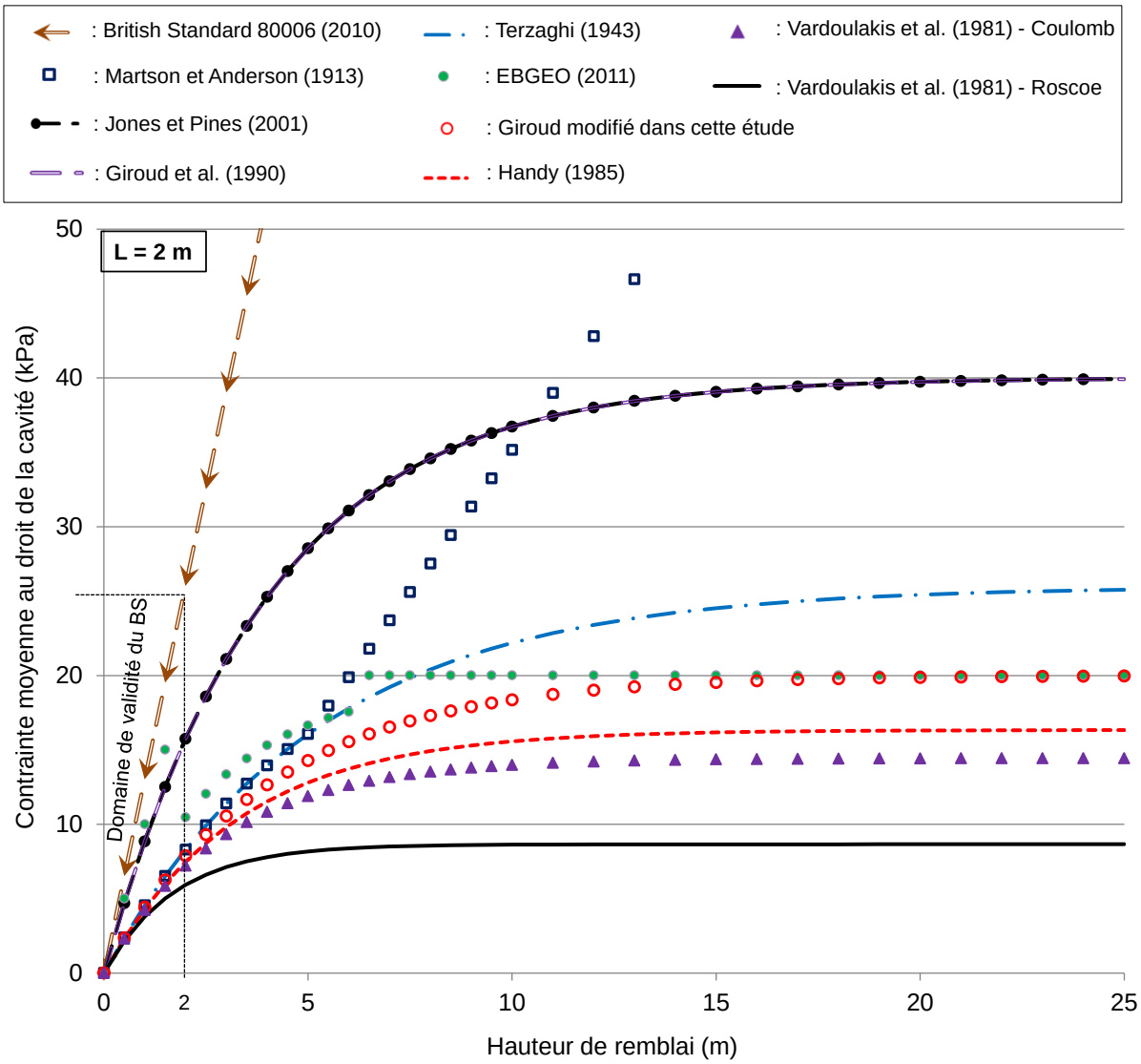


Figure C-2. Courbes d'évolution de la contrainte verticale en fonction de la hauteur du remblai, déterminées par les différentes approches de calcul pour une largeur de cavité rectangulaire de 2 m.

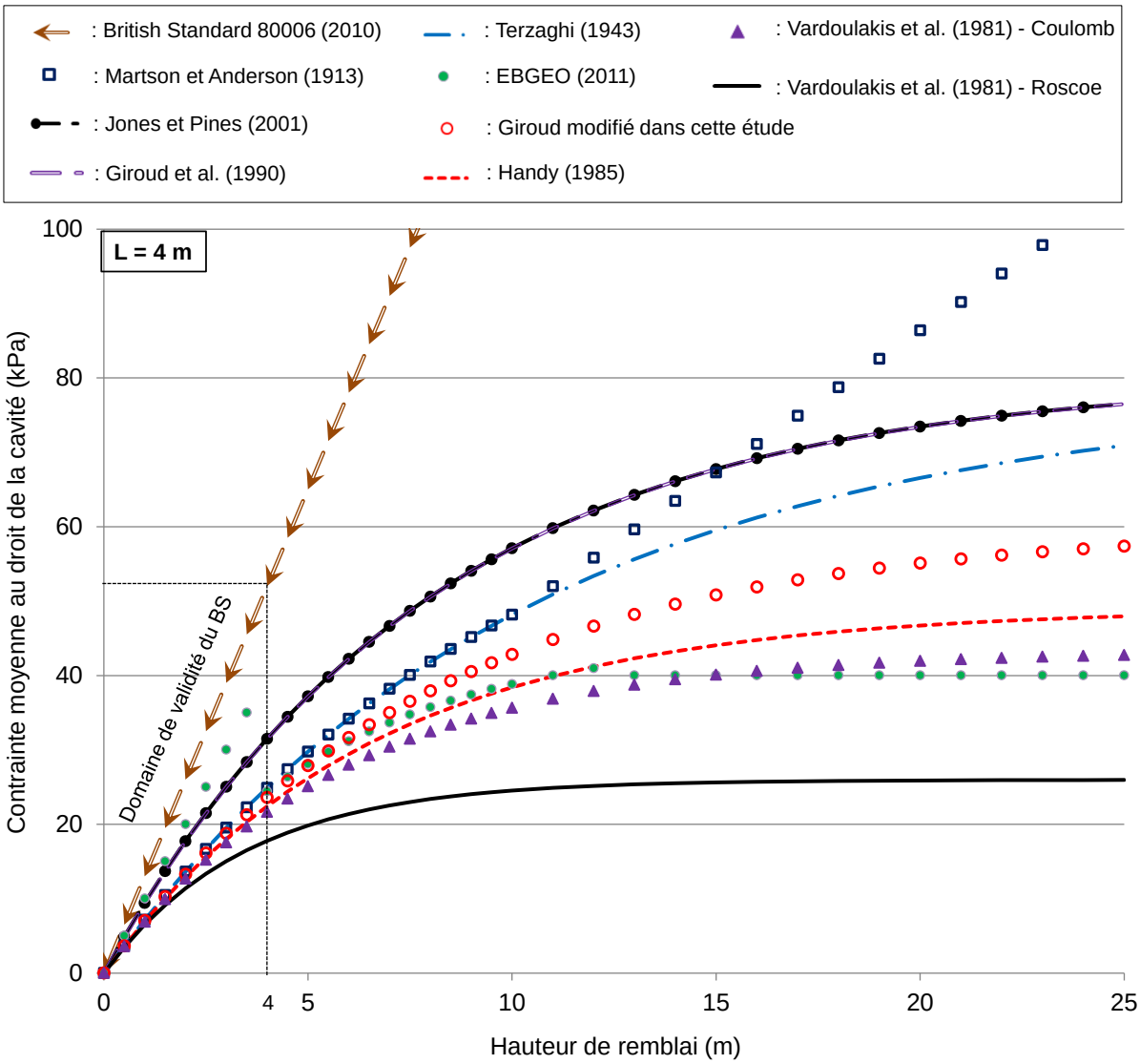


Figure C-3. Courbes d'évolution de la contrainte verticale en fonction de la hauteur du remblai, déterminées par les différentes approches de calcul pour une largeur de cavité rectangulaire de 4 m.

En effet, comme mis en évidence sur la Figure C-2 et la Figure C-3, les rapports entre les courbes d'évolution des différentes méthodes ne sont pas conservées en passant d'une largeur de cavité de L = 2 m à L = 4 m. Pour les méthodes de Giroud et al. (1990) et de Marston Anderson (1913) par exemple, le point d'égalité entre ces méthodes est passé de H = 10 m à H = 15 m. Cela sous-entend que la largeur de la cavité n'influence pas de la même manière les contraintes calculées par les différentes méthodes. Cette influence de la taille de la cavité est analysée dans la section suivante.

III.2. Comparaison des différentes courbes d'évolution de la contrainte verticale représentées en fonction de la largeur de la cavité

La Figure C-4 présente l'effet de la largeur de la cavité (entre 0 et 5 m avec un pas de 0,5 m) sur les contraintes verticales calculées pour une hauteur de remblai fixe de 10 m.

A H = 10 m et pour les largeurs de cavités traitées ici, le critère de validité de la méthode BS8006 (British Standard Institute, 2010) n'est pas respecté. Une contrainte constante de 130 kPa est calculée quelle que soit la largeur de la cavité. Cette méthode ne sera donc pas discutée davantage dans cette section.

En ce qui concerne les autres méthodes, la Figure C-4 montre que pour une largeur de cavité inférieure à 1 m, les contraintes verticales calculées, excepté celles de Marston and Anderson (1913), Giroud et al. (1990) et EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011) sont nulles. Ce constat reste valable quelle que soit la hauteur de remblai. En effet, la cohésion a un effet significatif sur la réduction de la contrainte verticale au droit de la cavité. Dans notre cas, puisqu'une cohésion est considérée (5 kPa dans cette étude) dans les équations de calcul de contraintes (cf. chapitre IV, partie A), la contrainte calculée reste nulle pour une largeur de cavité ≤ 1 m.

Par ailleurs, pour de faibles largeurs de cavité L < 2 m, la méthode de Marston and Anderson (1913) est plus pénalisante que celle de Giroud et al. (1990) alors que l'inverse avait été observé pour de faibles hauteurs de remblai (cf. Figure C-2 et Figure C-3). En outre, la Figure C-4 confirme bien que les deux méthodes proposées par Vardoulakis et al. (1981) sont de manière générale les moins conservatives même si la méthode EBGEO (2011) est légèrement moins pénalisante que la méthode de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Coulomb (cf. Figure C-3) pour de fortes hauteurs de remblai (H < 15 m) et de grandes largeurs de cavité (L = 4 m).

Enfin, pour les autres méthodes, un ordre unique de classement ne peut pas être défini. En effet, on peut observer qu'une méthode peut être plus conservatrice qu'une autre sur un certain intervalle de largeur, mais observer le contraire sur un autre intervalle. C'est le cas par exemple des contraintes calculées par la méthode EBGEO (2011) qui sont supérieures à celles calculées par la méthode de Terzaghi (1943) pour des largeurs de cavité L < 2 m, alors que l'inverse est observée pour des largeurs de cavité L > 2 m.

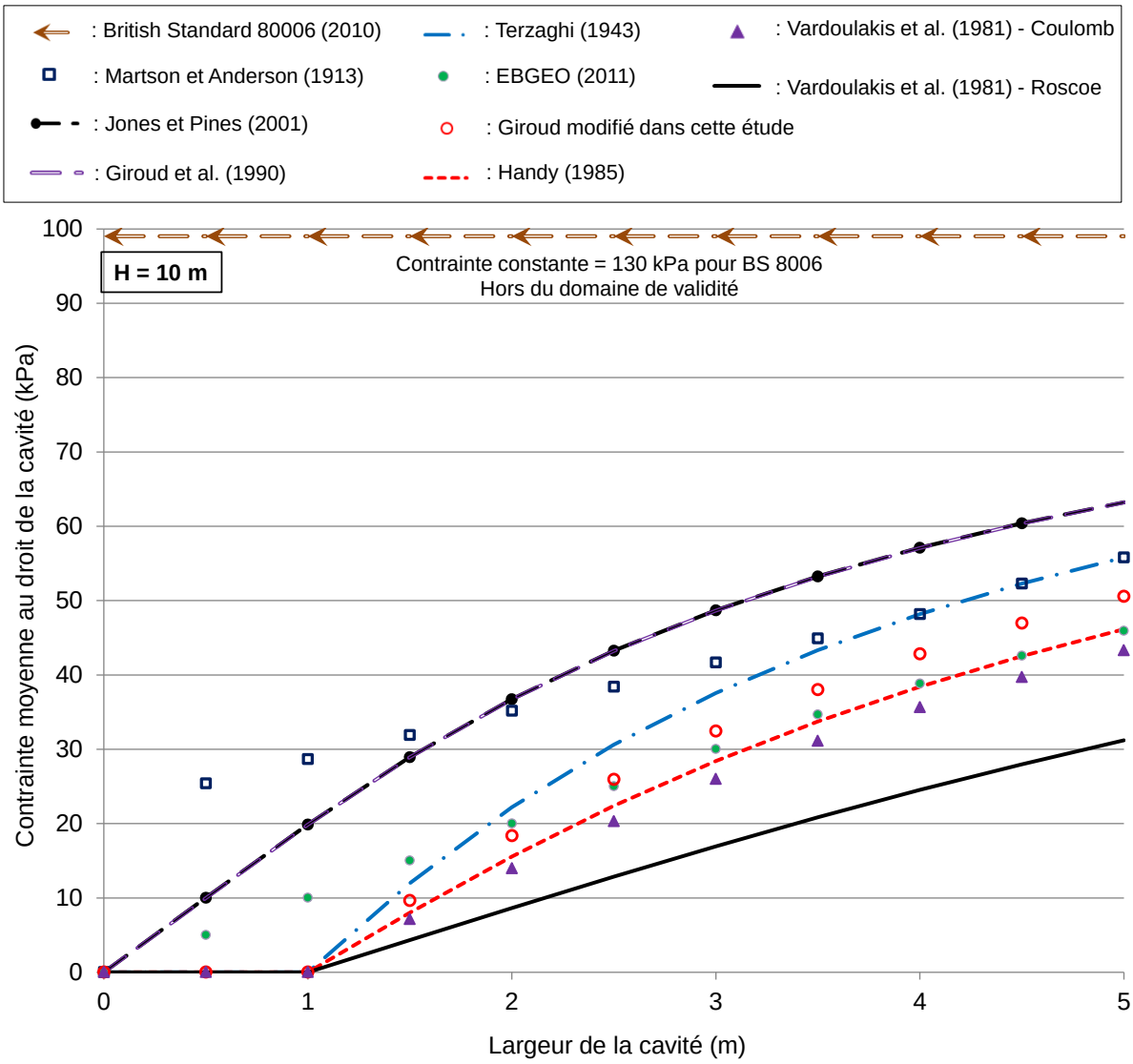


Figure C-4. Courbes d'évolution de la contrainte verticale en fonction de la largeur de la cavité, déterminées par les différentes approches de calcul pour une hauteur de remblai de 10 m.

IV. Evaluation des tensions det éformations dans le géosynthétique de renforcement

Comme vu précédemment dans le chapitre V de la partie A, certaines méthodes de dimensionnement (RAFAEL (1999) par exemple) utilisent des critères de dimensionnement de surface (tassement ou déformation en surface) alors que d'autres méthodes (Giroud et al. (1990) par exemple) utilisent des critères portant sur le GSY de renforcement. En effet, la déformation dans le GSY de renforcement peut être soit une donnée d'entrée pour certaines méthodes ou au contraire un paramètre de sortie pour d'autres. Il est donc difficile de mettre ces méthodes sur le même plan car d'autres facteurs comme le coefficient de foisonnement et l'angle du cône d'effondrement, qui ne sont pas considérées par toutes les méthodes, peuvent influencer les résultats.

Par conséquent, afin d'aboutir à une analyse comparative raisonnable, il a été nécessaire de fixer une valeur de déformation à partir de laquelle la tension correspondante est déterminée par les différentes approches de calcul.

Comme pour la contrainte verticale au droit de la cavité, Huckert (2014) a réalisé récemment une analyse comparative portant sur les différentes méthodes de dimensionnement des GSY de renforcement sur cavité pour la détermination de la tension et la déformation développées dans le GSY de renforcement. Cette analyse qui portait sur quatre méthodes de calcul, n'intégrait pas l'effet de la taille de la cavité sur les résultats. Dans cette section, huit méthodes différentes de dimensionnement sont comparées en fixant plusieurs largeurs de cavité et de déformation pour le calcul de la tension dans le GSY de renforcement. Les méthodes analysées sont celles qui avaient été présentées dans le chapitre V de la partie A. Il s'agit des méthodes de Giroud et al. (1990), Koerner and Hwu (1991), Koerner et al. (1996), RAFAEL (1999), BS8006 (2010), Jones and Pine (2001), EBGEO (2011) et Briançon and Villard (2008).

En outre, afin de mettre en évidence les particularités des méthodes de Jones and Pine (2001) et de Briançon and Villard (2008), des intervalles de variation concernant respectivement l'angle d'inclinaison du renforcement et les déplacements aux ancrages ont été considérés. Les intervalles de variation considérés dans cette étude comparative sont donnés dans le Tableau C-2. Pour la taille de la cavité, les largeurs de 1, 2 et 4 m ont été étudiées. Il n'a pas été possible d'analyser l'influence d'une taille de cavité ≤ 1 m car comme présenté précédemment sur la Figure C-4, les contraintes verticales calculées par les différentes méthodes, excepté celles de Marston and Anderson (1913), Giroud et al. (1990) et EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011) sont nulles. Par conséquent, seuls les résultats correspondant aux largeurs de 2 m et de 4 m seront présentés dans la suite de ce chapitre. Par ailleurs, des déplacements millimétriques aux ancrages comme celles considérées par Delmas et al. (2015) ont été retenues pour l'étude d'influence.

Tableau C-2. Hypothèses considérées pour l'analyse comparative portant sur le calcul de la tension dans le géosynthétique de renforcement par les différentes méthodes de dimensionnement.

Paramètres	Description	Valeurs de base	Intervalles de variation
ϵ (%)	Déformation	3	1 à 3
$B = L$ (m)	Largeur de la cavité	2	1 à 4
β (°)	Angle d'inclinaison du renforcement	0	0 à 45
U_0 (mm)	Déplacements aux ancrages	2	0 à 5

IV.1. Comparaison des différentes méthodes de dimensionnement sur la base de la tension requise pour le géosynthétique de renforcement selon le niveau de déformation fixé

Le calcul de la tension dans le GSY de renforcement est basé sur une contrainte verticale correspondant au cas type présenté sur la Figure C-1. Les différentes valeurs de cette contrainte verticale calculées par les différentes approches ont été présentées sur la Figure C-2, la Figure C-3 et la Figure C-4. Deux niveaux de déformation ont été retenus. Les déformations de 1 et de 3 % correspondent aux valeurs maximales admissibles le plus souvent retenues (cf. Partie A, chapitres II et VI) respectivement pour une couche d'argile compactée et une géomembrane (GMB).

La tension dans le GSY de renforcement telle que calculée par les différentes méthodes de dimensionnement est présentée dans le Tableau C-3.
Les résultats annexes du dimensionnement que sont la flèche du GSY de renforcement au droit de la cavité, la raideur du GSY de renforcement et la longueur d'ancrage sont également données dans le Tableau C-3.

Avant d'analyser les résultats des autres méthodes, il convient de signaler que l'utilisation de la méthode de Koerner and Hwu (1991) initialement développée pour le calcul de la tension dans une GMB sujette à un affaissement localisé, aboutit à des tensions largement inférieures aux autres méthodes. A titre d'exemple, à 1 % de déformation fixée, la tension calculée par cette méthode est de 8 kN alors que celle calculée par la méthode de RAFAEL avec la contrainte de Terzaghi (1943) est de 94 kN. De plus, la méthode de Koerner and Hwu (1991) utilise une logique pour le calcul de la tension complètement différente des autres méthodes. Cette logique consiste à déterminer la tension nécessaire pour déformer le GSY jusqu'à la valeur de déformation fixée. Autrement dit, plus la déformation fixée est élevée, plus la tension correspondante sera forte. Pour le cas traité, la tension calculée a augmenté de 8 à 14 kN en passant d'une déformation fixée de 1 à 3 %.
L'autre logique de dimensionnement considérée par les autres méthodes de dimensionnement consiste à déterminer la tension (résistance à la traction) nécessaire pour garantir une déformation du GSY inférieure à la valeur seuil fixée. Cette logique convient mieux au cas des GSY de renforcement utilisés sous les barrières des extensions d'ISDND où l'on fixe un seuil de déformation critique à ne pas dépasser. Ainsi, dans cette logique, plus le niveau de déformation fixé est faible (donc plus l'exigence est forte), plus la tension nécessaire sera élevée. En prenant par exemple la méthode de Giroud modifiée proposée dans cette étude, la résistance à la traction nécessaire pour le GSY de renforcement augmente de 46 à 77 kN en passant d'une déformation fixée de 3 à 1 %, soit une hausse de 67 %. Pour les autres méthodes la hausse est comprise entre 44 et 68 %.

Par ailleurs, dans le cas traité ici avec une hauteur de remblai H = 10 m et une largeur de cavité L = 2 m, la méthode BS 8006 (2010) est hors de son domaine de validité avec un rapport $\frac{H}{L} > 1$. Par conséquent, on peut remarquer que les tensions calculées sont 2 à 4 fois plus fortes que celles déterminées par les autres méthodes.

Outre la méthode BS8006 (2010), c'est la méthode de Jones and Pine (2001) qui apparait la plus pénalisante comme cela a été montré avec le calcul des contraintes verticales. En effet, même si elle utilise une contrainte verticale identique à celle utilisée par Giroud et al. (1990), l'utilisation de la méthode de Jones and Pine (2001) aboutit à des tensions légèrement plus fortes que celles calculées par la méthode de Giroud et al. (1990) vraisemblablement parce qu'elle considère des réactions verticales en bordure de cavité. A 3 % de déformation fixée, les tensions calculées sont de 93 kN et 91 kN respectivement pour les méthodes de Jones and Pine (2001) et de Giroud et al. (1990). Avec la prise en compte des facteurs de sécurité à long terme (endommagement, fluage, etc.), l'écart est nécessairement encore plus grand. On peut également noter que l'angle β d'inclinaison du renforcement par rapport à l'horizontale peut avoir un effet majorant et également un effet minorant sur la valeur de la tension calculée. En

effet à 3 % de déformation, en passant de β = 0° à β = 18,43° (pente 3H/1V), la tension augmente dans un premier temps de 93 kN à 100 kN, puis elle diminue dans un second temps en passant β = 18,43° à β = 45° (pente 1H/1V) de 100 kN à 90 kN.

Par ailleurs, l'écart entre la méthode de Giroud et al. (1990) et celle de Giroud modifiée proposée dans cette étude, demeure conséquent quel que soit le niveau de déformation fixé. Par exemple à 3 % de déformation, les tensions calculées sont de 46 kN et 91 kN respectivement pour la méthode de Giroud et al. (1990) et celle de Giroud modifiée, soit un écart relatif d'environ 50 %.

Cela est tout simplement dû aux différences de contraintes calculées par les deux méthodes comme expliqué précédemment.

Les tensions calculées par la méthode RAFAEL dépendent essentiellement de la contrainte verticale de dimensionnement retenue. Logiquement, l'utilisation de la contrainte de Marston and Anderson (1913) aboutit à de fortes tensions (91 kN à 3 % de déformation) comparativement à celle des contraintes de Terzaghi (1943) et de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe. Dans tous les cas, l'utilisation de la contrainte de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe entraine de faibles valeurs de tensions calculées puisque cette contrainte est la moins pénalisante (cf. Figure C-2, Figure C-3 et Figure C-4).

Il a été également montré grâce à la méthode de Briançon and Villard (2008), que même si l'augmentation des déplacements aux ancrages entraîne une augmentation de la flèche du GSY de renforcement, la résistance à la traction se trouve d'autant plus réduite que les déplacements aux ancrages sont importants. L'influence des déplacements aux ancrages est plus marquée pour de faibles déformations. A 1 % de déformation, les tensions calculées sont de 93 kN et 76 kN respectivement pour U_0 = 0 mm et U_0 = 5 mm, soit un écart de 18 %. A 3 % de déformation fixée, l'écart entre ces deux tensions atteint seulement 9 % avec des valeurs de 57 kN et 52 kN respectivement pour U_0 = 0 mm et U_0 = 5 mm.

Tableau C-3. Tableau de variation de la tension, de la flèche et de la raideur du géosynthétique de renforcement et de la longueur d'ancrage en fonction de la déformation fixée pour une largeur de cavité de 2 m et une hauteur de remblai de 10 m.

Déformation fixée ϵ (%)		1				3			
Méthodes		Flèche (m)	Tension (kN/m)	Raideur (kN/m)	Longueur de recouvrement [1] (m)	Flèche (m)	Tension (kN/m)	Raideur (kN/m)	Longueur de recouvrement [1] (m)
Giroud et al. (1990)	original	0,12	153	15 300	3,7	0,21	91	3 033	3,0
	modifié	0,12	77	7 700	2,8	0,21	46	1 533	2,5
Koerner and Hwu (1991)		0,12	8	800	2,1	0,21	14	467	2,2
Koerner et al. (1996) T[2]		0,12	38	3 800	2,4	0,21	23	767	2,3
RAFAEL (1999) [2]	M&A[2]	0,12	148	14 800	3,6	0,21	91	3 033	3,0
	T[2]	0,12	94	9 400	3,0	0,21	57	1 900	2,6
	V&R[2]	0,12	37	3 700	2,4	0,21	23	767	2,5
BS8006 (2010) ELS		0,12	420	42 000	6,6	0,21	257	8 567	4,8
BS8006 (2010) ELU		0,12	546	54 600	7,9	0,21	333	11 100	5,6
Jones and Pine (2001)	β = 0°	-	154	15 400	3,7	-	93	3 100	3,0
	β = 18.43°	-	157	15 700	3,7	-	100	3 333	3,1
	β = 45°	-	130	13 000	3,4	-	90	3 000	3,0
EBGEO (2011)		0,12	85	8 500	2,9	0,21	52	1 733	2,6
Briançon and Villard (2008)	U_0 = 0 mm	0,12	93	9300	3,0	0,21	57	1 900	2,6
	U_0 = 2 mm	0,14	81	8100	2,9	0,23	53	1 767	2,6
	U_0 = 5 mm	0,15	76	7600	2,8	0,24	52	1733	2,6

[1] : calculé à partir de la formule de McKelvey-III (1994) ; [2] : M&A, T et V&R : contrainte verticale calculée respectivement par les méthodes de Marston and Anderson (1913), Terzaghi (1943) et de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe.

IV.2. Comparaison des différentes méthodes de dimensionnement sur la base de la tension requise pour le géosynthétique du renforcement selon la largeur de la cavité

Avec l'augmentation de la largeur de la cavité à 4 m, les tensions, raideurs, flèches et longueurs de recouvrement calculées ont logiquement également augmentées. Alors que la largeur de la cavité a été doublée (de 2 à 4 m), les tensions calculées à 4 m ont augmenté d'un facteur plus grand pour atteindre parfois des valeurs 5 fois supérieures aux tensions pour 2 m de largeur. C'est le cas par exemple de la méthode RAFAEL avec la contrainte de Vardoulakis et al. (1981) et avec l'hypothèse de Roscoe où les tensions requises pour 2 et 4 m de largeur sont respectivement de 23 et 126 kN/m soit un rapport de 5,5.

Par ailleurs, comme mis en évidence sur la Figure C-4 et dans le Tableau C-4, plus la largeur de la cavité augmente, plus les méthodes de Marston and Anderson (1913) et de Terzaghi (1943) se rapprochent. A 4 m de large, puisque les contraintes verticales sont quasiment identiques, les tensions calculées par les deux méthodes sont donc similaires (147 kN à 3 % de déformation fixée).
En outre, l'influence de l'angle β dans la méthode de Jones et Pines (2001) observé précédemment pour une largeur de cavité de 2 m, est confirmé ici pour une largeur de 4 m. Une augmentation de la tension avec l'angle β est d'abord constatée jusqu'à une pente de 18.43° (3H/1V) suivie d'une baisse de la tension. La logique d'influence des déplacements dans les zones d'ancrage sur la tension calculée par la méthode de Briançon et Villard (2008) décrite précédemment est également confirmée ici.

Tableau C-4. Tableau de variation de la tension, de la flèche et de la raideur du géosynthétique de renforcement et de la longueur d'ancrage en fonction de la largeur de cavité pour une déformation fixée à 3 % et une hauteur de remblai de 10 m.

Largeur de la cavité (m)		2				4			
Méthodes		Flèche (m)	Tension (kN/m)	Raideur (kN/m)	Longueur de recouvrement [1] (m)	Flèche (m)	Tension (kN/m)	Raideur (kN/m)	Longueur de recouvrement [1] (m)
Giroud et al. (1990)	original	0,21	91	3 033	3,0	0,42	282	9 400	7,1
	modifié	0,21	46	1 533	2,5	0,42	211	7 033	6,3
Koerner and Hwu (1991)		0,21	14	467	2,2	0,42	27	900	4,3
Koerner et al. (1996) T[2]		0,21	23	767	2,3	0,42	106	3 533	5,2
RAFAEL (1999)	M&A[2]	0,21	91	3 033	3,0	0,42	247	8 233	6,7
	T[2]	0,21	57	1 900	2,6	0,42	247	8 233	6,7
	V&R[2]	0,21	23	767	2,5	0,42	126	4 200	5,4
BS8006 (2010) ELS		0,21	257	8 567	4,8	0,42	344	11 466	7,7
BS8006 (2010) ELU		0,21	333	11 100	5,6	0,42	446	14 866	8,8
Jones and Pine (2001)	β = 0°	-	93	3 100	3,0	-	290	9 666	7,1
	β = 18.43°	-	100	3 333	3,1	-	309	10 300	7,3
	β = 45°	-	90	3 000	3,0	-	280	9 333	7,0
EBGEO (2011)		0,21	52	1 733	2,6	0,42	199	6 633	6,2
Briançon and Villard (2008)	U_0 = 0 mm	0,21	57	1 900	2,6	0,43	243	8100	6,6
	U_0 = 2 mm	0,23	53	1 767	2,6	0,47	230	7667	6,5
	U_0 = 5 mm	0,24	52	1733	2,6	0,48	222	7400	6,4

[1] : calculé à partir de la formule de McKelvey-III (1994) ; [2] : M&A, T et V&R : contrainte verticale calculée respectivement par les méthodes de Marston and Anderson (1913), Terzaghi (1943) et de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe.

V. Synthèse

Dans les sections précédentes, l'analyse comparative a montré que les tensions ou déformations calculées peuvent varier du simple au double sinon plus selon les hypothèses considérées pour le calcul de la contrainte verticale. De plus, il n'est pas possible de définir un ordre fixe pour classer les méthodes de la plus conservatrice à la moins conservatrice. En effet, une méthode peut être plus conservatrice qu'une autre sur un intervalle (variation de la hauteur ou de la largeur de la cavité) donné mais la tendance peut s'inverser sur un autre intervalle. Plusieurs ordres de classification « globaux » ont donc été proposés ici selon la taille de la cavité et la hauteur de remblai. Ces ordres de classification sont donnés sur la Figure C-5 et la Figure C-6 respectivement pour le calcul de la contrainte verticale appliquée sur le GSY de renforcement au droit de la cavité et le calcul de la résistance à la traction requise pour le dimensionnement.

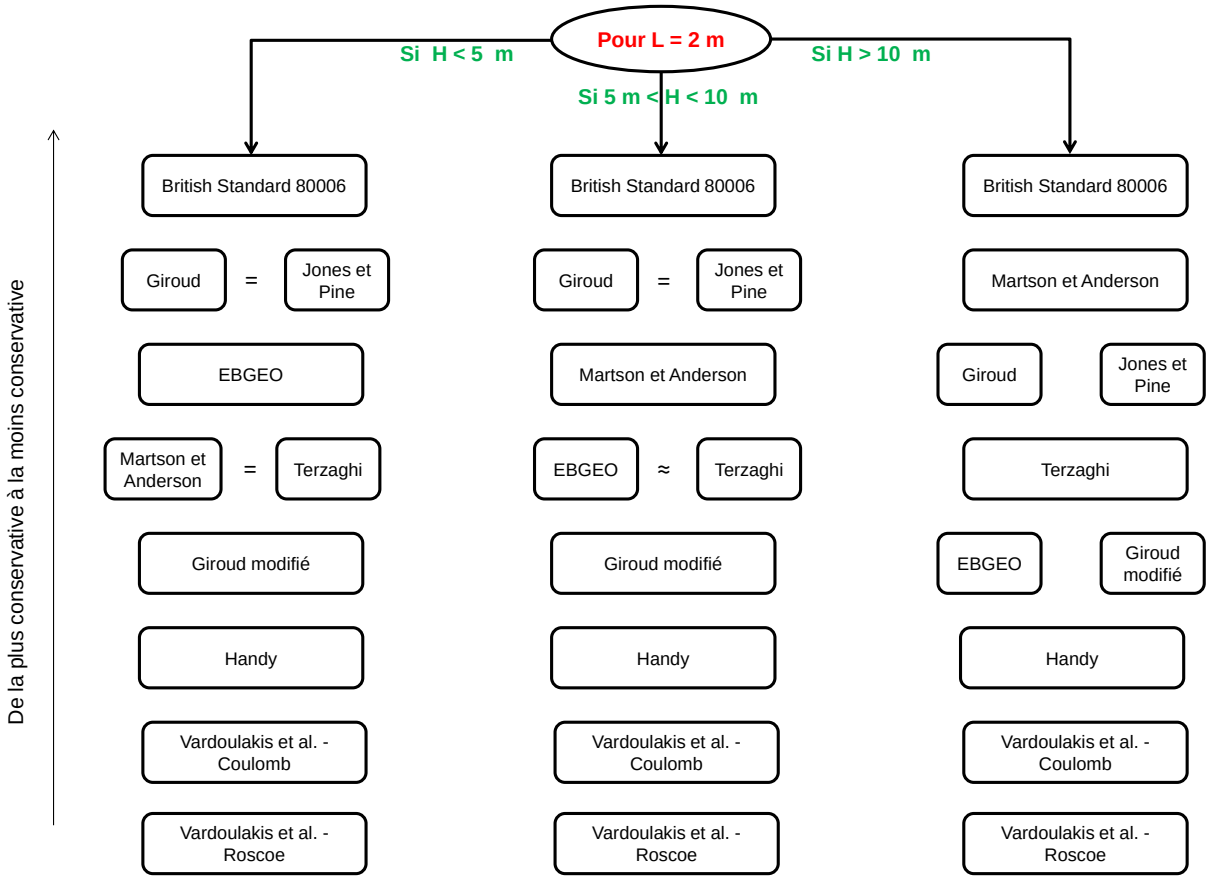


Figure C-5. Classification des méthodes de calcul de la contrainte verticale de la plus conservative à la moins conservative.

Par ailleurs, l'analyse comparative réalisée a montré que les différences observées entre les méthodes de dimensionnement dépendent essentiellement des contraintes verticales retenues par chacune des méthodes. Ces contraintes dépendent bien évidemment de la hauteur de déchets au-dessus de la cavité mais aussi de la taille de la cavité. Malheureusement, à défaut d'avoir une instrumentation adéquate sur chaque site, les ingénieurs sont amenés à poser des

hypothèses arbitraires non seulement sur la taille de la cavité mais aussi sur la géométrie d'effondrement des déchets sur le GSY de renforcement au-dessus de la cavité.

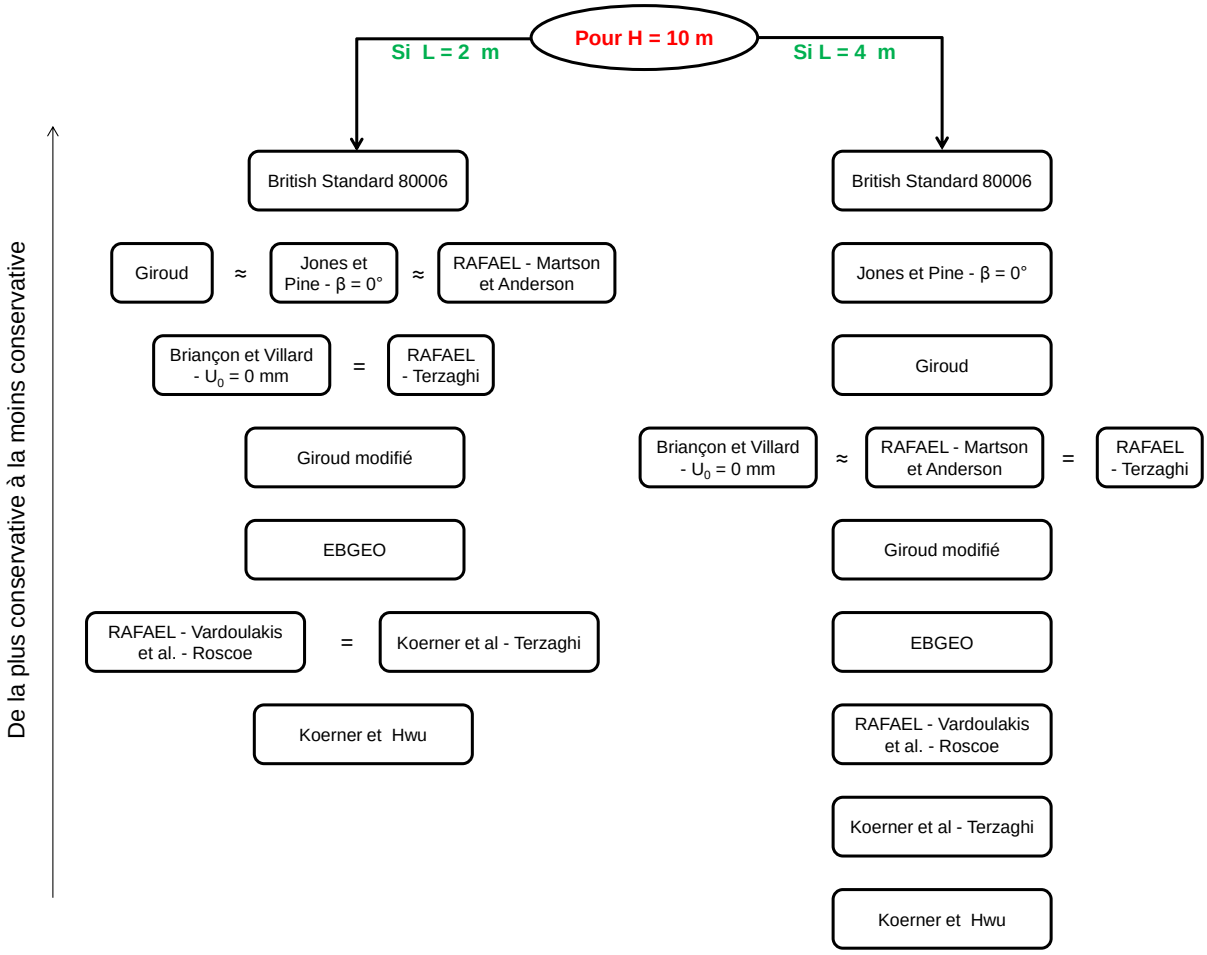


Figure C-6. Classification des méthodes de dimensionnement des géosynthétiques de renforcement de la plus conservative à la moins conservative.

VI. Conclusions

Ce chapitre s'est attaché à comparer les différentes méthodes analytiques de calcul de la contrainte verticale au droit d'une cavité et de dimensionnement des géosynthétiques de renforcement (GSY de renforcement) sur cavité. L'étude a été réalisée sur un cas type d'extension verticale d'ISDND dont le nouveau casier présente une hauteur de 10 m. Une cavité rectangulaire de 2 m de largeur sous le GSY de renforcement a été considérée. Des feuilles de calcul automatisées ont été élaborées à cet effet pour permettre une analyse paramétrique.

Les différents calculs comparatifs réalisés ont fait apparaître des différences souvent importantes entre les contraintes verticales et/ou les tensions calculées par les différentes méthodes. De plus, l'amplitude de ces écarts n'est pas fixe mais varie en fonction de la hauteur de remblai et de la largeur de la cavité. Dans ces conditions, il n'est pas possible de définir un ordre fixe pour classer ces méthodes de la plus conservatrice à la moins conservatrice. Toutefois, plusieurs classifications ont été proposées dans ce chapitre en fonction de la largeur de la cavité et de la hauteur de la cavité considérées.

Dans tous les cas, la méthode British Standard 8006 (2010) est la méthode la plus pénalisante avec des contraintes verticales calculées très élevées comparativement aux autres méthodes. En effet, elle considère la pleine charge de remblai appliquée sur le GSY de renforcement pondérée par les facteurs partiels de l'Eurocode 7. Cependant, cette méthode n'est applicable que lorsque le rapport entre la hauteur de remblai et la taille de la cavité est inférieure à 1. Autrement dit si l'on considère une largeur de cavité de 2m, il faudrait que la hauteur du nouveau casier de l'extension soit limitée à 2 m pour que cette méthode puisse être appliquée. Dans ces conditions, il peut être considéré que l'utilisation stricte de la méthode de British Standard 8006 (2010) n'est pas adaptée au contexte des extensions d'ISDND où les nouveaux casiers présentent souvent des épaisseurs supérieures à 10 m (parfois > 30 m).
De même, la méthode la moins pénalisante qui est la méthode de Koerner et Hwu (1991) et qui été initialement développée pour le calcul de la tension dans une GMB sujette à un affaissement localisé, semble pas être adaptée au renforcement dans le contexte des extensions d'ISDND. Cette méthode utilise en effet une logique de calcul de la tension complètement différente des autres méthodes. Cette logique consiste à déterminer la tension nécessaire pour déformer le GSY jusqu'à la valeur de déformation fixée alors que la logique de renforcement dans le contexte des ISDND est plutôt de déterminer une résistance à la traction d'un GSY de renforcement de manière à limiter sa déformation à une valeur préalablement fixée.

En ce qui concerne les autres méthodes étudiées, si l'on se base sur une analyse globale, les méthodes les moins conservatrices sont celles de Koerner et al. (1996) avec la contrainte de Terzaghi (1943) et de RAFAEL (1999) si l'on utilise la contrainte verticale de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe. Les plus conservatrices sont celles de Jones et Pine (2001), Giroud et al. (1990) et RAFAEL (1999) lorsque la contrainte de Martson et Anderson (1913) est utilisée.
En effet, la contrainte verticale calculée par la méthode de Giroud et al. (1990) et reprise par Jones et Pine (2001) ne prend pas en compte la cohésion des matériaux présents au-dessus de la cavité, ce qui aboutit à de fortes contraintes verticales. Compte tenu du fait que les déchets présentent souvent une forte cohésion en grand apportée par l'enchevêtrement des fibres plastiques par exemple, l'utilisation de ces méthodes peut donc s'avérer conservatif.
Ainsi, une modification de la méthode de Giroud a été proposée dans ce chapitre en intégrant le coefficient de poussée de Giroud et al. (1990) dans l'expression de la contrainte de Terzaghi (1943) et en prenant en compte la cohésion. Cette modification permet d'aboutir à des valeurs de contraintes calculées raisonnables et comparables aux autres méthodes et à une tension significativement réduite. Pour une hauteur de 10 m et une largeur de 2 m, la tension calculée par cette méthode modifiée se trouve réduite de 50 % par rapport à la méthode initiale de Giroud et al. (1990).
Par ailleurs, il a été montré grâce à la méthode de Briançon et Villard (2008) que l'influence des déplacements dans les zones d'ancrage sur la tension dans le GSY de renforcement est d'autant plus importante que la déformation du GSY de renforcement au droit de la cavité est faible.
De même, une influence significative du niveau de déformation maximal admissible fixé sur les valeurs de résistance à la traction calculées, a été observée. Pour le cas type traité dans cette étude, une hausse de 44 à 68 % (selon les méthodes) de la tension a été calculée en passant d'une déformation admissible fixée de 3 % à 1 %.

En outre, il a été montré que pour une largeur de cavité inférieure à 1 m et pour les propriétés mécaniques retenues, les contraintes verticales calculées par toutes les méthodes excepté celles de Marston and Anderson (1913), Giroud et al. (1990) et EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011) étaient nulles.

Au-delà de ces analyses comparatives, il est recommandé, pour être conforme à la réglementation européenne relative au calcul géotechnique, d'utiliser systématiquement les facteurs partiels de pondération de l'Eurocode 7 lors du dimensionnement et ce, quelle que soit la méthode utilisée. Enfin, il est impératif de tenir compte des caractéristiques à long terme du produit en utilisant les facteurs partiels de sécurité concernant le fluage, d'endommagement à la mise en œuvre, les agressions chimiques et climatiques.
Par ailleurs, il convient de signaler qu'il n'y a toujours pas, au jour d'aujourd'hui, de consensus clair sur l'utilisation d'une seule méthode de dimensionnement. En effet, la prise en compte ou non de la réduction de contrainte au droit de la cavité, de la cohésion des matériaux, des déplacements dans les zones d'ancrage ou encore d'un plan d'égal tassement au sein des matériaux ou de la formation d'une voute stable, la hauteur de cette voute, les cavités rigides et fixes, et la raideur isotrope et constante supposée du GSY sont autant d'hypothèses qui rendent difficile le choix à faire par les ingénieurs. De plus, la taille et la géométrie de la cavité dans le contexte des ISDND rajoutent un autre niveau d'incertitude.

Ce chapitre a montré que des variations peuvent être observées en utilisant ces méthodes analytiques. Toutefois, afin de s'affranchir des différentes hypothèses non vérifiées (par exemple géométrie d'effondrement), il peut être intéressant d'adopter une approche expérimentale de dimensionnement. C'est dans cette optique qu'un nouveau Dispositif Expérimental grande-échelle développé pour l'étude de la Performance des GSY de renforcement sur Cavité (DEPGeC) est proposé dans le chapitre suivant.

CHAPITRE X

ETUDE EXPERIMENTALE : PRESENTATION DU DEPGEC ET DE L'INSTRUMENTATION DEPLOYEE

I. Introduction

Les méthodes analytiques discutées dans le chapitre précédent ne permettent pas d'évaluer la performance des géosynthétiques (GSY) pour la limitation des déformations des barrières de sécurité active et passive (BSA et BSP) au-dessus de la cavité. En effet, elles ne permettent pas de calculer la déformation de la géomembrane située au-dessus du GSY de renforcement. De plus, elles supposent que la raideur du GSY de renforcement reste constante, quel que soit le niveau de déformation atteint alors que les GSY présentent un comportement en traction non-linéaire, traduisant une évolution de la raideur avec la déformation du produit (Giroud, 1994, Long et al., 1995, Tano et al., 2016a).
Pour l'évaluation de l'efficacité d'un GSY de renforcement sur cavité pour la limitation des déformations dans un matériau situé au-dessus de ce GSY de renforcement, il est intéressant de recourir à une expérimentation (modélisation physique).

Une instrumentation en vraie grandeur sur site réel permettrait certainement d'acquérir des informations précieuses sur le comportement mécanique des GSY. Cependant, ce type d'instrumentation dans le contexte des extensions d'ISDND reste rare. En effet, à ma connaissance, seules trois extensions d'ISDND ont fait l'objet d'une instrumentation (Bouthot et al., 2003, Bonnardel et al., 2007, DSWA, 2008). Dans le cadre de cette thèse, il n'a pas non plus été possible d'instrumenter des sites en l'absence d'initiative et de soutien spécifique des pouvoirs publics. Toutefois, même si l'instrumentation sur site réel serait souhaitable, il n'est pas possible de répéter l'expérimentation (casiers remplis une seule fois) dans des conditions identiques (sites différents les uns des autres).
Une autre possibilité serait de réaliser une expérimentation à petite échelle de type centrifugeuse (comme Viswanadham and Konig (2004), Rajesh and Viswanadham (2011) et Divya et al. (2012)). Dans ce type d'essai, cependant, les GSY doivent être remplacés par d'autres matériaux plus fins (échelle réduite) qui sont censés se comporter comme les véritables GSY sous l'accélération de la centrifugeuse (Viswanadham and Konig, 2004). Il n'est donc pas possible d'utiliser les propriétés réelles des matériaux. De plus, la définition du facteur d'échelle (passage du GSY réel au matériau à disposer dans la centrifugeuse) pour les géogrilles peut s'avérer compliquée car celles-ci présentent une structure maillée (Viswanadham and Konig, 2004).

Compte tenu des raisons évoquées précédemment, un nouveau Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des GSY de renforcement sur Cavité (DEPGeC) a été développé dans le cadre de cette thèse. A la différence des expérimentations sur sites réels (non répétitifs) ou de type centrifugeuse (facteur d'échelle important), le DEPGeC permet non seulement de réaliser un grand nombre d'essais à souhait, mais aussi de tester les GSY avec leurs caractéristiques réelles (effet d'échelle limité). De même, le DEPGeC permet d'appliquer des contraintes verticales de confinement atteignant 100 kPa, ce qui n'est pas courant dans les expérimentations de laboratoire à grande échelle (cf. LaGatta et al. (1997), d'Imaizumi et al. (1998)) et dans les expérimentations sur sites (cf.Huckert et al. (2013). Pour les expérimentations, un géotextile (GTX), une géomembrane (GMB) et un géosynthétique bentonitique (GSB) ont été considérés. Un matériau minéral (sable choisi) est

intercalé entre ces GSY et une géogrille (GGR) de renforcement disposée sur une cavité rectangulaire de 0,5 m de largeur.

Ce chapitre a pour objectif de présenter les caractéristiques géométriques, le principe de fonctionnement du DEPGeC, le protocole expérimental suivi ainsi que l'instrumentation déployée pour les différentes expérimentations réalisées. Cette instrumentation concerne les micro-jauges de déformation utilisées pour la mesure des déformations au sein de la GGR et de la GMB, et les cellules de pression totale disposées de part et d'autre de la cavité pour le contrôle de l'homogénéité de la répartition des contraintes au sein du DEPGeC.
Tous ces détails techniques ont fait l'objet d'un article scientifique (en révision) qui a été soumis dans la revue Geosynthetics International pour publication. Ce quatrième article en revue de cette thèse qui est présenté dans la section suivante, présentera également un essai réalisé avec le DEPGeC pour montrer le type de résultats qu'il est possible d'obtenir.

II. Article n° 4 : A large-scale apparatus to assess the mechanical behavior of a reinforced geosynthetic lining system over a cavity

Référence de l'article: *Tano, B.F.G., Stoltz, G., Coulibaly, S.S., Bruhier, J., Dias, D., Olivier, F., Touze-Foltz, N. (2016): A large-scale apparatus to assess the mechanical behavior of a reinforced geosynthetic lining system over a cavity*

ABSTRACT

The development of a cavity under an engineered construction can lead to excessive tensile strain and eventually to failure. To prevent this eventuality, a geosynthetic reinforcement layer is often implemented below the construction to bridge the cavity. This report presents a new large-scale test apparatus (LSTA) developed to assess the mechanical behavior of a reinforced geosynthetic lining system over a 0.5 m --wide-width cavity. Foil microstrain gauges were used to measure the strain within the geogrid and the geomembrane and total pressure cells were also used to measure the vertical pressure on both sides of the cavity.
The utility of the LSTA is demonstrated by an experiment that involved imbedding a 50 kN/m polyvinyl alcohol geogrid into a sand layer, a geosynthetic clay liner, a high-density polyethylene geomembrane, and a now-woven needle punched geotextile. This reinforced geosynthetic system was then used as the lining system of a piggy-back landfill wherein a new landfill is built over an old one.
To simulate the load of the overlying waste, an overburden pressure varying from 10 to 100 kPa was applied to the top of the LSTA. The results of the experiment show that the overall strain within the geomembrane is 31% to 42% less than that of the geogrid just above the cavity. The results also show that the spatial distribution of the strain differs within the geomembrane and the geogrid because of the conical shape of the collapsed zone.

Keywords: Geosynthetics, reinforcement, cavity, microstrain gauge, total pressure cell, large-scale test.

ABBREVIATIONS

DLS Drainage and lining system
GCL Geosynthetic clay liner
GGR Geogrid
GMB Geomembrane
GTX Geotextile
HDPE High-density polyethylene
LSTA Large-scale test apparatus
MSG Microstrain gauges
PBLE Piggy-back landfill expansion
PMMA Polymethyl methacrylate
PP Polypropylene
PVA Polyvinyl alcohol
TPC Total pressure cells

1. Introduction

For geotechnical projects, the occurrence of voids (cavity, sinkhole, collapse, subsidence, etc.) beneath engineered constructions (landfills, roads, buildings, etc.) is a major problem that demands attention (Villard et al., 2016), because cavities may lead to significant tensile stress and associated strain (Giroud et al., 1990) within a construction, which can result in its failure.

A drainage and lining system (DLS) is often implemented in the bottom side slopes of landfills to prevent leachate infiltration into the groundwater. A DLS generally involves a geomembrane (GMB) sandwiched between a protection geotextile (GTX) on the top and a geosynthetic clay liner (GCL) on the bottom (Tano et al., 2015a). Moreover, due to the lack of available sites, new waste cells are often constructed over existing ones. This construction technique (called "piggy-back landfill expansion" or PBLE) increases the storage capacity of the landfill by using the existing infrastructure over a longer period of time. In this context, a new DLS is installed between an old waste cell and a new waste cell to prevent leachate infiltration by the new waste. However, because of the high heterogeneity and the compressible nature of waste, localized subsidence resulting from soft pockets (high degradation) or/and hard spots (localized stiff waste) can occur in the old waste beneath the new DLS. Voids that result from such effects are commonly attributed to the "refrigerator effect."

The current state-of-the-practice design is to consider a void 1.8–2.4 m in diameter that could occur beneath the lining system (Stulgis et al., 1996, Chen et al., 2011) (note that smaller diameters are also discussed in literature). For example, Warith et al. (1994) considered a void 0.5–0.6 m in diameter based on an analysis of the settlements contour lines of a landfill. As a

result, the new DLS, and particularly the GMB, may deform and fail under the overburden pressure of the new waste cell (Stulgis et al., 1996). Note that the DLS is surely one of the most important components of landfills because it separates the waste and associated leachate from the groundwater and surrounding natural soil (Chen et al., 2011). Providing a reinforcement system that can resist the subsidence effects and protect the GMB from excessive deformation (above 3%) (Berg and Bonaparte, 1993, Peggs et al., 2005) is therefore essential. For this purpose, a geogrid (GGR) reinforcement is often implemented underneath the construction to bridge the potential cavities (Tano et al., 2015a). Despite the availability of analytical (Giroud et al., 1990, Jones and Pine, 2001) or numerical methods (Villard et al., 2016) of designing geosynthetic reinforcements over a cavity, physical modeling is still essential for investigating geotechnical problems and can be used to generate calibration benchmarks for analytical and numerical methods (Xing et al., 2014)

Three main types of tests exist to assess the behavior of geosynthetics within an engineering construction: full-scale field tests (Guglielmetti et al., 1996, Plankel and Alexiew, 1998, Blond et al., 2005, Bonnardel et al., 2007, Chen et al., 2011), small-scale tests (Viswanadham and Konig, 2004, Rajesh and Viswanadham, 2011, Divya et al., 2012) and large-scale tests (Bathurst, 1990, LaGatta et al., 1997, Imaizumi et al., 1998, Palmeira and Antunes, 2010, Huckert et al., 2013).

For the present study, the authors used a large-scale test apparatus (LSTA) developed in-house to assess the mechanical behavior of a reinforced geosynthetic lining system over a cavity. This report presents this LSTA and related instrumentation and shows how this equipment may be used. To begin, the following section discusses the benefits and the limitations of the three types of tests to explain why a large-scale test was used in this work.

2. Background

Full-scale field tests probe the true characteristics of geosynthetics (*in situ* properties) and the full-scale geometry of a construction (thickness, length, etc.). Even if full-scale field tests are useful, to the best of our knowledge, only four PBLEs have been monitored to date (Bouthot et al., 2003, Bonnardel et al., 2007, DSWA, 2008), presumably because landfill owners are reluctant to implement a monitoring system (e.g., for financial reasons). Moreover, accessing the measuring devices after their installation in full-scale field tests is difficult, so if a measuring instrument malfunctions, it is impossible to repair. Furthermore, comparing one site with another is difficult because each site is unique. Finally, repetitive measurements are not possible in a full-scale field test because the landfill cannot be filled, excavated, and refilled again.

For these reasons, small-scale tests were developed to assess the mechanical behavior of constructions in a timely and economic manner (Hong et al., 2007, Van-Eekelen et al., 2012). Small-scale tests involve centrifuge tests of a scale model of the construction that measures less than 1 m in size. However, such centrifuge tests require a scale factor to be defined

because all geosynthetics are replaced by other materials that are assumed to behave like geosynthetics under strong acceleration (Viswanadham and Konig, 2004). The scale factor is thus a key parameter that influences the results of such tests. However, even if great care is used to determine the scale factor (Viswanadham and Jessberger, 2005, Viswanadham and Rajesh, 2009), it is nontrivial to find a scale factor that gives the true behavior of geosynthetics (and particularly for the GGR because of apertures, ribs, and uniaxial or biaxial behavior) (Viswanadham and Konig, 2004).

For the reasons just outlined, large-scale tests can be considered as a compromise solution between full-scale field and small-scale tests. The scale effects are reduced compared with those of a small-scale centrifuge test. Moreover, the real materials are used and thus the results reflect their real properties (size and mechanical characteristics). Large-scale tests also allow several tests to be done under the same conditions, the instrumentation survey to be updated, and malfunctioning measuring devices to be repaired. The literature contains reports of several successful large-scale tests that focused on the mechanical behavior of GGR reinforcement over a void in the context of landfills. For example, LaGatta et al. (1997) used a large-scale test to assess the deformation of a GCL over a void and to determine the relationship between this deformation and the hydraulic conductivity of the GCL. However, this test did not allow a reinforced lining system to be implemented (for example a geogrid embedded in a mineral material that is overlaid by a geomembrane). Moreover, the confining pressure was limited to less than 12 kPa (0.6 m of soil, assuming a density of 2). Imaizumi et al. (1998) used a large-scale test to study how two types of GTX laid beneath a GMB (high-density polyethylene, HDPE, and ethylene propylene diene terpolymer) affect the strain distribution within the GMB. However, only half of the problem was modelled in this test, which meant that the mechanical behavior of the GMB on both sides of the cavity could not be assessed. In addition, Huckert et al. (2013) applied large-scale field tests to noncohesive granular embankments to study load transfer inside geosynthetic-reinforced embankments, which are prone to sinkholes. However, this test only focused on the mechanical behavior of the geosynthetic reinforcement and did not allow them to assess the relationship between the strain within the geosynthetic reinforcement and the strain within a potential element placed above it (e.g., a GMB in this study). This test also did not allow a constant vertical surcharge load over 40 kPa because a gravel layer only 1.2 m thick was placed above the geosynthetic reinforcement.

Thus, none of the previous large-scale tests are suitable for assessing the mechanical behavior of a GMB placed above a geosynthetic reinforcement (separated by soil). In fact, in such a context, the strain both within the GMB and within the geosynthetic reinforcement must be measured to show how this reinforcement protects the GMB from high strain [3% is generally considered as the maximum allowable strain in HDPE GMB (Peggs et al., 2005)]. Furthermore, assessing the mechanical behavior of the reinforced geosynthetic system under high loads (up to 100 kPa, for example) is of interest. To the best of our knowledge, no large-scale test exists for assessing the mechanical behavior of a geosynthetic reinforcement combined with a protective element (a GMB in this study) under high confining loads.

To address this shortcoming, a LSTA was developed to assess the mechanical behavior of both the geosynthetic reinforcement and the GMB. The internal dimensions of this LSTA are 2 m × 1 m × 0.5 m, and it contains a rectangular cavity 0.5 m wide and 1 m long. The LSTA allows a vertical surcharge load of up to 100 kPa to be applied.

Below, the LSTA and its working principle are first described, following which the materials and instrumentation are discussed. To ensure accurate measurements, the calibration of the measuring devices is the subject of a detailed analysis. Finally, the results of an experiment conducted by using a 50 kN/m polyvinyl alcohol (PVA) GGR and a HDPE GMB are presented to show the utility of using the LSTA.

3. Materials used

3.1. Sand

For reinforcement over a cavity, GGRs are commonly embedded within a dense granular material to limit the shear displacements on both sides of the cavity and thereby reduce the vertical deflection at the cavity center. This study used the well-known Hostun sand (Girout et al., 2014, Lajevardi et al., 2014) which was also placed above the GTX to simulate the mineral drainage layer generally installed above the GTX (Figure C-7c).

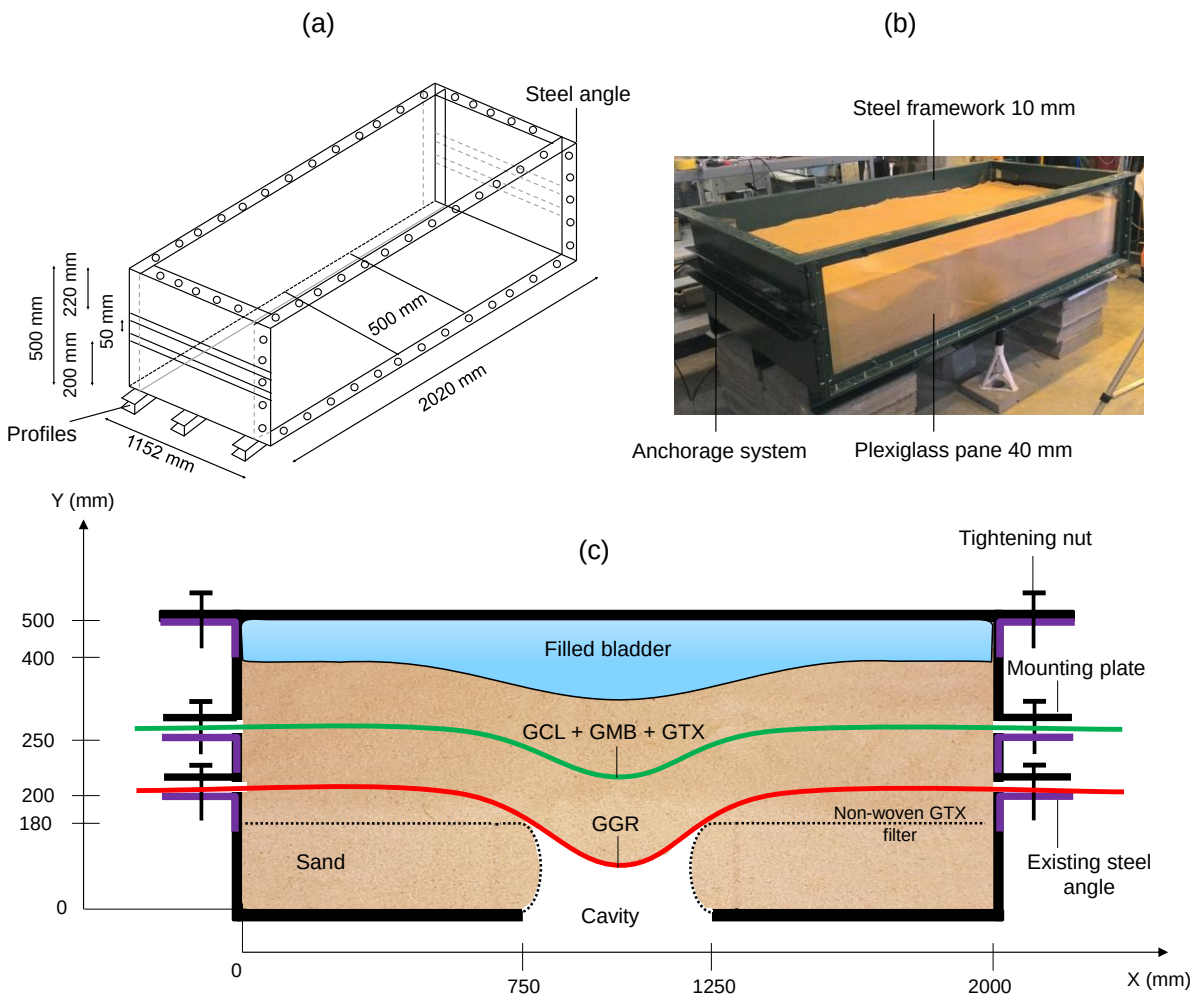


Figure C-7. Layout of the test apparatus (not to scale): (a) Schematic three-dimensional overview showing external dimensions, (b) photograph of open test, (c) side view of experimental apparatus showing the anchorage system and the shape of the cavity.

The sand layer also uniformly distributed the applied load over the top of the reinforced geosynthetic lining system. The sand was dried and sieved to obtain a particle size-distribution spanning from 0.6 to 1.6 mm. Direct shear tests done on the sand under normal stresses of 50, 100 and 200 kPa, revealed a friction angle of 35° to 37° and zero cohesion. The properties of the sand are summarized in Table C-1.

The sand was placed inside the LSTA without specific compaction, although each layer of sand was controlled by using a laser. However, some in situ density tests were done to ensure a constant volume of material before each test. Each test required the LSTA o be filled with about 1 ton of sand. This leaded to an in-situ density of 1.4 – 1.6.

Table C-1. Summary of material, geosynthetic and interface properties.

SAND				
γ (kN/m^3)	c (kPa)	Ø_peak (°)	Ø_res (°)	Particle size distribution (Dmin – Dmax mm)
14	0	35	33	0.6 – 1.6

GEOSYNTHETICS						
Type	Nature	Thickness (mm)	Mass per unit area (g/m²)	Machine tensile strength (kN/m)	Strain at tensile strength (%)	Stiffness at tensile strength (kN/m)
GTX	Non-woven, PP	7.5	1200	77	84	92
GMB	HDPE	2	9350	35	12	291
GCL	Sodium bentonite	7	5000	10	12.5	80
GGR	Uniaxial, PVA	2	215	50	5.3	944

INTERFACES			
Type	c (kPa)	$\emptyset_{peak}$ (°)	$\emptyset_{res}$ (°)
I1: Sand - GTX		33	31
I2: GTX - GMB		9.2	7.8
I3: GMB - GCL	0	12	9
I4: GCL – Sand		34	32
I5: GGR- sand		34	32

3.2. Geosynthetics

To simulate the lining system of a PBLE, four different geosynthetics were used in this study: a nonwoven polypropylene (PP) GTX, a HDPE GMB, a sodium GCL, and a PVA GGR. To assess tensile characteristics, uniaxial tensile tests were done by using the international standard NF EN ISO 10319 (AFNOR, 2015) for the GTX, GCL, and GGR and by using the standard NF EN 12311-2 (AFNOR, 2013) for the GMB. Furthermore, several shear tests were done on all interfaces according to the international standard NF EN ISO 12957-1 (AFNOR, 2005) to determine their shear strength (i.e., friction angles). Note that the shear test for the GGR-sand interface was modified to take into account interlocking. Table C-1 summarizes all the properties of the various geosynthetics and interfaces between the various materials.

4. Test set-up

4.1. Principle

The experiment consisted of applying a uniform pressure over a reinforced geosynthetic system that bridges a cavity. The vertical load (see Section 4.3) was applied by using a flexible bladder filled with pressurized water.

The reinforced geosynthetic system within the LSTA was made of a PVA GGR reinforcement, a GCL, a non-woven needle-punched PP GTX, and a HDPE GMB. The GGR aimed to limit the deflection at the cavity and thereby limit strain within the DLS, and in particular, within the HDPE GMB. The GGR reinforcement was embedded in sand.

4.2. Apparatus: shape and dimensions

The LSTA presented herein is parallelepiped (Figure C-7a) with internal (external) dimensions of 2 m × 1 m × 0.5 m (2.02 m × 1.152 m × 0.50 m). The main part of the framework is made of 0.01-m-thick steel plates. A 0.04-m-thick and -wide polymethylmethacrylate (PMMA) pane (2 m × 0.5 m) was also added to the framework as a window (Figure C-7b) to observe and control how the geosynthetic system behaves under the applied load.

A 1 m × 0.5 m rectangular-shaped cavity was considered at the center of the LSTA. A naturally shaped collapsed cavity with non-fixed edges was simulated beneath the reinforced geosynthetic system; this system was set up by using a light nonwoven GTX filter (100 g/m²) implemented in a U-shaped configuration, as shown in Figure C-7c.

Simplified numerical modeling and analytical calculations (see, e.g., (McKelvey-III, 1994) showed that the length required for a flat anchorage was about 0.6 m for a confining pressure of 100 kPa. Thus, a length of 0.75 m for the anchorage zone on both sides of the cavity was provided to ensure proper anchorage. Additionally, an external anchorage system was set up to ensure optimal anchorage along the sides of the LSTA. The external anchorage system was made of a steel angle welded to the steel framework combined with a steel mounting plate (Figure C-7c). The mounting plate was fixed to the steel angle by using tightening nuts arrayed in a staggered fashion for a better anchorage.

4.3. Vertical loading System

A vertical load was applied by using a flexible bladder filled with water at a given pressure to thereby apply a uniform pressure to the underlying sand. The bladder was parallelepiped and fitted the empty parallelepiped space on top of the sand mat during the experiment. The bladder was 0.25 m high, 2.2 m long, and 1 m wide. Tensile tests done on the 0.00095-m-thick PVC-coated polyester tissue of the bladder indicated that its tensile strength reached 60 kN/m at around 20% strain. As shown in Figure C-8, the bladder was filled via a water-supply valve connected to a pressurized water tank (the water was pressurized by pumping in filtered air above the free surface of the water). The pressure within the pressurized water tank (and therefore in the bladder) was measured and controlled by using a microprocessor-controlled pressure gauge with an operating range of 0 to 200 kPa and an accuracy of 0.1 kPa.

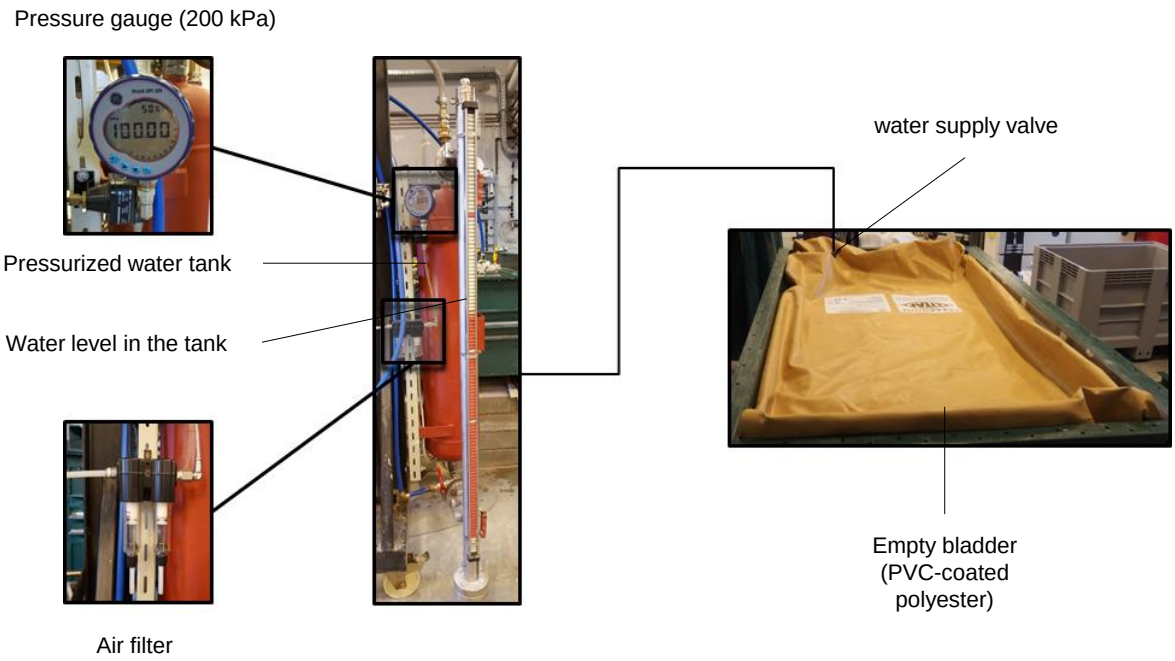


Figure C-8. Photographs of loading system showing its main parts.

5. Instrumentation and test conditions

Four types of measuring devices were used in the LSTA: (1) total pressure cells (TPCs), (2) foil microstrain gauges (MSGs), (3) a digital video-camera, and (4) a laser. Moreover, while the LSTA was being filled, each layer of sand was manually measured to control the layer thickness, and the deflection of the GGR at the center of the cavity was monitored. The measuring devices and data-acquisition systems are discussed in detail below.

5.1. Total pressure cells: vertical load

5.1.1. General description

Even if the pressure applied at the top of the sand mat were monitored by a pressure gauge (Figure C-8), it was also essential to monitor the true vertical pressure applied at the base of the LSTA because a void was created within the sand mat that would surely change the load distribution within the sand mat. As done in previous work [see Bouthot et al. (2003), Blond et al. (2005), Fowmes et al. (2013)]. Two electric (4–20 mA) circular total pressure cells (TPC 1 and TPC 2) were used for these measurements.

As outlined in Figure C-9a, each TPC consists of a pressure pad (two stainless-steel discs welded together around their periphery), a stainless-steel tube, and a pressure sensor (transducer). To obtain more reliable measurements at the inner face, both the upper and lower sides of the pad were active. The transducers within the TPCs had an operating range of 0-410 kPa and an accuracy of ±2.05 kPa.

The space within the pressure pad was filled with an incompressible fluid (oil). When the external soil pressure deflects the membrane that constitutes the pad, the upward pressure in the oil is measured by the sensor in the TPC.

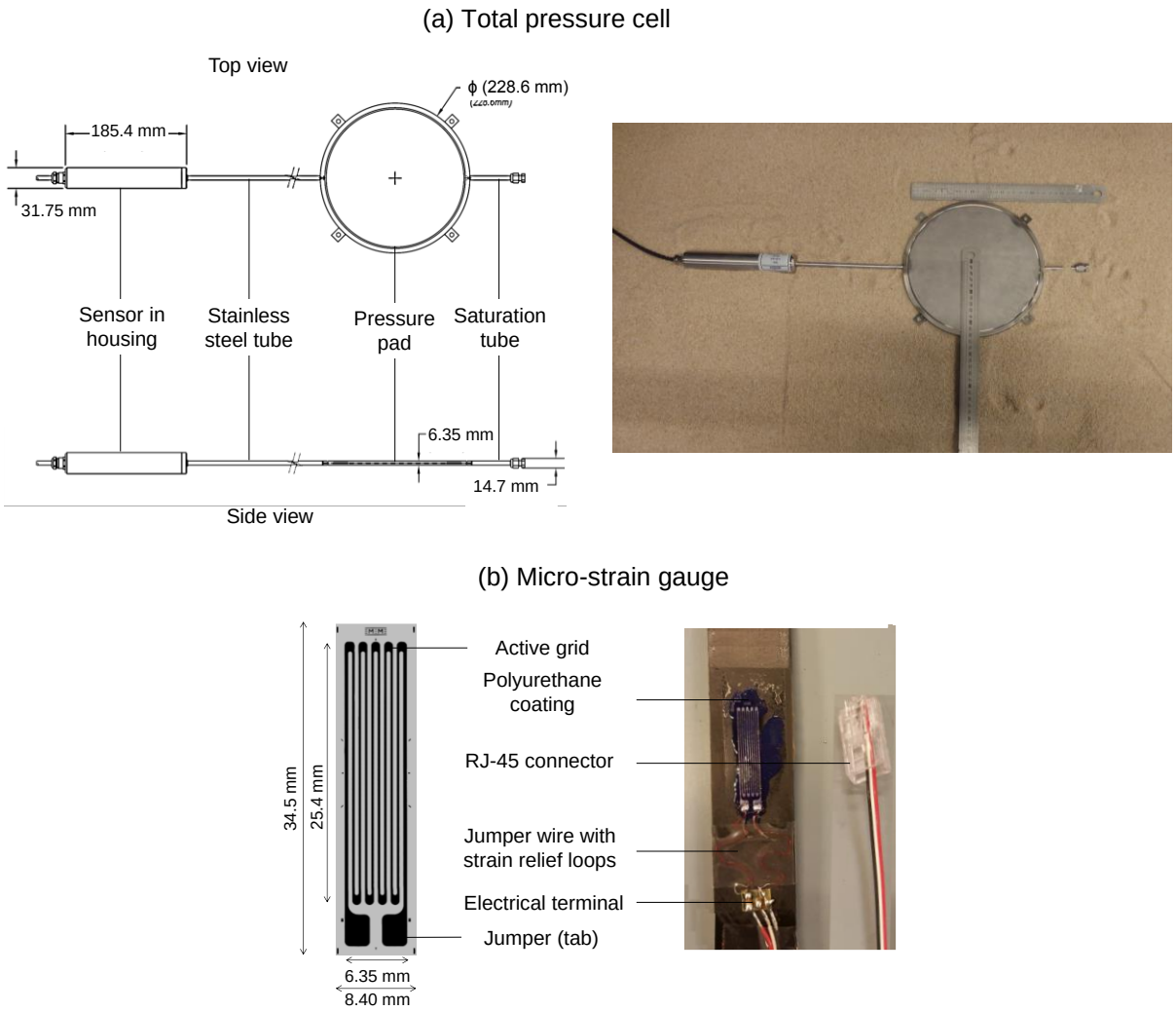


Figure C-9. Main measuring devices used in this study: (a) total pressure cell, (b) foil microstrain gauge.

5.1.2. Specific provisions

Note that measurements made with TPCs depend strongly on several factors, such as inclusions, placement, cell-soil interactions, and environment (Dave and Dasaka, 2011), so specific provisions had to be made to limit the influence of these factors. First, to limit the effect of inclusions and to improve accuracy (Askegaard, 1963), TPCs with a low aspect ratio (i.e., the ratio of cell thickness to cell diameter) of 0.06 (<1/5) were used, as recommended by the Waterways Experiment Station (1944). Moreover, the TPCs were embedded horizontally within a layer of fine-grain sand (grain size 0.6–1.6 mm) to limit nonuniform loads and point loads (i.e., placement effects). During the tests, the two TPCs were placed 1.02 m apart and not less than 0.26 m from the LSTA edges to limit errors due to stress-field interactions. Furthermore, all tests were done at a constant temperature of 22°C in a temperature-controlled room. Finally, the two TPCs were carefully calibrated to ensure that the pressure was accurately measured. The calibration procedure is described in detail in section 6.1.

5.2. Foil microstrain gauges: strain within geosynthetics

5.2.1. General description

This study used twenty high-resolution (10^{-6}% strain) foil MSGs to measure the strain within the geosynthetics (10 MSGs bonded to the GMB and 10 MSGs bonded to the GGR). This approach was used with success in numerous previous works (Bathurst, 1990, Guglielmetti et al., 1996, Perkins and Lapeyre, 1997, FHWA, 2013, Becker and Nunes, 2015, Nicks et al., 2016, Tang et al., 2016). Each MSG consists of an electrically insulating flexible backing that supports a metallic foil pattern (i.e., a printed circuit). A strain in the backing modifies the electrical resistance of the foil. Typical MSGs cannot measure strains greater than 2%–5%. To measure strains greater than 10% (up to 20%), this study used specific MSGs with annealed constantan foil with tough, high-elongation polyimide backing. These MSGs have a linear pattern, a long gauge length (0.025 m), a quarter-bridge hookup, and a foil resistance of 120 Ω. However, preliminary tests showed that this operating range cannot be reached without specific technical adjustments upon recording the data. This point will be further discussed in section 5.3.

The MSG measurements were independent of temperature over the range of –75 to +205 °C and independent of lead-wire length because three lead wires were used. These conductors were connected to two enameled wires that were welded to the MSG at an electrical terminal. Figure C-9b gives a general description of a MSG and shows a MSG bonded on a GMB sample.

5.2.2. Specific provisions

To guarantee that the MSGs remain bonded to the geosynthetics, it was essential to follow a rigorous bonding procedure (Chew et al., 1999, Warren et al., 2006) so that, when they stretched out, they accurately tracked the geosynthetic strain. To ensure such proper bonding, the bonding surface was, prior to the installation of each MSG, successively and delicately roughened by rubbing with silicon-carbide paper degreased by GC-6 isopropyl alcohol, conditioned with an M-prep conditioner, and neutralized with an M-prep neutralizer. Next, all MSGs were glued to the various geosynthetics by using a specific two-component, 100% solid epoxy adhesive (M-Bond AE-10) designed for measuring high strains. All MSGs were bonded on a flat rigid floor in an indoor warehouse and dried for 24 h. Once the MSGs were glued, they were covered with a waterproof polyurethane coating. Strain-relief loops were provided in both the cable and jumper wires in anticipation of tensile elongations. Finally, during the experiment, the MSGs were protected from physical damage by silicone rubber.

In this study, only the GGR and the GMB were monitored with MSGs. Some groups (Chew et al., 1999, Warren et al., 2006) have proposed attaching material with a matrix of fibers, such as a GTX. However, in the present study, preliminary tests of the GTX showed that its stiffness was strongly modified by the absorbed adhesive. As a result, the GTX and the GCL were not monitored. Instead, this study focuses on the mechanical behavior of the GGR and the GMB, which are essential for the investigation conducted herein because they are the reinforcement and the main sealing components, respectively. However, for the TPCs, the use of MSGs required a careful calibration procedure to ensure accurate measurements. This procedure is described in detail in section 6.2.

5.3. Data acquisition system

Figure C-10a and Figure C-10b provide an overview of the data-acquisition systems used for MSGs and TPCs, respectively. Data were recorded at 5 s (125 ms) intervals for the TPCs (MSGs). The data-acquisition system for the TPCs consisted of a data logger connected to a computer (running MS Windows XP) for storing data. Because MSGs are not commonly used in the field of geosynthetics, the data-acquisition system used for the MSGs is now described in greater detail.

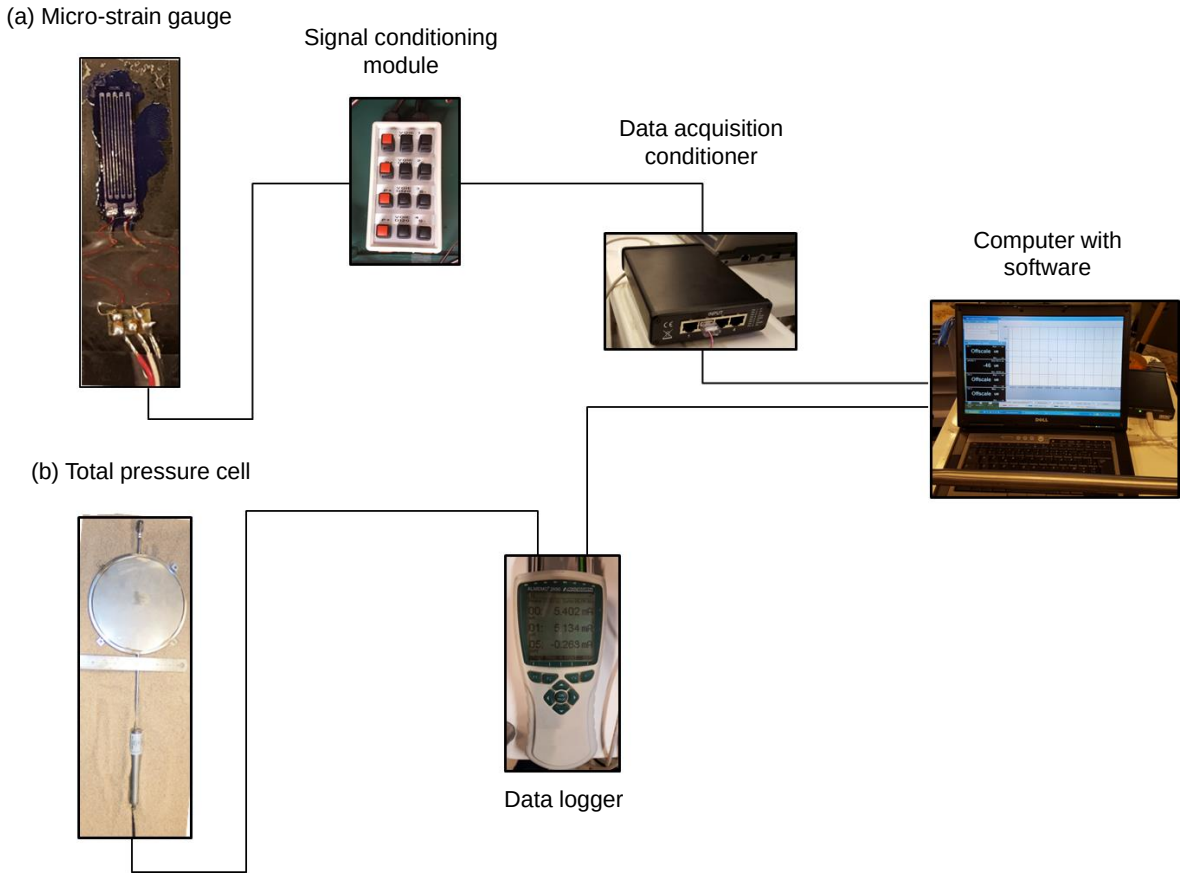


Figure C-10. Schematic arrangement of components of data-acquisition system: (a) microstrain gauge, (b) total pressure cell.

The data-acquisition system for the MSGs consisted of a portable, four-input-channel data-acquisition conditioner (Model D4) connected to the computer for storing the data. Each MSG was connected to the D4 via an RJ-45 connector. The D4 uses modern digital signal processing technology to provide reasonable noise rejection and stability, provides a resolution of ±1 με (i.e., $\pm 10^{-4}$% of strain) and a reading accuracy of ±0.1%, and operates over a measurement range of ±31 000 με (i.e., ±3.1% strain). Measuring strain greater than 3.1% thus required installing a signal-conditioning module between the MSGs and the D4. This additional module allowed strain up to ± 31% to be measured, but the resolution was degraded to ±10 με (i.e., $\pm 10^{-3}$% of strain). Therefore, by using this system, the MSG operating range of ±20%, as previously mentioned, can be fully used. Finally, the signals

obtained from the MSGs were transported via three wires (positive excitation, negative signal-amplifier input, and a 120 Ω dummy resistor), as shown in Figure C-10b.

5.4. Laser, digital video-camera and manual measurements

While filling the LSTA, a laser was used to control the thickness of each layer of sand. In addition, a digital video camera was used to record the overall movement of the geosynthetic and the sand within the LSTA as the vertical pressure was increased. Finally, graph paper was taped to the transparent PMMA pane to measure the vertical deflection of the GGR.

5.5. Instrumentation layout

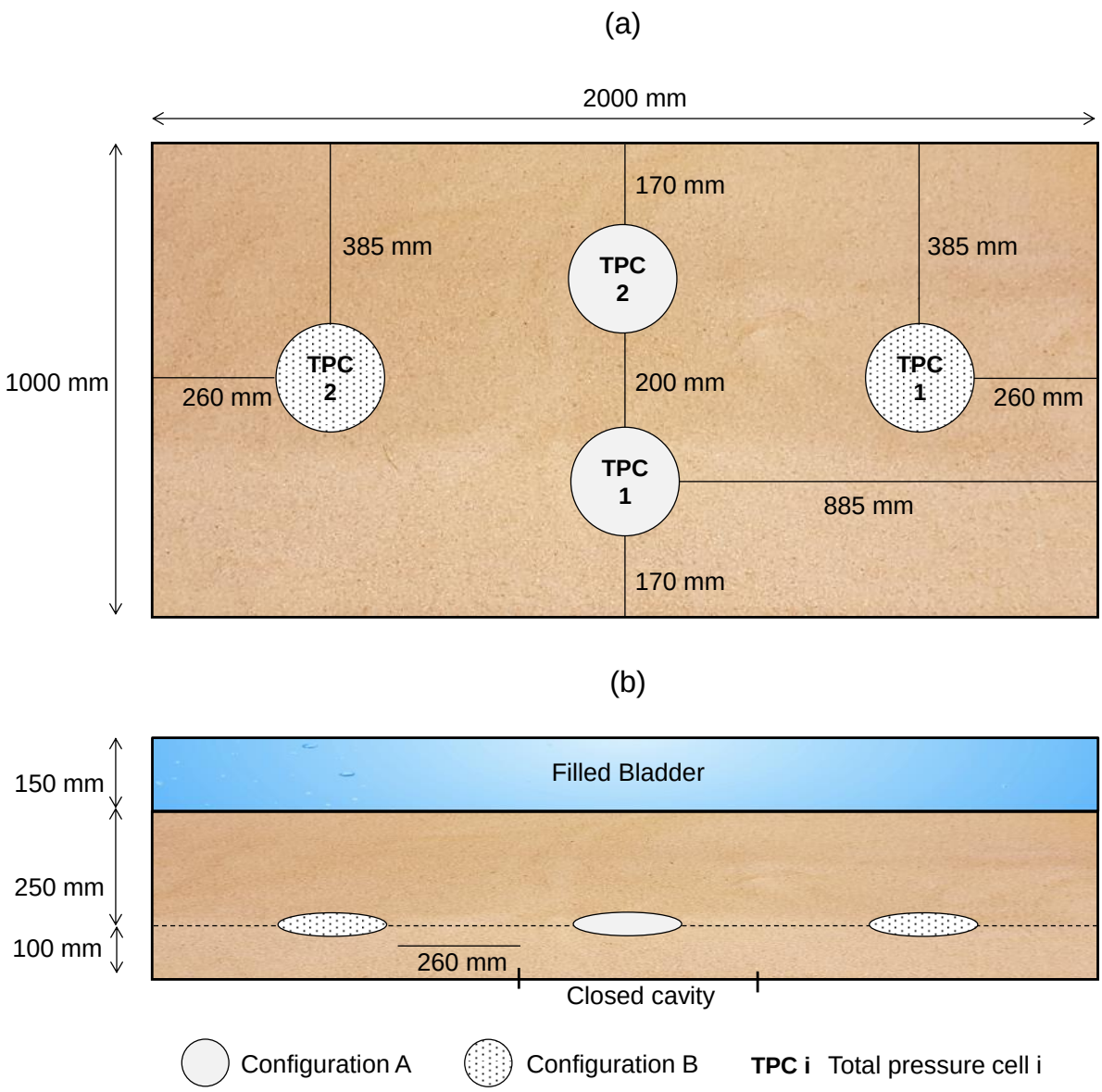


Figure C-11. Schematic diagram of experimental apparatus showing location of total pressure cell within the sand mat: (a) top view, (b) side view.

Figure C-11 and in Figure C-12 show the layout of the TPCs and the MSGs, respectively.

One TPC was installed at each sides of the cavity in configuration B of Figure C-11. In this configuration, the TPCs were 0.26 m from the cavity edges and 0.26 m from the steel-framework sides. Configuration A of Figure C-11 was used to calibrate the two TPCs. This point is further discussed in section 6.1.

The MSGs were placed to obtain global and spatial information on the mechanical behavior of the geosynthetic. To improve the analysis, the positions of the various MSGs used for the measurements were gathered into five groups (see Figure C-12). These position groups, which follow instrumentation logic, are now described.

- Position group A (P_3; P_{3bis}; P_5): Prior to testing, the maximum strain or tension was assumed to be located at the cavity edges. Therefore, two MSGs were installed at locations P_3 and P_5, which were arranged symmetrically relative to the cavity transverse axis. Position P_5 was in fact a duplicate of P_3; it served to control the uniformity and symmetry of the deformation mechanisms in the lengthwise direction. As for P_5, an additional MSG was installed at position P_{3bis} (duplicate of P_3) to ensure the uniformity and symmetry of the deformation mechanisms in the widthwise direction.

- Position group B ($P_{2\text{-}3}$; $P_{2\text{-}3L}$; P_6): After several preliminary tests, the maximum inflection zone of the GMB was located 0.1 to 0.2 m from the position of group A. Therefore, three MSGs were installed 0.15 m from the positions for group A (see Figure C-12). One MSG was installed at $P_{2\text{-}3}$ and another MSG was installed at P_6 (the same as for P_3 and P_5). All previous MSGs in group A and at $P_{2\text{-}3}$ and P_6 were installed at the upper face (intrados) of the various geosynthetics. In group B, another MSG was added at position $P_{2\text{-}3}$, but this time at the lower side (extrados). Hereinafter, this position is called $P_{2\text{-}3L}$ (L refers to the lower face).

- Position group C (P_4 ; P_{4L}): Two MSGs were installed at both sides (lower and upper) on each geosynthetic exactly at the center of the cavity. Significant bending strains were anticipated here because the various geosynthetics undergo maximum deflection at this position. These positions were named P_4 and P_{4L}, respectively

- Position group D (P_1): The goal of this group was to determine how the anchorage affected the strain within the geosynthetics at the edge of the LSTA. Group D involved only a single MSG at position P_1, which was 0.1 m from the left side of the framework and 0.9 m from the transverse axis of the cavity.

- Position group E (P_2): Finally, a last MSG was installed at position P_2 to determine how the geosynthetic strains varied in the lengthwise direction from the cavity to the sides of the LSTA

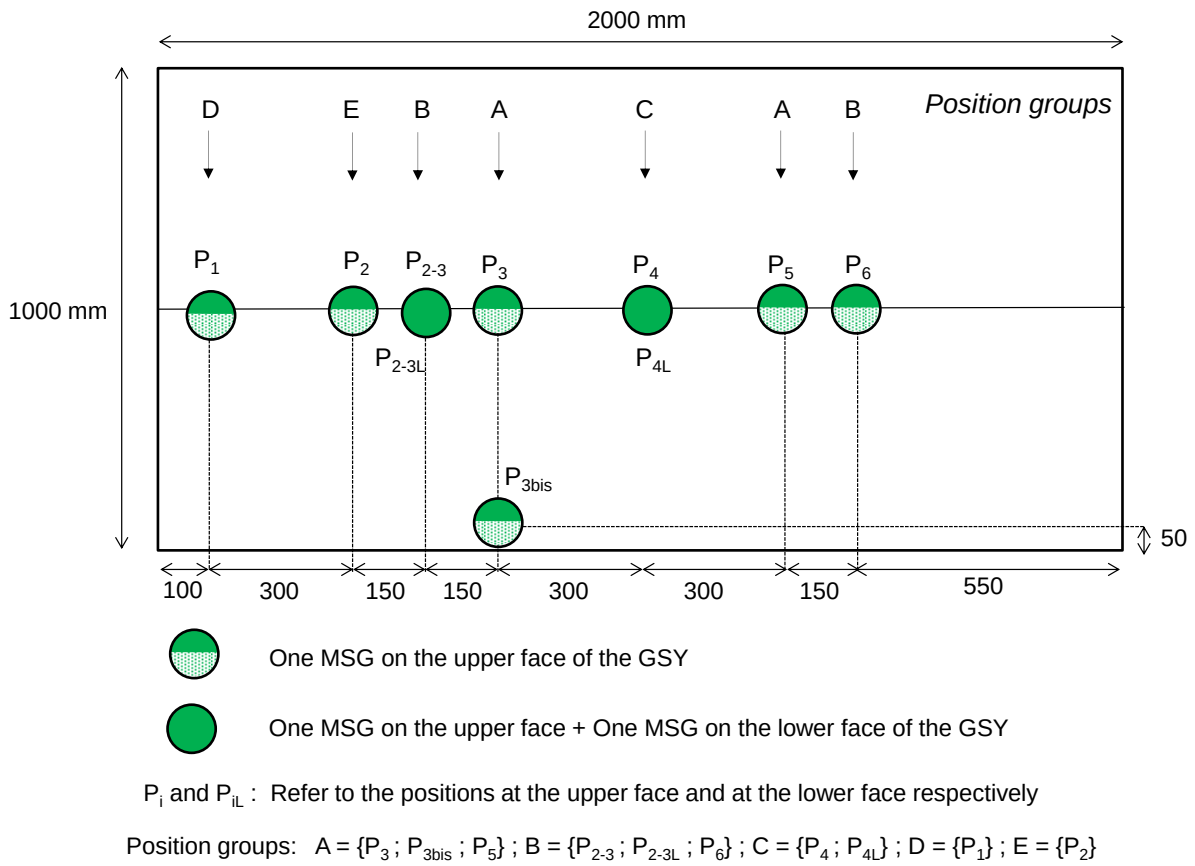


Figure C-12. Layout of instrumentation on geosynthetics showing positions and groupings of microstrain gauges.

Moreover, as previously discussed, the use of TPCs and MSGs required both rigorous calibration and correction to ensure accurate results. The details of these procedures are given in the following section.

6. Correction of raw test data

6.1. Calibration of total pressure cells

The goal of the calibration tests done in this work was to establish the relationship between the TPC electrical output (intensity in mA) and the vertical applied pressure (kPa). Note that TPC manufacturers always provide calibration sheets. But, the transducer was calibrated alone in the open air in the laboratory. The entire TPC (pressure pad plus stainless-steel tube plus transducer) is rarely calibrated because it is difficult and costly to do a truly representative calibration in the laboratory.

However, for a given vertical pressure, the intensity communicated by the transducer alone in open air differs from the intensity communicated by the transducer included in the TPC. This means that the response of a transducer cannot be considered to be the response of the entire TPC because the mechanical assembly of the entire TPC modifies the response of the transducer. Moreover, as previously mentioned, inclusion effects, placement effects, cell-soil interactions, and environmental effects can all influence such measurements (Dave and

Dasaka, 2011, Geokon, 2011). Thus, relying on the manufacturer calibration sheet to calculate the vertical pressure may lead to significant inaccuracies, which is why attempts to measure total stress within a soil mass are often plagued by errors (resulting from poor conformance) (Dunnicliff and Green, 1988, Geokon, 2011).

Therefore, the two TPCs (TPC 1 and TPC 2) had to be calibrated for the operating conditions used in this study. Prior to testing, a series of five calibration tests was done under near-real conditions. Four calibrations (B1 to B4) were done in configuration B (Figure C-11) and the last one was done in configuration A. For the calibration, the two TPCs were first installed horizontally on 0.1-m-thick bedding sand. The output of each device was recorded in this condition, with no load, and then the TPCs were covered with 0.25 m of sand. The outputs were recorded again before filling the bladder with water to apply pressure in 10 kPa increments from zero to 150 kPa. To ensure that the pressure within the loading system reached equilibrium, the applied pressure was held constant for an average of five minutes during each iteration.

Figure C-13a and Figure C-13b show calibration scatterplots for TPC 1 and TPC 2, respectively, which may be used to calculate the calibration factor of each TPC. This factor that converts intensity in mA to pressure in kPa corresponds to the mean slope of the linear regression lines obtained from the scatterplots. The five regression lines for each TPC fit well with a coefficient of determination $R^2 = 0.99$ (Table C-2).

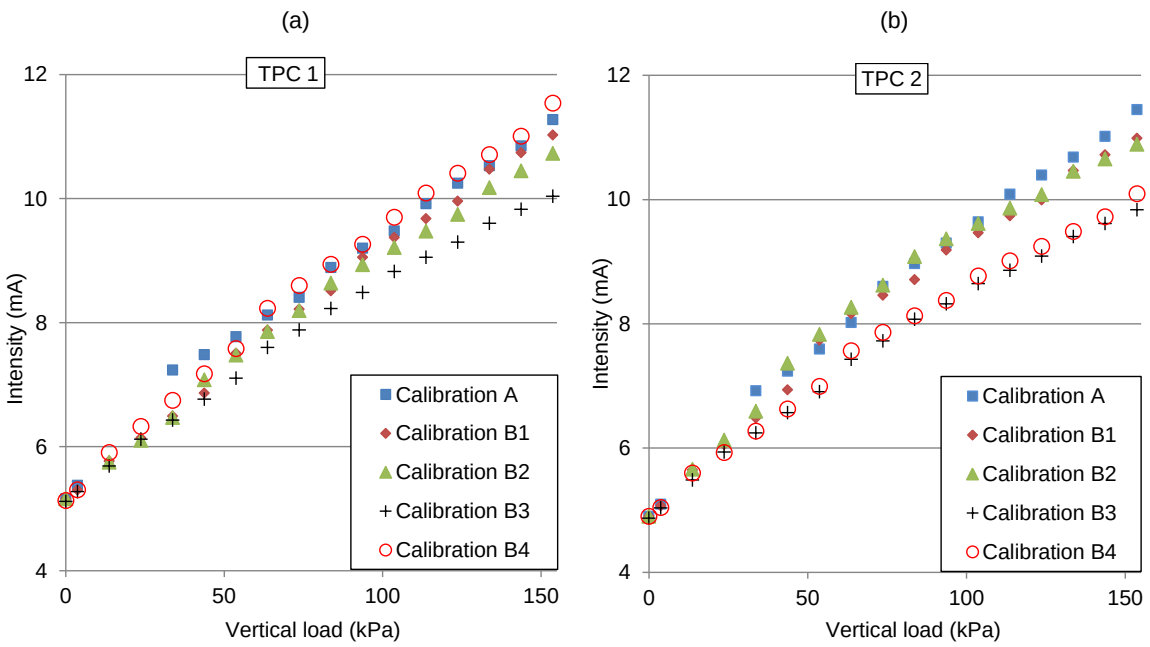


Figure C-13. Calibration of the total pressure cell. (a) TPC 1 intensity in mA versus applied load. (b) TPC 2 intensity versus applied load.

The results show that the calibration factor for TPC 1 varies from 1/0.0324 to 1/0.0410 kPa/mA with a mean of 1/0.03726 kPa/mA. The calibration factor for TPC 2 varies from1/ 0.0325 to 1/0.0416 kPa/mA with a mean of 1/0.03718 kPa/mA. Therefore the calibration factors of 26.8384 kPa/mA for TPC 1 and of 26.8962 kPa/mA for TPC 2 were used to calculate the vertical load from Equation 1 and Equation 2, respectively.

$$\text{TPC 1:} \quad I_1 = 0.03726\, P_1 + 5.37522 \quad \Leftrightarrow \quad P_1 = 26.8384\, I_1 - 144.2625 \qquad \text{Equation 1}$$

$$\text{TPC 2:} \quad I_2 = 0.03718\, P_2 + 5.2371 \quad \Leftrightarrow \quad P_2 = 26.8962\, I_2 - 140.8580 \qquad \text{Equation 2}$$

where I_i is the intensity in mA given by TPC i and P_i is the vertical load in kPa applied to TPC i. At atmospheric pressure with no load., $I_1 = 4.98\ mA$ and $I_2 = 5.017\ mA$.

This work used truly representative calibrations based on the operating conditions. However, despite all precautions, the accuracy of the transducer (±2.05 kPa) could not be attained since the transducer is not isolated in the open air. Given the range of variation shown in Figure C-13a and Figure C-13b, the accuracy of the two TPC in the LSTA was considered to be about ±10 kPa.

Table C-2. Parameters for linear regression fits to calibration data.

	Total pressure cell 1			Total pressure cell 2		
Calibration	K (mA/kPa)	b (mA)	R^2	K (mA/kPa)	b (mA)	R^2
A	0,0379	5,572	0.99	0,0416	5,2738	0.99
B1	0,0388	5,2544	0.99	0,0399	5,206	0.99
B2	0,0362	5,3715	0.99	0,0385	5,4344	0.99
B3	0,0324	5,3254	0.99	0,0325	5,1231	0.99
B4	0,041	5,3528	0.99	0,0334	5,1482	0.99
Mean	0,03726	5,37522	0.99	0,03718	5,2371	0.99
Equation	Y= 0.03726X + 5.37522			Y= 0.03718X + 5.2371		

6.2. Correction of measurements from foil microstrain gauges

The relative response of a MSG with respect to the average strain within a specimen depends on several factors, such as the type of geosynthetic, the manner in which the MSG is attached (McGown et al., 1995, Min et al., 1995, Perkins and Lapeyre, 1997), and the adhesive. The use of the raw measurements from MSGs attached to the geosynthetic would therefore lead to inaccurate data, so a rigorous calibration procedure had to be developed, as was done in several previous studies (Perkins and Lapeyre, 1997, Bathurst et al., 2002, Viswanadham and Konig, 2004). This section presents the calibration procedure used for the GMB and the GGR. The aim was to assess how the adhesive stiffness affected the tensile strength of the GMB and GGR. The procedure also allowed raw MSG data to be converted into the strain of a virgin geosynthetic without having the results influenced by the adhesive.

6.2.1. Strain within geomembrane

The procedure used to correct the GMB involved the following five steps:

- **Step 1:** Tensile tests were done on five nonbonded specimens (see Figure C-14a) to determine the mechanical characteristics of the GMB without adhesive. During the test, the strain and force within the GMB were measured by using the tension machine's

extensometer and force sensor, respectively. Hereinafter, the strain and force measured within the nonbonded GMB by the tension machine are referred to as "machine_nonbonded strain" and "machine_nonbonded force," respectively.

- **Step 2:** Five other nonbonded specimens were selected and one MSG was attached to each of them. Next, these specimens were subjected to a second series of tensile tests (see Figure C-14a) in which, in addition to the strain and forces measured by the tension machine, the strain within the GMB was also recorded by the MSG at 0.125 ms time intervals. Because adhesive was applied to the various specimens to fix the MSGs, the strain measured by the machine and the strain measured by the MSG are hereinafter referred to as "machine_bonded strain" and "MSG_bonded strain," respectively. The force measured by the tension machine is called "machine_bonded force."

- **Step 3:** The MSG_ bonded strain was compared with the machine_bonded strain to establish their relationship. This comparison was possible because the MSG_ bonded strain was recorded at small time intervals and allowed the strain couple to be identified for each machine_bonded force. Figure C-14c shows this comparison, which reveals a highly linear relationship between the two strains. For a more accurate conversion, the polynomial curve fit given in Figure 8c was used.

- **Step 4:** This step consists of assessing how the adhesive influences the tensile strength of the GMB. For this purpose, the mean tensile curves derived from the tensile tests done in steps 1 and 2 were established for both nonbonded and bonded GMBs. Figure C-14b compares the two tensile curves (nonbonded vs bonded).

- **Step 5:** Finally, because only the MSG_bonded strain was recorded during the experiment in the LSTA, it was essential to convert this raw "stiffened" strain into an equivalent strain within a "virgin" GMB (i.e., without the influence of the adhesive). This relationship was established over the entire tensile force range of the GMB (from 0 to 35 kN/m) with increments of 0.01 kN/m. For each increment, the MSG_bonded strain and machine_nonbonded strain, which are assumed to be the "GMB corrected strain," were recorded (see Figure C-14d). This curve is made of two sections: The first section concerns the strain before the yield point of the GMB corrected strain (12%). This section was fit to a polynomial equation to convert the MSG_bonded strain into the GMB corrected strain. Beyond the yield point, the gap between the MSG_bonded strain and the GMB corrected strain was assumed to be constant at 2.65%, which corresponds to the maximum difference observed between the MSG_bonded strain and machine_nonbonded strain, which occurred at the yield point.

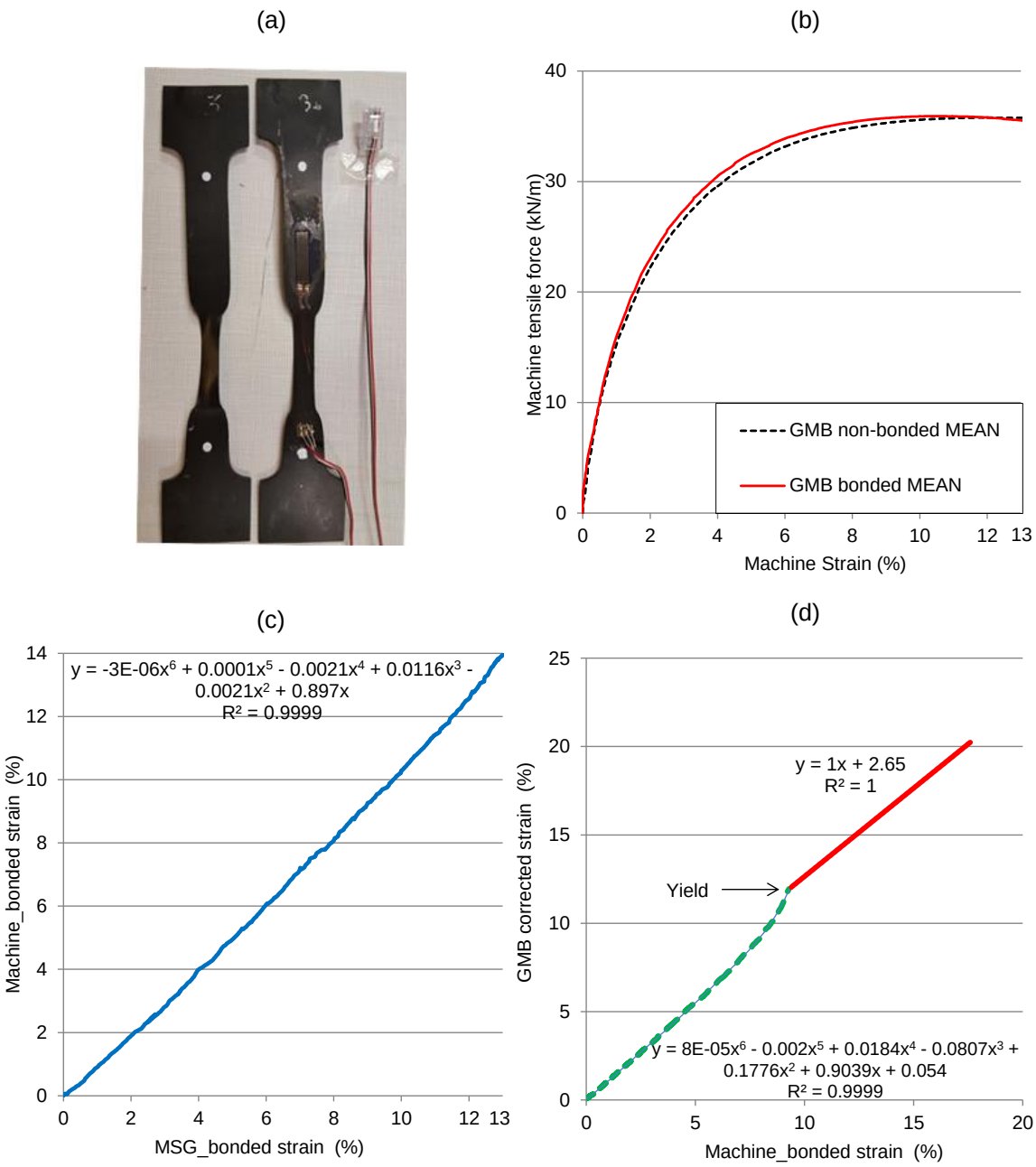


Figure C-14. Relationship between various types strain in geomembrane: (a) nonbonded and bonded specimens after a tensile test. (b) Tensile curves. (c) MSG bonded strain versus machine bonded strain. (d) Machine bonded strain versus GMB corrected strain.

6.2.2. Strain within geogrid

The same procedure for the GMB was used for the GGR (see Figure C-15), except that the tensile tests were done on single GGR ribs rather than on a 0.2-m-wide GGR sample that contained nine ribs.

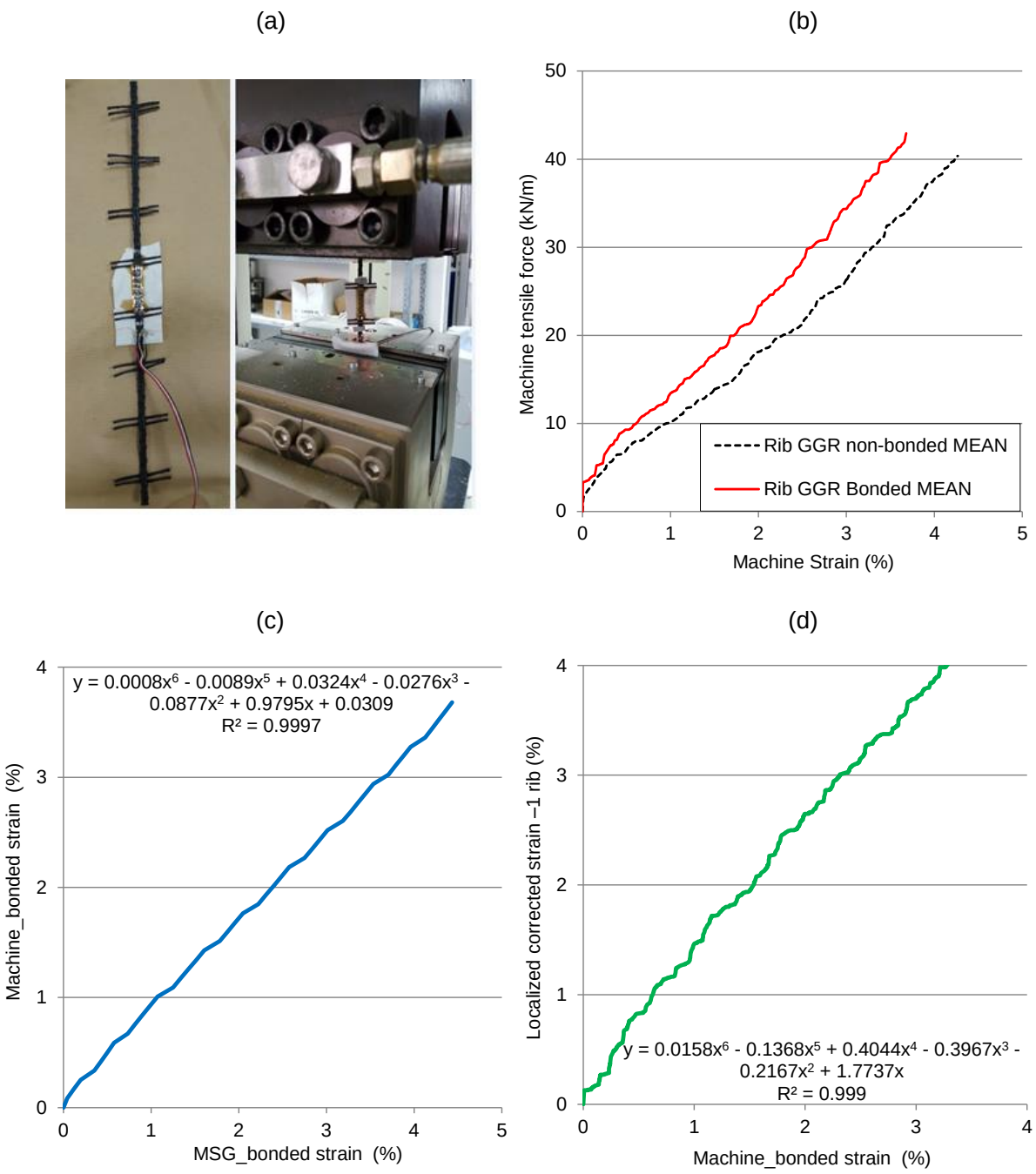


Figure C-15. Relationship between various strain in geogrid. (a) Bonded rib sample during a tensile test. (b) Tensile curves. (c) MSG bonded strain versus machine bonded strain. (d) Machine bonded strain versus localized corrected strain.

This difference was considered because the GGR was meshed, so that MSGs were bonded to ribs during the experiment. However, as required by the NF EN ISO 10319 standard (AFNOR, 2015), additional tensile tests were done on 0.2-m-wide GGR specimens to determine the effect of considering ribs in groups of nine joined by nonresistant transverse ribs. Therefore, whereas the procedure used for the GMB included five steps, an additional step (step 6) was added for the GGR to account for this group effect.

- **Step 6:** Once the corrected strain of a single GGR rib was determined, additional tensile tests were performed on 0.2 m-wide GGR strips. These tensile tests aimed to assess how the group and the transverse ribs affected the tensile characteristics of the GGR. Figure

C-16a compares the strip tensile curve with the rib tensile curve. At a tensile force of 20 kN/m, the machine_nonbonded strain within the GGR rib was 2.27% whereas the machine_bonded strain within the GGR strip was 2.11%; a difference of only 0.16% strain, which provides evidence that the grouping of ribs has negligible effect on the results. Figure C-16b shows strip strain as a function of rib strain (including nine ribs over a width of 0.2 m).

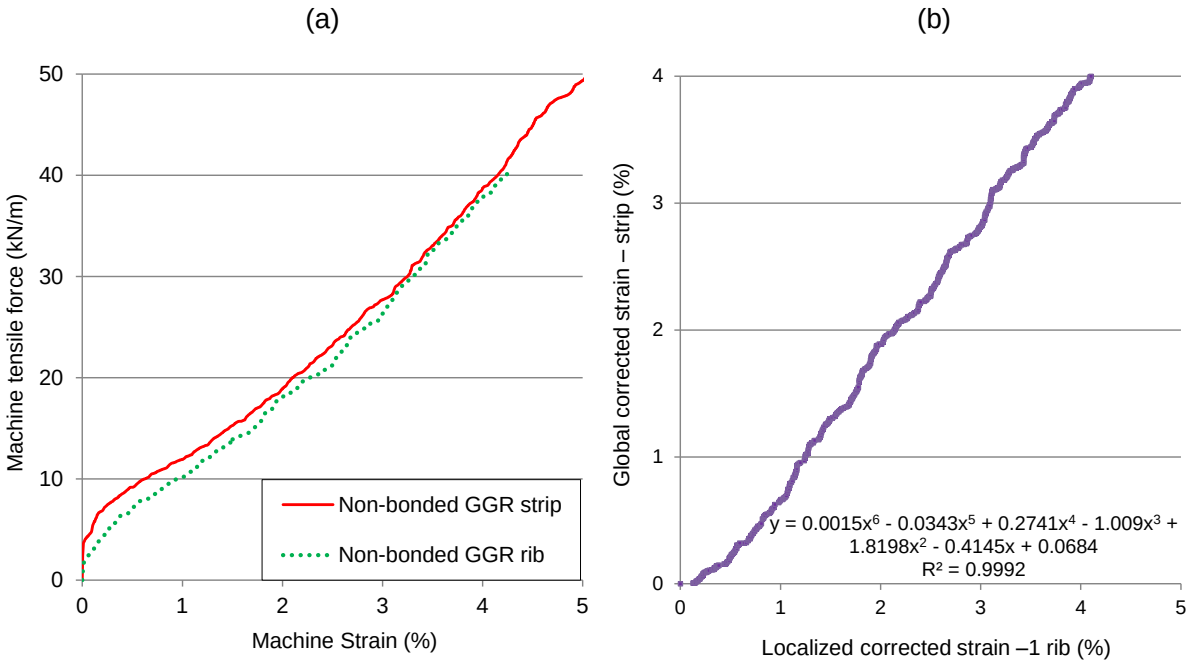


Figure C-16. Relationship between various types of strain within geogrid rib and geogrid strip. (a) Comparison of the two nonbonded tensile curves. (b) Global corrected strain – strip versus localized corrected strain – rib.

Figure C-17a and Figure C-17b show that used these steps to correct the raw strain measured by a MSG (MSG_bonded strain) attached to a GMB and to a GGR rib.

In Figure C-17, a 3% MSG_bonded strain measured within a GGR rib leads to a 2.5% machine_bonded strain, a 3.17% localized corrected strain within the rib, and finally to a 3.12% global corrected strain within the strip.

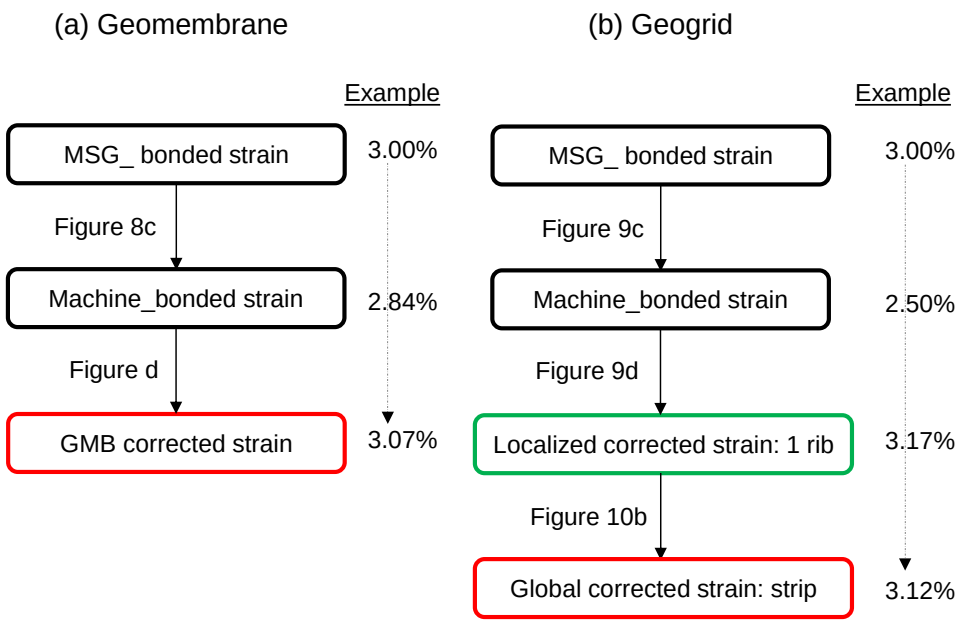


Figure C-17. Procedure for correcting raw strain measured by MSGs for (a) geomembrane and (b) geogrid.

In the following sections, all strain measurements were corrected by using the procedure given above. However, before presenting the results of the experiments conducted in this work, the test procedure used in this experiment is presented below.

7. Test procedure

After several preliminary trial tests, a single experiment was conducted to show the usefulness of the LSTA, as previously discussed. The goal of this experiment was to determine how vertical load affects strain within the GGR and GMB and the deflection of the GGR at the center of the cavity. Prior to the experiment, a 2-mm-thick demountable PMMA plate was placed against the PMMA window to protect the latter from scratches while maintaining good visibility through the PMMA window. The filling consisted of a 0.1-m-thick sand layer that was deposited at the bottom of the LSTA prior to installing the TPCs. After their installation, the TPCs were overlaid with another 0.08-m-thick sand layer before installing the GTX filter, which provided a natural shape for the collapse and variable cavity edges, as previously discussed. A 0.2-m-thick layer of sand was added above the GTX filter before installing the instrumented GGR. To ensure that the GGR was installed horizontally, two 15 kg loads were attached; one to each edge of the GGR near the anchorage system outside the LSTA. A 0.05-m-thick layer of sand was overlaid above the GGR to provide friction on both sides of the GGR. The GCL, the instrumented GMB, and the GTX were then installed successively. A final 0.15-m-thick layer of sand was added above the GTX to ensure a spatially uniform load . Finally, the bladder was filled with water at atmospheric pressure, the dead loads were removed, and all the geosynthetics were fully anchored by using the anchorage system described in Figure C-7. All measurements were recorded, and then the cavity was opened by delicately lowering the trapdoor. Finally, the vertical loads were applied in 10 kPa increments up to a maximum vertical load of 100 kPa. A minimum of ten minutes elapsed between

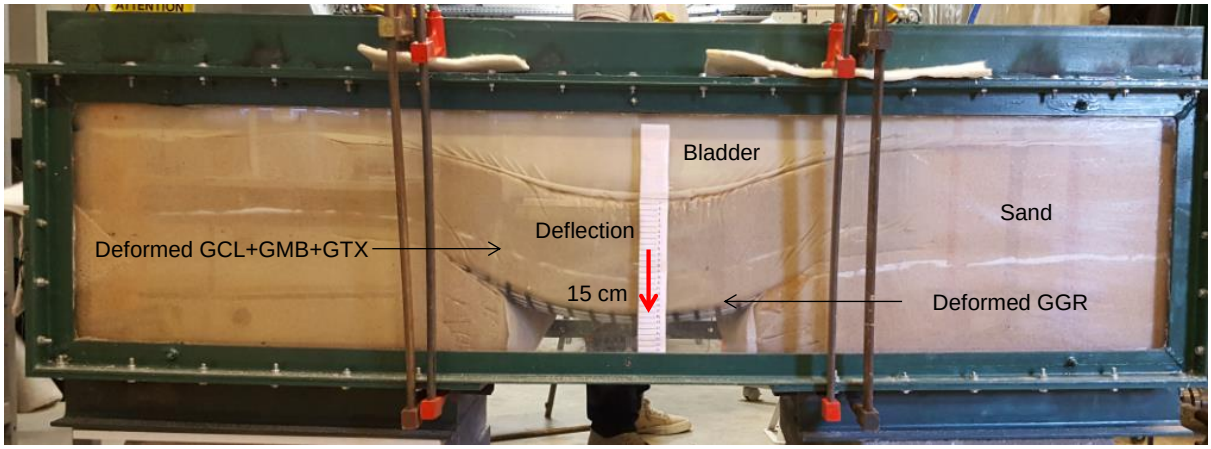
increments to allow the system to reach equilibrium. The raw measurements were recorded as the applied pressure was increased.

8. Experimental results

8.1. Deflection of geogrid

Figure C-18a shows how the geosynthetics deform within the LSTA, and Figure C-18b shows the deflection of the GGR at the center of the cavity as a function of applied pressure.
As expected, an increase in the applied pressure results in the increase in GGR deflection. For a pressure varying from 10 to 100 kPa, the deflection varies from 0.08 m to 0.15 m. This deflection is considered to be due to more than just the deformation of the GGR above the cavity—in fact, it involves four components: (1) The first part of the deflection is due to the sand settlement at the edges of the cavity because a naturally shaped collapse was considered. (2) A part of the deflection is also related to the shear displacements of the GGR at both sides of the cavity (anchorage zone). (3) Another component of the deflection results from the extensive strain (elongation) of the GGR at both sides of the cavity. (3) Finally, the last part of the deflection is due to the strain within the GGR just above the cavity.
Moreover, the rate of increase in the deflection with applied pressure decreases with increasing applied pressure. For example, the rate of the increase goes from 0.135 cm/kPa between 10 to 30 kPa to 0.06 cm/kPa between 70 to 100 kPa.

(a)



(b)

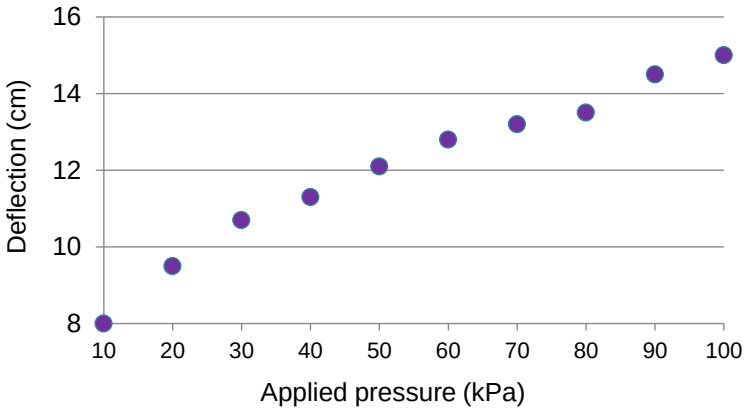


Figure C-18. Deflection of geogrid at cavity center. (a) View of deflection during test with 100 kPa applied pressure. (b) Deflection as a function of applied pressure.

8.2. Total vertical pressure

Figure C-19 shows the vertical pressure measured by the TPCs on both sides of the cavity during the experiment as a function of pressure applied on the top of the sand layer. These vertical pressures were corrected by using Equations 1 and 2, as previously discussed. A similar pressure was measured on each side of the cavity at the bottom of the LSTA, as shown in Figure C-19.

As an example, for a pressure of 50 kPa applied at the top of the apparatus, the pressure measured at TPC 1 (2) was 57 (52) kPa; a difference of only 5 kPa between the two TPCs. This provides evidence of reliable measurements and a uniform distribution of applied pressure in the lengthwise direction of the LSTA. Moreover, the pressure measured by the TPCs is observed to be 5 to 15 kPa greater than the applied pressure for applied pressures ranging from 0 to 70 kPa. Above 70 kPa, this trend reverses. Overall, the two TPCs used to measure the vertical pressure within the sand mass at both sides of the cavity worked well.

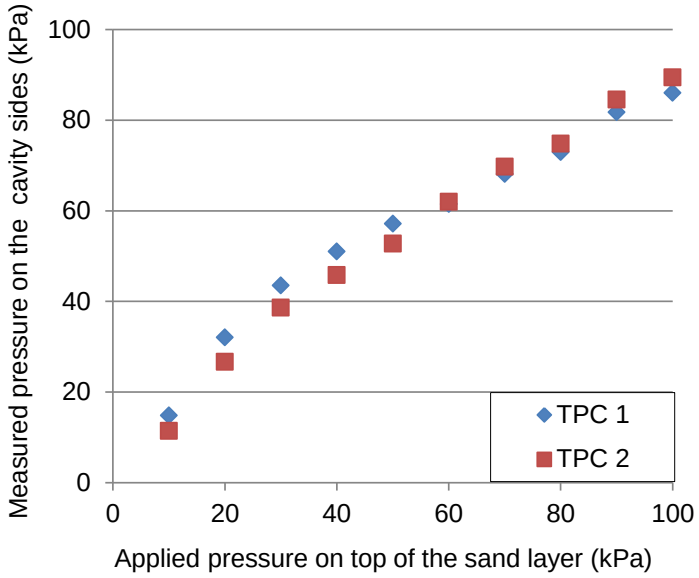


Figure C-19. Vertical pressure measured by the two lateral TPCs as a function of applied pressure for (a) TPC 1 and (b) TPC 2.

8.3. Axial strains within geogrid and geomembrane

This work makes a full analysis of the strain within the various geosynthetics. Figure C-20a and Figure C-20b show the axial strain within the GMB and GGR, respectively, as a function of applied pressure.

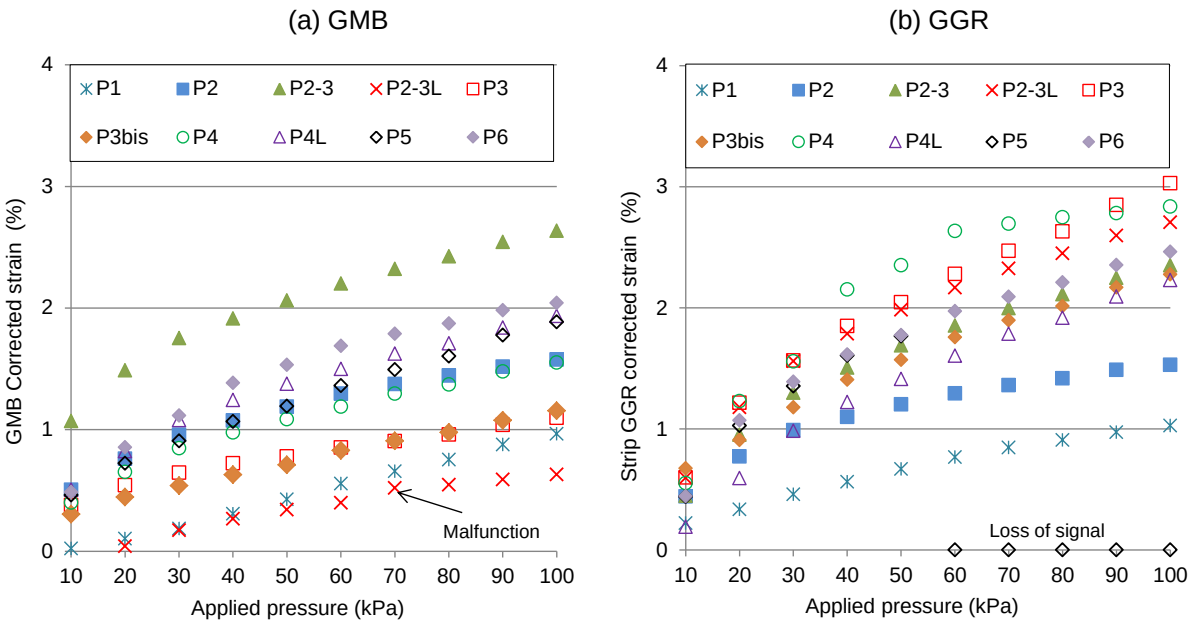


Figure C-20. Distribution of strain within geosynthetics for (a) geomembrane and (b) geogrid.

All values of strain were corrected by using the procedure described in conjunction with Figure C-17. Here, the strain at the positions included in each position group is first analyzed. Next, the values of strain for the five position groups are compared for the GGR and for the GMB. Finally, the strain within the GGR is compared with that within the GMB.

8.3.1. Strain within each position group

As expected for the GGR, significant strain was measured at P_3 for group A. A maximum strain of 3.03% was measured at this location for 100 kPa of applied pressure. High strain was also measured at P_{3bis} and P_5, but these values were slightly less than that measured at P_3. However, no signal was obtained for P_5 above 50 kPa because a wire broke. For the GMB, P_3 and P_{3bis} appear to present very similar behavior. At 100 kPa, the strain measured at these locations was about 1.10%. Finally, for group A, higher strain occurred at P_5 in the GMB than at P_3 or P_{3bis}, with a mean difference of 0.70% strain from 10 to 100 kPa.
For group B, the strains within the GGR at $P_{2\text{-}3}$, $P_{2\text{-}3L}$, and P_6 were all high and relatively similar. At 100 kPa for example, the strain was 2.35%, 2.71%, and 2.46% at $P_{2\text{-}3}$, $P_{2\text{-}3L}$, and P_6, respectively. This provides evidence of symmetry in the deformation mechanisms at both sides of the cavity in the lengthwise direction of the LSTA.

The maximum strain within the GMB occurred at $P_{2\text{-}3}$ and P_6, as anticipated following the preliminary tests, a mean difference of 0.57% strain occurred between these positions for an applied pressure ranging from 10 to 100 kPa. However, a very small strain was measured at $P_{2\text{-}3L}$, presumably because of poor bonding at this location. Thus, the MSG was not able to correctly track the strain.

For group C, within the GGR, high strain occurred at both P_4 and P_{4L}. The strain at the upper face was about 0.71% greater than at the lower face. For the GMB, the contrary occurred, with a difference of 0.29%.

Furthermore, as expected for group D, the lowest strain occurred at P_1 for both the GGR and the GMB. This result suggests that the anchorage system does not significantly increase the strain at position P_1, so the mechanisms of deformation could develop almost freely within the geosynthetics.

Finally, for the position group E (which is P_2), the axial strain within the GGR at this location was between the strain measured at P_1 and the strain measured at P_3, as anticipated. However, this was not the case for the GMB, where the strain measured at P_2 exceeded that measured at P_3. To better understand this difference, Figure C-21a presents a schematic illustration of the deformation. Because the collapse has a conical shape, P_3 did not correspond to the edge of the collapse below the GMB. In fact, the width of the collapse beneath the GMB exceeded that beneath the GGR.

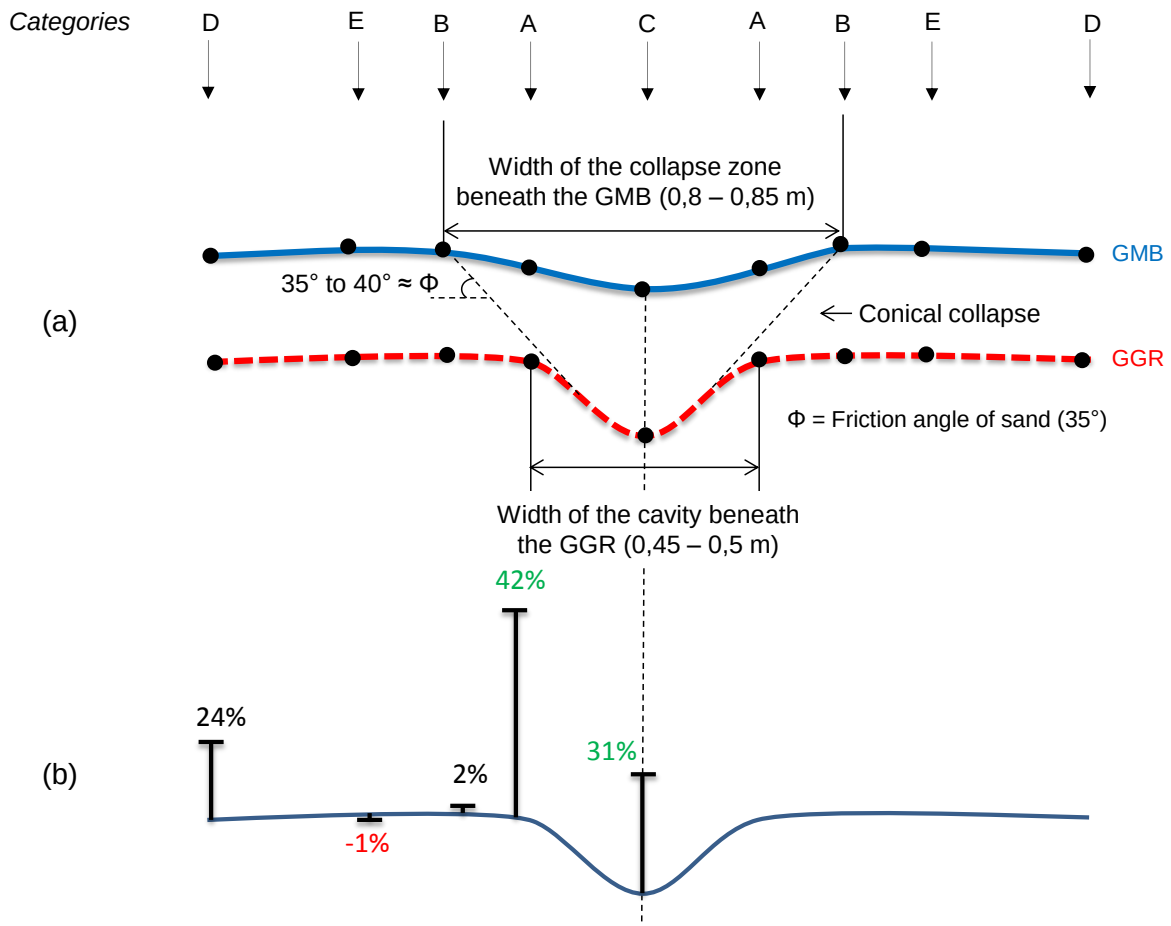


Figure C-21. Comparison of geosynthetic deformation during experiment. (a) Schematic drawing showing shape of collapsed zone. (b) Percent difference in strain within GGR and GMB for various groups of MSG positions.

8.3.2. Comparison of various position groups

Overall, for the GMB and the GGR, a classification was established based on the mean differences between the various position groups over a range of applied pressure from 0 to 100 kPa. Figure C-22a and Figure C-22b show these classifications. For the GGR, that maximum strain appeared to occur within group C. Moreover, groups B and C were gathered together because no difference appears between them (both have a mean strain of 1.86%). Furthermore, the second-greatest strain occurred within group A. A strain difference of 0.17% was calculated between groups A and groups B and C. Moreover, the strain measured within group E was less than that measured within group A (a difference of 0.49% was calculated). Finally, for both the GMB and the GGR, the lowest strain was measured within group D, as previously discussed.

For the GMB, the greatest strain occurred within group B, which corresponds to the edge of the collapse zone beneath the GMB. The strain within group C was also very similar to that measured within group E: a mean difference of only 0.07% was calculated between these two groups. Groups C and E experienced the second greatest strain after group B, and so were united. Furthermore, a difference in strain of 0.26% occurred between groups C and E and group A.

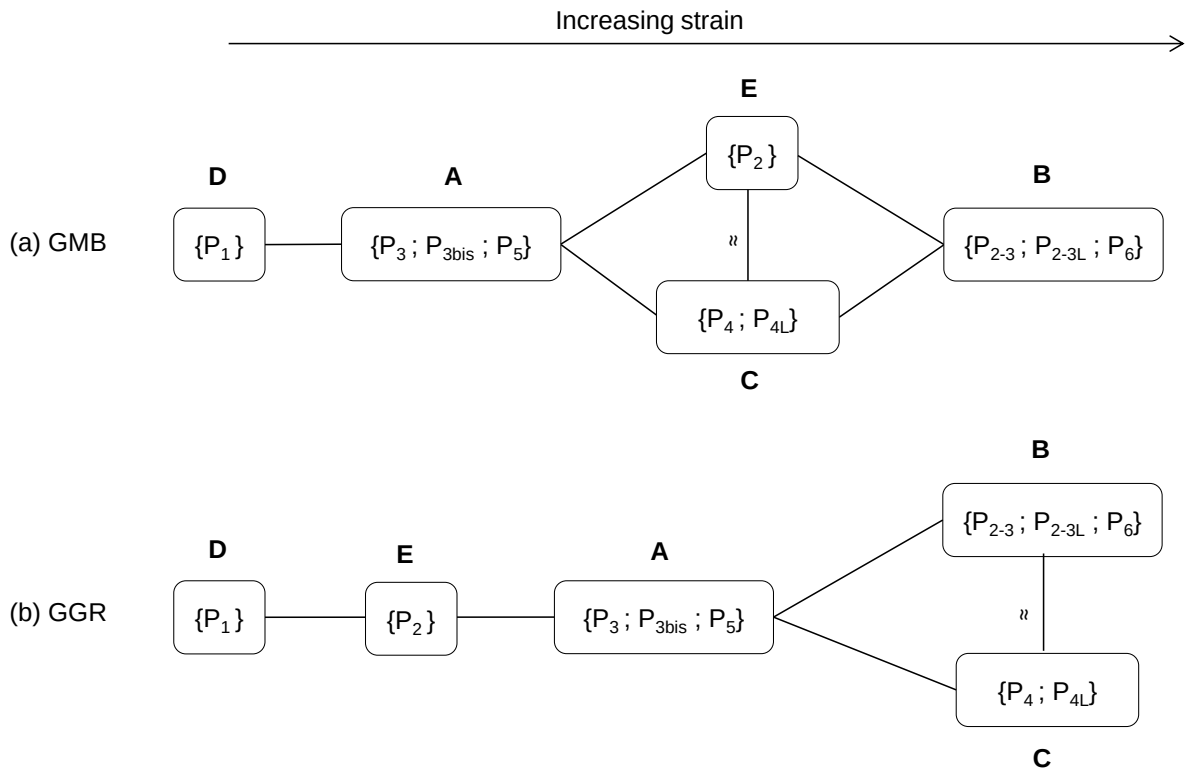


Figure C-22. Schematic diagram showing the various groups of MSG positions for (a) GMB and (b) GGR.

8.3.3. Comparison of strain within GGR and GMB

Finally, the difference in strain between the GGR and the GMB was calculated to determine how they are related. Over the applied-pressure range 0–100 kPa, the mean percent difference was calculated between the strain within the GGR and that within the GMB. The result is shown in Figure C-21b. No matter the position, the strain measured within the GMB was always less than that within the GGR, except for group E, where a difference of −1% was calculated. A very small difference (2%) was also calculated for group B, which means that the influence of the GGR decreases farther from the cavity. In fact, the maximum difference between strain within the GGR and within the GMB was observed near the cavity, and this difference ranged from 31% to 42%. A difference of 24% was also calculated for group D. On average, the percent difference between the strain in the GGR and that in the GMB was 20%.

For all applied pressures (up to 100 kPa), the strain within the GMB remained below 3%, which is often considered as the maximum allowable strain within HDPE GMBs (Peggs et al., 2005). Therefore, for the test presented in this study, the PVA GGR with a 50 kN/m tensile strength effectively supports the GMB over the 0.5-m-wide cavity. However, by imposing an overall safety factor of 2.5 to account for creeping, chemical degradation, installation damage, etc., the required tensile strength for an actual application would be 125 kN/m (i.e., 50 kN/m × 2.5).

9. Conclusions

This paper presents a new large-scale test apparatus (LSTA) to assess the mechanical behavior of a reinforced geosynthetic-lining system laid over a cavity. An experiment was conducted wherein a 50 kN/m polyvinyl alcohol (PVA) geogrid (GGR) was overlaid with a geosynthetic clay liner, a nonwoven needle-punched geotextile, and a high-density polyethylene geomembrane (GMB). Two total pressures cells (TPCs) and twenty foil microstrain gauges (MSGs) were used to measure the vertical pressure at both sides of the cavity and the strain within the GGR and the GMB, respectively. The following conclusions are drawn from this study:

(a) Because complete reliance on the TPC manufacturer's calibration sheet to calculate the vertical pressure can lead to inaccurate results, a series of calibration tests was done under the actual operating conditions. Based on this series of calibrations, the vertical pressure was accurately measured on both sides of the cavity. The pressures measured suggest that the applied pressure was well distributed within the LSTA.

(b) After several preliminary tests, the method of attaching the MSGs on a geosynthetic required careful adjustment to accurately track the strain as the geosynthetic deformed. Furthermore, because the MSGs were attached to the geosynthetics with an adhesive, a rigorous procedure was developed to assess how the adhesive stiffness could affect the tensile strength of the GMB and the GGR. With this attachment technique and this procedure, eighteen of the twenty MSGs that were used in this study, have successfully worked.

(c) The test results indicate that, above the cavity, the strain measured within the GMB was less than that within the GGR. The difference between the two results varied from 31% to 42%. However, with increasing distance from the cavity, this difference dropped sharply to nearly 0%. Furthermore, for the various applied pressures (up to 100 kPa), the strain within the GMB was always below the maximum allowable strain, which was assumed to be 3%. This result demonstrates that placing a GGR beneath a drainage and lining system provides effective support for the GMB.

(d) Finally, the experimental results show that the spatial distribution of the strain within the GMB differed from that within the GGR. This result is attributed to the fact that the collapse was conical in shape, so the width of the collapsed zone beneath the GMB differed from that beneath the GGR.

The work on the LSTA is still in progress and several tests are scheduled to assess how other factors (i.e. the stiffness of the geogrid) could influence the mechanical behavior of the entire reinforced geosynthetic lining system. Note also that the creep behavior of the geosynthetics was not considered in this study.

III. Principaux résultats

Cette section récapitule les principaux résultats qui ont été présentés dans la section précédente. Ces résultats concernent d'abord les résultats de l'essai réalisé sur le système GSY constitué d'un GTX, d'une GMB, d'un GSB renforcé par une GGR de 50 kN/m de résistance à la traction avec un ancrage rigide. Puis, les aspects techniques (procédures de calibration et de correction des résultats bruts issus des cellules de pression totale et des micro-jauges de déformation) qui ont été développées pour l'expérimentation et qui seront utilisés pour la suite des expérimentations seront présentés.

Enseignements scientifiques issus de de l'essai présenté dans ce chapitre

Les résultats présentés dans ce chapitre, devront être complétés par les neuf autres expérimentations qui seront présentées dans le chapitre suivant. Toutefois, des observations intéressantes peuvent être dès à présent dégagées.

D'abord, les résultats ont montré qu'au droit de la cavité, la GGR de 50 kN/m se déforme plus que la GMB avec une différence relative entre les deux déformations variant entre 31 et 42 %. Toutefois, en s'éloignant de la cavité au niveau des zones d'ancrages, la GGR ne présente aucun impact sur les déformations de la GMB.

Ensuite, jusqu'à la contrainte maximale de 100 kPa appliquée en tête du DEPGeC avec la cavité de 0,5 m, les déformations au sein de la GMB sont restées inférieures à 3 % (valeur limite de déformation souvent retenue).

Enfin, cet essai a mis en évidence une forme conique d'effondrement au-dessus de la cavité. En conséquence, la distribution spatiale des déformations au sein de la GMB et de la GGR diffère car la largeur de la zone d'effondrement immédiatement sous la GGR est inférieure à celle de la GMB.

Enseignements techniques concernant l'instrumentation

Tout d'abord, une série de calibration à cinq essais a été réalisée sur les deux cellules de pression totale (TPC) afin de vérifier la fiabilité des mesures. Il est apparu indispensable de réaliser ces essais préliminaires car l'utilisation des TPC pour la mesure des contraintes reste délicate (Dunnicliff and Green, 1988, Geokon, 2011) dans la mesure où les valeurs de contrainte calculées peuvent être entachées de grossières erreurs avec des fluctuations pouvant aller du simple au double. En effet pour atteindre un niveau de précision raisonnable, il n'est pas possible d'utiliser les fiches de calibration fournies par les fabricants car ces calibrations sont réalisées uniquement sur les capteurs (à l'air libre) avant leur montage dans les TPC. Or la réponse du capteur est impactée par plusieurs facteurs, en l'occurrence l'assemblage de la TPC ou encore le milieu environnant (Askegaard, 1963, Dave and Dasaka, 2011). L'analyse des courbes de calibration a permis de définir une précision des mesures de l'ordre de +/- 10 kPa. L'exploitation de cette série de calibration lors de l'expérimentation réalisée sur le DEPGeC a permis d'obtenir des résultats fiables car les réponses des deux TPC positionnés de part et d'autre de la cavité sont restrées proches.

Ces réponses presque identiques des deux TPC mettent en évidence l'homogénéité de la distribution des contraintes verticales de confinement dans le DEPGeC, ce qui est

indispensable pour pouvoir réaliser les différentes expérimentations dans des conditions identiques et maitrisées.
Ensuite, pour l'instrumentation des GGR et des GMB avec les micro-jauges de déformation (MSG), il a été nécessaire d'adopter une procédure rigoureuse d'installation de ces MSG afin de s'assurer qu'elles suivent correctement les déformations des produits. L'annexe C de ce manuscrit donne un aperçu de la méthode de collage utilisée. Une fois encore, une procédure spécifique a été suivie pour la correction des données brutes mesurées car la procédure de collage (en l'occurrence la rigidité de la colle utilisée) peut influencer localement le comportement des GSY. Dans le cadre de cette étude, 18 MSG sur les 20 utilisées ont fonctionné correctement sous les contraintes de confinement de 100 kPa. Ces MSG seront donc utilisées pour la suite des expérimentations qui seront présentées dans le chapitre suivant.

IV. Conclusions

Ce chapitre avait pour objectif de présenter le Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des géosynthétiques de renforcement sur Cavité (DEPGeC) qui a été développé dans le cadre de cette thèse. Le DEPGeC mesure 2 m de long, 1 m de large et présente une hauteur de 0,5 m. Il permet de simuler une cavité rectangulaire (tranchée) de 0,5 m de largeur. Le système géosynthétique (GSY) testé correspond à des BSA et BSP constituées d'un géotextile, d'une géomembrane (GMB) et d'un géosynthétique bentonitique (GSB). Un GSY de renforcement, en l'occurrence une géogrille (GGR) dans cette thèse, est disposée dans un lit de sable sous le GSB. Le DEPGeC permet d'ancrer parfaitement (ancrage rigide, aucun déplacement autorisé) ou non les GSY au niveau des parois latérales dans le sens de la longueur.
Les déformations au sein du GGR et de la GMB ainsi que la déflection (flèche) de la GGR au droit de la cavité sont mesurées au fur et à mesure de l'augmentation de la contrainte de confinement (de à 0 à 100 kPa) en tête du DEPGeC. Les contraintes verticales de part et d'autre de la cavité sont également mesurées.

Dans ce chapitre, seuls les résultats de l'essai réalisé avec une GGR de 50 kN/m avec un ancrage rigide, ont été présentés. Dans le cadre de cette thèse, dix essais ont été réalisés avec le DEPGeC. Ces essais diffèrent par le type de GGR utilisée (aucune, 50 kN/m ou100 kN/m), la prise en compte de l'ancrage rigide ou l'autorisation des déplacements aux extrémités du DEPGeC. Dans le chapitre suivant, les résultats de ces dix essais seront présentés dans le détail. Les différences entre les différents essais seront également évaluées afin de mettre en évidence l'influence des paramètres investigués (type de GGR, pression appliquée, ancrage rigide). L'efficacité des différentes GGR à réduire les déformations dans la GMB sera enfin évaluée.

CHAPITRE XI

EXPLOITATION DU DEPGeC : ANALYSE DETAILLEE DES RESULTATS DES EXPERIMENTATIONS REALISEES

I. Introduction

Le chapitre précédent s'est attaché à présenter les caractéristiques géométriques ainsi que le principe de fonctionnement du Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des géosynthétiques de renforcement sur Cavité (DEPGeC) qui a été développé dans le cadre de cette thèse. Une attention particulière a été également accordée au protocole expérimental ainsi qu'aux procédures de correction des mesures brutes issues des cellules de pression totale et des micro-jauges de déformation, utilisées pour les expérimentations. Lors des expérimentations, une pression variant entre 0 et 100 kPa est appliquée en tête du DEPGeC sur un système géosynthétique (GSY) constitué d'un géotextile (GTX), d'une géomembrane (GMB) et d'un géosynthétique bentonitique (GSB) renforcé par une géogrille (GGR) installée dans un lit de sable.
Les plans d'instrumentation de mesure de la déformation de la GGR et de GMB par micro-jauges de déformation et de mesure de la pression totale de part et d'autre de la cavité par cellules de pression totale, ont été également présentés.
Puis, les résultats d'un essai réalisé avec un géotextile (GTX), une GMB PEHD 2 mm, un géosynthétique bentonitique (GSB) renforcé par une GGR en alcool polyvinylique (PVA) de 50 kN/m de résistance à la traction, avec un ancrage rigide ont été présentés. Dans le cadre de cette thèse, dix essais ont été réalisés au total. Ce chapitre vise à analyser les résultats de ces dix essais qui ont été classés en six variantes. Ces dernières diffèrent par le type de GGR (absence, résistance à la traction de 50 kN/m ou 100 kN/m) utilisée, l'ancrage rigide ou au contraire l'autorisation des déplacements sur les parois latérales du DEPGeC. Les résultats analysés porteront sur la distribution des contraintes sous la GGR de part et d'autre de la cavité, la géométrie de l'effondrement, la déflection de la GGR au droit de la cavité, les déformations mesurées dans la GGR et la GMB et enfin l'efficacité des deux GGR sera évaluée.

II. Programme expérimental

Le Tableau C-5 présente les caractéristiques des dix essais réalisés. Ces essais ont été réalisés afin de tester le système GSY renforcé dans six configurations différentes. Ces six configurations qui seront appelées variantes dans la suite de manuscrit, sont présentées ci-après :

- variante 1 : GTX + GMB + GSB sans ancrage rigide (essais 1 et 1bis) ;
- variante 2 : GTX + GMB + GSB avec ancrage rigide (essais 2 et 2bis et 2ter) ;
- variante 3 : GTX + GMB + GSB + GGR 50 kN/m sans ancrage rigide (essai 3) ;
- variante 4 : GTX + GMB + GSB + GGR 50 kN/m avec ancrage rigide (essai 4) ;
- variante 5 : GTX + GMB + GSB + GGR 100 kN/m sans ancrage rigide (essai 5) ;
- variante 6 : GTX + GMB + GSB + GGR 100 kN/m avec ancrage rigide (essais 6 et 6bis).

L'annexe D de ce rapport présentera les différences entre les résultats des essais 1 et 1 bis d'une part et les résultats des essais 2, 2bis et 2ter d'autre part pour l'évaluation de la répétabilité des essais.

Par ailleurs, on notera que le même plan d'instrumentation présenté sur la Figure C-12 du chapitre précédent (article 4, chapitre X, partie C) a été utilisé pour ces essais. Pour rappel, ce plan d'instrumentation prévoyait dix micro-jauges de déformation (MSG) sur la GGR et dix MSG sur la GMB. Ces jauges ont été regroupées en cinq catégories selon leurs positions (P_i) sur le produit. Ce sont la catégorie A (P_3 ; P_{3bis} ; P_5), la catégorie B (P_{2-3} ; P_{2-3L} ; P_6), la catégorie C (P_4 ; P_{4L}), la catégorie D (P_1) et la catégorie E (P_2).
Toutefois, comme présenté dans le Tableau C-5, toutes les catégories n'ont pas été intégrées systématiquement à chaque essai car l'instrumentation a évolué progressivement suite aux observations réalisées (notamment l'état de déformation des GSY) après le démontage des premiers essais.
Les caractéristiques mécaniques de tous les GSY utilisés, à l'exception de la GGR en PVA de 100 kN/m (variantes 5 et 6), ont déjà été présentées dans le chapitre X (cf. article 4, Tableau 2). La Figure C-23a et la Figure C-23b présentent donc respectivement la courbe de traction et l'évolution du module tangent (cf. partie A, chapitre I) de la GGR 100 kN/m. les caractéristiques en traction de la GGR 100 kN/m et de la GMB ont également été rajoutées sur la Figure C-23a pour comparaison.

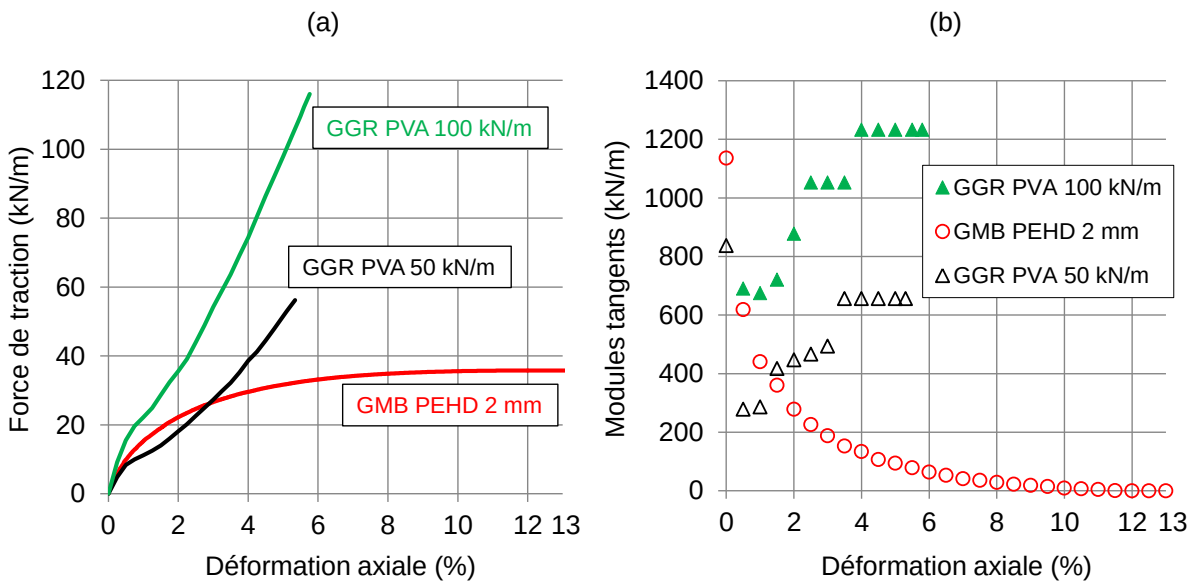


Figure C-23. Caractéristiques en traction des géogrilles et de la géomembrane utilisées (a) courbes de traction uniaxiale (b) modules tangents issus des courbes de traction.

Dans la suite de ce chapitre, les résultats obtenus pour les six variantes décrites plus haut et dans le Tableau C-5, seront présentées. Nous nous intéresserons d'abord à la répartition des contraintes de part et d'autre de la cavité afin d'évaluer l'homogénéité de la distribution des pressions appliquées dans la vessie en tête du DEPGeC.

Tableau C-5. Caractéristiques des 10 essais réalisés avec le DEPGeC.

Variantes	Essais	Résistance à la traction de la GGR utilisée	Ancrage rigide	MSG exploitables en fin d'essai	Commentaires
1	1	Aucune		**6** [P_1- P_2 - P_3 - P_{3bis} - P_4 -P_5]	Caractérisation de l'état initial de la GMB sans renforcement
	1bis	Aucune		**6** [P_1- P_2 - P_3 - P_{3bis} - P_4 - P_5]	Répétition de l'essai 1 avec les mêmes produits
2	2	Aucune	✓	**2** [P_1- P_2]	Caractérisation de l'état initial de la GMB sans renforcement
	2bis	Aucune	✓	**9** [P_1- P_2 - P_{2-3} - P_{2-3L} - P_3 - P_4 - P_{4L} - P_5 - P_6]	Répétition de l'essai 2 avec les mêmes produits
	2ter	Aucune	✓	**2** [P_2- P_3]	Répétition de l'essai 2 avec de nouveaux produits
3	3	50 kN/m		GMB **6** [P_1- P_2 - P_3 - P_{3bis} - P_4 - P_5] GGR **6** [P_1- P_2 - P_3 - P_{3bis} - P_4 - P_5]	Influence de la GGR 50 kN/m
4	4	50 kN/m	✓	GMB : **9** [P_1- P_2 - P_{2-3} - P_3 - P_{3bis} - P_4 - P_{4L} - P_5 - P_6] GGR : **9** [P_1- P_2 - P_{2-3} - P_{2-3L} - P_3 - P_{3bis} - P_4 - P_{4L} - P_6]	Influence de la GGR 50 kN/m
5	5	100 kN/m		GMB : **10** [P_1- P_2 - P_{2-3} - P_{2-3L} - P_3 - P_{3bis} - P_4 - P_{4L} - P_5 - P_6] GGR : **10** [P_1- P_2 - P_{2-3} - P_{2-3L} - P_3 - P_{3bis} - P_4 - P_{4L} -- P_5 - P_6]	Influence de la GGR 100 kN/m
6	6	100 kN/m	✓	GMB : **8** [P_1- P_2 - P_{2-3} - P_{2-3L} - P_3 - P_{3bis} - P_5 - P_6] GGR : **9** [P_1- P_2 - P_{2-3} - P_{2-3L} - P_3 - P_{3bis} - P_{4L} --P_5 - P_6]	Influence de la GGR 100 kN/m
	6bis	100 kN/m	✓	GMB : **8** [P_1- P_2 - P_{2-3} - P_{2-3L} - P_3 - P_{3bis} - P_5 - P_6] GGR : **10** [P_1- P_2 - P_{2-3} - P_{2-3L} - P_3 - P_{3bis} – P_4 - P_{4L} - P_5 - P_6]	Répétition de l'essai 6 avec des nouveaux produits
	Toutes les GGR sont en PVA. Les autres GSY au-dessus de la GGR sont : GTX PP non-tissé + GMB PEHD 2 mm + GSB sodique 500 g/m²				

III. Distribution des contraintes dans le DEPGeC

La Figure C-24 présente l'évolution des contraintes verticales mesurées sous la GGR de part d'autre de la cavité (cf. Figure C-11, article 4, chapitre X) telles que mesurées par les cellules de pression totale (TPC). Elle permet d'évaluer l'uniformité de la distribution des contraintes au sein du DPEGeC pour les six variantes. Pour la variante 1, la variante 2 et la variante 6, les résultats des essais 1bis, 2bis et 6 ont été représentés sur la Figure C-24 ;
La Figure C-24 met en évidence une distribution uniforme des contraintes de part d'autre de la cavité pour toutes les variantes testées. Ce constat avait déjà été souligné dans le chapitre X qui analysait les résultats de la variante 4. En prenant par exemple la variante 6, avec 40 kPa appliqué par la vessie, les contraintes mesurées par les cellules TPC 1 et TPC 2 sont respectivement de 26,0 et 26,3 kPa, soit un écart de seulement 0,3 kPa (≈ 1 %).

Par ailleurs, au-delà de l'uniformité de la distribution des contraintes, on observe que l'ouverture de la cavité et la présence des GSY modifient la distribution des contraintes au fond du DEPGeC. En effet, les contraintes mesurées par les cellules de pression totale sont restées plus faibles que celles mesurées dans la vessie et appliquées au-dessus du système GSY testé. Des simulations numériques réalisées ont confirmé ce point. Puisque les TPC n'ont pas été installées à proximité immédiate des bords de cavité, il n'a pas été possible de mesurer les contraintes verticales au niveau de ces bords où l'on aurait pu mesurer une augmentation des contraintes par repport de charge (Terzaghi, 1943).

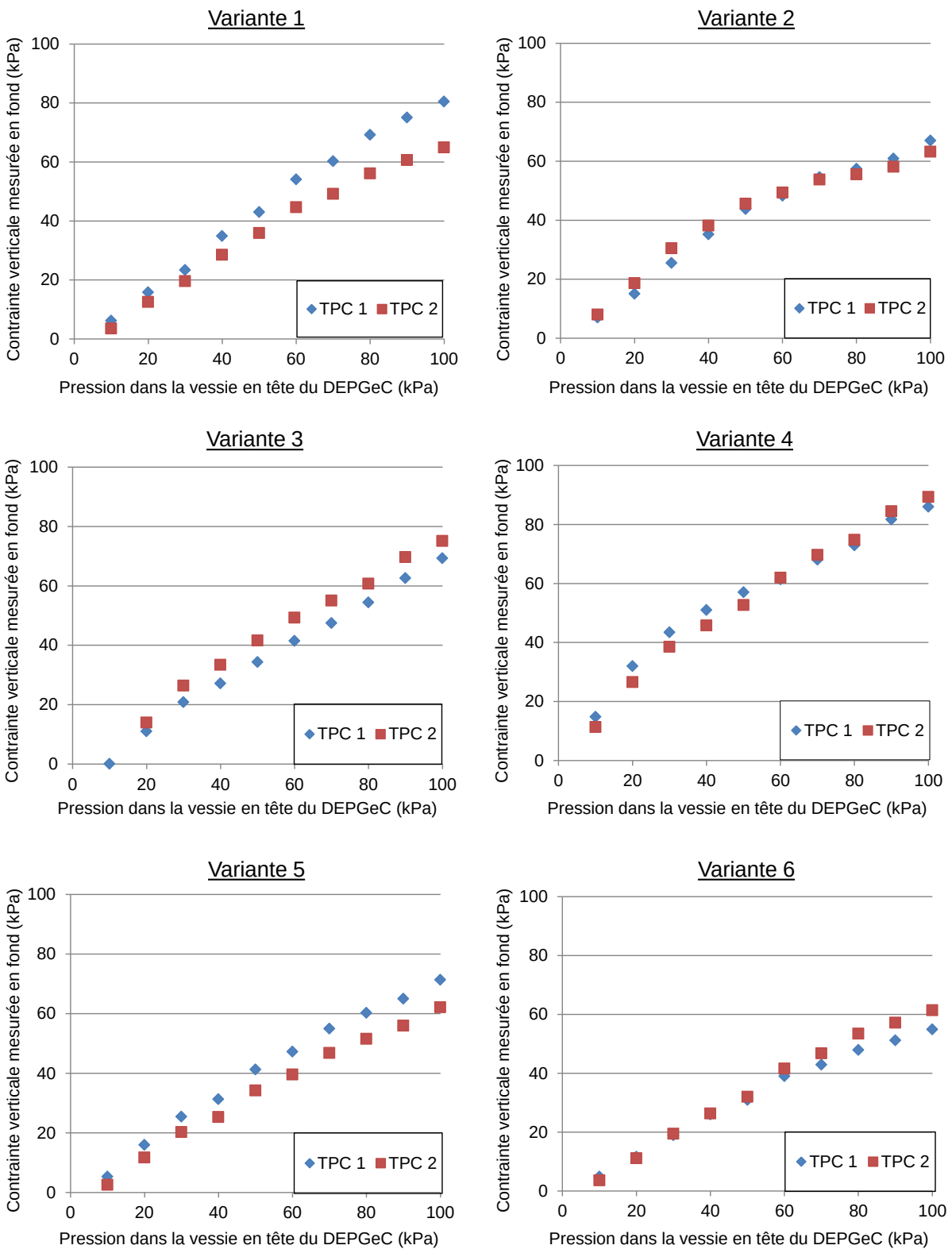


Figure C-24. Contrainte verticales mesurées par les cellules de pression totale de part et d'autre de la cavité pour les six variantes.

IV. Géométrie de l'effondrement

Pour toutes les variantes, un effondrement tronconique, avec des dimensions similaires, tel que présenté sur la Figure C-21 de l'article 4 présenté dans le chapitre X, a été observé. Pour

rappel, la petite base du cône de rupture sous la GGR a présenté une taille variant entre 0,45 m et 0,50 m. Sous la GMB, la surface d'effondrement a atteint 0,80 m à 0,85 m. La Figure C-26 permet de visualiser cet effondrement tronconique dont les côtés font un angle de 35 à 40° avec l'horizontal.

Dans tous les cas, cet effondrement est associé à une déflection (flèche) des GSY au droit de la cavité. L'évolution de cette déflection avec la contrainte appliquée est discutée dans la section suivante.

V. Déflection des géogrilles et de la géomembrane au droit de la cavité

La Figure C-25 présente l'évolution de la flèche de la GMB ou de la GGR (selon les variantes) mesurée au droit de la cavité avec la pression appliquée au-dessus du système GSY.

La Figure C-25 met en évidence que les plus fortes flèches sont mesurées au niveau de la variante 1 dans laquelle les déplacements de la GMB ne sont pas bloqués (pas d'ancrage rigide) au niveau des parois latérales du DEPGeC. A 100 kPa, la flèche de la GMB atteint 26,2 cmalors qu'elle est de 16,1 cm dans la variante 2 lorsque l'ancrage rigide est mis en place. En effet, la faible valeur d'angle de frottement (7,8° au résiduel) de l'interface GTX-GMB ne permet pas une mobilisation complète des déplacements dans les zones d'ancrage (longueur de 0,75 m) de part et d'autre de la cavité. Il est donc nécessaire de mettre en place un ancrage rigide (aucun déplacement autorisé au niveau des parois du DEPGeC) lorsqu'une GMB seule sans GGR est testée au sein du DEPGeC.

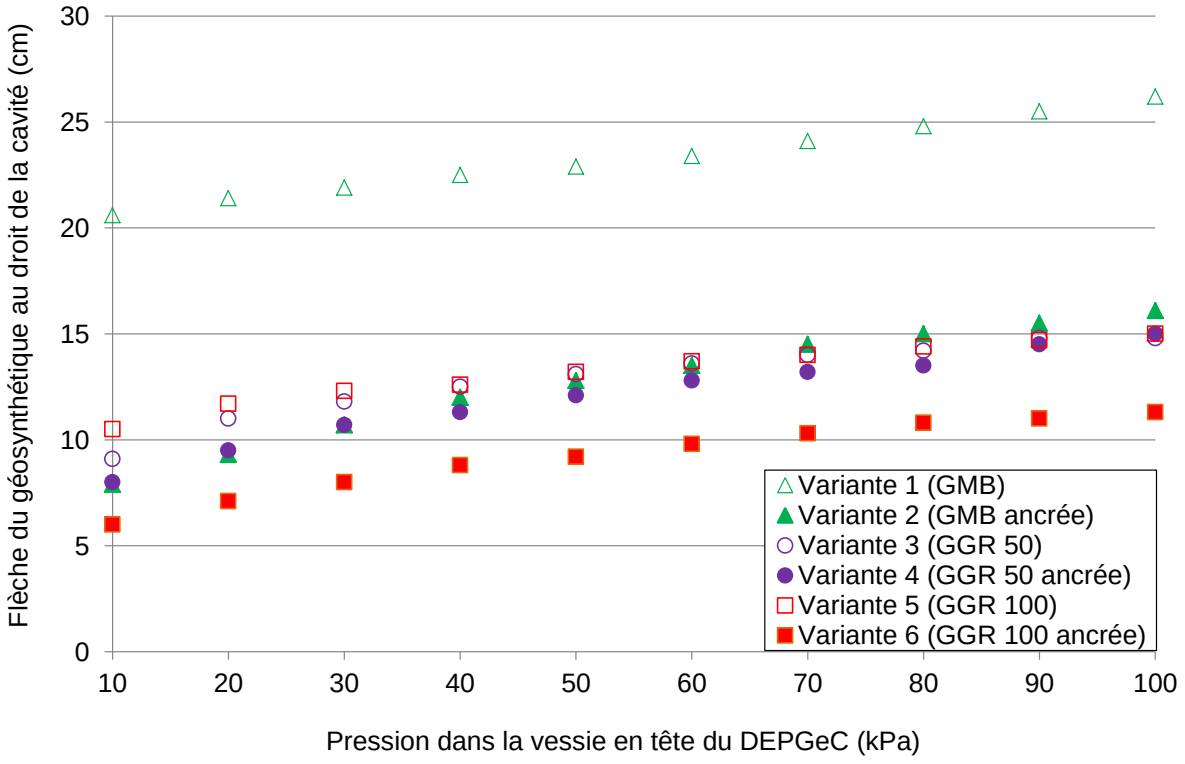


Figure C-25. Déflections des géosynthétiques mesurées au droit de la cavité pour les six variantes.

Pour toutes les autres variantes, des flèches de même ordre de grandeur ont été mesurées indépendamment du type de GGR (50 kN/m ou 100 kN/m) et des conditions d'ancrage. En considérant par exemple les variantes 3 (GGR 50 kN/m sans ancrage rigide) et 4 (GGR 50 kN/m avec ancrage rigide), les flèches mesurées à 100 kPa étaient respectivement de 14,8 cm et 15,0 cm soit une différence de seulement 0,2 cm. Toutefois, on peut noter que les déflections mesurées pour la variante 6 avec la GGR 100 kN/m ancrée sont sensiblement plus faibles que celles mesurées pour les variantes 2, 3, 4 et 5, avec un écart variant entre 1,9 et 3,5 cm. Dans ces conditions lorsqu'une GGR est utilisée, on peut considérer que les déplacements dans les zones d'ancrages de part et d'autre de la cavité sont quasiment mobilisés au vu des faibles écarts (< 1,5 cm pour la GGR 50 kN/m et < 3,5 cm pour la GGR 100 kN/m) observés entre les configurations avec ancrage rigide et ancrage libre.
De ce fait, toutes les variantes testées sont considérées comme étant réalistes à l'exception de la variante 1 (essais 1 et 1bis) dont les résultats devraient être influencés par ces déplacements non mobilisés dans les zones d'ancrage. Cela devrait engendrer une diminution des déformations mesurées au sein de la GMB.

Enfin, il convient de rappeler que les flèches qui ont été mesurées ne sont pas entièrement liées à la déformation par traction des GSY. Comme discuté dans le chapitre X, elles sont en fait le résultat de quatre phénomènes. D'abord, les GSY suivent naturellement les tassements des bordures de la cavité (estimés entre 4 et 8 cm) engendrés par la convergence vers l'intérieur (estimé entre 5 et 30 % de la flèche totale) de la cavité. En observant la Figure C-26, on peut s'apercevoir en effet, que la GGR vient prendre appui progressivement sur les bords de la cavité avec un angle par rapport à l'horizontal proche de l'angle de frottement du sable (35 à 40°).
Puis, les déplacements tangentiels d'interface (glissement de la GGR) de part et d'autre de la cavité dans les zones d'ancrage entrainent une augmentation de la flèche. Ensuite, les étirements dûs aux déformations du GSY dans les zones d'ancrage se reportent au niveau de la cavité et enfin, la déformation du GSY par traction au droit de la cavité (estimé entre 15 et 40 % de la flèche totale) engendre une flèche supplémentaire.

Dans la section suivante, la distribution des déformations mesurées au sein des GGR et des GMB est analysée. D'abord, l'effet de l'ancrage rigide sur les déformations des GGR et des GMB sera évalué. Ensuite, les écarts relatifs entre les déformations des GGR et des GMB seront discutés. Enfin, l'efficacité de chacune des deux GGR de renforcement pour la limitation des déformations de la GMB, sera évaluée.

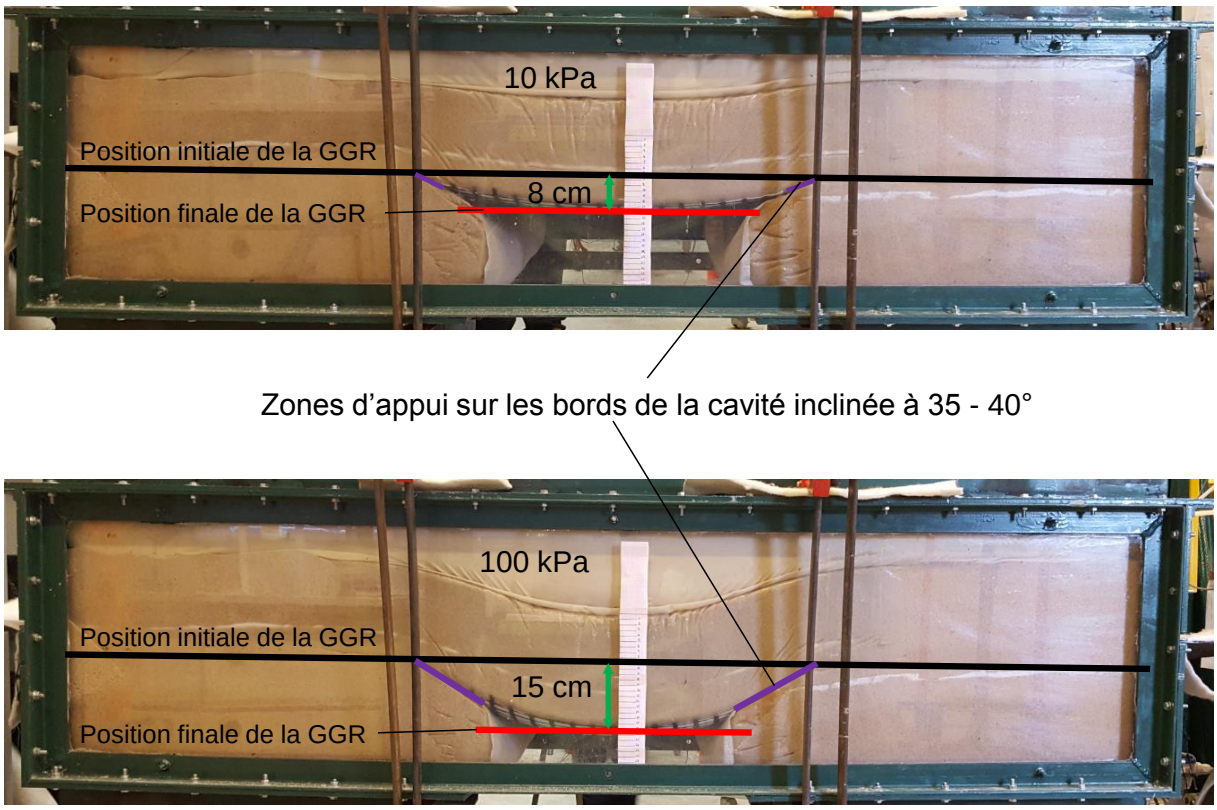


Figure C-26. Vue d'ensemble de la déflection de la géogrille au centre de la cavité à 10 et 100 kPa de pression appliquée dans la vessie (variante 4).

VI. Effet de l'ancrage rigide sur les déformations

L'analyse des déformations de la GGR et de la GMB est réalisée ici en comparant les essais réalisés sans ancrage rigide et avec ancrage rigide afin d'évaluer l'effet de ce dernier sur les déformations. La section V a montré que l'ancrage rigide n'entrainait qu'une faible diminution de la déflection (< 1,5 cm pour la GGR 50 kN/m et < 3,5 cm pour la GGR 100 kN/m) au droit de la cavité. Mais, on peut se demander si cette faible diminution a un effet sur les déformations mesurées. Cet effet d'ancrage rigide sera discuté ici plus en détails en comparant la variante 1 à la variante 2, la variante 3 à la variante 4 et la variante 5 à la variante 6. Nous débutons cette analyse par la catégorie D (position P1) qui est la plus proche de l'ancrage rigide ; puis nous nous intéresserons dans un second temps aux autres catégories A, B, C et E.

VI.1. Effet sur la catégorie D (position P1) à proximité des ancrages

La

Figure C-27 présente l'effet de l'ancrage rigide sur les déformations mesurées à la position P1 située à 10 cm de l'ancrage (côtés latéraux du DEPGeC).

D'abord on observe, dans le cas des variantes 1 et 2 (sans GGR), que l'ancrage rigide (variante 2) entraine une augmentation des déformations de la GMB à la position P1 variant entre 0,23 et 0,64 % pour une moyenne de 0,42 % (

Figure C-27a).

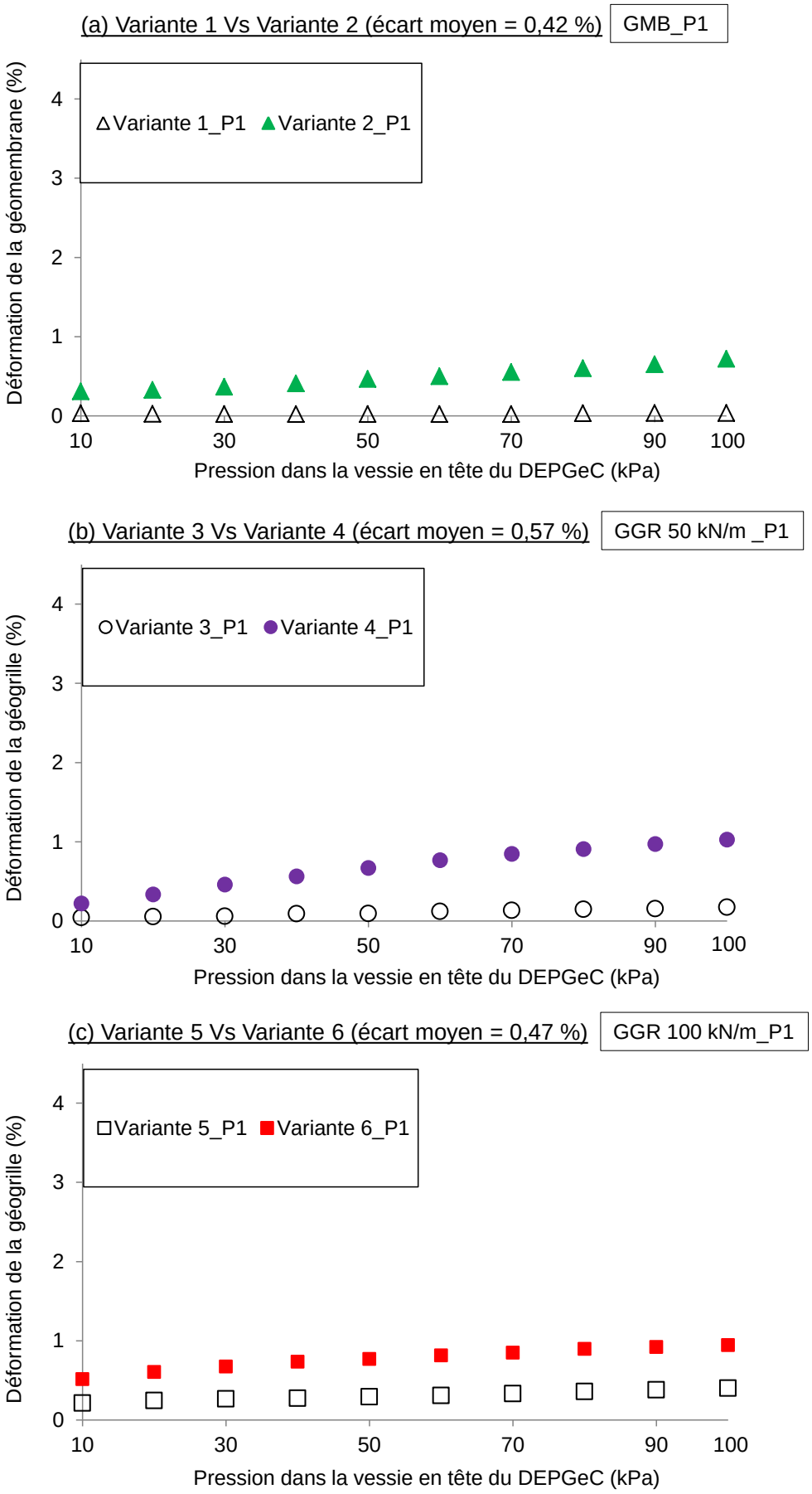

(a) Variante 1 Vs Variante 2 (écart moyen = 0,42 %)
GMB_P1
Variante 1_P1
Variante 2_P1
Déformation de la géomembrane (%)
0
1
2
3
4
10
30
50
70
90
100
Pression dans la vessie en tête du DEPGeC (kPa)
(b) Variante 3 Vs Variante 4 (écart moyen = 0,57 %)
GGR 50 kN/m _P1
Variante 3_P1
Variante 4_P1
Déformation de la géogrille (%)
0
1
2
3
4
10
30
50
70
90
100
Pression dans la vessie en tête du DEPGeC (kPa)
(c) Variante 5 Vs Variante 6 (écart moyen = 0,47 %)
GGR 100 kN/m_P1
Variante 5_P1
Variante 6_P1
Déformation de la géogrille (%)
0
1
2
3
4
10
30
50
70
90
100
Pression dans la vessie en tête du DEPGeC (kPa)

Figure C-27. Effet de l'ancrage sur les déformations des GSY à proximité immédiate de l'ancrage (position P1).

En ce qui concerne la configuration avec la GGR 50 kN/m, l'utilisation de l'ancrage rigide (variante 4) entraine une augmentation de 0,18 à 0,85 % (0,57 % en moyenne, cf. Figure C-27b) de la déformation de la GGR à P1 en comparaison avec la configuration sans ancrage rigide (variante 3).

Enfin, pour la GGR 100 kN/m, l'écart entre les déformations de la GGR de la variante 5 (sans ancrage rigide) et celles de la variante 6 (ancrage rigide), varie entre 0,34 % à 0,54 % avec une moyenne de 0,47 % (

Figure C-27c).

Après la catégorie D située à 10 cm de l'ancrage, la section suivante évaluera l'effet de l'ancrage rigide sur les quatre autres catégories (A, B, C et E) proches de la cavité.

VI.2. Effet sur les autres catégories à l'intérieur du DEPGeC

L'effet de la mise en place de l'ancrage rigide sur les déformations moyennes à proximité de la cavité (A, B, C et E) est présenté sur la Figure C-28a.

Les marqueurs correspondent aux valeurs moyennes des quatre catégories ; les bornes inférieures et supérieures des fuseaux correspondent respectivement aux valeurs minimales et maximales mesurées. Une analyse basée sur les déformations moyennes et non sur les déformations de chaque catégorie, a été retenue car comme le montre les fuseaux resserrés de la Figure C-28c, il n'y a pratiquement pas de différence (en moyenne < 0,5 %) entre les 4 catégories lorsque la GGR de 100 kN/m (variantes 5 et 6) est utilisée. De plus, puisque les fuseaux (gammes de variation) des déformations pour les trois cas traités (Figure C-28a, Figure C-28b et Figure C-28c), se chevauchent, il est donc plus aisée de réaliser l'analyse sur des déformations moyennes.

En analysant la Figure C-28a, on peut s'apercevoir que les différences de flèches entre la variante 1 (GMB seule non ancrée) et la variante 2 (GMB seule ancrée rigideement) qui ont été observées sur la Figure C-25, sont également présentes au niveau des déformations. Ici, une forte influence de l'ancrage rigide sur la déformation de la GMB a été observée avec une augmentation de la déformation variant entre 0,46 et 1,56 % (en moyenne 1,16 %).

Pour la configuration avec la GGR 50 kN/m, l'influence est plus modérée avec 0,70 % en moyenne d'augmentation de la déformation de la GGR. De même, pour ce cas, l'augmentation de la déformation mesurée dans la GMB n'était que de 0,37 % en moyenne.

En ce qui concerne la GGR 100 kN/m, la

Figure C-28c montre que l'ancrage rigide n'a aucune influence sur les déformations de la GGR car les résultats de la variante 5 (sans ancrage rigide) et de la variante 6 (avec ancrage rigide) sont confondus. En ce qui concerne la GMB dans cette configuration, une augmentation moyenne de 0,55 % de la déformation a tout de même été relevée en comparaison avec la variante 5.

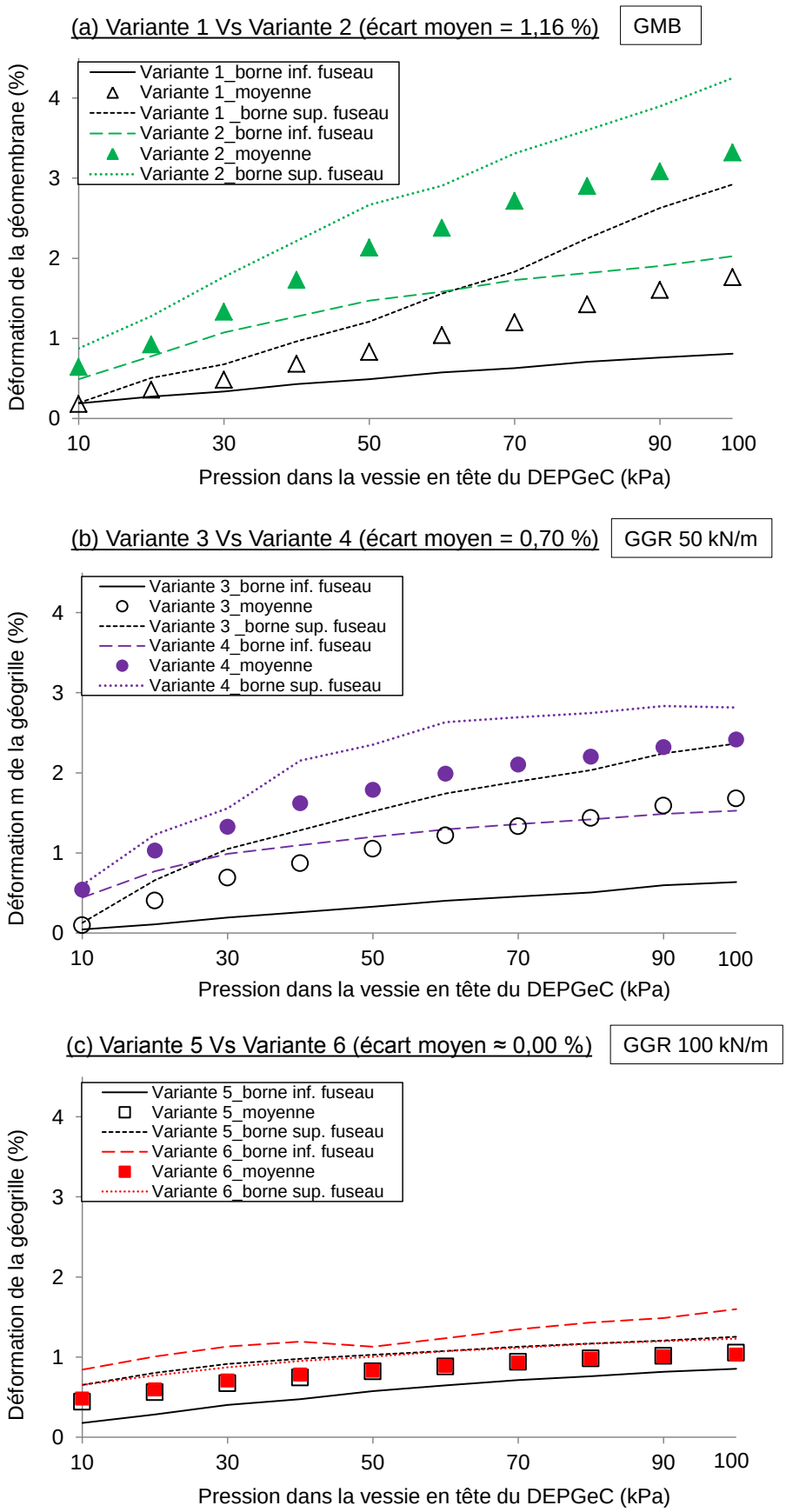


Figure C-28. Effet de l'ancrage sur les déformations des GSY à l'intérieur du DEPGeC (a) sans GGR. (b) avec GGR 50 kN/m. (c) avec GGR 100 kN/m.

A l'issue de ces analyses, il apparait que la variante 1 n'est pas réaliste car elle sous-estime (en moyenne de 1,16 %) les déformations de la GMB. Dans la suite de cette thèse, nous discuterons donc uniquement des variantes 2 à 6.

VII. Ecart entre les déformations des géogrilles et les déformations des géomembranes

Après avoir évalué, dans la section précédente, l'effet de l'ancrage sur les déformations mesurées dans les GGR et les GMB, nous nous intéressons ici aux variantes 3 à 6 qui sont les variantes qui intègrent une GGR. Avant d'évaluer l'efficacité de ces GGR pour la limitation des déformations de la GMB, les écarts entre les déformations des GMB et celles des GGR (Figure C-29) seront d'abord analysées. Ces déformations n'intègrent pas les micro-jauges de déformation de la catégorie D (position P1) qui sont trop éloignées de la cavité.
A la différence de l'analyse qui a été réalisée dans le chapitre X (cf. Figure C-21b, article 4), ici, l'analyse n'est pas réalisée à partir des catégories, mais plutôt sur la base d'une déformation moyennée pour les raisons évoquées dans la section précédente (cf. § VI.2).
D'abord, pour la configuration avec la GGR 50 kN/m, la Figure C-29a et la Figure C-29b montrent que d'un point de vue général (analyse en termes de déformation moyenne), la GMB se déforme moins que la GGR avec des écarts relatifs moyens de 0,40 et de 0,50 % calculés respectivement pour les variantes 3 et 4.
Un écart moyen de 0,5 % est également observé entre la déformation de la GMB et la déformation de la GGR 100 kN/m dans la variante 5 (Figure C-29c). Toutefois, pour la variante 6, nous pouvons constater qu'au-delà de 40 kPa, la borne supérieure du fuseau de déformation de la GMB était supérieure à celle de la GGR ; cela sous-entend que localement, la déformation de la GMB était supérieure à celle de la GGR. En moyenne, un écart relatif négatif de -0,16 % a été calculé.

L'analyse précédente permet d'affirmer que lorsqu'une GGR est utilisée sur cavité en renforcement d'une GMB située au-dessus d'elle, de manière générale, la déformation de la GGR sera plus élevée que celle de la GMB ; mais localement, selon la géométrie du cône d'effondrement et du comportement mécanique (notamment la compressibilité) des matériaux situés entre la GGR et la GMB, il est possible localement que la GMB se déforme plus que la GGR. En effet, même si la GGR se déforme peu avec une faible déflection, un effondrement tronconique peut engendrer une flexion locale de la GMB aux extrémités du cône de diffusion de l'effondrement. De même, le tassement du matériau situé entre la GGR et la GMB pourrait conduire à une flèche de la GMB supérieure à celle de la GGR et donc à une déformation plus élevée.

Toutefois, il est possible d'évaluer l'efficacité des deux GGR testées en comparant les déformations mesurées dans la GMB sans renforcement avec les déformations de la GMB avec renforcement. Cette évaluation est réalisée dans la suite de ce chapitre.

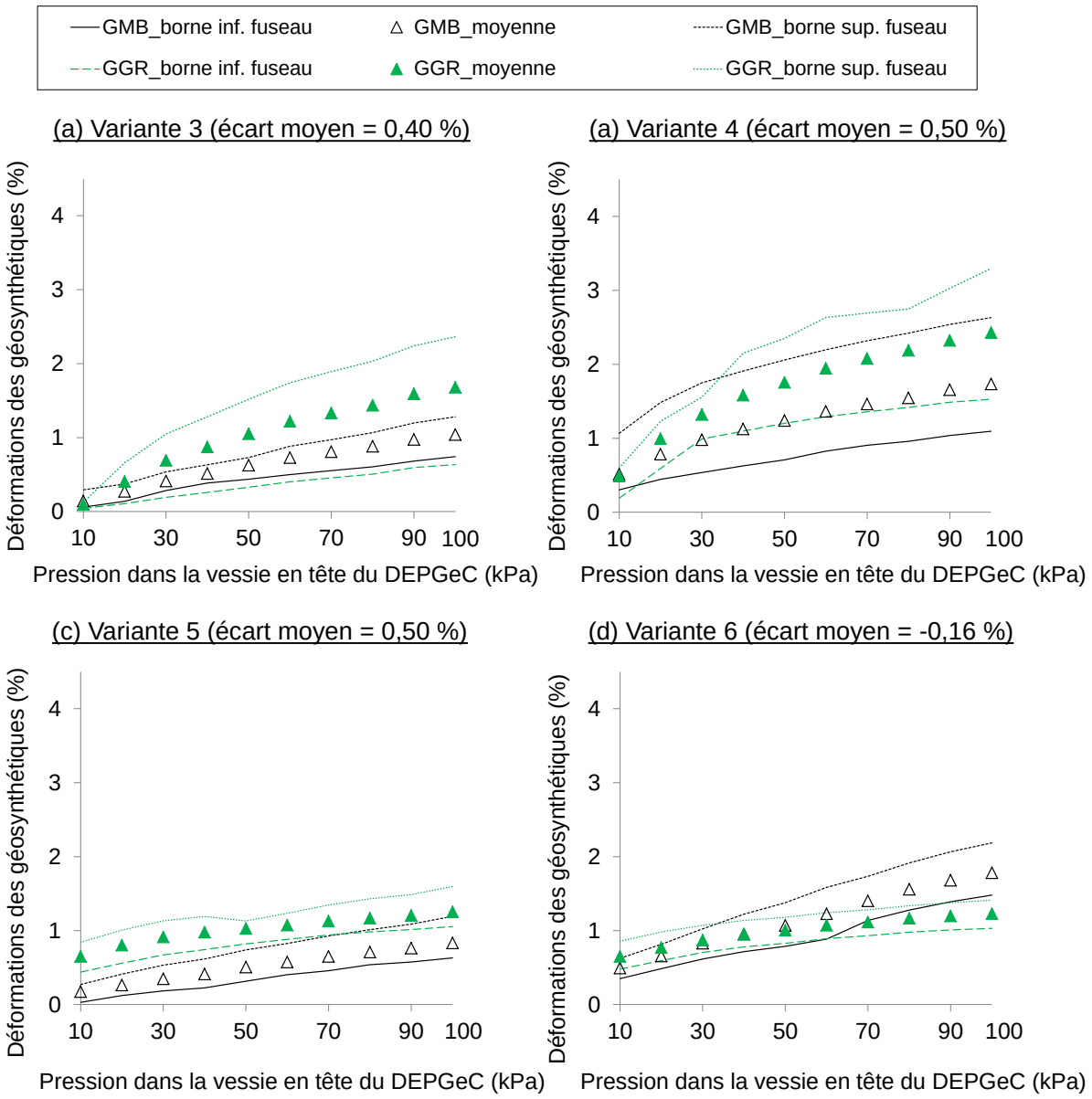


Figure C-29. Ecart entre les déformations de la géogrille et celles de la géomembrane. (a) Variante 3 : avec GGR 50 kN/m. (b) Variante 4 : avec GGR 50 kN/m et ancrage rigide. (c) Variante 5 : avec GGR 100 kN/m. (d) Variante 6 : avec GGR 100 kN/m et ancrage rigide.

VIII. Evaluation de l'efficacité des deux géogrilles de renforcement

Pour l'analyse, la configuration avec ancrage rigide a été retenue avec d'une part la variante 2 (non renforcée) comme état initial, et d'autre part les variantes 4 et 6 (renforcées). La variante 1 (non renforcée et pas d'ancrage rigide) comme état initial, n'a pas été considérée puisque les déformations mesurées pour cette variante étaient sous-estimées (cf. § V) car les déplacements dans les zones d'ancrage ne sont pas totalement mobilisés (cf. § VI.2). De ce fait, les efficacités des GGR utilisées dans les variantes 3 et 5 n'ont pas été évaluées puisque ces variantes devraient être comparées à la variante 1.

Dans la suite de ce chapitre, l'efficacité des 2 GGR (50 kN/m et 100 kN/m) qui ont été utilisés dans les variantes 4 et 6 sera évaluée. Mais avant cela, les écarts entre les déformations de la

GMB non renforcée et celles des GMB renforcées seront analysés dans un premier temps. Ces écarts permettront dans un second temps de calculer l'efficacité des GGR.

VIII.1. Différences entres les déformations des géomembranes des différentes variantes

La Figure C-30 présente les écarts observés entre les déformations de la GMB non renforcée de la variante 2 et les déformations de la GMB renforcée de la variante 4 (GGR 50 kN/m) et la variante 6 (GGR 100 kN/m). Deux types d'analyse ont été retenus. D'abord l'analyse en termes de déformation moyenne où toutes les déformations des 4 catégories A, B, C et E, correspondant aux positions proches de la cavité, sont moyennées. Les limites supérieures et inférieures des fuseaux de variation de ces déformations ont été matérialisées sur la Figure C-30a. Le deuxième type d'analyse porte sur les valeurs maximales (borne supérieure des fuseaux) de la déformation des GMB (Figure C-30b). Cette fois-ci, c'est l'écart entre les déformations maximales mesurées dans les GMB pour les 3 variantes 2, 4 et 6 qui est retenu.

En analysant les différences entre les déformations moyennes, on peut s'apercevoir qu'il n'y'a pas de différence majeure entre la GGR 50 kN/m et la GGR 100 kN/m dans la mesure où un écart moyen de seulement 0,07 % de déformation est noté entre les 2 GMB renforcées. De ce point de vue, les 2 GGR sont équivalentes. En effet en mettant en place la GGR 50 kN/m, la déformation de la GMB est réduite en moyenne de 1,03 % (de 0,23 à 1,81 %) et avec la GGR 100 kN/m, elle est réduite en moyenne de 1,10 % (de 0,25 à 1,77 %).

Par ailleurs, si l'on considère cette fois-ci, les déformations maximales de la GMB pour l'analyse (Figure C-30a), l'écart entre les déformations des GMB renforcées par les deux GGR devient plus évident. Un écart moyen de 0,56 % est calculé entre les deux déformations. En effet, l'installation de la GGR 50 kN/m sur la cavité permet de réduire la déformation maximale de la GMB en moyenne de 0,78 % (de 0,17 à 1,62 %) lorsque la GGR 100 kN/m permet de réduire la déformation de la GMB en moyenne de 1,36 % (0,67 à 2,06%).

Enfin pour les 2 types d'analyse, l'écart entre les déformations de la GMB non renforcée et celles des GMB renforcées augmente progressivement avec la pression appliquée (donc avec la déformation). Cela signifierait que les GGR deviennent de plus en plus performantes lorsque la contrainte de confinement augmente et donc la déformation augmente. Ceci pourrait être lié au fait que d'une part, une forte contrainte de confinement permet d'augmenter la résistance au glissement des GGR dans les zones d'ancrage de part et d'autre de la cavité ; d'autre part, au fur et à mesure que les GGR se déforment, elles deviennent plus raides, donc plus difficiles à déformer car leurs raideurs tangentes ont tendance à augmenter avec la déformation (cf. Figure C-23b).
Pour aller un peu plus loin dans cette analyse, nous nous intéresserons dans la section suivante à l'efficacité des deux GGR calculée à partir de l'écart relatif entre ces déformations.

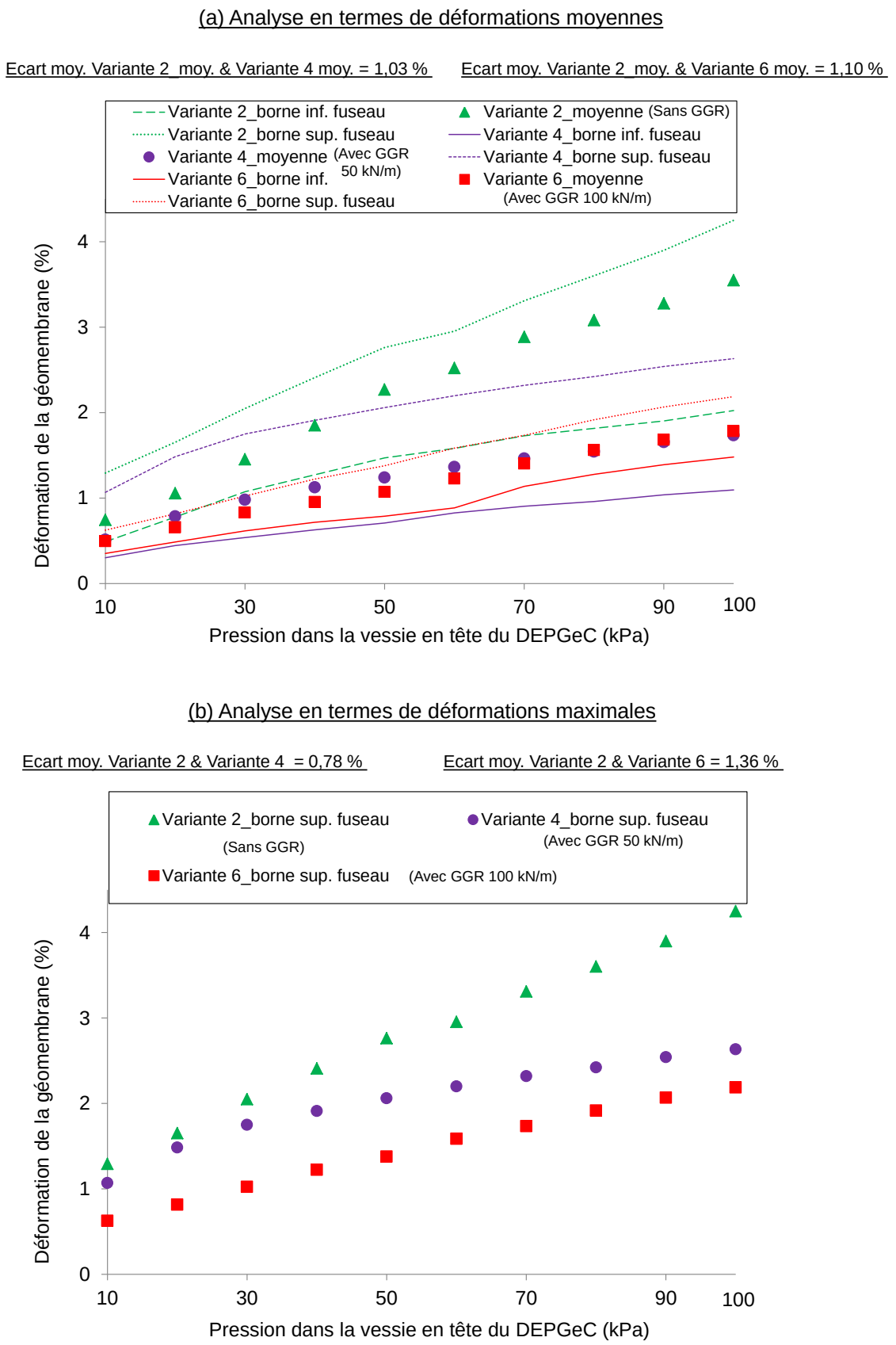


Figure C-30. Ecart entre les déformations des géomembranes mesurées pour les variantes 2, 4 et 6. (a) Analyse avec déformations moyennes. (b) Analyse avec les déformations maximales (borne supérieur fuseau).

VIII.2. Efficacité des deux géogrilles de renforcement (50 et 100 kN/m)

Une des principales utilités du DEPGeC est de pouvoir comparer les performances de plusieurs GSY de renforcement dans des conditions identiques pour la limitation des déformations d'un élément situé au-dessus d'eux. A cet effet, un paramètre, appelé taux efficacité et noté Eff a été défini. Ce paramètre d'efficacité est calculé à partir des écarts relatifs de déformation observés entre une GMB non renforcée et une GMB renforcée. Le paramètre d'efficacité Eff est calculé à partir de l'Équation A-4 :

$$Eff\,(\%) = 100\left(1 - \frac{\varepsilon_{GMB_renforcée}}{\varepsilon_{GMB_non_renforcée}}\right) \qquad \text{Équation C-1}$$

Avec :
Eff: Taux d'efficacité du GSY de renforcement ;
$\varepsilon_{GMB_non_renforcée}$: déformation de la GMB en l'absence de renforcement ;
$\varepsilon_{GMB_renforcée}$: déformation de la GMB en présence de renforcement.

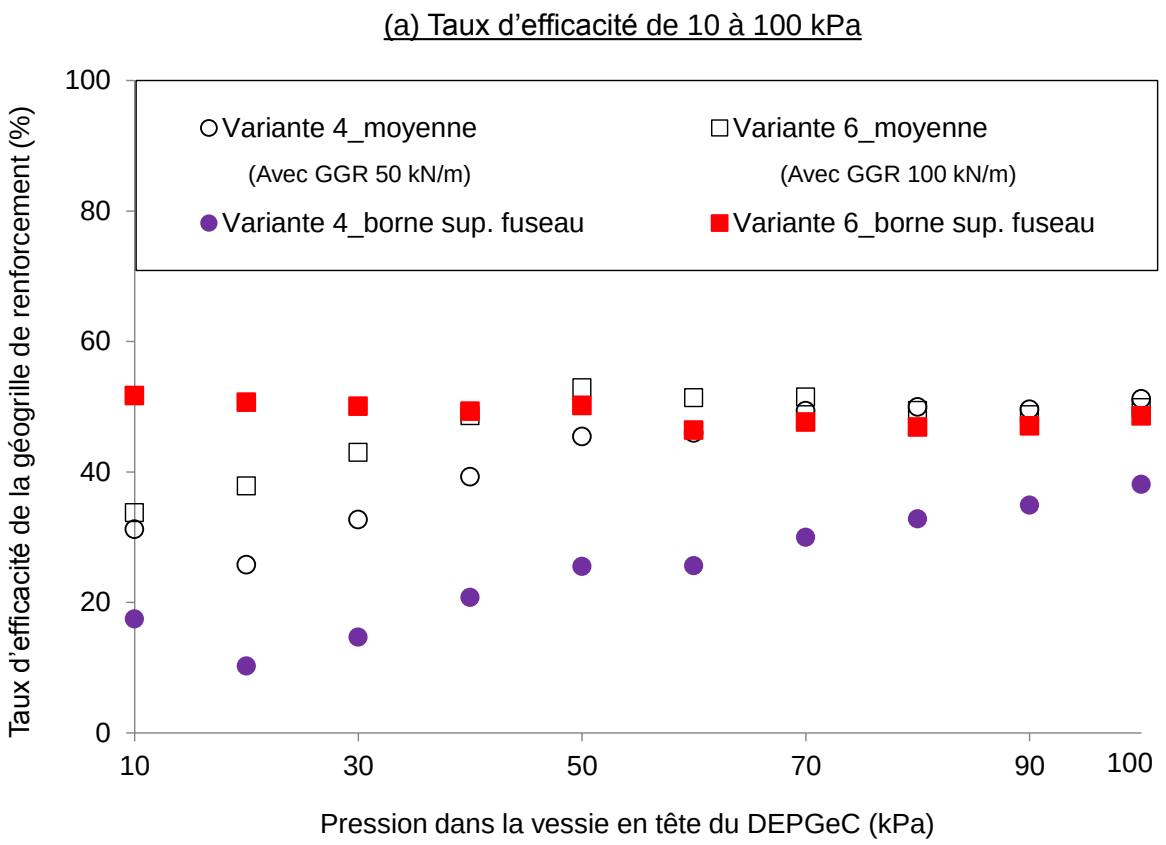
Une efficacité $Eff = X\,\%$ signifie que le GSY de renforcement permet de réduire la déformation de la GMB de $X\,\%$.
De la même manière que les écarts relatifs entre les déformations des GMB discutés dans la section VIII.1 précédente, un taux d'efficacité basé sur les déformations moyennes des quatre catégories A, B, C et E et un taux efficacité basé sur les valeurs maximales (borne supérieure des fuseaux) de la déformation des GMB, ont été retenues.
La Figure C-31a présente la variation des deux types d'efficacité des deux GGR avec la pression appliquée dans la vessie.
D'abord pour la GGR 50 kN/m (variante 4), on remarque que les deux taux d'efficacité (basés sur la moyenne et sur la valeur maximale : borne sup. fuseau), augmentent progressivement avec le chargement ; ce constat confirme l'hypothèse qui a été fait dans la section précédente qui est que, plus les GGR se déforment, plus elles sont performantes (efficaces). En considérant à titre d'exemple la GGR 50 kN/m, le taux d'efficacité basé sur la valeur maximale de la déformation passe de 17 % à 10 kPa de pression à 38 % à 100 kPa (valeur maximale).
En ce qui concerne la GGR 100 kN/m (variante 6), même si l'efficacité basée sur la valeur moyenne a également tendance à augmenter avec la contrainte, l'évolution est moins marquée. Plus encore, l'efficacité basée sur la déformation maximale de la déformation reste globalement constante en passant de 52 % à 10 kPa à 49 % à 100 kPa. Cela sous-entend que la GGR 100 kN/m atteint d'emblée son efficacité maximale à 10 kPa dès que celle-ci commence à se déformer. Ces constats nous amènent à conclure qu'il est nécessaire de mettre en œuvre des GSY présentant une forte raideur à faible déformation (< 1 %) pour assurer une efficacité maximale et ce dès le début des déformations.

Par ailleurs, si l'on veut attribuer une seule valeur d'efficacité à chaque GGR indépendamment de la contrainte de confinement et de la déformation de la GGR, il convient

de moyenner les valeurs des taux d'efficacité calculés sur l'intervalle de contrainte de 10 à 100 kPa. Ainsi, deux valeurs de taux d'efficacité (1 basé sur la moyenne et 1 basé sur la valeur maximale) seront calculées pour chacune des 2 GGR. La Figure C-31b présente ces deux taux d'efficacité moyennés.

Pour la GGR 50 kN/m (variante 4), on observe un écart évident entre le taux d'efficacité basé sur la moyenne (42 %) et le taux d'efficacité basé sur la valeur maximale (25 %). Cela signifie qu'en général, la GGR 50 kN est plus efficace pour limiter les déformations moyennes, mais moins efficace pour la limitation des déformations maximales de la GMB. A contrario, aucune différence significative (écart de seulement 2 %) n'est observée entre les deux types d'efficacités pour la GGR 100 kN/m (variante 6). En effet, un taux d'efficacité globale de 47 % basé sur la moyenne et un taux d'efficacité de 49 % basé sur la déformation maximale, ont été calculés pour la GGR 100 kN/m. Cela signifie que la GGR 100 kN/m est tout autant efficace pour la limitation de la déformation moyenne que de la déformation maximale de la géomembrane.

Enfin, pour clore ce volet, on peut remarquer que pour la limitation de la déformation maximale de la GMB, la GGR 100 kN/m est près de deux fois plus efficace que la GGR 50 kN/m. En effet, la GGR 100 kN/m permet de réduire de 49 % la déformation maximale de la GMB alors que la GGR 50 kN/m ne la réduit que de 25 %.



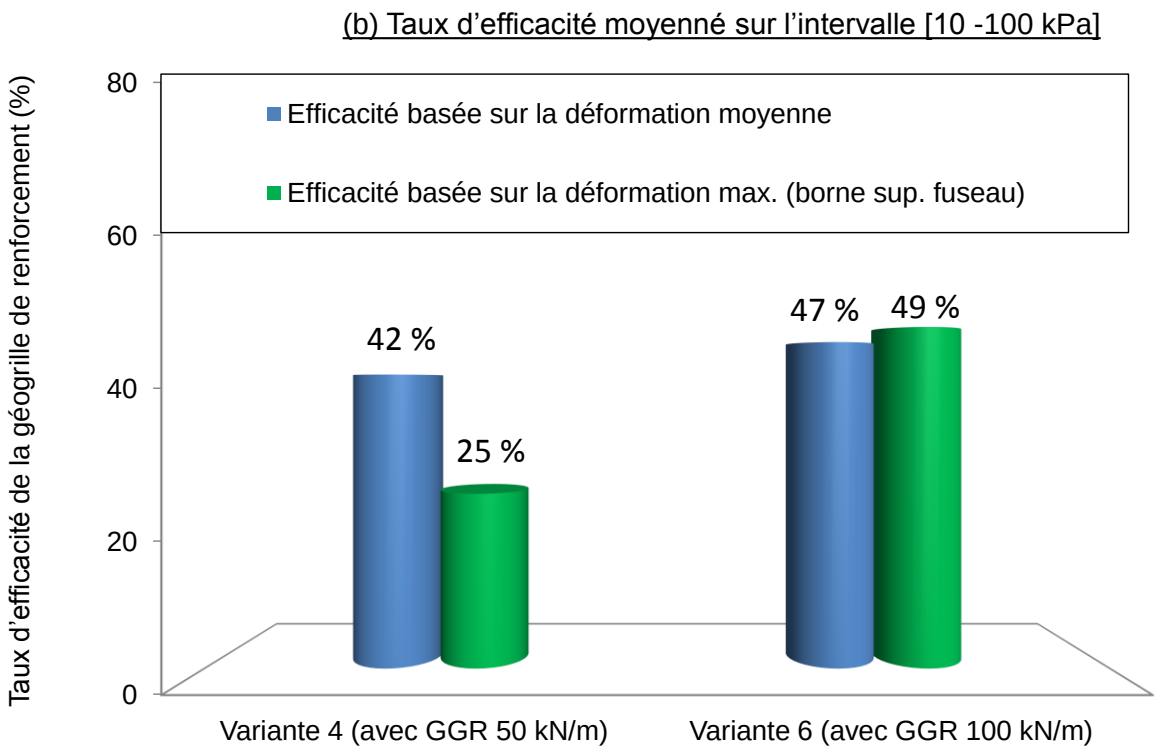


Figure C-31. Taux d'efficacité des deux géogrilles de renforcement utilisées dans le DEPGeC. (a) Evolution de l'efficacité en fonction de la pression appliquée dans la vessie. (b) Taux d'efficacité moyenné sur l'intervalle de 10 à 100 kPa.

IX. Conclusions

Ce chapitre avait pour objectif de présenter et de discuter les résultats des dix expérimentations qui ont été réalisées à l'aide du Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des géosynthétiques de renforcement sur Cavité (DEPGeC). Ces dix expérimentations ont été réalisées afin de tester le système GSY renforcé selon six configurations (variantes) différentes. Le système GSY testé comprenait un géotextile (GTX) placé au-dessus d'une géomembrane (GMB) posée sur un géosynthétique bentonitique (GSB). Le système GSY était selon les variantes renforcé ou pas par une géogrille (GGR) de renforcement. Les six variantes différaient par le type de GGR de renforcement (absence, résistance à la traction de 50 kN/m ou 100 kN/m) utilisée et la mise en place ou non de l'ancrage rigide (blocage des déplacements sur les parois latérales du DEPGeC). Dans la variante 1, le système GSY avec la GMB a été mis en place sans aucun renforcement et sans ancrage rigide. Dans la variante 2, l'ancrage rigide a été mis en place. Dans la variante 3, une GGR 50 kN/m a été utilisée en renforcement sans ancrage rigide. Dans la variante 4, l'ancrage rigide a été pris en compte. Puis dans la variante 5, c'est la GGR 100 kN/m qui a été utilisée en renforcement sans l'ancrage rigide. Enfin, dans la variante 6, l'ancrage rigide a été mis en place.

Les expérimentations ont montré que la variante 1 n'est pas pertinente dans la mesure où la faible valeur d'angle de frottement (7,8° en résiduel) de l'interface GTX-GMB ne permet pas la mobilisation complète des déplacements dans les zones d'ancrages (longueur de 0,75 m) de part et d'autre de la cavité. Par conséquent, une diminution (en moyenne de 1,16 %) des déformations mesurées au sein de la GMB a été relevée en comparaison avec la configuration avec ancrage.
Puis, l'effet d'ancrage sur les flèches et les déformations de la GMB et de la GGR, a été analysé. Il a été mis en évidence qu'à l'exception de la variante 1, les flèches mesurées pour toutes les autres variantes étaient du même ordre de grandeur (entre 12 et 15,5 cm à 100 kPa) indépendamment du type de GGR (50 kN/m ou 100 kN/m) et des conditions d'ancrage. Ainsi, une influence modérée (< 0,70 % en moyenne) de l'ancrage a été mise en évidence. Mieux, pour la GGR 100 kN/m, aucune influence n'a été notée.

Dès lors, seules les variantes 3 à 6 ont donc été analysées en détail. Ces analyses ont porté d'abord sur l'homogénéité des contraintes appliquées dans le DEPGeC. Les mesures réalisées par les deux cellules pression totale ont montré une distribution uniforme des contraintes de part d'autre de la cavité pour toutes les variantes testées, condition indispensable pour réaliser les différentes expérimentations.

Ensuite, les expérimentations ont montré que la GGR de renforcement prend appui sur les bords de la cavité avec un angle de l'ordre de l'angle de frottement du sable utilisé (entre 35 et 40°). Cette surface d'appui augmente avec la contrainte de confinement. Ceci entraine un tassement des bords de la cavité associé à une convergence vers l'intérieur de la cavité. Ainsi, les flèches mesurées au droit de la cavité apparaissent comme étant le résultat de quatre phénomènes. D'abord, les GSY suivent les tassements des bordures de la cavité engendrés par la convergence de la cavité. Puis, les déplacements tangentiels d'interface (glissement de la

GGR) de part et d'autre de la cavité dans les zones d'ancrage contribuent à l'augmentation de la flèche mesurée Ensuite, les étirements dûs aux déformations du GSY dans les zones d'ancrage se reportent au niveau de la cavité et enfin, s'ajoute la contribution de la déformation du GSY au droit de la cavité.

Par ailleurs, un effondrement tronconique du sable sur le système GSY selon un angle variant entre 35 et 40°, a été mis en évidence au niveau de la cavité. La petite base de ce cône de rupture correspondant à la cavité sous la GGR présentait une taille variant entre 0,45 et 0,50 m (sous la GGR). Sous la GMB, la surface d'effondrement atteint en revanche 0,80 à 0,85 m.

En outre, les expérimentations ont montré que lorsque le GSY présente une forte raideur, comme c'est le cas pour la GGR 100 kN/m, les déformations dans le GSY au niveau de la cavité et à proximité sont presque identiques dans la mesure où une différence de seulement 0,5 % d'écart a été mis en évidence entre les différentes mesures à différentes positions. Pour la GGR 50 kN/m et la GMB sans renforcement, différentes valeurs de déformation ont été mesurées selon le point de mesure avec une hiérarchisation des déformations (catégories A, B, C, D et E).

Les résultats expérimentaux ont également montré que lorsqu'une GGR est utilisée sur cavité en renforcement d'une GMB située au-dessus d'elle, la déformation de la GGR est de manière générale plus élevée que celle de la GMB ; mais localement, selon la géométrie du cône d'effondrement et du comportement mécanique (notamment la compressibilité) du matériau entre la GGR et la GMB, il est possible que la GMB se déforme plus que la GGR. Ceci est dû au fait que l'effondrement tronconique engendre une flexion locale de la GMB aux extrémités du cône de diffusion de l'effondrement. De même, le tassement du matériau situé entre la GGR et la GMB peut conduire à une flèche de la GMB supérieure à celle de la GGR et donc à une déformation plus élevée.

En outre, pour l'évaluation de la performance des deux GGR testées, un paramètre appelé taux d'efficacité a été défini ; ce dernier a été calculé à partir des écarts relatifs de déformation observés entre une GMB non renforcée et une GMB renforcée. Deux taux d'efficacité ont été définis. Le premier taux concerne l'efficacité de la GGR à limiter la déformation moyenne de la GMB ; quant au second, il concerne l'efficacité de la GGR à limiter la déformation maximale de la GMB. L'analyse générale a montré que les taux d'efficacité basés sur la déformation moyenne augmentaient avec la déformation des GGR. Pour la GGR 50 kN/m, le même constat a été noté pour la déformation maximale. Par exemple, l'efficacité de la GGR 50 kN/m, basée sur la déformation maximale, est passée de 17 % à 10 kPa de pression à 38 % à 100 kPa de confinement. En effet, l'écart entre les déformations de la GMB non renforcée et celles de la GMB renforcée tend a augmenter progressivement avec la pression appliquée (donc avec la déformation). Une forte contrainte de confinement permet d'augmenter la résistance au glissement des GGR dans les zones d'ancrage de part et d'autre de la cavité, réduisant ainsi la vitesse d'augmentation de la déflection ; d'autre part, au fur et à mesure que les GGR se déforment, elles deviennent plus raides, donc plus difficiles à déformer dans la mesure où leurs raideurs tangentes augmentent avec la déformation.

Enfin, les expérimentations ont montré que le taux d'efficacité basé sur la déformation maximale de la GGR 100 kN/m était d'emblée maximale (entre 49 et 52%) à 10 kPa dès le début des déformations. Ces constats nous amènent à conclure qu'il est nécessaire de mettre en œuvre des GSY de renforcement présenatnt une forte raideur à faible déformation (< 1%) afin d'assurer une efficacité maximale dès l'apparition d'une cavité. Les taux d'efficacité à la limitation de la déformation maximale de la GMB, ont montré que la GGR 100 kN/m est deux fois plus efficace que la GGR 50 kN/m. Mais pour la limitation de la déformation moyenne, les deux GGR présentent approximativement la même efficacité (49 % pour la GGR 100 kN/m et 47 % pour la GGR 50 kN/m).

A ce stade du manuscrit, nous disposons d'une part de données expérimentales avec le DEPGeC et d'autre part, d'une Méthode Rationnelle pour la Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG). Ces deux approches de modélisation physique et numérique permettent tous les deux de simuler le comportement mécanique des systèmes GSY dans des conditions complexes de chargement (sollicitations sur cavité par exemple). Toutefois, afin d'accroitre la pertinence de la MeRaMoG, il est indispensable de valider la technique de modélisation développée avec des données expérimentales. A cet effet, les résultats expérimentaux seront confrontés aux résultats des simulations numériques dans le chapitre suivant qui clôturera ce manuscrit.

CHAPITRE XII

CONFRONTATION ENTRE LES RESULTATS EXPERIMENTAUX DU DEPGEC ET LES SIMULATIONS NUMERIQUES AVEC LA MERAMOG

I. Introduction

Dans cette thèse, d'une part, une Méthode Rationnelle pour la Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG) a été développée (cf. Partie B, chapitre VII) et d'autre part, un Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des géosynthétiques de renforcement sur Cavité (DEPGeC) a été développé (cf. Partie C, chapitre X).

Dans le chapitre VIII de la partie B, la MeRaMoG a été appliquée à cas virtuel d'extension d'ISDND car il n'a pas été possible d'instrumenter un site en vraie grandeur dans le cadre de cette thèse. Ainsi, maintenant que nous disposons de résultats expérimentaux (cf. chapitres X et XI) avec le DEPGeC qui simule les interactions multiples entre les couches de géosynthétiques (GSY) dans des conditions complexes de chargement (sollicitations sur cavité), il apparait indispensable de confronter les résultats expérimentaux aux résultats des simulations numériques afin de valider la technique de modélisation développée. Cette validation expérimentale de la MeRaMoG constitue l'objectif de ce chapitre XII qui est le dernier chapitre de ce manuscrit.

La comparaison qui a été réalisée, porte sur les déformations mesurées lors de l'essai réalisé avec un géotextile (GTX), une géomembrane (GMB), un géosynthétique bentonitique (GSB) renforcé par une GGR de 50 kN/m de résistance à la traction avec un ancrage rigide (variante 4). Pour compléter cette analyse comparative, les essais de caractérisation mécanique des quatre GSY (essais de traction uniaxiale) et des six interfaces (essais de cisaillement direct) qui ont servi à déterminer le jeu de paramètres requis pour la modélisation du DEPGeC, ont été à leur tour modélisés avec la MeRaMoG. Les résultats expérimentaux de ces dix essais de caractérisation ont été également confrontés aux résultats des simulations numériques.

Cette étude de validation expérimentale de la technique utilisée par la MeRaMoG a fait l'objet d'un 5ème article scientifique (en révision) qui a été soumis à la revue *Geotextiles and Geomembranes* pour publication. Cet article est présenté ci-après.

II. Article n°5 : Experimental verification of a numerical modelling technique for multilayered geosynthetic lining system

Référence de l'article : *Tano, B.F.G., Stoltz, G., Touze-Foltz, N., Dias, D., Olivier, F., (2016) Experimental verification of a numerical modelling technique for multilayered geosynthetic lining system. Geotextiles and Geomembranes (2016)*

ABSTRACT

Numerical modelling approaches can aid in designing geotechnical constructions involving geosynthetics (GSYs). However, the reliability of numerical results depends on how the model is developed, the constitutive model, and the set of parameters used. By comparing the numerical results with experiment, the present work verifies a numerical modelling technique developed to model multilayered GSY lining systems for landfills. The numerical modelling

technique involves strain softening at interfaces and allows the axial stiffness of the GSYs to evolve as a function of strain. This work focuses on a two-dimensional finite-difference model, which is used to simulate three types of experimental tests: conventional uniaxial tensile tests, direct shear tests, and a large-scale test that was used to assess the overall mechanical behaviour of a reinforced GSY system that spanned over a cavity. This reinforced GSY system consisted of a 50 kN/m polyvinyl alcohol geogrid (GGR) reinforcement embedded in a layer of sand, a geosynthetic clay liner, a high-density polyethylene geomembrane (GMB), and a non-woven needle-punched geotextile. The uniaxial tensile tests, direct shear tests, and the large-scale test were numerically modelled and the numerical results were compared with experimental results. The results of the numerical modelling technique presented very closely match the results of the three experimental tests, which indicates that the numerical model correctly predicted the measured data.

Keywords: Geosynthetics, numerical modelling, tensile test, direct shear test, large-scale test, strains, shear displacements

NOTATIONS

K_s	Interface shear stiffness
K_n	Interface normal stiffness
c	Cohesion
$\emptyset_{peak}$	Peak friction angle
$\emptyset_{res}$	Residual friction angle
γ	Sand unit weight
E	Sand elastic modulus
ν	Sand Poisson ratio
D_{min}	Minimum diameter of sand particles
D_{max}	Maximum diameter of sand particles

ABBREVIATIONS

GSY	Geosynthetic
GMB	Geomembrane
GGR	Geogrid
GTX	Geotextile
GCL	Geosynthetic clay liner
PBLE	Piggy-back landfill expansion
PVA	Polyvinyl alcohol
HDPE	High-density polyethylene
UTT	Uniaxial tensile test
DST	Direct shear test
LSTA	Large-scale test apparatus

1. Introduction

Geotechnical constructions that involve geosynthetics (GSYs), such as landfills, are traditionally designed by using limit equilibrium methods (Giroud and Beech, 1989, Koerner and Hwu, 1991). However, these methods cannot be used to assess the integrity (e.g., strain or tensile forces) (Long et al., 1994) of the construction components and do not consider whether stresses are compatible with strains and displacements (Villard et al., 1999). As an alternative, such constructions may be designed by using numerical modelling methods (Fowmes et al., 2008); these methods not only account for the above-mentioned aspects but also account for the multiple interactions between GSYs.

Numerical modelling techniques are becoming ever more sophisticated because today's software allows designers to consider the key aspects of the mechanical characteristics of GSYs (e.g., the nonlinear stiffness) and of the interfaces (e.g., strain softening). However, the reliability of such numerical results depends on the numerical modelling technique used, which in turn rests upon how the model is developed, the constitutive model, and the set of parameters used.

Whichever numerical modelling technique is used, questions exist with respect to (i) the relevance of the numerical modelling technique and (ii) the reliability of the numerical results. Consequently, to verify that a numerical modelling technique is appropriate, numerical results should be confirmed by comparing them with experimental data. In the context of landfills, and particularly for piggy-back landfill expansions (PBLEs) where a new landfill is built over an older one, such verification is essential because of the interactions between the various materials, such as clay, sand, gravel, GSY, and waste (Tano and Olivier, 2014).

Unfortunately, limited data is available for comparing the experimental behaviour of multilayered GSY lining systems with that predicted by numerical models (Fowmes et al., 2008). To the best of our knowledge, only three studies (Villard et al. (1999), Fowmes et al. (2008) and Zamara et al. (2014)) compare experimental results of multilayered GSYs with numerical results of models of landfill lining systems.

This work aims to verify a numerical modelling technique by comparing it with three experimental tests: a tensile test, a direct-shear test, and a large-scale large test. These tests were developed to assess the mechanical behaviour of a reinforced GSY lining system.

Prior to discussing the details of the verification process, the previous studies of Villard et al. (1999), Fowmes et al. (2008) and Zamara et al. (2014) are further discussed in
the following section. The benefits and limitations of these studies provide a framework for the present study and lead us to develop a new modelling technique.

2. Background

Villard et al. (1999) applied finite-element modelling to describe a veneer cover of a landfill and to better understand the distribution of forces and strains within a geotextile (GTX) and geomembrane (GMB) placed at the bottom and on side slopes of the landfill. The forces within the GTX were measured by force sensors positioned at the top of the slope. A cable-

type displacement (extensometer wires) was used to measure the GSY displacements and then the strains were calculated from the differential displacements obtained between two consecutive measurement marks on the GSY. The numerical model used the Mohr–Coulomb failure criterion with single shear strength to model the interfaces and assumed a linear elastic behaviour for the various GSYs. The numerical results (displacements, strains and tensions) were then compared with the measured results obtained at the instrumented site.

Although Villard et al. (1999) considered that their model produced results that were, on the whole, satisfactorily consistent with experiment, discrepancies appeared between trends and between the strains, forces, and displacements obtained numerically and by experiment. As an example, the strains calculated by applying the numerical model to the section of slope where the GTX was not covered by the granular layer were constant whereas the experimentally determined strains increased along this slope. The authors attribute these discrepancies to differences in displacement measurements. Moreover, at the top of the GSY, the simulated displacements differed from the measured displacements. Villard et al. (1999) concluded that these differences were probably due to the system that fastened the GSY to the top of the slope interfering with the measurements. In addition, the calculated and measured strains at the nonloaded part of the slope differed significantly, which the authors attributed to faulty operation of the measuring devices or to insufficient stabilization time.

Fowmes et al. (2008) used a finite-difference method to numerically model the mechanical behaviour of a two-layered geosynthetic (GTX and GMB) lining system subjected to down-drag forces from synthetic waste in a large-scale test. The relative displacement of the GMB and of the GTX was measured by using extensometer wires, and the forces within the GMB were measured by using tensile load cells. The numerical model used the Mohr–Coulomb failure criterion with a displacement-dependent limiting shear strength (i.e., strain softening) to model the behaviour of the interfaces between the GSYs. Fowmes et al. (2008) used a constant 2% strain secant modulus to model the various GSYs. However, they noticed that the use of a 2% modulus in the design could lead to an overestimate of the material stiffness for strains in excess of 2%. To verify the numerical modelling technique, the results of the numerical calculations (strains and relative shear displacements at interfaces) were compared with measurements.

Fowmes et al. (2008) concluded that some discrepancies existed between the measured and the numerically modelled results, which they attributed to simplifications in modelling the axial behaviour of the GSYs and in the constitutive model used to represent the synthetic waste. In fact, the displacements of the GMB were underestimated by the numerical model, as revealed by comparison with the large-scale test. This underestimation thus led to the underestimation of the extension of the GMB. They attributed this discrepancy to the fact that the 2% strain secant modulus used underestimated the tensile strength at the relevant strains in their investigation. Overall, Fowmes et al. (2008) concluded that their numerical model (strain-softening characteristics of interfaces) and application methodology were valid.

More recently, Zamara et al. (2014) used the numerical model developed by Fowmes et al. (2008) for strain-softening behaviour at interfaces to investigate the mechanical performance of a multilayer-lining (GTX and GMB) system on a landfill slope. This site was monitored,

which allowed the measured displacements and strains of the GSYs to be compared with the numerical results.

Zamara et al. (2014) claim that their model replicates the behaviour of the GTX at the lower part of the slope. However, the correlation between (i) the measured displacements and strains and (ii) the modelled displacements and strains was faulty. For example, the numerical model gave compressive strains for the toe section throughout the cell-filling stages, whereas tension in this section was measured on site. The authors concluded that this discrepancy is related to significant displacement of the GMB at the toe of the slope due to the presence of a compressible shredded-tire basal drainage layer at the toe of the slope. Zamara et al. (2014) also numerically modeled the lining system of the landfill slope by using a basic approach that does not account for the strain-softening behaviour of interfaces. The results were inconsistent with the measurements, especially for the GTX displacements. They also reported that the geotextile did not deform in a manner modelled. Overall, Zamara et al. (2014) recognized that the verification of the numerical modelling technique that they used would benefit from more monitoring data.

None of the previous studies consider the nonlinear axial stiffness of the GSYs in modelling the interactions between these GSYs in the lining system. However, the stress-strain response of GSYs is typically nonlinear (Giroud, 1994, Wesseloo et al., 2004, Tano et al., 2016), which means that the axial stiffness (e.g., the modulus) of the GSY evolves as a function of strain. Thus, neglecting the true characteristics of the GSYs could lead to inaccuracies and discrepancies, as exemplified in the studies just mentioned.

For a more rigorous numerical analysis, Tano et al. (2016) proposed a numerical modelling technique based on the following five criteria: all GSY interfaces in the lining system are modelled [criterion 1 (CR1)], the staged construction or evolution of the waste properties depends on depth or stress (CR2), the strain softening occurs at interfaces between GSYs (CR3), GSY compressive characteristics differ from the tensile characteristics (CR4), and the GSY has nonlinear axial stiffness (CR5). However, Tano et al. (2014a) did not compare their numerical results with experimental results.

To correct this shortcoming, the present work verifies this numerical modelling technique by comparing its results with experiment.

These experimental tests include tensile tests and direct-shear tests, which are treated as index tests throughout this paper. The numerical results are also compared with the results of a large-scale (2 m × 1 m × 0.5 m) test that was developed to assess the mechanical behaviour of a multilayered-lining system that spans over a cavity. This lining system includes a polyvinyl alcohol geogrid (PVA GGR) reinforcement embedded in a sand layer, a geosynthetic clay liner, a high density polyethylene (HDPE) GMB, and a nonwoven needle-punched GTX. For numerical modelling, a two-dimensional (2D) finite-difference program was used; however, CR2 was not addressed in this study because the experiments did not include waste.

In the following sections, the various materials used and their properties and the three testing devices (tensile test, direct-shear test, and large-scale test) are presented. Next, the numerical modelling technique is fully described, following which the experimental results are compared with numerical results.

3. Material, geosynthetic, and interface properties

This study considers a lining system made of a GTX, a GMB, a geosynthetic clay liner (GCL), and a GGR reinforcement embedded in a dense material. Sand was used to simulate this dense material. The full properties of these GSYs, materials, and of the interfaces between the various materials are presented below.

3.1. Sand

Hostun sand (Girout et al., 2014, Lajevardi et al., 2014) was used as a subgrade for the lining system and to simulate the drainage layer above the GTX in the large-scale test apparatus (LSTA). This sand layer also ensured that the load was uniformly distributed at the top surface of the LSTA. The sand was dried and sieved to obtain a particle-size distribution ranging from 0.6 to 1.6 mm. Direct shear tests (DSTs; see Sec. 4.2) performed on the sand under normal stresses of 50, 100, and 150 kPa, reveal a peak (residual) friction angle of 35.2° (33.8°) and zero cohesion. The properties of the Hostun sand used in the LSTA are grouped in Table C-3. These properties are the unit weight γ, the elastic modulus E, the Poisson ratio ν, the cohesion c, the peak friction angle $\emptyset_{\mathrm{peak}}$, the residual friction angle $\emptyset_{\mathrm{res}}$, and the minimum and maximum particle diameters (D_{min} and D_{max}).

Table C-3. Summary of material, geosynthetic, and interface properties.

SAND						
γ (kN/m^3)	E (MPa)	ν	c (kPa)	$\emptyset_{\mathrm{peak}}$ (°)	$\emptyset_{\mathrm{res}}$ (°)	Particle size distribution (D_{min} – D_{max} mm)

GEOSYNTHETICS						
Type	Nature	Thickness (mm)	Mass per unit area (g/m²)	Machine tensile strength (kN/m)	Strain at tensile strength (%)	Secant modulus at 1% (MPa)
GTX	Non-woven, PP	7.5	1200	77	84	5.2
GMB	HDPE	2	9350	35	13	763
GCL	Sodium bentonite	10	5000	10	12.5	7.7
GGR	Uniaxial, PVA	2	215	50	5.3	557

INTERFACES					
Type	K_s (MPa)	K_n (MPa)	c (kPa)	$\emptyset_{\mathrm{peak}}$ (°)	$\emptyset_{\mathrm{res}}$ (°)
I1: sand - GTX	30			33.2	31.1
I2: GTX - GMB	10			9.2	7.8
I3: GMB - GCL	30	100	0	12.0	9.0
I4: GCL – sand	30			33.6	31.5
I5: GGR- sand	30			34.4	32.4

3.2. Geosynthetics

For this study, four different GSYs were used for the experiments. These are, from top to bottom, a nonwoven polypropylene GTX, a HDPE GMB, a sodium bentonite GCL, and a PVA GGR.

Five uniaxial tensile tests (UTTs; see Sec. 4.1 and Figure C-32a) were performed on each of the various GSYs. Rectangular specimens (0.05 m × 0.2 m) were used for the GTX and GCL according to the international standard NF EN ISO 10319 (AFNOR, 2008). Larger specimens (0.2 m × 0.1 m) were used for the GGR because of their ribs and nodes. For the GMB, the standard NF EN 12311-2 (AFNOR, 2013) was used to assess the uniaxial tensile behaviour. The tensile axial moduli derived from the full tensile curves of the various GSYs are shown in Figure C-33a (GMB and GGR) and Figure C-33b (GCL and GTX). These sets of parameter were defined based on the tangent modulus at each strain level. In addition, Table C-3 summarizes the main properties of these GSYs. These properties concern the thickness, the mass per unit area, the machine tensile strength, the strain as a function of tensile strength, and the secant modulus at 1% strain.

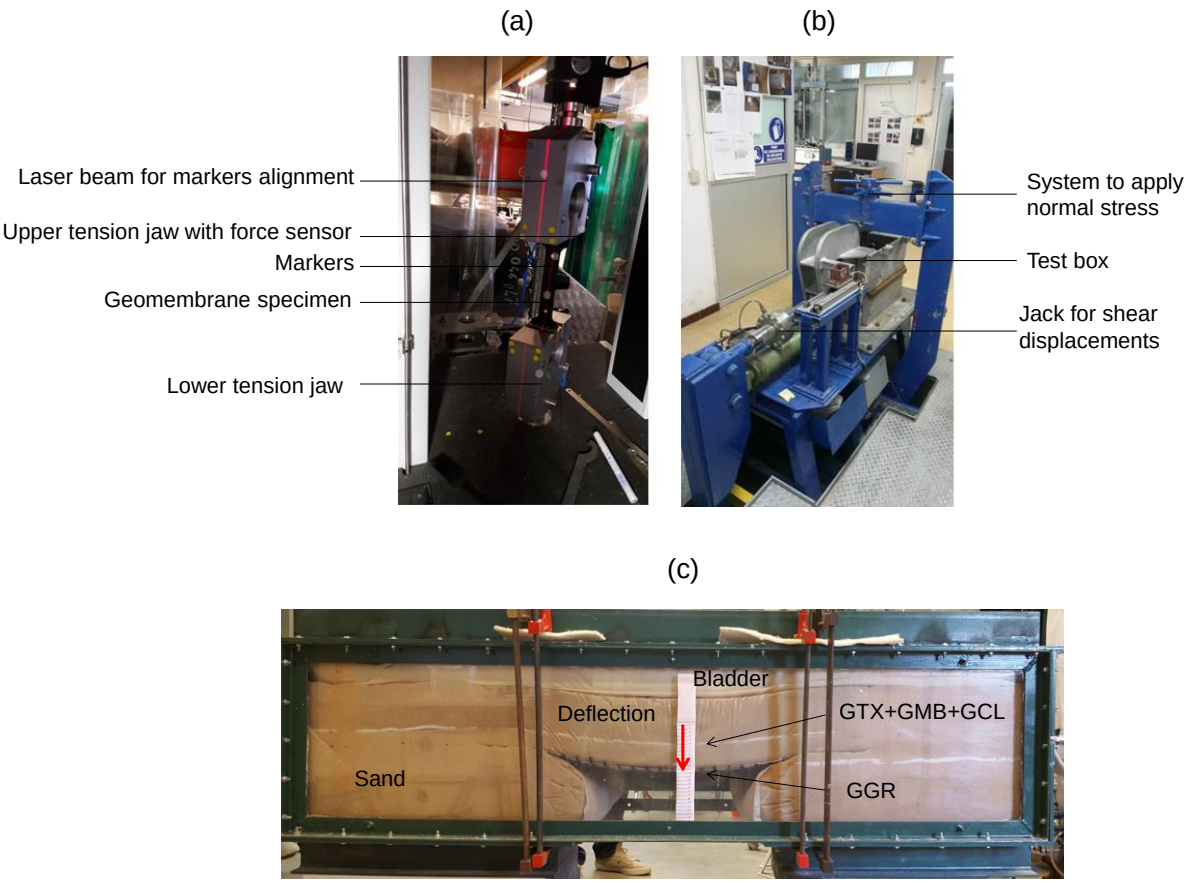


Figure C-32. Testing devices used in this study. (a) Tensile test device. (b) Direct shear test device. (c) Large-scale test apparatus to simulate a cavity.

3.3. Interfaces

Because the LSTA included four GSYs, interaction between these GSYs occurred across the following six interfaces:

- **Interface I1**: between the sand layer at the top of the LSTA and the underlying GTX;
- **Interface I2**: between the GTX and the underlying GMB;
- **Interface I3**: between the GMB and the underlying GCL;
- **Interface I4**: between the overlying GCL and the sand layer at bottom of the LSTA, which is assumed to be a subgrade layer;
- **Interfaces I5 and I6**: the upper and lower interface, respectively, between the GGR and the sand layer in which it was located.

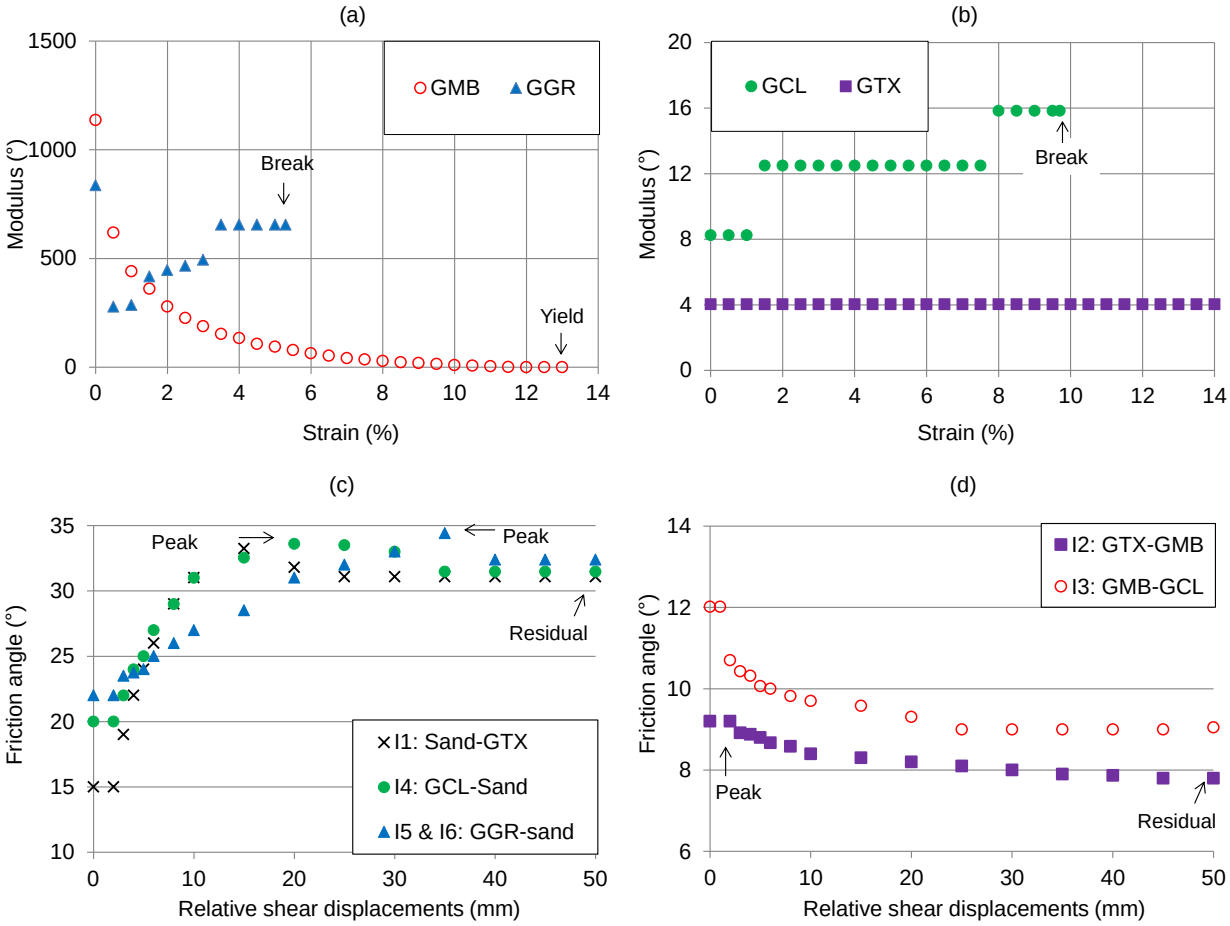


Figure C-33. Modulus of GSY versus strain for (a) GMB and GGR and (b) GCL and GTX. Friction angle versus interface displacement for the following interfaces: (c) sand-GTX (I1), GCL-sand (I4), GGR-sand (I5, I6) and (d) GTX-GMB (I2) and GMB-GCL (I3).

Furthermore, the shear strengths of these interfaces were assessed by using DSTs (see Sec. 4.2 and Figure C-32b). As previously discussed, the DST procedure used for the GGR-sand interfaces was modified to account for the bearing resistance at the transverse ribs and the interlocking of aggregates. Figure C-34 presents the shear-stress–normal-stress lines used to

determine the peak and residual friction angles of the six interfaces. Zero cohesion was assumed at all interfaces. Table C-3 summarizes all the properties of the interfaces derived from the DSTs. These properties are shear stiffness K_s, normal stiffness K_n, cohesion c, peak ∅_peak, and residual friction angle ∅_res. Figure C-33c (I4, I5, and I6) and Figure C-33d (I2 and I3) also show the evolution of the friction angle (i.e., shear strength) that was considered for the numerical modelling. The details of this numerical modelling technique appear in the following section.

4. Testing devices

4.1. Uniaxial tensile test device

The UTT is a simple test used to assess tensile behaviour of a material. GSY manufacturers generally systematically subject all products to UTTs to determine their quality. However, complete tensile curves are rarely provided. Therefore, the authors performed additional tensile tests to obtain the complete tensile curves. In these tests, A GSY specimen is subjected to a constant tensile deformation rate along a given axis and the resulting forces and strains within the GSY are recorded. Prior to the test, the specimens prepared according to the standard NF EN ISO 9862 (AFNOR, 2005) were clamped in the tension machine grips, as shown in Figure C-32a. For reliable measurements, five specimens of each GSY were subjected to uniaxial tests. The tensile tests used a strain rate of 10%/min., and the strains and forces were measured by using a video-camera extensometer and a force sensor within the upper tension jaw, respectively.

All tests on GMB specimens were performed according to the standard NF EN ISO 10319 (AFNOR, 2008) and the tests on GTX, GCL, and GGR specimens were performed according to the standard NF EN 12311-2 (AFNOR, 2013).

4.2. Direct shear test device

The DST is a common laboratory test used to determine the shear-strength parameters of interfaces and materials. The DST device measures the shear strength under high confining stress, typically up to 150 kPa. In the present study, the authors used a 0.3 m × 0.3 m test device (Figure C-32b). Three specimens of each material were tested under three normal stresses (50, 100, and 150 kPa). To assess the shear strength of interfaces between GSYs, the first GSY sample was fixed to a horizontal plate, and the second GSY sample was mounted on the lower face of the test box filled with sand. Because the GGR is meshed, the procedure as previously described may lead to unreliable measurements if used to assess the shear characteristics of the contact between GGRs and mineral materials (e.g., sand). In fact, the shear strength of the GGR-sand interface is due to several addition mechanisms, such as the frictional resistance at the ribs and nodes, the bearing resistance at transverse ribs, and the interlocking of aggregates (Jewell et al., 1984).

Here, the procedure used for the GGR was modified to consider such mechanisms. A three-dimensional geocomposite filled with sand was added at the horizontal plate, so the transverse

ribs should provide bearing resistance and the aggregated should interlock. Finally, a shear rate of 1 mm/min. was imposed on the sample during the tests by using the jack, as shown in Figure C-32b.

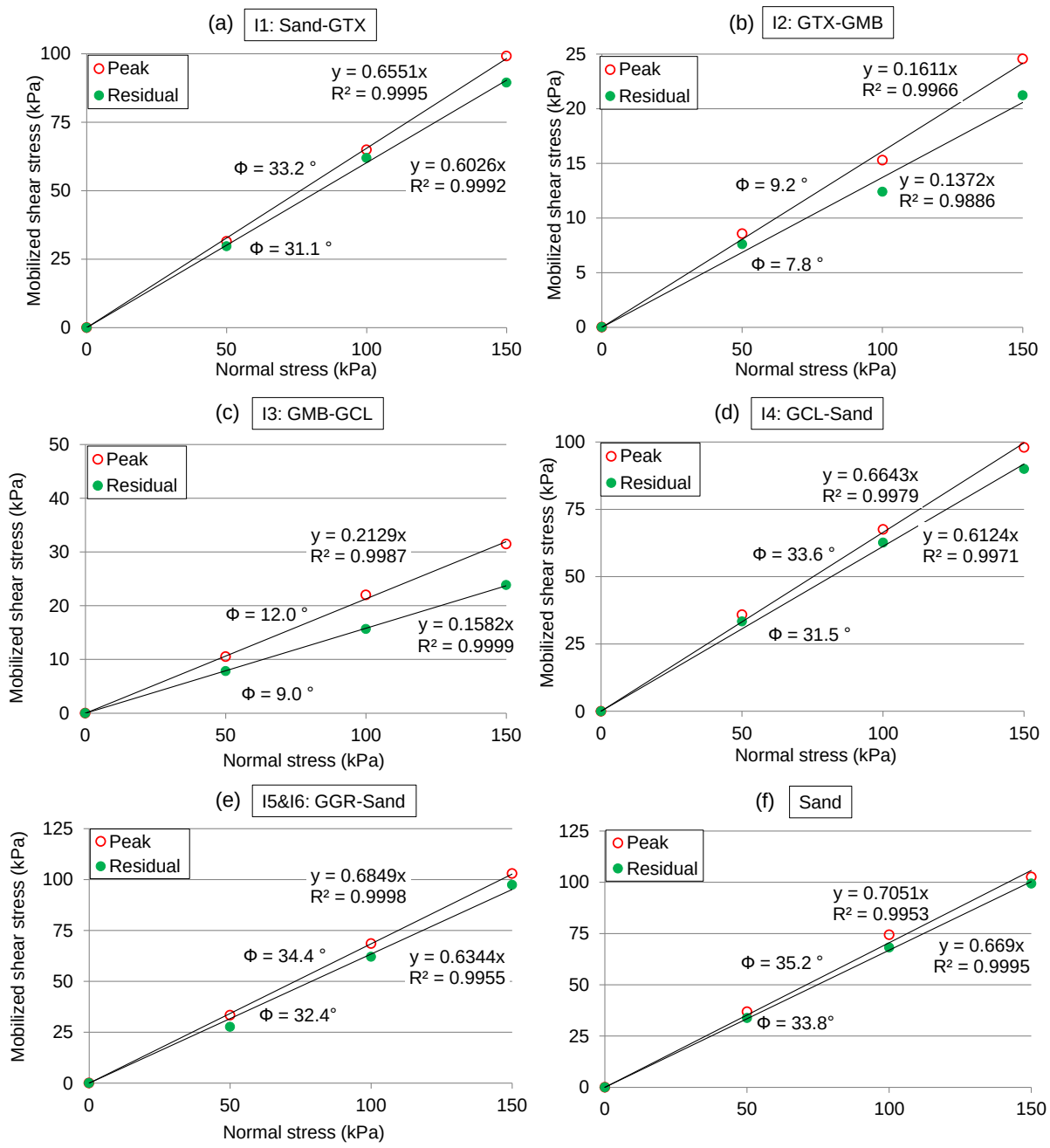


Figure C-34. Peak and residual shear strength versus normal stress at interfaces and in sand.

4.3. Large-scale test apparatus to simulate cavity

This work used a LSTA developed to simulate the mechanical characteristics of a reinforced GSY system that spans over a cavity. The LSTA is parallelepiped in shape (Figure C-32c) and has internal dimensions of 2.0 m × 1.0 m × 0.5 m. The principle of this large-scale test

consists of applying a spatially uniform pressure over a reinforced GSY system that bridges a 0.5-m-wide rectangular cavity.

The reinforced GSY system is considered to reasonably represent the piggyback landfill-lining system. This lining system often includes, from top to bottom, a GTX, a GMB, a GCL, and a GGR reinforcement (Tano et al., 2015a) embedded in a dense material. Sand was also added within the LSTA as a subgrade for the lining system and to simulate the mineral drainage layer generally installed above the GTX. The full properties of these GSYs and materials are presented in the following section.

A vertical load was applied by filling a flexible bladder with water. The pressure applied at the top of the LSTA via the bladder was controlled by a microprocessor-controlled pressure gauge. Foil microstrain gauges (MSGs) with a linear pattern (EP-8-40CBY-120) were also used to measure strains within the GGR and the GMB. The effect of the adhesive on the tensile strength of these GSYs was assessed through a rigorous calibration procedure, and all raw MSG measurements were corrected for strains without the influence of the adhesive.

5. Numerical modelling technique

As mentioned in section 2, Tano et al. (2016) proposed a numerical model technique to simulate a multilayered GSY lining system in the context of PBLEs. This technique was based on five criteria (CR1 to CR5). In the present study, the authors use this same numerical modelling technique (Tano et al., 2016) to model the three experimental tests (UTT, DST, and LSTA). However, CR2 is not considered herein because none of the three experimental tests included waste. Moreover, even were CR3 considered, it is of no importance in this study because all the three experimental tests led to an overall tension (not compression) in the GSYs.

The numerical modelling of these three experimental tests was implemented by using the 2D finite-difference program Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC 2D V.7). This program allows users to consider multilayered GSY interactions while modelling structural elements and interfaces with a nonlinear stress-strain law (Tano et al., 2016). Several authors [e.g., Byrne (1994), Connell (2002), Jones and Dixon (2005), Fowmes et al. (2005b), Zhu et al. (2009), Chen et al. (2009b), Zamara et al. (2014)] have used this program to model complex GSY interactions.

The procedure used to consider such particularities and to verify the numerical model by comparison with experimental tests is outlined in the flowchart of Figure C-35. Prior to the calculations, four specific subroutines codes were developed by using the FISH programming language, which is embedded in the FLAC software. The first FISH code modeled each GSY as a concatenation of several structural elements to allow the properties of each individual structural element to be varied independently of the other parts of the GSY and as a function of strain. A similar FISH code was developed to model the various interfaces to allow strength at each interface to soften independently. The two other FISH codes were developed and used within the program to implement strain softening at the interfaces and to update the

GSY axial stiffness as a function of strain. Each FISH code has already been used in a previous study (Tano et al., 2016), but the results were not verify by comparison with experimental tests.

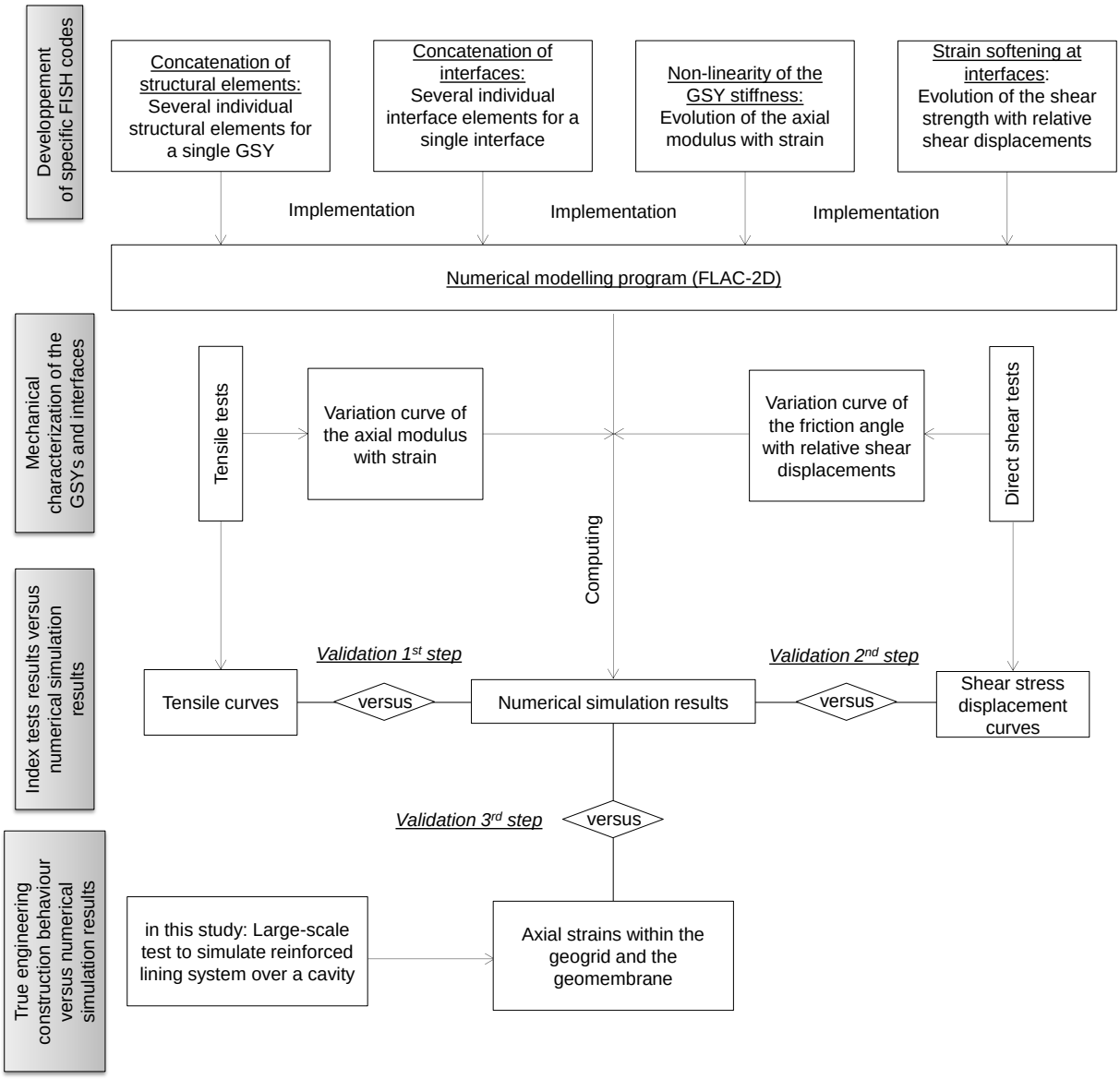


Figure C-35. Procedure used to verify the numerical modelling technique.

The experimental verification of the numerical modelling technique involved the following three steps (Figure C-35):

- **Step 1**: The four UTTs conducted on the GMB, GGR, GCL, and GTX were first numerically modeled based on the axial modulus vs strain curves shown in Figure C-33a and Figure C-33b. The tensile forces and strains obtained from the numerical model were compared with those obtained by experiment for each of the four GSYs.
- **Step 2**: The DSTs conducted on the six interfaces (I1–I6) were also numerically modelled based on the dependence of the friction angle on relative shear displacement (see Figure C-33c and Figure C-33d). In this step, the shear-stress–displacement curves measured by the DST are compared with the results of the numerical simulation of the six interfaces.

- Step 3: Once steps 1 and 2 are completed for the index tests, the accuracy of the numerical modelling technique was determined by using the LSTA. This large-scale test, which involved multiple interactions between the four GSYs and a mechanical load above a cavity, was also numerical modelled. After the simulation, the overall deformed shape and mechanical behaviour of the reinforced GSY system observed in the LSTA were compared with the results of the numerical simulation. Finally, the simulated strains within the GGR and

GMB were compared with the strains measured with the MSGs.
All of the comparisons in steps 1 to 3 are fully discussed in the following sections.

6. Numerical modelling versus experimental results

This section compares the results of numerical modelling with experimental results and discusses these comparisons for the three experimental tests (UTTs, DSTs, and LSTA).

6.1. Uniaxial tensile tests

Figure C-36 compares the tensile curves measured by UTTs and with curves obtained by using the numerical modelling technique. The tensile curves for the GGR and the GMB appear in Figure C-36a and those of the GTX and GCL appear in Figure C-36b. The experimental and numerical results are given in Table 2 for 2% and 4% strain.

The results reported in Figure C-36 and Table C-4 provide clear evidence that the numerical model provides accurate results for all the GSYs. For the GMB, which exhibits the most nonlinear behaviour (i.e., significant curvature in the plot of tensile force vs strain), the strains and forces obtained by using the numerical model are very close to the measured values. For example, at 4% strain, the measured force within the GMB was 29.6 kN/m and the calculated force was 29.0 kN/m; a difference of only 0.6 kN/m (−2.0%). Again at 4% strain, the measured force within the GGR was 38.6 kN and the calculated force was 37.9 kN, a difference of only 0.7 kN/m (−1.8%). This excellent consistency between the measured and calculated forces and strains occurred for all four GSYs. These results demonstrate that the numerical modelling technique the FISH codes that were developed to consider the evolution of the axial stiffness of GSYs in the numerical model, properly models the tensile behaviour of GSYs.

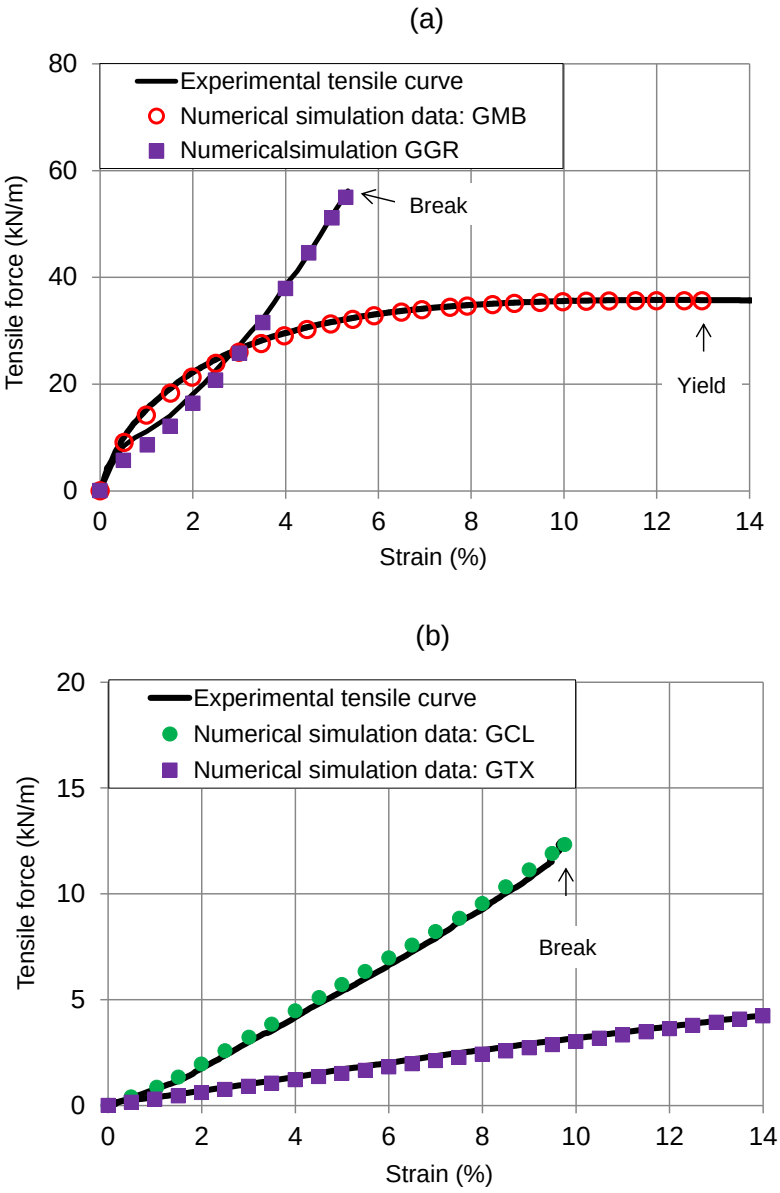


Figure C-36. Tensile force vs strain measured by uniaxial tensile tests (solid curves) and compared with results of numerical simulation (symbols) for (a) geomembrane and geogrid, and (b) geosynthetic clay liner and geotextile.

Table C-4. Comparison of results of uniaxial tensile test with results of numerical model.

Force within GSY (kN) using :	Strain within geosynthetic							
	2%				4%			
	GTX	GMB	GCL	GGR	GTX	GMB	GCL	GGR
Uniaxial tensile test	0.7	22.2	1.8	18.2	1.4	29.6	4.2	38.6
Numerical model	0.6	21.3	2.0	16.4	1.2	29.0	4.5	37.9

6.2. Direct shear tests

This section compares the shear-stress–displacements curves measured by the DSTs with the numerical results obtained by the numerical modelling technique. Figure C-37 shows the shear-stress–displacement curves at normal stresses of 50, 100, and 150 kPa for the six interfaces I1–I6.

Table C-5 summarizes the difference between the DST results and the numerical results for 100 kPa normal stress and for two levels of relative shear displacements (10 mm and 40 mm).

Table C-5. Comparison of results of direct shear test with results of numerical model at 100 kPa normal stress.

	Relative shear displacement at interface									
	10 mm					50 mm				
Shear stress at interface (kPa) using :	I1	I2	I3	I4	I5&I6	I1	I2	I3	I4	I5&I6
Direct shear test	58.2	14.3	16.3	58.9	49.1	61.8	12.1	16.0	62.9	61.4
Numerical model	58.1	14.8	17.1	58.1	50.2	60.3	13.7	15.8	61.3	63.5

The results reported in Figure C-37 and Table C-5 provide clear evidence that, for all six interfaces, the numerical model properly predictd shear behaviour. The numerical modelling results were comparable with the experimental results. ly. In addition, this result holds for all levels of confining stress and for all relative shear displacements. Below we describe the results for the six interfaces obtained for 100 kPa normal stress and at 50 mm relative shear displacements.

Consider first interface I1 (sand-GTX) at 100 kPa normal stress and 50 mm relative shear displacement. The interface shear stress measured by using the DST was 61.8 kPa and the shear stress obtained by using the numerical model was 60.3 kPa; a difference of only 1.5 kPa (2.4%). For interface I2 (GTX-GMB) at a 100 kPa normal stress and 50 mm relative shear displacement, the interface shear stress measured by using the DST was 12.1 kPa and the shear stress obtained by using the numerical model was 13.7 kPa; a difference of only 1.6 kPa (13.2%). For interface I3 (GMB-GCL) at 100 kPa normal stress and 50 mm relative shear displacement, the difference between the measured shear stress (16.0 kPa) and the calculated shear stress (15.8 kPa) was only 0.2 kPa; a difference of only 1.6 kPa (−1.3%). At interface I4 (GCL-sand), the difference between the measured shear stress (62.9 kPa) and the calculated shear stress (61.3 kPa) was 1.6 kPa (−2.5%). Finally, at interfaces I5 and I6 (GGR-sand), the shear stress measured by using the DST was 61.4 kPa and the shear stress obtained from the numerical model was 63.5 kP; a difference of only 0.9 kPa (−1.5%). These results demonstrate that the numerical modelling technique used to simulate the strain-softening behaviour of interfaces accurately describes the shear behaviour of the six interfaces.

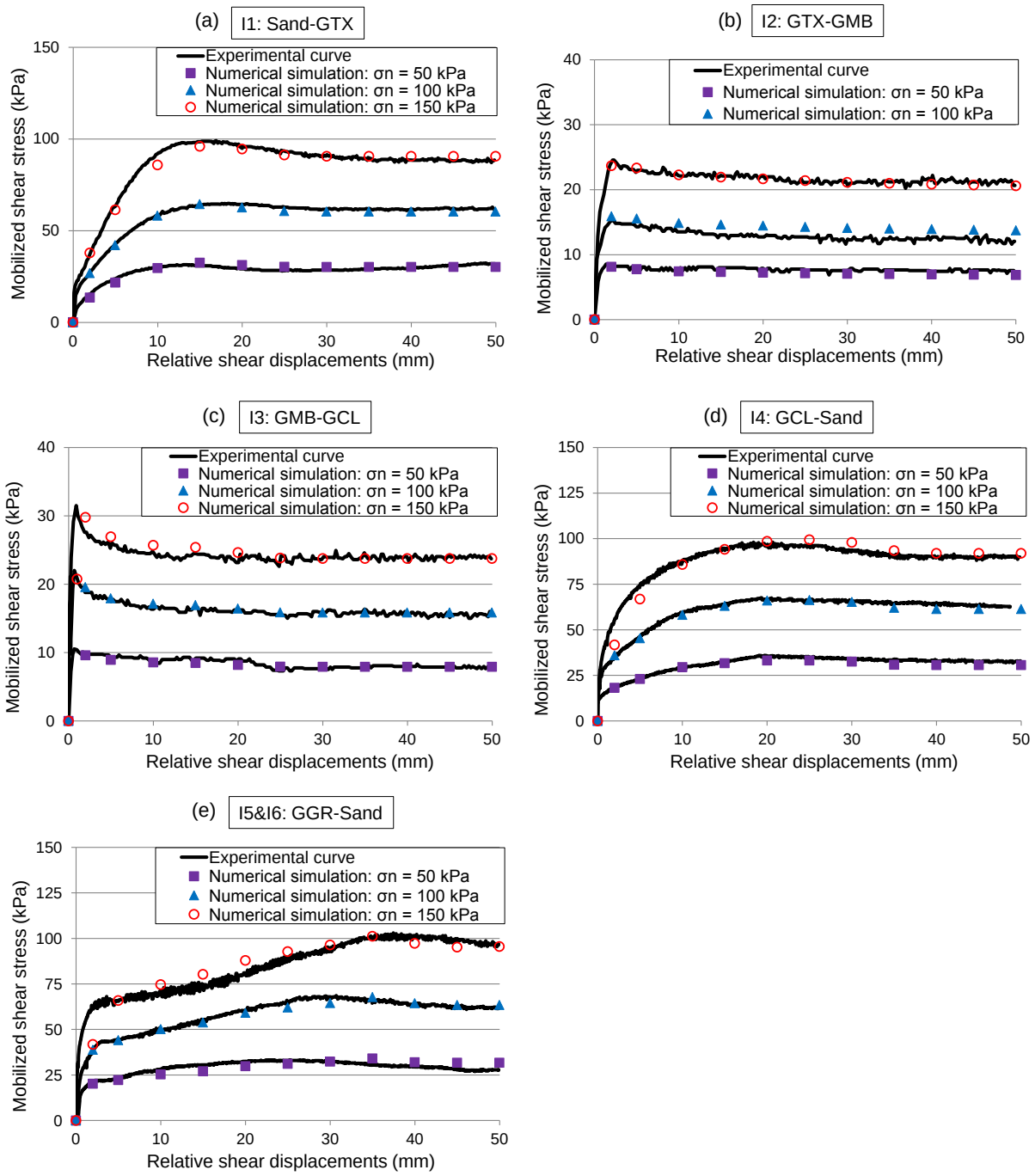


Figure C-37. Shear stress vs relative shear displacement measured by direct shear tests (solid curves) and compared with results of numerical simulation (symbols) for the following interfaces: (a) sand-GTX (I1). (b) GTX-GMB (I2), (c) GMB-GCL (I3), (d) GCL-sand (I4), (e) GGR-sand (I5, I6).

6.3. Large-scale test

Figure C-38 shows the overall deformed shape of the reinforced lining system within the LSTA for 100 kPa confining pressure. Experiment and numerical model both exhibit a similar overall deformed shape, which is evidence that the results of the numerical model are reasonable and that it properly simulates the overall mechanical behaviour of the reinforced lining system.

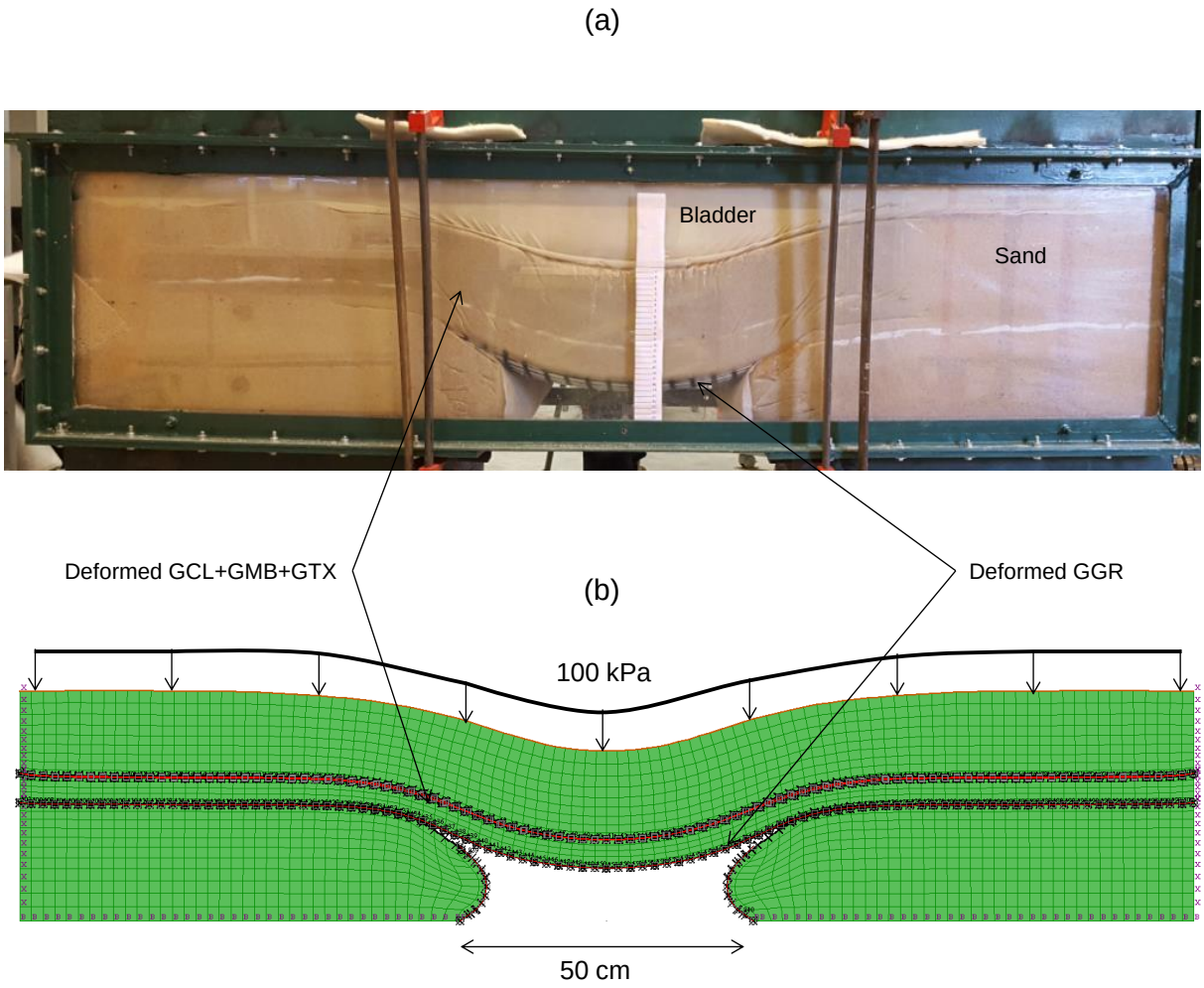


Figure C-38. Overall deformed shape of the reinforced lining system with 100 kPa confining pressure: (a) experimental results, (b) numerical results.

To deepen the analysis and show the relevance of the numerical model, the strains within the GGR and the GMB are analyzed.

To measure strain, a MSG was attached at the center of the cavity on both sides (lower and upper) of the GGR and of the GMB. The mean strain was then obtained and the corresponding error bar was determined. Figure C-39a compares the strains measured within the GGR by using the MSGs (Experiment) and the strains calculated by using the numerical model. The same comparison is made in Figure C-39b for the GMB. Various values derived from these figures are grouped in Table C-6.

For the GGR, the strains obtained by using the numerical model always fall within the experimental error bars (Figure C-39a), which indicate the variability of the measured strains. The agreement is particularly good for strains below 1% (i.e., below 30 kPa) and above 2% (i.e., above 60 kPa). For example, at 10 kPa applied load, the strain measured within the GGR was 0.37% and the strain obtained by using the numerical method was 0.46%; a difference in strain of only −0.09%. At 100 kPa, the analogous strain difference was −0.04% (2.53% strain from experiment and 2.57% strain from numerical model). The maximum strain difference of 0.38% between the measured and calculated strains occurred at 40 kPa. These results demonstrate that the numerical model accurately predicts strains whatever the applied load.

Table C-6. Comparison of results of large-scale test with results of numerical model.

	Geogrid			Geomembrane		
Applied load (kPa)	10	50	100	10	50	100
Strains (%) at the center of cavity using:						
Large-scale test	0.37	1.88	2.53	0.45	1.23	1.74
Numerical model	0.46	1.54	2.57	0.32	0.99	1.65

Although the agreement was less impressive for the GMB than for the GGR, it remains acceptable. The maximum strain difference between the measured and calculated strains was only 0.30% of strain (at 30 kPa). Note that the accuracy of the numerical result increased in particular for strains above 1% (above 50 kPa). For example, at 100 kPa, the measured strain was 1.74% and the calculated strain was 1.65%, a strain difference of only 0.09%.

These results show that the numerical modelling technique accurately predicts both the overall deformed shape of the reinforced lining system and the strains within both the GGR and the GMB.

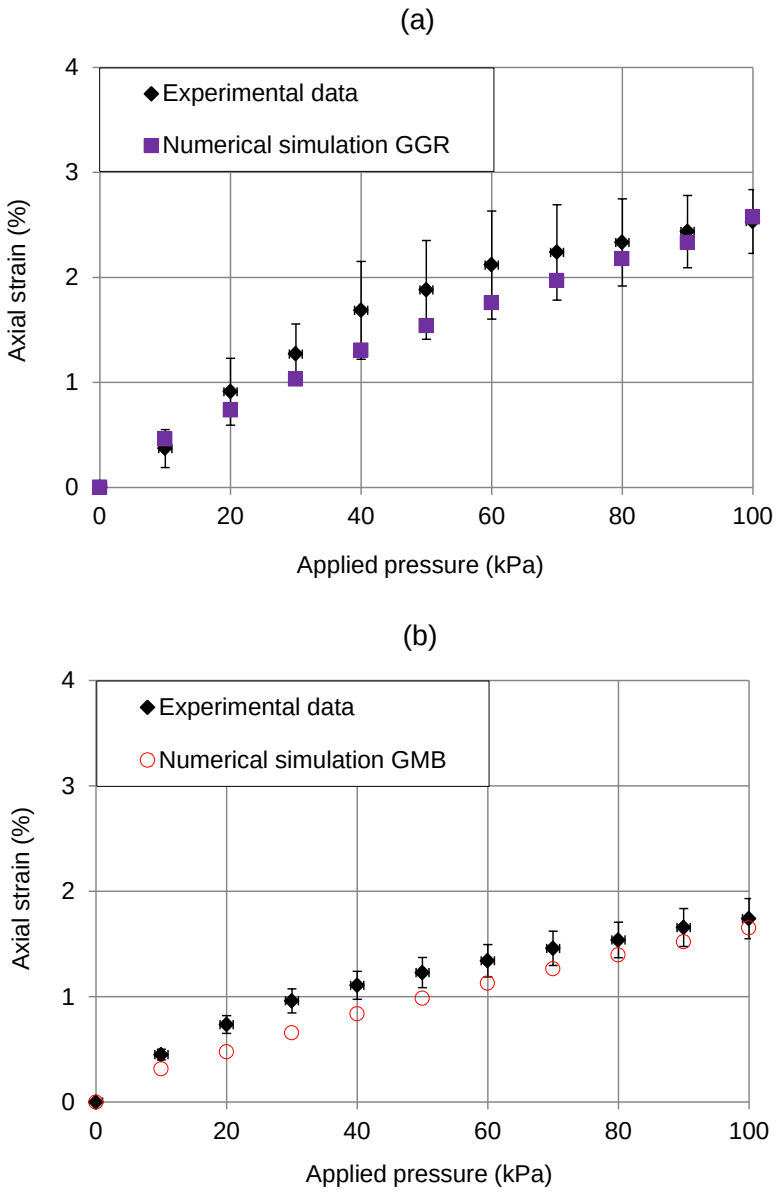


Figure C-39. Axial strains within the GSYs measured by microstrain gauges vs applied pressure and compared with results of numerical simulation for (a) geogrid and (b) geomembrane.

7. Conclusions

Numerical modelling can be used to aid in the design of geotechnical constructions involving geosynthetics (GSYs), such as landfills. However, the reliability of the numerical results depends on how the model is developed and on the parameter set that is used.

The present work develops a procedure to analyze multilayered-lining systems by using a 2D finite-difference method. The accuracy of this numerical modelling technique is then verified by comparing its results with those obtained experimentally by using uniaxial tests, direct-shear tests and a specific large-scale test. The large-scale test involved a reinforced lining system spanning over a cavity and made of a 50 kN/m polyvinyl alcohol geogrid (GGR) reinforcement embedded in a sand layer, a geosynthetic clay liner (GCL), a high-density polyethylene geomembrane (GMB), and a nonwoven needle-punched geotextile (GTX). All

three experimental tests were modelled by using the given numerical modelling technique and the numerical results were compared with the experimental results. These comparisons lead to the following conclusions:

(a) The tensile curves obtained from the uniaxial tensile tests closely match those obtained from the numerical model, and this good agreement occurred for the four GSYs (GGR, GCL, GMB, and GTX) and for all levels of strain. This verifies that the numerical modelling technique provides an accurate description of the evolution with strain of the stiffness within the GSYs.

(b) The shear behaviour of the interfaces obtained from the numerical model closely match those obtained experimentally by using direct shear tests, and this high accuracy occurred for all interfaces, at all levels of the confining stress, and for all relative shear displacements at the given interface. These results indicate that the numerical modelling technique considering the strain-softening behaviour of interfaces accurately describes the shear behaviour of the GSY interfaces.

(c) Considering the multiple interactions between the four GSYs that spanned over a cavity in the large-scale test apparatus, the experimentally observed overall deformation of the reinforced lining system was successfully described by the numerical model. At the center of the cavity, a close match also occurred between the measured and calculated strains within the GGR and GMB. This result verifies that the numerical modelling technique that was developed in this work gives accurate predictions.

This ensemble of results verifies the accuracy of this numerical modelling technique and allows it to be used with confidence to predict the mechanical behaviour of multilayered GSY lining system.

Finally, although a large-scale test and multiple interactions between GSYs were considered in developing this numerical modelling technique, this technique could benefit from further verification; namely, by comparing its results against those of full-scale measurements. Furthermore, it would also be interesting to study whether the use of confined UTTs or multiaxial tensile tests can increase the reliability of this numerical modelling technique developed in this study.

III. Principaux résultats

Les principaux résultats issus des résultats de l'article n° 5 qui a été présenté dans la section précédente sont rappelés ici.

D'abord, la MeRaMoG a permis de représenter correctement le comportement uniaxial des quatre GSY (GGR, GSB, GMB et GTX) dans la mesure où les courbes de traction simulées sont proches des courbes expérimentales issues des quatre essais de traction. Si l'on considère par exemple la GMB, l'effort mesuré à 4 % de déformation lors de l'essai de traction est de 29,6 kN/m contre 29,0 kN/m. pour l'effort simulé. Pour cet exemple, on peut noter une différence de 0,6 kN/m représentant un écart relatif de seulement 2 %. Ce niveau de précision des résultats simulés est rendu possible grâce à la prise en compte de l'évolution de la raideur des GSY avec la déformation par la MeRaMoG.

Ensuite, les comportements en cisaillement des six interfaces (courbes contraintes de cisaillement - déplacements d'interface) qui ont été déterminés par les essais de cisaillement direct, ont pu être reproduits convenablement par la MeRaMoG. A titre d'exemple, pour les interfaces I5 et I6 (GGR-sable), la contrainte au cisaillement mobilisée à 50 mm de déplacement relatif mesurée lors de l'essai de cisaillement direct, s'élève exactement de 61,4 kPa tandis que la simulation numérique donne 63,5 kPa, soit un écart de seulement 2,1 kPa (-3,4%). Ce niveau de précision est atteint grâce au comportement radoucissant des interfaces considéré par la MeRaMoG.

Enfin, en ce qui concerne le DEPGeC, l'aspect visuel général du système GSY déformé au-dessus de la cavité qui a été observé lors de l'expérimentation est similaire à celui qui a été simulé par la MeRaMoG. Plus précisément, les déformations mesurées dans la GGR et dans la GMB au centre de la cavité avec le DEPGeC, sont proches de celles qui ont été simulées par la MeRaMoG, et ce quel que soit le niveau de contrainte de confinement appliqué.
A titre d'exemple, à 100 kPa de contrainte de confinement appliquée, les déformations mesurées dans la GGR et dans la GMB sont respectivement de 2,53 % et de 1,74 % tandis que les déformations simulées par la MeRaMoG s'élèvent à 2,57 % et 1,65 %.

Par conséquent on peut affirmer que la MeRaMoG permet d'obtenir des résultats réalistes, et ce quel que soit le niveau de déplacement aux interfaces quel que soit le niveau de déformation des GSY, quel que soit le niveau de contrainte appliquée et quel que soit le complexe GSY modélisé.

IV. Conclusions

Ce chapitre avait pour objectif de valider expérimentalement la MeRaMoG qui a été développée et utilisée dans le cadre de cette thèse à partir de trois essais différents. D'abord (1) l'essai de traction uniaxiale réalisé sur quatre GSY [un géotextile (GTX), une géomembrane (GMB), un géosynthétique bentonitique (GSB) et une géogrille (GGR)], puis (2) l'essai de cisaillement direct réalisé sur les six interfaces entre les différents matériaux

(sable-GTX, GTX-GMB, GMB-GSB, GSB-sable, sable-GGR et GGR-sable) qui ont été utilisés dans (3) le Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des géosynthétiques de renforcement sur Cavité (DEPGeC).

Il s'agissait de vérifier si les résultats des simulations numériques avec la MeRaMoG étaient conformes aux résultats expérimentaux. Cette confrontation entre la MeRaMoG et les différents essais, notamment ceux réalisés à l'aide du DEPGeC, a montré que la MeRaMoG permet de simuler des résultats réalistes comparables aux résultats expérimentaux.

CONCLUSIONS DE LA PARTIE C

La partie C de ce manuscrit s'est concentrée sur les problématiques d'effondrements localisés (cavités) qui sont souvent considérées pour la conception des BSA et BSP des extensions d'ISDND. Elle avait trois objectifs qui ont été traités dans 4 chapitres.

D'abord le 1er objectif traité dans le chapitre IX, était de réaliser une étude comparative de huit méthodes analytiques de dimensionnement des géosynthétiques (GSY) sur cavité. En effet, les hypothèses sur lesquelles sont basées ces huit méthodes sont non seulement différentes selon la méthode considérée, mais aussi peuvent s'éloigner des conditions réelles existantes au niveau des extensions d'ISDND. Cette étude comparative visait en particulier à évaluer les écarts entre ces méthodes, à identifier les méthodes les plus conservatives celles qui ne sont pas adaptées au contexte des extensions d'ISDND.

Puis les chapitres X et XI ont été dédiés au 2ème objectif de cette partie C qui était d'évaluer le comportement mécanique des systèmes GSY des BSA et BSP renforcées par une géogrille de renforcement au-dessus d'une cavité. Pour ce faire, un Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des GSY de renforcement sur Cavité (DEPGeC) a été développé dans le cadre de cette thèse. Les caractéristiques géométriques, le principe de fonctionnement du DEPGeC ainsi que l'instrumentation relative à cette expérimentation ont été présentés dans le chapitre X. L'instrumentation comprenait les micro-jauges de déformation pour la mesure des déformations au sein des GSY et les cellules de pression totale pour l'évaluation de l'homogénéité de la distribution des contraintes dans le DEPGeC. Les résultats d'un essai réalisé avec une géogrille (GGR) de renforcement de 50 kN/m de résistance à la traction pour la limitation des déformations dans une géomembrane (GMB) ont été également présentés dans ce chapitre VII afin de montrer la pertinence de l'expérimentation.

Ensuite, le chapitre XI s'est attaché à présenter les résultats des dix essais qui ont été réalisés avec le DEPGeC dans le cadre de cette thèse. Ces dix essais qui ont été regroupés en six configurations (variantes), diffèrent par le type de GGR utilisée (aucune, 50 kN/m ou 100 kN/m) et par la mise en place ou non d'un ancrage rigide des GSY (aucun déplacement autorisé) au niveau des parois latérales du DEPGeC. Ces résultats obtenus concernent l'homogénéité des contraintes verticales de confinement appliquées, les déflections (flèches) des GGR et GMB au droit de la cavité, l'amplitude des déformations au sein de la GGR et de la GMB. Enfin, la performance de chacune des deux GGR testées pour la limitation des déformations dans la GMB a également été investiguée dans ce chapitre grâce à un paramètre appelé « taux d'efficacité ».

Enfin, le 3ème objectif de la partie C, était de valider expérimentalement la Méthode Rationnelle pour la Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG) qui a été développée dans cette thèse à partir des résultats expérimentaux issus du DEPGeC. Cette validation expérimentale réalisée dans le chapite XII, avait pour but de vérifier si les résultats

simulés avec la MeRaMoG étaient réalistes. Elle a portée sur l'essai réalisé avec la GGR de 50 kN/m de résistance à la traction en considérant un ancrage rigide. Mais avant cette validation expérimentale sur le DEPGeC, les essais de caractérisation mécanique des GSY (traction uniaxiale) et des interfaces (essais de cisaillement direct) ont été modélisés avec la MeRaMoG et les résultats expérimentaux ont été comparés aux résultats des simulations numériques. A l'issue de ce chapitre, on peut affirmer que la MeRaMoG permet d'obtenir des résultats réalistes dans la mesure où les résultats issus des trois dispositifs expérimentaux précédents sont comparables aux résultats des simulations numériques.

C'est sur ce bilan positif relatif à la validation expérimentale de la technique de modélisation développée dans le cadre de cette thèse que prend fin ce dernier chapitre de ce manuscrit. La section suivante présentera une synthèse des résultats, en termes d'apports scientifiques et techniques qui ont été obtenus dans cette thèse. Elle se terminera par des perspectives sur les axes de recherche qui ont été investigués dans le cadre de cette thèse.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECIVES

RAPPEL DU CONTEXTE ET DES OBJECTIFS, SYNTHESE DES RESULTATS ET PERSPECTIVES

I. Rappel du contexte et des objectifs de la thèse

Les géosynthétiques (GSY) qui sont des matériaux polymériques manufacturés destinés aux constructions du génie civil sont utilisés en fond et sur les flancs des installations de stockage de déchets non dangereux (ISDND) afin d'éviter d'une part, l'infiltration des lixiviats vers les nappes d'eaux souterraines et d'autre part, leur accumulation en fond de casier. Ils sont utilisés en complément ou en remplacement de matériaux naturels (argile, terrain naturel) selon des modalités techniques définies par la réglementation française (Arrêté du 15 février 2016, MEDDE (2016)). On parle dans ce cas de barrières de sécurité.

Pour garantir le bon fonctionnement (par exemple, en étanchéité ou drainage), le maintien de l'intégrité structurelle (déformations / tensions) de ces barrières et la stabilité de l'ouvrage, les caractéristiques des GSY utilisés doivent être compatibles avec les sollicitations (notamment mécaniques) auxquelles ils sont soumis. En effet, les ISDND constituent des ouvrages de plus en plus techniques au sein desquels interagissent des matériaux naturels (argile, sable), des matériaux synthétiques (GSY) et des déchets dont le comportement peut être variable à la fois dans le temps et dans l'espace (Olivier, 2003).
Ces dernières années, la technicité de ces constructions s'est encore accrue avec la construction de casiers de stockage en appui partiel ou total sur d'anciens casiers fermés (Olivier and Tano, 2013). En effet, la rareté des sites adaptés du point de vue technique (étanchéité naturelle notamment) et social (acceptabilité par les riverains) à la construction de nouvelles ISDND (Barbagallo and Druback, 1997) conduit de nombreux exploitants d'ISDND à opter pour ces modes de conception de type extension d'ISDND. Dans ces constructions, des nouvelles barrières de sécurité sont souvent mises en œuvre « en sandwich » entre les anciens casiers et les nouveaux casiers afin de garantir l'étanchéité de ces nouveaux casiers (Tano et al., 2015a).
Toutefois, au-delà des avantages (économie d'échelle et gain de temps,) que représente ce mode de stockage, une prise en compte rigoureuse de certaines composantes techniques s'avère nécessaire afin de garantir non seulement l'intégrité structurelle des GSY au sein des barrières mais aussi la stabilité des ouvrages. Cependant, en l'absence de réglementation et de guides spécifiques pour la conception et la mise en œuvre des barrières des extensions d'ISDND, certains projets sont conçus sans la prise en compte des risques de perte d'intégrité des BSA et BSP et d'instabilité des ouvrages dans ce contexte d'extension.

Ainsi cette thèse s'est focalisée sur l'évaluation du comportement mécanique des systèmes GSY en interaction utilisés au sein des barrières de sécurité des extensions d'ISDND. Ce travail de thèse a permis de mettre en évidence l'influence de la construction d'un nouveau casier en rehausse sur la stabilité de l'ouvrage et plus spécifiquement sur l'intégrité structurelle (tensions/déformations) des GSY au sein de ces barrières.
Pour y parvenir, une analyse multi-approches associant étude analytique, étude expérimentale et modélisation numérique a été retenue. Cette analyse a été mise en œuvre sous l'angle de la stabilité au glissement translationnel (grande échelle) et de l'intégrité structurelle

(tensions/déformations) des barrières de sécurité sujettes à un effondrement localisé de type cavité (petite échelle).

Concernant l'analyse à grande échelle relative au glissement translationnel, chaque interface entre les différents GSY et matériaux naturels des barrières de sécurité représente une surface potentielle de glissement plan (translationnel) susceptible d'engendrer une instabilité généralisée à l'ensemble de l'ouvrage. Ce risque de glissement translationnel est particulièrement important dans le contexte des extensions d'ISDND dans la mesure où les interfaces entre GSY présentent généralement une résistance au cisaillement limitée (Qian, 2008) et sont soumises à de fortes sollicitations mécaniques (contraintes de cisaillement). On notera que les glissements translationnels constituent de ce fait l'une des toutes premières causes d'instabilité en ISDND (Koerner and Soong, 2000, Bergado et al., 2006). On notera que ces glissements translationnels peuvent être associés aux glissements rotationnels au sein de la masse des déchets.

En ce qui concerne l'analyse à petite échelle, elle est liée aux risques d'apparition d'effondrements ou d'affaissements localisés (cavités) sous les barrières du fait de l'hétérogénéité des déchets (de taille millimétrique à métrique). De plus, la présence potentielle d'éléments rigides ou au contraire d'éléments fortement dégradables peuvent constituer respectivement des points durs et des cavités sous les barrières de sécurité du nouveau casier. Ces mouvements localisés peuvent affecter l'intégrité structurelle des barrières du nouveau casier.

La section suivante présentera la démarche générale qui a été suivie dans ce manuscrit pour répondre aux objectifs de la thèse.

II. Démarche suivie dans cette thèse

Afin de mener à bien ce projet de recherche, le manuscrit de cette thèse a été divisé en 12 chapitres groupés en trois parties A, B et C.

Dans la partie A dédié à l'état de l'art, le chapitre I a d'abord présenté les géotextiles (GTX), les géogrilles (GGR), les géomembranes (GMB) et les géosynthétiques bentonitiques (GSB) qui constituent les quatre grandes familles de GSY utilisés dans la conception des barrières de sécurité des extensions d'ISDND. Nous avons également passé en revue les essais de caractérisation mécanique de ces GSY (essai de traction uniaxiale) et des interfaces (essai de cisaillement direct) qui ont été utilisés dans le cadre de cette thèse.
Puis dans le chapitre II, nous avons cherché à comprendre comment ces GSY sont utilisés dans la conception des barrières de sécurité des extensions d'ISDND. Pour cela, un état de l'art a été réalisé sur les barrières de sécurité de 22 projets d'extension d'ISDND dans six pays différents. Cet état de l'art, qui a permis d'identifier les pratiques de conception des barrières de sécurité, a également permis de définir une structure type des barrières de sécurité qui a été par la suite retenue pour les différents travaux réalisés dans cette thèse.

Par ailleurs, nous nous sommes intéressés dans le chapitre III, à dix méthodes analytiques à l'équilibre limite d'évaluation de la stabilité au glissement translationnel, qui ont été retenues pour une analyse comparative dans le cadre de cette thèse. Ces méthodes ont été classées en quatre catégories que sont (1) les méthodes d'équilibre limite sur pente infinie [Martin and Koerner (1985), Matasovic (1991), Thiel (1998) et la norme XP G38-067 (AFNOR, 2010)], (2) les méthodes des 2 blocs [Giani (1992), Giroud et al. (1995) et Koerner and Soong (1998)], (3) la méthode des 3 blocs proposée par Qian and Koerner (2009) et (4) les deux méthodes des tranches [Fellenius (1927) et Bishop (1955)] qui sont disponibles dans la majorité des logiciels (par exemple Talren) d'évaluation de la stabilité géotechnique. Cette analyse comparative visait à identifier les méthodes les plus conservatives et celles qui se prêtent bien à une utilisation en extension d'ISDND car ces méthodes sont parfois basées sur des géométries simplistes (par exemple, épaisseur uniforme des matériaux) qui ne reflètent pas celles des extensions d'ISDND, ou ont été initialement développées pour l'évaluation de la stabilité au glissement rotationnel et non pas translationnel.

En outre, à l'instar du chapitre III, le Chapitre IV a présenté les principes fondamentaux de huit méthodes analytiques de dimensionnement des GSY de renforcement sur cavité. Il s'agit des méthodes de Jones and Pine (2001), de Giroud et al. (1990), de Koerner and Hwu (1991), de Koerner et al. (1996), RAFAEL (1999), de Briançon and Villard (2008), de la norme anglaise BS8006 (British Standard Institute, 2010) et des recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011). Ces huit méthodes ont fait également l'objet d'une étude comparative dans cette thèse afin de mettre en évidence les écarts entre elles et d'identifier celles qui ne sont pas adaptées au contexte des extensions d'ISDND. En effet, ces méthodes sont fondées sur des hypothèses différentes (par exemple effondrements cylindrique ou tronconique) et ne considèrent pas les mêmes contraintes verticales appliquées sur le GSY au droit de la cavité. De plus, elles considèrent des formes de cavité simplifiées (rectangulaire ou circulaire) et ont été généralement développées pour des applications spécifiques (par exemple en technique routière, pour les remblais purement frottants) qui ne sont pas celles des extensions d'ISDND. Dans le contexte des extensions d'ISDND, la géométrie de l'effondrement, la forme de la cavité et le foisonnement du remblai des déchets ne sont pas maitrisés et peuvent s'éloigner des cas classiques (par exemple effondrement cylindrique) considérés dans le cadre des méthodes de dimensionnement. Il convenait donc d'évaluer les écarts relatifs entre ces méthodes.

Pour clore cette partie A, le chapitre V a présenté la modélisation numérique comme outil permettant non seulement d'évaluer la stabilité au glissement translationnel et l'intégrité structurelle des GSY au sein des barrières de sécurité, mais aussi de comprendre les mécanismes associés à ces phénomènes de glissements translationnel et de déformation des GSY. Les principes fondamentaux de la modélisation numérique, les modèles rhéologiques et les modes de représentation numériques des sols, déchets et GSY qui ont été retenus pour les modélisations ont également été présentés dans ce chapitre V. Mais avant d'aborder ces modélisations, un état de l'art a été réalisé sur les études de modélisation relatives aux interactions des systèmes GSY portant en particulier sur trois sites d'extensions d'ISDND réels. Cet état de l'art a permis d'orienter nos travaux de modélisation numérique et de développer une Méthode Rationnelle pour la Modélisation des systèmes Géosynthétiques (MeRaMoG) qui a été utilisée dans cette thèse.

Après la partie A, qui a porté sur l'état de l'art, la partie B de ce manuscrit a porté sur l'analyse à grande échelle du phénomène de glissement translationnel et des déformations des GSY au sein des barrières de sécurité, qui sont associées à ces glissements.
D'abord les résultats de l'étude comparative réalisée sur les méthodes analytiques et la modélisation numérique pour l'évaluation de la stabilité au glissement translationnel ont été présentés dans le chapitre VI de cette partie B. L'étude a été réalisée sur un cas type d'extension d'ISDND inspiré d'un site réel. Des études paramétriques portant sur le poids volumique des déchets au-dessus du plan de glissement, sur les caractéristiques mécaniques et sur les pentes du plan de glissement ont été réalisés afin d'évaluer si ces paramètres pouvaient avoir une influence sur les écarts observés entre les différentes méthodes.
Ensuite, nous nous sommes intéressés aux mécanismes d'évolution de la stabilité au glissement translationnel et des déformations le long des GSY dans la suite de la partie B. L'identification et l'étude de ces mécanismes ont été réalisés grâce à la MeRaMoG qui a été développée dans le cadre de cette thèse. Les principes de la MeRaMoG ainsi que les cinq critères sur lesquelles elle est basée ont été présentés dans le chapitre VII. Ces critères concernent la modélisation du nombre réel de GSY et d'interfaces dans l'ouvrage (critère 1), la prise en compte du phasage de construction (remblaiement) et de l'évolution des propriétés mécaniques des déchets avec ce phasage (critère 2), la prise en compte du comportement radoucissant des interfaces (critère 3), la différentiation entre le comportement en traction et le comportement en compression des GSY (critère 4) et enfin l'évolution de la raideur des GSY avec la déformation (critère 5).
Enfin, la MeRaMoG a été utilisée dans le chapitre VIII pour l'analyse des mécanismes de glissement et de développement des déformations des GSY des barrières de sécurité des extensions. Les facteurs clés qui contrôlent la stabilité au glissement translationnel et l'intégrité structurelle des GSY des barrières des extensions, ont été identifiés. Puis, les zones de faiblesse au niveau desquelles l'instabilité est initiée, ont été identifiées. Ensuite, nous nous sommes intéressés à la manière dont cette instabilité se développe le long du plan de glissement (interfaces entre GSY). Pour clore ce chapitre et cette partie B, l'influence de la construction d'une extension sur l'amplitude et la répartition des déformations des GSY, des contraintes de cisaillement et des déplacements tangentiels au niveau des interfaces, et sur la stabilité au glissement translationnel, a été évaluée.

Après avoir étudié dans la partie B le phénomène de glissement translationnel qui est généralisé à l'ensemble des barrières, nous nous sommes intéressés dans la partie C de ce manuscrit à la problématique d'effondrement localisé (cavité) sous les barrières de sécurité, susceptible d'impacter leur intégrité structurelle.
D'abord, à l'instar du chapitre VI de la partie B, les résultats de l'analyse comparative réalisée sur les huit méthodes analytiques de dimensionnement des GSY sur cavité (chapitre IV, partie A), ont été présentés dans le chapitre IX. Cette étude comparative a été réalisée en faisant varier la hauteur de remblai au-dessus de la cavité, la taille de la cavité et la valeur limite de la déformation admissible.
Par ailleurs, on peut rappeler ici que ces méthodes analytiques, d'une part, ne permettent pas de déterminer le rapport entre les déformations dans le GSY de renforcement et les

déformations des GSY au sein des barrières de sécurité à protéger et d'autre part supposent que les GSY de renforcement présentent une raideur constante alors qu'en réalité elle évolue avec le niveau de déformation dans le produit (Giroud, 1994, Long et al., 1995, Tano et al., 2016a). Ainsi, dans le cadre de cette thèse un Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des GSY de renforcement sur Cavité (DEPGeC) a été développé. Le DEPGeC a permis de modéliser physiquement le comportement mécanique, sur cavité, des systèmes GSY composés d'une GGR, d'un GSB, d'une GMB et d'un GTX. Les caractéristiques géométriques et le principe de fonctionnement du DEPGeC ainsi que l'expérimentation (micro-jauges de déformation et cellules de pression totale) déployée pour les mesures des déformations dans les GGR et les GMB et des contraintes de part et d'autre de la cavité ont été présentés dans le chapitre X. Les résultats d'un essai réalisé avec une GGR de 50 kN/m de résistance à la traction ont été présentés dans ce chapitre afin de montrer la pertinence de l'expérimentation développée.

Au total, dix essais ont été réalisés dans le cadre de cette thèse. Ces essais diffèrent par le type de GGR utilisée (aucune, résistance à la traction de 50 kN/m ou 100 kN/m) et la mise en place (ou non) d'un ancrage rigide des GSY au niveau des parois latérales du DEPGeC. Le chapitre XI de cette partie s'est attaché à présenter et discuter l'ensemble de ces résultats. Ceux-ci concernaient l'uniformité des pressions appliquées de part et d'autre de la cellule, la flèche (déflection) de la GGR au droit de la cavité, les déformations au sein de la GGR et de la GMB et enfin la performance (efficacité) de chacune des GGR pour la limitation de la déformation dans la GMB.

Par ailleurs, même si la MeRaMoG prend en compte cinq critères clés du comportement mécanique des GSY et des interfaces, il est apparu important de valider expérimentalement cette technique de modélisation. Ainsi, pour finaliser ce travail de thèse, les données expérimentales du DEPGeC, en l'occurrence l'essai réalisé avec la GGR de 50 kN/m de résistance à la traction avec ancrage rigide, ont été utilisées pour valider expérimentalement la MeRaMoG dans le chapitre XII de la partie C. Pour compléter cette validation expérimentale avec le DEPGeC, la MeRaMoG a été également validée sur des essais de traction uniaxiale et des essais de cisaillement direct.

Toute la démarche qui a été suivie ainsi que les principaux points qui ont été abordés dans le cadre de cette thèse, ont été présentés dans cette section. La section suivante présentera une synthèse des résultats obtenus à l'issue de ces trois années de travail.

III. Synthèse des résultats

Cette section vise à récapituler les principaux résultats qui ont été présentés et discutés dans les 12 chapitres de ce manuscrit. Ces résultats ont été répartis selon deux catégories : les apports du point de vue scientifique et les apports du point de vue technique.

III.1. Apports du point de vue scientifique

Les apports scientifiques de cette thèse ont été classés en deux catégories conformément à la structure adoptée dans ce manuscrit. Les résultats relatifs à l'analyse à « grande échelle »

portant sur la stabilité au glissement translationnel et les déformations des GSY associées à ces phénomènes de glissement seront d'abord présentés. Ensuite, les résultats de l'analyse à « petite échelle » relatifs à l'intégrité structurelle et au comportement mécanique des GSY sur cavité, seront présentés.

- **Analyse à grande échelle : stabilité au glissement translationnel et déformations des GSY associées**

(1) **L'utilisation d'une GMB texturée** (frottement d'interface résiduel > 12°) sur pente permet d'accroitre la stabilité au glissement translationnel avec une réduction des déplacements d'interface en comparaison à une GMB lisse (frottement d'interface < 10°). Toutefois, cette utilisation peut conduire à une augmentation générale des efforts dans la GMB avec une concentration des déformations en tête de talus au niveau de la zone d'ancrage. Néanmoins, les modélisations numériques ont mis en évidence que **la mise en œuvre d'une GMB lisse** engendre un report de charge des contraintes de cisaillement au pied du talus, ce qui peut conduire à une augmentation locale des efforts de traction à des valeurs supérieures à celles observées le long d'une GMB texturée.

(2) En considérant une barrière de sécurité constituée de haut en bas, d'une couche minérale drainante (graviers par exemple), d'un GTX, d'une GMB lisse, d'un GSB et d'une couche minérale de support, mis en place sur un talus et chargée (construction du remblai de déchets en appui sur le talus), les mouvements suivants sont attendus : d'abord, peu de mouvements relatifs entre la couche drainante et le GTX sont observés ; puis le GTX glisse sur la GMB ; cette GMB glisse à son tour sur le GSB, mais dans des proportions plus faibles en comparaison au glissement GTX-GMB. Enfin, peu de mouvements relatifs entre le GSB et la couche d'argile sont observés. Par conséquent, le GSY **dont l'intégrité structurelle est la plus menacée est le GTX**, car en glissant sur la GMB, il se déforme et se met en tension en tête de talus.

(3) L'utilisation du paramètre appelé ratio de stabilité (R_S) a permis de mettre en évidence que lors de la construction d'une extension mixte d'ISDND, en cas d'instabilité, celle-ci débute d'abord au niveau de l'interface GTX-GMB qui présente les plus faibles caractéristiques mécaniques. **Cette instabilité au glissement translationnel apparait au niveau du pied des talus extérieurs de l'ancien casier et du nouveau casier**. Puis, au fur et à mesure de la construction du nouveau casier (augmentation de la hauteur de remblai en appui sur le talus extérieur de l'ancien casier), cette instabilité se développe et s'étend progressivement vers l'amont ; cela signifie que le long des talus, l'instabilité débute en pied, puis elle remontre progressivement vers la tête de talus. Dans la zone d'emprise latérale, l'instabilité débute au niveau du pied de talus extérieur du nouveau casier et s'étend progressivement vers l'intérieur du casier jusqu'en pied de talus extérieur de l'ancien casier.

(4) L'étude d'influence réalisée par modélisation numérique a permis d'identifier **trois facteurs prépondérants** qui influencent à la fois les déformations/efforts dans la GMB, les déplacements d'interface et la stabilité au glissement. Ces facteurs sont la longueur de

l'emprise latérale du nouveau casier, le niveau de lixiviats dans le nouveau casier et surtout le type de GMB (texturée ou lisse) utilisé.

(5) En ce qui concerne les méthodes analytiques d'évaluation de la stabilité au glissement, les analyses comparatives ont montré que **la méthode de Koerner and Soong (1998) n'est pas adaptée** aux extensions d'ISDND pour lesquelles le sommet du nouveau casier est situé au-dessus du plan horizontal passant par la crête du plan de glissement. En effet, cette méthode qui ne tient pas compte des matériaux situés au-dessus de ce plan horizontal surestime considérablement le facteur de sécurité. De même**, la méthode de Martin and Koerner (1985) avec la prise en compte de la saturation totale** des déchets au-dessus du plan de glissement, constitue un cas extrême qui ne pourrait être appliqué aux extensions d'ISDND disposant d'un système de drainage performant.

(6) Pour les autres méthodes analytiques, les calculs comparatifs ont montré que **lorsque la pente du plan de glissement est forte (> 14°, 4H/V), les écarts entre les différents facteurs de sécurité calculés sont réduits** avec un écart maximum de 0,5 qui a été relevé. A l'opposé, plus la pente du plan de glissement est faible, plus les méthodes divergent avec des écarts supérieurs à 1 en dessous d'une pente de 6° (10H/1V).

(7) Par ailleurs, à conditions hydrauliques et mécaniques identiques, les méthodes des tranches de Fellenius (1927) et Bishop (1955) sont apparues comme étant les plus sécuritaires. Ces deux méthodes ont fourni des résultats très proches de ceux de la modélisation numérique lorsqu'une seule interface était modélisée entre l'ancien casier et le nouveau casier. Toutefois, avec une modélisation numérique plus réaliste prenant en compte l'interaction complète entre les différents GSY entre l'ancien casier et le nouveau casier, le comportement radoucissant des interfaces et le comportement mécanique des GSY (non linéarité des modules), les facteurs de sécurité calculés étaient plus élevés avec un écart maximum de 0,6. Ainsi, **la simplification du modèle numérique** en considérant une seule interface **a tendance à sous-estimer les facteurs de sécurité** en comparaison avec le modèle numérique le plus réaliste, considéré comme cas de référence.

Après les phénomènes de glissement généralisés à l'ensemble des ouvrages, les résultats relatifs à l'intégrité structurelle et au comportement mécanique des GSY sur cavité sont présentés ci-après.

- **Analyse à petite échelle : Intégrité structurelle des BSA et BSP sous cavité**

(1) Lors de l'apparition d'une cavité, il est possible qu'une convergence (mouvements horizontaux) vers l'intérieur de la cavité associée à des tassements des bords ait lieu. L'amplitude de ces mouvements dépend des caractéristiques mécaniques (cohésion, angle de frottement et module de compressibilité) des matériaux au siendesquels s'est formée la cavité. Dans tous les cas, **si un GSY de renforcement est utilisé au-dessus de la cavité, il suivra naturellement ces tassements en prenant appui sur les bords de la cavité**. Ainsi, ces tassements contribueront à l'augmentation de la déflection du GSY au droit de

la cavité. En plus de cette déflection liée aux tassements des bords, les déplacements tangentiels d'interface (glissement du GSY de renforcement) de part et d'autre de la cavité, **les étirements dus aux déformations du GSY dans ces zones d'ancrage contribueront également à augmenter la flèche**. Enfin, s'ajoute la contribution de la déformation du GSY au droit de la cavité qui est celle qui est considérée par les méthodes analytiques pour le dimensionnement.

(2) Lorsqu'un **effondrement tronconique** se produit sur un système GSY au-dessus d'une cavité, la **répartition des déformations** dans les différentes couches de GSY **est différente** selon la position du GSY vis-à-vis de la cavité. Ceci est dû au fait que les surfaces d'effondrement sous chaque GSY sont différentes car le cône de rupture s'ouvre vers le haut en s'éloignant de la cavité.

(3) Les expérimentations réalisées avec le DEPGeC ont montré que la distribution spatiale des déformations au sein d'une même couche GSY au-dessus d'une cavité n'est pas uniforme lorsqu'il y a effondrement tronconique. **Pour la GMB** séparée de la cavité par un GSY de renforcement et un matériau minéral, **les déformations maximales** ne sont localisées ni sur le plan vertical passant par le centre de la cavité, ni sur le plan vertical passant par les bords de la cavité, mais plutôt **au niveau de l'intersection entre la surface extérieure du cône de rupture et le plan horizontal** passant par le GSY. Cependant, plus la raideur des GSY est forte, plus la distribution des déformations au sein d'une même couche au niveau de la cavité est uniforme (faibles écarts entre les valeurs maximales et les valeurs minimales).

(4) Les expérimentations ont montré que lorsqu'un GSY est utilisé sur cavité en renforcement d'une GMB située au-dessus d'elle, de manière générale, **la déformation de la GGR, est plus élevée que celle de la GMB** ; **mais localement**, selon la géométrie du cône d'effondrement et du comportement mécanique (notamment la compressibilité) des matériaux situés entre la GGR et la GMB, **il est possible que la GMB se déforme plus que la GGR**. En effet, l'effondrement tronconique engendre une flexion locale de la GMB aux extrémités du cône de diffusion de l'effondrement qui associée au tassement du matériau situé entre la GGR et la GMB pourrait conduire à une flèche de la GMB supérieure à celle de la GGR, et donc à une déformation plus élevée.

(5) Les résultats expérimentaux ont également montré que **les GGR** 50 kN/m et 100 kN/m **en alcool polyvinylique** (PVA) utilisées dans le cadre de cette thèse, **deviennent de plus en plus efficaces** pour la limitation des déformations de la GMB située au-dessus d'elle, **lorsque la contrainte de confinement augmente et lorsqu'elles se déforment**. En effet, d'une part, une forte contrainte de confinement permet d'augmenter la résistance au glissement des GGR dans les zones d'ancrage de part et d'autre de la cavité, en réduisant ainsi la vitesse d'augmentation de la déflection qui est imposée à la GMB; d'autre part, au fur et à mesure que les GGR se déforment, elles deviennent plus raides, donc plus difficiles à déformer car leurs raideurs tangentes augmentent avec la déformation. Toutefois, on notera que pour la GGR 100 kN/m, son efficacité pour la limitation des déformations maximales de la GMB était d'emblée maximale autour de 50 % dès le début

de l'application de la contrainte sur la cavité. Ces constats nous amènent à conclure qu'il est nécessaire de mettre en œuvre des GSY de renforcement présentant une forte raideur à faible déformation (< 1%) afin d'assurer une efficacité maximale dès l'apparition de la cavité.

(6) En comparant les deux GGR, nous avons constaté qu'elles présentent une efficacité similaire autour de 50 % pour la limitation de la déformation moyenne de la GMB. Mais en se basant, non plus sur la déformation moyenne, mais plutôt sur la déformation maximale de la GMB, **la GGR 100 kN/m est deux fois plus efficace que la GGR 50 kN/m** avec des efficacités respectives d'environ 50 % et 25 %.

(7) Concernant les huit **méthodes analytiques de dimensionnement des GSY sur cavité**, l'analyse comparative réalisée a montré qu'**il n'est pas possible de définir un ordre fixe pour classer ces méthodes de la plus sécuritaire à la moins sécurtaire**. En effet, une méthode peut être plus sécuritaire qu'une autre sur un intervalle donné (variation de la hauteur ou de la largeur de la cavité) mais la tendance peut s'inverser sur un autre intervalle de données. Cela signifie que les paramètres de dimensionnement n'influencent pas de la même manière les résultats de ces méthodes.

(8) Dans tous les cas, l'application stricte des méthodes BS 8006 et de Koerner et Hwu (1991) n'est pas adaptée au contexte des extensions d'ISDND. En effet, le critère de validité [rapport hauteur des matériaux – largeur de la cavité $\left(\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{L}}\right) < 1$] de la méthode BS 8006 ne peut être respecté ; car si l'on considère une largeur de cavité de 2 m, il faudrait que la hauteur du nouveau casier de l'extension soit limitée à 2 m pour que cette méthode puisse être appliquée. Pour la méthode de Koerner et Hwu (1991) qui a tendance à sous-estimer au contraire la résistance à la traction du GSY de renforcement, une approche de calcul de la résistance à la traction différente des autres méthodes est utilisée. Cette approche consiste à déterminer la tension nécessaire pour déformer le GSY jusqu'à la valeur de déformation fixée alors que la logique de renforcement dans le contexte des ISDND est plutôt de déterminer une résistance à la traction d'un GSY de renforcement de manière à limiter sa déformation à une valeur préalablement fixée.

(9) En ce qui concerne les autres méthodes, **les méthodes de Giroud et al. (1990) et de Jones and Pine (2001)** apparaissent comme **les plus sécuritaires**, surtout pour des hauteurs de remblai inférieures à 10 m. En effet, ces deux méthodes ne prennent pas en compte la cohésion du remblai et conduisent donc à de fortes valeurs calculées au droit de la cavité. Compte tenu du fait que les déchets présentent une cohésion « artificielle » en grand apportée par l'enchevêtrement des fibres plastiques par exemple, l'utilisation de ces méthodes peut donc s'avérer trop sécuritaire. Notamment, une modification de la méthode de Giroud et al. (1990) pour la prise en en compte de la cohésion permet d'aboutir à des valeurs de contraintes calculées comparables aux autres méthodes et à des résistances en traction requises pouvant être réduite de 50 % par rapport à la méthode originale de Giroud et al. (1990). Par ailleurs, on peut noter que l'utilisation de la contrainte verticale de Marston and Anderson (1913) dans la méthode RAFAEL aboutit à des résultats encore

plus pénalisants surtout pour des largeurs de cavité inférieures à 2 m. Au contraire lorsque la contrainte de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe est utilisée, les résultats obtenus sont les moins sécuritaires.

(10) Enfin, en ce qui concerne le critère de dimensionnement (seuil de déformation limite) à fixer, si l'on considère une valeur de 1 % (valeur limite pour les argiles), les résistances en traction requises seront 44 à 68 % (selon les méthodes) plus grandes que celles qui auraient été déterminées avec une valeur limite de 3 % (valeur limite pour les GMB). Aussi, pour la taille de la cavité, il a été montré que si l'on considère une largeur de cavité ≤ 1 m, toutes les contraintes verticales calculées par les différentes méthodes, excepté celles de Marston and Anderson (1913), Giroud et al. (1990) et des recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2011) sont nulles. En d'autres termes, il n'est pas nécessaire de mettre en place de GSY de renforcement, sauf si l'on considère les méthodes conservatrices utilisant des contraintes verticales non nulles (par exemple Giroud et al. (1990).

Outres les résultats scientifiques, on peut également noter plusieurs apports techniques intéressants issus de ce travail de thèse. Ces derniers sont synthétisés dans la section suivante.

III.2. Apports du point de vue technique

Ici, les principaux apports pratiques et techniques de cette thèse seront donnés. Ces apports devraient pouvoir servir aux ingénieurs pour la conception et le dimensionnement des systèmes GSY et plus spécifiquement des barrières de sécurité des extensions d'ISDND.

(1) Une structure type pouvant servir de conception de base pour les **barrières de sécurité des extensions d'ISDND** a été proposée dans cette thèse. Cette coupe type conforme à la réglementation en vigueur, est issue des pratiques sécuritaires relatives à la conception de ces barrières issues de plusieurs projets dans le monde. Elle intègre notAmment une structure de drainage des gaz et des lixiviats sous les barrières. Toutefois, chaque site étant spécifique, il convient d'adapter au cas par cas cette structure type proposée selon les conditions existantes au niveau du site.

(2) **Le DEPGeC** (Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des Géosynthétiques de renforcement sur Cavité) : ce dispositif expérimental permet d'évaluer l'efficacité d'un GSY de renforcement sur cavité pour la limitation des déformations au sein d'un élément situé au-dessus de ce GSY de renforcement. En modélisant physiquement le comportement mécanique du GSY renforcement, il est possible de comparer plusieurs GSY de renforcement et donc de retenir le produit le plus adapté. Le DEPGeC présente un côté latéral en Plexiglas qui permet de visualiser le comportement global des matériaux testés sous les contraintes appliquées. Enfin, à la différence de la plupart des expérimentations, le DEPGeC permet non seulement de tester les produits avec leurs vraies caractéristiques (sans facteur d'échelle), mais aussi d'appliquer une contrainte de confinement pouvant atteindre 100 kPa.

(3) **La MeRaMoG** (Méthode Rationnelle pour la Modélisation des systèmes Géosynthétiques) : c'est une technique rigoureuse de modélisation des multi-couches géosynthétiques en interaction avec la prise en compte de la complexité du comportement mécanique (par exemple la non linéarité du comportement en traction) des GSY et des interfaces (par exemple le comportement radoucissant). La MeRaMoG a été validée expérimentalement sur trois dispositifs expérimentaux différents (essai de traction uniaxiale, essai de cisaillement direct et DEPGeC). L'utilisation de la MeRaMoG permet également de calculer un paramètre appelé Ratio de stabilité (R_S), qui permet d'analyser l'évolution de l'instabilité au glissement translationnel le long des interfaces des barrières de sécurité.

(4) **Cinq paramètres dit équivalents** pour l'**adaptation** de certaines **méthodes analytiques** d'évaluation de la stabilité au glissement translationnel au contexte des extensions d'ISDND : ces paramètres équivalents ont été proposés dans cette thèse afin de prendre en compte les particularités géométriques (par exemple une épaisseur variable des déchets au-dessus des barrières) des extensions d'ISDND et des surfaces de glissements (par exemple pente multiple). Les expressions des facteurs de sécurité au glissement pour ces méthodes classiques ne permettent pas en effet de considérer ces particularités. Les cinq paramètres équivalents doivent être utilisés en remplacement de la cohésion, l'angle de frottement, l'angle d'inclinaison, la longueur du plan de glissement et enfin la hauteur du matériau situé au-dessus du plan de glissement, dans les différentes formulations.

(5) **Un tableau d'aide à la conception** des systèmes GSY sur pente : ce tableau obtenu à l'aide de la MeRaMoG, est issu d'une étude d'influence de dix facteurs clés sur le comportement mécanique des différentes couches de GSY et des interfaces des barrières des extensions d'ISDND. Il suggère l'effet (à différents degrés) que peut engendrer un type de conception (par exemple augmentation de la pente) sur les tensions/déformations des GSY, les déplacements d'interfaces et la stabilité au glissement translationnel de l'extension d'ISDND. Il peut également servir d'outil de prise de décision pour la conception systèmes GSY disposés sur pente dans d'autres ouvrages géotechniques (digues, barrages).

Après avoir présenté la synthèse des résultats, la section suivante présentera quelques pistes intéressantes qui peuvent permettent d'améliorer la compréhension du comportement mécanique des systèmes GSY et plus particulièrement la conception des extensions d'ISDND.

IV. Perspectives

Le travail réalisé durant ces trois années de thèse a tenté de traiter le maximum d'aspects relatifs au comportement mécanique des systèmes GSY sur pente et sur cavité qui sont utilisés dans la conception des barrières de sécurité des extensions d'ISDND. Toutefois, à l'issue de ce travail, plusieurs questions qui n'ont pas pu être traitées, à part entière, dans le cadre de cette thèse et qui méritent d'être considérées dans le cadre de futurs travaux, ont été identifiés. Ces points portent sur la modélisation numérique, les expérimetations avec le DEPGeC,

l'instrumentation de site en vraie grandeur et d'autres thématiques relatives aux extensions d'ISDND.

- **Modélisation numérique avec la MeRaMoG**

Les pistes de recherche pour la modélisation numérique portent essentiellement sur la MeRaMoG. Dans cette thèse, ce sont les données d'essai de traction uniaxiale à l'air libre qui ont été utilisées pour l'application de la MeRaMoG. Même si les résultats expérimentaux sont proches des résultats numériques, notamment avec le DEPGeC (sollicitations complexes : flexion, traction multiaxiale), il peut être intéressant d'évaluer dans quelle mesure l'utilisation de données d'essais de traction sous confinement ou encore d'essais de traction multiaxiale, peut permettre d'améliorer la fiabilité de la MeRaMoG.

Ensuite, dans le cadre de cette thèse, la MeRaMoG a été validée expérimentalement avec le DEPGeC qui est un dispositif de dimensions réduites par rapport aux sites réels. Ainsi, il convient maintenant d'utiliser la MeRaMoG pour la modélisation de sites réels en faisant varier plusieurs facteurs (par exemple la taille de la cavité, la cohésion du remblai) ou en considérant une poche molle au sein de l'ancien casier. Nous nous sommes surtout intéressés au comportement mécanique des GSY et de leurs interfaces. Il peut être maintenant intéressant de regarder la globalité des phénomènes intervenant sur cavité, par exemple le report de charge sur les bords de la cavité et l'effet voute présent au-dessus de la cavité. Des travaux préliminaires allant dans ce sens ont déjà été entrepris mais il reste encore à appliquer strictement la MeRaMoG, avec les bons jeux de paramètres et quelques détails techniques de modélisation à régler.

En outre comme autre perspective relative à la modélisation numérique, on peut s'intéresser aux conditions aux limites imposées au niveau des bords de la cavité. En effet, on peut considérer que les bords sont rigides indéformables (comme les méthodes analytiques) ou au contraire permettre une convergence de la cavité avec un tassement des bords. Les simulations préliminaires montrent que lorsqu'on considère une cavité à bords fixes, la flèche du GSY de renforcement est minimisée ; comme conséquence les déformations des différents GSY ont tendance à être sous-estimées. Ce qui signifie que les méthodes analytiques et la modélisation numérique avec des bords fixes ne correspondent pas strictement à la réalité. Il serait donc intéressant de réaliser des simulations complémentaires dans des conditions de terrain (hauteur de remblai importante, taille de la cavité plus grande, …) afin de confirmer ce point.

Enfin, pour se rapprocher encore plus des conditions réelles, des modèles numériques 3D intégrant la MeRaMoG pourraient être développés.

- **Modélisation physique avec le DEPGeC**

Pour l'exploitation du DEPGeC, plusieurs points d'amélioration ont été notés.

D'abord, il peut être intéressant d'augmenter (doubler par exemple) le nombre de micro-jauges de déformation afin d'accroitre le nombre de mesures et d'obtenir une bonne distribution spatiale des déformations dans chaque couche de GSY. Il convient d'installer systématiquement les micro-jauges de déformation sur les 2 faces supérieures et inférieures afin d'obtenir une déformation moyenne en chaque point. Une instrumentation par fibre optique plastique permettant de mesurer des déformations supérieures à 5 % au sein des GSY de renforcement serait également très utile dans la mesure où l'on disposerait d'un profil de déformation distribuée le long des GSY.

Ensuite, il peut être intéressant d'installer des nappes à micro-capteurs de pression totale sur le GSY de renforcement. Ces nappes permettent de mesurer la contrainte verticale en chaque point de la cellule (cartographie fine et complète) et donc également la contrainte verticale s'appliquant sur le GSY de renforcement au droit de la cavité. Cette instrumentation permettrait de quantifier le report de charge sur les bords de la cavité mais aussi, la contrainte réelle s'appliquant sur le GSY de renforcement au droit de la cavité. Cela devrait permettre de comparer les méthodes analytiques aux résultats expérimentaux.

Par ailleurs, il est possible de compléter l'instrumentation par des extensomètres à fil afin de mesurer les déplacements tangentiels des différentes couches de GSY et connaitre ainsi les mouvements relatifs entre elles. Il convient également lors des expérimentations de mesurer systématique la flèche de la GMB et la largeur de la zone d'appui sur les bords de la cavité.

En outre, dans cette thèse, les expérimentations n'ont pas été conduites sur des périodes assez longues permettant d'évaluer le fluage des GSY. Un essai (sans le montage et le démontage) était en effet réalisé sur 1 journée, alors que pour mettre en évidence l'effet du fluage, il aurait fallu maintenir les charges sur des durées beaucoup plus longues, par exemple de 10000 h (416 jours) comme recommandé par la norme NF EN ISO 13431 (AFNOR, 2000).

Quelques essais de fluage sur 72 h ont tout de même été réalisés en maintenant la charge à 50 kPa, mais, aucune différence majeure n'a été observée entre les déformations mesurées avant les 72 h et après les 72 h. Sans doute, avec une pression supérieure (200 kPa) par exemple et un temps plus long (12 mois par exemple), cet effet de fluage aurait pu avoir lieu. Ainsi, pour pouvoir appliquer des pressions au-delà de 100 kPa, il est suggéré de renforcer mécaniquement la structure du DEPGeC en rajoutant par exemple des profilés métalliques et cornières adéquats.

Enfin, le DEPGeC étant un prototype, si un nouveau dispositif expérimental est fabriqué, on peut se poser la question d'utiliser des dimensions plus grandes (3 m × 2 m × 1 m par exemple), de mettre en place une cavité circulaire au lieu d'une cavité rectangulaire et de positionner la cavité en plein milieu du dispositif afin d'étudier l'effet 3D (par exemple avec des GSY biaxiaux).

- **Instrumentation de sites en vraie grandeur**

Au début de cette thèse, trois sites d'ISDND suceptibles d'être instrumentés avaient été identifiés. Cependant, il n'a pas été possible d'instrumenter ces sites dans le cadre de cette thèse car les exploitants d'ISDND ont été réticents à l'idée d'instrumenter leurs sites en l'absence d'initiative et de soutien spécifique des pouvoirs publics. Ainsi, une perspective logique serait d'instrumenter un site réel d'extension d'ISDND. L'objectif de

l'instrumentation est d'appréhender le comportement réel des GSY présents au sein de la barrière de sécurité sous le nouveau casier en conditions de service et d'exploitation. Cette étude expérimentale du comportement de la BSA/BSP devrait passer par la mesure des déplacements/déformations de chaque constituant de la barrière, notamment des GSY (GTX, GMB, GSB et GGR) et des contraintes (traction/compression) au niveau de chaque couche. Par ailleurs, il est également important d'associer aux mesures précédentes, des mesures de température, de pression interstitielle et aussi de contraintes appliquées par les déchets de l'extension, dans la mesure où ces trois facteurs sont susceptibles d'influencer le comportement de la barrière de sécurité. Pour l'instrumentation, les capteurs suivants, pourraient être utilisés : des extensomètres à fil (mesure des déplacements ponctuels tangentiels), des fibres optiques (mesure de la déformation et de la température), des jauges de déformation (mesure de la déformation) et des cellules de pression totale, (mesure des contraintes verticales).

- **Autres thématiques de recherche rattachées aux barrières des extensions d'ISDND**

Pour clore ce volet des perspectives, on peut noter que d'autres problématiques comme le poinçonnement de la GMB en présence d'un support déformable (tassements différentiels sous la barrière), la pérennité des GSY au niveau des points singuliers (puits de biogaz, regards de liiviats, etc.), l'effet de la température (> 40 – 50 °C) sur le comportement mécanique des GSY au sein des barrières, sont autant de pistes de recherche qui peuvent être considérées dans le cadre de futurs travaux.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Abbiss, C.P. (2001) Deformation of landfill from measurement of shear wave velocity and damping Geotechnique. 51(6) 483 - 492.

[2] ADEME (2005) Guide méthodologique pour le suivi des tassements des Centres de Stockage de Classe II (Déchets ménagers et assimilés). 62 p.

[3] ADEME (2015) Chiffres clés - Edition 2015. 96 p.

[4] Aecom (2013) Environmental assessment, Kekaha landfill - phase II vertical expansion. 130 p.

[5] AFNOR (1995) NF EN ISO 527-3 : Plastiques - Détermination des propriétés en traction - Partie 3 : Conditions d'essais pour films et feuilles. 5 p.

[6] AFNOR (1997) NF EN ISO 527-4 : Plastiques - Détermination des propriétés en traction - Partie 4 : Conditions d´essai pour les composites plastiques renforcés de fibres isotropes et orthotropes. 13 p.

[7] AFNOR (1999) NF EN 12311-1 : Feuilles souples d'étanchéité Partie 1 : Feuilles d'étanchéité de toiture bitumineuses -Détermination des propriétés en traction. 6 p.

[8] AFNOR (2000) NF EN ISO 13431 : Géotextiles et produits apparentés – Détermination du comportement au fluage en traction et de la rupture au fluage en traction. 14 p.

[9] AFNOR (2005) NF EN 13738 : Géotextiles et produits apparentés aux géotextiles - Détermination de la résistance à l'arrachement du sol. 14 p.

[10] AFNOR (2005) NF EN ISO 12957-1 : Géosynthétiques - Détermination des caractéristiques de frottement - Partie 1 : Essai de cisaillement direct. 9 p.

[11] AFNOR (2005) NF EN ISO 12957-2 : Géosynthétiques - Détermination des caractéristiques de frottement - Partie 2 : Essais sur plan incliné. 12 p.

[12] AFNOR (2005) NF EN ISO 9862 : Géosynthétiques - Échantillonnage et préparation des éprouvettes. 5 p.

[13] AFNOR (2008) NF EN ISO 10319 : Géosynthétiques - Essai de traction des bandes larges.11 p.

[14] AFNOR (2009) NF P 94-270 : Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué. 186 p.

[15] AFNOR (2010) NF EN 14151 : Géosynthétiques - Détermination de la résistance à l'éclatement. 10 p.

[16] AFNOR (2010) XP G38-064 : Utilisation des géotextiles et produits apparentés - Murs inclinés et talus raidis en sols renforcés par nappes géosynthétiques - Justification du dimensionnement et éléments de conception. 67 p.

[17] AFNOR (2010) XP G38-067 : Géosynthétiques - Géotextiles et produits apparentés - Stabilisation d'une couche de sol mince sur pente - Justification du dimensionnement et éléments de conception. 38 p.

[18] AFNOR (2012) NF EN ISO 527-1 : Plastiques - Détermination des propriétés en traction - Partie 1 : Principes généraux. 24 p.

[19] AFNOR (2013) NF EN 12311-2 : Feuilles souples d'étanchéité - Détermination des propriétés en traction - Partie 2 : Feuilles d'étanchéité de toiture plastiques et élastomères. 9 p.

[20] AFNOR (2015) NF EN ISO 10318-1 : Géosynthétiques - Partie 1 : termes et définitions. 8 p.

[21] AFNOR (2015) NF EN ISO 10318-2 : Géosynthétiques - Partie 2 : Symboles et pictogrammes. 7 p.

[22] AFNOR (2015) NF EN ISO 10319 : Géosynthétiques - Essai de traction des bandes larges. 14 p.

[23] Ajaz, A., Parry, R.H.G. (1975) Strain-strain behavior of two compacted clays in tension and compression. Geotechnique. 25(3) 495-512.

[24] Alexiew, D., Sobolewski, J., Pohlmann, H. (2000) Projects and optimized engineering with geogrids from ‘non-usual’ polymers Proc. of the 2nd European Conference EuroGeo 2, Bologna. 1, pp. 239 -244.

[25] Arab, M.G. (2011b) The Integrity of Geosynthetic Elements of Waste Containment Barrier Systems Subject to Seismic Loading. Univ. of Arizona state. Dissertation Presented in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree Doctor of Philosophy, PhD thesis, 449 p.

[26] Arab, M.G., Kavazanjian, E., Matasovic, M. (2011a) Seismic analysis of geosynthetic liner system. Proc. of the Geo-frontiers ASCE 2011, Dallas, Texas, USA, pp. 1981-1990.

[27] Askegaard, V. (1963) Measurement of pressure in solids by means of pressure cells. Bulletin No. 17, Structural Research Laboratory, Technical University of Denmark,Copenhagen: 11 p.

[28] ASTM D1248 (2012) Standard specification for polyethylene plastics extrusion materials for wire and cable. 9 p.

[29] ASTM D883 (2012) Standard terminology relating to plastics - note 1. Editorial change. 16 p.

[30] Aufrère A., Bloquet C., Budka A., Croissant D., Gallo R., Girard H., Lussac F. (2009) Protection anti-poinçonnement des géomembranes en installation de stockage de déchets : une procédure d'étude. Proc. of the Rencontres Géosynthétiques 2009. pp. 329-338.

[31] Bakeer, R.M., Sayed, S.M., Cates, P., Subramanian, R. (1998) Pullout and shear tests on geogrid reinforced lightweight aggregate. Geotextiles and Geomembranes. 16(2) 119-133.

[32] Barbagallo, J.C., Druback, G.W. (1997) Landfilling : facing the challenges of the 21 st century. Proc. of the third Regional AIDIS Congress for North America and the Caribbean, San Juan Hotel & Casino. pp. 9.

[33] Bartolomeo, P. (2003) Vers une prévision de la durée de vie des polymères géosynthétiques - Principes de base – État de l'art. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées. 243(4456) 47-69.

[34] Bathurst, R.J. (1990) Instrumentation of Geogrid-Reinforced Soil Walls. Transportation Research Record. 1277, 102-111.

[35] Bathurst, R.J., Allen, T.M., Walters, D.L. (2002) Short-term strain and deformation behavior of geosynthetic walls at working stress conditions. Geosynthetics international. 9(5-6) 451-482.

[36] Baykal, G., Dadasbilge, O. (2008) Experimental investigation of pull-out resistance of uniaxial geogrids. Proc. of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics, Shanghai, China. pp. 174-178.

[37] Beaven, R.P., Powrie, W. (1995) Hydrogeological and geotechnical properties of refuse using a large scale compression cell. Proc. of the Sardinia 1995, Fifth International Waste Management and Landfill Symposium, pp. 745-760.

[38] Becker, L.D.B., Nunes, A.L.L.D.S. (2015) Influence of soil confinement on the creep behavior of geotextiles. Geotextiles and Geomembranes. 43(4) 351-358.

[39] Benneton, J.-P., Girard, H. (2004) Les géosynthétiques pour l'étanchéité des ouvrages hydrauliques et des voies de circulation. Proc. of the 5es Rencontres Géosynthétiques Francophones, Colmar, Lille, Avigon, France. pp. 181-201.

[40] Berg, R.R., Bonaparte, R. (1993) Long-Term Allowable Tensile Stresses for Polyethylene Geomembranes. Geotextiles and Geomembranes. 12(4) 287-306.

[41] Bergado, D.T., Ramana, G.V., Sia, H.I., Varun (2006) Evaluation of interface shear strength of composite liner system and stability analysis for a landfill lining system in Thailand. Geotextiles and Geomembranes. 24(6) 371-393.

[42] Bishop, A.W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique. 5(1) 7-17.

[43] Blond, E., Quesnel, P., Jetté, D. (2005) On-Site Monitoring of the First Canadian ’Piggy-Back’ Landfill. Proc. of the Canadian Geotechnical Conference, GeoSask, Saskatoon, Saskatchewan.58, pp. 31.

[44] Bonnardel, F., Vacca, O., Campione C., Castiglia, C., Pezzetti, G. (2007) Design and construction of the upper lot of the Basse di Stura landfill in Torino : a new independent landfill above closes lots. Proc. of the Sardinia 2007, 11th International Waste Management and Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy. 10 p.

[45] Bouazza., A., Gates, W.P., Scheirs, J. (2013) Geosynthetics in Mining Applications. Proc. of the GhIGS GeoAfrica 2013 Conference, Accra, Ghana 18 - 20 November 2013. 34 p.

[46] Bouthot, M., Blond, E., Fortin, A., Vermeersch, O.G., Quesnel, P., Davidson, S. (2003) Landfill Extension Using Geogrids as Reinforcement: discussion and case study in Quebec, Canada. 56th Annual Canadian Geotechnical Conference. http://www.infogeos.com/files/news/document/CGS2003Piggyback.pdf.

[47] Bozkurt, M.G., Fratta, D. (2014) Deformation Response of Soft Foundation Soils under Tall Embankments – A Numerical Analysis. Proc. of the Geo-Congress 2014, Atlanta, USA. 192-201 p.

[48] Bozkurt, S., Moreno, L., Neretnieks, I. (2000) Long-term processes in waste deposits. The Science of the Total Environment. 250 101-121.

[49] Bray, J.D., Zekkos, D., Kavazanjian Jr., E., Athanasopoulos, G.A., Riemer, M.F. (2009) Shear Strength of Municipal Solid Waste. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 14 p.

[50] BRGM (2008) TRISOLIX - Rapport Final. BRGM/RP-56898-FR Résistance du TRISOPLAST® à l'agression cationique.

[51] BRGM (2009) ISDND de Borde-Matin, commune de Roche-la-Molière (42) Tierce expertise du dossier d’avant-projet sommaire de mise en conformité du casier B, Rapport final BRGM/RP-57588-FR. 51 p.

[52] Briançon, L., Girard, H., Gourc, J.P. (2011) A new procedure for measuring geosynthetic friction with an inclined plane. Geotextiles and Geomembranes. 29(5) 472-482.

[53] Briançon, L., Villard, P. (2008) Design of geosynthetic reinforcements of platforms subjected to localised sinkholes. Geotextiles and Geomembranes. 26(5) 416-428.

[54] British Standard Institute (2010) BS8006: Code of practice for strengthened/reinforce soils and other fills. 250 p.

[55] Budka, A., Bloquet, C., Benetton, J.-P., Croissant, D., Girard, H., M., K. (2006) Performances de différents géotextiles de protection de la géomembrane dans les installations de stockage de déchets. Proc. of the Rencontres géosynthétiques 2006. pp. 29-36.

[56] Burman, A., Acharya, S.P., Sahay, R.R., Maity, D. (2015) A comparative study of slope stability analysis using traditional limit equilibrium method and finite element method. Asian journal of civil engineering (BHRC). 16(4) 467-492.

[57] Byrne, J.R., Kendall, J., Brown, S. (1992) Cause and mechanism of failure of Kettleman Hills landfill B-19, Phase IA. Stability and Perf. of Slopes and Embankments, ASCE. 2 1188-1215.

[58] Byrne, R.J. (1994) Design issues with strain-softening interfaces in landfill liners. Proc. of the Waste Technology 94, Charleston, South Carolina, USA, Session 4,Paper 4. 26 p.

[59] Camp-Devernay, S. (2008) Comportement sous flexion d'une argile : Application a la couverture d'une isd tfa Université Jospeh Fourier, Grenoble. PhD thesis, 352 p.

[60] Carpenter, P.J., Reddy, K.R., Thompson, M.D. (2013) Seismic Imaging of a Leachate-Recirculation Landfill: Spatial Changes in Dynamic Properties of Municipal Solid Waste. Journal of Hazardous, toxic and radioactive waste, ASCE 17(4)331-341.

[61] Carroll, R.G., Jr, Chouery-Curtis, V. (1991) Geogrid Reinforcement in Landfill Closures. Geotextiles and Geomembranes. 10(5-6) 471-486.

[62] Carucci, A., Gabrielli, B., Grisolia, M. (1991) Stability of slopes in a sanitary landfill. Proc. of the Sardinia 91,2 - 3rd International Landfill Symposium, Cagliari (I):CISA, pp. 1161-1170.

[63] Castelli, F., Maugeri, M. (2008) Experimental analysis of waste compressibility. Geotechnical Special Publication, ASCE. 177 208-215.

[64] CFG (1991) Fascicule N° 10 - Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéités par géomembranes. 47 p.

[65] CFG (1995) Fascicule N° 11 - Recommandations générales pour l'utilisation des géosynthétiques dans les centres de stockage de déchets. 48 p.

[66] CFG (2011) Fascicule N° 13 - Recommandations pour l'utilisation des géosynthétiques bentonitiques en installations de stockage de déchets. 84 p.

[67] CFG (2015) Cahier technique - Définition, mise en œuvre et dimensionnement des géosynthétiques. Le moniteur 5811: 40 p.

[68] Chen, Y.-M., Gao, D., Zhu, B. (2009b) Composite exponential stress-strain model of municipal solid waste and its application. Chinese Journal of Geotechnical Engineering. 31(7) 120-129.

[69] Chen, Y.-M., Gao, D., Zhu, B. (2009c) Controlling strain in geosynthetic liner systems used in vertically expanded landfills. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 2009. 1(1) 48-55.

[70] Chen, Y.-M., Lin, W.-A., Zhan, T.L.T. (2010) Investigation of mechanisms of bentonite extrusion from GCL and related effects on the shear strength of GCL/GM interfaces. Geotextiles and Geomembranes. 28(1) 63-71.

[71] Chen, Y.-M., Lin, W.A., Zhu, B., Zhan, L.T. (2011) Performance-based Design for Geosynthetic Liner Systems in Landfills. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA. 42(1) 66-73.

[72] Chen, Y.-M., Tang, X., Zhang, L. (2009a) Old landfill expansion in the vertical expansion. Proc. of the International Symposium on Geoenvironmental Engineering, Hangzhou, China. pp. 80-89.

[73] Chew, S.H., Wong, W.K., C, N.C., Tan, S.A., Karunaratne, G.P. (1999) Strain Gauging Geotextiles Using External Gauge Attachment Method. ASTM STP 1379 - Grips, clamps, clamping techniques, and strain measurement for testing of geosynthetics. pp 97-111.

[74] Chugh, A.K., Stark, T.D., De-Jong, K.A. (2007) Reanalysis of a municipal landfill slope failure near Cincinnati, Ohio, USA. Canadian Geotechnical Journal. 44(1) 33-53.

[75] Colucci, P., Lavagnolo, M.C. (1995) Three Years Field Experience in Electrical Control of Synthetic Landfill Liners. Proc. of the Fifth International Landfill Symposium, Sardinia, Italy. pp. 437- 451.

[76] Connell, A.C. (2002) Factors controlling the waste/barrier interaction with specific consideration to the integrity of steep-sided landfill lining systems. Department of Civil and Building Engineering, Loughborough University. Loughborough University internal report submitted in partial fulfilment of transfer from MPhil to PhD.

[77] Coulomb, C.A. (1776) Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mem. Acad. Roy. Div. Sav. 7: 343-387.

[78] Courard, L. (1997) Complémentarité des systèmes d’étanchéité-drainage en matériaux naturels et synthétiques dans le confinement des déchets. Proc. of the One day conference : Geotextiles and geomembranes in river and maritim works. 14 p.

[79] Cowland, J.W., Tang, K.Y., Gabay, J. (1993) Density and strength properties of Hong Kong refuse. Proc. of the 4th International Waste Management and Landfill Symposium, Cagliari, Italy, pp. 1433-1446.

[80] Craveur, J.-C. (2008) Modélisation des éléments finis, Cours et exercices corrigés. Dunod, 3ème édition. 322 p.

[81] Criley, K.R., Saint John, D. (1997) Variability analysis of soil vs. geosynthetic interface friction characteristics by multiple direct shear testing. Proc. of the Geosynthetics 1997, Long Beach, CA, pp. 885-897.

[82] Croissant, D., Touze-Foltz, N. (2012) Évaluation de la protection contre l'endommagement des géomembranes en polyéthylène haute densité. Sciences Eaux & Territoires. 8(2012) 4p.

[83] Dave, T.N., Dasaka, S.M. (2011) A Review on Pressure Measurement using Earth Pressure Cell. International Journal of Earth Sciences and Engineering. 4(6) 1031-1034.

[84] Dayal, U., Gardner, J.M., Chiado, E.D. (1991) Design considerations of a new liner sytem over an existing landfill Proc. of the Sardinia 91, thir international landfill symposium Cagliari, Italy. vol. 1, 11 p.

[85] Del Greco, O., Oggeri, C. (1993) Geotechnical parameters of sanitary wastes. Proc. of the Sardinia 1993, Fourth International Landfill Symposium, Cagliari, Italy, pp. 1421-1431.

[86] Delmas, P., Villard, P., Huckert, A. (2015) Dimensionnement à court terme et à long terme de structure renforcée par géosynthétique sur cavités potentielles : Prise en compte de la sécurité. Proc. of the 10èmes Rencontres Géosynthétiques La Rochelle, France. pp. 13-34.

[87] DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. (2011) Recommandations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements - EBGEO. 265 p.

[88] Divya, P.V., Viswanadham, B.V.S., Gourc, J.P. (2012) Influence of geomembrane on the deformation behaviour of clay-based landfill covers. Geotextiles and Geomembranes. 34(2012) 158-171.

[89] Dixon, N., Jones, D.R.V. (2003) Stability of Landfill Lining Systems: Report No. 2 Guidance R&D Technical Report P1-385/TR2. 170 p.

[90] Dixon, N., Jones, D.R.V. (2005) Engineering properties of municipal solid waste. Geotextiles and Geomembranes. 23(3) 205-233.

[91] Dixon, N., Jones, R.R.V., Fowmes, G.J. (2006) Interface shear strength variability and its use in reliability-based landfill stability analysis. Geosynthetics international. 13(1) 1-14.

[92] Dswa (2008) Cherry Island landfill expansion project. 58 p. from https://www.dswa.com/pdfs/finalcil.pdf.

[93] Duncan, J.M. (1996) State of the art: Limit equilmrium and finite-element analysis of slopes. Journal of Geotech. Geoenviron. Eng. 122(7) 577-596.

[94] Duncan, J.M., Chang, C.Y. (1970) Nonlinear analysis of stress and strain in soils Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE 96 (SM5) 1629-1653.

[95] Dunnicliff, J., Green, G.E. (1988) Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. I. John Wiley & Sons, New York: 165-183.

[96] Duquennoi, C., Coquant, C. (2003) Les géosynthétiques pour les ouvrages de stockage d'effluents et de déchets liquides Proc. of the 5es Rencontres Géosynthétiques Francophones. pp. 115-121.

[97] Durageos (2013) Rapport final - Durabilité des Géosynthétiques dans les installations de stockage des déchets. 180 p.

[98] Ecogeos (2011) Etude géotechnique dans le cadre d'un projet d'extension d'ISDND en Ile de France, Résultats des investigations de terrain et des essais de laboratoire, unpublished. 44 p.

[99] Effendi, R. (2011) Geomembrane-Geotextile Interface Friction. Jurnal Teknologi Berkelanjutan. 1(1) 1-8.

[100] Eid, H.T. (2011) Shear strength of geosynthetic composite systems for design of landfill liner and cover slopes. Geotextiles and Geomembranes. 29(3) 335-344.

[101] Eid, H.T., Stark, T.D., Evans, W.D., Sherry, P.E. (2000) Municipal solid waste slope failure - I: Waste and foundation soil properties. Journal of Geotechical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. 156(5) 397-407.

[102] El-Emam, M.M., Bathurst, R.J., Hatami, K., Mashhour, M.M. (2001) Shaking table and numerical modelling of reinforced soil walls. Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement, Kyushu, Japan. 1, pp. 329-334.

[103] Fasset, J.B., G.A., L., P.C., R. (1994) Geotechnical properties of municipal solid waste and their use in landfill design. Proc. of the Waste technical conference, Charleston, pp. 1-31.

[104] Fellenius, W. (1927) Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen, Ernst & Sohn, Berlin.

[105] Fhwa (2013) Composite Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil Mass. Federal Highway Administration - US Department of Transportation. Publication N°. FHWA-HRT-10-077. 195 p.

[106] Filz, G.M., Esterhuizen, J.J.B., Duncan, J.M. (2001) Progressive failure ol lined waste impoundments. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. 127(10) 841- 848.

[107] Fleming, I.R., Sharma, J.S., Jogi, M.B. (2006) Shear strength of geomembrane-soil interface under unsaturated conditions. Geotextiles and Geomembranes. 24(5) 274-284.

[108] Fowmes, G.J. (2007) Analysis of steep sided landfill lining systems. Univ. of Loughborough, England. Dissertation in partial fulfilment of the requirements for the award Engineering Doctorate, PhD thesis, 261 p.

[109] Fowmes, G.J., Dixon, N., Jones, D.R.V. (2008) Validation of a numerical modelling technique for multilayered geosynthetic landfill lining systems. Geotextiles and Geomembranes 26(2) 109-121.

[110] Fowmes, G.J., Jones, D.R.V., Dixon, N. (2005b) Analysis of a landfill directive compliant steepwall lining system. Proc. of the 10th International Waste Management and Landfill Symposium, Sardinia, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, pp. 369.

[111] Fowmes, G.J., Watts, K.S., Zamara, K. (2013) Mechanical behavior of waste landfill during and subsequent to deposition. Proc. of the Proceedings Sardinia 2013, Fourteenth International Waste Management and Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 15 p.

[112] Fowmes, G.J., Zhang, B., N. Dixon, El-Hamalawi, A., Jones, D.R.V. (2005a) Modelling of Waste Barrier Interaction. Proc. of the International Workshop, LIRIGM, Grenoble 1 University, France. 4 p.

[113] Frisch, J. (2010) Numerical Modelling - Introductory Approach. Proc. of the 9th SimLab Course on Parallel Numerical Simulation Belgrade, Serbia. 22 p.

[114] Frobel, R., Sadlier, M. (1997) Geomembrane properties - A comparative perspective. Proc. of the GeoEnvironnement 97, Melbourne, Australia. pp. 277-282.

[115] Gabr, M.A., Hunter, T.J. (1994) Stress-strain analysis of geogrid-supported liners over subsurface cavities. Geotechnical and Geological Engineering. 12(2) 65-86.

[116] Gabr, M.A., Valero, S.N. (1995) Geotechnical properties of solid waste. Geotechnical Testing Journal, ASTM. 18(2) 241-251.

[117] Gao, D. (2009) Deformation and Stability of Intermediate Liner for Landfill Expansion and Controlling Measures. Univ. of Zhejiang, Hangzhou. PhD thesis, 267 p.

[118] Geokon (2011) Instruction manual - Models 4800, 4810, 4815, 4820 and 4830 - VW Earth pressure cell. 26 p.

[119] Giani, G.P. (1992) Rock slope stability analysis, CRC Press. 1st édition. 374 p.

[120] Girard, H., Fisher, S., Alonso, E. (1990) Problem of friction posed by the use of geomembranes on dam slopes-examples and measurements. . Geotextiles and Geomembranes. 9(2) 129-143.

[121] Giraud, H. (1997) Renforcement des zones d'effondrement localisé – modélisations physique et numérique. Université Joseph Fourier, Grenoble, France. PhD thesis, 291 p.

[122] Giroud, J.P. (1994) Mathematical model of geomembrane stress-strain curves with a yield peak. Geotextiles and Geomembranes. 13(1) 1-22.

[123] Giroud, J.P., Beech, J.F., (1989) Stability of soil layers on geosynthetic lining system. Proc. of the Geosynthetics Conference, San Diego, USA, pp. 35-46.

[124] Giroud, J.P., Bonaparte, R., Beech, J.F., Gross, B.A. (1990) Design of Soil Layer-Geosynthetic Systems Overlying Voids. Geotextiles and Geomembranes. 9(1) 11-50.

[125] Giroud, J.P., Touze-Foltz, N. (2003) Geomembranes in landfills: discussion at the 7th International Conference on Geosynthetics. Geosynthetics international. 10(4) 124-133.

[126] Giroud, J.P., Williams, N.D., Pelte, T., Beech, J.F. (1995) Stability of Geosynthetic-Soil Layered Systems on Slopes. Geosynthetics international. 2(6) 1115-1148.

[127] Girout, R., Blanc, M., Dias, D., Thorel, L. (2014) Numerical analysis of a geosynthetic-reinforced piled load transfer platform – Validation on centrifuge test. Geotextiles and Geomembranes. 42(5) 525-539.

[128] Gisbert, T. (2015) Les géosynthétiques, leurs fonctions et principales applications Proc. of the Journée technique CFMS-CFG. 32 p.

[129] Golder Associates (2011) Muga Lane Ressource Management, Synmonston ACT: Muga stage 5 - Preliminary concept design report. 113 p.

[130] Gourc, J.-P. (1982) Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols. Univ. scientifique médicale et Institut national polytechnique de Grenoble. PhD thesis, 249 p.

[131] Gourc, J.P., Olivier, F., Thomas, S., Chatelet, L., Denecheau, P., Lmunoz, M. (2001) Monitoring of waste settlements on five landfills: comparison of the efficiency of different devices. Proc. of the Sardinia ’01, Eighth International Waste Management and Landfill Symposium, Cagliari, Italy. pp. 515-524.

[132] Grillo, R.J., Murray, J.S., Leber, B. (2001) An alternative liner design for a piggyback landfill. Proc. of the Geosynthetics 2001, Portland Oregon, USA. pp. 871-880.

[133] Grisolia, M., Napoleoni, Q., Tancredi, G. (1995a) The use of triaxial test for the mechanical characterization of MSW. Proc. of the Sardinia 95, Fifth International Waste Management and Landfill Symposium, pp. 761-768.

[134] Guglielmetti, J.L., Koerner, G.R., Battino, F.S. (1996) Geotextile Reinforcement of Soft Landfill Process Sludge to Facilitate Final Closure: An Instrumented Case Study. Geotextiles and Geomembranes. 14(7-8) 377-391.

[135] Halse, Y.H., Koerner, R.M., Lord, A.E.J. (1989) Laboratory evaluation od stress cracking in HDPE geomebrane seams. Proc. of the GRI-2 - Durability and ging of Geosynthetics, Journal geotextile and Geomembranes. pp. 177-194.

[136] Hammah, R., Yacoub, T., Corkum, B., Curran, J. (2005) A comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation. Proc. of the 58th Canadian Geotech. Conference, Saskatoon.

[137] Hammoud, M. (2009) Modélisation et simulation numérique du couplage. Ecole nationale des ponts et chaussées. PhD thesis, 157 p.

[138] Handy, R.L. (1985) The arch in soil arching. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. 3 302-318.

[139] Haque, M.A. (2007) Dynamic characteristics and stability analysis of municipal solid waste in bioreactor landfills. Univ. of Texas at Arlington. Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Doctor of philosophy, PhD thesis, 167 p.

[140] He, P., Girard, H., Poulain, D., Lac, P. (2006) Modélisation numérique du comportement mécanique sur pente des dispositifs d'étanchéité par géomembranes. Proc. of the Rencontres Géosynthétiques 2006, Montpellier, France, pp. 191-198.

[141] Hong, W.P., Lee, J.H., Lee, K.W. (2007) Load transfer by soil arching in pile-supported embankments. Soils Foundations. 47(5) 833-843.

[142] Hsuan, Y.G., Schroeder H.F., Rowe K., Müller W., Greenwood J., Cazzuffi D., Koerner R.M. (2008) Long term performance and lifetime prediction of geosynthetics. Proc. of the Eurogeo4, Edinburg. 40 p.

[143] Huang, X.-J., Liu, Z., Vicari, M. (2009) Lessons learned from the numerical modelling of a retaining wall with non-uniform reinforcements. Proc. of the International Symposium on Geoenvironmental Engineering, Hangzhou, China. pp. 834-839.

[144] Huckert, A. (2014) Approches expérimentale et numérique du dimensionnement de renforcements géosynthétiques sur cavités et inclusions rigides. Grenoble, France. PhD thesis, 224 p.

[145] Huckert, A., Garcin, P., Villard, P., Briançon, L., Auray, G. (2013) Mécanismes de transfert de charges dans les remblais sur cavités renforcés par géotextiles : approches expérimentales et numériques. Proc. of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France. pp. 1279-1282.

[146] Huvaj-Sarihan, N., Stark, T.D. (2008) Back analyses of landfill slope failures. Proc. of the International conference on case histories in geotechnical engineering Arlinton, VA. 7 p.

[147] Imaizumi, S., Nomoto, T., Tsuboi, M., Yokoyama, Y. (1998) Effect of geotextile on dispersion of tensile stress creating within a geomembrane subjected to deformation by differential settlement. Proc. of the Sixth international conference on geosynthetics, Atlanta, Georgia USA. pp. 295-298.

[148] ISO/TR 20432 (2007) Lignes directrices pour la détermination de la résistance à long terme des géosynthétiques pour le renforcement du sol. 31 p.

[149] Itasca (2005) FLAC Version 5, Fast Lagrangian Analysis of Continua, Online Manual Table of Contents. 3058 p.

[150] Itasca (2011) FLAC Version 7, Fast Lagrangian Analysis of Continua- Structural elements. 204 p.

[151] Izgin, M., Wasti, Y. (1998) Geomembrane-sand interface frictional properties as determined by inclined board and shear box tests. Geotextiles and Geomembranes. 16(4) 207-219.

[152] Jaky, J. (1944) The coefficient of earth pressure at rest. Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers. pp 355-343.

[153] Jessberger, H.L., Kockel, R. (1993) Determination and assessment of the mechanical properties of waste materials. Proc. of the Sardinia 1993, Fourth International Landfill Symposium, Cagliari, Italy, pp. 167-177.

[154] Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W., Dubois, D. (1984) Interaction between soil and geogrids. Proc. of the Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Eng, London, U.K., pp. 19-29.

[155] Jones, D.R.V., Dixon, N. (2005) landfill lining stability and integrity: the role of waste settlement. Geotextile and Geomembranes. 23(3) 27-53.

[156] Jones, D.R.V., Dixon, N., Connell, A. (2000) Effect of Landfill Construction Activities on Mobilised Interface Shear Strength. Proc. of the Second European Geosynthetics Conference, Eurogeo, Bologna, Italy.2. 14 p.

[157] Jones, D.R.V., Pine, R.J. (2001) Design of inclined geosynthetic lining systems for vertical landfill expansion. Proc. of the Eighth International Waste Management and Landfill Symposium, Sardinia 2001, Centro Ingegneria Sanitaria Ambientale (CISA), Calgari, Italy.III, pp. 65-74.

[158] Kavazanjian, E. (2001) Mechanical properties of municipal solid waste. Proc. of the Sardinia 01, Eighth International Waste Management and Landfill Symposium, Cagliari, Italy, pp. 415-424.

[159] Kavazanjian, J.E., Matasovic, N., Bonaparte, R., Schmertmann, G.R. (1995) Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis. Geoenvironment 2000, Geotechnical Special Publication ASCE. 46 1126-1141.

[160] Koerner, G.R., Bowders, J.J., Scranton, H.B. (1997) Instrumentation for monitoring field performance of the Cincinnati GCL test plots. Geotextiles and Geomembranes. 15(4-6) 341-365.

[161] Koerner, R.M., And, G.R.K., Eberlé, M.A. (1996) Out-of-plane tensile behavior of geosynthetic clay liners. Geosynthetics international. 3(2) 277-296.

[162] Koerner, R.M., Hwu, B.-L. (1991) Stability and tension considerations regarding cover soils on geomembrane lined slopes. Geotextiles and Geomembranes. 10(4) 335-355.

[163] Koerner, R.M., Koerner, G.R. (2001) Geosynthetics design beyond factor of safety; risk assessment using probability of failure analysis. Proc. of the GRI-15, Hot Topics in Geosynthetics-II, Houston, USA, pp. 235-253.

[164] Koerner, R.M., Soong, T.-Y. (1998) Analysis and design of veneer cover soils. Geosynthetics international. 12(1) 28-49.

[165] Koerner, R.M., Soong, T.-Y. (2000) Leachate in landfills: the stability issues. Geotextiles and Geomembranes. 18(5) 293-309.

[166] Kölsch, F. (1993) The bearing behaviour of domestic waste and related consequence for stability. Proc. of the Sardinia 93, 4th International Landfill Symposium, Cagliari, Vol. II, pp. 1393-1410.

[167] Kongkitkul, W., Tabsombut, W., Jaturapitakkul, C., Tatsuoka, F. (2012) Effects of temperature on the rupture strength and elastic stiffness of geogrids. Geosynthetics international. 19(2) 18.

[168] Kongkitkul, W., Tatsuoka, F. (2006) Inelastic deformation of sand reinforced with different reinforcing materials. Proc. of the Geotechnical Symposium, Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis Roma. pp. 849-864.

[169] Kruger, K.-U., Kobel, C., Jacobsen, N., Wenhoff, T., Sanger, F. (2014) Die Multifunktionale Abdichtung (MFA) der Deponie Ihlenberg – Aufgabenstellung, Genehmigung, Ausführung. Proc. of the Deponietechnik 2014, Hrsg.: Stegmann, Rettenberg, Kuchta, Siechau, Fricke, heyer. Hamburger Berichte 40, Verlag Abfall aktuell. 14 p.

[170] Lagatta, M.D., Boardman, B.T., Cooley, B.H., Daniel, D.E. (1997) Geosynthetic clay liners subjected to differential settlement. Journal of Geotechical and Geoenvironmental Engineering. 123(5) 402-410.

[171] Laine, D.L., Darilek, G.T. (1993) Locating Leaks in Geomembrane Liners ofLandfills Covered With a Protective Soil. Proc. of the Geosynthetics ’93, IFAI, Vancouver, British Columbia, Canada. 3, pp. 1403-1412.

[172] Lajevardi, S.H. (2013) Comportement des geosynthetiques en ancrage : Modelisation physique et numerique. Institut national des sciences appliquées de Lyon. PhD thesis, 283 p.

[173] Lajevardi, S.H., Briançon, L., Dias, D. (2014) Experimental studies of the geosynthetic anchorage – Effect of geometric parameters and efficiency of anchorages. Geotextiles and Geomembranes. 42(5) 505-514.

[174] Lambert, S. (1997) Les géomembranes. Ingénieries – EAT. 11, 27-40.

[175] Landva, A., Clark, J.I. (1986) Geotechnical testing of waste fill. Proc. of the Canadian geotechnical Conference, Ottawa, Ontario, pp. 371-385.

[176] Lavasan, A.A., Ghazavi, M. (2008) Influence of interference on failure mechanism of closely constructed circular footings on reinforced sand. Proc. of the fourth Asian regional conferene on geosynthetics, Shanghai, China. pp. 311-317.

[177] Law, J.H., Goudreau, M., Fawole, A., Trivedi, M. (2013) Maximizing Landfill Capacity By Vertical Expansion- A Case Study For An Innovative Waste Management Solution. Proc. of the ISWA World Congress, Vienna, Austria. pp. 9.

[178] Lawson, C.R., Yee, T.W. (2011) Serviceability limits for basl reinforced embankments spanning voids. Proc. of the Geo-Frontiers 2011. pp. 3276-3285.

[179] Le Hello, B. (2007) Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vrai grandeur et analyse numérique. Univ. de Grenoble. PhD thesis, 234 p.

[180] Lee, K.Z.Z., Chang, N.Y., Ko, H.Y. (2010) Numerical simulation of geosynthetic-reinforced soil walls under seismic shaking. Geotextiles and Geomembranes. 28(4) 317-334.

[181] Leonard, G.A., Narain, J. (1963) Flexibility of clay and cracking of earth dams. Journal of soil mechanic and foundation Div, ASCE. 89(2) 47-98.

[182] Linsley, R.K., Kohler, M.A., Paulhus, J.L.H. (1982) Hydrology for Engineers, McGraw-Hill Book Co. New York. 3rd édition. 512 p.

[183] Liu, T., Hu, L. (2014) Organic acid transport through a partially saturated liner system beneath a landfill. Geotextiles and Geomembranes. 42(5) 428-436.

[184] Long, J.H., Gilbert, R.B., Daly, J.J. (1995) Effect of waste settlement on slope lining system. Proc. of the Geosynthetics 95, Nashville, Tennessee, USA. 3, pp. 729-744.

[185] Lopes, M.J., Lopes, M.L. (1999) Soil-geosynthetic interaction – influence of soil particle size and geosynthetic structure. Geosynthetics international. 6(4) 261-453.

[186] Lynott, B. (2004) Environmental Assessment Worksheet : Nobles County Landfill Expansion. 20 p.

[187] Mahler, C.F., De Lamare Netto, A. (2003) Shear resistance of mechanical biological pre-treated domestic urban waste. Proc. of the Sardinia 03, 9th International Waste Management and Landfill Symposium, Cagliari, Italy. 8 p.

[188] Marston, A., Anderson, A.O. (1913) The theory of load on pipes ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes, Iowa Engineering Experiment station Armes. 31 p.

[189] Martin, J.P., Koerner, R.M. (1985) Geotechnical Design Considerations for Geomembrane Lined Slopes: Slope Stability. Geotextiles and Geomembranes. 2(5) 299-321.

[190] Matasovic, N. (1991) Selection of method for seismic slope stability analysis. Proc. of the 2nd international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics St Louis, Missouri, USA. pp. 1057-1062.

[191] Matasovic, N., Kavazanjian, E.J. (1998) Cyclic characterization of OII landfill solid waste. Journal of Geotech. Geoenviron. Eng. 124(3) 197-210.

[192] Matsuo, M., Itabashi, K., Sasaki, Y. (1984) Study of aseismicity of earth structures by inverse analyses of actual cases. Proc. of the JSCE. 343, pp. 25-33.

[193] Mccartney, J.S., Zornberg, J.G., Swan, R.H.J., Gilbert, R.B. (2004) Reliability-based stability analysis considering GCL shear strength variability. Geosynthetics international. 11(3) 212-232.

[194] Mcgown, A., Yogarajah, I., Andrawes, K.Z., M.A. Saad (1995) Strain Behavior of Polymeric Geogrids Subjected to Sustained and Repeated Loading In Air and In Soil. Geosynthetics international. 2(1) 341-355.

[195] Mckelvey-Iii, J.A. (1994) The Anatomy of Soil Arching. Geotextiles and Geomembranes. 13(5) 317-329.

[196] MEDDE (2007) l'arrêté du 9 septembre 1997 modifié relatif aux installations de stockage de déchets non dangereux. 30 p.

[197] MEDDE (2009) Guide de recommandations pour l'évaluation de « l'équivalence » en étanchéité passive d'installation de stockage de déchet- Version 2. 50 p.

[198] MEDDE (2016) Arrêté du 15 février 2016 relatif aux installations de stockage de déchets non dangereux. 25 p.

[199] Meissner, H., Abel, K. (2000) Numerical investigations of inclined landfill liner systems. GeoEng2000, Melbourne, Australia. published on CD.

[200] Mestat, P. (2007) Maillage d'éléments finis pour les ouvrages géotechniques, conseils et recommandations. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées. 212, 39-64.

[201] Mihial, D., Wright, B. (2011) Design and Construction of a New Solid Waste Disposal Cell for the City of Regina. Proc. of the Climate for Change 2011 Conference, Saskatoon, Canada. 59 p.

[202] Min, Y., Leshchinsky, D., Ling, H.I., Andkaliakin, V.N. (1995) Effects of Sustained and Repeated Tensile Loads on Geogrid Embedded in Sand. Geotechnical Testing Journal. 18(2) 204-225.

[203] Mitchell, R.A., Mitchell, J.K. (1992) Stability Failure of a Sanitary landfill. Proc. of the ASCE Specialty Conference on Stability and Performance of Slope and Embankments-II, Berkeley, CA. pp. 1152-1187.

[204] Momayez, M., Ureel, S. (2014) An Investigation of the Limit Equilibrium Method and Numerical Modeling for Rock Slope Stability Analysi. Proc. of the Rock Mechanics and Its Applications in Civil, Mining, and Petroleum Engineering GSP, ASCE 2014, Shanghai, China. pp. 218-227.

[205] Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique. 15(1) 79-93.

[206] Morrison, C.S. (1995) The development of a modular finite element program for analysis of soil-structure interaction. Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Va. PhD thesis, 636 p.

[207] Müller, W., Jakob, I. (2003) Oxidative resitance of high-density polyethylene geomembranes. Polymer Degradation and Stability. 79(1) 161-172.

[208] Müller, W.W. (2006) HDPE Geomembranes in Geotechnics. 1st édition. 484 p.

[209] Murthy, V.N.S. (2002) Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and foundation engineering, CRC Press. 1st édition. 1056 p.

[210] Myles, B. (1982) Assessment of soil fabric friction by means of shear Proc. of the Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas.3, pp. 787-791.

[211] Narejo, D., Koerner, R.M., Wilson-Fahmy (1996) Puncture protection of géomembrane, Part II: Experimental. Geosynthetics international. 3(5) 629-653.

[212] Naue Fasertechnik (1992) Testing of the Protection Efficiency of Geotextiles and Geomembranes - Summary of Workshop “Quo Vadis Protection Layers”, Tech Note 11, Naue Fasertechnik, Lübbecke, Germany.

[213] Nicks, J.E., Esmaili, D., Adams, M.T. (2016) Deformations of geosynthetic reinforced soil under bridge service loads. Geotextiles and Geomembranes. 44(4) 641-653.

[214] Olivier, F. (2003) Tassement des déchets en CSD de classe II : du site au modèle. Mémoire de thèse de Doctorat. Université de Grenoble. PhD thesis, 325 p.

[215] Olivier, F., Tano, F. (2013) Utilisation des géosynthétiques dans la conception de projets d’extension verticale d’ISDND : enjeux, méthodes et techniques mises en oeuvre. Proc. of the 9 èmes Rencontres Géosynthétiques, Dijon, France. pp. 187-199.

[216] Oweiss, I.S., Khera, R.P. (1990) Geotechnology of Waste Management, Butterworth & Co. (Publishers) Ltd., Kent, England. 273 p.

[217] Palmeira, E.M. (2009) Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis. Geotextiles and Geomembranes. 27(5) 368-390.

[218] Palmeira, E.M., Antunes, L.G.S. (2010) Large scale tests on geosynthetic reinforced unpaved roads subjected to surface maintenance. Geotextiles and Geomembranes. 28(6) 547-558.

[219] Peggs, I., Schmucker, B., Carey, P. (2005) Assessment of Maximum Allowable Strains in Polyethylene and Polypropylene Geomembranes. Waste Containment and Remediation. 168(23) 1-16.

[220] Peggs, I.D. (2003) Geomembrane liner durability: Contributing factors and the status quos. Proc. of the 1st United Kingdom symposium, Geosynthetics: Protecting the Environment, Chapter of IGS, invited keynote speaker, UK. 32 p.

[221] Peggs, I.D., Carlson, D.S. (1989) Stress cracking of polyethylene geomembrane: field experience. Proc. of the GRI-2 - Durability and ging of Geosynthetics, Journal geotextile and Geomembranes. pp. 195-211.

[222] Peiro, J., Sherwin, S. (2005) Finite difference, finite element and finite volume methods for partial differential equations. Handbook of Materials Modeling -Methods and Models. 1, 1-32.

[223] Perkins, S.W., Lapeyre, J.A. (1997) in-isolation strain measurement of geosynthetics in wide-width strip tension test. Geosynthetics international. 4(1) 11-32.

[224] Phaneuf, R., Peggs, I.D. (2001) Landfill construction quality: lessons learned from electrical resistivity testing of geomembrane liners. Geotechnical Fabrics Report. 19(3) 28-35.

[225] Plankel, A., Alexiew, D. (1998) High strength Aramid Geogrids to Prevent Sliding on Steep Landfill Basal Slopes. Proc. of the 6th international conference on geosynthetics, Atlanta, USA. vol.1 pp. 475-480

[226] Pons, C. (2012) Durabilite des geomembranes en polyethylene haute densite utilisees dans les installations de stockage de dechets non dangereux. Université Paris-Est. PhD thesis, 201 p.

[227] Ponterosso, P., Fox, D.S.J. (1999) Preliminary layout of reinforced earth embankments by genetic algorithm. Proc. of the International Conference on Computational Methods and Experimental Measurements. pp. 603-612.

[228] Popescu, M. (1985) Quelques considérations sur l'analyse de la stabilité au glissement des talus et des versants. Rivista Italiana di Geotecnica. 1, 16 p.

[229] Przewozny, S. (2012) Ability of the soft soil creep model (SSCM) to simulate the mechanical behaviour of municpal solid waste (MSW) in landfill cells. Univ. of Cranfield. MSc thesis, 89 p.

[230] Purdy, S., Yazdani, R. (1999) Needles in nonwoven geotextiles - A landfill case history. Proc. of the Geosynthetics 99, Boston, USA. pp. 345-355.

[231] Qian, X. (2008) Critical interfaces in geosynthetic multilayer liner system of a landfill. Water Science and Engineering. 1(4) 22-35.

[232] Qian, X., Koerner, R.M. (2009) Stability Analysis When Using an Engineered Berm to Increase Landfill Space. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 135(8) 1082-1091.

[233] Qian, X., Koerner, R.M. (2015) Critical interfaces and waste placement in landfill design. Environmental Geotechnics. E-ISSN 2051-803X. 2(2) 118-126

[234] Qiang, X., Zhang, Q., Xiao, Z.-Z.L.a.K. (2013) The Tension and Puncture Properties of HDPE Geomembrane under the Corrosion of Leachate. Materials 2013. 6(9) 1996-1944.

[235] Rajesh, S., Viswanadham, B.V.S. (2011) Hydro-mechanical behavior of geogrid reinforced soil barriers of landfill cover systems. Geotextiles and Geomembranes. 29(1) 51-64.

[236] Reddy, K.R., Bandi, S.R., Rohr, J.J., Finy, M., Siebken, J. (1996) Field evaluation of protective covers for landfill geomembrane liners under construction loading. Geosynthetics international. 3(6) 679-700.

[237] Reddy, K.R., Kosgi, S., E.S.Motan (1996) Interface shear behavior of landfill composite liner systems: A finite element analysis. Geosynthetics international. 3(2) 247-275.

[238] Reddy, K.R., Saichek, R.E. (1998) Performance of protective over systems for landfill geomembrane liners under long-term msw loading. Geosynthetics international. 5(3) 287-307.

[239] Renou, S., Givaudan, J.G., Poulain, S., Dirassouyan, F., Moulin, P. (2008) Landfill leachate treatment: Review and opportunity. Journal of Hazardous Materials. 150(3) 468-493.

[240] Richardson, G.N., Marr, W.A. (1996) Geotechnical Considerations for the Design of Piggy Backed Lined Landfills. Proc. of the 3rd International Symposium on Environmental Geotechnology, San Diego, USA, pp. 550-558.

[241] Rong, F., Zhaogui, G., Tugen, F. (2011) Analysis of Stability and Control in Landfill Sites Expansion. Proc. of the Procedia Engineering 24, International Conference on Advances in Engineering. pp. 667-671.

[242] Rowe, R.K., Skinner, G.D. (2001) Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation. Geotextiles and Geomembranes. 19(7) 387-412.

[243] Saïta, A. (1994) Modélisation élastoplastique du comportement mécanique des sol, application à la sollicitation d'expansion de cavité. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. PhD thesis, 231 p.

[244] Scheer, P.K. (2010) Avoidance Landfills : Unleashing the Potential - NC A&T State University-Waste Management Institute - Capstone Seminar Series, Greensboro, NC. Presented November 2, 2010. 33 p.

[245] Scheirs, J. (2009) A Guide to Polymeric Geomembranes: A Practical Approach. John Wiley & Sons Ltd., West Sussex, UK. 1st édition. 569 p.

[246] Scherbeck, R., Jesserberg, H.J., Stone, K. (1991) Mineral liner reaction from settlement induced deformation. Proc. of the Centrifuge 91, Rotterdam, The Netherland. pp. 121-128.

[247] Scherbeck, R., Jesserberg, H.L. (1993) Assessment of deformed mineral sealing layers. Proc. of the green 93, Manchester, England. pp. 477-486.

[248] Schmertmann, G.R., Chouery-Curtis, V.E., R.D. Johnson, Bonapart, R. (1987) Design charts for geogrid-reinforced soil slopes. Proc. of the Geosynthetics Conf. 87 New Orleans. pp. 108-120.

[249] Seed, R.B., Mitchell, J.K., Seed, H.B. (1988) Slope stability failure investigation: landfill unit B-19, phase I-A, Kettleman Hills, California Rep. No. UCB/GT/88-01, University of California, Berkeley,Calif.

[250] Seeger, S., Müller, W. (1996) Limits of Stress and Strain: Design Criteria for Protective Layers for Geomembranes in Landfill Liner Systems. Proc. of the Geosynthetics: Applications Design and Construction, Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 153-157.

[251] Sharma, H.D., Dukes, M.T., Olsen, D.M. (1990) Field Measurements of Dynamic Moduli and Poisson's Ratio of Refuse and Underlying Soils at a Landfill Site. Geotechnics of Waste Fills – Theory and Practice, STP 1070, ASTM, Philadelphia, PA.

[252] Sharma, H.D., Lewis, S.P. (1994) Waste containment systems, Waste stabilization and landfills : Design and evaluation. 1st, édition. 588 p.

[253] Sharma, R., Chen, Q., Abu-Farsakh, M., Yoon, S. (2009) Analytical modeling of geogrid reinforced soil foundation. Geotextiles and Geomembranes. 27(1) 63-72.

[254] Sherard, J.L., Dunnigan, L.P. (1985) Filters and leakage control in embankment dams. Proc. of the Symp. on Seepage and Leakage from Dams and Impoundments, New York, USA. pp. 1-29.

[255] Sia, A., Dixon, N. (2012) Numerical modelling of landfill lining system waste interaction: implications of parameter variability. Geosynthetics international. 19(5) 393-408.

[256] Siegel, R.A., Robertson, R.J., Anderson, D.G. (1990) Slope stability investigations at a landfill in Southern California. Geotechnics of Waste Fill - Theory and Practice, American Society for Testing and Materials (ASTM) STP 1070, 259-284.

[257] Simpson, M., Siebken, J. (1997) A comparison of high density polyethylene (HDPE) and linear low density polyethylene (LLDPE). Proc. of the Geosynthetics Asia 1997, Rotterdam. pp. 279-286.

[258] Singh, M.K., Fleming, I.R. (2008) Estimation of the mechanical properties of MSW during degradation in a laboratory compression cell. Proc. of the GeoCongress. Geotechnical Special Publication, ASCE. 177, pp. 200-207.

[259] Singh, M.K., Sharma, J.S., Fleming, I.R. (2009a) A design chart for estimation of horizontal displacement in municipal landfills. Waste Management. 29(5) 1577-1587.

[260] Singh, S., Murphy, B.J. (1990) Evaluation of the Stability of Sanitary Landfills. Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice, ASTM STP 1070 240-258.

[261] Sirieix, C., Genelle, F., Riss, J., Touze-Foltz, N., Renie, S., Begassat, P., Barral, C. (2016) Mise en évidence de l'évolution de la perméabilité d'un GSB par sondages électriques. Proc. of the Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, Nancy, France. pp. 526-533.

[262] Sitharam, T.G., Srilakshmi, G., Sireesh, S. (2006) Numerical Simulation of Geocell Reinforced Sand Beds using FLAC3D – 2006 – Proc. of the 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics .Hart & Varona (eds.) Paper: 05-04, © 2006 Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, ISBN 0-9767577-0-2. 8 p.

[263] Sochovka, R., Harlacker, M., Tafuto, W.S., Wehler, B.M., Allen, B.S. (2012) A Project of Many Firsts The South Hadley Landfill Cell 2D Vertical Expansion. 17 p.

[264] Spangler, M.G., Handy, R.L. (1982) Soil Engineering. 4th édition. 819 p.

[265] Spencer, E. (1967) A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. Geotechnique. 17(1) 11-26.

[266] Stark, T.D. (1999) Stability of waste containment facilities. Proc. of the Municipal and Industrial Solid Waste Disposal Technology WasteTech ’99, New Orleans, Louisiana, USA. 23 p.

[267] Stark, T.D., Poeppel, A.R. (1994) Landfill Liner Interface Strengths from Torsional-Ring-Shear Tests”. Journal of geotechnical engineering, American Society of Civil Engineers. 120(3) 597-615.

[268] Stark, T.D., Williamson, T.A., Eid, H.T. (1996) Geomembrane/geotextile interface shear strength. Journal of geotechnical engineering, American Society of Civil Engineers. 122(3) 197-203.

[269] Stoewahse, C., Dixon, N., Jones, D.R.V., Blümel, W., Kamugisha, P. (2002) Geosynthetic interface shear behaviour: Part 1 test methods. Ground Engineering. 35(2) 35-41.

[270] Stoll, O.W. (1971) Mechanical properties of milled refuse. Proc. of the ASCE National Water Resources Engineering Meeting, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 11-15.

[271] Stoltz, G., Gallo, R., Poulain, D., Touze-Foltz, N. (2012) Improvement of the inclined plane device to assess the friction properties at geosynthetics interfaces. Proc. of the Eurogeo 5 Valence (Espagne). 5 p.

[272] Stoltz, G., Nousheen Arif, K., Gourc, J.-P., Olivier F., Redon, E. (2009) Hydro-mechanical properties of MSW from laboratory tests following a deep drilling campaign. Proc. of the Sardinia 2009, Twelfth International Waste Management Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy. 10 p.

[273] Stulgis, R.P., Soydemir, C., Telgener, R.J., Hewitt, R.D. (1996) Use of Geosyntheties in 'Piggyback Landfills': a Case Study. Geotextiles and Geomembranes. 14(7-8) 341-364.

[274] Sun, J., Ning, Y., Zhao, Z. (2011) Comparative study of Sarma’s method and the discontinuous deformation analysis for rock slope stability analysis. Geomechanics and Geoengineering: An International Journal. 6(4) 293–302.

[275] Take, W.A., Chappel, M.J., Brachman, R.W.I., Rowe, R.K. (2007) Quantifying geomembrane wrinkles using aerial photography and digital image processing. Geosynthetics international. 14(4) 219-227.

[276] Tanchaisawat, T. (2013) Measured and Simulated Interactions between Kenaf Geogrid Limited Life Geosynthetics (LLGs) and Silty Sand Backfill. Proc. of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013, pp. 821-824.

[277] Tang, X., Stoffels, S.M., Palomino, A.M. (2016) Mechanistic-empirical approach to characterizing permanent deformation of reinforced soft soil subgrade. Geotextiles and Geomembranes. 44(3) 429-441.

[278] Tano, B.F.G., Dias, D., Fowmes, G.J., Olivier, F., Stoltz, G., Touze-Foltz, N. (2016a) Numerical modeling of the nonlinear mechanical behaviour of multilayer geosynthetic system for piggy-back landfill expansion. Geotextiles and Geomembranes. 44(6) 782-798.

[279] Tano, B.F.G., Dias, D., Stoltz, G., Touze-Foltz, N., Olivier, F. (2016b) Numerical modelling to identify key factors controlling interface behaviour of geosynthetic lining systems - Accepted 13-Aug-16. Geosynthetics international. 2016. 19 p.

[280] Tano, F., Olivier, F. (2014) Use of geosynthetics in piggy-back landfills: development of an iterative methodology for the design of the lining system over old unlined waste. Proc. of the 10th ICG 2014, September 21-25, Berlin, Germany. 8 p.

[281] Tano, F., Olivier, F., Dias, D., Touze-Foltz, N. (2015b) Quelques problématiques liées à la construction de casiers de stockage de déchets en surélévation d'ISDND existantes. Proc. of the 10èmes Rencontres géosynthétiques, 24-26 Mars 2015, La Rochelle, France. pp. 307-317.

[282] Tano, F., Olivier, F., Touze-Foltz, N., Dias, D. (2015a) State-of-the-art of piggy-back landfills worldwide: comparison of containment barrier technical designs and performance analysis in terms of geosynthetics stability. Proc. of the Geosynthetics 2015, February 15-18, Portland, Oregon, USA. 11 p.

[283] Tchobanoglous, G., Theisen, H., Vigil, S.A. (1993) Integrated Solid Waste Management: Engineering Principles and Management Issues. New York, USA. McGraw-Hill International, 2nd édition. 978 p.

[284] Terzaghi, K. (1943) Theoretical Soil Mechanics. 1st édition. 66 p.

[285] Thiel, R.S. (1998) Design methodology for a gas pressure relief layer below a geomembrane landfill cover to improve slope stability. Geosynthetics international. 5(6) 589-617.

[286] Tieman, G.E., Druback, G.W., Davis, K.A., Weidner, C.H. (1990) Stability of vertical piggyback landfill expansions. Proc. of the Geotechnics of waste fills - Theorry and practice, ASTM STP 1070, Philadelphia. pp. 285-297.

[287] Touze-Foltz, N. (2002) Méthodes de détection et de localisation de défauts dans les géomembranes. Ingénieries - EAT Irstea. 2002, 17-25.

[288] Trisoplast (2004) Trisoplast lineral liner - Version 1.2c. 45 p.

[289] Tschebotarioff, G.P., Ward, E.R., Dephilippe, A.A. (1953) the tensile strength of disturbed and recompacted soils. Proc. of the 3rd Internation conference on soil mechanic and foundation engineering, Switzerland. 1, pp. 207-210.

[290] Turczynski, U. (1988) Geotechnische Aspekte beim Aufbau von Mehrkomponentendeponien. Universisity of Freiberg, Germany. thesis, 95 p.

[291] Van-Eekelen, S.J.M., A, B., Lodder, H.J., Tol, A.F.V. (2012) Model experiments on piled embankments, Part I. . Geotextiles and Geomembranes. 32(2012) 69-81.

[292 Vardoulakis, I., Graf, B., Gudehus, G. (1981) Trap-door problem with dry sand: a statical approach based upon model test kinematics. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 5(1) 57-78.

[293] Varga, G. (2011a) Some geotechnical aspects of bioreactor landfills. periodica polytechnica Civil Engineering. 55(1) 39-44.

[294] Varga, G. (2012) Degradation Dependent Stability Issues of Landfills. Proc. of the Conference of Junior Researchers in Civil Engineering. pp. 267-271.

[295] VERBAND KOMMUNALER UNTERNEHMEN (2015) arbeitsbericht - Deponie auf deponie. 34 p.

[296] Vilar, O.M., Carvalho, M.F. (2002) Shear strength properties of municipal solid waste. Proc. of the Fourth International Conference on Environmental Geotechnics, AA Balkema, Lisse, Netherland, pp. 59-64.

[297] Villard, P., Briancon, L. (2008) Design of geosynthetic reinforcements of platforms subjected to localized sinkholes. Canadian Geotechnical Journal. 45(2) 196-209.

[298] Villard, P., Giraud, H. (1998) Three-dimensional modeling of the behavior of geotextile sheets as membranes. Textile Research Journal. 68(11) 797-806.

[299] Villard, P., Gourc, J.P., Feki, N. (1999) Analysis of geosynthetic lining systems (GLS) undergoing large deformations. Geotextiles and Geomembranes. 17 (1) 17-32.

[300] Villard, P., Gourc, J.P., Giraud, H. (2000) A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes. Canadian Geotechnical Journal. 37(5) 987-999.

[301] Villard, P., Huckert, A., Briançon, L. (2016) Load transfer mechanisms in geotextile-reinforced embankments overlying voids: Numerical approach and design. Geotextiles and Geomembranes. 44(3) 381-395.

[302] Villard, P., Kotake, N., Otani, J. (2002) Modeling of reinforced soil in finite element analysis. Proc. of the 7th International conference geosynthetics, Nice, France. vol. 1, pp. 39-95.

[303] Viswanadham, B.V.S., Jessberger, H.L. (2005) Centrifuge modelling of geosynthetic reinforced clay liner of landfill. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. 131(5) 564-574.

[304] Viswanadham, B.V.S., Konig, D. (2004) Studies on scaling and instrumentation of a geogrid. Geotextiles and Geomembranes. 22(5) 307-328.

[305] Viswanadham, B.V.S., Rajesh, S. (2009) Centrifuge model tests on clay based engineered barriers subjected to differential settlement. Applied Clay Science. 42(3-4) 460-472.

[306] Vogt, W.G. (2006) Emerging Landfill Designs to Enhance Methane Capture. Proc. of the International Solid Waste Association - Landfill Methane to Markets Workshop 2006, Rimini. 35 p.

[307] Wang, H.F., Anderson, M.P. (1982) Introduction to Groundwater Modeling: Finite Difference and Finite Element Methods, Freeman, San Francisco. 237.

[308] Warith, M.A., Smolkin, P.A., Caldwell, J.G. (1994) Evalauation of HDPE geomembrane landfill cover performance. Geosynthetics international. 1(2) 201-219.

[309] Warren, K.A., Brooks, J.A., Howard, I.L. (2006) Foil Strain Gage Attachment Techniques for Geotextile and Geogrid. Proc. of the GeoCongress 2006. 12 p.

[310] Waterways Experiment Station (1944) Soil pressure cell investigation- interim report - Technical memorandum. 36 p.

[311] Watts, K.S., Charles, J.A. (1990) Settlement of recently placed domestic refuse landfill. Proc. of the Institution of Civil Engineers, Part 1, London, England, pp. 971-993.

[312] Wehler, B.M. (2011) A Project of Many Firsts: The South Hadley Landfill Vertical Expansion. 41 p.

[313] Wesseloo, J., Visser, A.T., Rust, E. (2004) A mathematical model for the strain-rate dependent stress-strain response of HDPE geomembranes. Geotextiles and Geomembranes. 22(4) 273-295.

[314] Whelton, W.S., Wrigley, N.E. (1987) Long-term durability of geosynthetics soil reinforcement. Proc. of the Geosynthetic 87 conference, New Orleans, L.A. pp. 442-455.

[315] Wilson-Fahmy, R.F., Koerner, R.M. (1993) Finite element analysis of stability of cover soil on geomembran lined-slope. Proc. of the Geosynthetics 93, Vancouver, Canada.vol. 3, pp. 1425-1437.

[316] Wu, W., Wang, X.T., Aschauer, F. (2008) Investigation on failure of a geosynthetic lined reservoir. Geotextiles and Geomembranes. 26(4) 363-370.

[317] Wu, X. (2013) Effect of Waste Settlement and Seismic Loading on the Integrity of Geomembrane Barrier Systems. Univ. of Arizona state. Dissertation presented in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science, MSc thesis, 85 p.

[318] Wulandari, P.S., Tjandra, D. (2006) Determination of optimum tensile strength of geogrid reinforced embankment. Proc. of the International Civil Engineering Conference "Towards Sustainable Civil Engineering Practice", Surabaya, Indonésia. pp. 187-194.

[319] Xing, H., Zhang, Z., Liu, H., Wei, H. (2014) Large-scale tests of pile-supported earth platform with and without geogrid. Geotextiles and Geomembranes. 42(6) 586-598.

[320] Yin, Y., Li, B., Wang, W., Zhan, L., Xue, Q., Gao, Y., Zhang, N., Chen, H., Liu, T., Li, A. (2016) Mechanism of the December 2015 Catastrophic Landslide at the Shenzhen Landfill and Controlling Geotechnical Risks of Urbanization. Engineering. 2(2) 230-249.

[321] Yu, L., Batlle, F. (2011) A hybrid method for quasi-three-dimensional slope stability analysis in a municipal solid waste landfill. Waste Management. 31(12) 2484-2496.

[322] Yuan, Z. (2002) Pullout Resistance of Geogrid in Expanded Clay Lightweight Aggregate Material. TRB2003 Session A2K07 and A2K02 - Recent Developments in Embankment Stabilization. 12 p.

[323] Zamara, K.A., Dixon, N., Fowmes, G., Jones, D.R.V., Zhang, B. (2014) Landfill side slope lining system performance: A comparison of field measurements and numerical modelling analyses. Geotextiles and Geomembranes. 42(3) 224-235.

[324] Zekkos, D., Bray, J.D., Kavazanjian, E.J., Matasovic, N., Rathje, E., Riemer, M., Stokoe, K.H. (2006) Unit weight of municipal solid waste. Geotechnical and geoenvironemental engineering. 132(10) 1250-1261.

[325] Zhan, T.L.T., Chen, Y.M., Ling, W.A. (2008) Shear strength characterization of municipal solid waste at the Suzhou landfill, China. Engineering Geology. 2(97) 97–111.

[326] Zheng, C., Bennett, G.D. (1995) Applied Contaminant Transport Modeling: Theory and Practice. Van Nostrand Reinhold (now Wiley), New York. 2nd édition. 440 p.

[327] Zhu, B., Gao, D., Chen, Y.-M. (2009) Geomembrane tensions and strains resulting from differential settlement around rigid circular structures. Geotextiles and Geomembranes. 27(1) 53-62.

[328] Zwanenburg, C., Knoeff, J.G., Hounjet, M.W.A (2007) Geotechnical characterization of waste. Proc. of the Sardinia 2007, 11th International Waste Management and Landfill Symposium, in CD Rom.

ANNEXES

ANNEXE A. Présentation succincte de quelques codes FISH développés dans le cadre de la MeRaMoG (Méthode Rationnelle de Modélisation des systèmes Géosynthétiques)

Seuls trois extraits de codes FISH qui ont été utilisés dans le cadre de la MeRaMoG sont présentés ici afin de montrer la structure des instructions et fonctions principales utilisées lors des programmations. Il s'agit d'abord du code FISH de mise en place de la concaténation des éléments structurels de type poutre indispensables pour la prise en compte de l'évolution de la raideur des géosynthétiques avec la déformation. Puis, un extrait du code FISH permettant de prendre en compte cette évolution de la raideur sera présenté. Enfin un extrait du code FISH de prise en compte du comportement radoucissant des interfaces est donné.

I. Extrait du code FISH de mise en place des éléments structurels de type poutre

```
;Fichier: place_beam.fis
;-----------------------------------------------------------------
def place_beam
parrb1=parb1
parrb2=parb2
 loop i (i1,i2-1)
   a = (x1+((i-i1)*(x2-x1)/(i2-i1)))
   b = (y1+((i-i1)*(y2-y1)/(i2-i1)))
   c = (a+((x2-x1)/(i2-i1)))
   d = (b+((y2-y1)/(i2-i1)))
   choix=i
   fin = i+1
   pr = 1000+i
; -------for the two first nodes and the first beam--------
 if choix = i1 then
    command
     struct node i a,b
     struct node fin c,d
     struct beam begin node i end node fin seg 1 prop pr
     struct prop pr e parrb1 a parrb2
    end_command
; -------for the other nodes and beams----------
 else
;(…….
;…….
```

```
;……)
end_loop
 end
```

II. Extrait du code FISH de prise en compte de l'évolution de la raideur des géosynthétiques avec la déformation

```
;Fichier: tens_comp_el_str.fis
;-----------------------------------------------------------------
ca str.fin
def tens_comp_el_str
  while_stepping
  ip=imem(str_pnt+$ksels) ;pointer to struc element list
  loop while ip # 0
          el_ac=imem(ip+$keln2); pointer to structural node 2 of the element
          el_ad=imem(el_ac+$kndid) ; node2 id
; for GGR node numbers are <=153
         if el_ad <= 153 then
                  gta_val=0
                  gta_val=fmem(ip+$keleax)  ; axial strain
                  if gta_val>0 then     ; [if tension then]
                    astr_prop=table(AStrGGR_TabT,gta_val) ; [new modulus value from table]
          str_see=imem(ip+$keltad)
          fmem(str_see+$ktype)=astr_prop ; [property input into data structure]
                  else                ; [else i.e. compression then]
               gta_val=-1*gta_val        ;correction for strain <0
         astr_prop=table(AStrGGR_TabC,gta_val) ; [new modulus value from table]
        str_see=imem(ip+$keltad)      ; pointer to properties
        fmem(str_see+$ktype)=astr_prop   ; [property input into data structure]
         end_if
  ; for GSB node numbers between 201 et 299
  else
;(…….
;…….
;……)
    end_if
  ip = imem(ip)
  end_loop
end
```

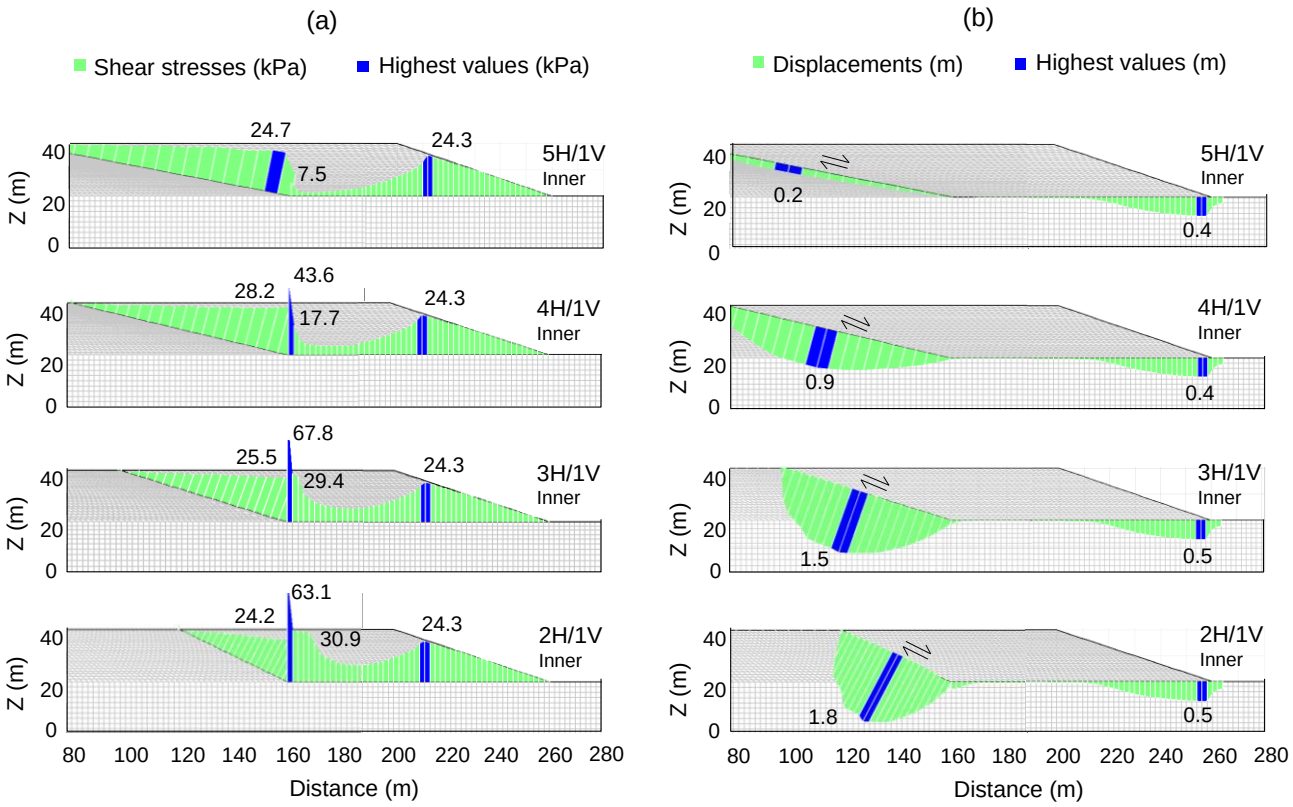
III. Extrait du code FISH de prise en compte du comportement radoucissant des interfaces

```
;---------- file strains softening interface with structural elements SS_int_struct.fis ------
ca Int.fin
ca Str.fin
def int_var
  while_stepping
  ip=int_pnt
   loop while ip#0
    n1=imem(ip+$kicapt)     ;address of node block 1
    n2=imem(n1)         ;address of node block 2
    i1=imem(n1+$kidi)      ;i of node 1
;(…….
;…….
;……)
 ;*** First Node Relative Velocity
if rat1 = 0.0 then     ; Gridpoint aligned
 ;Prob a
if j1b#0 then         ; si grid
   intref1 = xvel(i1b, j1b)
   intref2 = yvel(i1b, j1b)
else                ; si structure
   n_a = imem(str_pnt + $ksnode) ; pointer to node
     loop while n_a # 0
         cur_ida = imem(n_a + $kndid)
         if cur_ida = i1b then
             intref1 = fmem(n_a + $kndud1)
            intref2 = fmem(n_a + $kndud2)
       end_if
        n_a = imem(n_a)
   end_loop
end_if
            vxb = intref1
        vyb = intref2
end_if
;(…….
;…….
;……)
  ;** First Node Relative Shear Velocity
  usx = -1.0*fmem(n1+$kidun+1)        ; Shear normal vector
  usy = fmem(n1+$kidun)            ;
  rsv1 = (rvx1*usx) + (rvy1*usy)
;(…….
```

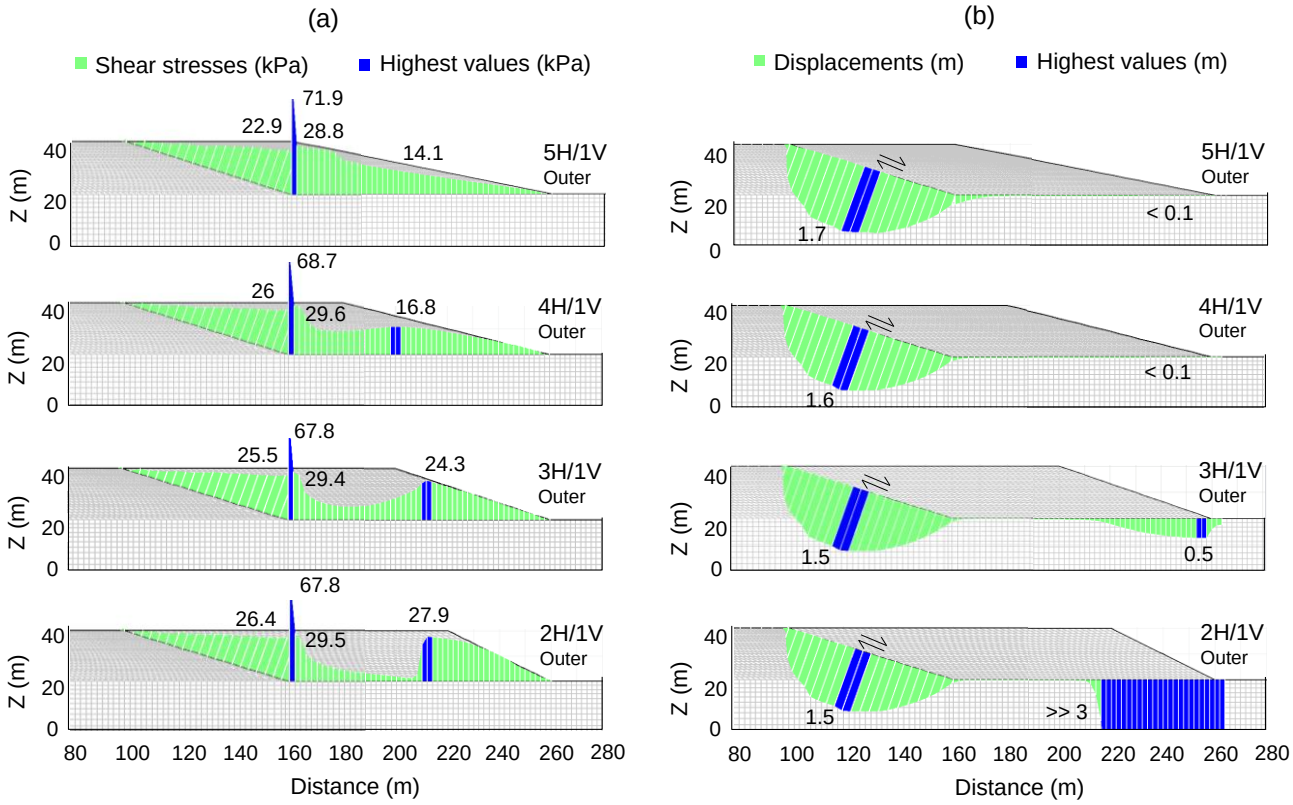
```
;…….
;……)
   aa=imem(ip+$kicid)        ; identité de l'interface
; ---------interface GSB-sol
          if aa<=300 then
          int_coh=table(coh_tabb,rsd)
         int_fri=table(fri_tabb,rsd)
;(…….
;…….
;……)
   end_if
;(…….
;…….
;……)
  xtable(out_tab,inum)=inum
  ytable(out_tab,inum)=int_fri
  ip=imem(ip)
 end_loop
end
```

ANNEXE B. Illustrations complémentaires concernant les contraintes de cisaillement, déplacements d'interface et déformations de la géomembrane obtenus par modélisation numérique dans l'étude paramétrique du chapitre VIII de la partie B

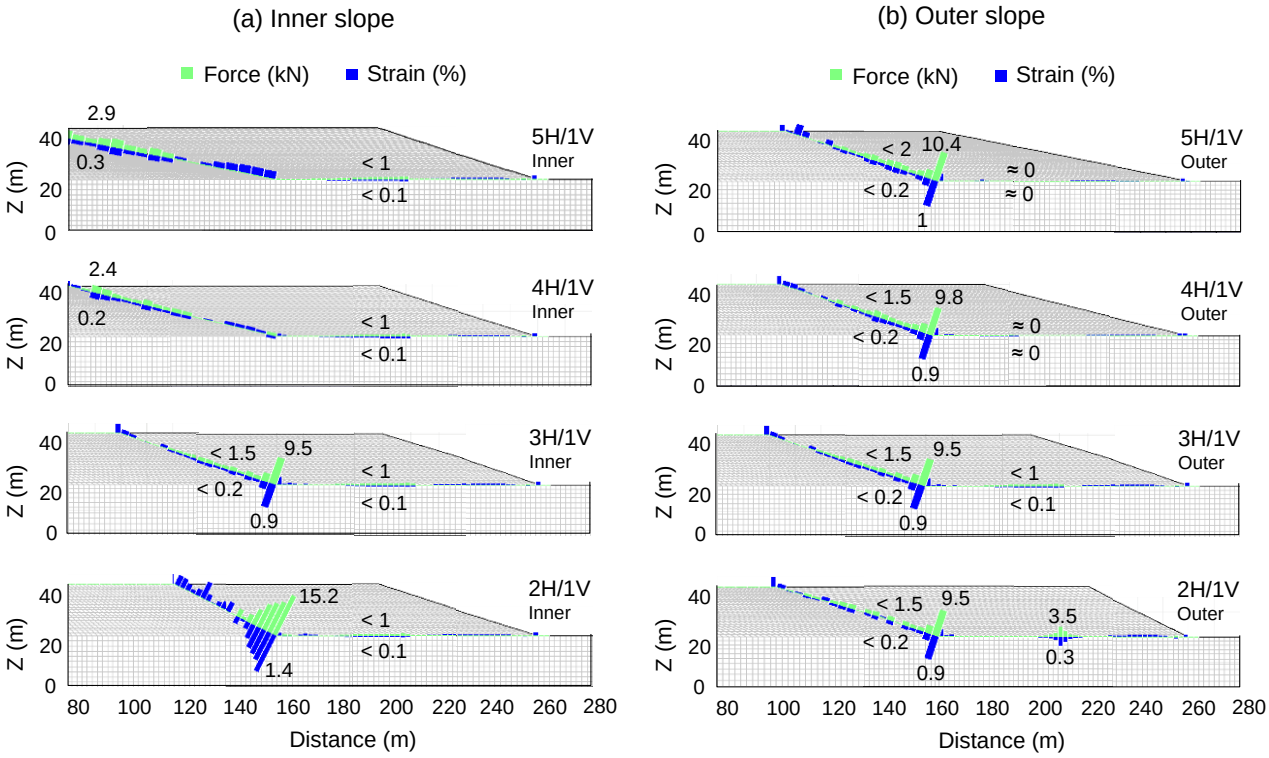
I. Effet de la pente intérieure du nouveau casier à une hauteur H = 20 m, sur (a) les contraintes de cisaillement et (b) les déplacements à l'interface entre le géotextile et la géomembrane



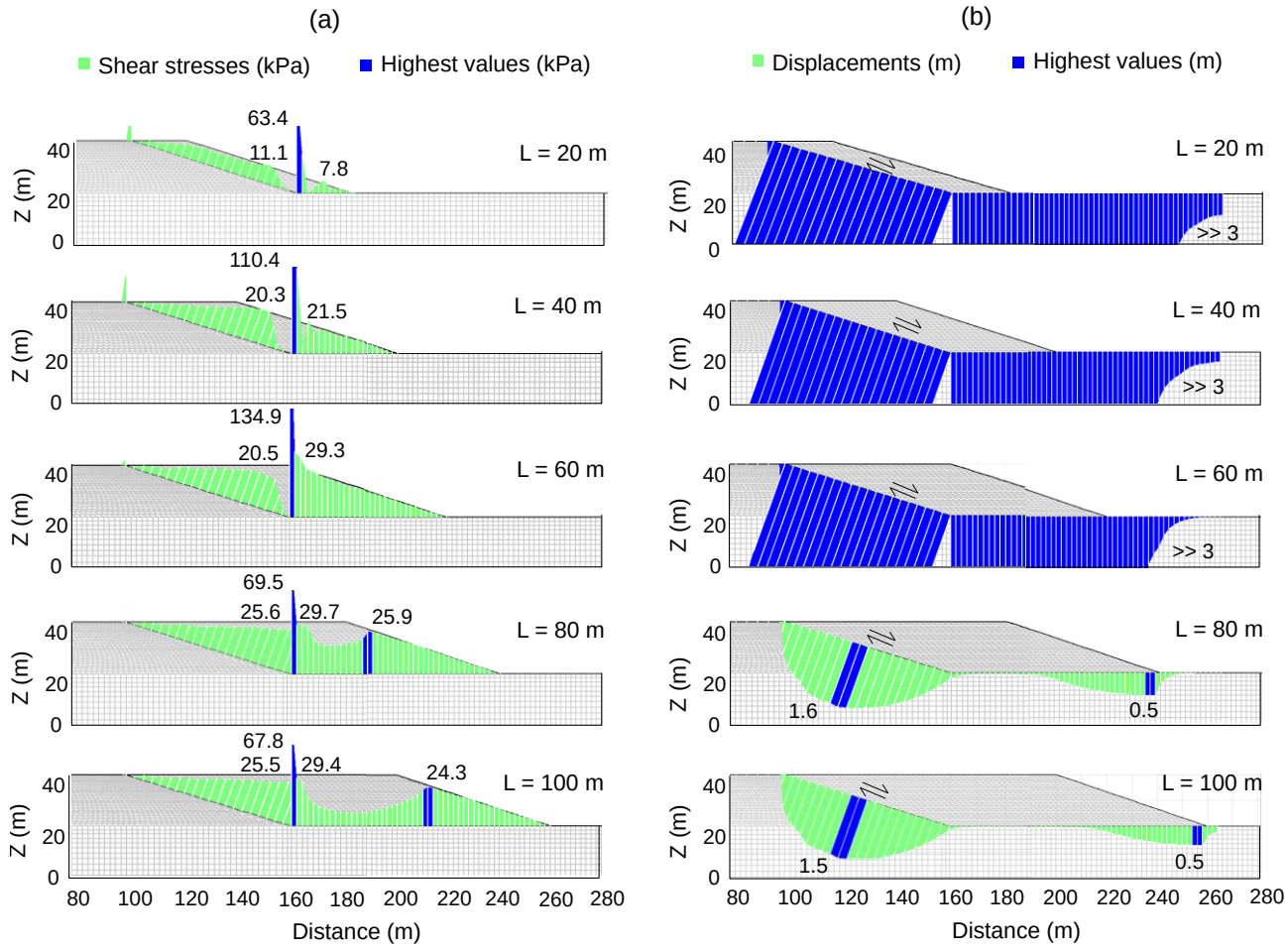
II. Effet de la pente extérieure du nouveau casier à une hauteur H = 20 m, sur (a) les contraintes de cisaillement et (b) les déplacements à l'interface entre le géotextile et la géomembrane



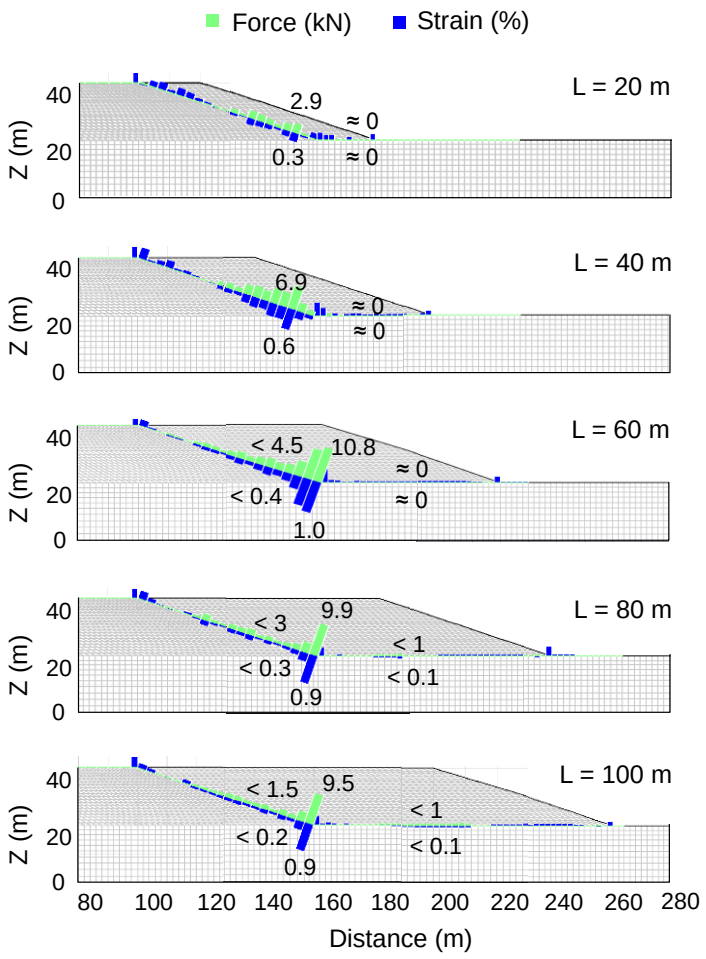
III. Effet des pentes (a) intérieure et (b) extérieure du nouveau casier à une hauteur H = 20 m sur la déformation et les efforts dansla géomembrane



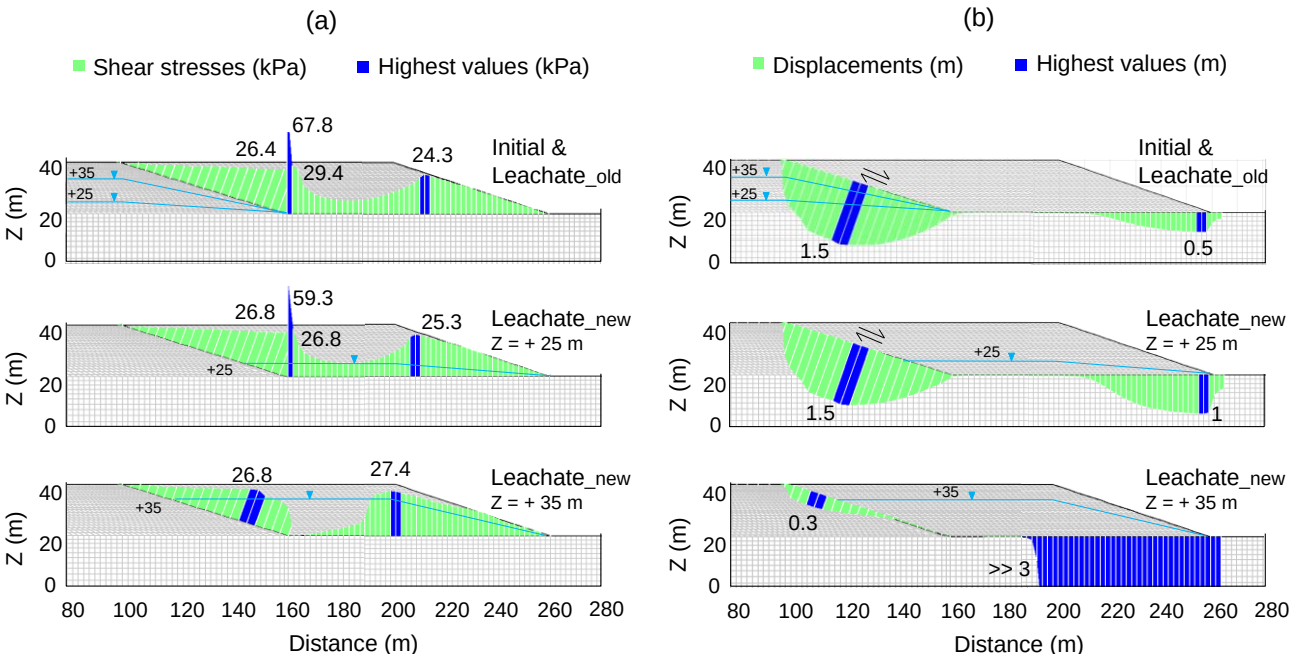
IV. Effet de la longueur de l'emprise latérale du nouveau casier à une hauteur H = 20 m sur (a) les contraintes de cisaillement et (b) les déplacements à l'interface entre le géotextile et la géomembrane



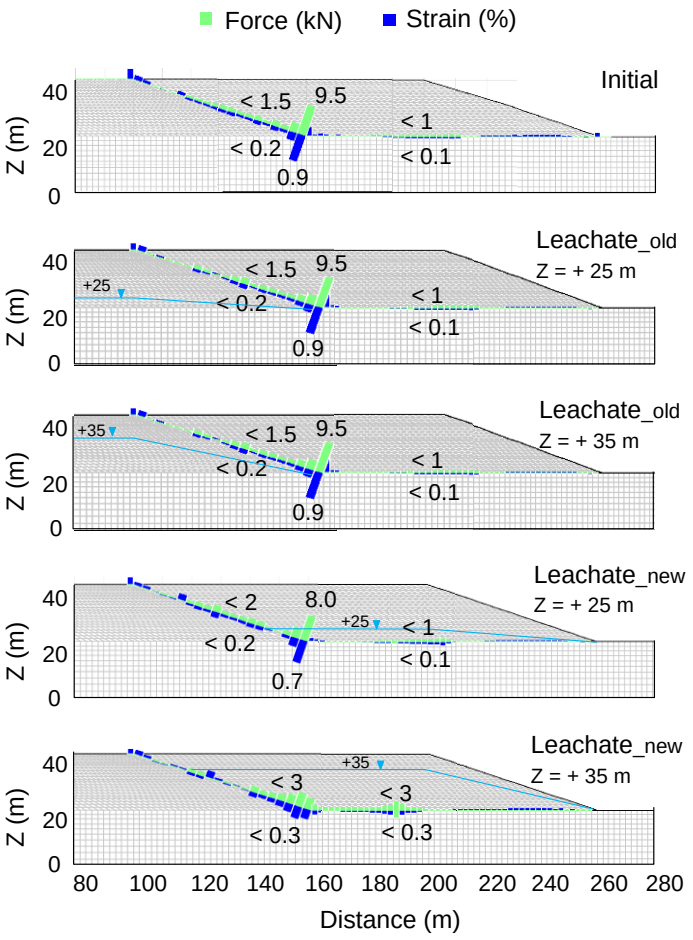
V. Effet de la longueur de l'emprise latérale du nouveau casier à une hauteur H = 20 m sur la déformation et les efforts dans la géomembrane



VI. Effet du niveau de lixiviats dans les déchets sur (a) les contraintes de cisaillement et (b) les déplacements à l'interface entre le géotextile et la géomembrane



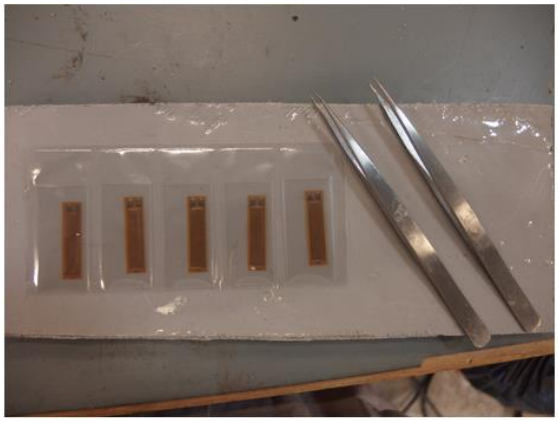
VII. Effet du niveau de lixiviats dans les déchets sur la déformation et les efforts dans la géomembrane



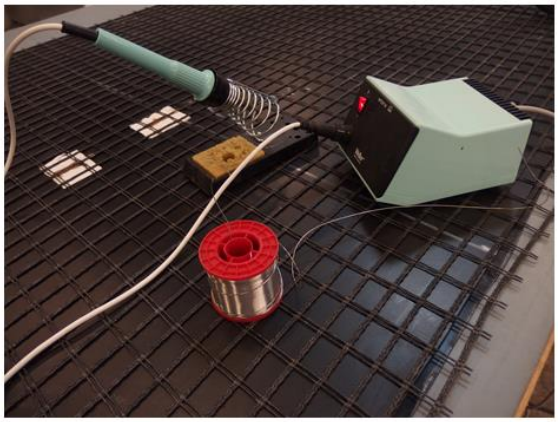
ANNEXE C. Illustrations pour la mise en place des micro-jauges de déformation et d'exploitation du DEPGeC (Dispositif Expérimental grande-échelle pour l'étude de la Performance des Géosynthétiques de renforcement sur Cavité)

I. Préparation et collage des micro-jauges de déformation sur des géomembranes et géogrilles

Jauges avant le collage



Fer à souder utilisé

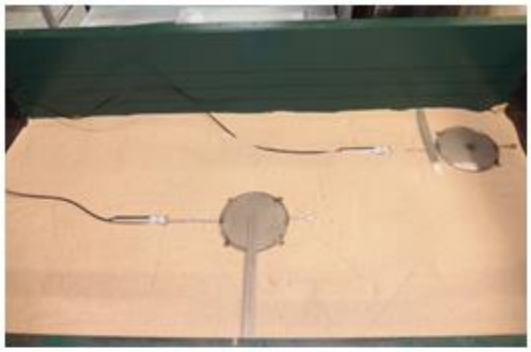


Collage sur une éprouvette de géomembrane

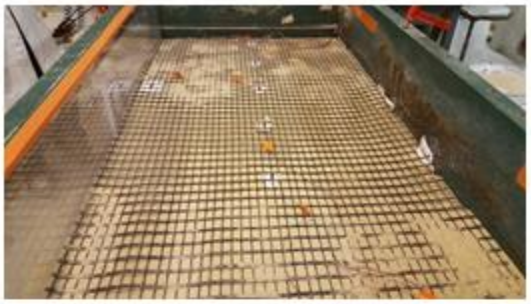
Charge appliquée sur les jauges après collage

II. Exploitation du DEPGEC

Installation des cellules de pression totale pour la calibration



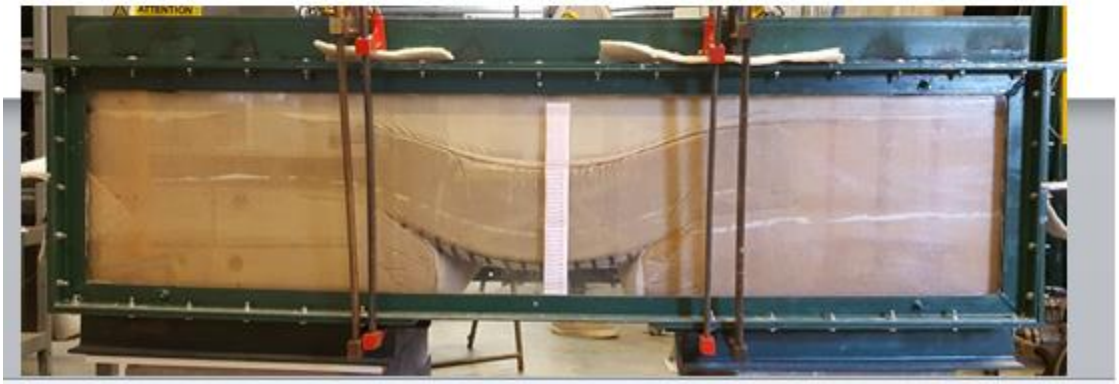
Mise en place de la géogrille instrumentée



Mise en tension initiale de la géogrille

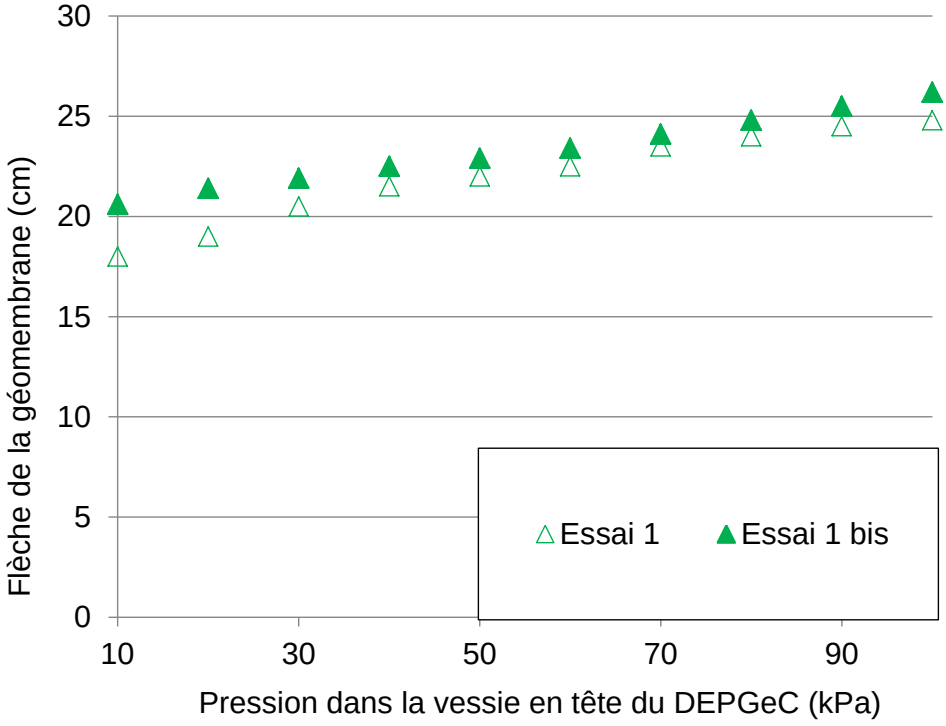
Enregistrement des déformations

Déformation du système géosynthétique lors de l'essai

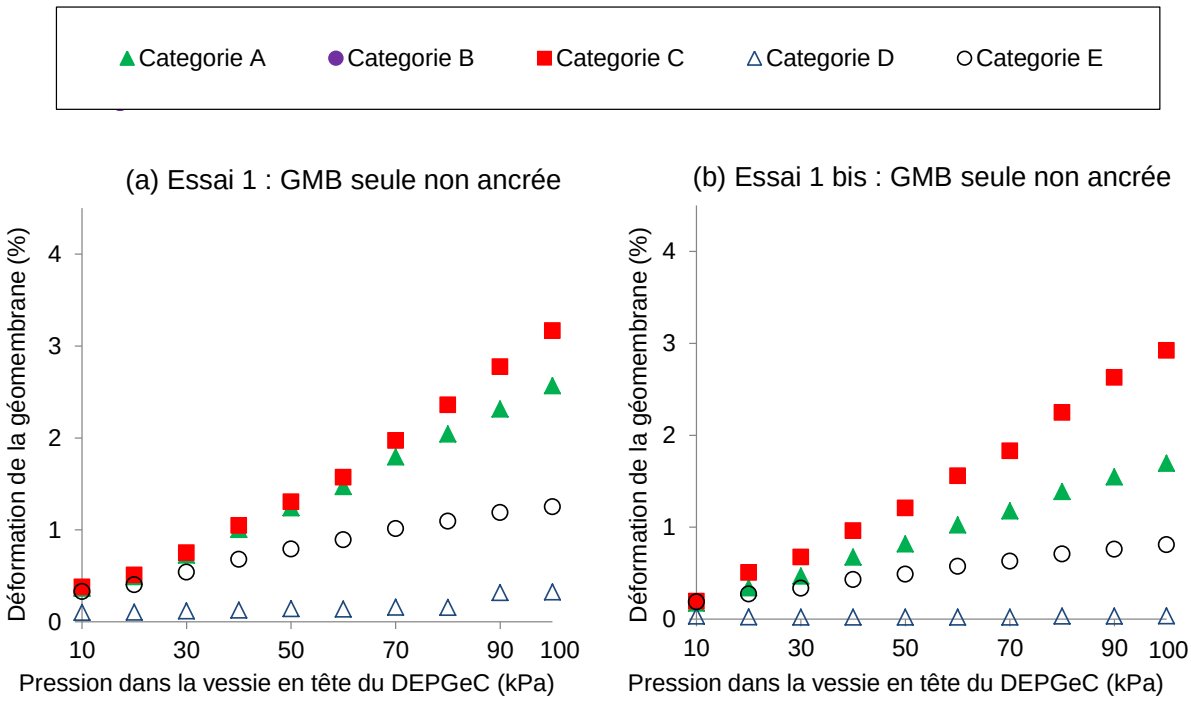


ANNEXE D. Répétabilité des essais avec le DEPGeC

I. Comparaison entre l'essai 1 et l'essai 1bis de la variante 1 (GMB seule sans ancrage rigide)

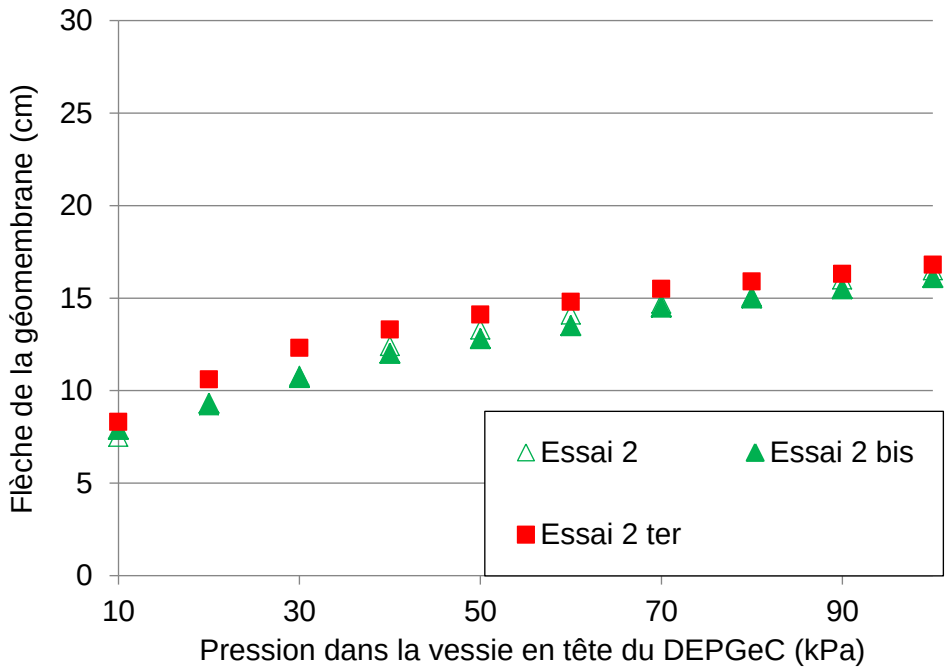


Comparaison entre les flèches des géomembranes mesurées au droit de la cavité.

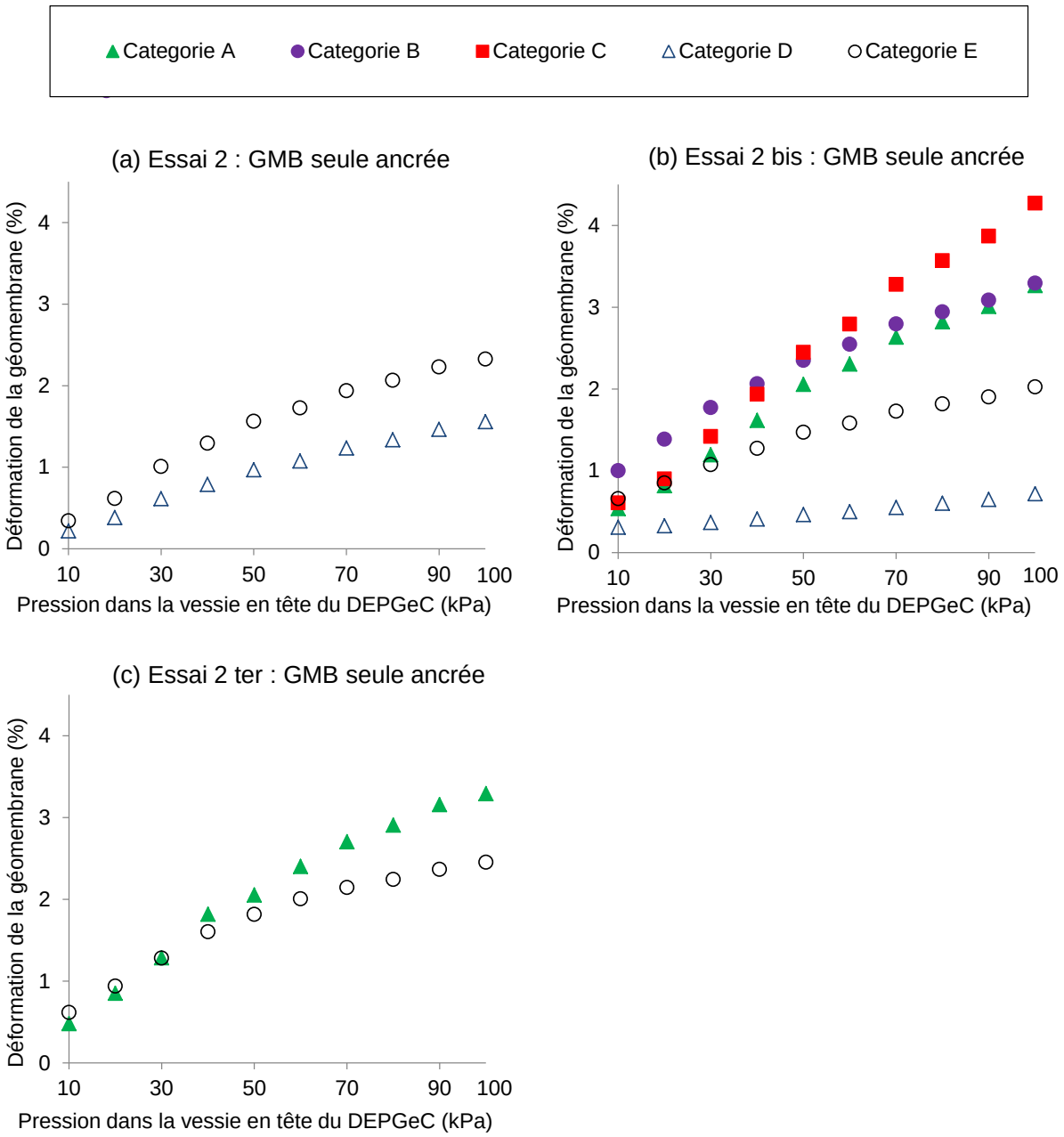


Comparaison entre les déformations mesurées dans la géomembrane.

II. Comparaison entre l'essai 2, l'essai 2bis et 2ter (GMB seule avec ancrage rigide)

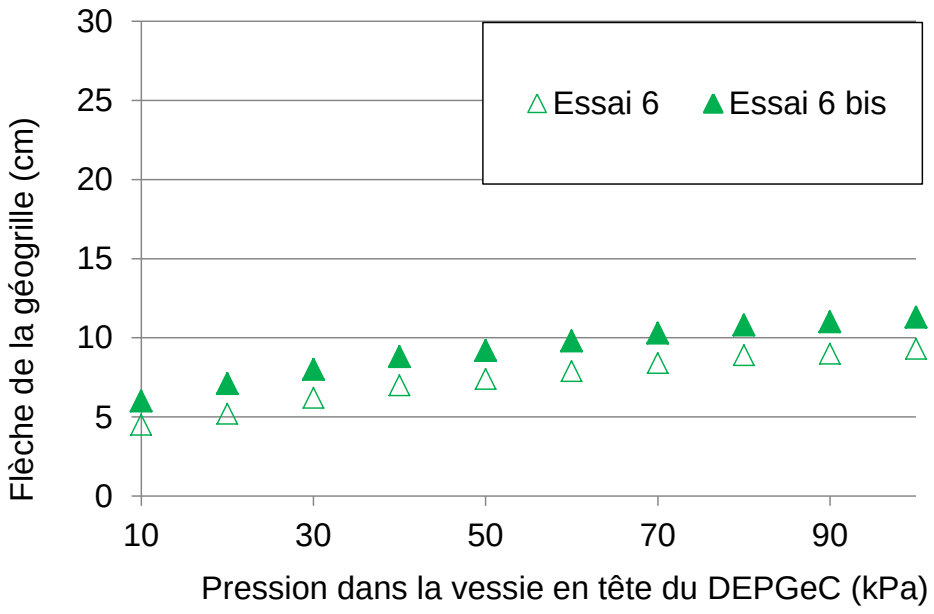


Comparaison entre les flèches des géomembranes mesurées au droit de la cavité.

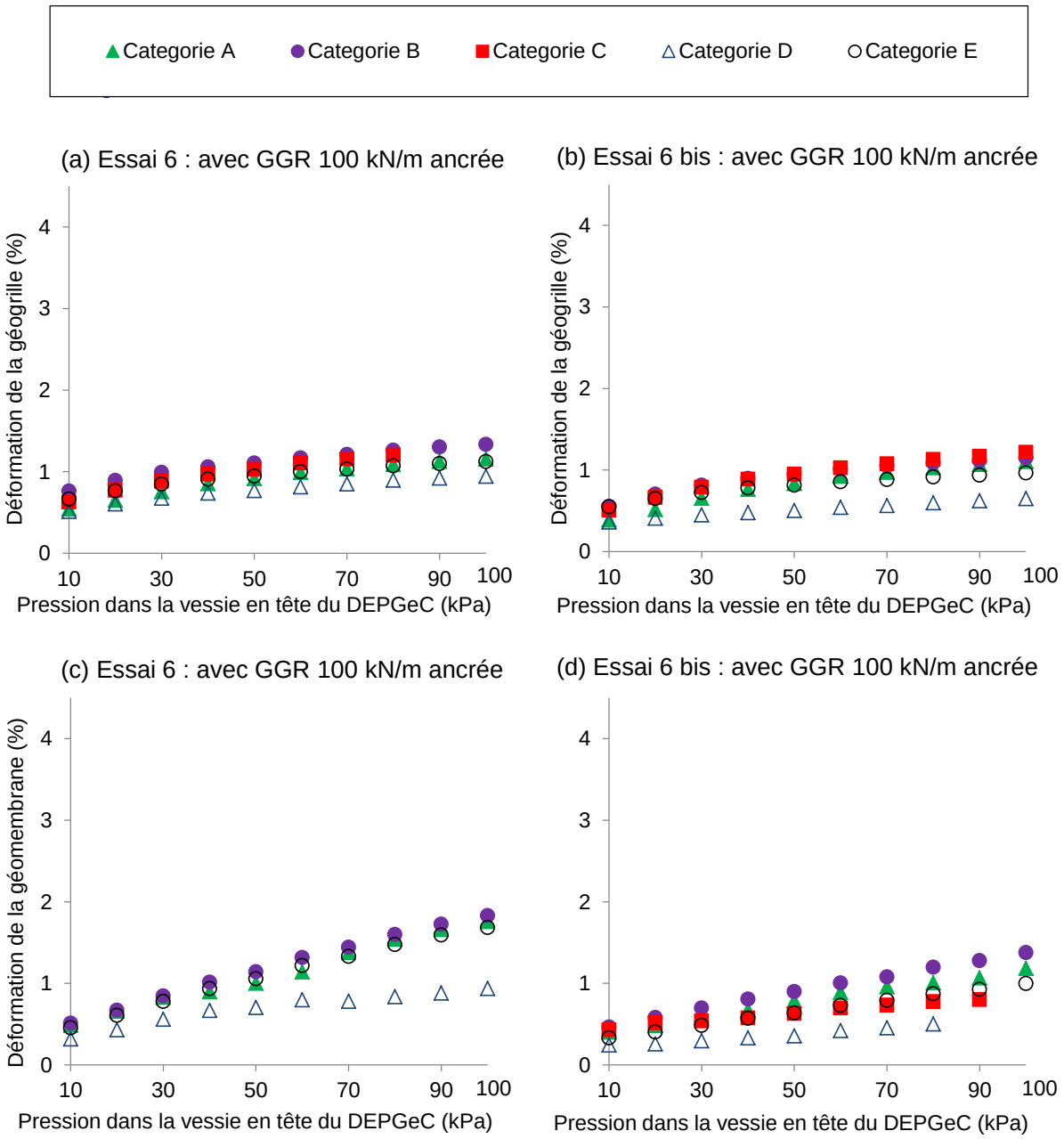


Comparaison entre les déformations mesurées dans la géomembrane.

III. Comparaison entre l'essai 6 et l'essai 6 bis (GGR 100 kN/ avec ancrage rigide)



Comparaison entre les flèches des géogrilles mesurées au droit de la cavité.



Comparaison entre les déformations mesurées dans les géosynthétiques. (a) et (b) dans la géogrille (b) et (c) dans la géomembrane.

ANNEXE E. Vulgarisation scientifique et participation à la rédaction de guides techniques

Cette thèse a contribué à la sensibilisation des pouvoirs publics, des exploitants d'ISDND et des ingénieurs de la profession aux enjeux associés à la construction des extensions d'ISDND. Pour cela, des publications scientifiques ont été rédigées, les résultats ont été présentés lors de différentes conférences et enfin j'ai pris part à la rédaction de guides techniques à l'initiative du Ministre de l'Environnement, de l'Énergie et de la Mer et de l'AFNOR.

- **Publications scientifiques**

Pour la vulgarisation scientifique des résultats de cette thèse, au total 12 articles scientifiques ont été rédigés (5 en revues, 7 en conférence) durant ces trois années. L'ensemble de ces publications sont données dans le Tableau 6.

- **Présentations orales à l'occasion de colloques et séminaires**

Outre les articles scientifiques, on peut également rappeler les présentations réalisées lors des 10èmes Rencontres géosynthétiques (La Rochelle, 25-03-2015), de la journée technique AMORCE, groupe d'échange stockage déchets (Paris, 02-07-2015), de la journée technique CFMS-CFG « Les Géosynthétiques et leurs applications » (Paris, 30-09-2015) et enfin de la conférence internationale Eurogeo 2016, September 25-28. Ljubljana, 26-09-2016.

- **Guides techniques**

Enfin, on notera que les connaissances acquises lors de ces trois années de thèse ont permis de contribuer à la rédaction de plusieurs sections des deux guides techniques :

  - guide rehausse « recommandations pour la conception des casiers d'ISDND en appui sur des casiers anciens » à l'initiative du ministère de l'écologie et du développement durable et piloté par le BRGM ;
  - guide X 30-438 « Guide de bonnes pratiques pour les reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques de sites d'installations de stockage de déchet » piloté par l'AFNOR.

Tableau 6. Liste des 12 publications réalisées dans le cadre de cette thèse pour la vulgarisation scientifique.

N°	Titre de l'article	Nature	Statut
1	Use of geosynthetics in piggy-back landfills: development of an iterative methodology for the design of the lining system over old unlined waste. *10th ICG 2014, Berlin, Allemagne*	Conférence	Publié
2	State-of-the-art of piggy-back landfills worldwide: comparison of containment barrier technical designs and performance analysis in terms of geosynthetics stability. *Geosynthetics 2015, Portland, Oregon, USA.*	Conférence	Publié
3	Quelques problématiques liées à la construction de casiers de stockage de déchets en surélévation d'ISDND existantes. *10èmes Rencontres géosynthétiques, La Rochelle, France.*	Conférence	Publié
4	Finite difference modelling of the deformation and slippage processes of multi-layered geosynthetic lining systems. Eurogeo 2016, *September 25-28. Ljubljana, Slovénie*	Conférence	Publié
5	Geosynthetic drainage and lining systems in piggy-back landfills. Eurogeo 2016, *September 25-28. Ljubljana, Slovénie.*	Conférence	Publié
6	Current issues regarding landfill construction in France. *Wuerzburg. Allemagne.*	Conférence	Publié
7	Evaluation de l'interaction sol/géogrille a la boite de cisaillement et par essai d'extraction. 11èmes Rencontres géosynthétiques, *Mars 2016, Lille, France*.	Conférence	Accepté
8	Numerical modeling of the nonlinear mechanical behaviour of multilayer geosynthetic system for piggy-back landfill expansion. *Geotextiles and Geomembranes 44(6).*	Revue	Publié
9	Numerical modelling to identify key factors controlling interface behaviour of geosynthetic lining systems. *Geosynthetics international.*	Revue	Publié
10	Comparative study of the numerical modelling approach and limit equilibrium methods for translational stability analysis.	Revue	Soumis
11	A large-scale apparatus to assess the mechanical behavior of a reinforced geosynthetic lining system over a cavity. G*eosynthetics international.*	Revue	Soumis
12	Experimental validation of a numerical modelling technique for multilayered geosynthetic lining system. *Geotextiles and Geomembranes*	Revue	Soumis