

---

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
Ecole Nationale Polytechnique



LABORATOIRE MATERIAUX DE GENIE CIVIL  
ET ENVIRONNEMENT

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL  
Laboratoire Matériaux De Génie Civil Et Environnement (LMGCE)

## THÈSE DE DOCTORAT EN SCIENCE

Thème :

**Pentes renforcées par géotextiles :  
Évaluation des forces du renforcement à l'aide des  
méthodes d'équilibre limite**

Présenté par :

**Mr Houcine DJEFFAL**

Diplômé Ingénieur, Magister de l'Ecole Nationale Polytechnique

Sous la direction de Mr. **Smaïn BELKACEMI**, Professeur à l'ENP

Présenté(e) et Soutenu(e) publiquement le : 17/10/2020

Devant le jury composé de :

<b>Président :</b>	<b>BALI Abderrahim</b>	Professeur	ENP
<b>Directeur de thèse :</b>	<b>BELKACEMI Smaïn</b>	Professeur	ENP
<b>Examineurs :</b>	<b>BAHAR Ramdane</b>	Professeur	USTHB
	<b>BOURAHLA Nouredine</b>	Professeur	ENP
	<b>HADDADI Smail</b>	Professeur	USTHB
	<b>SANDJAK Khaled</b>	MCA	UMBB



---

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
Ecole Nationale Polytechnique**



**LABORATOIRE MATERIAUX DE GENIE CIVIL  
ET ENVIRONNEMENT**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL  
Laboratoire Matériaux De Génie Civil Et Environnement (LMGCE)**

## **THÈSE DE DOCTORAT EN SCIENCE**

**Thème :**

**Pentes renforcées par géotextiles :  
Évaluation des forces du renforcement à l'aide des  
méthodes d'équilibre limite**

Présenté par :

**Mr Houcine DJEFFAL**

Diplômé Ingénieur, Magister de l'Ecole Nationale Polytechnique

Sous la direction de Mr. **Smaïn BELKACEMI**, Professeur à l'ENP

Présenté(e) et Soutenu(e) publiquement le : 17/10/2020

Devant le jury composé de :

<b>Président :</b>	<b>BALI Abderrahim</b>	<b>Professeur</b>	<b>ENP</b>
<b>Directeur de thèse :</b>	<b>BELKACEMI Smaïn</b>	<b>Professeur</b>	<b>ENP</b>
<b>Examineurs :</b>	<b>BAHAR Ramdane</b>	<b>Professeur</b>	<b>USTHB</b>
	<b>BOURAHLA Nouredine</b>	<b>Professeur</b>	<b>ENP</b>
	<b>HADDADI Smail</b>	<b>Professeur</b>	<b>USTHB</b>
	<b>SANDJAK Khaled</b>	<b>MCA</b>	<b>UMBB</b>

## ملخص:

يبحث هذا العمل الحالي في تأثير المستويات المختلفة لتفاعل التربة الصناعية على قوى شد التعبئة التعزيز في المنحدرات المقواة. في الواقع، حالة الاستقرار الداخلي للمنحدرات المعززة، من المفترض أن يكون التوتر المعزز المعبأ في معظم طرق التصميم يعادل القوى المعبأة للأرض، محسوبة باستخدام طريقة الحد في توازن. ومع ذلك، فإن المقارنة مع قوة شد التعزيز المقاسة الميدان أظهرت أن هذا النهج محافظ. يتعلق هذا العمل بفحص وتحليل تأثيرات معامل التفاعل المعزز للتربة على إعادة توزيع قوى الشد في التركيب الجغرافي. يتم استخدام العملية المعدلة لطريقة بيشوب لتحليل استقرار المنحدر لتحديد موقع سطح الانزلاق الحرج وحساب قوة الشد المعبأة للتعزيز. يتم استخدام قوى التعزيز التي تم الحصول عليها من البيانات الميدانية ونتائج الاختبارات نموذج الطرد المركزي لمشكلة المنحدر المعزز، لفحص العلاقة بين قوة الشد المعززة للتعزيز وقوة التربة.

**الكلمات المفتاحية:** التركيبات الجيولوجية، المنحدر المقوى، معامل التفاعل لتقوية التربة، طريقة الحد في توازن

## Abstract:

This present work examines the effect of the mobilized reinforcement tension within reinforced soil slope at a different level of soil-geosynthetic interaction. The mobilized reinforcement tension is assumed, in most design methods for the internal stability of reinforced slopes, to be equal to mobilized soil forces computed using a limit equilibrium method. However, comparison with the reinforcement tension force measured in the field has shown that this approach is conservative. This work examines the effects of the soil-reinforcement interaction coefficient on the tensile redistribution of geosynthetics. The modified process of Bishop Method of slope stability analysis is used to locate the critical slip surface and to calculate the mobilized reinforcement tensile force. The reinforcement forces obtained from field data and on centrifuge model test results for a reinforced slope problem are used to examine the relationship between mobilized reinforcement tensile force and mobilized soil shear strength.

**Keywords:** Geosynthetics, Reinforced slope, Soil-reinforcement Interaction coefficient, Limit equilibrium method,

## Résumé :

Ce présent travail examine l'effet des différents niveaux d'interaction sol-géosynthétique sur les efforts de tension mobilisée de renforcement dans les pentes renforcées. En effet, dans le cas de la stabilité interne des pentes renforcées, la tension de renforcement mobilisée est supposée dans la plupart des méthodes de conception équivalente aux forces mobilisées du sol, calculées en utilisant une méthode d'équilibre limite. Cependant, la comparaison avec la force de tension de renforcement mesurée sur le terrain a montré que cette approche est conservatrice. Ce travail porte sur l'examen et l'analyse des effets du coefficient d'interaction sol-renforcement sur la redistribution des forces en traction des géosynthétiques. Le processus modifié de la méthode Bishop d'analyse de la stabilité des pentes est utilisé pour localiser la surface critique de glissement et calculer la force de traction mobilisée du renforcement. Les forces de renforcement obtenues à partir des données de terrain et des résultats issus des essais notamment sur un modèle de centrifugeuse pour un problème de pente renforcée sont utilisées pour examiner la relation entre la force de traction mobilisée du renforcement et la résistance au cisaillement du sol.

**Mots-clés:** Géosynthétiques, Pente renforcée, Coefficient d'interaction sol-renforcement, Méthode d'équilibre limite.

# Remerciements

Au terme de mon travail de thèse, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et à adresser mes vifs remerciements à tous ceux et à toutes celles qui m'ont aidé, de près ou de loin pour bien mener à terme ce travail.

Tout d'abord, je tiens à remercier sincèrement: Prof. Belkacemi Smain pour avoir accepté d'être mon directeur de thèse, pour m'avoir orienté, suivi et soutenu tout au long de ces années. Ses encouragements, son savoir, son expérience, son attention et ses conseils m'ont été d'une aide et d'une valeur inestimables. Merci Mr. Belkacemi de bien vouloir accepter ma sincère reconnaissance et mon profond respect. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je remercie Monsieur le Prof. Bali Abderrahim, qui me fait l'honneur de présider ce jury, pour ses encouragements continuels et sa disponibilité. Monsieur le Professeur Bali, Je vous remercie infiniment.

Je tiens à remercier les membres du jury qui ont pris de leur temps pour porter un regard critique sur mon travail.

Bien sûr, je n'oublie pas Monsieur Boumezerane Djamal avec son soutien, son accueil chaleureux, ses remarques ingénieuses et pertinentes. Merci Monsieur Boumezerane, j'ai apprécié grandement ton aide.

Ma reconnaissance va à mes parents, mes beaux-parents, qui m'ont soutenu et encouragé tout au long de mes études. Enfin, j'associe à cet hommage à mes frères et toute ma famille. Une pensée particulière à ma femme, qui m'a aidé, soutenu, encouragé et supporté durant cette période.

# Sommaire

## Liste des tableaux

## Liste des figures

## Liste des symboles

<b>Introduction générale</b> .....	13
<b>Chapitre 1 : Les géotextiles</b> .....	16
1.1 Introduction .....	16
1.2 Matériaux et procédures de fabrication.....	17
1.2.1 Les matières premières.....	17
1.2.2 Propriétés des matières premières.....	19
1.2.3 Procédés de fabrication et types de produits.....	19
1.3 Les propriétés des géotextiles.....	25
1.3.1 Propriétés physiques.....	26
1.3.2 Propriétés mécaniques.....	27
1.3.3 Propriétés hydrauliques.....	33
1.3.4 Comportement à long terme (endurance).....	36
1.3.5 Durabilité (dégradation).....	38
1.4 Modes opératoires des essais.....	42
1.4.1 Prélèvement des échantillons et éprouvettes.....	43
1.4.2 Masse par unité de surface et homogénéité.....	43
1.4.3 Epaisseur et compressibilité.....	43
1.4.4 Force et allongement de rupture, comportement traction-déformation.....	44
1.4.5 Force de déchirure (amorcée).....	45
1.4.6 Résistance au poinçonnement.....	46
1.4.7 Résistance à la perforation.....	46
1.4.8 Comportement de fluage.....	47
1.4.9 Comportement de frottement.....	47
1.5 Conclusion.....	50
<b>Chapitre 2 : Les Ouvrages Renforcés Par Géotextiles</b> .....	51
2.1 Introduction .....	51
2.2 Principaux rôles des géotextiles.....	52
2.3 Fonction des géosynthétiques élémentaires.....	55
2.4 Ouvrages Hydrauliques.....	55
2.4.1. Conception des DEG.....	56
2.4.2. Géotextiles filtrants.....	57

2.4.3. Tubes géosynthétiques.....	57
2.5. Routes et infrastructures linéaires.....	58
2.5.1. Généralités.....	58
2.5.2. Terrassements routiers et ferroviaires.....	59
2.5.3. Anti-fissuration de chaussées.....	60
2.5.4. Base de remblais.....	61
2.5.4.1. Sur les sols compressibles.....	61
2.5.4.2. Dans le matelas de répartition des inclusions rigides.....	62
2.5.4.3. Au-dessus des zones karstiques.....	62
2.5.4.4. Drainage sous remblais.....	63
2.5.4.5. Écran drainant en rive de chaussée (EDRC).....	64
2.5.5. Filtres drains.....	64
2.5.6. Drainage en masque drainant.....	65
2.6. Murs et pentes renforcés.....	65
2.6.1. Généralités.....	65
2.6.2. Tout type de parement.....	66
2.6.3. Drainage de massifs renforcés.....	67
2.7. BÂTIMENT.....	67
2.7.1. Drainage horizontal sous dalle béton.....	68
2.7.2. Drainage et étanchéité ou imperméabilisation des parois enterrées.....	69
2.8. Dimensionnement et prescriptions.....	69
2.9 Conclusion.....	70
<b>Chapitre 3 : Conception Et Méthodes De Calcul.....</b>	<b>71</b>
3.1 Introduction.....	71
3.2 Etat de l'art des pentes renforcées par les géosynthétiques.....	72
3.3 Renforcement géosynthétique et modes de Rupture.....	73
3.4 Méthodes d'analyse et de conception de la stabilité de pente.....	75
3.4.1 Méthode d'équilibre limite.....	75
3.4.2 Méthode d'analyse des limites.....	77
3.4.3 Méthode de la ligne de glissement.....	78
3.4.4 Méthode des éléments finis.....	78
3.5 Méthodes de conception.....	79
3.5.1 Étape de construction .....	80
3.5.2 Conception des pentes renforcées .....	82
3.6 Conclusion.....	89
<b>Chapitre 4 : Méthodes D'équilibre Limite.....</b>	<b>90</b>
4.1 Introduction.....	90

4.2 Hypothèses générales de la méthode d'équilibre limite .....	90
4.2.1 Méthode des tranches d'une pente non renforcée .....	91
4.3 Méthode de Bishop classique pour les pentes non-renforcées.....	93
4.4 Mécanisme de rupture en spirale logarithmique.....	95
4.5 Conclusion.....	96
<b>Chapitre 5 : Méthodologies Numériques.....</b>	<b>98</b>
5.1 Introduction .....	98
5.2 Interaction sol-renforcement.....	100
5.3 Méthode Bishop modifiée.....	102
5.4 Mise en Œuvre de l'approche modifiée.....	106
5.5 Conclusion.....	112
<b>Chapitre 6 : Simulations Numériques.....</b>	<b>113</b>
6.1 Introduction.....	113
6.2 Partie A.....	113
6.2.1 Résultats et discussion.....	114
6.2.2 Conclusion A.....	120
6.3 Partie B.....	120
6.3.1 Résultats et discussion.....	121
6.3.1.1 Exemple 01.....	121
6.3.1.2 Exemple 02.....	122
6.3.1.3 Exemple 03.....	124
6.3.2 Conclusion B.....	125
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>127</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>129</b>



## *Liste des tableaux*

<b>Tableau 1.1</b>	Principales propriétés des matières premières des fibres (CFG, 2015)	19
<b>Tableau 2.1</b>	Propriétés déterminantes du géotextile pour rôle de filtration	53
<b>Tableau 2.2</b>	Fonctions principales assurées par les principaux géosynthétiques élémentaires	55
<b>Tableau 2.3</b>	Normes d'essai européennes	70
<b>Tableau 6.1</b>	Forces de renforcement en traction requises: Bishop classique, Bishop modifié et la méthode Log spirale de Shiwakoti-Leshchinsky pour le cas de la valeur du facteur de sécurité $F_s = 1$ .	115
<b>Tableau 6.2</b>	Forces de renforcement en traction requises et surfaces de rupture circulaires critiques pour les méthodes Bishop classiques et modifiées et pour le cas de la valeur du facteur de sécurité $F_s = 1.3$	115
<b>Tableau 6.3</b>	Somme des forces de renforcement pour chaque méthode en fonction de l'espacement, de la valeur du facteur de sécurité cible et du rapport de la résistance mobilisé du sol.	118

## *Liste des figures*

<b>Figure 1.1</b>	Types de géotextiles	21
<b>Figure 1.2</b>	Processus de fabrication des géogrilles	22
<b>Figure 1.3</b>	Structures de géogrilles	22
<b>Figure 1.4</b>	Structure d'un géofilet	23
<b>Figure 1.5</b>	Géotextiles alvéolaires	24
<b>Figure 1.6</b>	Types de Géomembranes	24
<b>Figure 1.7</b>	Géocomposites	25
<b>Figure 1.8</b>	Compressibilité de différents géotextiles (Koerner, 2005)	28
<b>Figure 1.9</b>	Comportement en traction de différents géotextiles (Koerner, 2005)	29
<b>Figure 1.10</b>	Différents types de poignées pour tester les géotextiles et les géogrilles	30
<b>Figure 1.11</b>	Différentes définitions de la raideur (Paulson, 1987)	31
<b>Figure 1.12</b>	Essai de la résistance au percement	32
<b>Figure 1.13</b>	Caractéristiques de frottement cisaillement-arrachement (Koerner, 2005)	33
<b>Figure 1.14</b>	Ouverture des pores pour une gamme de produit (Koerner, 2005)	35
<b>Figure 1.15</b>	Distribution des pores de différents géotextiles (Koerner, 2005)	35
<b>Figure 1.16</b>	Fluage de quelques fils de différents polymères (Koerner, 2005)	37
<b>Figure 1.17</b>	Diminution des propriétés des géotextiles exposés (Koerner, 2005)	41
<b>Figure 1.18</b>	Etat d'équilibre d'un polymère (Koerner, 2005)	41
<b>Figure 1.19</b>	Influence de la largeur des éprouvettes et de la vitesse sur l'essai de traction	44
<b>Figure 1.20</b>	Éprouvette et courbe de propagation de la déchirure (Koerner, 2005)	45
<b>Figure 1.21</b>	Fluage des trois types de polymères utilisés pour le renforcement	47
<b>Figure 1.22</b>	Détermination des caractéristiques de frottement sol-géotextile	48
<b>Figure 1.23</b>	Résultats d'essai de frottement	48
<b>Figure 1.24</b>	Loi d'interaction sol-géotextiles (Koerner, 2005)	49
<b>Figure 2.1</b>	Principales fonctions des géotextiles et produits apparentés (CFG, 2015)	52
<b>Figure 2.2</b>	Schéma d'utilisation d'un géotextile en filtration sous enrochement.	57
<b>Figure 2.3</b>	Schéma d'aménagement simple pour limiter l'érosion d'un terrain par tubes géosynthétiques.	58
<b>Figure 2.4</b>	Applications des géosynthétiques dans les infrastructures linéaires.	59

<b>Figure 2.5</b>	Utilisation d'une géogridde en renforcement de couche de forme	60
<b>Figure 2.6</b>	Application d'un géosynthétique anti-fissuration de chaussée	61
<b>Figure 2.7</b>	Exemple de remblai sur sol compressible renforcé par géosynthétiques.	62
<b>Figure 2.8</b>	Application d'un géosynthétique de renforcement sur inclusions rigides.	62
<b>Figure 2.9</b>	Application d'un géosynthétique de renforcement sur cavités.	63
<b>Figure 2.10</b>	Drainage sous remblai sur zones compressibles.	63
<b>Figure 2.11</b>	Géocomposite de drainage : principe.	64
<b>Figure 2.12</b>	Applications des géosynthétiques en drainage et filtration.	65
<b>Figure 2.13</b>	Principes d'installation avec coffrage	67
<b>Figure 2.14</b>	Profil type de position du géocomposite de drainage en talus renforcé : principe.	67
<b>Figure 2.15</b>	Principe du drainage sous dalle.	68
<b>Figure 2.16</b>	Drainage et/ou étanchéité par géosynthétiques.	69
<b>Figure 3.1</b>	Rupture de la pente (Shukla et al., 2011).	74
<b>Figure 3.2</b>	Méthodes de conception recommandées.	79
<b>Figure 3.3</b>	Construction de pentes de sol renforcées.	82
<b>Figure 3.4</b>	Approche de rotation par cisaillement pour déterminer la résistance requise du renforcement.	84
<b>Figure 3.5</b>	Solution graphique pour déterminer les exigences de résistance des renforcements (FHWA, 2009).	85
<b>Figure 3.6</b>	Considérations sur l'espacement des renforcements pour les pentes élevées.	86
<b>Figure 3.7</b>	Modes de ruptures externes pour les pentes de sol renforcées.	89
<b>Figure 4.1</b>	Forces agissant sur une tranche typique de sol pour une pente	91
<b>Figure 4.2</b>	La configuration de la pente renforcée par géosynthétique	94
<b>Figure 4.3</b>	Surface de rupture Log spiral	96
<b>Figure 5.1</b>	(a) Résistance à la traction disponible le long du renforcement; (b) Modèle de résistance au cisaillement mobilisé	101
<b>Figure 5.2</b>	Forces agissant sur une tranche de sol non renforcée typique	102
<b>Figure 5.3</b>	Géométrie et disposition de la pente renforcée géosynthétique	103
<b>Figure 5.4</b>	Forces agissant sur une tranche de sol.	104
<b>Figure 5.5</b>	Méthode de Bishop modifiée - lieu des centres de rotation pour la n <sup>ième</sup> couche de renforcement	108
<b>Figure 5.6</b>	Méthode de Bishop modifiée - surfaces de rupture considérées	108
<b>Figure 5.7</b>	Organigramme pour calculer les forces de renforcement en traction requises	109
<b>Figure 5.8</b>	Calcul graphique de la longueur des segments	110
<b>Figure 5.9</b>	Redistribution de la force de renforcement	111
<b>Figure 5.10</b>	Organigramme pour calculer la redistribution des forces de renforcement en traction requises	112
<b>Figure 6.1</b>	Surfaces de glissement pour les méthodes de Bishop et la	114

	méthode spirale logarithmique - pour le cas de la valeur du facteur de sécurité $F_s = 1.0$	
<b>Figure 6.2</b>	Variation de la force de renforcement en traction requise avec différentes valeurs du facteur de sécurité pour une distribution uniforme d'espacement des couches de renforcement	117
<b>Figure 6.3</b>	Variation de la force en traction requise de renforcement avec différentes valeurs du facteur de sécurité pour une distribution d'espacement non-uniforme des couches de renforcement	119
<b>Figure 6.4</b>	Modèles numériques des sections J et N (Fannin et Hermann 1990)	121
<b>Figure 6.5</b>	Variation des forces de renforcement en traction requises en fonction de la hauteur pour différentes valeurs du coefficient d'interaction sol-renforcement	122
<b>Figure 6.6</b>	Vue en coupe des modèles numériques (Yan et al.2017)	123
<b>Figure 6.7</b>	Répartition des forces de renforcement en fonction du coefficient d'interaction	123
<b>Figure 6.8</b>	Répartition des forces de renforcement en fonction de la hauteur des pentes	125
<b>Figure 6.9</b>	Répartition des forces de renforcement en fonction de la hauteur de surcharge	125

# Liste des symboles

$\tau_R$	Résistance au cisaillement ( $\text{N/m}^2$ );
$W$	Poids total de la tranche de largeur $b$ et de hauteur $h$ ( $\text{N/m}$ );
$N$	Force normale totale sur la base de la tranche sur une longueur $l$ ( $\text{N/m}$ );
$S$	Force de cisaillement mobilisée sur la base de la tranche ( $\text{N/m}$ );
$R_s$	Bras de moment associé à la force de cisaillement mobilisée $S$ (m);
$E$	Forces horizontales inter-tranches ( $\text{N/m}$ );
$X$	Forces verticales inter-tranches ( $\text{N/m}$ );
$A_R$	Forces résultantes dues à l'eau à droite de la section formée ( $\text{N/m}$ );
$A_L$	Forces résultantes dues à l'eau à gauche de la section formée ( $\text{N/m}$ );
$L$	Indice désignant le côté gauche (sans dimension);
$R$	Indice désignant le côté droite (sans dimension);
$F_s$	Facteur de sécurité (sans dimension);
$u$	Pression interstitielle de l'eau ( $\text{N/m}^2$ );
$i$	Numéro de la tranche ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) (sans dimension);
$f$	Distance perpendiculaire de la force normale par rapport au centre (m);
$x$	Distance horizontale de la tranche au centre de rotation (m);
$\sigma$	Contrainte normale totale sur le plan de rupture ( $\text{N/m}^2$ );
$\bar{c}$	Terme de cohésion effective ( $\text{N/m}^2$ );
$\bar{\phi}$	Angle de frottement effective ( $^\circ$ );
$\alpha$	Angle de la tangente au centre de la base de tranche avec l'horizontale ( $^\circ$ );
$FS_f$	Facteur de sécurité calculé à partir de l'équilibre des forces (sans dimension);
$FS_m$	Facteur de sécurité calculé à partir de l'équilibre des moments (sans dimension);
$R_f$	Force de résistance totale développée le long de la surface de glissement ( $\text{N/m}$ );
$D_f$	Force motrice due au poids du sol ( $\text{N/m}$ );
$M_D$	Moment motrice ( $\text{N-m/m}$ );
$M_R$	Moment résistant ( $\text{N-m/m}$ );
$M_T$	Moment de la somme de toutes les forces de renforcements ( $\text{N-m/m}$ );
$r$	Rayon de la fonction spirale logarithmique (m);
$\zeta$	Angle de la fonction spirale logarithmique ( $^\circ$ );

$\varphi_{design}$	Valeur de calcul pour l'angle de frottement interne du sol ( $^{\circ}$ );
$x$	Distance horizontale (m);
$y$	Distance verticale (m);
$x_c$	Coordonnée x du pôle spirale logarithmique (m);
$y_c$	Coordonnée y du pôle spirale logarithmique (m);
$A$	Constante de la fonction spirale logarithmique (sans dimension);
$c_d$	Valeur nominale du terme de cohésion du sol ( $N/m^2$ );
$M_O$	Moment sur le pôle spiral logarithmique O ( $N \cdot m/m$ );
$W$	Poids propre de la masse du sol ( $N/m$ );
$x_{CG}$	Coordonnée x du centre de gravité de la masse du sol dans la spirale logarithmique (m);
$y_{CG}$	Coordonnée y du centre de gravité de la masse du sol dans la spirale logarithmique (m);
$k_v$	Composante verticale du coefficient sismique (sans dimension);
$k_h$	Composante horizontale du coefficient sismique (sans dimension);
$t_j$	Force réactive de traction dans une couche de renforcement géosynthétique ( $N/m$ );
$n$	Nombre total de couches de renforcement (sans dimension);
$y_j$	Distance verticale entre la base de la pente et la couche de renforcement $j$ (m);
$\Delta T_j^i$	Force de traction appliquée de la $j^{ième}$ couche de renforcement sur la tranche $i$ ( $N/m$ );
$T_{j;x_i}$	Force de traction de la $j^{ième}$ couche de renforcement appliquée pour le côté gauche de la tranche $i$ ( $N/m$ );
$T_{j;x_{i-1}}$	Force de traction de la $j^{ième}$ couche de renforcement appliquée pour le côté droit de la tranche $i$ ( $N/m$ );
$T_{i(res)}$	Force de renforcement en traction résultante de la tranche $i$ ( $N/m$ );
$H_{i(res)}$	Bras de Moment résultant de renforcement pour la tranche $i$ (m);
$H_j$	Bras de moment de la couche de renforcement $j$ (m);
$m$	Nombre de couches de renforcement (sans dimension);
$X_c, Y_c$	Coordonnées du centre de rotation (m);
$R$	Rayon de la surface critique de rupture (m);
$T$	Forces de traction de renforcement requises ( $N/m$ ).

# ***Introduction Générale***

Avec l'augmentation de la hauteur des pentes à soutenir, les pentes renforcées est devenue une technique durable et rentable. Le renforcement du sol est défini comme une technique visant à améliorer les caractéristiques techniques du sol. Il est évident que le sol ne possède pas des propriétés mécaniques suffisantes pour assurer tout seul la stabilité, en revanche ces propriétés peuvent être améliorées par l'interaction des renforcements avec le sol. De cette façon, l'utilisation des matériaux pour renforcer le sol a récemment attiré de plus en plus d'attention en géotechnique.

D'un autre côté, on assiste à un développement rapide de renforts géosynthétiques fabriqués à partir de polymères solides et durables. Ces renforts géosynthétiques permettent de supporter les charges de tractions importantes, à des déformations limitées pendant des durées de vie étendues.

Le principe de renforcement des sols par des matériaux plus ou moins extensibles est une technologie très ancienne dans le génie civil. Le renforcement des sols s'est développé à partir des années 1960 par l'utilisation, dans les ouvrages en terre, de bandes métalliques (Vidal, 1966) et par la suite de géotextiles.

L'utilisation de la technique de renforcement des sols par géotextiles s'est développée pour une large variété d'applications dans les domaines hydraulique et mécanique. L'inclusion de géotextiles dans les sols permet, selon le domaine ou la fonction de l'ouvrage, d'améliorer les propriétés de ces sols.

De nombreuses applications expérimentales ou réelles de renforcement des sols par des géosynthétiques dans le cas des murs de soutènement, des pentes ainsi que des remblais construits sur des sols de fondation mous ont été réalisées avec succès (CFG, 2015). Ces ouvrages présentent les avantages suivants :

- Une structure relativement souple,
- Des pentes de talus plus raides (jusqu'à 90°),
- Une végétalisation possible des talus,

- Un coût relativement peu élevé,
- Un temps d'exécution court avec peu de personnel qualifié.

Le choix du géosynthétique doit s'effectuer en fonction de :

- Sa résistance en traction de dimensionnement à long terme et de sa raideur ;
- Son coefficient d'interaction avec le matériau Sol ;
- Son polymère constitutif, devant être compatible en termes de durabilité avec le matériau de remblai, et le cas échéant, avec les matériaux constitutifs du parement.

Ces dernières années, les géosynthétiques ont été largement utilisés comme moyen économique de renforcement des sols dans les murs et les pentes. Ces différentes structures de sol utilisent différentes méthodologies de conception, ce qui peut conduire à des résultats sensiblement différents. Cette distinction de conception basée sur une synthèse de calculs de base semi-empiriques pour évaluer la stabilité interne et externe (à l'exception de la stabilité globale ou composite). L'évaluation de la conception des pentes et des murs renforcés peut être considérée comme un sous-ensemble de la stabilité des pentes qui prend en compte le problème des pentes traditionnelles avec les forces supplémentaires d'éléments tels que les renforcements et le revêtement, construits sur un sol de fondation (Leshchinsky et Reinschmidt, 1985 ; Leshchinsky et Boedeker, 1989 ; Shukla, 2016 ; Leshchinsky et al., 2017).

Le géosynthétique de renforcement doit permettre d'obtenir le frottement, entre lui et le sol de remblai, requis sur cette interface, car c'est un paramètre essentiel pour la justification de la stabilité de l'ouvrage. L'application de la technique de renforcement des sols par géotextiles pour la conception des pentes est sûrement envisageable du point de vue technique et pratique, bien que les autorités techniques et les maîtres d'ouvrage hésitent parfois à autoriser leur emploi, cela étant dû pour partie au manque de validation des méthodes de dimensionnement existantes.

L'interaction entre les sols et les géosynthétiques est de la plus haute importance dans les applications de ces matériaux comme renforcement en géotechnique. Cela est également vrai pour certaines applications des géosynthétiques dans les ouvrages de renforcement. Les mécanismes d'interaction sol-géosynthétique peuvent être très complexes, selon le type et les propriétés du géosynthétique et du sol.

Étant donné que l'interaction sol-renforcement n'est pas explicitement saisie dans ces méthodes, un certain nombre de limites existent dans l'estimation des forces de renforcement



ainsi que leurs distributions. Ce travail présente une nouvelle approche pour évaluer la stabilité interne des pentes renforcées. Dans ce cadre, un modèle de frottement a été développé, qui tient compte de la résistance à l'arrachement et la redistribution d'efforts de renforcement. En combinant le modèle de frottement par arrachement et la méthode d'équilibre limite de Bishop modifié, un modèle analytique a été développé en utilisant la résistance au cisaillement mobilisée du sol pour prédire la force de traction mobilisée du renforcement dans les pentes. En utilisant ce modèle, une approche a été développée pour évaluer la stabilité interne des pentes de sol renforcée en considérant l'interaction sol-renforcement et les conditions aux limites pour un facteur de sécurité cible. Pour démontrer l'applicabilité de cette méthode, plusieurs simulations ont été faites et comparées sur des résultats publiés obtenus à partir d'une pente renforcée sur le terrain et dans le modèle de centrifugeuse.

Devant l'intérêt potentiel de la technique de renforcement des pentes par géotextiles dans ce cas précis, la présente thèse, qui s'inscrit dans ce cadre, comprend six chapitres regroupés en trois parties :

- la première partie composée de deux chapitres, consacrée à une synthèse bibliographique sur les géotextiles actuels avec leurs propriétés (Chapitre 1), à une revue des différentes techniques de géosynthétiques utilisées en géotechniques des renforcements des pentes et la méthode générale la plus utilisée pour le dimensionnement des pentes renforcées par géosynthétiques (Chapitre 2) ;

- la seconde partie comportant deux chapitres, présente les principales approches pour la conception et calcul des pentes renforcées (Chapitre 3) et les principales méthodes d'équilibre limite utilisées dans l'analyse de la stabilité des pentes renforcées et non renforcées de différentes formes de surface de glissement (Chapitre 4) ;

- la troisième partie, divisée en deux chapitres, décrit une méthodologie possible d'analyse de la stabilité des pentes renforcées pour l'estimation des forces de renforcement ainsi que leurs distributions en prenant en considération l'interaction sol-renforcement (Chapitre 5), et l'analyse d'équilibre limite des pentes du sol renforcées avec différents coefficients d'interaction sol-renforcement comparés aux résultats publiés obtenus à partir d'une pente renforcée sur le terrain et dans le modèle de centrifugeuse (Chapitre 6).

# 1 *Les géotextiles*

## **1.1 Introduction**

Un géosynthétique est le terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Il se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle, pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans des différents domaines : infrastructures linéaires de transport (routes, voies ferrées), ouvrages hydrauliques (barrages, bassins, canaux), ouvrages pour la protection de l'environnement (installations de stockage de déchets, stockage de déchets miniers, sites et sols pollués), bâtiments (Sotton, 1981 ; Berg, 2000; Koerner, 2005).

Les géosynthétiques peuvent se classer en trois familles principales : les géotextiles et produits apparentés, les géomembranes, et les géosynthétiques bentonitiques. Les géotextiles et produits apparentés assurent les fonctions de drainage, filtration, protection, renforcement, séparation, contrôle de l'érosion de surface. Les géomembranes et géosynthétiques bentonitiques, quant à eux, assurent exclusivement la fonction d'étanchéité. Les produits issus de la combinaison de manière industrielle de deux ou plusieurs géosynthétiques sont appelés géocomposites (Sotton, 1981 ; Berg, 2000; Koerner, 2005).

Les géosynthétiques sont définis par des caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques selon des essais normalisés, identifiés pour l'essentiel par des normes internationales de type ISO, européennes de type EN, ou nationales de type NF, DIN, ASTM...

Les centaines de produits géosynthétiques existant actuellement sur le marché peuvent être classés en 6 groupes, d'après les matières premières utilisées, les modes de fabrication et les domaines d'utilisation :

- 1 - les géotextiles,
- 2 - les géogrilles,
- 3 - les géofilets,
- 4 - les géomembranes,
- 5 - les géocomposites,
- 6 - les "géodivers" ou "géoautes".

Les géosynthétiques, qui seront principalement traités dans ce chapitre et qui forment le groupe de géosynthétiques le plus important, sont des textiles au sens propre du mot, constitués surtout de fibres synthétiques, plutôt que de fibres naturelles comme le coton ou la jute. Les fibres synthétiques sont transformées en un tissu flexible et poreux, par tissage, par tricotage et par liaison de voile ou de nappes de fibres.

## ***1.2 Matériaux et procédures de fabrication***

Les géosynthétiques à base de polyester et de polypropylène sont les plus courants. Le polypropylène a une structure plus dense, généralement une résistance à la traction supérieure, un aspect moins poilu. Le manque de polypropylène - il réagit mal aux ultraviolets - devient fragile. Les géotextiles en polypropylène peuvent avoir n'importe quelle couleur, car des colorants peuvent être ajoutés à la matière première. La base est blanche, mais la couleur change le plus souvent en raison des additifs ajoutés pour obtenir des propriétés spéciales. Par exemple, pour que les géosynthétiques tolèrent mieux la lumière du soleil (NF EN ISO 10318-1).

### ***1.2.1 Les matières premières***

Les polymères synthétiques sont composés de grandes molécules (macro-molécules) obtenues par polymérisation, c'est à dire par jonction de plusieurs petites molécules identiques (monomères). La majorité des produits géotextiles existant sur le marché est fabriquée à partir de polymères thermofusibles comme le polypropylène (PP), le polyéthylène (PE), le polyester (PETT) et le polyamide (PA).

Plusieurs additifs, comme des catalyseurs, des acides accepteurs et des lubrifiants, sont rajoutés aux matières premières pour améliorer le processus de polymérisation. Des antioxydants, des stabilisateurs d'ultraviolets, des stabilisateurs biologiques et des pigments sont aussi utilisés lors de la production des géotextiles pour donner aux matériaux des propriétés particulières selon les applications.

#### **- Le polypropylène (PP)**

Le polypropylène est obtenu par polymérisation du propylène en présence de catalyseurs. Les polypropylènes ont des caractéristiques mécaniques relativement faibles mais ont une inertie totale à l'eau. Leur température de transition vitreuse est de l'ordre de  $-10^{\circ}\text{C}$  et la température de fusion de  $160^{\circ}\text{C}$ .

#### **- Le polyéthylène (PE)**

Le polyéthylène est obtenu par polymérisation de longues chaînes d'éthylène (NF EN ISO 10318-1). Il existe trois principaux groupes de polyéthylènes, qui ont des caractéristiques mécaniques variables selon le procédé de polymérisation : les polyéthylènes à faible densité ( $920\text{-}930\text{ kg/m}^3$ ), les polyéthylènes à faible densité linéaire ( $925\text{-}940\text{ kg/m}^3$ ) et les polyéthylènes à haute densité ( $940\text{ - }960\text{ kg/m}^3$ ). Leurs caractéristiques de tenue au fluage, aux rayons ultraviolets et à la température sont faibles. La température de transition vitreuse est de l'ordre de  $-10^{\circ}\text{C}$ .

#### **- Le polyester (PETP)**

Le polyester est obtenu par polymérisation du glycol éthylène en présence du diméthyle téréphtalique ou d'acide téréphtalique. Le polyester présente sur le plan mécanique de bonnes caractéristiques, comme une résistance à la traction élevée et une faible sensibilité au fluage, en raison de sa température de transition vitreuse ( $80^{\circ}\text{C}$ ), supérieure en général à sa température de fonctionnement. Il possède outre une grande inertie chimique face aux solvants, à l'eau de mer et aux acides. Par contre, le polyester est sensible aux produits basiques.

#### **- Le polyamide (PA)**

Il existe deux types de polyamide, le polyamide 6 et le polyamide 66. Le polyamide 6 est obtenu par polymérisation du caprolactame, produit dérivé du pétrole. Le polyamide 66 est obtenu à partir du sel d'acide adipique et de l'hexaméthylène diamine, tous deux produits dérivés du pétrole. Les polyamides ont un comportement mécanique semblable au polyester

mais présentent une perte sensible de leurs caractéristiques par hydrolyse lorsqu'ils sont dans un milieu à pH faible ou simplement dans un milieu humide. Leur température de transition vitreuse est de l'ordre de 60° C (Sotton, 1981 ; Shukla, 2016).

### 1.2.2 Propriétés des matières premières

En raison de leurs structures moléculaires et procédés de fabrication différents, les propriétés de base de ces quatre polymères varient considérablement comme on peut le voir dans les tableaux suivants.

**Tableau 1.1** - Principales propriétés des matières premières des fibres (CFG, 2015).

Propriété	Polyester PETP	Polyamide PA 6/66	Polypropylène PP	Polyéthylène PE
Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	13.80	11.40	9.10	9.50
Point de fusion (°c)	260	212-256	165	125
Résistance à la rupture	350-1300	350-1000	220-550	300-650
Allongement à la rupture	10-55	15-70	15-50	10-45

### 1.2.3 Procédés de fabrication et types de produits

Les polymères et les additifs nécessaires sont soumis sous fusion aux différents processus de fabrication pour la production des matériaux dont les géotextiles sont finalement fabriqués.

#### -Géotextiles

Les Géotextiles sont des tissus, tissés ou non-tissés, appliqués dans les travaux géosynthétiques. Les exigences fonctionnelles ensemble avec le coût de production afin d'atteindre les exigences, décident quel type de géotextile sera appliqué. L'avantage le plus important est la diversité et la possibilité de produire des géotextiles adéquats aux exigences de la situation. Les matières primaires principales sont polypropylène, polyester et polyéthylène (NF EN ISO 10318-1 ; Sotton, 1981 ; Berg, 2000 ; Ortigao & Sayao, 2004 ; CFG, 2015).

Plusieurs techniques d'assemblage des fibres textiles donnent les matériaux servant à la confection des tissus géotextiles comme les fus (monofilament, multifilament), les fils de fibres discontinues, les bandelettes et les bandelettes découpées de film.

Selon les éléments constitutants, le procédé de fabrication et la structure, plusieurs types de **géotextiles** et produits apparentés sont obtenus.

#### **- Non-tissés**

Un géotextile non tissé est une nappe de textile obtenue par mise en place, généralement au hasard, de fibres ou de fils liés entre eux par trois types de techniques : liaison mécanique, liaison chimique ou liaison thermique.

*La liaison mécanique* est obtenue par entrelacement des fils, à partir d'une série d'aiguilles s'enfonçant dans la nappe qui défile lors du processus de fabrication. Dans certains cas, une vibration ou une rotation des aiguilles affine le processus d'entrelacement. Les géotextiles ainsi obtenus sont de haute densité et épais. Leurs épaisseurs se situent entre 1 et 6 mm (Sotton, 1981 ; Shukla, 2016).

*La liaison chimique* est réalisée par addition de résines ou d'émulsions qui collent les fibres ou fus à leurs points de contact. Cette liaison est la moins utilisée et les géotextiles ainsi obtenus ont une épaisseur entre 0,5 et 3 mm (Sotton, 1981 ; Shukla, 2016).

*La liaison thermique* est obtenue par l'effet conjugué de la chaleur et de la pression sur les fibres ou fils qui passent entre deux rouleaux lors du processus de fabrication (calandrage).

Une fusion partielle des points de contact des fils est obtenue. Les géotextiles ainsi obtenus sont généralement très fins, avec des épaisseurs entre 0,5 et 3 mm (Sotton, 1981 ; Shukla, 2016).

#### **- Tissés**

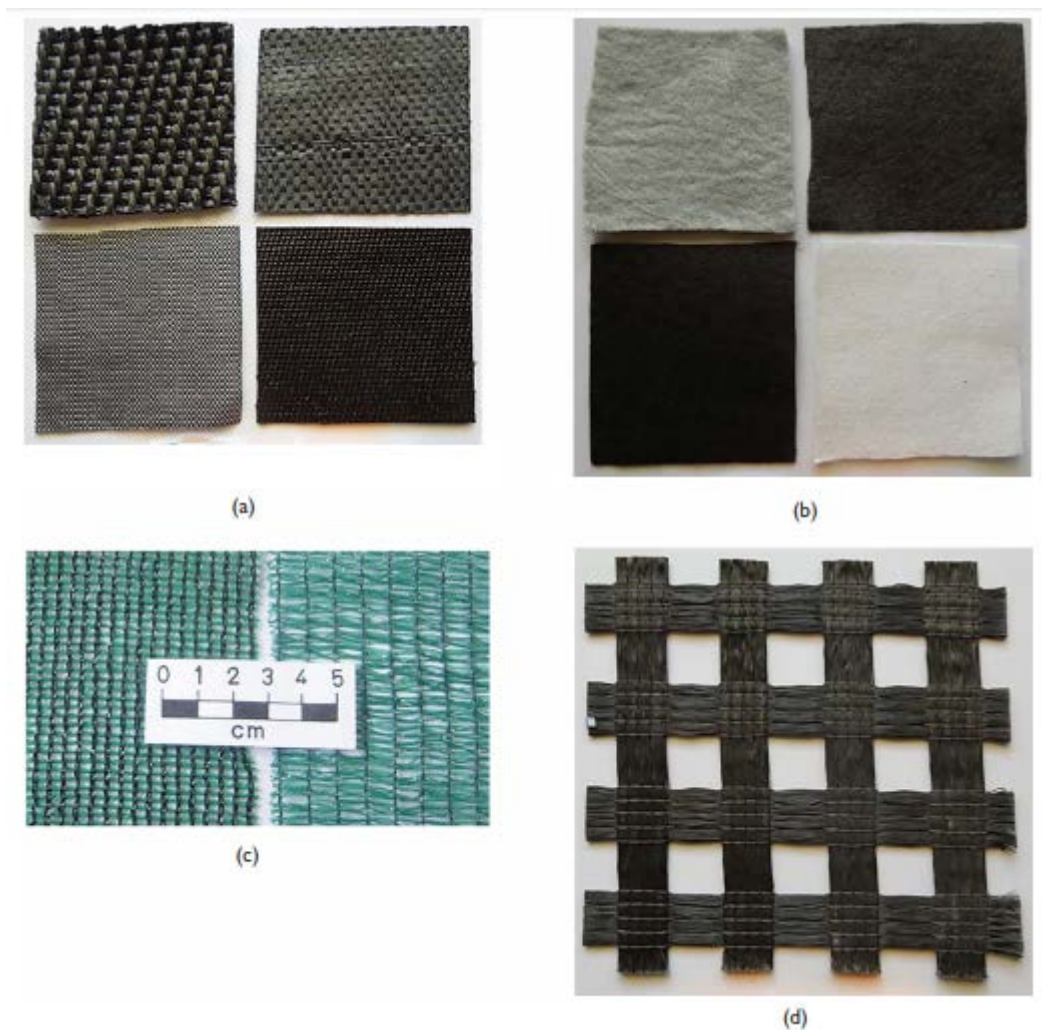
Un géotextile tissé est une nappe de textile produite avec les techniques classiques de tissage, c'est à dire par entrelacement de deux fils ou filaments, de plusieurs faisceaux de fibres, de bandelettes ou d'autres composants. Le processus de tissage leur donne une apparence caractéristique, qui montre deux séries de fils parallèles entrelacés à angle droit. Les fils utilisés pour la fabrication des tissés peuvent être des monofilaments, des multifilaments ou des combinaisons des deux (CFG, 2015 ; Shukla, 2016). Les bandelettes sont de plus en plus utilisées pour la fabrication des tissés, en combinaison avec des monofilaments et multifilaments.

#### **- Tricotés**

Un géotextile tricoté est obtenu par assemblage de deux nappes de fils parallèles au moyen d'un fil de liaison, de façon à obtenir la répartition géométrique désirée. On peut

trouver les tricotés sous forme de panneau ou de tube, cette dernière présentation étant très utile pour le revêtement ou l'enrobage d'éléments tels que celui des tuyaux drainants. Ils sont utilisés généralement pour remplacer les filtres d'enrobage, souvent confectionné en matière végétale (CFG, 2015).

Les produits présentés ci-dessus constituent les catégories principales des **géotextiles** à proprement parler. Outre ces produits, il faut distinguer certains produits apparentés, également très employés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil : les géogrilles, les géofilets, les nattes et les géotextiles alvéolaires.



a) Géotextile tissé b) Géotextile non tissé c) Géotextile tricoté d) Géotextile cousu

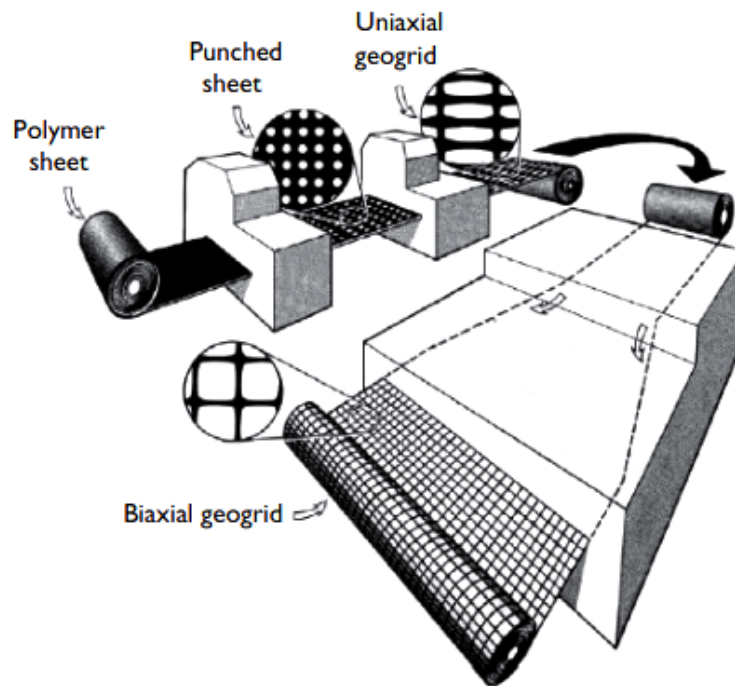
**Fig. 1.1** Types de géotextiles

### - Géogrilles

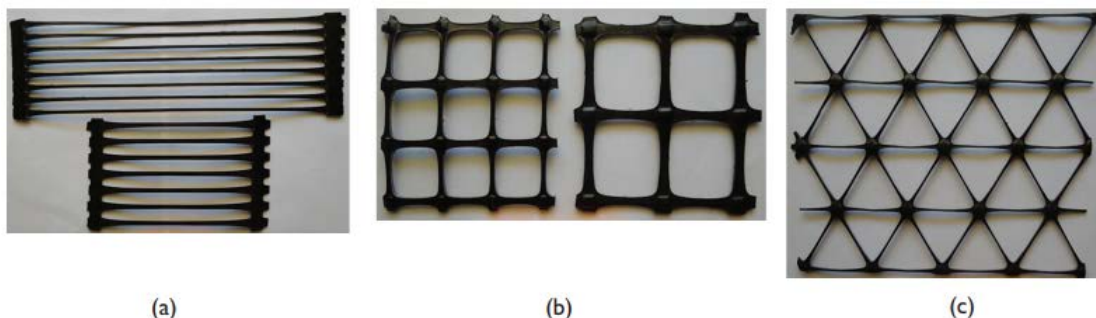
Géogrilles sont un développement avancé de géotextiles en agrandissant les mailles des géotextiles et en les ajustant aux matériaux nécessaires. Ces produits s'orientent alors vers une

application spécifique c.-à-d. le renforcement. Dépendant de l'application, la résistance à la traction, l'allongement limité à la rupture et le fluage minimal peuvent jouer un rôle important dans la sélection des produits (NF EN ISO 10318-1 ; Ortigao & Sayao, 2004 ; Shukla, 2016).

Une géogrille est fabriquée à partir de bandes de polymères de haut module, selon le processus présenté sur la figure 1.2. La bande de polymère est généralement portée à haute température et ensuite étirée. L'étirage peut être réalisé dans une seule direction (géogrille uniaxiale), dans deux directions (géogrille biaxiale) ou dans trois directions (géogrille triaxiale). Au cours de l'étirage, une orientation des macromolécules se produit, ce qui entraîne une grande résistance à la traction dans le sens de l'étirage. Les géogrilles sont aussi fabriquées par soudure de lanières de polymères ou par liaison thermique de fibres extrudées (Ortigao & Sayao, 2004 ; CFG, 2015).



**Fig. 1.2** Processus de fabrication des géogrilles



(a)

(b)

(c)

a) géogrille uniaxiale

b) géogrille biaxiale

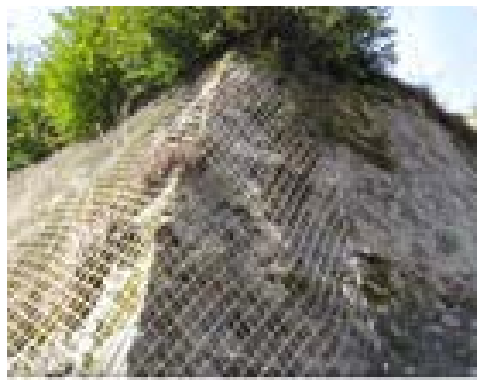
c) géogrille triaxiale

**Fig. 1.3** Structures de géogrilles



### - Géofilets

Un géofilet est une structure plane, à base de polymères, constituée d'un réseau dense et régulier dont les constituants sont liés par des noeuds ou par extrusion et dont les ouvertures sont significativement plus larges que les constituants (Ortigao & Sayao, 2004 ; CFG 2015). Il est formé de deux séries de fils parallèles extrudées se croisant avec des angles constants (généralement entre 60 et 90°). Les intersections des fils sont liées thermiquement. Certains géofilets sont légèrement étirés lors de la fabrication pour leur donner une haute résistance à la traction. Des épaisseurs de fils entre 1 et 5 mm sont utilisées pour fabriquer des géofilets avec des ouvertures entre 10 et 75 mm.



**Fig. 1.4** Structure d'un géofilet

### - Nattes

Une natte est une structure tridimensionnelle très ouverte constituée de gros fils relativement rigides, dont les intersections sont liées thermiquement. Les nattes ont des épaisseurs entre 10 et 20 mm (Ortigao & Sayao, 2004 ; CFG, 2015).

### - Géotextiles alvéolaires

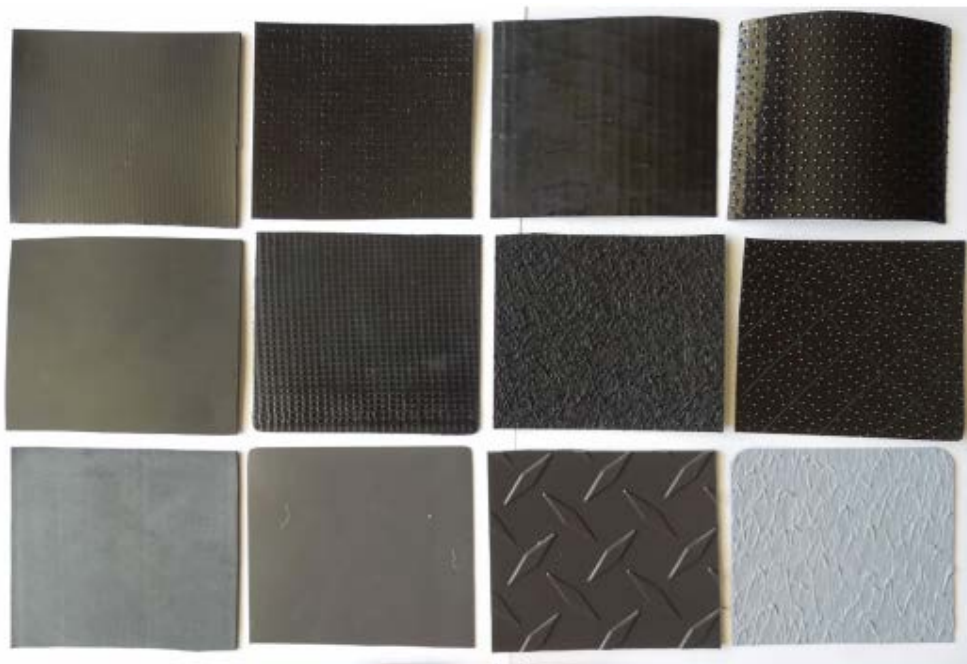
Un géotextile alvéolaire est une structure tridimensionnelle, formée d'une nappe régulière constituée de bandes de géotextiles soudées par point entre elles. Les alvéoles obtenues ont d'habitude une forme à peu près hexagonale (CFG, 2015). Une structure alvéolaire type est présentée sur la figure 1.5.



**Fig. 1.5** Géotextiles alvéolaires

### - Géomembranes

Les géomembranes constituent, après les géotextiles, le second groupe par ordre d'importance parmi les géosynthétiques. Ce sont des feuilles étanches, souples, minces et continues fabriquées à partir de produits synthétiques comme le polyéthylène de haute densité, le polyéthylène de basse densité et le Polychlorure de vinyle ou de produits comme le copolymère bitumineux. Il existe plusieurs types de géomembranes, qui se différencient selon les produits chimiques de base, les processus de fabrication et les structures macroscopiques (Ortigao & Sayao, 2004 ; CFG, 2015). Les géomembranes sont principalement utilisées comme barrières contre les gaz et les liquides dans les déchetteries et les décharges de produits toxiques.



**Fig. 1.6** Types de Géomembranes

### - Géocomposites

Un géocomposite est une structure fabriquée à partir de deux ou plusieurs types de géotextiles. Il existe de multiples combinaisons possibles à partir de la gamme de produits (fil, filament, fibres coupées) ou de matériaux (géotextiles, géogrilles, géomembranes ...) disponibles. Cela permet la fabrication de structures à fonctions très spécifiques. La diversité des produits géocomposites est énorme (NF EN ISO 10318-1 ; Ortigao & Sayao, 2004 ; CFG, 2015). Quelques exemples de produits géocomposites sont présentés sur la figure 1.7.



**Fig. 1.7** Géocomposites

### - Géodivers ou géoautres

Aux géosynthétiques présentés ci-dessus, il faut ajouter une variété de produits ayant des structures et des caractéristiques spéciales, développée presque sur commande pour des conditions particulières d'application. Ces produits sont obtenus par affinement et par combinaison des matières premières, des procédés de fabrication des caractéristiques et des fonctions déjà utilisés pour les autres géosynthétiques (Ortigao & Sayao, 2004 ; CFG, 2015). De tels produits sont regroupés sous le nom de géodivers ou géoautres.

### **1.3 Les propriétés des géotextiles**

Les caractéristiques d'un géotextile vont répondre essentiellement, d'une part, des propriétés intrinsèques des fibres textiles qui les constituent, et d'autre part, des techniques mises en œuvre au moment de l'assemblage de ces fibres (NF EN ISO 10318-1 ; CFG, 2015).

La connaissance des propriétés des géotextiles permet à l'ingénieur de suivre sa philosophie rationnelle de dimensionnement et de sélectionner le type de géotextile à prescrire.

Du fait du développement rapide des produits géotextiles et de leurs modes d'application, il n'a pas été possible d'unifier les méthodes d'analyse du comportement des géotextiles. Les propriétés des géotextiles sont généralement regroupées dans les cinq catégories suivantes :

- 1 - propriétés physiques,
- 2 - propriétés mécaniques,
- 3 - propriétés hydrauliques,
- 4 - comportement à long terme,
- 5 - durabilité,

### **1.3.1 Propriétés physiques**

Les principales propriétés physiques des géotextiles sont la masse par unité de surface et l'épaisseur. On utilise aussi la masse volumique des fibres et la flexibilité.

#### **- Masse volumique des fibres**

La masse volumique des fibres est la masse volumique du polymère de base à partir duquel le géotextile est fabriqué (Koerner, 2005 ; Shukla, 2016). Elle est définie comme la masse d'une unité de volume du polymère à 4°C. Les valeurs usuelles sont de l'ordre de 0,91 t/m<sup>3</sup> pour le polypropylène, 1,22 à 1,38 t/m<sup>3</sup> pour le polyester, 1,05 à 1,14 t/m<sup>3</sup> pour le Nylon, 0,91 à 0,95 t/m<sup>3</sup> pour le polyéthylène, et, par comparaison, de 2,54 t/m<sup>3</sup> et 7,87 t/m<sup>3</sup> respectivement pour le verre et l'acier. Il faudra noter que la masse volumique de certains polymères est inférieure à 1 t/m<sup>3</sup>, ce qui est un désavantage lorsque le géotextile est mis en place sous l'eau (Koerner, 2005).

#### **- Masse surfacique**

La masse surfacique est la masse d'un tissu géotextile par unité de surface. Elle s'exprime en g/m<sup>2</sup> ou kg/m<sup>2</sup> et les valeurs usuelles se situent entre 100 et 300 g/m<sup>2</sup> pour les tissés, entre 90 et 400 pour les non-tissés (jusqu'à 1000 g/m<sup>2</sup> pour les tissés et non-tissés spéciaux). La masse surfacique présente une corrélation directe avec les caractéristiques mécaniques, hydrauliques et aussi le prix du géotextile (Koerner, 2005 ; Shukla, 2016).

**- Epaisseur**

L'épaisseur est la distance entre les deux faces du géotextile. L'épaisseur des géotextiles est plus une propriété décrivant le produit qu'une propriété servant pour le dimensionnement. Les non-tissés mesurent généralement entre 0,2 et 5 mm d'épaisseur. Les non-tissés liés mécaniquement sont les plus épais, tandis que ceux liés thermiquement ou chimiquement forment les espèces les plus fines. Les épaisseurs des tissés se situent entre 0,2 et 1,5 mm.

L'épaisseur des non-tissés est fortement fonction de la charge appliquée (compressibilité). Les tissés, par contre, sont beaucoup moins compressibles sous charge (Koerner, 2005).

**- Flexibilité**

La flexibilité ne doit pas être confondue avec le module de raideur déterminé d'après la courbe traction-élongation. La flexibilité décrit l'interaction entre le poids et la raideur propre du tissu, c'est à dire la façon dont le géotextile se comporte sous l'effet de son poids propre.

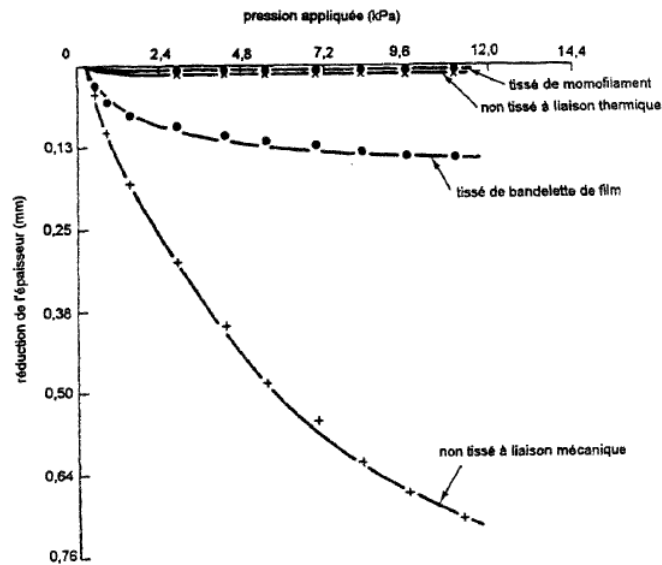
Cette propriété donne une indication sur la capacité du géotextile à fournir une surface de travail appropriée lors des mises en place. Pour la mise en place d'un géotextile sur des sols extrêmement mous, une grande flexibilité du matériau est un avantage (Koerner, 2005).

**1.3.2 Propriétés mécaniques**

Les caractéristiques mécaniques déterminent largement le domaine d'application des géotextiles, car elles indiquent la résistance aux contraintes mécaniques issues des forces extérieures appliquées ou des conditions d'application.

**- Compressibilité**

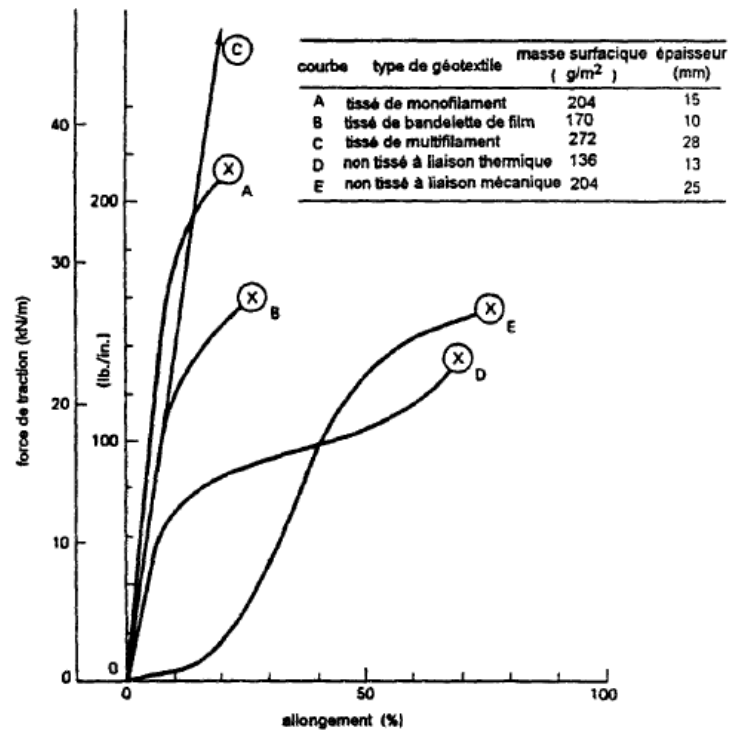
La compressibilité du géotextile est la variation de l'épaisseur du tissu sous l'effet de contraintes normales à son plan. Elle est généralement caractérisée par un module de compressibilité, qui est le rapport entre la contrainte moyenne normale au plan et la déformation correspondante du géotextile. Le module de compressibilité est souvent exprimé en kilopascals (kPa). La compressibilité dépend plus du procédé de fabrication que des matières premières (les non-tissés aiguilletés de fibres courtes sont beaucoup plus compressibles que les non-tissés thermo liés). Les matériaux compressibles verront leurs caractéristiques hydrauliques diminuer en fonction de la charge appliquée (Koerner, 2005 ; Shukla, 2016).



**Fig. 1.8** Compressibilité de différents géotextiles (Koerner, 2005)

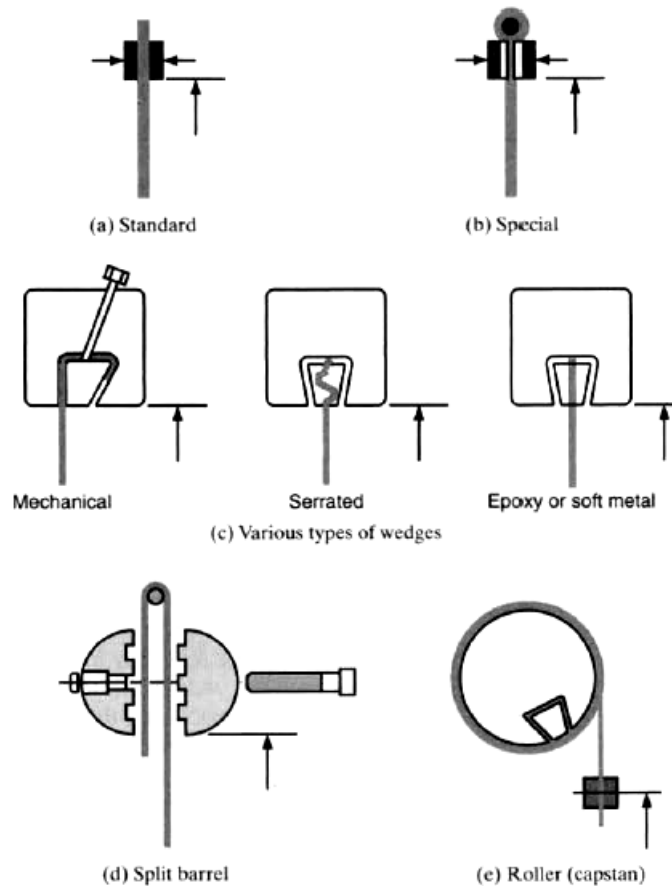
### -Comportement en traction

Le comportement en traction est sûrement la caractéristique la plus importante d'un géotextile pour ses applications en renforcement. La plupart des applications des géotextiles se réfèrent à cette propriété comme fonction première (renforcement) ou comme fonction secondaire (séparation, filtration ou drainage). Le comportement en traction, déterminé lors de la mise en traction jusqu'à la rupture du géotextile en déformation plane, est caractérisé par la relation entre l'effort de traction (force par unité de largeur exprimée en kN/m) et l'allongement du géotextile (déformation relative à la longueur de traction, exprimée en pourcentage). A partir de la courbe "effort de traction-allongement", on caractérise à la fois la résistance à la traction (rupture) et la raideur du géotextile. La figure 1.9 donne une idée des variations possibles entre différents géotextiles.



**Fig. 1.9** Comportement en traction de différents géotextiles (Koerner, 2005)

Les types d'appareils utilisés pour le géotextile sont une autre question. La figure 1.10 illustre les différents types de poignée recommandés pour une utilisation en fonction de la résistance ultime du géotextile. Avec des résistances géotextiles supérieures à environ 50 kN / m, les mâchoires de serrage standard (figure 1.10a) ne sont pas satisfaisantes. Cela est dû au glissement dans les poignées conventionnelles ou aux concentrations de contraintes à la face des poignées conduisant à des valeurs erronées de contrainte et de déformation. Les poignées standard peuvent être rendues adaptables jusqu'à environ 90 kN / m (figure 1.10b).



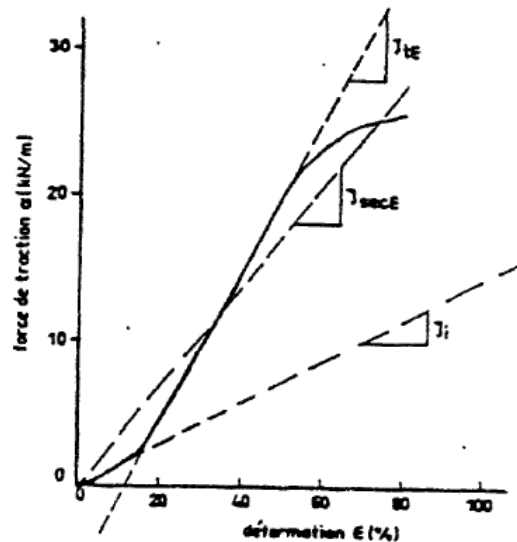
**Fig. 1.10** Différents types de poignées pour tester les géotextiles et les géogrilles

La résistance à la traction est donnée par la force de rupture par unité de largeur  $\alpha_f$  (kN/m), correspondant à l'effort de traction maximal et l'allongement à la rupture  $\varepsilon_f$  (pourcentage), obtenue sous l'effort de traction maximal. Dans le cas des géotextiles tissés, ces propriétés dépendent essentiellement des matériaux constituants, alors que, pour les géotextiles non-tissés, la structure interne joue un rôle déterminant (Koerner, 2005 ; Shukla, 2016). A même masse surfacique  $\mu$  les non-tissés thermoliés ont une force de rupture par unité de largeur  $\alpha_f$  plus grande que celle des non-tissés aiguilletés. Les tissés ont une résistance en traction encore bien supérieure, mais présentent une anisotropie entre le sens chaîne (sens d'avancement de la nappe en cours de fabrication) et trame (sens perpendiculaire à celui de la chaîne).

La raideur  $J$  est le rapport entre la force de traction par unité de largeur  $\alpha$  et l'allongement  $\varepsilon$  correspondant. Elle s'exprime en kN/m.

Les courbes "effort de traction-allongement" ne sont pas forcément linéaires. On définit alors plusieurs raideurs, correspondant à des forces de traction ou à des déformations données (figure 1.11) : raideur tangente initiale, raideur sécante, raideur tangente.





- $J_i$  - raideur tangente initiale  
 $J_{secE}$  - raideur sécante  
 $J_{tE}$  - raideur tangente

Fig. 1.11 Différentes définitions de la raideur (Paulson, 1987)

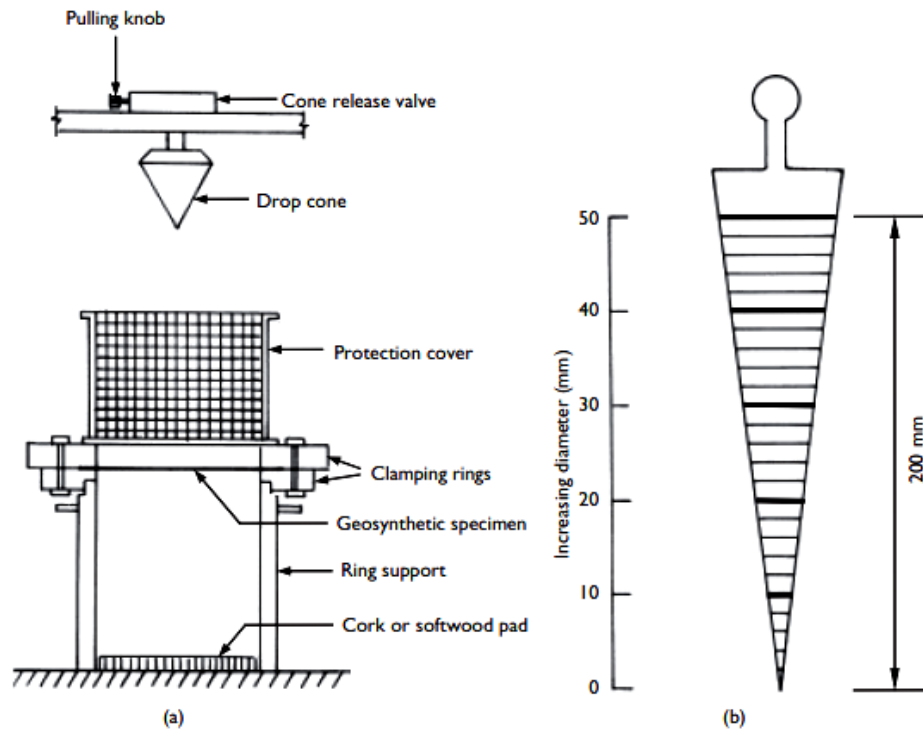
#### - Résistance au déchirement

La résistance du géotextile au développement ou à la propagation de déchirures locales (déchirures amorcées) est caractérisée par la force de rupture  $R_w$ , généralement exprimée en kN. Le déchirement d'un géotextile se produit par la conjonction de deux actions : une action localisée de type "percement" et une action répartie de type "traction".

#### - Résistance au percement

La résistance au percement permet de mesurer la vulnérabilité des géotextiles aux divers chocs provoqués par la chute de corps rigides. Ces chocs provoquent des mécanismes de percement de trois types principalement : la perforation, le poinçonnement et l'éclatement.

La résistance au percement est caractérisée par la force de poinçonnement  $R_p$  exprimée en N ou/et par le diamètre  $0_d$  en mm de l'ouverture du trou due à la perforation (Koerner, 2005 ; Shukla, 2016).



**Fig. 1.12** Essai de la résistance au percement

#### - Résistance des joints (couture)

Les nappes de géotextiles sont très souvent reliées entre elles lors de la mise en place, généralement par couture. La résistance des joints est caractérisée par la perte de résistance en traction d'un géotextile cousu  $\alpha$ , exprimée en kN/m, par rapport au géotextile sans couture (CFG, 2015).

#### - Résistance à la fatigue

La résistance à la fatigue est l'aptitude du géotextile à supporter les sollicitations alternées (par exemple, le chargement et le déchargement dus au trafic pour une voie de circulation) avant sa rupture. Jusqu'à ce jour, ce phénomène n'a pas fait l'objet d'études approfondies ; mais il semble cependant que la structure du géotextile soit plus sensible à la fatigue que le polymère lui-même. La résistance à la fatigue est caractérisée par une traction de fatigue  $\alpha_f$  en kN due au cycle de charge-décharge, qui sert à diminuer la valeur  $\alpha_f$  obtenue par l'essai de traction, utilisée pour le dimensionnement (Koerner, 2005 ; Shukla, 2016).

#### - Propriétés de frottement

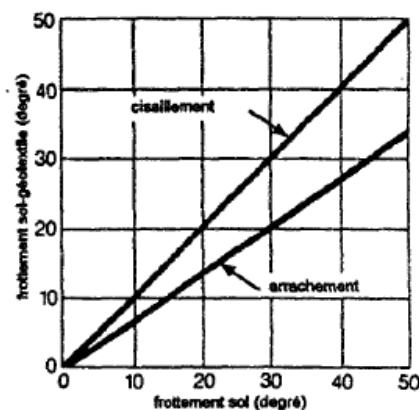
Ces propriétés sont en relation directe avec la structure des matériaux en présence (sol géotextile et géotextile-géotextile) et caractérisent les résistances au cisaillement (frottement) de l'interface entre le matériau de remblai et le géotextile ou des géotextiles placés les uns sur

les autres. Le frottement sol-géotextile est le phénomène décisif dans le principe du renforcement, dans la mesure où les déplacements relatifs du sol de couverture par rapport au géotextile lui transmettent des efforts tangentiels qui entraînent finalement la mise en tension de ces géotextiles (rôle d'armature). Les interfaces sol-géotextile et géotextile-géotextile sont généralement caractérisées par les angles de frottement  $\varphi_{sg}$  et  $\varphi_{gg}$  exprimés en degrés (Koerner, 2005 ; Shukla, 2016). Tel que  $\varphi_{sg}$  : angles de frottement sol-géotextile et  $\varphi_{gg}$  : angles de frottement géotextile-géotextile.

### - Résistance à l'arrachement (ancrage)

Une autre propriété de frottement déterminante pour le renforcement est la résistance du géotextile à l'arrachement. Cette propriété définit non seulement les conditions adéquates du géotextile à jouer son rôle de renforcement, mais aussi l'aptitude d'un géotextile à fonctionner comme ancrage. Les déplacements du géotextile par rapport au sol de couverture lui transmettent des efforts tangentiels (rôle d'ancrage). La résistance à l'arrachement est caractérisée par un angle de frottement  $\varphi_a$  exprimé en degrés (NF EN 13738).

Les caractéristiques de frottements déterminés par le cisaillement sol-géotextile sont généralement plus élevées que ceux obtenues par l'arrachement (figure 1.13).



**Fig. 1.13** Caractéristiques de frottement cisaillement-arrachement (Koerner, 2005)

### 1.3.3 Propriétés hydrauliques

Les propriétés hydrauliques ont une importante déterminante lorsque le géotextile doit assurer une fonction de filtre ou de drainage. Les principales propriétés hydrauliques sont la distribution des pores, la permittivité et la transmittivité (NF G 38-061). Elles sont moins influencées par la matière première que par le mode de fabrication des géotextiles.

**- Porosité**

La porosité d'un géotextile est, comme en mécanique des sols, le rapport du volume des vides sur le volume total (Koerner, 2005). Elle caractérise l'aptitude de l'eau à couler à travers le géotextile et est généralement calculée comme suit:

$$n = 1 - \frac{m}{pt}$$

Avec : n - porosité ; m - masse par unité de surface; p - densité du géotextile ; t - épaisseur du géotextile

**- Ouverture des pores et distribution des pores**

L'ouverture des pores ( $O_p$ ), exprimée en pourcentage, est une propriété relative seulement aux tissés, particulièrement aux tissés de fils monofilaments et est en fait une comparaison entre l'ouverture totale de la surface d'une structure géotextile (l'espace des vides entre les fibres adjacentes) et la surface totale de la structure.

Les tissés de monofilaments vont des structures fermées, dont les valeurs  $O_p$  sont proches de 0, à des structures ouvertes avec  $O_p$  voisins de 36%. Les valeurs  $O_p$  de la plupart des tissés commercialisés se situent entre 4 et 10% (Koerner, 2005 ; Shukla, 2016).

L'ouverture des pores, qui n'est autre que la dimension des mailles du géotextile, fixe le diamètre des éléments du sol qui sont retenus par le géotextile et est de ce fait déterminante pour l'efficacité du filtre. En considérant que le géotextile est un tamis recouvert par différentes fractions de grains de sable, on détermine le diamètre moyen des grains pour lequel n% de la fraction est retenu sur ou dans le géotextile. On parle alors de diamètre des pores  $O_n$ , exprimé en mm ou en  $\mu\text{m}$ . Les géotextiles sont très souvent caractérisés par les ouvertures correspondantes à 90% ou 95 %, nommés respectivement "diamètre efficace des pores  $O_w$ " et "ouverture apparente des pores  $O_{95}$ " qui sont déterminés sur la courbe de distribution des pores obtenue par tamisage.

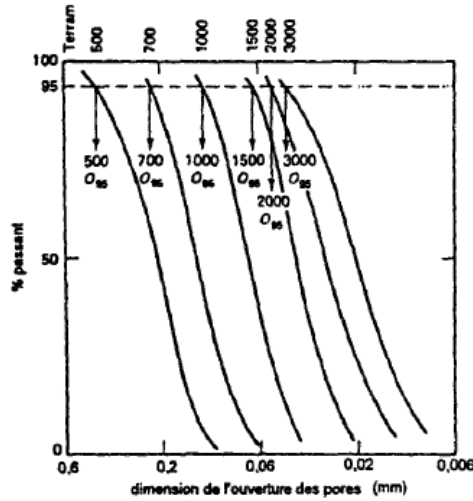
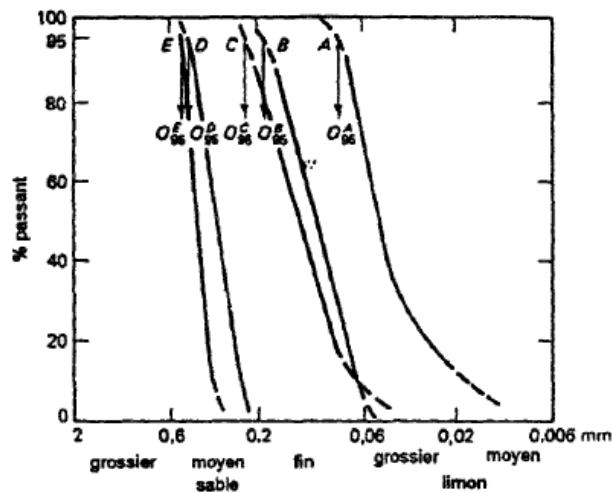


Fig. 1.14 Ouverture des pores pour une gamme de produit (Koerner, 2005)

Les valeurs usuelles de l'ouverture apparente des géotextiles sont comprises entre 0,06 et 0,15 mm pour les non tissés et entre 0,05 et 1,5 mm pour les tissés (figure 1.15).

La distribution des pores varie en fonction de la masse surfacique des nappes, de la pression appliquée normalement au plan de la nappe, de la déformation dans le plan, suivant des directions quelconques, du colmatage interne, ou du blocage des éléments solides sur les nappes, et cela pendant la période de fonctionnement.



- A - non tissé à liaison chimique (250 g/m<sup>2</sup>)
- B - non tissé à liaison mécanique (300 g/m<sup>2</sup>)
- C - non tissé à liaison thermique (140 g/m<sup>2</sup>)
- D - tissé (380 g/m<sup>2</sup>)
- E - tissé (185 g/m<sup>2</sup>)

Fig. 1.15 Distribution des pores de différents géotextiles (Koerner, 2005)

### - Permittivité

La permittivité du géotextile est caractérisée par son aptitude à permettre un écoulement de liquide perpendiculaire au plan de la nappe. La perméabilité normale au plan de la structure est fonction de l'épaisseur et, comme les géotextiles se déforment sous l'effet des contraintes à cause de leur compressibilité, la notion de permittivité a été définie : la permittivité  $\psi$  (exprimée en  $s^{-1}$ ) est le rapport entre la perméabilité normale au plan du géotextile et l'épaisseur du géotextile  $T_g$ . Les conditions hydrauliques étant fixées, le débit unitaire passant au travers du géotextile est proportionnel à la permittivité. La permittivité, qui dépend de l'ouverture des pores, varie pour les tissés d'environ 0,05 à 0,5  $s^{-1}$  (15 à 35  $s^{-1}$  pour les produits particuliers). Pour les géotextiles non tissés, la permittivité varie d'environ 0,2 à 2,5  $s^{-1}$  (Koerner, 2005 ; Shukla, 2016).

### - Transmissivité

La transmissivité du géotextile est caractérisée par son aptitude à permettre un écoulement de liquide dans son plan. Comme la permittivité, la transmissivité tient compte de l'épaisseur du géotextile : elle est le produit de la perméabilité dans le plan du géotextile (selon une certaine direction) par l'épaisseur  $T_g$  du géotextile et est usuellement exprimée en  $m^2/s$ . Le débit passant dans le plan du géotextile est proportionnel à la transmissivité. La transmissivité dépend de l'épaisseur (donc de la pression appliquée au géotextile) mais aussi de la structure des pores. Les tissés, qui sont des produits généralement minces, présentent une faible transmissivité (Koerner, 2005 ; Shukla, 2016). Les valeurs pour les non tissés se situent dans l'intervalle de variation de  $10^{-4}$  à  $10^{-8}$   $m^2/s$ .

#### **1.3.4 Comportement à long terme (endurance)**

Dans la mesure où les divers produits géotextiles et les différents processus d'application sont assez récents, des questions concernant leur comportement dans le temps sont toujours posées. Les causes de l'évolution des propriétés des géotextiles dans le temps sont généralement liées à des facteurs internes (évolution de la matière première) et externes (évolution des conditions géotechniques, c'est à dire des conditions mécaniques, hydrauliques et physico-chimiques). Les principales caractéristiques du comportement des géotextiles à long terme sont le fluage, l'abrasion et l'obstruction ou l'engorgement.

### - Fluage

Le fluage est le phénomène qui caractérise l'augmentation des elongations d'un géotextile dans le temps sous l'action d'une contrainte constante. Le fluage des structures géotextiles a fait l'objet de plusieurs études (Koerner, 2005).

Le comportement de fluage des géotextiles dépend de l'état des contraintes appliquées mais surtout du type de polymère. Le procédé de fabrication a une importance plus faible.

Ces informations sont très importantes pour le dimensionnement, dans la mesure où l'inverse du pourcentage des contraintes quasi statiques sous lesquels le fluage se produit est utilisé comme coefficient de sécurité, nécessaire à éviter les déformations de fluage (Koerner, 2005).

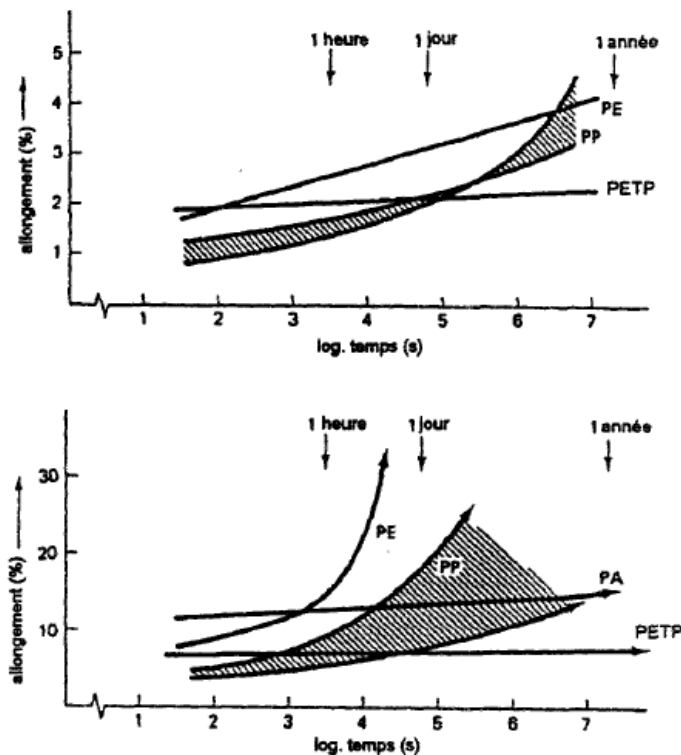
On donne ci-après quelques valeurs proposées par Hoedt :

-géotextiles de polypropylène :  $F=4$

-géotextiles de polyéthylène :  $F=4$

-géotextiles de polyamide :  $F=2.5$

-géotextiles de polyester :  $F=2$



**Fig. 1.16** Fluage de quelques fils de différents polymères (Koerner, 2005)

### **-Abrasion**

L'abrasion des géotextiles est l'usure d'une partie quelconque de la surface d'une structure géotextile suite au frottement ou ponçage contre un autre corps. L'abrasion des géotextiles dans les conditions de service peut être, et est même souvent, la cause de rupture d'une structure sol-géotextile (Koerner, 2005).

### **- Obstruction à long terme (colmatage)**

L'obstruction d'un géotextile est sa dégradation dans le domaine hydraulique, qui peut entraîner une réduction notable de la perméabilité du géotextile. Il existe trois phénomènes causant l'obstruction d'une structure géotextile : l'obstruction minérale, chimique ou biologique.

L'obstruction minérale se produit par l'effet de pénétration (interne) ou de répartition (externe) de particules à l'intérieur ou sur la surface du géotextile. Il y a alors diminution du volume des pores ou obturation des entrées des pores du géotextile. Les non tissés sont beaucoup plus affectés par le phénomène d'obstruction interne que les tissés, et les non tissés minces beaucoup plus que les non tissés épais. Par contre, les tissés et les non tissés les plus compacts sont les plus concernés par le phénomène d'obstruction externe (Koerner, 2005 ; Shukla, 2016).

L'obstruction chimique se produit quand les eaux ont une haute teneur en matières dissoutes (carbonate de calcium, oxydes de fer, ...) par l'action de bactéries sur le géotextile.

L'obstruction biologique se produit principalement par les proliférations végétales (algues).

## **1.3.5 Durabilité (dégradation)**

### **- Dégradations à l'installation**

Il est bien connu que les contraintes sévères subies durant l'installation peuvent endommager sérieusement les géotextiles. Dans certains cas, ces contraintes d'installation sont plus nuisibles au géotextile que les contraintes pour lesquelles il a été dimensionné. Différents produits géotextiles utilisés dans divers domaines d'applications ont été prélevés un certain nombre d'heures ou de jours après l'installation et les caractéristiques suivantes ont été déterminées pour les comparer aux caractéristiques des produits neufs (Koerner, 2005) :



- force de rupture mesurée dans un "grabtest",
- force de rupture de poinçonnement,
- force de rupture de déchirure,
- pression d'éclatement,
- comportement en traction.

Un coefficient de sécurité compris entre 1 et 3 est généralement nécessaire pour parer aux dommages dus à l'installation.

#### **- Dégradations de température**

Les températures normales ambiantes ne sont pas nuisibles pour les différents polymères utilisés dans la fabrication des géotextiles. Par contre, il est recommandé de ne pas exposer les géotextiles à de très hautes températures comme lors du placement de matériaux chauds, par exemple l'asphalte ou les joints hydrauliques (Koerner, 2005). Rappelons que le polypropylène a une température de fusion de 165 °C et le polyester de 250°C. Dans des conditions spéciales d'application, il peut s'avérer utile ou même nécessaire de tenir compte d'une certaine réduction des propriétés des géotextiles due à la température, mais un coefficient de sécurité n'est généralement pas nécessaire (Shukla, 2016).

#### **- Dégradations chimiques**

Comme pour la température, les polymères utilisés pour la fabrication des géotextiles ne sont pas spécialement exposés à une dégradation dans leurs conditions normales d'utilisation.

La résistance des polymères de base aux réactifs chimiques qui causent des changements du poids, des dimensions, de l'apparence et des propriétés mécaniques est généralement déterminée par les producteurs. Il existe plusieurs études sur le comportement de la plupart des fils des polymères de base sous l'effet d'un grand nombre de produits chimiques, à différents degrés de concentration et de températures (Koerner, 2005). Pour les géotextiles utilisés dans les remblais et qui sont soumis à diverses sortes de lessivages, la présence de réactifs chimiques spécifiques du milieu doit être déterminée.

#### **- Dégradations d'hydrolyse**

Tous les polymères ont une capacité à absorber l'humidité dans le temps. Les polyamides sont les plus susceptibles, ensuite les polyoléfinés, et les polyesters en dernier. L'humidité cause un certain gonflement mais pas assez pour entraîner des changements notables des

propriétés mécaniques et hydrauliques. Lorsque l'humidité est acide (dans les tourbes) ou alcaline (dans les calcaires ou les gypses), des réactions nuisibles peuvent se produire. De faibles valeurs du  $pH$  peuvent être sévères pour les polyamides, tandis que de hautes valeurs affectent plutôt certains polyesters. Dans les cas extrêmes cités ci-dessus, il est recommandé de contrôler la résistance des géotextiles aux dégradations d'hydrolyse et généralement de connaître le comportement des géotextiles par rapport au  $pH$  de 7 (Koerner, 2005).

#### **- Dégradations biologiques**

Pour que les micro-organismes comme les bactéries ou les champignons attaquent les polymères, il faut qu'ils puissent se coller aux surfaces des fils et les utiliser pour la nutrition. La dégradation des polymères de base sous l'action d'agents biologiques est peu probable. Les différents additifs utilisés lors du processus de fabrication des masses polymères peuvent être plus vulnérables. Plusieurs études sur le phénomène de dégradation biologique des polymères n'ont pas relevé de changements notables des principales propriétés (Koerner, 2005).

#### **-Dégradations dues aux rayons ultraviolets**

Le rayonnement solaire (ultraviolet) est une cause importante de la dégradation de tous les matériaux organiques et bien sûr des polymères. La dégradation des géotextiles suite aux attaques d'ultraviolets dépend de l'intensité. Ainsi, les ultraviolets UV-A (longueur d'ondes entre 400 et 315 nm) causent de légères dégradations des polymères, tandis que les ultraviolets UV-B (longueur d'ondes 315 à 280 nm) provoquent des dégradations très sévères. La température, les nuages, le vent et l'humidité sont des facteurs qui influencent le processus de dégradation dû au rayonnement solaire et doivent être considérés pour l'utilisation des géotextiles dans les différentes régions géographiques. Les producteurs de géotextiles spécifient généralement les résistances de leurs produits à la lumière et aux intempéries (Koerner, 2005). Dans la mesure où les radiations ultraviolettes peuvent entraîner des diminutions rapides des propriétés des géotextiles, il est recommandé d'éviter de les exposer à nu.

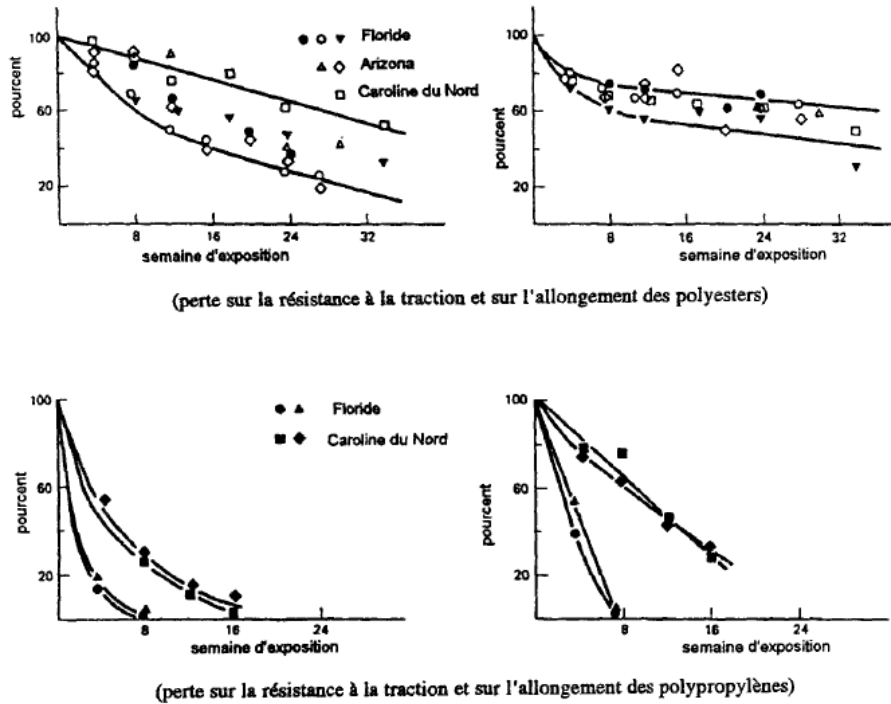


Fig. 1.17 Diminution des propriétés des géotextiles exposés (Koerner, 2005)

- Vieillessement des polymères

Cette caractéristique concerne les propriétés chimiques intrinsèques des polymères. Le vieillissement est le développement à long terme des structures moléculaires vers un certain état d'équilibre dans des conditions données. Cet état d'équilibre est souvent exprimé sous la forme d'une courbe "densité-temps" ou "logarithme d'un module-température" (figure 1.18), qui montrent les polymères évoluant vers l'état d'équilibre. La densité  $\rho$  et la température de transition vitreuse  $T_v$  sont de bons indicateurs de vieillissement. Il est important de noter que les polymères en l'état d'équilibre ne sont pas sujets à un vieillissement notable quand d'autres processus de dégradations n'affectent pas les polymères.

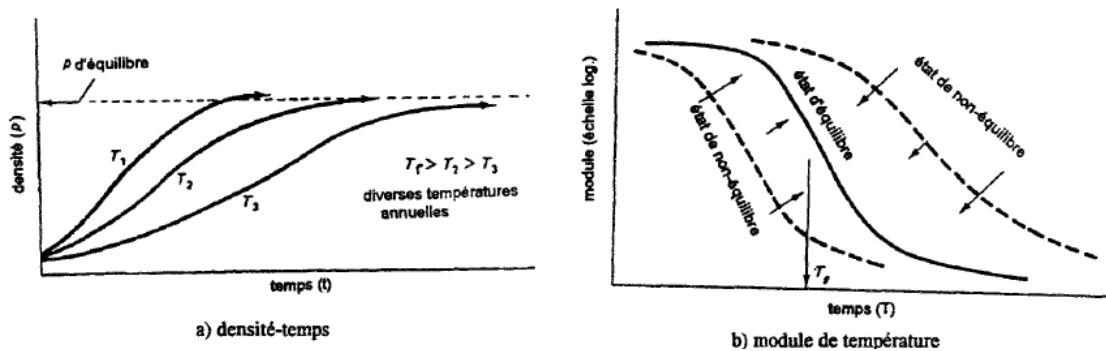


Fig. 1.18 Etat d'équilibre d'un polymère (Koerner, 2005)

### **1.4 Modes opératoires des essais**

Les méthodes d'essai concernant les propriétés physiques et mécaniques des géotextiles ont été tirées en partie ou en entier des normes textiles déjà existantes. Seules les méthodes d'essai concernant les propriétés hydrauliques, la durabilité et les effets de l'environnement sont différentes de celles des textiles classiques et sont généralement de nouvelles méthodes d'essai spécifiques aux géotextiles. Des normes d'essai ont été développées dans plusieurs pays par les organismes compétents (AFNOR, ASTM, BS, DIN, ASPG, SNRA, ...), mais il n'existe pas jusqu'à présent de document unique sur les méthodes d'essai. Le Comité Européen de Normalisation (C.E.N.) a créé en 1989 le comité Technique "Géotextiles et produits apparentés" avec l'objectif d'élaborer une normalisation unifiée en ce qui concerne la terminologie, l'identification, l'échantillonnage, les méthodes d'essai et la classification des géotextiles et produits apparentés. Le comité de normalisation et des spécifications de la société internationale des géotextiles (IGS) collecte, compare et fournit des informations sur les normes d'essai de par le monde.

Tous les produits géotextiles doivent être dotés de leur fiche technique fournissant leurs caractéristiques de fabrication, leurs propriétés mécaniques et hydrauliques et donnant des indications sur leur durabilité vis-à-vis des agents chimiques, biologiques et physiques. En fin de compte, ces données sont à déterminer par des examens plus ou moins normalisés. A l'aide de ces examens, il est possible d'apprécier et de comparer des produits géotextiles de types différents, ce qui est un premier pas vers le choix techniquement correct et l'utilisation économique des géotextiles.

Pour l'application des géotextiles dans les différents domaines, les propriétés suivantes doivent faire l'objet d'essais :

#### **- Propriétés physiques et mécaniques**

- masse par unité de surface et homogénéité,
- épaisseur et compressibilité,
- force et allongement de rupture, comportement traction-déformation,
- résistance à la déchirure,
- résistance à la perforation,
- résistance au poinçonnement ;

#### **- Durabilité**

- fluage,

- stabilité aux micro-organismes,
- stabilité chimique,
- stabilité aux rayons ultraviolets ;

#### **- Propriétés hydrauliques**

- perméabilité à l'eau, normale au géotextile,
- perméabilité à l'eau, dans le plan du géotextile,
- diamètre efficace des pores.

### **1.4.1 Prélèvement des échantillons et éprouvettes**

Pour l'exécution des essais de laboratoire, il est recommandé de disposer d'un échantillon de surface suffisante, autour de 12 m<sup>2</sup> comportant toute la largeur d'un rouleau, et dont la longueur est d'au moins 3 m. Cet échantillon ne doit être prélevé ni au début, ni à la fin d'une unité de production. Pour la réalisation de tous les essais susceptibles d'être exécutés, une aire minimale de 25 m<sup>2</sup> est recommandée par la norme française NF G 38-061.

### **1.4.2 Masse par unité de surface et homogénéité**

La masse par unité de surface permet un simple contrôle de la marchandise reçue. Elle est déterminée sur une éprouvette d'au moins 1 m<sup>2</sup>. Le poids de l'éprouvette doit être mesuré à 0,01 % près du poids total. Comme résultat, on donne la masse par unité de surface en g/m<sup>2</sup>.

La dispersion de la masse par unité de surface donne une indication sur l'homogénéité du géotextile. Les essais sont réalisés sur une dizaine d'éprouvettes circulaires ou rectangulaires de 100 ±0,2 cm<sup>2</sup> chacune. Comme résultat, on donne la masse moyenne par unité de surface en g/m<sup>2</sup> et le coefficient de variation.

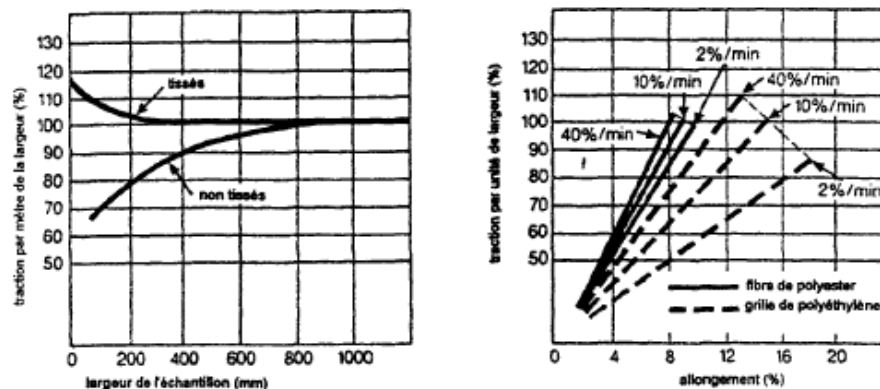
### **1.4.3 Epaisseur et compressibilité**

L'épaisseur du géotextile est déterminée sous des pressions différentes (généralement trois (3) pressions). Pour chaque pression, une dizaine d'éprouvettes circulaires de 100±0,2 cm<sup>2</sup> sont chargées par un poinçon de 25±0,2 cm<sup>2</sup>, pour les pressions suivantes : 2 ±0,02 kPa (pour une mesure d'identification), 20±0,02 kPa et/ou 200±0,02 kPa (pour un rapprochement avec les conditions d'emploi). Comme résultat, l'épaisseur moyenne pour la pression correspondante est donnée avec le coefficient de variation (Goure, 1982).

### 1.4.4 Force et allongement de rupture, comportement traction-déformation

La force et l'allongement de rupture ( $\alpha_f$ ,  $\epsilon_r$ ) sont déterminés sur des éprouvettes mises en traction à vitesse constante jusqu'à la rupture du géotextile. Durant le processus de traction, les forces et les allongements (utilisés pour le calcul des déformations) du géotextile sont aussi mesurés. Ces mesures permettent d'établir une courbe caractérisant le comportement traction-déformation du géotextile testé. La vitesse de traction et les dimensions des éprouvettes varient considérablement selon les diverses méthodes d'essai proposées. Selon les normes françaises, par exemple, les éprouvettes de 100 mm de longueur et de 500 mm de large sont mises en traction à une vitesse de 50 mm par minute. En Allemagne, des éprouvettes de 100 mm de longueur et de 200 mm de large sont mises en traction à 50 mm par minute (Goure, 1982 ; Koerner, 2005).

Pour les tissés, il est recommandé d'exécuter les essais dans le sens longitudinal et transversal. Pour les non tissés, il faut en plus le sens diagonal. Le nombre d'éprouvettes pour un essai dans un sens (sens production, par exemple) est de 10.



**Fig. 1.19** Influence de la largeur des éprouvettes et de la vitesse sur l'essai de traction

(Koerner, 2005)

Pour éviter le phénomène de striction lors de l'essai de traction, particulièrement avec les non tissés, des mesures de cette striction ou des modifications sont proposées permettant de conserver les largeurs initiales des éprouvettes pendant l'essai.

L'essai de traction en tenant compte de la striction a pour but de simuler le comportement réel des géotextiles lorsque ceux-ci sont placés dans le sol. Selon les normes françaises NF EN ISO 10319, la résultante de la déformation à la rupture est calculée à partir des mesures de la striction.

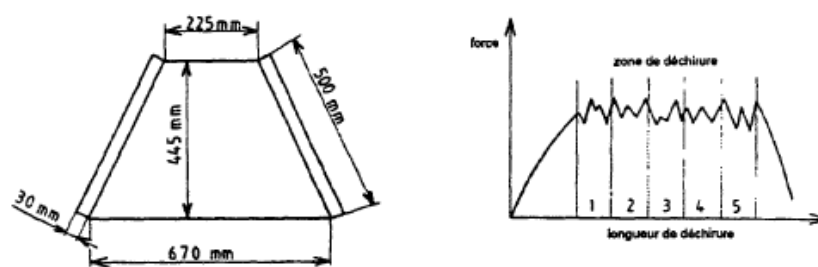
### 1.4.5 Force de déchirure (amorcée)

Il existe trois types d'essais de déchirure usuels, l'essai trapézoïdal, l'essai de languette et l'essai d'Elmendorf.

#### - Essai de déchirure trapézoïdal

On dessine sur une éprouvette un trapèze isocèle dont les côtés parallèles ont respectivement 670 et 225 mm de longueur selon la norme française (NF EN 13433) et 100 et 25 mm selon les normes suisses et les recommandations allemandes. L'éprouvette est incisée sur 70 ou 15 mm au milieu du côté parallèle le plus court. Elle est ensuite fixée le long de ces deux côtés obliques dans les pinces d'un dispositif de traction (Goure, 1982).

Le plus court des deux côtés de l'éprouvette est tendu lors de sa mise en place dans le dispositif d'essai, tandis que le plus long doit présenter quelques ondulations dans son plan. L'éprouvette est déchirée, par traction de l'incision, vers le côté détendu du trapèze. La vitesse d'étirement de l'incision est de 50 ou 100 mm par minute. Le nombre minimal pour un essai est de six (6) essais dans le sens de production et de six (6) essais dans le sens travers. Le dispositif d'enregistrement doit donner une courbe en "dents de scie", qui est caractéristique d'une propagation de déchirure. La résistance maximum est la force de déchirure  $R_w$  exprimée en kN (Goure, 1982 ; Koerner, 2005). Comme résultat on donne la moyenne des forces correspondant à cinq pics maximaux relevés sur la zone de déchirure de la courbe "force-élongation de déchirure" (figure 1.20).



**Fig. 1.20** Eprouvette et courbe de propagation de la déchirure (Koerner, 2005)

#### - Essai de déchirure par languette

Une éprouvette de 200 mm de longueur et de 75 mm de largeur, sur laquelle une incision de 75 mm est faite, est utilisée. L'éprouvette est placée dans un dispositif de traction avec la fin de l'incision dans les pinces du dispositif. Des forces de traction sont appliquées jusqu'à la déchirure de l'éprouvette le long de l'incision initiale. Ce mode d'essai permet aux fils (fibres)

de se serrer entre eux et de résister ainsi à la propagation de la déchirure amorcée. Les valeurs de la force de déchirure obtenues par cet essai sont généralement plus élevées que celles de l'essai trapézoïdal (Goure, 1982).

#### **- Essai de déchirure d'Elmendorf**

Ce mode d'essai inclut une procédure pour la détermination de la force moyenne nécessaire à la propagation d'une déchirure à partir d'une incision initiale dans le géotextile. Un dispositif de type pendule tombant est ensuite utilisé pour accentuer la déchirure amorcée. La force de déchirure est la force nécessaire pour continuer la déchirure initiale amorcée sur l'éprouvette. Cet essai est très controversé surtout pour les non-tissés.

#### **1.4.6 Résistance au poinçonnement**

Ce mode d'essai est réalisé avec une presse CBR modifiée. Une éprouvette circulaire de géotextile est fixée rigidement au moyen d'une bague sur le sommet d'un moule CBR. La pression de serrage de la bague doit éviter tout glissement de l'éprouvette pendant l'essai. Le diamètre de l'éprouvette est de 150 mm. Un cylindre de 50 mm de diamètre et d'une hauteur minimale de 100 mm est utilisé comme poinçon. L'arête du piston est arrondie par un rayon de 2,5 mm (poinçon CBR modifié) (Goure, 1982).

L'éprouvette est placée dans le dispositif de serrage sans tension, mais sans creux. Le poinçon est poussé à une vitesse de 1 mm/s à travers le géotextile. La force de poinçonnement est enregistrée durant tout l'essai. Comme résultat, on donne la force moyenne de poinçonnement  $R_p$ , correspondant à la force maximale moyenne enregistrée, en newtons N, avec le coefficient de variation.

#### **1.4.7 Résistance à la perforation**

On utilise le même dispositif de fixation de l'éprouvette que pour l'essai de poinçonnement ; au-dessous de l'éprouvette, on doit cependant disposer d'une hauteur libre d'au moins 200 mm. On fait tomber au centre de l'éprouvette de géotextile une masse conique d'acier, d'une hauteur de 500 mm (Koerner, 2005).

La méthode spécifie la résistance des géosynthétiques à la pénétration par un cône d'acier tombant en chute libre d'une hauteur déterminée. Le degré de pénétration constitue une indication sur le comportement du géosynthétique lors de la chute de pierres anguleuses sur sa surface. La méthode est généralement applicable à tous les géosynthétiques. Pour certains



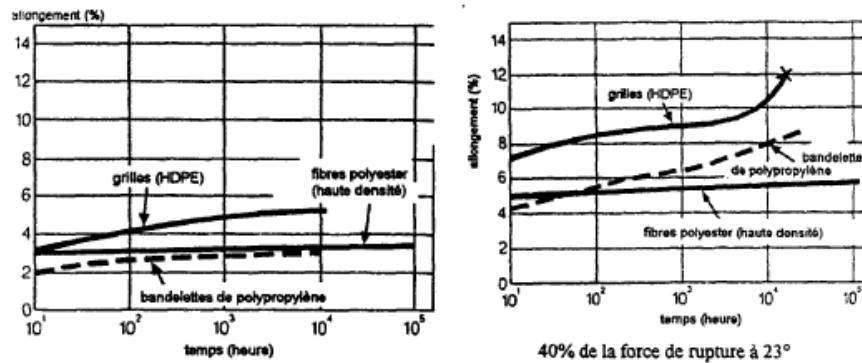
types de produits, il convient de considérer la validité de l'essai avec prudence, car le principe de l'essai peut ne pas être applicable.

On utilise pour la mesure du diamètre du trou provoqué par la chute de la masse conique, le cône décrit par la figure 1.30. Lors de la lecture du diamètre du trou  $O_d$  sur le cône de mesure, ce cône doit se maintenir par son propre poids de 600 g sur les bords du trou. Comme résultat, on donne le diamètre moyen de l'ouverture avec les coefficients de variation.

#### 1.4.8 Comportement de fluage

Le dispositif d'essai se compose de deux pinces parallèles entre lesquelles l'éprouvette de géotextile est fixée. La pince supérieure est fixe tandis que la pince inférieure est soumise à une force constante quelconque, par exemple des masses suspendues. Les dimensions des éprouvettes pour l'essai de fluage peuvent être les mêmes que pour l'essai de traction, mais on prend généralement des éprouvettes plus longues (Koerner, 2005).

L'essai se passe très souvent dans un milieu fermé avec régulation de la température et de l'humidité. Le choix de la contrainte à appliquer est très important et est usuellement un pourcentage de la force de rupture obtenue par l'essai de traction. Les contraintes pour l'essai de fluage peuvent être 20, 25 50, 60 et 80% de la force de rupture du géotextile. On utilise couramment 25% de la résistance à la rupture (Koerner, 2005).



**Fig. 1.21** Fluage des trois types de polymères utilisés pour le renforcement  
(Koerner, 2005)

#### 1.4.9 Comportement de frottement

Les paramètres caractérisant le comportement de frottement sol-géotextile et géotextile-géotextile sont déterminés avec une modification des dispositifs d'essais utilisés pour la détermination des propriétés de cisaillement des sols (appareil triaxial et/ou boîte de

cisaillement). Les essais pour les géotextiles sont plus souvent réalisés avec les grandes boîtes de cisaillement.

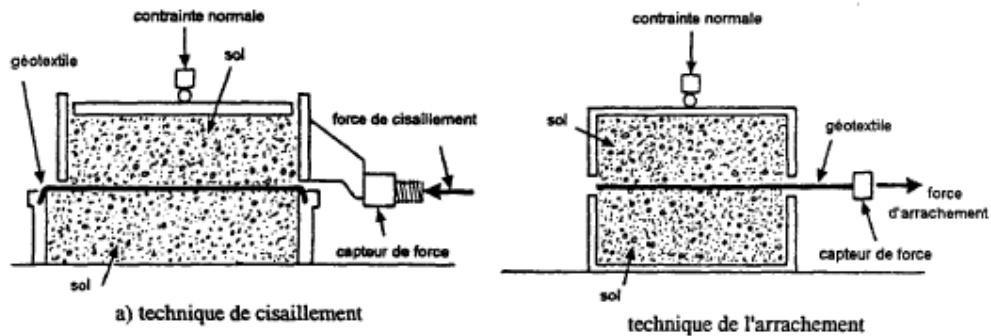


Fig. 1.22 Détermination des caractéristiques de frottement sol-géotextile

- Frottement sol-géotextile

Les grandes boîtes de cisaillement sont conçues sur le principe de Casagrande et composée de deux demi-boîtiers (longueur dans le sens du déplacement, généralement entre 300 et 500 mm), dont l'un peut se déplacer. Le géotextile est soit fixé sur un support plan rigide (figure 1.22), soit lié à l'extrémité amont d'un demi-boîtier. Le sol de remblai est alors placé dans l'autre demi-boîtier. Les éprouvettes de géotextiles ont une longueur utile entre 300 et 500 mm avec une largeur entre 200 et 300 mm. Le cisaillement est obtenu par le déplacement du demi-boîtier mobile à une vitesse entre 0,1 et 1 mm/s jusqu'à ce qu'un glissement entre le sol et le géotextile se produise. Comme l'essai est répété avec différentes contraintes normales, une relation est obtenue à partir de laquelle les paramètres de cisaillement suivants sont déterminés (figure 1.23) :

- $u$ , déplacement relatif du sol par rapport au géotextile,
- $C_g$ , adhérence limite sol-géotextile,
- $\phi_g$ , angle de frottement limite sol-géotextile.

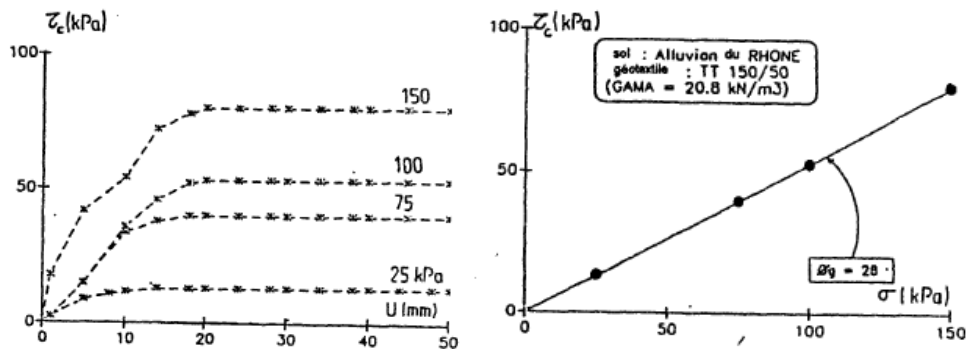


Fig. 1.23 Résultats d'essai de frottement

La liaison entre le sol et le géotextile ainsi caractérisée à partir de l'essai de frottement permet de définir une loi d'interaction. Cette loi est très souvent élastoplastique, fonction du déplacement relatif sol-géotextile. La figure 1.23 définit graphiquement une telle loi. La courbe en pointillés représente une loi approchée de type élastoplastique retenue à l'appui d'essais de frottement sol-géotextile. Des pics de frottement sont rarement observés au cours des essais et la valeur  $\tau_p$  retenue est généralement la valeur maximale obtenue, La loi d'interface est caractérisée par les paramètres suivants :

- $u_p$ , déplacement relatif minimum du sol par rapport au géotextile nécessaire à la mobilisation de  $\tau_p$
- $\tau_p$ , contrainte tangentielle limite au plan du géotextile obtenue pour un déplacement relatif  $u_p$ ,
- $\mu = \tau_p/u_p$ , la pente de frottement.

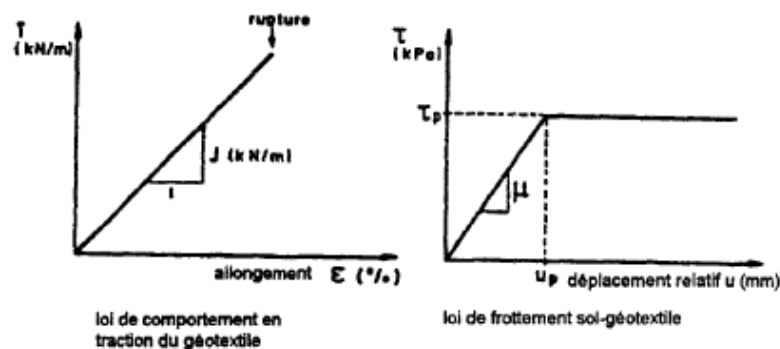


Fig. 1.24 Loi d'interaction sol-géotextiles (Koerner, 2005)

#### - Frottement géotextile-géotextile

Pour la caractérisation de l'interaction géotextile-géotextile, le dispositif d'essai repose sur le même principe de Casagrande, est utilisé, à la différence que les éprouvettes de géotextiles sont fixées sur des plans rigides des boîtiers généralement recouverts de bronze fritté.

Comme résultat, on donne un angle de frottement ( $\phi_{gg}$  et une adhérence  $C_{gg}$  déterminés à partir de la courbe de comportement de friction obtenue (Koerner, 2005).

#### - Arrachement

Une autre caractérisation de l'interface sol-géotextile, surtout pour des fonctions d'ancrage, est réalisée par l'extraction d'une éprouvette de géotextile prise en sandwich entre deux couches de sol à une vitesse constante entre 0,1 et 1 mm/s. L'éprouvette a une longueur utile

entre 400 et 600 mm, sa surface de contact avec le sol restant constante. Le géotextile est pincé entre des mors sur lequel on mesure l'effort total d'arrachement  $T_T$  (kN) ou  $\alpha_T$  (kN/m) et le déplacement total correspondant  $u_T$  (mm). IL faut signaler qu'une longueur initiale d'environ 100 mm du géotextile, comprise entre les mors et le bord de la boîte, est soumise à l'effort de traction alors qu'elle n'est pas confinée dans le sol. Ceci perturbe sensiblement les valeurs des différents paramètres à déterminer.

L'essai est répété avec l'application de différentes contraintes verticales de confinements et comme résultat on donne un angle de frottement de contact  $\phi_g^*$ , qui est généralement inférieur à  $\phi_g$ . Pour éviter le phénomène de la longueur initiale, le géotextile est souvent pincé entre deux tôles minces rivetées dont on détermine au paravent les angles de frottement de contact (Koerner, 2005). L'essai d'arrachement est à considérer comme un "test de maintien" des géotextiles, permettant de tester la possibilité de transmission des efforts le long de la nappe. Des études sur les essais d'arrachement (Koerner, 2005) mettent en évidence une relation entre les résultats des essais de frottement et ceux d'arrachement.

### **1.5 Conclusion**

Dans ce chapitre, les géosynthétiques les plus courants, leurs principales propriétés ainsi que les modes opératoires d'essais permettant de les caractériser ont été brièvement présentés. Les polymères et différents additifs utilisés pour la fabrication des géosynthétiques permettent de résoudre des problèmes particuliers de telle sorte qu'à chaque problème, finalement, on peut trouver un type de polymère approprié. On voit de plus en plus apparaître et utiliser des géosynthétiques dits "multifonctions", pour lesquels deux et même plusieurs fonctions (renforcement, séparation, drainage, filtration, etc.) sont assurées par un seul produit. Cette évolution rapide des produits géosynthétiques favorise le développement de nouvelles applications pour ces produits.

## **2 Les Ouvrages Renforcés Par Géotextiles**

### **2.1 Introduction**

L'utilisation des matériaux géosynthétiques dans le Génie Civil a connu un développement considérable ces dernières années, grâce à un coût de fabrication bas et une méthode d'emploi facile. La réduction de l'espace de construction des ouvrages, l'implantation sur des sites de moindre qualité (voies de communication, remblais autoroutiers et hydrauliques), les contraintes imposées à leur géométrie, les contraintes liées à la sauvegarde de l'environnement, sont des facteurs qui imposent l'utilisation de matériaux de plus en plus performants tout en tenant compte du facteur économique. La diversité des produits géotextiles et des méthodes de construction correspondante permet à l'ingénieur de proposer des solutions qui peuvent augmenter l'efficacité des techniques classiques, dans certains cas même de donner de nouvelles solutions.

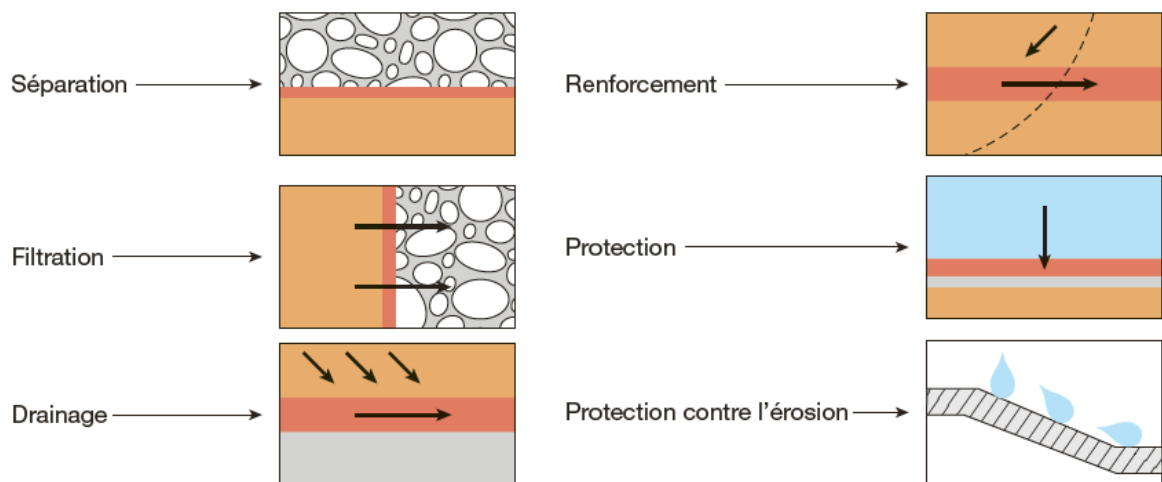
La première application d'un géotextile, un épais tissé en coton, dans la construction de routes a été réalisée en 1926 par le département de la recherche routière en Caroline du Sud. Jusqu'à la détérioration du tissé, la route était en bon état et l'utilisation du géotextile a considérablement réduit les fissures et les ruptures localisées de la chaussée. Un géotextile de fibres synthétiques avec des fonctions de filtration et de protection contre l'érosion des côtes a été utilisé en 1950 en Floride. Cette application contre l'érosion s'est ensuite largement développée dans les années 1960. En Europe, les premières applications de matériaux géotextiles ont été réalisées au début des années 1960 dans la construction et la rénovation des

grands remblais et des digues pour la protection des terres basses le long de la côte de la mer du Nord aux Pays-Bas, après les grandes inondations de l'hiver 1953 (Shukla et al, 2011). En France, des géotextiles non-tissés ont été utilisés en 1969 (Shukla et al, 2011 ; CFG, 2015) avec l'objectif d'améliorer les conditions d'épandage sur un sol mou d'une couche drainante en sable, dans le but d'éviter la pollution de cette dernière et de faciliter sa mise en place.

La diversité et la flexibilité des matériaux géotextiles font que leur utilisation augmente de plus en plus dans un grand nombre d'applications comprenant les systèmes de drainage et de filtration, de contrôle d'érosion et de renforcement.

## 2.2 Principaux rôles des géotextiles

Les matériaux géosynthétiques sont utilisés dans différentes applications pour accomplir cinq rôles principaux : séparation, filtration, drainage, barrière et renforcement (Ortigao & Sayao, 2004). Deux ou plusieurs de ces rôles doivent être souvent remplis dans certaines conditions et les divers produits existants, de par leurs propriétés, s'y prêtent avec succès.



**Fig. 2.1** Principales fonctions des géotextiles et produits apparentés (CFG, 2015)

- **Séparation** : le géosynthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, maintenant ainsi l'épaisseur de projet et l'intégrité de la chaussée. Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins sous-jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes (CFG, 2015).

- **Filtration** : le géosynthétique agit comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement au travers du système (CFG, 2015). Les géotextiles sont également utilisés en dessous des enrochements ou d'autres matériaux de protection dans les systèmes de protection des côtes ou des berges de rivières pour empêcher l'érosion des sols.

Les propriétés déterminantes du géotextile pour assurer son rôle de filtration sont présentées dans le tableau 2.1.

**Tableau 2.1** Propriétés déterminantes du géotextile pour rôle de filtration

Fonction partielle	Propriété	Paramètres caractéristiques
<b>Fonction hydraulique</b>	Perméabilité normale au plan du géotextile	$\Psi$ - Permittivité $k_n$ - Perméabilité
<b>Fonction mécanique</b>	Filtration Empêcher le lessivage	$O_w$ -Diamètre efficace des pores

Les applications de filtration par géotextiles sont réalisées pour la filtration des eaux usagées, les tranchées drainantes, la protection des berges (de rivière, de fleuve ou de canal d'irrigation) et la défense des côtes.

- **Drainage** : le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géocomposites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement (Ortigao & Sayao, 2004 ; CFG, 2015). Des drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais préchargés.

Du point de vue mécanique, il s'agit d'empêcher le lessivage des fines (extraction de sol) et leur transport à l'intérieur du géotextile, ce qui réduirait la perméabilité dans le plan du géotextile.

- **Renforcement** : le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou subverticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés (Ortigao & Sayao, 2004 ; CFG, 2015). Des géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets.

- **la protection** : prévention ou limitation des endommagements localisés d'un élément ou d'un matériau donné, en utilisant un géotextile ou un produit apparenté ;

- **la lutte contre l'érosion de surface** : le géosynthétique agit pour réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement. Par exemple, des couvertures géosynthétiques temporaires et des matelas géosynthétiques légers définitifs sont disposés sur la surface du sol exposé sur pentes. Des fascines en géotextile sont utilisées pour retenir les particules en suspension des eaux de ruissellement chargées en sédiments (Ortigao & Sayao, 2004 ; CFG, 2015). Certains matelas pour le contrôle de l'érosion sont fabriqués avec des fibres de bois biodégradables.

Des géotextiles sont utilisés dans d'autres applications. Par exemple ils sont utilisés pour le renforcement des couches de béton bitumineux et comme couches de protection pour éviter (par réduction des contraintes au point de contact) le poinçonnement des géomembranes par les pierres du sol adjacent, les déchets ou les granulats drainants durant l'installation ou en service. Des géotextiles ont été utilisés comme couverture journalière pour prévenir la dispersion ou la perte de déchets par le vent ou les oiseaux sur la zone de travail des installations de stockage de déchets solides. Des géotextiles ont également été utilisés pour des coffrages souples à béton et pour des sacs de sable. Des géotubes cylindriques sont fabriqués à partir de doubles couches de géotextiles et remplis hydrauliquement afin de créer des talus de digues littorales ou pour assécher des boues (Ortigao & Sayao, 2004 ; CFG, 2015).



### 2.3 Fonction des géosynthétiques élémentaires

Les applications courantes des géotextiles dans le domaine géotechnique sont présentées dans le tableau 2.1, avec des indications sur leurs principaux rôles.

L'unique fonction des géomembranes et des géosynthétiques bentonitiques est d'assurer une étanchéité (Tableau 2.2) (Ortigao & Sayao, 2004 ; CFG, 2015).

**Tableau 2.2** : Fonctions principales assurées par les principaux géosynthétiques élémentaires

	Géotextile	Géospaceur	Géogrille	Géoconteneur	Géomembrane	Géosynthétique bentonitique
Étanchéité					×	×
Protection	×			×		
Drainage	×	×				
Filtration	×		×	×		
Séparation	×					
Renforcement	×		×	×		
Résistance à l'érosion	×	×		×		

### 2.4 Ouvrages Hydrauliques

Les applications hydrauliques des géosynthétiques correspondent à un vaste domaine d'applications. Ces applications recouvrent leur utilisation dans les barrages dont les retenues d'altitude, dans les canaux, les réservoirs de stockage d'eau et les couvertures flottantes de stockage d'eau potable.

L'utilisation des géosynthétiques dans les ouvrages hydrauliques remonte aux années 1940 et s'est vraiment étendue à partir des années 1970. Les applications hydrauliques représentent la première utilisation des géomembranes pour l'étanchéité des ouvrages.

Les premières utilisations ont conduit, à partir de retours d'expérience, à l'amélioration des pratiques dans différents domaines :

**- l'amélioration physico-chimique des matériaux et de leurs composés**

On a ainsi vu apparaître une variété de polymères au-delà des géomembranes bitumineuses comme le polyéthylène chloré (CPE), le polyéthylène chlorosulfoné (CSPE) – aussi connu sous le nom de « Hypalon » –, le PVC-P, le néoprène, l'EPDM, le PEHD, le polyéthylène basse densité (PEBD) et le polypropylène flexible (PP-f) pour les principaux.

Les applications hydrauliques sont celles dans lesquelles on trouve la plus grande diversité de géomembranes utilisées, car ce sont celles où les risques d'incompatibilité chimique sont les plus limités ;

**- l'inclusion de matériaux de renforcement**

Cette technique utilisée initialement dans la fabrication des géomembranes bitumineuses a également été appliquée aux géomembranes CPE, CSPE et PVC-P ;

**- la conception de couches additionnelles nécessaires au maintien de la fonction étanchéité de la géomembrane**

Le matériau support doit être préparé avant la pose de la géomembrane et des couches de géosynthétiques destinées à assurer la fonction de drainage ou de protection peuvent être mises en place sur la géomembrane.

La fonction de filtration interne des barrages, qui n'est pas une application courante, n'est pas abordée bien qu'elle demande une grande technicité. On se focalise principalement sur la conception des dispositifs d'étanchéité par géosynthétiques (**DEG**) pour les bassins, les barrages et les canaux.

Des éléments sont également apportés en matière d'applications courantes de géotextiles filtrants et de tubes géosynthétiques

**2.4.1. Conception des DEG**

L'objectif d'un drainage de l'eau sous la géomembrane est de prévenir l'accumulation des fuites éventuelles, ainsi que les risques de sous-pression. De nombreux matériaux, dont des géocomposites drainants, peuvent assurer ces fonctions (géobandes). Le drainage des gaz est également essentiel lorsque des remontées de nappe sont attendues ou que toute la matière organique n'a pas pu être enlevée. Les pratiques actuelles tendent à découpler les systèmes de drainage de liquides de ceux des gaz.

Une couche de protection, souvent un géotextile, peut être interposé entre le fond de forme et la géomembrane si le support n'est pas assez lisse pour garantir le maintien de l'intégrité de celle-ci.

Des singularités existent dans les ouvrages hydrauliques. Il s'agit par exemple des ancrages, des voies d'accès à l'ouvrage, des jonctions de l'étanchéité à des ouvrages comme des puits, des canalisations en béton ou des murs.

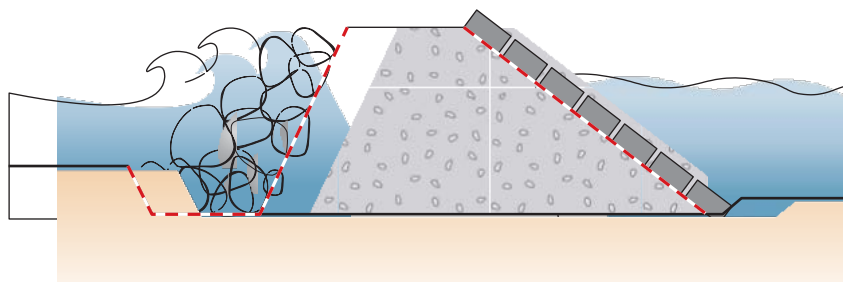
Des éléments relatifs aux dispositions constructives pour ces points particuliers peuvent être trouvés par exemple dans le fascicule 10 du Comité français des géosynthétiques (CFG).

### 2.4.2. Géotextiles filtrants

Afin de protéger les ouvrages hydrauliques (digues côtières, berges de cours d'eau...) des effets de l'érosion de l'eau, des structures de protection doivent être mises en place. Elles comprennent deux zones à vocations bien différentes (CFG, 2015):

- **la zone externe doit dissiper l'énergie hydraulique apportée par les vagues** : on retrouve ici soit des enrochements soit des éléments préfabriqués en béton, dénommés blocs dans la suite de ce document ;

- **sous ces blocs, la zone inférieure de la structure en contact direct avec le sol doit avoir une fonction de filtration** : elle doit éviter l'érosion du sol soumis aux écoulements d'eau qui ressortent du massif au rythme de la houle (Figure 2.2).



**Fig. 2.2** Schéma d'utilisation d'un géotextile en filtration sous enrochement.

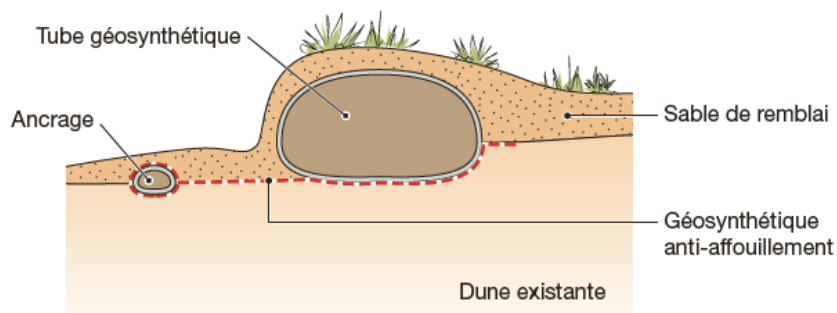
### 2.4.3. Tubes géosynthétiques

Dans le domaine de la protection côtière, des techniques de réalisation de corps de digues en tubes de géosynthétiques se développent pour combattre l'érosion ou permettre la construction d'infrastructures côtières. Le tube maintient le sol contenu en place, empêchant ainsi l'érosion et les dommages matériels.

Cette technique très simple peut tout à fait être réalisée pour des aménagements d'ampleur tels que la création d'îles ou le gain de terres sur la mer, voire des aménagements plus petits comme la sécurisation d'un terrain privé (Figure 2.3).

Les tubes géosynthétiques sont empilables. Ils peuvent donc composer le noyau d'une digue de protection, ou protéger le pied d'une digue (CFG, 2015), tout en utilisant les matériaux sableux présents sur site.

D'autres utilisations des tubes géosynthétiques sont faites dans le domaine de l'aménagement côtier. Ils sont par exemple employés immergés. Ils forment alors une digue sous-marine qui permet d'atténuer la houle et de limiter l'impact des vagues sur les plages.



**Fig. 2.3** Schéma d'aménagement simple pour limiter l'érosion d'un terrain par tubes géosynthétiques.

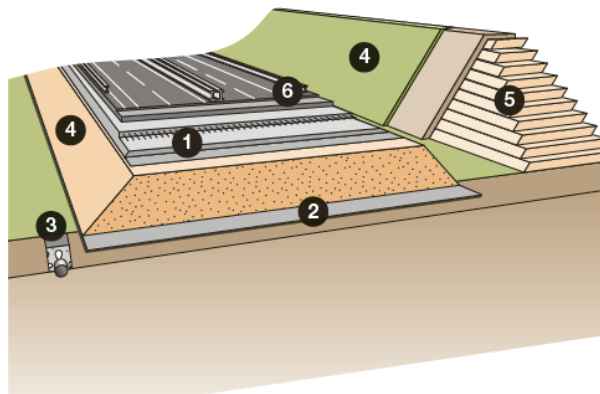
## 2.5. Routes et infrastructures linéaires

### 2.5.1. Généralités

Les géosynthétiques trouvent une application dans de nombreux aménagements routiers et d'infrastructures linéaires. Ils interviennent dans ce type d'application très souvent en remplacement ou en optimisation technique et économique d'autres solutions. En prenant l'exemple d'une construction de route, les géosynthétiques sont présents dans les applications suivantes (Figure 2.4) :

- En séparation, sous la couche de forme afin de préserver les caractéristiques de la couche de forme (1).
- En base de remblais, pour permettre de construire sur des sols peu porteurs voire compressibles, ou encore sur des zones à risque karstique (2).

- Dans des tranchées en tant qu'éléments filtrants entre les matériaux en place et les matériaux drainants de la tranchée (3).
- Dans des pentes de talus pour éviter l'érosion avant la végétalisation du rampant (4).
- Dans des merlons ou des remblais pour raidir les talus ou réaliser des murs de soutènement. Il est ainsi possible de réaliser des élargissements de voies, des merlons de protection, ou antibruit par exemple, en limitant les emprises au sol (5).
- À l'intérieur des structures de chaussées enrobées pour ralentir la remontée des fissurations des couches inférieures (6).



**Fig. 2.4** Applications des géosynthétiques dans les infrastructures linéaires.

### **2.5.2. Terrassements routiers et ferroviaires**

La première utilisation des géotextiles dans les terrassements est celle de séparation. Elle est prévue par exemple par le guide des terrassements routiers (CFG, 2015).

L'intercalation d'un géotextile anti-contaminant entre une couche de forme en matériau granulaire et un sol fin sensible à l'eau, humide, permet de sauvegarder les caractéristiques du matériau granulaire et de réduire ainsi l'épaisseur de la couche de forme (CFG, 2015).

Plusieurs solutions, allant du géotextile tissé à la géogrigille en passant par des géocomposites, peuvent être utilisées. Il est important dans cette application de conserver une fonction anticontaminant (séparation). Une géogrigille sera ainsi associée à un géotextile de séparation à la base de la couche de forme, la géogrigille étant placée dans le matériau granulaire de la couche de forme (Figure 2.5). Les géotextiles tissés et les non-tissés renforcés peuvent être utilisés à la base du terrassement (Figure 2.5).



**Fig. 2.5** Utilisation d'une géogridde en renforcement de couche de forme

### **2.5.3. Anti-fissuration de chaussées**

Depuis plusieurs dizaines d'années, les géotextiles sont également utilisés pour ralentir les remontées de fissures (Figure 2.6). Plus récemment, l'utilisation, notamment, de fibres de verre dans les géotextiles a permis de renforcer plus efficacement les chaussées, en construction ou en rénovation. Une norme s'applique à ce domaine (NF EN 15381). Pour autant il n'existe pas encore de méthode normalisée pour le dimensionnement de ces solutions.

L'enjeu principal de l'utilisation des géotextiles dans les chaussées est d'allonger la durée de vie de la couche de roulement et donc d'espacer au maximum les opérations d'entretien.

Le premier objectif de l'interposition d'un géotextile est de servir de support à la couche d'imperméabilisation de la structure de chaussée. Un géotextile non tissé de porosité importante permet ainsi de servir de réservoir pour le bitume entre le support (couche de forme, fondation ou base) et la couche de roulement (Figure. 2.6).

En effet, que ce soit sur des couches traitées aux liants hydrauliques qui subissent des fissurations de retrait ou sur des couches bitumineuses dont la fissuration est due au durcissement et à la fatigue de l'enrobé, il est important de préserver les couches inférieures des entrées d'eau. Un surdosage de bitume résiduel permet d'obtenir une couche imperméable.



**Fig. 2.6** Application d'un géosynthétique anti-fissuration de chaussée

#### **2.5.4. Base de remblais**

En plus de la fonction de séparation à la base du remblai, les géotextiles sont utilisés en renforcement dans les cas suivants :

- sur les sols compressibles ;
- au-dessus des inclusions rigides ;
- au-dessus des zones karstiques.

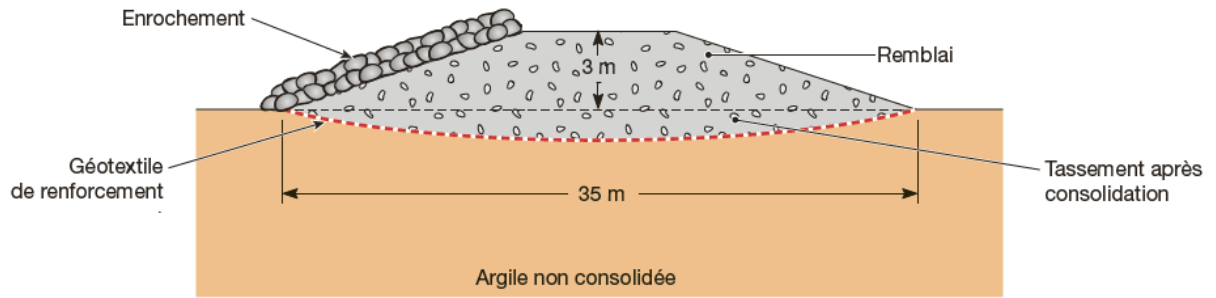
##### **2.5.4.1. Sur les sols compressibles**

Pour la réalisation de remblais sur des sols mous et/ou compressibles, on peut observer :

- des problèmes de stabilité générale du remblai dus aux faibles caractéristiques mécaniques du support ;
- des problèmes de tassements du remblai dus à la consolidation des sols sous-jacents.

L'utilisation des géosynthétiques de renforcement en base des remblais permet d'améliorer les conditions de stabilité (Figure 2.7). Même si le géosynthétique ne réduit pas les amplitudes des tassements, il permet de les lisser et d'éviter des ruptures localisées, provoquées par les tassements différentiels et les terrains hétérogènes.

Cette solution de renforcement par géosynthétiques permet d'optimiser notamment la durée du chantier et les emprises de terrassement par comparaison aux solutions classiques (construction par étapes). Elle est aussi plus économique, comparée aux solutions utilisant des colonnes ballastées ou traitées au ciment, et plus écologique car elle limite les volumes de purge.

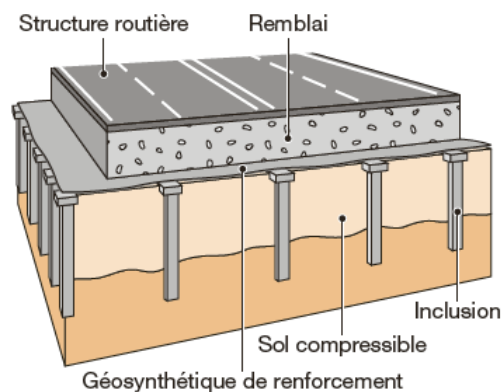


**Fig. 2.7** Exemple de remblai sur sol compressible renforcé par géosynthétiques.

#### 2.5.4.2. Dans le matelas de répartition des inclusions rigides

Dans le cas de l'amélioration des sols par inclusions rigides, on utilise des inclusions qui ne sont pas liées par des éléments rigides.

La transmission des efforts venant de l'ouvrage est assurée par une plate-forme ou matelas de transfert de charge constitué de matériaux granulaires (Figure 2.8).



**Fig. 2.8** Application d'un géosynthétique de renforcement sur inclusions rigides.

#### 2.5.4.3. Au-dessus des zones karstiques

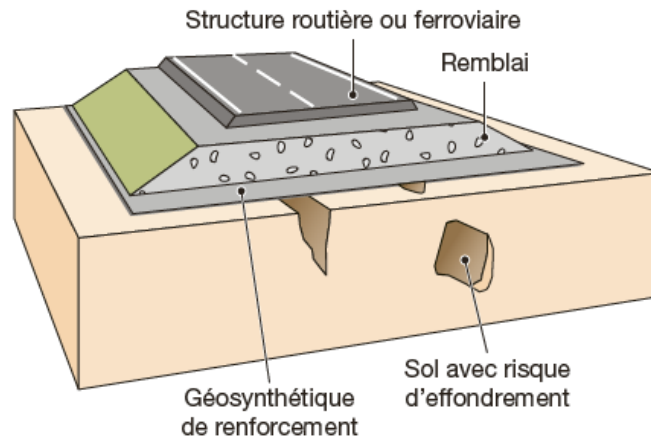
Dans des zones karstiques, les géosynthétiques peuvent être utilisés pour renforcer la base du remblai et éviter la ruine de l'ouvrage (Figure 2.9). Ainsi le renforcement par géosynthétiques a pour but essentiel de préserver la sécurité des usagers en évitant tout effondrement brutal de l'ouvrage. Il permet d'assurer l'utilisation de l'ouvrage en limitant sa déformation à une valeur tolérable, pour la durée comprise entre le moment où l'effondrement s'est produit et le déclenchement des opérations de traitement de la cavité.

La connaissance des mécanismes de fonctionnement des renforcements par géosynthétiques s'est considérablement développée, en particulier grâce aux programmes de



recherche entrepris comme le projet Rafael (Renforcement des assises ferroviaires et autoroutières contre les effondrements localisés) (CFG, 2015).

En fonction de la taille de la cavité, de l'épaisseur de la structure, le renforcement permet d'éviter ou de limiter les désordres en surface pour la durée définie par le maître d'ouvrage.



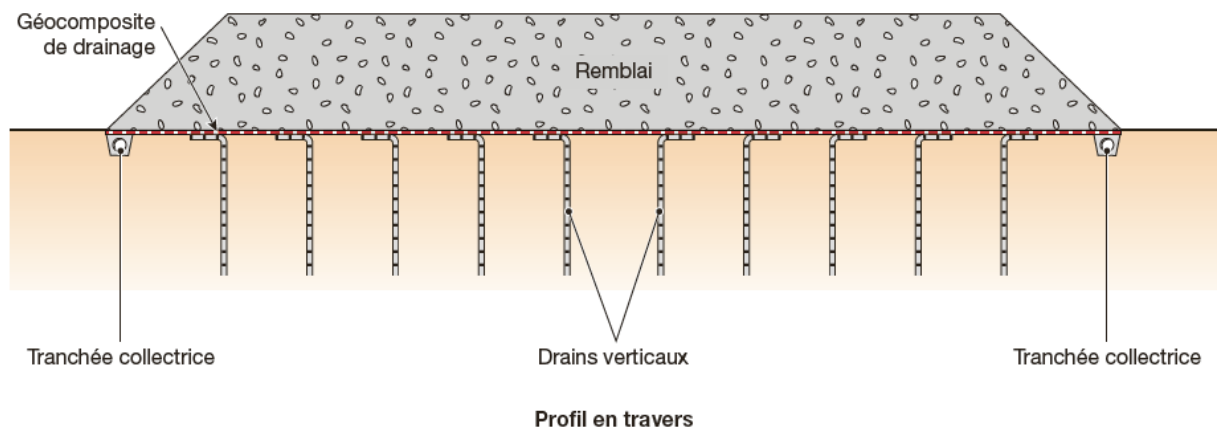
**Fig. 2.9** Application d'un géosynthétique de renforcement sur cavités.

#### 2.5.4.4. Drainage sous remblais

Pour les remblais routiers ou ferroviaires, un drainage par géosynthétiques permet de :

- limiter les remontées d'eau dans le corps du remblai et donc de conserver toutes les caractéristiques géotechniques des matériaux mis en œuvre (la pose est faite sous tout le remblai avec raccordement aux tranchées latérales) (Figure 2.10) ;

- pour les zones compressibles, ce drainage sous remblai peut être associé à un réseau de drains verticaux permettant d'accélérer la vitesse de consolidation du sol support, et donc de diminuer le temps d'attente pour obtenir le tassement attendu.



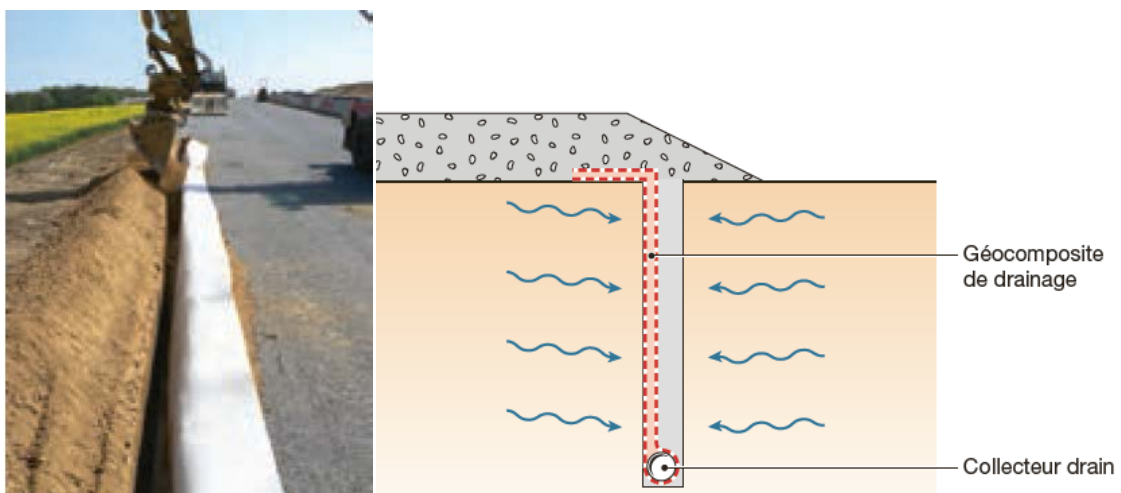
**Fig. 2.10** Drainage sous remblai sur zones compressibles.

### 2.5.4.5. Écran drainant en rive de chaussée (EDRC)

Le fonctionnement des structures de chaussée routière peut être amélioré en limitant les teneurs en eau des matériaux. Un géocomposite de drainage placé verticalement en rive de chaussée permet :

- de collecter les eaux d'infiltration provenant du corps de chaussée ;
- de s'opposer à la migration des eaux en provenance de l'accotement.

Une tranchée de faible largeur permet de placer le drain collecteur, raccordé au géocomposite, à la profondeur nécessaire (Figure 2.11).

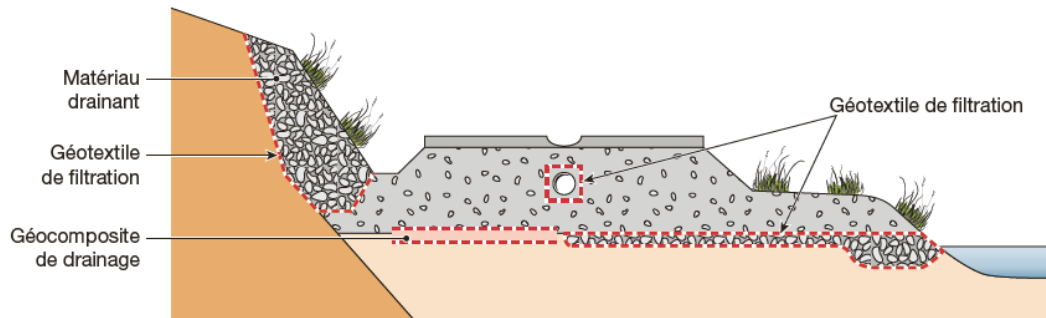


**Fig. 2.11** Géocomposite de drainage : principe.

### 2.5.5. Filtres drains

Les géotextiles sont utilisés en tant que filtres dans de nombreux aménagements et ouvrages de terrassement (Figure 2.12). Ils sont utilisés par exemple autour de matériaux granulaires pour éviter leur contact avec des matériaux plus fins, qui risqueraient de les polluer. Ils protègent ainsi le rôle drainant dans le cas de couches drainantes sous des remblais.

Le filtre se place donc entre deux matériaux, de granulométries différentes. La perméabilité du filtre doit être supérieure à celle des matériaux granulaires afin de ne pas être un frein à l'écoulement de l'eau entre les matériaux. Son ouverture de filtration doit permettre d'assurer que le sol extérieur au massif drainant ne vienne pas se mélanger avec celui-ci et le polluer par des particules fines.



**Fig. 2.12** Applications des géosynthétiques en drainage et filtration.

### 2.5.6. Drainage en masque drainant

Un masque drainant se définit comme une couche de matériau ou produit disposé sur un talus, une berge ou un parement de barrage en remblai à des fins de drainage. Pour assurer la stabilité des talus routiers ou ferroviaires en zone de déblai, on réalise habituellement des masques drainants en matériaux granulaires. Ces masques granulaires jouent un rôle par leur poids et un rôle drainant.

La solution en géocomposite de drainage permet d'assurer la fonction drainage, avec une mise en œuvre simple et rapide.

Le dimensionnement doit prendre en compte les arrivées d'eau dans le talus (sources, etc.) et les eaux météoriques (pluies, etc.). La protection du géocomposite par un matériau d'apport permet une végétalisation totale du talus.

## 2.6. Murs et pentes renforcés

### 2.6.1. Généralités

Les premiers remblais renforcés par géosynthétiques sont apparus dans les années 1970. Ce domaine d'application, désormais normalisé (NF P94-270 et NF G38-064), prend toute sa place dans les projets d'infrastructures. En effet, alors que la pression foncière est de plus en plus forte, les emprises des nouveaux aménagements doivent être réduites pour des raisons économiques, voire écologiques.

Les remblais renforcés par géosynthétiques voient leurs applications dans les ouvrages et aménagements suivants :

- merlons de protection contre les éboulements rocheux et les avalanches ;

- merlons anti-bruit ;
- élargissements de voies en zone de fort dénivelé ;
- reprises de voies effondrées ;
- réalisation de remblais de pré-chargement ;
- rampes et culées de pont ;
- digues ; etc.

Ces types de remblais répondent aux exigences des ouvrages d'art (le dimensionnement peut prendre en compte une durée de service allant jusqu'à 100 ans).

Les géosynthétiques utilisés peuvent être des géogrilles, des géotextiles tissés de renforcement ou encore des géocomposites de renforcement.

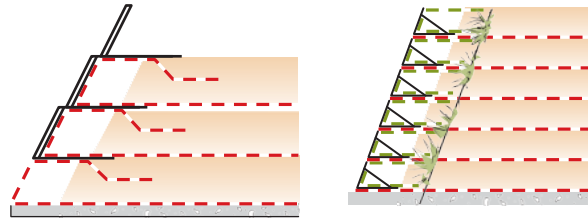
Le choix des matériaux se fait en fonction des contraintes techniques et économiques du chantier. Les matériaux de remblais ont une importance dans le choix du géosynthétique. Dans le cas de l'utilisation de matériaux de carrière, présentant une granulométrie calibrée, une géogrille ou un géotextile tissé sera suffisant.

### **2.6.2. Tout type de parement**

Un remblai renforcé par géosynthétiques s'associe à une multitude de parements (Figure 2.13) : végétalisé, gabions, béton préfabriqué ou projeté, pierre sèche ou maçonnerie, blocs en béton modulaires, pneus... Les méthodes d'exécution varient en fonction du type de parement, mais deux grands principes se dégagent :

--soit par le retournement de la nappe géosynthétique au parement à l'aide de coffrage amovible. Cette technique rustique permet par exemple de dissocier le remblai de son parement (cas des parements préfabriqués indépendants béton ou de pierres) ;

--soit par l'utilisation des éléments du parement (gabions, panneaux de treillis métalliques pliés, pierres sèches ou maçonneries, blocs béton) en tant que coffrage perdu. Le géosynthétique peut alors être lié au parement (pincement entre deux gabions par exemple) (Fig. 2.13).



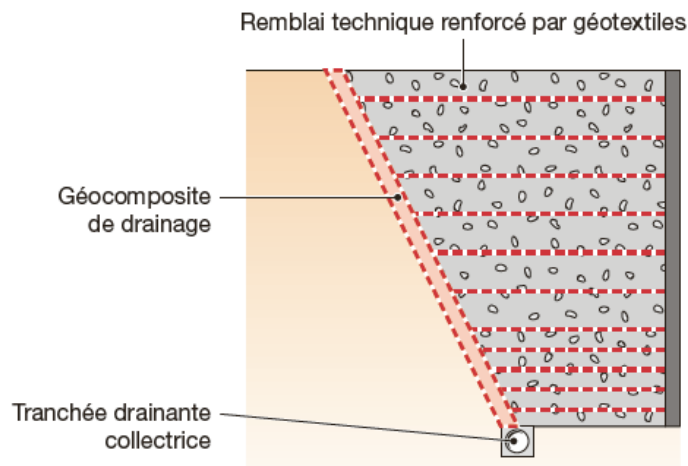
**Fig. 2.13** Principes d'installation avec coffrage

### 2.6.3. Drainage de massifs renforcés

La réalisation de massifs renforcés par géotextiles (ou autres matériaux) nécessite le plus souvent l'utilisation de remblais techniques possédant des caractéristiques spécifiques (angle de frottement, cohésion, etc.).

Afin de limiter les entrées d'eau dans ce remblai, car elles peuvent diminuer nettement ses caractéristiques, la mise en œuvre d'un géotextile de drainage en face amont (Figure 2.14) est souvent préconisée.

Le dimensionnement de ce géocomposite dépend de la géométrie du remblai et des arrivées d'eau estimées ou mesurées.



**Fig. 2.14** Profil type de position du géocomposite de drainage en talus renforcé : principe.

## 2.7. BÂTIMENT

Les principales applications des géosynthétiques dans le domaine du bâtiment depuis plusieurs décennies sont :

- le drainage eau/gaz sous dalle ;
- le drainage (et/ou étanchéité) vertical(e) des parties enterrées ;
- le drainage des couvertures (toiture, parvis, etc.).

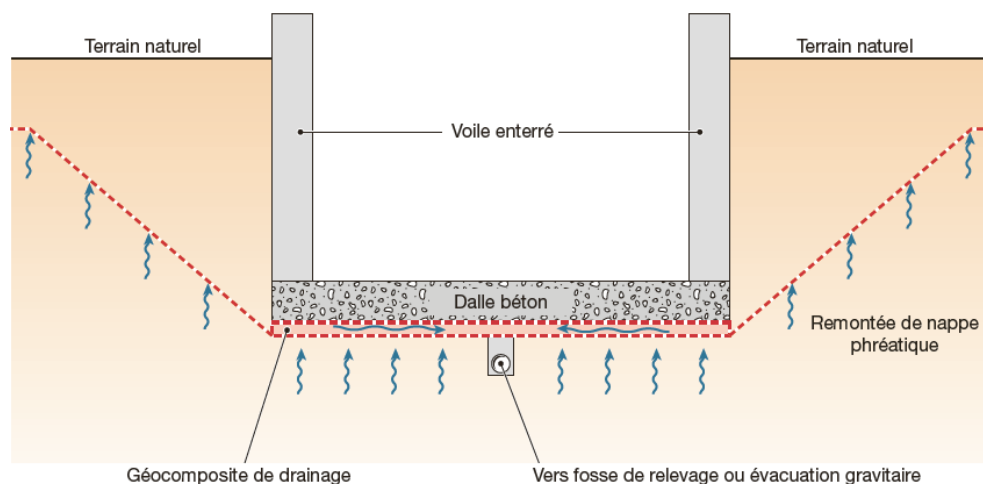
Pour la plupart des applications présentées ci-après, il existe des avis techniques ou documents techniques d'application pour le bon fonctionnement de ces produits.

### 2.7.1. Drainage horizontal sous dalle béton

Lorsque la partie basse d'un bâtiment peut être au contact avec des remontées d'eau (nappe phréatique, sources, etc.), il y a des risques de mise en sous-pression hydraulique de la dalle basse, celle-ci pouvant entraîner des désordres (fissurations, rupture de dalle, etc.) rendant impossible l'utilisation du sous-sol.

Le géosynthétique utilisé doit comporter une partie drainante suffisamment performante selon le chantier, associée à un filtre non tissé en partie inférieure, et éventuellement à un géofilm en partie supérieure, pour le protéger de la laitance du béton frais coulé en place (Figure 2.15).

Ce géosynthétique est dimensionné pour évacuer le flux d'eaux arrivant (directement lié à la perméabilité des sols sous-jacents), tout en limitant les sous-pressions hydrostatiques à des valeurs minimales.



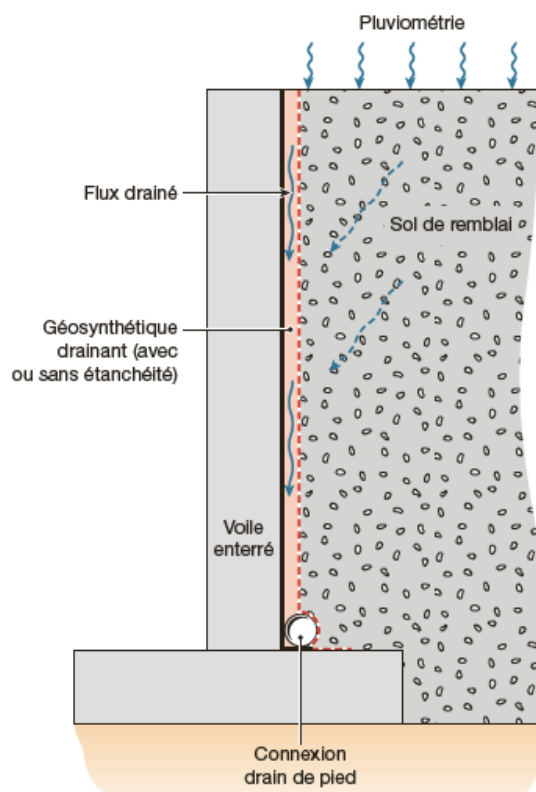
**Fig. 2.15** Principe du drainage sous dalle.

### 2.7.2. Drainage et étanchéité ou imperméabilisation des parois enterrées

Les parois enterrées des bâtiments peuvent être sensibles aux arrivées d'eaux, notamment météoriques, avec infiltrations au contact des voiles béton ou des maçonneries (Figure 2.16).

On peut également mettre en œuvre :

- un géocomposite associant les trois fonctions nécessaires (étanchéité – drainage – protection mécanique de la partie étanche) ;
- une étanchéité par membrane ;
- un drainage et une protection mécanique par géotextile non tissé.



**Fig. 2.16** Drainage et/ou étanchéité par géosynthétiques.

### 2.8. Dimensionnement et prescriptions

Pour chaque application décrite précédemment, le géosynthétique peut faire intervenir différentes caractéristiques. Chacune d'entre elles devra être étudiée selon sa fonction dans l'ouvrage. Ces caractéristiques peuvent ainsi être liées à :

- l'application en elle-même ;
- la mise en œuvre du géosynthétique ;

-la durabilité du géosynthétique.

L'introduction des normes européennes et des normes d'application rend caduques la plupart des normes d'essais françaises correspondant à la série NF G38-XXX. Seule la norme NF G38-019 « Détermination de la résistance au poinçonnement » est encore en vigueur.

Le tableau 2.3 présente la correspondance des anciennes normes françaises caduques avec les normes européennes.

**Tableau 2.3 :** Normes d'essai européennes

Caractéristique	Norme
Épaisseur	NF EN ISO 9863-1
Masse surfacique	NF EN ISO 9864
Traction/ Déformation	NF EN ISO 10319
Perforation dynamique Essai par chute d'un cône	NF EN 13433
Perméabilité normale au plan	NF EN ISO 11058
Ouverture de filtration caractéristique	NF EN ISO 12956
Capacité de débit dans le plan	NF EN ISO 12958

## 2.9 Conclusion

En règle générale, un géotextile de faible grammage ne peut assurer une fonction de protection, mais cette caractéristique ne doit pas être considérée comme suffisante pour cette fonction. Dans un contexte économique difficile, les maîtres d'ouvrage voient leur budget réduit pour la construction d'ouvrages qu'il convient néanmoins de réaliser pour le long terme. La mission du contrôleur extérieur est souvent la première économie visée par les coupes budgétaires, même si elle ne représente que quelques pourcents du montant total des travaux. Pourtant, dysfonctionnements et sinistres résultent de choix techniques et de mises en œuvre inadaptés, tout à fait identifiables par un tiers expert indépendant et compétent, aux différents stades d'avancement du projet. C'est tout l'enjeu du contrôle extérieur, indispensable pour réduire ces risques.



# 3 *Conception Et Méthodes De Calcul*

## **3.1 Introduction**

Il existe plusieurs approches pour la conception de pentes renforcées. La méthode présentée dans ce chapitre utilise la méthode classique de stabilité de la pente d'équilibre en rotation. Comme pour le cas non renforcé, une surface de rupture circulaire est supposée pour la pente renforcée. Cette géométrie fournit un moyen simple d'augmenter directement la résistance à la rupture à partir de l'inclusion du renforcement, est directement adaptable à la plupart des programmes informatiques conventionnels de la stabilité de pente et est en bon accord avec les résultats expérimentaux.

Le renforcement est représenté par une force concentrée dans la masse du sol qui coupe la surface à potentielle de rupture. En ajoutant la résistance à la rupture fournie par cette force à la résistance déjà fournie par le sol, un facteur de sécurité égal au facteur de sécurité de stabilité en rotation est intrinsèquement appliqué au renforcement. La capacité de traction d'une couche de renforcement est considérée comme le minimum de sa résistance à l'arrachement admissible derrière la surface de rupture potentielle ou de sa résistance de conception admissible à long terme. Le facteur de sécurité de la pente est pris de la surface critique de rupture nécessitant la quantité maximale de renforcement. La conception finale est réalisée en répartissant le renforcement sur la hauteur de la pente et en évaluant la stabilité externe de la section renforcée.

### **3.2 Etat de l'art des pentes renforcées par les géosynthétiques**

Les pentes peuvent être naturelles ou artificielles. Plusieurs facteurs naturels et d'origine humaine contribuent à l'instabilité des pentes (Shukla et al., 2011). De nombreux problèmes liés à la stabilité des pentes naturelles sont radicalement différents de ceux des pentes artificielles, principalement en termes de nature des matériaux du sol impliqués, des conditions environnementales, emplacement du niveau des eaux souterraines et historique des contraintes. Plusieurs méthodes de stabilisation des pentes sont disponibles pour améliorer la stabilité des pentes instables (Shukla et al., 2011; Abramson et al., 2002). Les méthodes de stabilisation de pente réduisent généralement les forces motrices, augmentent les forces de résistance, ou les deux. Dans de nombreuses situations, la réparation conventionnelle des remblais défailants et des pentes coupées implique l'élimination des débris de glissement et la remise en état de la pente avec des matériaux granulaires à drainage libre. Cette méthode peut être coûteuse en raison du coût de l'excavation, des matériaux granulaires et du transport. Dans une procédure de réparation alternative, les géosynthétiques (géotextiles ou géogrilles) sont utilisés comme renforcement afin que les débris de glissement eux-mêmes puissent être réutilisés, ce qui rend le travail de stabilisation économique. L'utilisation de géosynthétiques dans la stabilisation des pentes offre un large éventail d'avantages de conception (Shukla et al., 2011).

La construction de pentes renforcées peut mettre en évidence certains avantages ci-dessous dans les applications suivantes :

- Réparation des pentes défailantes ;
- Construction de nouveaux remblais ;
- Elargissement des remblais existants ;
- Construction d'alternatives aux murs de soutènement.

Les pentes renforcées sont essentiellement des remblais compactés qui incorporent des forces de traction des renforcements géosynthétiques disposées dans des plans horizontaux. La force de traction du renforcement maintient l'ensemble de la masse du sol sur tout le plan critique de rupture pour assurer la stabilité de la pente (Shukla et al., 2011).

Le présent chapitre passe en revue plusieurs aspects des pentes stabilisées avec des géosynthétiques en tant que composant majeur, tels que les types et les orientations des

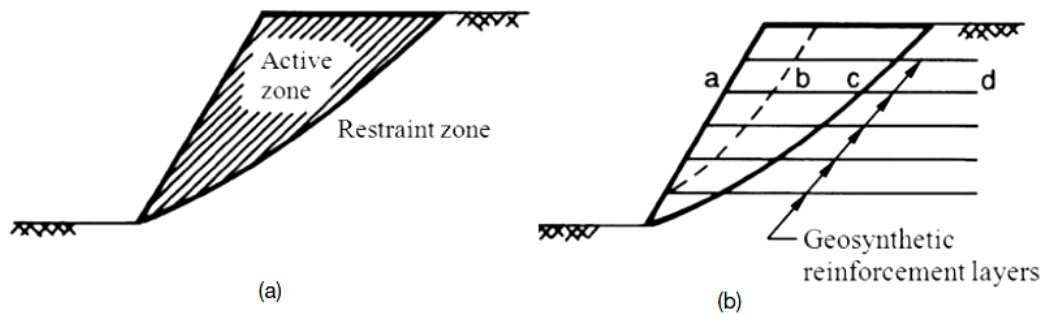
géosynthétiques, les modes de rupture, les méthodes d'analyse et de conception de la stabilité des pentes, les méthodes de stabilisation.

### **3.3 Renforcement géosynthétique et modes de rupture**

Les géotextiles, tissés et non tissés, et les géogrilles sont de plus en plus utilisés pour le renforcement des pentes. Les géotextiles, en particulier les non-tissés, présentent une tension considérable avant de se casser. De plus, un géotextile non tissé a une rigidité nettement inférieure à celle du sol. Par conséquent, la déformation de la pente du sol renforcée par géotextile n'est pas dominée par le géotextile, mais par la pente du sol. En raison de la grande extensibilité des géotextiles non tissés, des contraintes relativement faibles y sont induites. Cependant, leur fonction est de fournir une déformabilité adéquate et de redistribuer les forces de renforcement dans des zones de fortes contraintes vers les zones de faibles contraintes, évitant ainsi la rupture au sein du sol. De plus, les géotextiles non tissés facilitent un meilleur drainage et empêchent l'accumulation de pressions interstitielles qui peuvent réduire la résistance au cisaillement. Il a été observé que les géotextiles tissés et les géogrilles se lient bien aux sols granulaires, et leur contribution à la stabilité des pentes est probablement limitée par leurs propriétés matérielles (par exemple la rigidité et la résistance) plutôt que par les contraintes de liaison développées avec le sol (Jewell, 1985).

Le renforcement efficace doit, être placée dans la direction des déformations normales de traction, être idéalement dans la direction et le long de la ligne d'action de la déformation principale de traction principale (Shukla, and Jian-Hua, 2006 ; Shukla et al., 2011 ; Shukla, 2016).

La figure 3.1 (a) montre la zone active de la pente du sol où l'instabilité se produira et la zone passive dans laquelle le sol restera stable. La fonction requise de tout système de renforcement serait de maintenir l'intégrité de la zone active et de l'ancrer efficacement à la zone passive, afin de maintenir la masse globale de la pente du sol. Cela peut être réalisé par l'introduction d'une série de renforcements horizontaux, comme le montre la figure 3.1 (b). Cette disposition du renforcement peut conduire à trois modes principaux de rupture, à savoir la rupture en traction de renforcement, l'arrachement de la zone passive ou l'arrachement de la zone active. En utilisant un renforcement horizontal, il serait difficile de se prémunir contre ce dernier mode de rupture. Cela peut être dû à la difficulté d'obtenir des longueurs de liaison adéquates.



**Fig. 3.1** Rupture de la pente: (a) Pente non renforcée ; b) Pente renforcée  
(Shukla et al., 2011).

Les renforcements à l'intérieur d'une pente peuvent également contribuer à la stabilité de deux manières. Tout d'abord, le renforcement améliore directement la résistance au cisaillement, permettant au sol renforcé de résister à l'augmentation de la charge de cisaillement causée par la face raide. Deuxièmement, la zone renforcée, qui s'étend jusqu'à la face de la pente, agit pour maintenir la masse de sol non renforcée de l'intérieur en équilibre sans surcharger les sols de fondation sous-jacents ni dépasser la résistance au cisaillement disponible au cisaillement vers l'extérieur sur la surface des couches de renforcement (Jewell, 1985).

Zornberg et al. (1998a) ont étudié une série de pentes de sol renforcées de géotextile dans une centrifugeuse géotechnique pour évaluer la performance de ces structures à la rupture et pour identifier leurs mécanismes de rupture. Les variables considérées dans l'étude par centrifugation étaient l'espacement et la résistance à la traction du renforcement, et la résistance au cisaillement du sol. La rupture dans les modèles était caractérisée par des surfaces de cisaillement bien définies à travers le pied de la pente, qui étaient en bon accord avec les méthodes de conception actuelles des pentes renforcées basées sur l'équilibre limite. Les résultats des tests ont montré que les couches de renforcement qui se chevauchent contribuent à la stabilité car elles se sont rompues par rupture plutôt que par arrachement lorsqu'elles sont coupées par les surfaces de rupture. Sur la base de la combinaison des tests de centrifugation et de l'analyse d'image numérique, l'étude menée par Zornberg et Arriaga (2003) montre que la contrainte maximale dans le renforcement ne se produit pas près du pied de la pente renforcée ; il se situe approximativement à mi-hauteur des pentes renforcées, au point de la surface de rupture critique directement en dessous de la crête de la pente.

Viswanadham et Mahajan (2007) ont utilisé les techniques de modélisation par centrifugation et d'analyse d'images numériques pour étudier le comportement de déformation

des pentes renforcées par géotextile. L'analyse et l'interprétation des résultats des tests suggèrent deux types de mécanisme de rupture:

- (a) une rupture catastrophique due à la rupture des couches de renforcement;
- (b) une rupture progressive résultant d'une déformation importante des couches de renforcement enveloppées.

L'occurrence d'un type particulier de rupture s'est avérée dépendre des caractéristiques de contrainte de traction d'une couche de géotextile. Ils ont observé que la surface de rupture s'éloignait de la face avec une augmentation de l'inclinaison de la pente et ont conclu que la distribution des forces de renforcement avec la profondeur était différente de la distribution triangulaire conventionnelle de la tension du renforcement avec une tension maximale au pied de la pente. Il a également été observé que la distribution de la tension des renforcements est fonction de l'inclinaison de la pente renforcée. Des observations similaires ont également été rapportées par Hu et al. (2010).

### ***3.4 Méthodes d'analyse et de conception de la stabilité de pente***

Pour des raisons de stabilité, une pente donnée devrait répondre aux exigences de sécurité, c'est-à-dire que la masse du sol sous des charges données devrait avoir un facteur de sécurité adéquat en ce qui concerne la rupture par cisaillement, et la déformation de la masse du sol sous les charges données ne devrait pas dépasser certaines limites tolérables.

Les méthodes développées pour analyser la stabilité des pentes non renforcées, ont été étendues pour analyser les pentes renforcées en tenant compte de la présence de renforcement. Il existe essentiellement quatre méthodes pour analyser les pentes des sols renforcés par géosynthétique (Shukla et al., 2011):

- (1) Méthode d'équilibre limite,
- (2) Méthode d'analyse limite,
- (3) Méthode de la ligne de glissement,
- (4) Méthode des éléments finis.

#### ***3.4.1 Méthode d'équilibre limite***

Les méthodes d'équilibre limite sont traditionnellement utilisées pour analyser la stabilité des pentes avec et sans renforcements. Plusieurs méthodes d'équilibre limite ont été utilisées

dans différentes études (Leshchinsky et Volk, 1985, 1986; Leshchinsky et Reinschmidt, 1985; Leshchinsky et Boedeker, 1989; Jewell, 1985, 1991; Wright et Duncan, 1991; Mandal et Labhane, 1992; Srbulov, 2001 Leshchinsky et al., 1995, 2010, 2017). Dans ces méthodes d'analyse, la rupture se produit le long d'une surface de rupture supposée ou connue. À la rupture, la résistance au cisaillement est entièrement mobilisée le long de la surface de rupture, et la pente globale et chaque partie de celle-ci sont en équilibre statique. La résistance au cisaillement mobilisée requise pour maintenir une condition d'équilibre limite est comparée à la résistance au cisaillement disponible, donnant le facteur de sécurité moyen le long de la surface de rupture.

La résistance au cisaillement du sol est normalement estimée par le critère de résistance de Mohr-Coulomb. La résistance à la traction admissible des couches de géotextile est prise en compte lors du calcul de la résistance au cisaillement disponible. Plusieurs surfaces de glissement sont considérées et la plus critique est identifiée; le facteur de sécurité le plus petit est alors considéré comme le facteur de sécurité critique de la pente. Le problème est généralement considéré en deux dimensions, c'est-à-dire que des conditions de déformation plane sont utilisées. Une analyse de déformation plane bidimensionnelle s'avère donner un résultat conservateur par rapport à une analyse tridimensionnelle.

Pour une surface de rupture supposée circulaire dans la pente renforcée par des couches de géotextile horizontales, les paramètres de résistance au cisaillement du sol et de résistance à la traction admissible du géotextile sont utilisés suivant la méthode des tranches avec une analyse pareille de la stabilité des pentes de sol non renforcée.

Leshchinsky et Reinschmidt (1985) ont présenté une méthode d'analyse de la pente renforcée par géotextile basée sur l'équilibre limite. Les résultats indiquent que les surfaces de rupture sont soit planes, soit log-spirales, et l'utilisation d'un géotextile solide entraîne une rupture profonde. La présence d'un géotextile augmente la contrainte de compression sur la surface de glissement critique, et elle diminue également la contrainte de traction qui a tendance à se développer au sommet.

Zornberg et al. (1998b) ont évalué les méthodes d'équilibre limite en ce qui concerne leur capacité à prédire la rupture des modèles de pente renforcés par géosynthétique testés dans une centrifugeuse géotechnique. L'évaluation indique que l'équilibre limite doit tenir compte de l'orientation horizontale des forces de renforcement, qu'une contribution significative à la stabilité est fournie par les couches de renforcement qui se chevauchent et que différentes méthodologies rigoureuses d'équilibre limite fournissent des résultats tout aussi bons. Un

accord tout aussi bon a été obtenu entre les emplacements expérimentaux prévus des surfaces de rupture.

Srbulov (2001) a analysé la stabilité des pentes raides renforcées par géogrilles en utilisant une méthode basée sur l'équilibre limite. La méthode d'analyse prend en compte les déformations le long des limites des coins rigides en plus des forces considérées par les méthodes classiques d'équilibre limite. La méthode tient également compte de la rupture progressive potentielle des composites de géogrilles et de sols ; cependant, la solution par cette méthode reste approximative en raison de diverses hypothèses. Cette méthode est simple à utiliser et nécessite moins de données d'entrée que les méthodes complètes contrainte-déformation. Elle a les mêmes inconvénients des méthodes conventionnelles d'équilibre limite qu'un mécanisme de glissement qui doit être supposé gouverner la stabilité de la pente.

Les méthodes d'équilibre limite ne fournissent aucune information sur les déformations du sol. Néanmoins, ces méthodes ont été très utiles pour résoudre les problèmes de stabilité des pentes et nécessitent moins d'efforts de calcul. En adoptant des facteurs de sécurité adaptés, dont le choix est largement régi par l'expérience, la déformation peut être limitée. Il est nécessaire de considérer des facteurs de sécurité distincts pour le sol et les géosynthétiques, car leurs caractéristiques de déformation sont différentes.

### **3.4.2 Méthode d'analyse des limites**

L'analyse des limites est une méthode universelle pour une solution correcte et précise aux problèmes de stabilité des pentes (Sawicki et Lesniewska, 1989; Michalowski, 1997; Michalowski et Zhao, 1993, 1994, 1995; Zhao, 1996; Jiang et Magnan, 1997; Ausilio et al.2000). Il est basé sur la théorie de la plasticité. Cette méthode peut être appliquée à des pentes et également à d'autres structures de géométrie arbitraire, à des conditions de chargement complexes et à des matériaux plastiques homogènes et hétérogènes.

Une technique numérique efficace comme la méthode des éléments finis est essentielle pour rendre l'analyse des limites applicable aux problèmes complexes de stabilité des pentes.

Zhao (1996) a présenté une analyse limite de la pente du sol renforcé par géosynthétique en utilisant une solution cinématique de la théorie de la plasticité. L'approche présentée est basée sur le théorème de la limite supérieure de la plasticité. On a supposé que la dissipation d'énergie totale pendant le processus de rupture plastique naissante fût égale à la somme de la

dissipation d'énergie dans le sol et dans le renforcement par géosynthétique. On a supposé que le renforcement géosynthétique dissipait l'énergie pendant l'effondrement naissant uniquement en mode traction. Il a été souligné qu'un mécanisme de rupture en rotation produisait toujours des valeurs de facteur de sécurité plus faibles pour les pentes renforcées par des charges géosynthétiques (Ausilio et al.2000). Les comparaisons de la méthode d'analyse limite à l'équilibre limite et les méthodes de ligne de glissement ont indiqué des résultats raisonnablement similaires.

Ausilio et al. (2000) ont analysé la stabilité sismique des pentes renforcées par des géosynthétiques dans le cadre de l'approche pseudo-statique. Les calculs ont été effectués en appliquant le théorème cinématique de l'analyse des limites. Plusieurs résultats ont été présentés afin d'illustrer l'influence des forces sismiques sur la stabilité des pentes. Une procédure appropriée basée sur l'évaluation du déplacement permanent induit par un tremblement de terre a été proposée pour la conception de pentes renforcées dans des zones actives sismiquement.

### **3.4.3 Méthode de la ligne de glissement**

La méthode de la ligne de glissement est basée sur le critère de rupture dérivé décrivant la rupture d'un composite de sol renforcé géosynthétique homogénéisé et l'application de la méthode des caractéristiques de contrainte (Anthoine, 1989). Elle diffère des méthodes d'équilibre limite et d'analyse limite en ce que le sol et le renforcement sont d'abord homogénéisés, et l'analyse de stabilité suppose un continuum anisotrope, plutôt que le sol et le renforcement comme deux constituants distincts. La dérivation du critère de rupture pour un composite de sol renforcé par géosynthèse a été présentée par Michalowski et Zhao (1995). Les charges limites sur les pentes de sol renforcées par géosynthèse peuvent être calculées en utilisant la méthode de la ligne de glissement décrite par Zhao (1996). Cette approche devrait avoir une application plus large dans l'analyse des pentes avec des renforcements moins conventionnels tels que les pentes de sol renforcées par des fibres.

### **3.4.4 Méthode des éléments finis**

La méthode d'analyse par éléments finis est généralement basée sur une approche de mécanique quasi-élastique dans laquelle les contraintes et les déformations sont calculées. Étant donné que les pentes du sol renforcées par géosynthétiques présentent de grandes



déformations au cours du processus de construction, il convient d'adopter un modèle de sol non-linéaire pour l'analyse contrainte-déformation avec un critère de rupture approprié (par exemple, critère Mohr-Coulomb). Les géosynthétiques doivent être modélisés par un modèle constitutif approprié. Plus de détails sur cette méthode peuvent être trouvés dans les travaux de Rowe et Soderman (1985) et Almeida et al. (1986). Les études par éléments finis ont montré que des réductions significatives des contraintes de cisaillement, horizontales et verticales à l'intérieur de la pente se produisent en raison de la présence du renforcement.

La méthode des éléments finis est certainement l'approche la plus complète pour analyser la stabilité des pentes du sol soumises à des charges sismiques. Cependant, son utilisation nécessite généralement des coûts numériques élevés et des mesures précises des propriétés du sol et des renforcements géosynthétiques, qui sont souvent difficiles à réaliser.

### 3.5 Méthodes de conception

La méthode de conception de la Federal Highway Administration (FHWA) est la technique la plus adoptée par de nombreuses agences de transports aux États-Unis et en Amérique du Sud (Ortigao & Sayao, 2004). Les approches moins préconisées comprenaient l'Eurocode et d'autres méthodes de conception.

De plus, 88% ont recommandé l'utilisation de géogrilles ou d'une combinaison de géogrilles et de géotextiles pour le renforcement des pentes, tandis que les autres ont recommandé l'utilisation indépendante de géotextiles. Certains préfèrent les géotextiles à haute résistance aux géogrilles, car ils fournissent une fonction de séparation et peuvent être plus rentables dans certains cas.

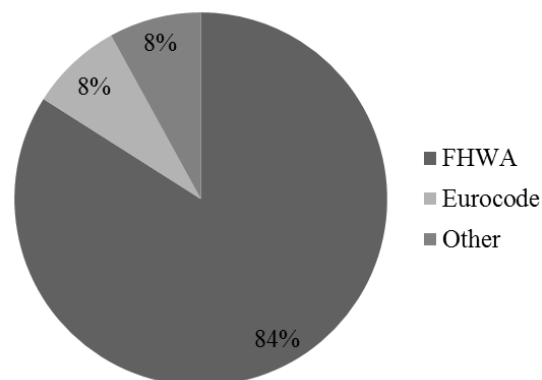


Fig. 3.2 Méthodes de conception recommandées.

### 3.5.1 Étape de Construction

Comme les couches de renforcement sont facilement incorporées entre les remontées de remblai compactées, la construction de pentes renforcées est très similaire à la construction de pentes normales. Les éléments de construction consistent simplement (Ortigao & Sayao, 2004 ; FHWA, 2009):

1. Placer le sol.
2. Mise en place de renforcement.
3. Construire le visage.

Voici la séquence de construction habituelle illustrée à la figure 3.1:

#### a- Préparation du site

- Enlever tous les débris (pour les projets de remise en état des pentes).
- Préparer une couche de fondation de niveau pour le placement du premier niveau de renforcement.
- Rouleau d'épreuve sous-sol à la base de la pente avec un rouleau ou un véhicule sur pneus.
- Observer et approuver la fondation avant de remplir le placement.

#### b- Placement des couches du renforcement

- Les renforcements doivent être placés avec la direction de résistance principale perpendiculaire à la face de la pente.
- Renforcement sécurisé avec des goupilles de retenue pour empêcher tout mouvement pendant le placement du remplissage.
- Un chevauchement minimum de 150 mm est recommandé le long des bords perpendiculaires à la pente pour les structures à face enveloppée. Alternativement, avec le renforcement de géogrilles, les bords peuvent être clipsés ou attachés ensemble. Lorsque les géosynthétiques ne sont pas nécessaires pour le support du visage, aucun chevauchement n'est requis et les bords doivent être aboutés.

#### c- Placement de remblai de renforcement

- Placer le remblai à l'épaisseur requise sur le renforcement à l'aide d'un chargeur frontal ou d'un bulldozer fonctionnant sur un remblai ou un sol naturel précédemment placé.

- Maintenir un minimum de 150 mm de remplissage entre le renforcement et les roues ou chenilles de l'équipement de construction.
- Compact avec un rouleau vibrant ou un compacteur à plaques pour les matériaux granulaires ou un rouleau à tambour lisse ou à pneus pour les matériaux cohésifs.
- Lors de la mise en place et du compactage du matériau, il faut veiller à éviter toute déformation ou mouvement du renforcement.
- Utilisez un équipement de compactage léger près de la face de la pente pour aider à maintenir l'alignement de la face.

#### **d-** Contrôle de compactage

- Assurer un contrôle étroit de la teneur en eau et de la densité du remblai. Il doit être compacté à au moins 95% de la densité maximale standard à 2% de l'humidité optimale.
- Si le remblai est un agrégat grossier, alors une densité relative ou une spécification de compactage de type de méthode doit être utilisée.

#### **e-** Construction du visage

Les exigences en matière de pente dépendront du type de sol, de l'angle de la pente et de l'espacement des renforcements.

Si un revêtement de pente est nécessaire pour éviter la formation de bosses ou l'érosion, plusieurs options sont disponibles. Des longueurs de renforcement suffisantes pourraient être prévues pour les structures à face enveloppée. Un enveloppement peut ne pas être nécessaire pour les pentes jusqu'à 1H:1V comme indiqué sur la figure 3.3. Dans ce cas, le renforcement peut être simplement étendu au visage.

Pour cette option, un traitement de parement tel que détaillé sous Traitement de la face extérieure doit être appliqué à des intervalles suffisants pendant la construction pour éviter l'érosion de la face. Pour la construction enveloppée ou sans enveloppe, le renforcement doit être maintenu à un espacement rapproché (c'est-à-dire à chaque levage ou à chaque autre levage, mais pas plus de 400 mm). Pour les systèmes blindés à face dure, l'espacement maximal ne doit pas dépasser 800 mm. Une connexion par frottement ou mécanique positive doit être prévue entre le renforcement et les systèmes de parement de type blindé.

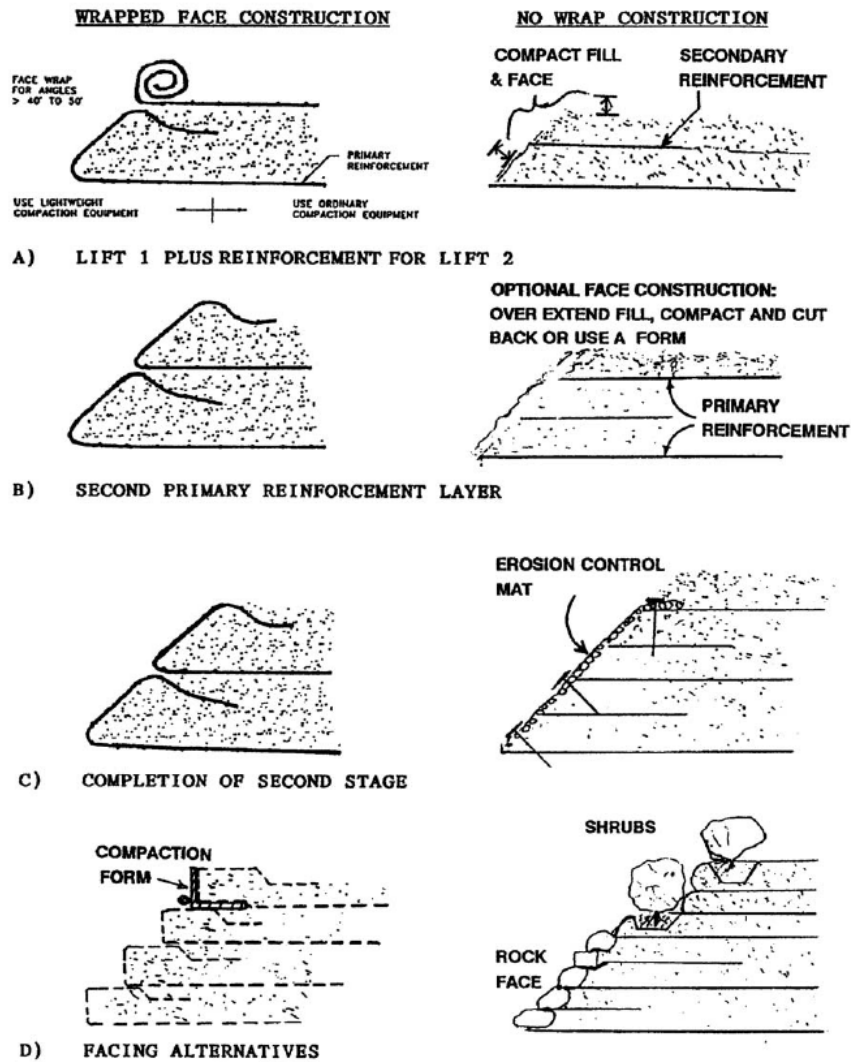


Fig. 3.3 Construction de pentes de sol renforcées.

### 3.5.2 Conception des pentes renforcées

Les étapes de conception décrites dans l'organigramme sont les suivantes :

**Étape 1.** Établir les exigences géométriques, de chargement et de performance pour la conception (Exigences géométriques et de chargement, Exigences de performance)

**Étape 2.** Déterminer les propriétés intrinsèques des sols in-situ.

**Étape 3.** Déterminer les propriétés du remblai renforcé et, s'il est différent, le remblai retenu.

**Étape 4.** Évaluer les paramètres de conception du renforcement.

- Résistance géosynthétique admissible,  $T_u$  = résistance ultime, facteur de réduction ( $R_F$ ) pour fluage, dommages d'installation et durabilité.
- Résistance à l'arrachement :
  - F.S= 1.5 pour les sols granulaires.
  - Utilisez FS= 2 pour les sols cohésifs.
  - Longueur minimale d'ancrage,  $L_e$ , = 1 m.

**Étape 5.** Vérifier la stabilité de la pente non renforcée.

**Étape 6.** Concevoir le renforcement pour fournir une pente stable.

- a-** Calculer la tension totale du renforcement par unité de largeur de la pente, nécessaire pour obtenir le facteur de sécurité requis  $FS_R$  pour chaque surface à potentiel de rupture à l'intérieur de la zone critique de l'étape 5 qui s'étendent à travers ou en dessous du pied de la pente en utilisant l'équation suivante :

$$T_s = (FS_R - FS_U) \frac{M_D}{D} \quad (3.1)$$

Tel que :

$T_s$  : La somme des forces de traction requise par unité de largeur des renforcements (compte tenu de la rupture et du retrait) dans toutes les couches du renforcement coupant la surface de rupture.

$M_D$  : le moment d'entraînement dû aux forces motrices de cisaillement développées le long de la surface de rupture.

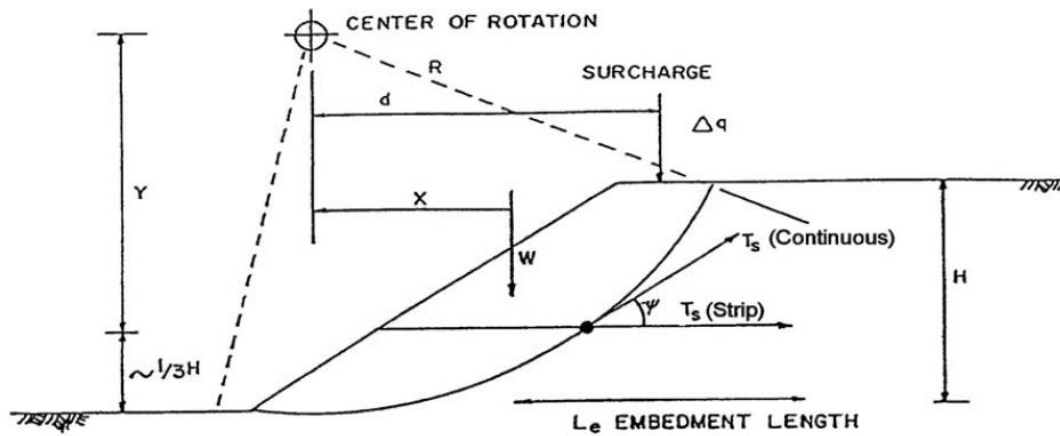
$D$  : le bras de moment de  $T_s$  autour du centre du cercle de rupture.

$FS_U$  : facteur de sécurité de la pente non renforcé.

$FS_R$  : facteur de sécurité requis de la pente renforcé.

$T_{S-MAX}$  le plus grand  $T_s$  calculé et établit la tension de conception totale.

**Remarque:** le facteur de sécurité minimum ne contrôle généralement pas l'emplacement du  $T_{S-MAX}$ ; la surface la plus critique est la surface nécessitant la plus grande amplitude de renforcement.



**Fig. 3.4** Approche de rotation par cisaillement pour déterminer la résistance requise du renforcement.

- b-** Déterminer la tension de conception totale par unité de largeur de pente,  $T_{S-MAX}$ , à l'aide de l'équation 3.1 et comparez avec  $T_{S-MAX}$  de l'étape 6a. S'ils sont significativement différents, vérifiez la validité des graphiques en fonction des hypothèses limites répertoriées dans la figure et revérifiez les calculs aux étapes 5.

#### Procédure graphique

- a- Déterminer le coefficient de force  $K$  à partir de la figure ci-dessus, où  $\phi_r$  = angle de frottement du sol renforcé:

$$\phi_f = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi_r}{FS_R} \right) \quad (3.2)$$

- b- Déterminer :

$$T_{S-MAX} = 0.5K\gamma_r(H')^2 \quad (3.3)$$

Avec :

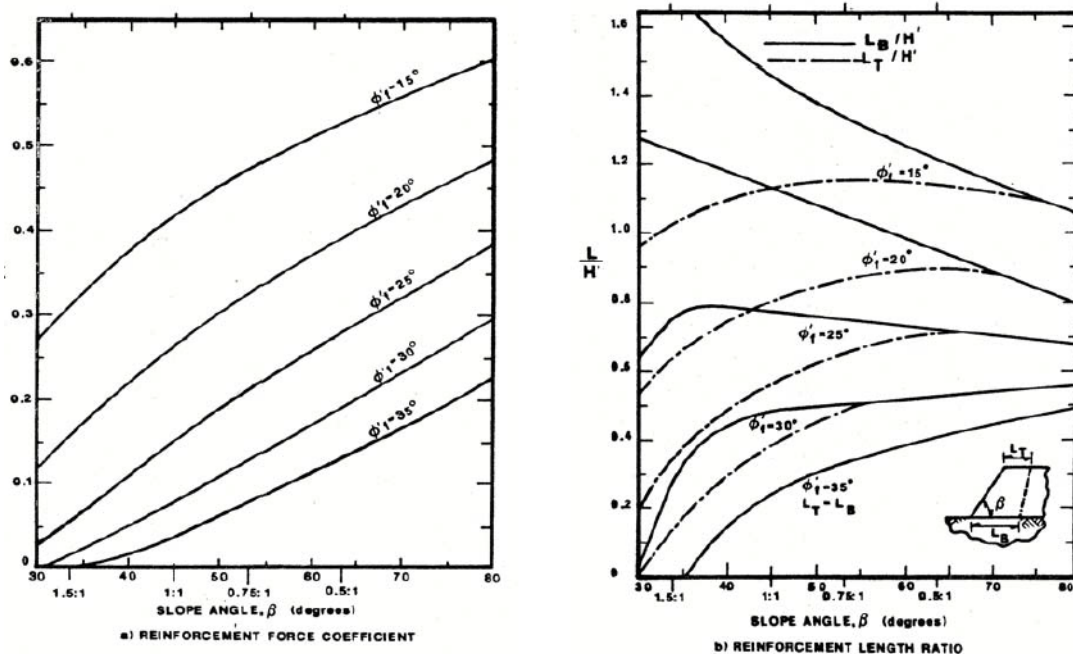
$$H' = H + q\gamma_r$$

$q$ =une charge uniforme

Déterminer la longueur de renforcement requise en haut  $L_T$  et en bas  $L_B$  de la pente à partir de la figure 3.5 ci-dessous.

## Hypothèses

- Renforcement extensible.
- Pentés construits avec un sol uniforme et sans cohésion,  $c = 0$ ).
- Aucune pression interstitielle dans la pente.
- Sols de fondation compétents.
- Pas de forces sismiques.
- surchargement uniforme ne dépassant pas  $0.2\gamma_r H$ .
- Angle de frottement relativement élevé entre l'interface sol-renforcement,  $\phi_{sg} = 0.9 \phi_r$  (peut ne pas convenir à certains géotextiles).



**Fig. 3.5** Solution graphique pour déterminer les exigences de résistance des renforcements (FHWA, 2009).

### c- Déterminer la répartition des renforcements :

Pour les pentes faibles ( $H < 6$  m), supposer une distribution uniforme des renforcements et utiliser  $T_{S-MAX}$  pour déterminer l'espacement ou les exigences de tension  $T_{max}$  requises pour chaque couche du renforcement.

Pour les pentes élevées ( $H > 6$  m), diviser la pente en deux (haut et bas) ou trois (haut, milieu et bas) zones de renforcement de même hauteur et utiliser un  $T_{S-MAX}$  pondéré dans chaque zone pour l'espacement ou la tension de conception exigées (voir figure 3.6). La tension totale requise dans chaque zone provient de:

Pour 02 zones :

$$T_{bas} = 3/4 T_{S-MAX}$$

$$T_{haut} = 1/4 T_{S-MAX}$$

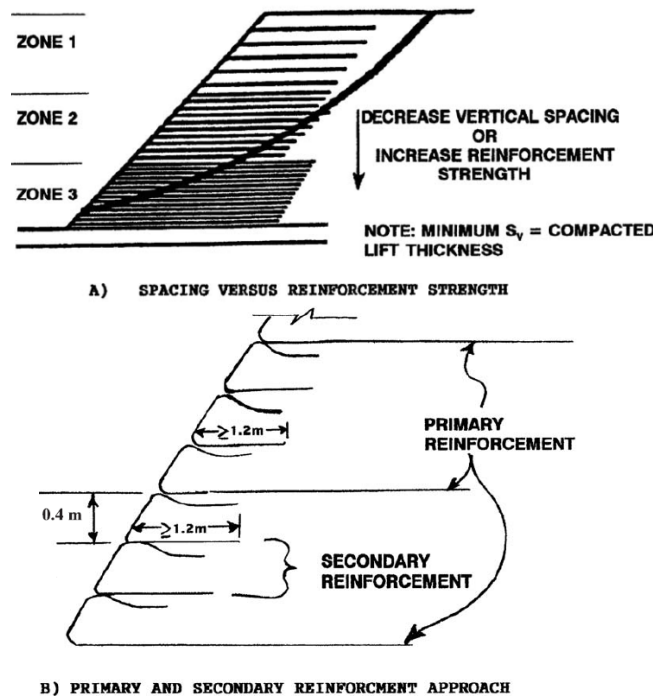
Pour 03 zones :

$$T_{bas} = 1/2 T_{S-MAX}$$

$$T_{milieu} = 1/3 T_{S-MAX}$$

$$T_{haut} = 1/6 T_{S-MAX}$$

La force est supposée être uniformément répartie sur toute la zone.



**Fig. 3.6** Considérations sur l'espacement des renforcements pour les pentes élevées.

**d-** Déterminer l'espacement vertical des renforcements  $S_v$  ou les exigences maximales de tension de conception  $T_{max}$  pour chaque couche de renforcement.

Pour chaque zone, calculer  $T_{max}$  pour chaque couche de renforcement dans cette zone sur la base d'un espacement  $S_v$  supposé ou, si la résistance de renforcement autorisée est connue, calculer l'espacement vertical minimum et le nombre de couches de renforcement  $N$  requis pour chaque zone sur la base de:



$$T_{max} = \frac{T_{zone} S_V}{H_{zone}} = \frac{T_{zone}}{N} \quad (3.4)$$

$S_v$  : Espacement vertical des renforcements en mètres; multiples d'épaisseur de couche compactée pour faciliter la construction.

$T_{zone}$  : tension de renforcement maximale requise pour chaque zone.  $T_{S-MAX}$  pour les pentes basses ( $H < 6m$ ).

$H_{zone}$  : hauteur de la zone.

$N$  : nombre de couches de renforcement.

Utiliser des longueurs courtes (1,2 à 2 m) de couches de renforcement intermédiaires pour maintenir un espacement vertical maximum de 400 mm ou moins pour la stabilité de la face et la qualité du compactage (Figure 3.6).

Les faces enveloppées sont nécessaires pour les pentes plus raides et les sols à nivellement uniforme pour éviter le glissement de la face. Des espacements verticaux alternatifs pourraient être utilisés pour empêcher la déformation de la face, mais dans ces cas, une analyse de la stabilité de la face devrait être effectuée, soit en évaluant la face comme une pente infinie.

**e-** Pour garantir que la répartition des forces de renforcement en règle générale est adéquate pour les structures critiques ou complexes, recalculer  $T_S$  pour déterminer la rupture potentielle au-dessus de chaque couche de renforcement principal.

**f-** Déterminer les longueurs des renforcements nécessaires:

La longueur d'ancrage  $L_e$  de chaque couche de renfort au-delà de la surface de glissement la plus critique (c'est-à-dire le cercle trouvé pour  $T_{S-MAX}$ ) doit être suffisante pour fournir une résistance à l'arrachement adéquate basée sur:

$$L_e = \frac{T_{max} FS}{F^* \cdot \alpha \cdot \sigma_v' \cdot 2 \cdot R_c \cdot C} \quad (3.5)$$

Avec :

$F^*$  : le facteur de résistance à l'arrachement ;

$\alpha$  : un facteur de correction d'effet d'échelle pour tenir compte d'une réduction de contrainte non linéaire sur la longueur intégrée des renforcements hautement extensibles, basé sur des données de laboratoire (généralement 1,0 pour les armatures métalliques et 0,6 à 1,0 pour les armatures géosynthétiques) ;

$\sigma_v'$  : la contrainte verticale effective aux interfaces sol-renforcement ;

$R_c$  : Le rapport de couverture est utilisé pour relier la force par unité de largeur du renforcement discret à la force par unité de largeur requise sur toute la structure ;

$C$  : le périmètre unitaire effectif de renforcement.

**NB** : La valeur minimale de  $L_e$  est de 1 m.

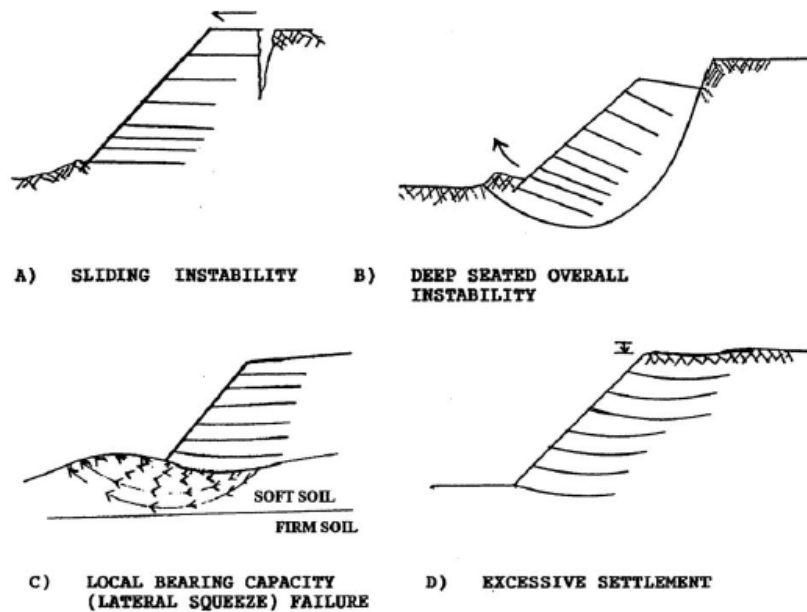
**g-** Vérifier les longueurs de conception pour les conceptions complexes.

Lors de l'évaluation des exigences de longueur pour de tels cas, la stabilité à l'arrachement de renforcement doit être soigneusement vérifiée dans chaque zone pour les surfaces critiques sortant à la base de chaque zone.

**Étape 7.** Vérifier la stabilité externe.

La stabilité externe de la pente de sol renforcée dépend de la capacité de la pente à agir comme un bloc stable et à résister à toutes les charges externes sans rupture. Les possibilités de rupture, comme la montre la figure 3.7, comprennent une instabilité globale au glissement profonde, une rupture locale de la capacité portante au niveau des orteils, ainsi qu'un tassement excessif à la fois à court et à long terme.

La pente renforcée doit être suffisamment large à tout niveau pour résister au glissement. Pour évaluer la stabilité au glissement, une surface de rupture de type coin définie par les limites de renforcement peut être analysée à l'aide de la méthode d'analyse des blocs coulissants conventionnels détaillée dans le Manuel de référence de FHWA Soils and Foundations, (2009).



**Fig. 3.7** Modes de ruptures externes pour les pentes de sol renforcées.

### 3.6 Conclusion

La conception des ouvrages renforcés doit s'appuyer sur un dimensionnement réel et conforme à l'état de l'art. Pour cela, les concepteurs et maîtres d'œuvres disposent notamment de guides de dimensionnement établis conjointement par tous les spécialistes du domaine.

Les pentes de sol renforcé sont généralement conçues en fonction du projet. La plupart des agences utilisent une approche de passation de marchés en ligne, et donc le fournisseur du renforcement sélectionné par l'entrepreneur fournit la conception détaillée après l'offre et l'attribution du contrat. Cette approche fonctionne bien. Cependant, des conceptions standards peuvent être développées et mises en œuvre par une agence pour les structures de renforcement des pentes.

# 4 *Méthodes D'équilibre Limite*

## **4.1 Introduction**

Le renforcement par géosynthétique offre des résistances à la traction supplémentaire et améliore la stabilité de la pente. Il permet de construire des pentes plus hautes et plus raides. L'analyse d'équilibre limite traditionnelle est souvent utilisée pour modéliser les effets de renforcement. Un problème important dans l'analyse d'équilibre limite du sol renforcé est la nécessité de connaître la force à chaque couche de renforcement à l'état limite. Un élément de renforcement est souvent idéalisé à l'aide d'une force d'arrachement pré-calculée agissant pour stabiliser la construction (Duncan 1996), et des calculs de type "méthode des tranches" sont souvent utilisés pour évaluer la stabilité (Bishop 1955 ; Janbu 1973 ; Spencer 1967).

Dans ce chapitre, on présente quelques méthodes de calcul d'équilibre limite utilisés dans le cadre de ce travail.

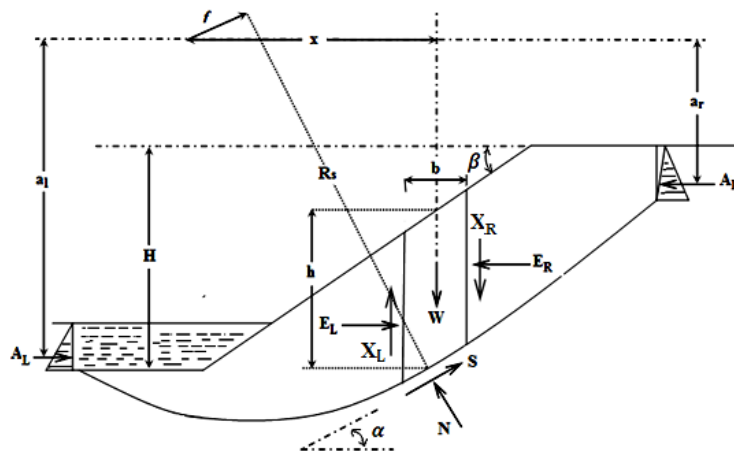
## **4.2 Hypothèses générales de la méthode d'équilibre limite**

Les méthodes d'équilibre limite évaluent un facteur de sécurité pour une surface de glissement prédéfinie. Les calculs sont répétés pour un nombre d'essai suffisant de surfaces de glissement pour localiser une surface de glissement critique ayant le facteur de sécurité le plus faible. Pour des raisons de simplicité de calcul, la surface de glissement est supposée être circulaire ou composée de quelques lignes droites (U.S. Army Corps of Engineers 2003). En général, une surface de rupture circulaire est appropriée pour les pentes d'une couche de sol homogène. Les méthodes d'équilibre limite sont largement utilisées par les ingénieurs géotechniciens pour leurs simplicités (Bishop 1955 ; Morgenstern et Price 1965).

### 4.2.1 Méthode des tranches d'une pente non renforcée

Dans l'analyse de stabilité d'une pente non renforcée, une surface de rupture potentielle est divisée en tranches de même largeur (Figure 4.1). La résistance au cisaillement  $\tau_R$  agissant sur le côté inférieur de la  $i$ ème tranche de sol, devrait satisfaire la condition d'équilibre limite (U.S. Army Corps of Engineers 2003). Elle peut être déterminée en fonction du facteur de sécurité  $F_S$  d'une pente non renforcée par le critère de Mohr-Coulomb:

$$\tau_R = \bar{c} + (\sigma - u) \tan \bar{\phi} \quad (4.1)$$



**Fig. 4.1** Forces agissant sur une tranche typique de sol pour une pente de hauteur  $H$  et d'angle d'inclinaison  $\beta$

Où:

$W$ : poids total de la tranche de largeur  $b$  et de hauteur  $h$ ;  $N$ : force normale totale sur la base de la tranche sur une longueur  $l$ ;  $S$ : force de cisaillement mobilisée à la base de la tranche;  $R_s$ : rayon ou bras de moment associé à la force de cisaillement mobilisée  $S$ ;  $E$ : forces intersections horizontales;  $A_R$ : forces résultantes dues à l'eau à droite de la section formée;  $A_L$ : forces résultantes dues à l'eau à gauche de la section formée;  $L$ : indice désignant le côté gauche;  $R$ : indice désignant le côté droit;  $F_s$ : facteur de sécurité;  $u$ : pression de l'eau interstitielle;  $i$ : numéro de tranche ( $i: 1, 2, \dots, n$ );  $f$ : décalage perpendiculaire de la force normale par rapport au centre de rotation;  $x$ : distance horizontale de la tranche au centre de rotation;  $\bar{c}$ : cohésion effective du sol;  $\bar{\phi}$ : angle de frottement effective interne;  $\alpha$ : angle entre la tangente au centre de la base de chaque tranche et l'horizontale.

La somme des forces verticales pour la tranche  $i$  (Figure 4.1), nous donne :

$$\left( \sum F_V \right)_i = W_i - S_i \sin \alpha_i - N_i \cos \alpha_i - (X_{i,L} - X_{i,R}) = 0 \quad (4.2)$$

Avec :  $S_i$  est le pourcentage de la résistance au cisaillement pour la tranche  $i$  défini par l'équation de Mohr-Coulomb.

$$S_i = (\bar{c}b_i + (N_i - u_i b_i) \tan \bar{\phi}) / F_s \quad (4.3)$$

D'après les équations (4.2) et (4.3), nous avons :

$$N_i = \left[ W_i - \frac{\bar{c}b_i \sin \alpha_i}{F_s} + \frac{u_i b_i \tan \bar{\phi} \sin \alpha_i}{F_s} - (X_{i,L} - X_{i,R}) \right] / \left( \cos \alpha_i + \frac{\tan \bar{\phi} \sin \alpha_i}{F_s} \right) \quad (4.4)$$

En résolvant la somme des forces horizontales de  $n$  tranches, nous avons :

$$\left( \sum F_h \right) = \sum_{i=1}^n N_i \sin \alpha_i - \sum_{i=1}^n S_i \cos \alpha_i + \sum_{i=1}^n (E_{i,R} - E_{i,L}) + (A_R - A_L) = 0 \quad (4.5)$$

Le facteur de sécurité est égal au rapport de la résistance au cisaillement disponible à la contrainte de cisaillement motrice appliquée le long de la surface de rupture. Le facteur de sécurité basé sur l'équilibre des forces est dérivé des équations (4.4) et (4.5), comme:

$$FS_f = \frac{\sum_{i=1}^n [(\bar{c}b_i + (N_i - u_i b_i) \tan \bar{\phi}) \cos \alpha_i]}{\sum_{i=1}^n N_i \sin \alpha_i + (A_R - A_L)} \quad (4.6)$$

Où

$$FS_f = \frac{R_f}{D_f} \quad (4.7)$$

Tel que,  $FS_f$  est le facteur de sécurité calculé à partir de l'équilibre des forces ;  $R_f$  est la force de résistance totale développée le long de la surface de glissement et  $D_f$  est la force motrice due au poids du sol.

Le facteur de sécurité basé sur l'équilibre du moment est défini comme le rapport du moment résistant  $M_R$  au moment moteur  $M_D$ . Le moment résistant  $M_R$  est le moment dû à la résistance totale développée par la résistance du sol et  $M_D$  est le moment moteur dû aux forces motrices de cisaillement développées le long de la surface de rupture. La somme de tous les moments motrices des tranches au centre de rotation permet d'exprimer le moment motrice comme:

$$\left(\sum \text{Moments}\right) = \sum_{i=1}^n W_i x_i + S_i R_s + (A_r a_r - A_l a_l) - \sum_{i=1}^n N_i f_i = 0 \quad (4.8)$$

L'équation du facteur de sécurité basée sur l'équilibre des moments peut être dérivée de l'équation (4.8), comme :

$$FS_m = \frac{\sum_{i=1}^n (\bar{c} b_i R_s + (N_i - u_i b_i) \times R_s \times \tan(\bar{\phi}))}{\sum_{i=1}^n W_i x_i + (A_R a_r - A_L a_l) - \sum_{i=1}^n N_i f_i} \quad (4.9)$$

Avec:

$$FS_m = \frac{M_R}{M_D} \quad (4.10)$$

### 4.3 Méthode de Bishop classique pour les pentes non-renforcées

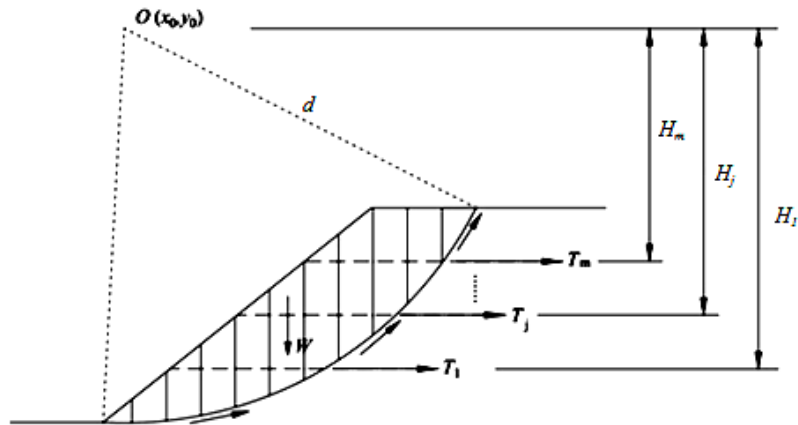
Les analyses d'équilibre limite sont simples à appliquer. De plus, il existe une vaste expérience de l'approche des analyses d'équilibre limite dans la conception de structures géotechniques (Holtz 2017).

Dans la conception des pentes renforcées, on suppose souvent que la tension mobilisée est minimale dans la couche géosynthétique placée au sommet de la pente et maximale dans la couche géosynthétique installée près du pied de la pente, suivant un modèle triangulaire (Shiwakoti et al.1998; Zornberg et al.1998). La distribution supposée de la force de traction maximale du renforcement et l'espacement vertical du renforcement auront des implications importantes dans la conception (Chen et al. 2017).

La méthode Bishop suppose une surface de glissement circulaire et néglige les forces de cisaillement inter-tranches. Dans l'analyse des pentes renforcées par géosynthétiques, les méthodes traditionnelles d'équilibre limite sont modifiées pour tenir compte des effets de renforcement (Elias et al. 2001).

La pente renforcée par géosynthétique est extensible ; l'ampleur des mouvements locaux à différents points le long de la nappe géosynthétique ne sera probablement jamais la même. Par conséquent, la résistance mobilisée ne sera plus jamais la même, mais diminuera avec la distance de la surface de glissement critique (Han et Leshchinsky 2006).

La méthode d'équilibre limite est mise en œuvre dans la conception de pentes renforcées par géosynthétiques en ajoutant la contribution des renforcements directement au moment résistant. La direction de la force de traction des renforcements et son moment correspondant ont été discutés par Koerner (2005). À l'état limite, la distorsion pourrait orienter les géosynthétiques le long de la rupture potentielle, changeant ainsi les forces de traction de la direction horizontale à la direction tangente (Figure 4.2). Une force de renforcement minimale est requise pour assurer la stabilité lorsque l'on suppose que la force de renforcement est tangente à la surface de glissement (Mandal et Labhane 1992, Koerner 2005).



**Fig. 4.2** La configuration de la pente renforcée par géosynthétique

La contribution du renforcement géosynthétique est directement ajoutée au moment résistant (Koerner, 2000; Mandal et Labhane, 1992). Le facteur de sécurité de la pente du sol renforcé devient :

$$FS_m = \frac{M_R + \sum_{k=1}^j T_k H_k}{M_D} \quad (4.11)$$

De l'équation (4.11) on obtient:

$$\sum_{k=1}^j T_k H_k = FS_m M_D - M_R \quad (4.12)$$

Le détail de l'équation (4.12) peut s'écrire comme suite:

$$T_j = \left( FS_m M_D - M_R - \sum_{k=1}^{j-1} T_k H_k \right) / H_j \quad (4.13)$$



Où  $T_j$  est la force de traction de la  $j$ ème couche de renforcement;  $H_j$  est le bras de moment de la  $j$ ème couche de renforcement

#### 4.4 Mécanisme de rupture en spirale logarithmique

La surface de rupture en spirale logarithmique a été utilisée pour déterminer la force de renforcement à long terme requise (Leshchinsky et Perry 1987; Leshchinsky et al. 1995; Leshchinsky 1999). Avec la surface de rupture en spirale logarithmique, le problème de l'analyse de la pente est statiquement déterminé et l'équilibre du moment est explicitement satisfait (Leshchinsky et Boedeker 1989).

La surface de rupture en spirale logarithmique est décrite sur la figure 4.3. Leshchinsky (1992) a calculé la résistance requise à chaque point où la surface de glissement a intersecté les couches de renforcement. Lors du calcul de la résistance requise d'une couche, les résistances à la traction des renforcements dans les couches supérieures sont supposées connues et ont des valeurs calculées dans les étapes précédentes. Dans cette approche, les forces de traction des renforcements ne sont pas nécessairement égales. La répartition requise des forces de renforcement est évaluée pour assurer une résistance satisfaisante à la rupture en rotation (Shiwakoti et al. 1998).

Pour une surface spirale logarithmique supposée, l'équation d'équilibre de moment autour du pôle, O, peut être écrite explicitement, comme suite (Figure 4.3):

$$\begin{aligned} \sum M_O = W(x_{CG} - x_C) - c_d \int (x - x_C) dy - c_d \int (y_C - y) dx \\ + \int u(x - x_C) dx - \int u(y_C - y) dy - \sum_{j=1}^n t_j (y_C - y_j) = 0 \end{aligned} \quad (4.14)$$

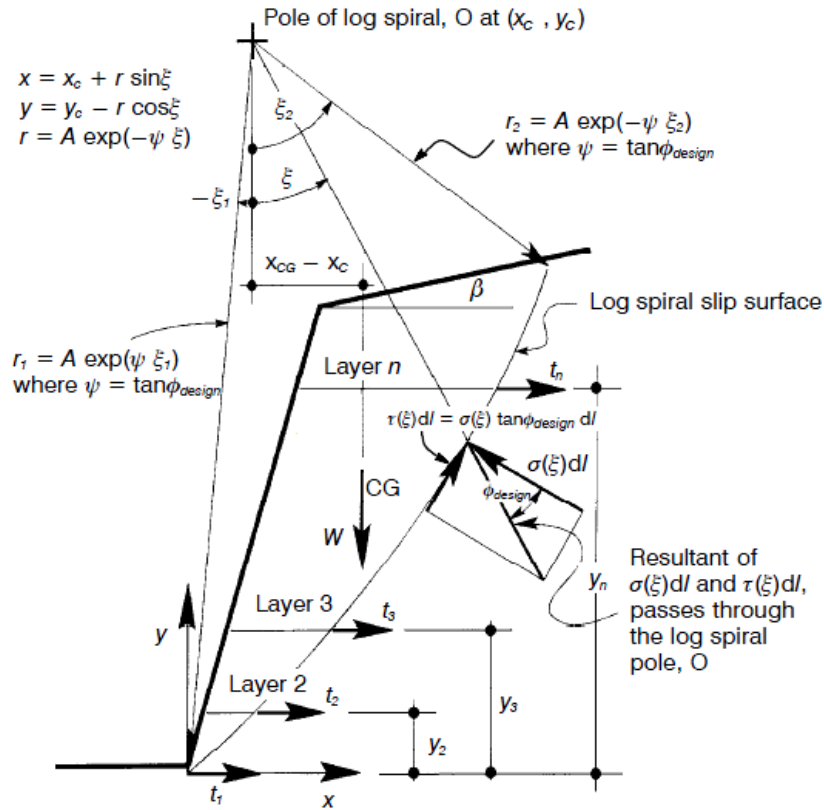


Fig. 4.3 Surface de rupture Log spiral.

Où:  $r$  = rayon du log spirale;  $\xi$  = angle de spirale logarithmique;  $\phi_{design}$  = valeur de calcul pour l'angle de frottement interne du sol;  $x$  = distance horizontale;  $y$  = distance verticale;  $x_c$  = coordonnée (x) du pôle spirale logarithmique;  $y_c$  = coordonnée (y) du pôle spirale logarithmique; et  $A$  = constante log spirale ;  $c_d = c_{design}$  = valeur de calcul de la cohésion du sol;  $M_O$  = moment autour du pôle spirale logarithmique O;  $W$  = poids propre de la masse du sol;  $k_v$  = composante verticale du coefficient sismique;  $x_{CG}$  = coordonnée x du centre de gravité de la masse du sol dans la spirale logarithmique;  $k_h$  = composante horizontale du coefficient sismique;  $y_{CG}$  = coordonnée y du centre de gravité de la masse du sol dans la spirale logarithmique;  $u$  = pression interstitielle de l'eau ;  $t_j$  = force réactive de traction dans une couche de renforcement géosynthétique;  $n$  = nombre total de couches de renfort; et  $y_j$  = distance verticale de la base de la pente à la couche de renfort  $j$ .

#### 4.5 Conclusion

Une analyse de l'équilibre limite avec un mécanisme de rupture en spirale logarithmique a été utilisée pour localiser les surfaces de rupture critiques émergeant au niveau ou au-dessus

du pied et pour étudier le comportement des pentes du sol renforcées par géosynthétique (Shiwakoti et al.1998). Les analyses d'équilibre limite sont utilisées pour évaluer la force horizontale due à la pression latérale de la terre qui sera supportée par les couches de renforcement pour assurer l'équilibre de la pente (Vieira 2014).

La précision des analyses d'équilibre limite dépend du fait que la surface de rupture présumée représente ou non la condition réelle de l'effondrement. Dans l'analyse d'équilibre limite, on suppose généralement que les couches de renforcement sont également mobilisées. Cette analyse examine la stabilité globale de la masse sol en glissement potentielle, ciblant un facteur de sécurité acceptable.

# 5 *Méthodologies Numériques*

## **5.1 Introduction**

La plupart des méthodes de conception de pentes renforcées par des géosynthétiques sont basées sur une analyse d'équilibre limite. La résistance et la longueur des nappes de renforcement requises sont calculées en fonction de la résistance au cisaillement des sols le long de la surface à potentiel de glissement (Yang et al., 2012; Leshchinsky et al., 2017; Yang et al., 2019; Zhang et al., 2018).

Dans le processus de conception, un facteur de sécurité adéquat est appliqué aux éléments résistant au cisaillement. La limitation des méthodes d'équilibre limite, conjointement avec les applications de sols renforcés, réside dans son incapacité à prédire la distribution des forces le long de chaque couche de renforcement.

La distribution de la force de renforcement supposée avec la hauteur peut avoir des implications importantes dans la conception, en particulier lorsque on utilise différentes densités de renforcement à l'intérieur de la hauteur de la structure du sol renforcée (Zornberg et al., 1998a; Miyata et al., 2018; Salem et al., 2018; Allen et al., 2019; Yang et al., 2019). Plusieurs répartitions des forces de renforcement dans les couches de renforcement ont été proposées pour les pentes renforcées.

La FHWA (2009) recommande des zones de renforcement pour répartir la force de traction totale de renforcement dans les pentes renforcées. Cette méthode de répartition consiste à diviser la pente en plusieurs zones en fonction de la hauteur de la pente. Pour les pentes faibles (hauteur  $H \leq 6$  m), toute la pente est considérée comme une zone de renforcement, dans laquelle la tension du renforcement est uniformément répartie. Pour les pentes de hauteur ( $H > 6$ m) recommande d'utiliser plusieurs zones de renforcement; la

hauteur de la pente peut être divisée en deux ou trois zones de renforcement de même hauteur en utilisant une force de renforcement pondérée dans chaque zone.

Allen et al. (2002, 2013 et 2014) et Bathurst et al. (2008) ont proposé la répartition des forces de renforcement de la forme trapézoïdale avec la hauteur de la pente. Shiwakoti et al. (1998) et Jewell (1991) ont conclu que la distribution des forces de renforcement dans les couches de renforcement est triangulaire avec une force de tension maximale dans la couche de renforcement près du pied de pente. Cependant, cette hypothèse a été contredite par l'étude de centrifugation réalisée par Zornberg et Arriaga (2003) qui a montré que les forces de traction sont plus élevées dans les couches de renforcement dans la partie médiane de la pente. L'étude sur la centrifugeuse réalisée par Viswanadham et Mahajan (2007) soutient également l'emplacement à mi-hauteur de la force de renforcement maximale. Cela a été validé par d'autres résultats d'essais sur le terrain (Fannin et Hermann, 1990; Zornberg et Kavazanjian, 2001; Sommers et al., 2009). Récemment, Yang et al. (2012) ont mené une étude numérique et ont conclu que l'emplacement de la force de renforcement maximale se situe quelque part près de la mi-hauteur de la pente.

Des analyses de la stabilité des pentes sont couramment effectuées pour évaluer la contribution du renforcement géosynthétique au facteur de sécurité cible. Cependant, la méthode d'analyse traditionnelle, bien qu'utile, ne reflète pas la complexité du mécanisme de renforcement géosynthétique dans les sols (Zhang et al., 2018).

Les géosynthétiques sont des matériaux dépendant du temps et des contraintes. Si une couche est trop sollicitée par rapport aux autres couches, sa déformation sera plus grande que les autres couches, ce qui permet une mobilisation non-uniforme de la résistance au cisaillement du sol le long des surfaces de glissement potentielles (Costa et al., 2016; Mehrjardi et al., 2016; Miyata et al., 2018; Morsy et al., 2019). L'effet de traction n'est pris en compte que dans la partie coupant la surface de glissement, et non sur l'ensemble de la surface de contact sol-renforcement (Luo et al., 2018).

En supposant le mécanisme et la répartition des forces de traction le long de la nappe de renforcement, un sol renforcé est divisé en deux zones, zone active et zone résistante. Dans la zone active, le sol essaye de s'éloigner de la structure, mais est retenu par les forces frottements développées le long du renforcement. Les forces de cisaillement mobilisées sont dirigées vers l'avant de la pente, ce qui augmente la force de traction avec la distance de la surface de la pente (Huang et al., 2010; Yang et al., 2012; Chen et al., 2014; Huang, 2014;

Salem et al., 2018). Par conséquent, la force de traction maximale dans le renforcement ne se produit pas à la surface de la pente, mais plutôt à la surface de glissement critique.

L'interaction sol-renforcement est un comportement composite complexe dans la masse de pente renforcée. Selon le niveau d'interaction, les couches de renforcement devraient avoir un impact, peut-être significatif sur la réponse mécanique de la masse de sol renforcée (Shukla et al., 2009; Feng et al. 2018, 2019; Mirzaalimohammadi et al., 2019). Des informations limitées sont disponibles sur les mécanismes d'interaction sol-renforcement, en particulier aux niveaux de contrainte de travail. Cela est dû à la difficulté d'obtenir des données de qualité sur le comportement de déformation du sol et du renforcement à de faibles niveaux de contrainte (Ferreira et Zornberg, 2015; Mirzaalimohammadi et al., 2019). Une meilleure compréhension des mécanismes d'interaction sol-renforcement pourrait conduire à des améliorations dans la conception impliquant le renforcement du sol, et en particulier dans la conception de la pente renforcée.

L'objectif principal de ce travail est de développer une procédure numérique pour évaluer les forces de traction requises dans le renforcement d'une pente pour assurer un équilibre satisfaisant. Les forces de traction requises des renforcements sont évaluées en ciblant une valeur prédéfinie de facteur de sécurité et/ou en définissant le rapport de la résistance au cisaillement du sol mobilisée. À cet effet, la méthode de Bishop classique a été modifiée. Les résultats sont comparés à ceux obtenus par le mécanisme de rupture en spirale logarithmique.

Les modèles numériques de pentes de sols renforcés avec différentes hauteurs de pentes ont été élaborés, sur la base des données de terrain et des résultats des essais sur le modèle de centrifugeuse du problème des pentes renforcées, pour déterminer la distribution de la force de traction requise. Les forces de renforcement dans les couches de renforcement sont évaluées pour le cas d'un facteur de sécurité uniforme dans la pente renforcée. L'influence de la hauteur de la pente et du coefficient d'interaction sur la distribution des forces de renforcement est examinée.

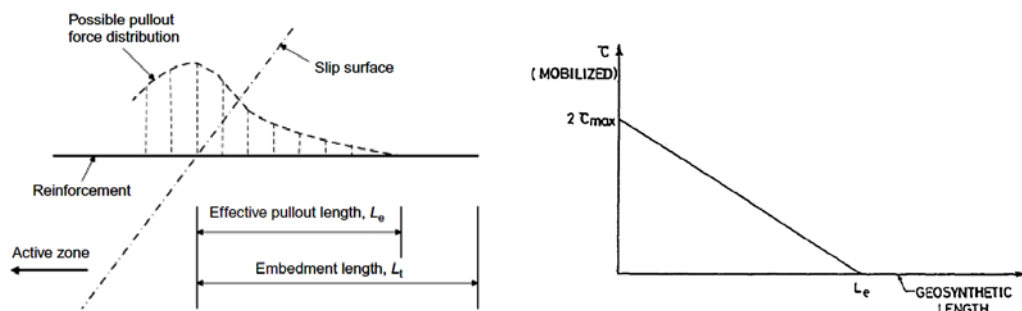
## **5.2 Interaction sol-renforcement**

Le coefficient d'interaction de sol-renforcement est affecté par les caractéristiques structurelles, géométriques et mécaniques de renforcement, par les propriétés mécaniques du sol et par les limites et les conditions de charge (Chen et al., 2014; Huang et al., 2010; Feng et al., 2018, 2019; Mirzaalimohammadi et al., 2019; Cui et al., 2019; Xu et al., 2019; Yang et

al., 2019). Le coefficient d'interaction sol-renforcement est défini comme le rapport du coefficient de frottement de l'interface au coefficient de frottement du sol. Le coefficient d'interaction est généralement évalué à l'aide d'un essai de cisaillement direct et / ou d'un essai d'arrachement. Ces tests varient considérablement dans la trajectoire de chargement et les conditions aux limites. Les coefficients d'interaction sol-renforcement pour des conditions d'échantillons identiques peuvent varier entre les tests (Moraci et al., 2014; Feng et al., 2019; Ferreira et Zornberg, 2015; Mirzaalimohammadi et al., 2019; Xu et al., 2019).

Le géosynthétique est extensible et confiné ; l'ampleur du mouvement local à différents points le long du géosynthétique ne sera jamais la même. Par conséquent, la résistance au cisaillement ne sera pas mobilisée de manière égale le long du renforcement (Mandal et Labhane, 1991; Cui et al., 2019).

La résistance au cisaillement mobilisée diminue avec la longueur de renforcement géosynthétique. La figure 5.1 (b) montre le modèle utilisé pour la stabilité interne pour déterminer la longueur intégrée. Cette figure est une généralisation de la courbe de la figure 5.1 (a). La résistance au cisaillement mobilisée est prise pour atténuer linéairement à partir d'un maximum à la surface renforcée critique de glissement.



**Fig. 5.1 (a)** Résistance à la traction disponible le long du renforcement; **(b)** Modèle de résistance au cisaillement mobilisée

La résistance à l'arrachement du renforcement est la charge de traction ultime requise pour générer un glissement extérieur du renforcement à travers la masse de la pente renforcée (FHWA, 2009). Dans la conception, la résistance à la traction requise des renforcements dans le cas de rupture par arrachement est obtenue par:

$$T_{max} = 2C_i L_e \sigma_v \tan \phi \quad (5.1)$$

Où,  $T_{max}$ : résistance individuelle maximale à la traction du renforcement,  $L_e$ : résistance effective longueur de renforcement,  $C_i$ : coefficient d'interaction sol-renforcement,  $\sigma_v$ : contrainte verticale sur la nappe de renforcement,  $\phi$ : angle de frottement interne du sol.

Notez qu'à n'importe quel endroit le long de la couche de renforcement, la résistance est limitée par la résistance à l'arrachement. La résistance à l'arrachement est une fonction de la longueur d'ancrage du renforcement et des propriétés de l'interaction sol-renforcement.

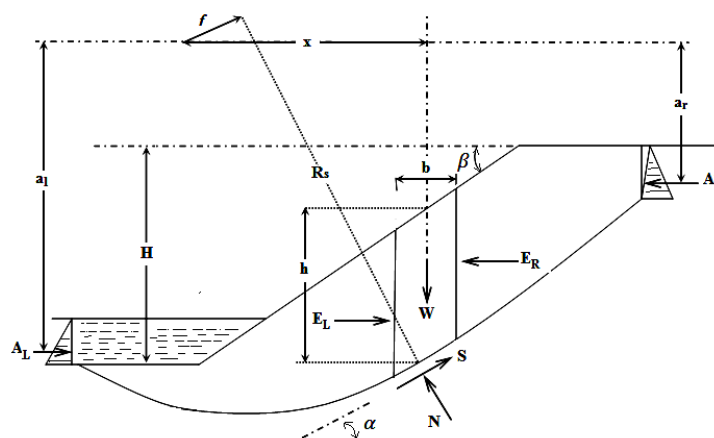
À partir de l'équation 5.1, nous pouvons écrire:

$$T_{max} / L_e = 2C_i \sigma_v \tan \phi = \tan \delta \quad (5.2)$$

Dans ce travail, le rapport de la force de traction du renforcement à la longueur du renforcement est supposé égal dans la zone active et passive par rapport à la surface de glissement.

### 5.3 Méthode Bishop modifiée

La méthode décrite ici est basée sur une extension directe des hypothèses de Bishop (1955). La méthode Bishop suppose une surface de glissement circulaire et néglige les forces de cisaillement inter-tranches. Dans les équations d'équilibre, les tranches sont supposées avoir le même facteur de sécurité le long de la surface de rupture. Dans l'analyse de stabilité d'une pente non renforcée, une surface de rupture potentielle est divisée en tranches de même largeur (Figure 5.2).



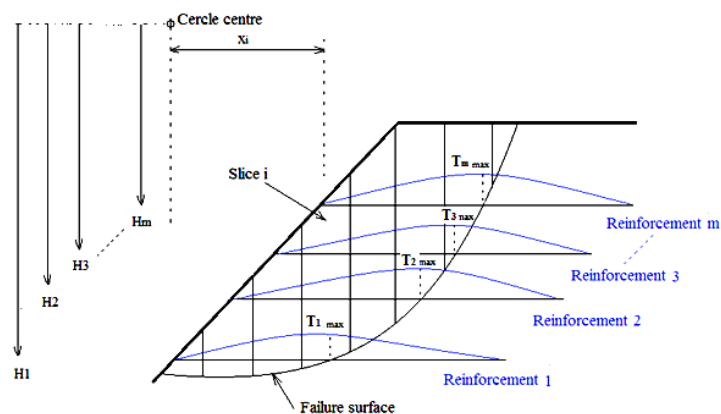
**Fig. 5.2** Forces agissant sur une tranche de sol non renforcée typique, qui ont été prises en compte dans la méthode Bishop



Où  $W$ : poids total de la tranche de largeur  $b$  et de hauteur  $h$ ;  $N$ : force normale totale sur la base de la tranche sur une longueur  $l$ ;  $S$ : force de cisaillement mobilisée à la base de la tranche;  $R_s$ : rayon ou bras de moment associé à la force de cisaillement mobilisée  $S$ ;  $E$ : forces intersections horizontales;  $A_R$ : forces résultantes dues à l'eau à droite de la section formée;  $A_L$ : forces résultantes dues à l'eau à gauche de la section formée;  $L$ : indice désignant le côté gauche;  $R$ : indice désignant le côté droit ;  $F_s$ : facteur de sécurité;  $u$ : pression de l'eau interstitielle;  $i$ : numéro de tranche ( $i: 1, 2, \dots, n$ );  $f$ : décalage perpendiculaire de la force normale par rapport au centre de rotation;  $x$ : distance horizontale de la tranche au centre de rotation;  $\bar{c}$ : cohésion effective du sol;  $\bar{\phi}$ : angle de frottement effective interne;  $\alpha$ : angle entre la tangente au centre de la base de chaque tranche et l'horizontale.

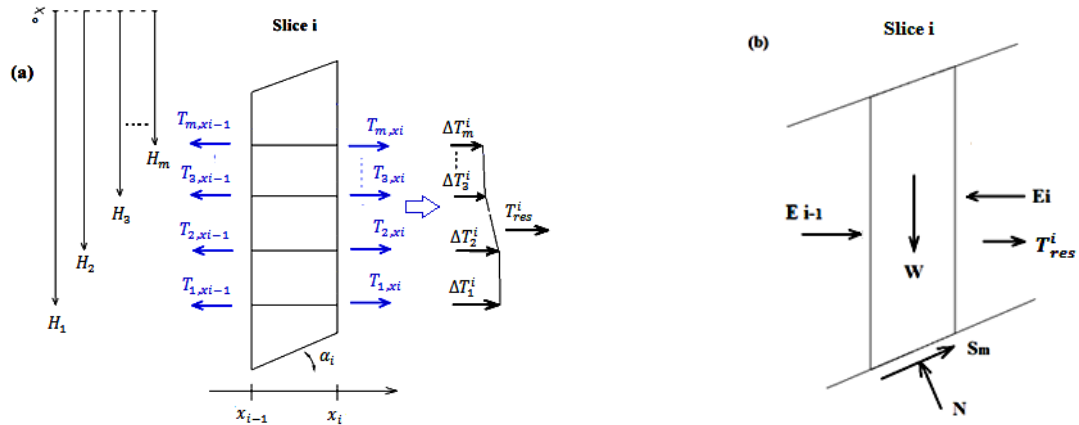
La surface de glissement critique de la pente renforcée peut ne pas être celle du cas non renforcé (Akshay K.J. et al., 2017; Leshchinsky et al., 2017). Un renforcement approprié est nécessaire pour augmenter le facteur de sécurité de la pente au-dessus de la valeur de conception requise. La résistance à la traction du renforcement doit être adéquate et la longueur d'adhérence derrière la surface de glissement critique doit être suffisante pour résister à l'arrachement avec un facteur de sécurité raisonnable.

Pour évaluer les forces de renforcement requises, une analyse d'équilibre limite de la pente renforcée est effectuée pour localiser la surface de rupture correspondant au facteur de sécurité le plus faible. Le diagramme schématisé du sol renforcé est illustré dans la Figure 5.3. Indépendamment de la forme de la surface de rupture, la force de traction maximale est située à l'intersection de la couche de renforcement avec la surface de rupture.



**Fig. 5.3** Géométrie et disposition de la pente renforcée géosynthétique

La figure 5.4 (a) montre les forces de traction du renforcement agissant sur une tranche typique. Les forces de traction des renforcements différentielles dans une longueur de segment de la couche géosynthétique sont créées par le développement d'une résistance au cisaillement mobilisée non-uniforme quelle que soit la longueur du géosynthétique. L'équilibre interne de chaque tranche renforcée individuelle est pris en compte et la force de renforcement résultante développée est représentée sur la figure 5.4 (b).



(a) Forces de renforcement agissant sur une tranche typique

(b) Forces de renforcement résultantes développées

**Fig. 5.4** Forces agissant sur une tranche de sol.

La force d'action du renforcement  $\Delta T_j^i$  sur une tranche (i) et une couche de renforcement (j) est représentée sur la Figure 5.4 (a) et s'exprime comme suit:

$$\Delta T_j^i = T_{j,x_i} - T_{j,x_{i-1}} \tag{5.3}$$

$T_{j,x_i}$  et  $T_{j,x_{i-1}}$  sont des forces de traction respectivement à gauche et à droite de la  $i^{\text{ème}}$  tranche et dans la  $j^{\text{ème}}$  couche de renforcement.

La force de renforcement en traction résultante  $T_{res}^i$  sur la  $i^{\text{ème}}$  tranche est:

$$T_{res}^i = \Delta T_1^i + \Delta T_2^i + \Delta T_3^i + \dots + \Delta T_m^i \tag{5.4}$$

Où  $m$  est le nombre de couches de renforcement ;  $H_{res}^i$  : le bras du moment résultant de la force de renforcement en traction résultante de la  $i^{\text{ème}}$  tranche est donné par:

$$H_{res}^i = \frac{\Delta T_1^i H_1 + \Delta T_2^i H_2 + \Delta T_3^i H_3 + \dots + \Delta T_m^i H_m}{\Delta T_1^i + \Delta T_2^i + \Delta T_3^i + \dots + \Delta T_m^i} = \frac{\sum_{j=1}^m \Delta T_j^i H_j}{\sum_{j=1}^m \Delta T_j^i} \quad (5.5)$$

Les détails des forces agissant sur la  $i^{\text{ème}}$  tranche verticale de la masse de rupture potentielle, lorsque l'équilibre statique est considéré, sont schématisés sur la figure 5.4 (b). Les sommations des forces dans la direction verticale et horizontale sont exprimées en équations. (5.6) et (5.7) comme:

$$\left( \sum F_V \right) = \sum_{i=1}^n (W_i - S_i \sin \alpha_i - N_i \cos \alpha_i) \quad (5.6)$$

$$\left( \sum F_h \right) = \sum_{i=1}^n N_i \sin \alpha_i - \sum_{i=1}^n S_i \cos \alpha_i + \sum_{i=1}^n (E_{i,R} - E_{i,L}) + (A_R - A_L) - \sum_{i=1}^n T_{res}^i \quad (5.7)$$

Où:  $\sum T$  désigne la somme de toutes les forces résultantes de renforcements;

La somme des moments au centre de rotation s'exprime comme suit:

$$\begin{aligned} \left( \sum Moments \right) &= \sum_{i=1}^n W_i x_i + S_i R_s + (A_r a_r - A_l a_l) - \sum_{i=1}^n N_i f_i \\ &- \sum_{i=1}^n T_{res}^i H_{res}^i = 0 \end{aligned} \quad (5.8)$$

Le facteur de sécurité  $FS_m$  basé sur l'équilibre des moments est donné par l'équation (5.9) comme:

$$FS_m = \frac{\sum_{i=1}^n (\bar{c} \times b_i \times R_s + (N_i - u_i b_i) R_s \tan \bar{\phi})}{\sum_{i=1}^n W_i x_i + (A_R a_r - A_L a_l) - \sum_{i=1}^n N_i f_i - \sum_{i=1}^n T_{res}^i H_{res}^i} \quad (5.9)$$

Cela peut être réécrit comme:

$$FS_m = \frac{M_R}{M_D - M_T} \quad (5.10)$$

Où  $M_T$  est la somme de tous les moments des tractions résultantes des renforcements,  $M_R$  est le moment résistant développé par la résistance du sol et  $M_D$  est le moment moteur dû aux forces motrices de cisaillement développées le long de la surface de rupture.

L'équation (5.10) s'exprime de différentes manières:

$$T_j = \left( FS_m M_D - M_R - FS_m \sum_{k=1}^{j-1} T_k H_k \right) / FS_m H_j \quad (5.11)$$

#### 5.4 Mise en Œuvre de l'approche modifiée

L'approche de la pression des terres, utilisée dans les murs renforcés, est soit simplifiée en ignorant les effets de parement, approximés en considérant les effets de parement seulement partiellement, soit purement empirique. L'approche d'équilibre limite, utilisée dans les pentes renforcées, ne traite explicitement que de l'équilibre global; il est ambigu à la charge dans les couches individuelles (Leshchinsky et al., 2010; Leshchinsky et al., 2017; Xie et al., 2016).

L'évaluation de la conception des pentes renforcées est considérée comme un sous-ensemble de la stabilité des pentes qui prend en compte le problème traditionnel des pentes avec les forces supplémentaires des renforcements et du revêtement (Leshchinsky et al., 1995; Leshchinsky et al., 2017; Xie et al., 2016). L'impact du parement peut envisager l'utilisation d'une approche d'équilibre limite. De plus, les pentes et les murs renforcés peuvent être conçus en utilisant différentes méthodes basées sur l'approche d'équilibre limite.

L'estimation des forces de traction requises des renforcements avec la méthode Bishop classique et la méthode Bishop modifiée a été programmée. Pour une valeur prédéfinie de facteur de sécurité et d'espacement vertical des couches de renforcement, les résistances de renforcement requises sont évaluées pour chaque couche.

La procédure de détermination de la redistribution de la résistance requise à la traction le long de chaque couche de renforcement commence par la couche supérieure. L'approche computationnelle permet d'évaluer les forces de traction des renforcements à chaque couche (nappe) de renforcement et reconsidère la distribution des charges des renforcements le long de la surface la plus critique (Djeffal et Belkacemi, 2020). Le résultat final de ce processus itératif est la détermination d'une nouvelle distribution des forces de traction des renforcements. Les étapes implicites de la procédure descendante sont décrites ci-dessous:

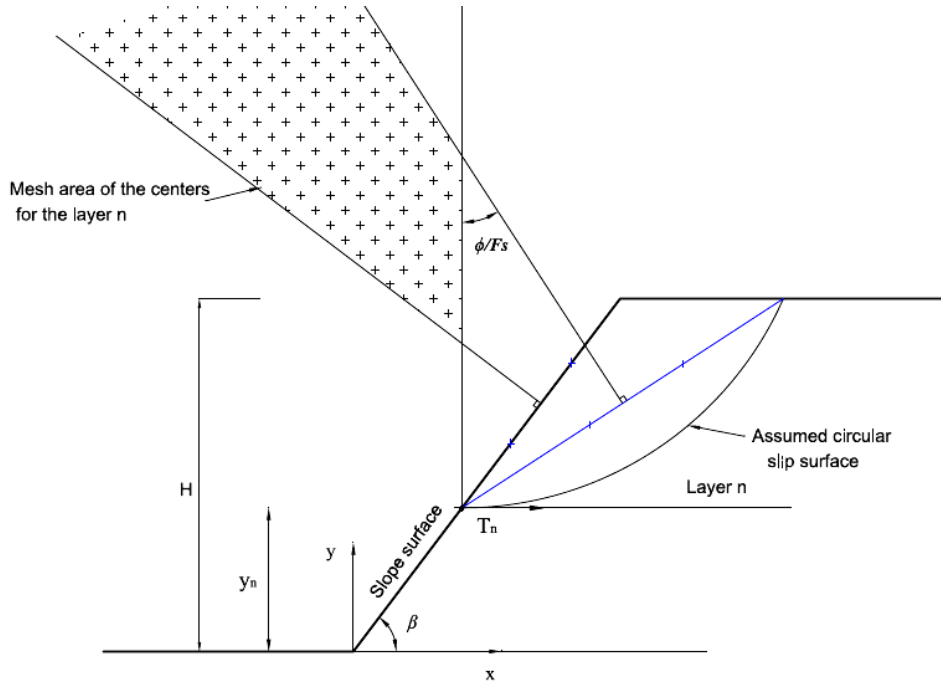
**Phase 1:**

La procédure, qui analyse plusieurs surfaces de glissement, consiste à déterminer la force de renforcement maximale requise en faisant varier le centre et le rayon de la surface de glissement circulaire et en forçant la surface de glissement à être tangente à la couche de renforcement considérée à la surface de la pente.

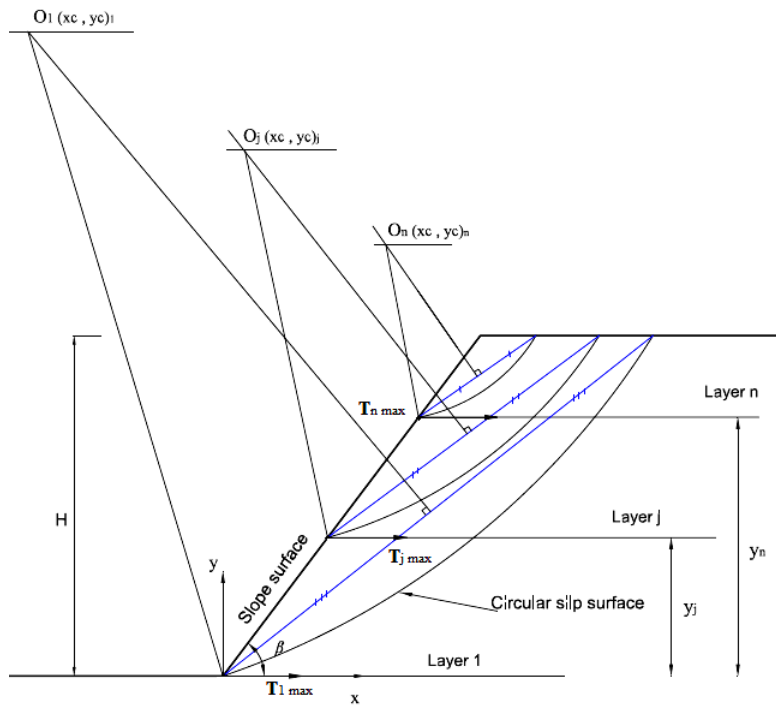
La figure 5.5 illustre le schéma de calcul pour estimer la force dans chaque couche de renforcement. La zone des centres de rotation acceptables est délimitée à l'étape 1. La zone des centres est délimitée par l'intersection de la verticale passant par l'intersection de la couche de renforcement et de la face de la pente, la ligne médiane du segment sur la face de la pente étant délimitée par la crête et le renforcement considéré, et la bissectrice de la corde de surface de rupture circulaire qui a une inclinaison  $\phi/Fs$  par rapport à la verticale.

À l'étape II, des variations du rayon de la surface de glissement et de la position centrale dans la zone délimitée sont effectuées pour rechercher la surface de glissement critique qui conduit à une force de renforcement en traction maximale requise.

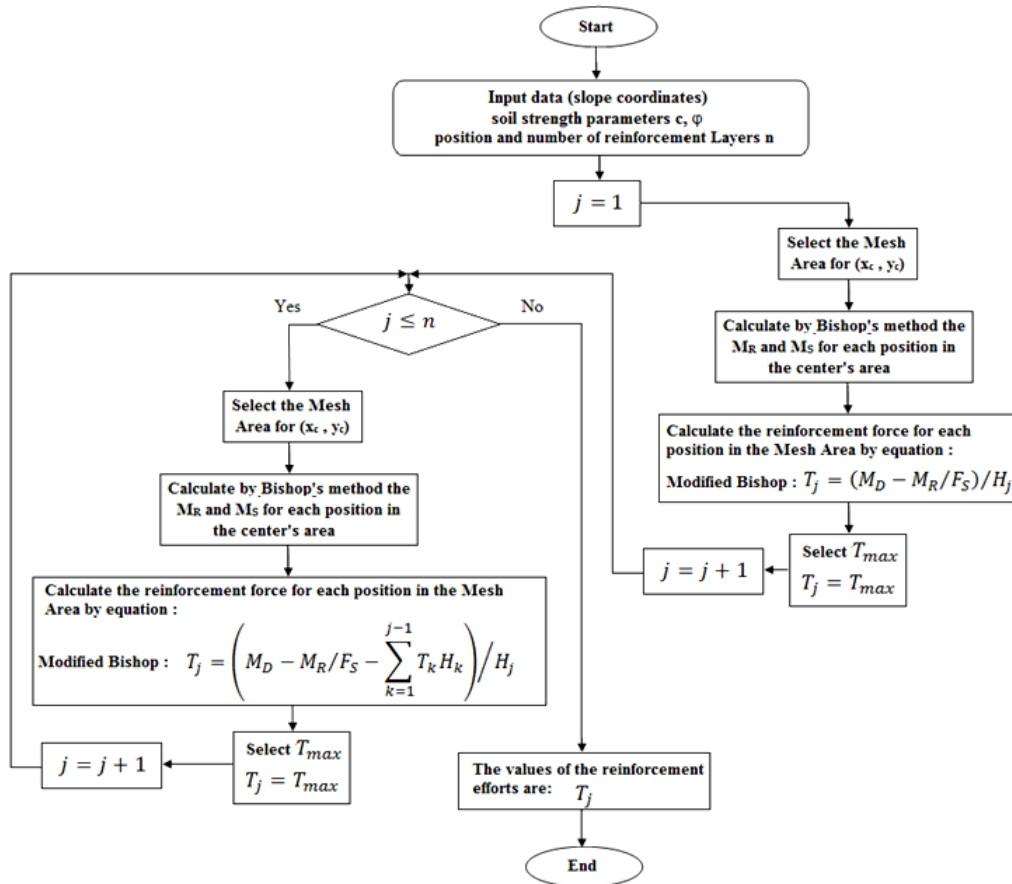
Ces deux étapes sont répétées pour chaque couche de renforcement à partir de la couche supérieure et en supposant, au fur et à mesure, que les forces de renforcement sur les couches supérieures sont connues (Figure 5.6). L'organigramme de la procédure est illustré à la Figure 5.7.



**Fig. 5.5** Méthode de Bishop modifiée - lieu des centres de rotation pour la  $n^{\text{ième}}$  couche de renforcement



**Fig. 5.6** Méthode de Bishop modifiée - surfaces de rupture considérées



**Fig. 5.7** Organigramme pour calculer les forces de renforcement en traction requises (phase 1)

La résistance à la traction des renforcements mobilisés dans la présente formulation est considérée comme la résistance supplémentaire requise pour maintenir les couches supérieures en équilibre en un seul bloc. Les résistances à la traction des renforcements sont ensuite calculées pas à pas en partant de la couche supérieure vers la couche inférieure en considérant la résistance à la traction mobilisée dans les renforcements supérieurs comme connue indépendante des efforts dans les couches inférieures.

La résistance ultime du renforcement géosynthétique est généralement spécifiée en fonction de la stabilité interne où  $F_s = 1,0$  (Leshchinsky et al., 2017). Le calcul de haut en bas de la tension de renforcement dans chaque nappe, à un état limite pour un  $F_s = 1.0$  prescrit est généré dans ce travail.

**Phase 2:**

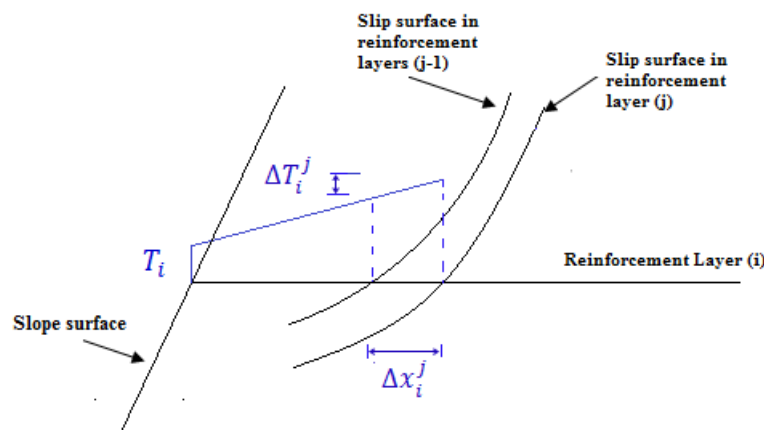
Pour chaque surface de glissement, la force totale de renforcement peut être calculée en phase 1. La modification de la force de renforcement requise qui peut être obtenue par les étapes suivantes:

À l'étape 1, ajuster la force de renforcement mobilisée dans la première couche à partir du sommet de la pente affecté à l'emplacement de renforcement où la deuxième surface de glissement coupe la première couche de renforcement et calculez la force de renforcement en traction requise résultante dans la deuxième couche au-dessus de la surface de rupture évaluée dans la phase 1 pour obtenir le facteur de sécurité cible.

Il est à noter que pour des raisons de simplicité, les forces de traction différentielles des renforcements  $\Delta T$  dans une longueur de segment de la couche géosynthétique sont censées varier linéairement en fonction de la longueur des renforcements. L'équation (5.12), reflétant ainsi une géométrie simple (Figure 5.8).

$$\Delta T = \Delta x \tan \delta \quad (5.12)$$

Où:  $\tan \delta = 2C_i \sigma_v \tan \phi$ ,  $\Delta x$  est la longueur du segment dans la couche géosynthétique.



**Fig. 5.8** Calcul graphique de la longueur des segments

La fonction proposée pour la variation ou la redistribution de la force de renforcement le long de la longueur de la couche de renforcement est réalisée par la variation du coefficient d'interaction sol-renforcement. Lorsque nous utilisons des valeurs du coefficient d'interaction sol-renforcement inférieures aux valeurs prévues, nous pouvons garantir la résistance à l'arrachement.

Une valeur nulle du coefficient d'interaction sol-renforcement représente une tangente nulle du différentiel de l'effort de renforcement. Cela signifie que la force de renforcement reste constante le long de la surface de renforcement jusqu'à la surface de glissement critique.

L'étape 1 est répétée pour chaque couche de renforcement (n-1, n-2... 1) à partir de la couche supérieure et en supposant, au fur et à mesure, que la répartition des forces de



renforcement sur les couches supérieures est connue. Les forces de renforcement en traction requises sont ensuite recalculées dans les couches de renforcement qui ont été traversées par la surface de rupture précédente. Dans toutes les surfaces de rupture localisées, le processus de redistribution peut entraîner des forces requises plus faibles dans certaines couches par rapport aux forces initialement requises des phases 1. La redistribution est effectuée de telle sorte que la résistance stabilisée combinée fournie par toutes les couches de renforcement traversées par la rupture la surface considérée produit le facteur de sécurité cible (Figure 5.9). L'organigramme de la procédure est illustré à la Figure 5.10.

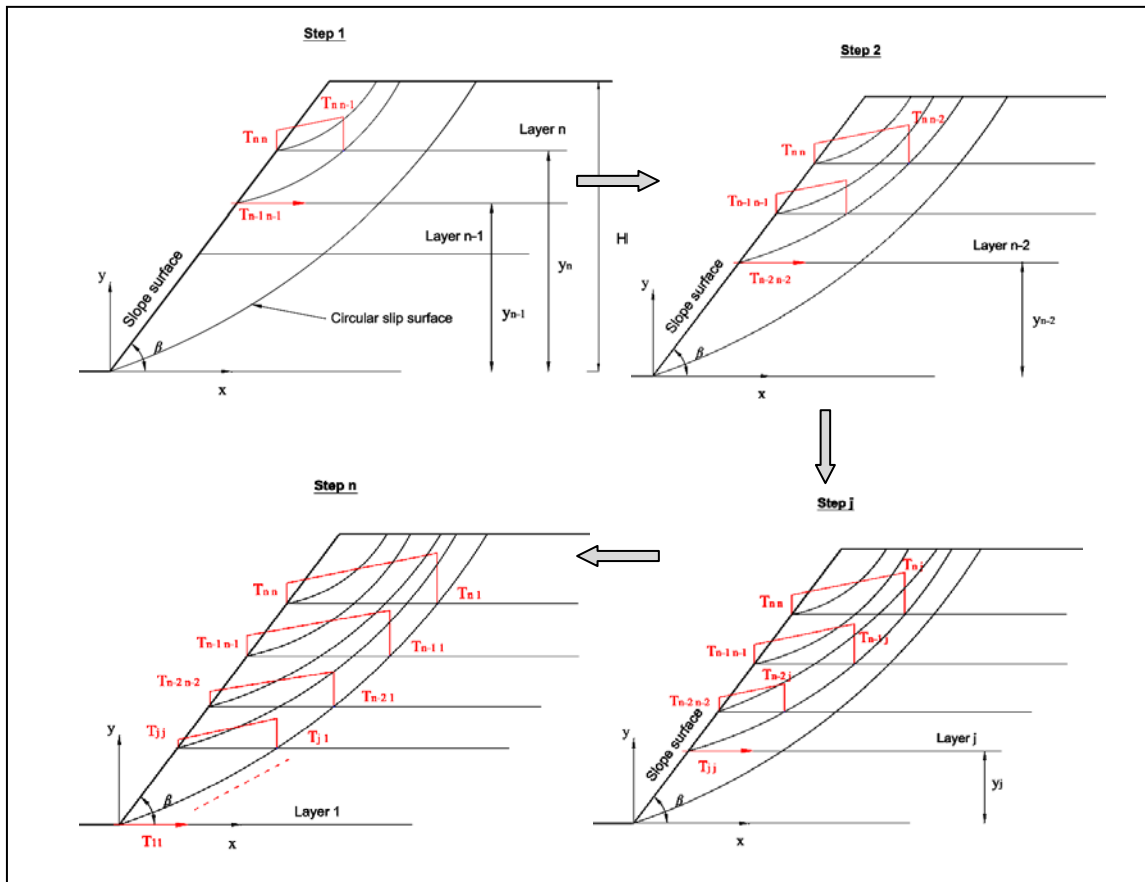
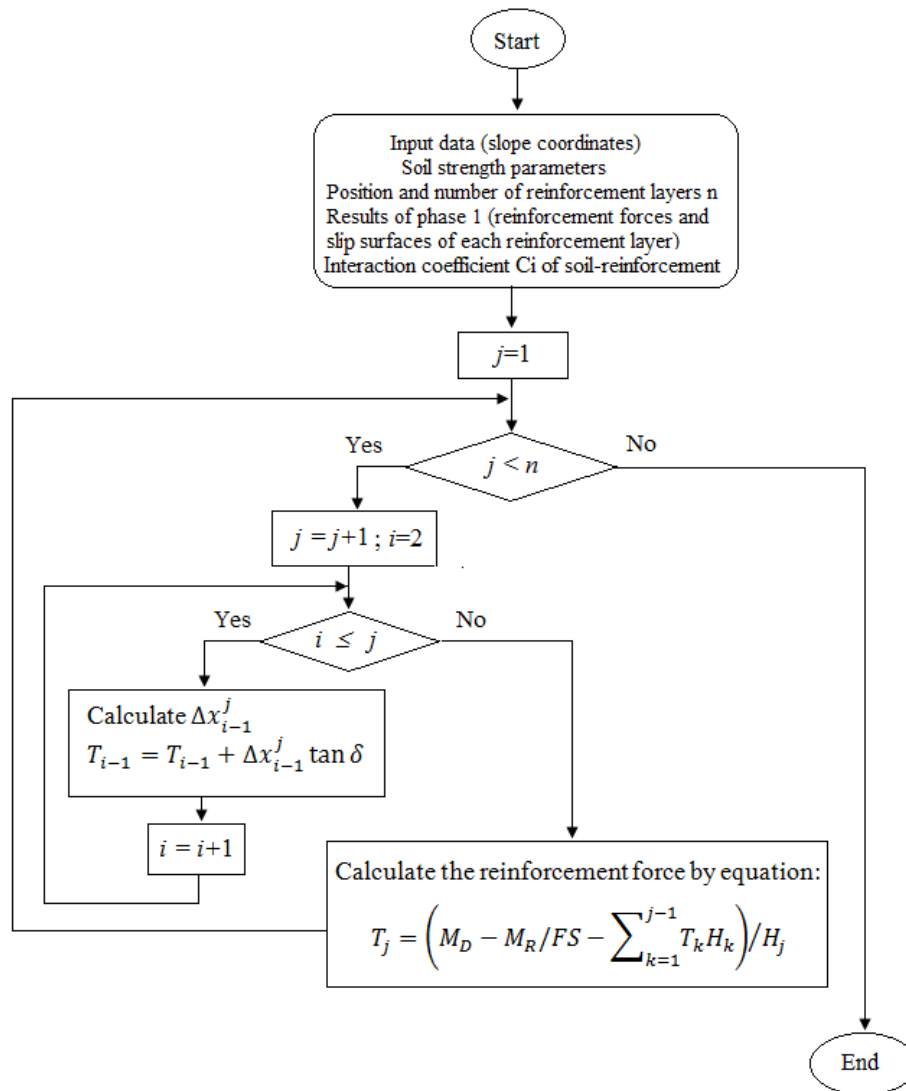


Fig. 5.9 Redistribution de la force de renforcement



**Fig. 5.10** Organigramme pour calculer la redistribution des forces de renforcement en traction requises (phase 2)

### 5.5 Conclusion

Le mécanisme et la répartition des forces de traction le long de la nappe de renforcement sont déterminés en utilisant les deux phases. La procédure, consiste en première partie à déterminer la force de renforcement maximal requise en utilisant les surfaces de glissement en log spiral et circulaire de la méthode de bishop (classique et modifié).

La deuxième partie, une analyse avec différents niveaux des coefficients d'interaction sol-renforcement sont effectuées, pour la détermination de la redistribution de la résistance à la traction requise le long de chaque couche de renforcement.

## 6 *Simulations numériques*

### 6.1 *Introduction*

Dans ce chapitre, une étude numérique a été effectuée, en utilisant la méthode d'équilibre limite modifiée, pour évaluer la distribution des forces de traction des renforcements de pente. En première partie A, les surfaces de glissement en log spiral et circulaire ont été prises en compte. L'effet de la valeur cible du facteur de sécurité et du rapport de la résistance au cisaillement mobilisée du sol sur la force de traction requise du renforcement a été examiné.

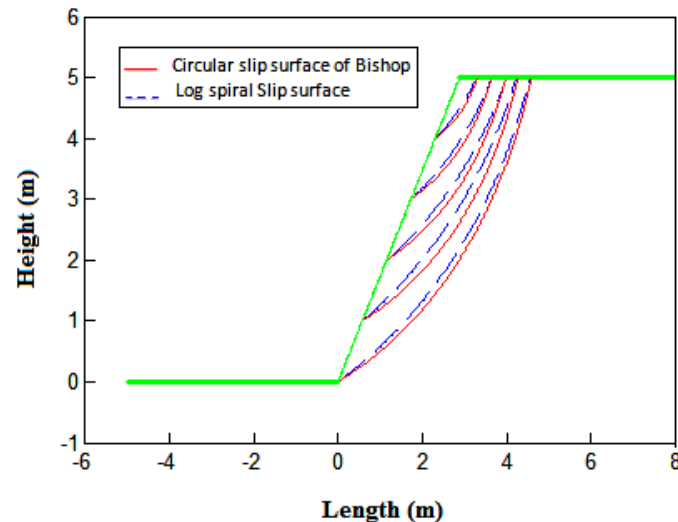
La deuxième partie B, une analyse d'équilibre limite des pentes du sol renforcées avec différents coefficients d'interaction sol-renforcement est effectuée. Les résultats sont comparés aux résultats publiés obtenus à partir d'une pente renforcée sur le terrain et dans le modèle de centrifugeuse. Les forces de renforcements maximales dans les couches de renforcement ont été évaluées pour un facteur de sécurité de 1.0.

### 6.2 *Partie A*

L'objectif principal de la première partie est de développer une procédure numérique pour évaluer les forces de traction requises dans le renforcement d'une pente pour assurer un équilibre satisfaisant. Les forces de traction des renforcements requises sont évaluées en ciblant une valeur prédéfinie de facteur de sécurité et/ou en définissant le rapport de la résistance au cisaillement mobilisée du sol. Les résultats de la méthode de Bishop classique et modifiée sont comparés à ceux obtenus par le mécanisme de la spirale logarithmique de Shiwakoti-Leshchinsky (1998).

### 6.2.1 Résultats et discussion

À fin de faire une comparaison entre les méthodes et résultats, l'exemple de Shiwakoti et al. (1998) est utilisé. La pente renforcée est de 5 mètres de hauteur, sol homogène avec une inclinaison de  $60^\circ$ , le renforcement est uniforme d'un espacement de 1 mètre. Le sol a un poids unitaire de  $17 \text{ kN} / \text{m}^3$ , un angle de frottement interne de  $30^\circ$  et un terme de cohésion  $c = 0 \text{ kPa}$  (Figure 6.1).



**Fig. 6.1** Surfaces de glissement pour les méthodes de Bishop et la méthode spirale logarithmique - pour le cas de la valeur du facteur de sécurité  $F_s = 1.0$

Shiwakoti et al (1998) ont utilisé une surface de glissement en forme spirale logarithmique. Dans la présente illustration, une surface de glissement circulaire dans la méthode Bishop classique et modifiée est utilisée. Les renforcements uniformes et non uniformes d'espacements sont pris en compte. Des espacements de renforcement de 0.5, 1.0 et 1.5 m sont utilisés dans le cas d'un espacement uniforme. L'espacement des renforcements variait de 1.2 m à la crête à 0.4 m à la pointe dans le cas d'un espacement non-uniforme des couches de renforcement. Les forces de renforcement nécessaires à la traction pour assurer l'équilibre pour une valeur prédéfinie du facteur de sécurité pour les deux cas ont été évaluées.

Le tableau 6.1 montre les résultats de cette étude paramétrique. Des différences allant de 12 % à 20 % des forces de traction de renforcement requises sont observées lorsque l'on considère la surface de glissement en spirale logarithmique et la surface circulaire. La figure 6.1 montre une surface spirale logarithmique et des surfaces de glissement critiques circulaires. La méthode Bishop classique et la méthode Bishop modifiée conduisent

exactement aux mêmes forces de traction requises lorsque la valeur du facteur de sécurité est définie sur une valeur égale à un (1.0). Cela s'explique par le fait que lorsque le facteur de sécurité a été fixé à 1.0, la méthode de Bishop classique et modifiée donne les mêmes termes dans l'équation d'équilibre pour calculer la force de traction du renforcement.

**Tableau 6.1.** Forces de renforcement en traction requises: Bishop classique, Bishop modifié et la méthode Log spirale de Shiwakoti- Leshchinsky pour le cas de la valeur du facteur de sécurité  $F_s = 1$ .

Elévation du Renforcement (m)	Force de traction de renforcement T (kN/m)			FS
	Shiwakoti-Leshchinsky	Bishop Classique	Bishop Modifié	
4.0	1.1	0.89	0.89	1.00
3.0	3.4	2.90	2.90	
2.0	5.8	5.05	5.05	
1.0	8.2	7.23	7.23	
0.0	10.7	9.44	9.44	

**Tableau 6.2.** Forces de renforcement en traction requises et surfaces de rupture circulaires critiques pour les méthodes Bishop classiques et modifiés et pour le cas de la valeur du facteur de sécurité  $F_s = 1.3$

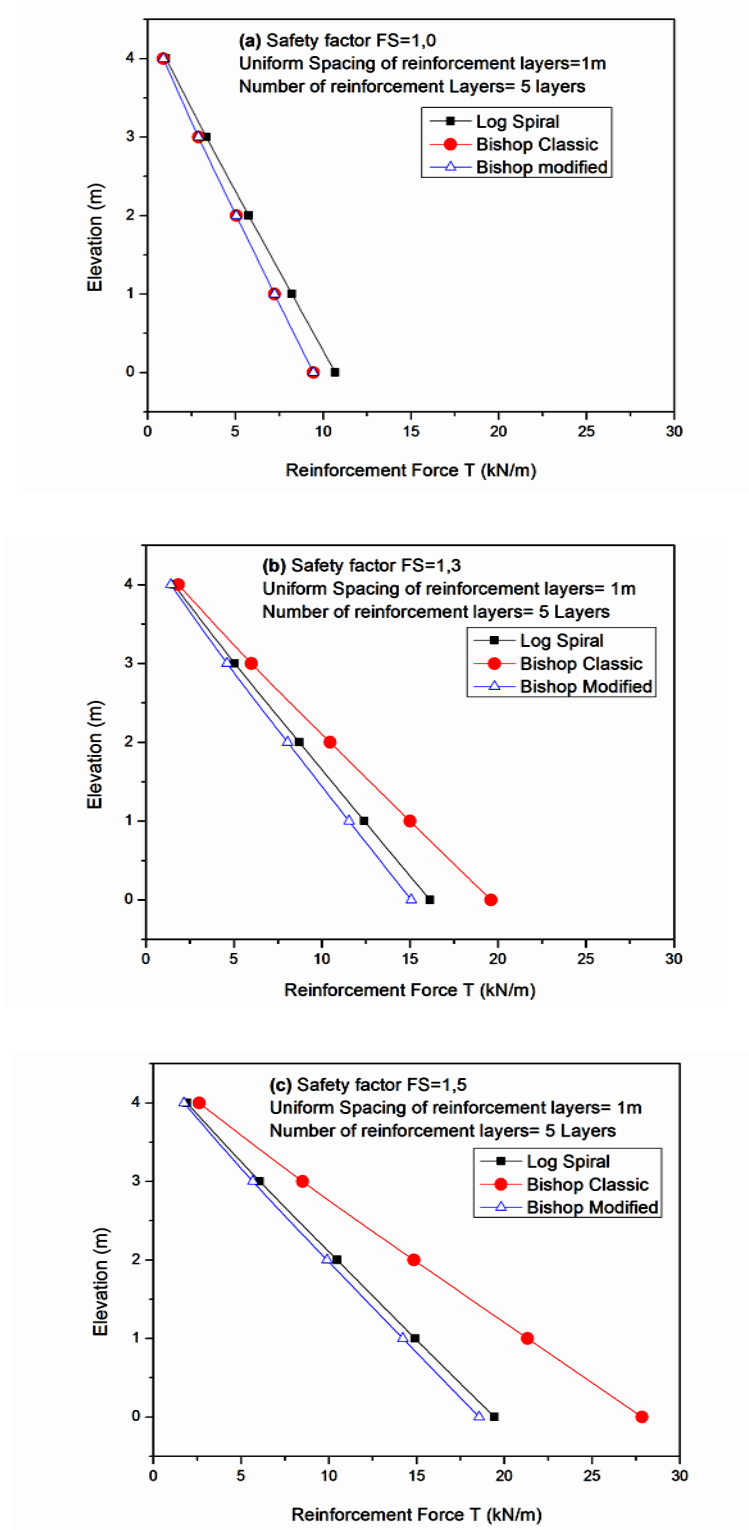
Elévation du Renforcement (m)	Bishop Classique				Bishop Modifié				FS
	Xc(m)	Yc(m)	R(m)	T(kN/m)	Xc(m)	Yc(m)	R(m)	T(kN/m)	
4.0	1.51	6.03	2.18	1.84	1.51	6.03	2.18	1.42	1.3
3.0	0.63	6.40	3.57	5.99	0.63	6.40	3.57	4.61	
2.0	-0.35	6.80	5.03	10.46	-0.35	6.80	5.03	8.05	
1.0	-1.22	7.10	6.36	15.00	-1.22	7.10	6.36	11.54	
0.0	-2.10	7.40	7.70	19.60	-2.10	7.40	7.70	15.08	

$X_C, Y_C$ : coordonnées du centre de rotation;  $R$ : rayon de la surface critique de rupture.

Les forces de traction requises pour une valeur de facteur de sécurité prédéfinie de 1.3 ont été évaluées à l'aide des méthodes Bishop classiques et modifiées - Tableau 6.2. Les méthodes Bishop classiques et modifiées conduisent aux mêmes surfaces de glissement critiques. Cependant, la méthode de Bishop classique conduit à des valeurs plus élevées des forces de traction requises.

Les forces de traction requises des renforcements dépendent fortement de la valeur prédéfinie du facteur de sécurité. La figure 6.2 montre les forces de traction requises des renforcements pour les valeurs du facteur de sécurité de 1, 1.3 et 1.5 pour les trois méthodes – la méthode de Bishop classique et modifiée avec des surfaces de glissement circulaires et la méthode avec une surface de glissement en spirale logarithmique. Indépendamment de la valeur prédéfinie du facteur de sécurité, la méthode spirale logarithmique de Shiwakoti-Leshchinsky et la méthode Bishop modifiée conduisent à des forces de traction requises de renforcement comparables ; tandis que la méthode Bishop classique donne des valeurs plus élevées des forces de traction des renforcements lorsque le facteur de sécurité est supérieur à 1.0.

Les forces de traction requises des renforcements ont été évaluées en considérant que le sol a pleinement mobilisé sa résistance. Lorsque la déformation du sol n'est pas suffisante pour mobiliser la résistance maximale au cisaillement du sol, des forces de traction de renforcement plus élevées sont nécessaires pour assurer l'équilibre. Les forces totales de traction requises des renforcements pour des espacements uniformes de 0.5 m, 1.0 m et 1.5 m ont été évaluées pour des valeurs de facteur de sécurité prédéfinies de 1.0 et 1.3, et en supposant que le sol mobilise la moitié de sa résistance. Les résultats présentés dans le tableau 6.3 montrent que les forces de traction des renforcements sont fortement affectées par le rapport de la résistance au cisaillement mobilisée du sol. Plus la résistance au cisaillement mobilisée du sol est faible, plus la force de traction mobilisée du renforcement est élevée.



**Fig. 6.2** Variation de la force de renforcement en traction requise avec différentes valeurs du facteur de sécurité pour une distribution uniforme d'espacement des couches de renforcement

**Tableau 6.3.** Somme des forces de renforcement pour chaque méthode en fonction de l'espacement, de la valeur du facteur de sécurité cible et du rapport de la résistance mobilisée du sol.

**Facteur de sécurité  $F_S=1.0$**

	Somme des forces de renforcement (kN/m)						
	$\phi/2$			$\phi$			
	Espacement uniforme du renforcement			Espacement uniforme du renforcement			Espacement Non-uniforme du renforcement
	1.5 m	1.0 m	0.5 m	1.5 m	1.0 m	0.5 m	
Méthode Log spiral	79.42	76.79	74.92	29.89	29.07	28.46	29.34
Méthode de Bishop classique	78.89	75.68	73.30	26.45	25.50	24.75	25.80
Méthode de Bishop modifié	78.89	75.68	73.30	26.45	25.50	24.75	25.80

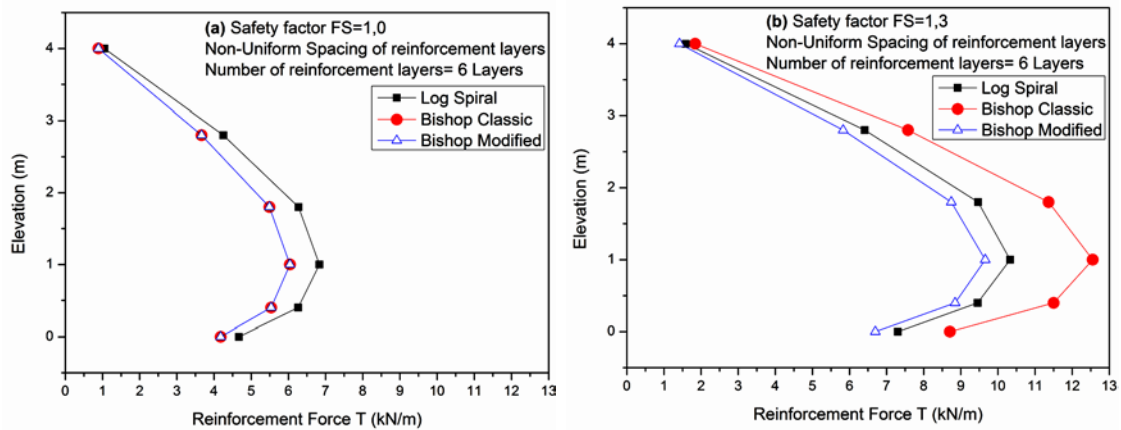
**Facteur de sécurité  $F_S=1.3$**

	Somme des forces de renforcement (kN/m)						
	$\phi/2$			$\phi$			
	Espacement uniforme du renforcement			Espacement uniforme du renforcement			Espacement Non-uniforme du renforcement
	1.5 m	1.0 m	0.5 m	1.5 m	1.0 m	0.5 m	
Méthode Log spiral	98.35	94.72	92.20	45.19	43.90	42.78	44.55
Méthode de Bishop classique	127.78	122.80	119.03	55.03	52.89	51.26	53.54
Méthode de Bishop modifié	98.29	94.50	91.56	42.33	40.69	39.43	41.19

La répartition des forces de renforcement, en cas de distribution non-uniforme des couches de renforcement, obtenue avec les méthodes en Log spirale, Bishop Classique et Bishop Modifié et pour deux valeurs de facteur de sécurité cibles sont illustrées à la Figure 6.3. On observe que l'espacement non-uniforme des couches du renforcement affecte la répartition des forces requises de renforcement. Cependant, la somme des forces de renforcement semble être constante, comme le montre le tableau 6.3. Indépendamment, de la valeur cible du facteur de



sécurité, la méthode log spirale et la méthode Bishop modifiée ont conduit à des résultats comparables. Les forces de traction requises des renforcements obtenues avec la méthode Bishop classique sont sensibles à la valeur du facteur de sécurité cible.



**Fig. 6.3** Variation de la force en traction requise de renforcement avec différentes valeurs du facteur de sécurité pour une distribution d'espacement non-uniforme des couches de renforcement

Les forces de traction des renforcements évaluées pour la valeur de facteur de sécurité prédéfinie de 1 sont présentées dans le tableau 6.1. Les résultats des méthodes Bishop classiques et modifiées sont identiques lorsque la valeur du facteur de sécurité cible est définie sur 1.0, et sont de 12% à 20% inférieurs à ceux de la surface de rupture de spirale logarithmique de Shiwakoti-Leshchinsky. La distribution linéaire de la force de traction du renforcement avec la profondeur de la couche de renforcement est observée avec toutes les méthodes.

Pour une valeur de facteur de sécurité cible prédéfinie de 1.3, on observe des différences dans les forces de traction requises des renforcements calculées avec les méthodes de Bishop classiques et modifiées (Tableau 6.2), tandis que les surfaces critiques de rupture circulaire sont identiques.

Figures. 6.2a, 6.2b et 6.2c illustrent l'effet de la valeur du facteur de sécurité cible sur la force de traction requise de renforcement. Pour toutes les méthodes examinées, à mesure que la valeur du facteur de sécurité cible augmente, la force de traction requise de renforcement augmente.

La force de traction totale mobilisée des renforcements dépend fortement du frottement mobilisé du sol. Le tableau 6.3 résume les résultats des forces de renforcement totales

requis pour les trois méthodes considérées et pour différents espacements de renforcement uniformes (0.5 m, 1.0 m et 1.5 m) lorsque le sol mobilise sa pleine ou demi sa résistance. On observe qu'indépendamment de la méthode considérée et de l'espacement des couches de renforcement, plus le frottement du sol mobilisé est élevé, plus la force de traction requise du renforcement est faible.

### **6.2.2 Conclusion A**

Une étude numérique a été effectuée, en utilisant des méthodes d'équilibre limite, pour évaluer la distribution des forces de traction des renforcements de pente. Les surfaces de glissement en log spirale et circulaire ont été prises en compte. L'effet de la valeur cible du facteur de sécurité et du rapport de la résistance au cisaillement mobilisée du sol sur la force de traction requise du renforcement a été examiné. Les conclusions suivantes ont été tirées :

- La force de traction des renforcements dépend de la valeur cible du facteur de sécurité.
- La force de traction des renforcements dépend du rapport de la résistance au cisaillement mobilisée.
- La méthode Bishop classique conduit à des forces de traction de renforcement plus élevées par rapport la méthode Bishop modifiée et de la méthode spirale logarithmique
- Les forces de traction des renforcements obtenues avec la méthode de Bishop modifiée et avec la surface de glissement en spirale de Shiwakoti-Leshchinsky sont comparables indépendamment de la valeur du facteur de sécurité cible et du rapport de la résistance mobilisée du sol.
- Les méthodes Bishop classiques et modifiées conduisent à des surfaces de glissement identiques indépendamment de la valeur du facteur de sécurité cible.
- La résistance mobilisée du sol dépend de la déformation. Par conséquent, si une certaine déformation de renforcement est attendue ou spécifiée, la résistance mobilisée du sol doit être choisie en fonction de ces niveaux de déformation.

### **6.3 Partie B**

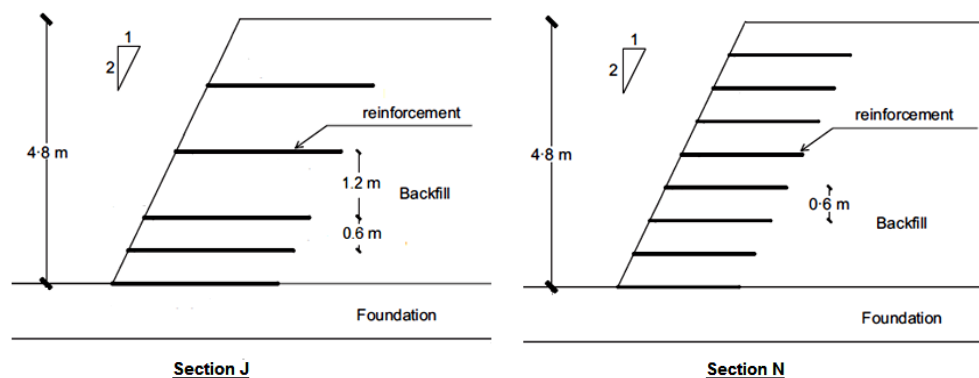
La deuxième partie B est une analyse d'équilibre limite des pentes du sol renforcées avec différents coefficients d'interaction sol-renforcement est effectuée. Une simulation numérique est utilisée pour automatiser la procédure et la comparer à certains travaux numériques et

expérimentaux rapportés dans la littérature. La méthode Bishop modifiée a été utilisée pour les murs et les pentes renforcés par géosynthétiques. L'impact du parement n'est pas pris en compte.

### 6.3.1 Résultats et discussion

#### 6.3.1.1 Exemple 01:

Fannin et Hermann (1990) utilisent les données de terrain publiées à partir d'une pente d'essai de sol renforcée construite sur une fondation de sable graveleux en Norvège. La pente du sol renforcé est de 4.8 m de hauteur, avec une inclinaison de 2:1. Le remblai et le sol de fondation ont un poids unitaire de  $17 \text{ kN} / \text{m}^3$ , un angle de frottement interne de  $38^\circ$  et un terme de cohésion de 2 kPa. Deux schémas de renforcement différents ont été utilisés sur le site, comme le montre la figure 6.4, à savoir les sections J et N sont donnés dans le document d'origine.



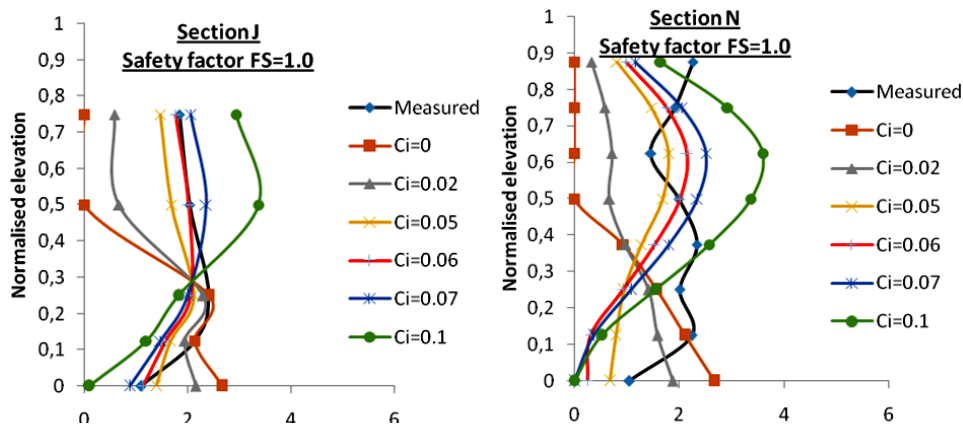
**Fig. 6.4** Modèles numériques des sections J et N (Fannin et Hermann 1990)

Les forces de traction requise dans les couches de renforcement primaires des deux sections de pente renforcées typiques ont été obtenues. Les résultats numériques, pour les deux sections, sont calculés en fixant la valeur du facteur de sécurité à un ( $F_s = 1.0$ ) et en faisant varier la valeur du coefficient d'interaction sol-renforcement.

Les forces de traction des renforcements mesurées et calculées dans chaque nappe de renforcement des deux modèles sont représentées sur la figure 6.5. Cette figure compare donc la distribution des forces de renforcement dans des pentes de même hauteur et différent espacement entre les couches de renforcement.

La répartition des forces de renforcement dépend fortement du coefficient d'interaction sol-renforcement. Pour les pentes de 4.8 m de hauteur, un choix approprié du coefficient

d'interaction sol-renforcement pour chacune des deux sections de pentes peut conduire à des forces de renforcement comparables aux valeurs mesurées (Fig. 6.5).



**Fig. 6.5** Variation des forces de renforcement en traction requises en fonction de la hauteur pour différentes valeurs du coefficient d'interaction sol-renforcement

La valeur nulle du coefficient d'interaction sol-renforcement  $Ci = 0$  indique que la force de renforcement reste constante le long de la couche de renforcement jusqu'à la surface critique de glissement. Cela permet d'avoir une idée de la résistance totale au cisaillement mobilisée du sol.

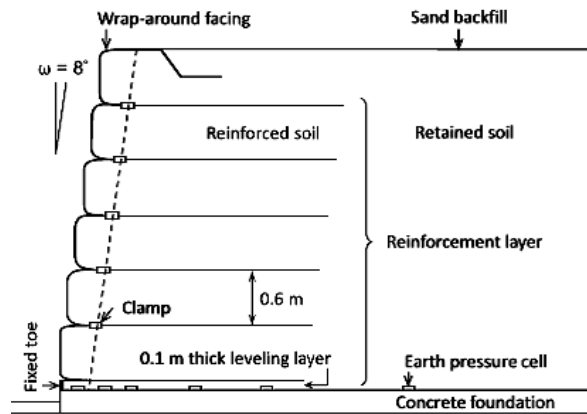
Les valeurs du coefficient d'interaction,  $Ci = 0.06$  dans la section J et  $Ci = 0.05$  dans la section N ont donné des distributions de force de renforcement comparables à celles mesurées. Les tendances de distribution des forces de renforcement calculées sont similaires indépendamment des modèles de pente. La distribution des forces de renforcement est en accord avec le résultat mesuré des deux modèles de pentes avec une distribution d'espacement différente de Fannin et Hermann (1999). Les résultats montrent que la force de renforcement maximale dans les couches de renforcement varie avec la profondeur. Cette distribution n'est pas conforme à la recommandation de la FHWA (2009) pour les pentes basses avec une hauteur  $H \leq 6$  m, qui suppose que toute la pente est une zone de renforcement avec une force de renforcement uniformément répartie entre les couches de renforcement.

### 6.3.1.2 Exemple 02:

Les pentes du sol construites sur un remblai de sable ont été décrites par Bathurst et al. (2006) et rapporté numériquement par Yan et al. (2017). Les deux pentes ont été construites en utilisant une face enveloppée avec la même géométrie de pente (Figure 6.6), une pente a été construite avec un matériau de renforcement relativement inextensible (treillis métallique

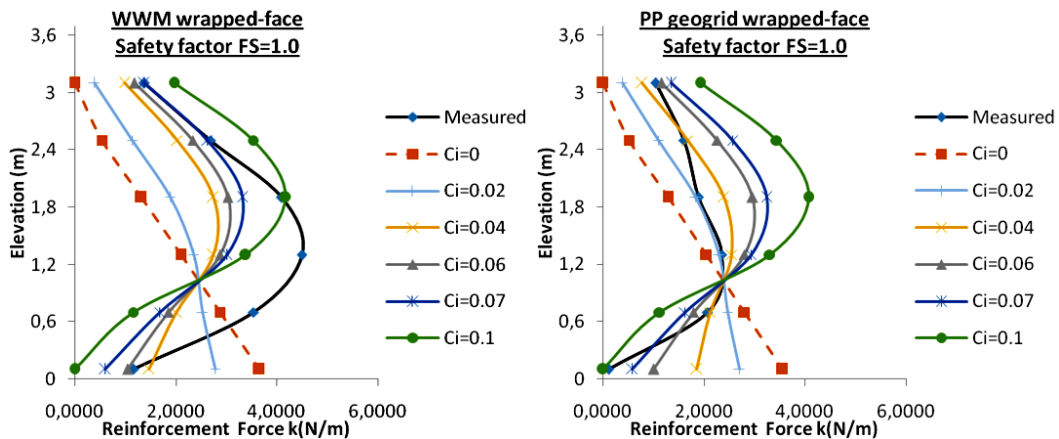
soudé - WWM) et l'autre avec un polymère relativement extensible (géogrille en polypropylène biaxial (PP)).

Les simulations sont effectuées en supposant les mêmes propriétés du sol utilisées par Yan et al. (2017), la hauteur de la pente est de 3.6 m, l'espacement vertical des renforcements est de 0.6 m, un angle de frottement maximal de  $44^\circ$  et un terme de cohésion de 1 kPa sont appliqués aux deux remblais. Le poids unitaire du sol pour la pente de géogrille PP est supposé être de  $16.8 \text{ kN/m}^3$  et pour la pente WWM de  $17.2 \text{ kN/m}^3$ .



**Fig. 6.6** Vue en coupe des modèles numériques (Yan et al.2017)

Les forces de traction des renforcements calculées sont comparées aux valeurs mesurées pour la face enveloppée WWM et pour la face enveloppée de géogrille PP. La figure 6.7 montre la distribution des forces de renforcement pour les pentes hautes de 3.6 m avec différentes valeurs de coefficient d'interaction sol-renforcement. Les valeurs des coefficients d'interaction,  $Ci = 0.07$  dans le modèle à face enveloppée WWM et  $Ci = 0.04$  dans le modèle à face enveloppée géogrille PP conduisent à des distributions de force de renforcement comparables aux mesures de Yan et al. (2017).



**Fig. 6.7** Répartition des forces de renforcement en fonction du coefficient d'interaction

La distribution des forces de renforcement est sensible aux valeurs du coefficient d'interaction sol-renforcement. À mesure que le coefficient d'interaction augmente, l'emplacement de la force de renforcement maximale se déplace progressivement du bas vers la mi-hauteur des pentes; les courbes de distribution peuvent être grossièrement classées en trois catégories.

- Pour les pentes avec un coefficient d'interaction supérieur à 0.07, les forces de renforcement sont plus importantes dans la partie centrale de la pente et plus faibles dans la partie inférieure de la pente. Ces distributions des forces de renforcement ont un schéma similaire à celui des niveaux d'accélération élevés testés dans une étude de centrifugeuse géotechnique pour les pentes renforcées par géosynthétiques de Zornberg et Arriaga (2003).
- Pour les pentes avec un coefficient d'interaction inférieur à 0.02, on observe que la force de renforcement maximale se produit dans le bas de la pente, et les forces dans les couches de renforcement près de la crête de la pente sont plus petites. Cette distribution est similaire à l'hypothèse d'une distribution triangulaire avec des tensions de renforcement maximales au pied de la pente (Shiwakoti et al. 1998; Jewell 1991).
- Pour les pentes avec un coefficient d'interaction entre 0.02 et 0.07, les forces de renforcement sont plus petites dans les parties supérieure et inférieure et plus importantes dans la partie centrale de la pente. Ce résultat est en accord avec l'étude par centrifugeuse de Zornberg et Arriaga (2003) et par Viswanadham et Mahajan (2007), et par l'étude numérique de Yang et al. (2012).

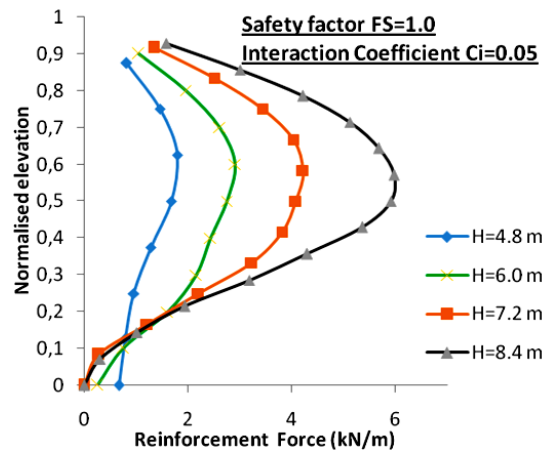
### **6.3.1.3 Exemple 03:**

Dans cette section, une analyse numérique a été effectuée pour évaluer l'effet de la hauteur des pentes sur la répartition des forces de renforcement dans les couches de renforcement. Les paramètres considérés (résistance du sol, géométrie des pentes et interaction des renforcements) ont les mêmes valeurs que celles utilisées dans l'exemple 1, section N. L'espacement vertical des nappes de renforcements est de 0.6 m pour tous les modèles de pentes; les pentes de 4.8 m, 6 m, 7.2 m et 8.4 m sont considérées.

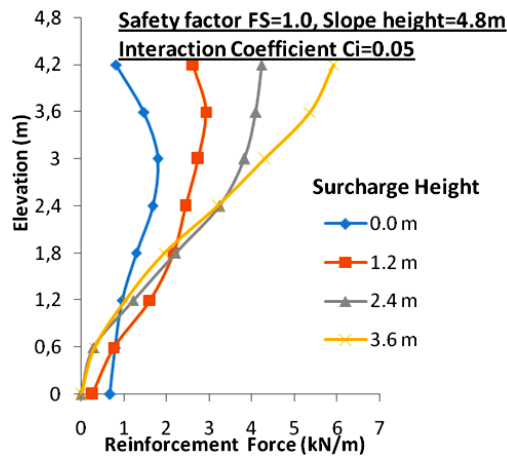
La figure 6.8 montre la comparaison de la distribution des forces de traction dans les couches de renforcement avec, des paramètres similaires de résistance du sol et d'espacement des renforcements, et une hauteur différente avec un coefficient d'interaction  $C_i = 0.05$ . Les

résultats simulés montrent que les hauteurs des pentes ont un effet important sur la distribution des forces de renforcement dans le renforcement des pentes.

La figure 6.9 montre la comparaison de la distribution des forces dans les couches de renforcement dans des pentes similaires, avec un coefficient d'interaction  $C_i = 0.05$  et avec une hauteur de pente de 4.8 m mais une hauteur de surcharge différente. Le résultat montre que la hauteur de surcharge affecte la répartition de la force de traction maximale dans le renforcement le long de l'élévation de la pente.



**Fig. 6.8** Répartition des forces de renforcement en fonction de la hauteur des pentes



**Fig. 6.9** Répartition des forces de renforcement en fonction de la hauteur de surcharge

### 6.3.2 Conclusion B

Dans ce travail, une analyse d'équilibre limite des pentes du sol renforcées avec différents coefficients d'interaction sol-renforcement est effectuée. Les résultats sont comparés aux résultats publiés obtenus à partir d'une pente renforcée sur le terrain et dans le modèle de

centrifugeuse. Les forces de renforcement maximales dans les couches de renforcement ont été évaluées pour un facteur de sécurité de 1.0. Les conclusions tirées sont les suivantes:

- Le coefficient d'interaction sol-renforcement affecte la force mobilisée de renforcement. À mesure que le coefficient d'interaction augmente, la force mobilisée de renforcement augmente, la résistance mobilisée du sol diminue et une variation de la répartition des forces de renforcement avec la profondeur est observée.
- Une valeur nulle du coefficient d'interaction sol-renforcement permet d'avoir une idée de la résistance totale au cisaillement mobilisée du sol. Par conséquent, la valeur du coefficient d'interaction doit être choisie en fonction des niveaux de force de traction mobilisée des renforcements et des niveaux de résistance au cisaillement mobilisée du sol.
- Les résultats numériques indiquent que la stabilité des pentes renforcées est contrôlée par la résistance au cisaillement mobilisée du sol.
- La distribution des forces de renforcement et l'emplacement de la force de renforcement maximale dépendent de la valeur du coefficient d'interaction.
- Les méthodes de conception actuelles conduisent à des forces de renforcement calculées qui sont très élevées par rapport aux forces mesurées dans des conditions opérationnelles, cet écart est directement lié à une valeur inappropriée du coefficient d'interaction.
- Les méthodologies de conception basées sur l'équilibre des forces du sol ou sur une distribution hypothétique des forces de renforcement peuvent ne pas prédire avec précision la force de traction mobilisée du renforcement. Une analyse du sol et de ses renforcements en tant que système composite utilisant une valeur adéquate du coefficient d'interaction peut conduire à de meilleures estimations de la force de traction mobilisée des renforcements.



## ***Conclusion générale***

L'objectif de cette thèse était de développer une approche numérique pour l'analyse et la compréhension du comportement des systèmes de renforcement des pentes par géotextile. Les surfaces de glissement en logarithme spirale et circulaire ont été prises en compte. L'effet de la valeur cible du facteur de sécurité et du rapport de la résistance au cisaillement mobilisée du sol sur la force de traction requise du renforcement a été examiné. Une analyse d'équilibre limite des pentes du sol renforcées avec différents coefficients d'interaction sol-renforcement est effectuée. Les résultats sont comparés aux résultats publiés obtenus à partir d'une pente renforcée sur le terrain et dans le modèle de centrifugeuse. Les forces de renforcement maximales dans les couches de renforcement ont été évaluées pour un facteur de sécurité cible. Des simulations numériques ont permis de déduire d'une part, des conclusions intéressantes concernant le comportement sols-renforcement géosynthétiques, et d'autre part, de mettre en évidence l'importance de chaque paramètre dans la simulation numérique. Ces simulations ont permis de déduire quelques résultats importants:

1. La force de traction des renforcements dépend de la valeur cible du facteur de sécurité.
2. La force de traction des renforcements dépend du rapport de la résistance au cisaillement mobilisée.
3. La méthode Bishop classique conduit à des forces de traction de renforcement plus élevées que la méthode Bishop modifiée et de la méthode spirale logarithmique
4. La résistance mobilisée du sol dépend de la déformation. Par conséquent, si une certaine déformation de renforcement est attendue ou spécifiée, la résistance mobilisée du sol doit être choisie en fonction de ces niveaux de déformation.
5. Le coefficient d'interaction sol-renforcement affecte la force de renforcement mobilisée. À mesure que le coefficient d'interaction augmente, la force de renforcement mobilisée augmente, la résistance mobilisée du sol diminue et une variation de la répartition des forces de renforcement avec la profondeur est observée.

6. Une valeur nulle du coefficient d'interaction sol-renforcement permet d'avoir une idée de la résistance totale au cisaillement mobilisée du sol. Par conséquent, la valeur du coefficient d'interaction doit être choisie en fonction des niveaux de force de traction des renforcements mobilisés et des niveaux de résistance au cisaillement mobilisée du sol.
7. Les résultats numériques indiquent que la stabilité des pentes renforcées est contrôlée par la résistance au cisaillement mobilisée du sol.
8. La distribution des forces de renforcement et l'emplacement de la force de renforcement maximale dépendent de la valeur du coefficient d'interaction.
9. Les méthodes de conception actuelles conduisent à des forces de renforcement calculées qui sont très élevées par rapport aux forces mesurées dans des conditions opérationnelles, cet écart est directement lié à une valeur inappropriée du coefficient d'interaction.
10. Les méthodologies de conception basées sur l'équilibre des forces du sol ou sur une distribution hypothétique des forces de renforcement peuvent ne pas prédire avec précision la force de traction mobilisée du renforcement. Une analyse du sol et de ses renforcements en tant que système composite utilisant une valeur adéquate du coefficient d'interaction peut conduire à de meilleures estimations de la force de traction mobilisée des renforcements.

En connaissant les points forts et les points faibles des deux matériaux sol et géosynthétique, nous pouvons souligner le comportement des pentes renforcées. Lorsque cela est fait intelligemment, où l'effet combiné est meilleur que la somme des performances des matériaux séparés. Ces réflexions sur la performance doivent cependant être pesées à la lumière des économies de production des géosynthétiques. Il appartient au concepteur de comprendre l'application, d'évaluer les fonctions et de comparer ces exigences avec celles des propriétés du géosynthétiques. Le facteur de sécurité résultant est ensuite évalué à la lumière de l'application particulière. Le processus ne diffère en aucune façon des autres matériaux d'ingénierie utilisant la conception par fonction.

## **BIBLIOGRAPHIE**

- Abramson, L.W., Lee, T.S., Sharma, S. and Boyee, G., 2002. Slope Stability and Stabilization Methods. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Akshay, K.J., Madhav, M., Reddy, G.V.N., 2017. Analysis of Effect of Curtailment of Reinforcement on Stability of Steep Slopes. Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul 2017.
- Allen, T.M., Bathurst, R.J., 2002. Soil Reinforcement Loads In Geosynthetic Walls At Working Stress Conditions. *Geosynthetics International*, 9(5-6), 483-523.
- Allen, T.M., Bathurst, R.J., 2013. Design and performance of 6.3-m-high, block-faced geogrid wall design using K-stiffness method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(2), 04013016.
- Allen, T.M., Bathurst, R.J., 2014. Performance of an 11m high block faced geogrid wall designed using the K-stiffness method. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(1), 16–29.
- Allen, T. M., & Bathurst, R. J., 2019. Geosynthetic Reinforcement Stiffness Characterization for MSE Wall Design. *Geosynthetics International*, 26(6), 1-49.
- Almeida, M.S.S., Britto, A.M. and Parry, R.H.G., 1986. Numerical modeling of a centrifuged embankment on soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 23, 103-114.
- Anthoine, A., 1989. Mixed modeling of reinforced soils within the framework of the yield design theory. *Computers and Geotechnics*, 7(1 & 2), 67-82.
- Ausilio, E., Conte, E. and Dente, G., 2000. Seismic stability analysis of reinforced slopes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19, 159 – 172.
- Bathurst, R.J., Miyata, Y., Nernheim A., Allen, T.M., 2008. Refinement of K-stiffness method for geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, 15(4), 269–295.
- Bathurst, R.J., Vlachopoulos, N., Walters, D.L., Burgess, P.G., Allen, T.M., 2006. The influence of facing rigidity on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(12), 1225-1237.
- Berg, R.R., 2000. Minnesota Department of Transportation Standard MSEW and RSS Designs, Project Report - Volume I, Summary Report, Minnesota Department of Transportation, Oakdale, MN, 98 pp.
- Bishop, A.W., 1955. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, 5(1), 7-17.
- Chen, J., Zhang, W. and Xue, J., 2017. Zoning of reinforcement forces in geosynthetic reinforced cohesionless soil slopes. *Geosynthetics International*, 24(6), 565-574.
- Chen, J.F., Liu, J.X., Xue, J.F., Shi, Z.M., 2014. Stability analyses of a reinforced soil wall on soft soils using strength reduction method. *Engineering Geology*, 177(7), 83–92.
- Christopher, B.R., Leshchinsky, D., &Stulgis, R., 2005. Geosynthetic-Reinforced Soil Walls and Slopes: US Perspective. *International Perspectives on Soil Reinforcement Applications*, Austin, Texas, pp. 1-12.

Comité français des géosynthétiques (CFG). 2015. Définition, mise en œuvre et dimensionnement des géosynthétiques. 10 avril 2015, N°5811, 40p.

Costa, C.M.L., Zornberg, J.G., Bueno, B.D., Costa, Y.D.J., 2016. Centrifuge evaluation of the time-dependent behavior of geotextile-reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 44 (2), 188-200.

Cui, X., Wang, Y., Liu, K., Wang, X., Jin, Q., Zhao, M., & Cui, S., 2019. A simplified model for evaluating the hardening behaviour of sensor-enabled geobelts during pullout tests. *Geotextiles and Geomembranes*. 47(3), 377-388.

Djeffal, H., Belkacemi, S., 2020. Effect of soil-reinforcement interaction coefficient on reinforcement tension distribution of reinforced slopes. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(4), 572-580.

Duncan, J. M., 1996. State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7), 577-596.

Elias, V., Christopher, B.R., Berg, R.R., 2001. Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes. Design and Construction Guidelines, U.S. Department of Transportation, Report FHWA-NHI-00-043, 418 pp.

Erol Guler., 2017. A material which started a new era in geotechnical engineering: geosynthetics. *Innovative Infrastructure Geotechnology*. 2(36), 21 pp.

Fannin, R.J., Hermann, S., 1990. Performance data for a sloped reinforced soil wall. *Canadian Geotechnical Journal*, 27, 676-686.

Feng, S.J., Ai, S.G., & Chen, H.X., 2018. Membrane effect of geosynthetic reinforcement subjected to localized sinkholes. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(9), 1334–1348.

Feng, S., Chen, J., Chen, H., Liu, X., Zhao, T., & Zhou, A., 2019. Analysis of sand-woven geotextile interface shear behavior using DEM. *Canadian Geotechnical Journal*, 57(3), 433-447.

Ferreira, J.A., Zornberg, J.G., 2015. A Transparent Pullout Testing Device for 3D Evaluation of Soil–Geogrid Interaction. *Geotechnical Testing Journal*, 38(5), 686-707.

FHWA (U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration)., 2009. FHWA-NHI-10-025: Design and construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes. U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, DC, USA.

Goure J.P, 1982. Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols". Thèse de Docteur Es-Sciences. Université. Université Scientifique et Médicale de Grenoble.

Han, J., Leshchinsky, D., 2006. General analytical framework for design of flexible reinforced earth structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(11), 1427-1435.

Holtz, R. D., 2017. 46th Terzaghi Lecture: Geosynthetic Reinforced Soil: From the Experimental to the Familiar. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE 143(9), 21 pp.

Hu, Y., Zhang, G., Zhang, J.-M. and Lee, C.F., 2010. Centrifuge modeling of geotextile-reinforced cohesive slopes. *Geotextiles and Geomembranes*, 28, 12-22.

Huang, C.C., 2014. Force equilibrium-based finite displacement analyses for reinforced slopes: Formulation and verification. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(4), 394-404.

- Huang, B.Q., Bathurst, R.J., Hatami, K., 2010. Influence of toe restraint on reinforced soil segmental walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(8), 885–904.
- Huang, Z., Al-Saad, Q., Nasrazadani, S., Wu, H. F., 2014. Understanding and Optimizing the Geosynthetic-Reinforced Steep Slopes. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering EJGE*. Vol. 19, pp 5793-5811.
- Janbu, N., 1973. Slope stability computations. Embankment Dam - engineering. In: Hirsch Field, E.; Poulos, S. (Ed.) *Casagrande memorial*, New York: Wiley, p.47– 86.
- Jewell, R.A., 1985. Material properties for the design of geotextile reinforced slopes. *Geotextiles and Geomembranes*, 2(2), 83 - 109.
- Jewell, R.A., 1991. Application of revised design charts for steep reinforced slopes. *Geotextiles and Geomembranes*, 10(3), 203-233.
- Jiang, G.L. and Magnan, J.P., 1997. Stability analysis of embankments: comparison of limit analysis with method of slices. *Geotechnique*, 47(4), 857-872.
- Koerner, R. M., 2000. Emerging and future developments of selected geosynthetic applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(4), 293-306.
- Koerner, R.M., 2005. *Designing With Geosynthetics*, Fifth edition. Pearson Prentice Hall, New Jersey, USA, ISBN 0-13-145415-3.
- Leshchinsky, D., 1992. Issues in geosynthetic-reinforced soil. Keynote paper, Proc., Int. Symposium on Earth Reinforcement Practice, Kyushu, Japan, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 2, 871-897.
- Leshchinsky, D., 1999. Stability of Geosynthetic Reinforced Steep Slopes. keynote paper, International Conference on Slope Stability Engineering, IS-Shikoku, Japan, Balkema, eds. Yagi, Yamagami, Jiang, pp. 49-66.
- Leshchinsky, D., & Reinschmidt, A. J., 1985. Stability of Membrane Reinforced Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(11), 1285-1300.
- Leshchinsky, D., & Boedeker, R. H., 1989. Geosynthetic Reinforced Soil Structures. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(10), 1459-1478.
- Leshchinsky, D., Fan, Z.F., Christopher, L.M., 2010. Required Unfactored Strength of Geosynthetic in Reinforced Earth Structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(2), 281-289.
- Leshchinsky, D., Ling, H.I., Hanks, G., 1995. Unified design approach to geosynthetic reinforced slopes and segmental walls. *Geosynthetics International*, 2(4), 845–881.
- Leshchinsky, D., Leshchinsky, B., & Leshchinsky, O., 2017. Limit state design framework for geosynthetic-reinforced soil structures. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(6), 642-652.
- Luo, F., Zhang, G., Liu, Y., & Ma, C., 2018. Centrifuge modeling of the geotextile reinforced slope subject to Drawdown. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(1), 11-21.
- Mandal, J.N., Labhane, L., 1992. A procedure for the design and analysis of geosynthetic reinforced soil slopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 10(4), 291-319.
- Mehrjardi, G.T., Ghanbari, A., Mehdizadeh, H., 2016. Experimental study on the behaviour of geogrid-reinforced slopes with respect to aggregate size. *Geotextiles and Geomembranes*, 44(6), 862-871.

Michalowski, R.L., 1997. Stability of uniformly reinforced slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(6), 546 - 556.

Michalowski, R.L. and Zhao, A., 1993. Failure criteria for homogenized reinforced soils and application in limit analysis of slopes. *Proceedings of Geosynthetics 93*. Vancouver, Canada, pp. 443-453.

Michalowski, R.L. and Zhao, A., 1994. The effect of reinforcement length and distribution on safety of slopes. *Proceedings of the 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*. Singapore, pp. 495-498.

Michalowski, R.L. and Zhao, A., 1995. Continuum versus structural approach to stability of reinforced soil structures. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121, 152-162.

Mirzaalimohammadi, A., Ghazavi, M., Roustaei, M., Lajvardi, S.H., 2019. Pullout response of strengthened geosynthetic interacting with fine sand. *Geotextiles and Geomembranes*. 47(4), 530–541.

Miyata, Y., Bathurst, R.J. and Allen, T.M., 2018. Evaluation of tensile load model accuracy for PET strap MSE walls. *Geosynthetics International*. 25(6), 656-671.

Morgenstern, R., Price, V., 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15(1), 79-93.

Morsy, A. M., Zornberg, J. G., Han, J., & Leshchinsky, D., 2019. A new generation of soil-geosynthetic interaction experimentation. *Geotextiles and Geomembranes*. 47(4), 459–476.

Moraci, N., Cardile, G., Giofrè, D., Mandaglio, M. C., Calvarano, L. S., & Carbone, L., 2014. Soil Geosynthetic Interaction: Design Parameters from Experimental and Theoretical Analysis. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 1(2), 165–227.

NF EN ISO 10318-1 Mai 2015. Géosynthétiques - Partie 1 : termes et définitions Mai 2015.

NF G 38-061. Décembre 2017. Articles à usages industriels - Recommandations pour l'emploi des géotextiles et produits apparentés - Détermination des caractéristiques hydrauliques et mise en œuvre des géotextiles et produits apparentés utilisés dans les systèmes de drainage et de filtration.

NF EN 13433. Janvier 2007. Géosynthétiques - Essai de perforation dynamique (essai par chute d'un cône).

NF P94-270. Juillet 2009. Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué

NF EN ISO 10319. Juillet 2015. Géosynthétiques - Essai de traction des bandes larges.

NF EN 15381. Décembre 2008. Géotextiles et produits apparentés - Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les chaussées et couches de roulement en enrobés

NF EN 13738. Août 2005. Géotextiles et produits apparentés aux géotextiles - Détermination de la résistance à l'arrachement du sol.

NF G38-064 Mai 2016. Utilisation des géotextiles et produits apparentés - Murs inclinés et talus raidis en sols renforcés par nappes géosynthétiques - Justification du dimensionnement et éléments de conception.

Ortigao, J.A.R., & Sayao, A.S.F. J., 2004. *Handbook of slope stabilisation*, Springer Verlag, Heidelberg, 478 p.

- Paulson, J.N., 1987. Geosynthetic material and physical properties relevant to soil reinforcement applications. *Geotextiles and Geomembranes*, 6(1-3), 211-223.
- Rowe, R.K. and Soderman, K.L., 1985. An approximate method for estimating the stability of geotextile reinforced embankments. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(3), 392-398.
- Salem, M.A., Hammad, M.A., & Amer, M.I., 2018. Field monitoring and numerical modeling of 4.4 m-high mechanically stabilized earth wall. *Geosynthetics International*, 25(5), 1–45.
- Sawicki, A., & Lesniewska, D., 1989. Limit analysis of cohesive slopes reinforced with geotextiles. *Computers and Geotechnics*, 7(1-2), 53-66.
- Shiwakoti, D.R., Pradhan, T.B.S., Leshchinsky, D., 1998. Performance of geosynthetic-reinforced soil structures at limit equilibrium state. *Geosynthetics International*, 5(6), 555-587.
- Shukla, S. K., Jian-Hua, Yin., 2006. *Fundamentals of Geosynthetic Engineering*. Taylor and Francis Group, London, UK. 428 Pages.
- Shukla, S. K., 2016. *An introduction to geosynthetic engineering*. CRC Press/Balkema, Taylor and Francis, Australia. 472 Pages.
- Shukla, S., Sivakugan, N., & Das, B., 2011. A state-of-the-art review of geosynthetic-reinforced slopes. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 5(1), 17–32.
- Shukla, S., Sivakugan, N., & Das, B., 2009. Fundamental concepts of soil reinforcement - an overview. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 3(3), 329–342.
- Sommers, A.N., Viswanadham, B.V.S., 2009. Centrifuge model tests on the behavior of strip footing on geotextile-reinforced slopes. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(6), 497–505.
- Sotton, M., 1981. Différents types de géotextiles. *Mat. Constr*, 14, 233–248.
- Shiwakoti, D.R., Pradhan, T.B.S., Leshchinsky, D., 1998. Performance of geosynthetic-reinforced soil structures at limit equilibrium state. *Geosynthetics International*, 5(6), 555-587.
- Spencer, E.E., 1967. A method of the analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, London, v.17, p.11–26.
- Srbulov, M., 2001. Analyses of stability of geogrid reinforced steep slopes and retaining walls. *Computers and Geotechnics*, 28(4), 255-268.
- U.S. Army Corps of Engineers., 2003. *Engineering and Design: Slope Stability*. U.S. Army Corps of Engineers Manual No. EM 1110-2-1902, October 31, 2003.
- Vieira, C.S., 2014. A simplified approach to estimate the resultant force for the equilibrium of unstable slopes. *International Journal of Civil Engineering*, 12(1), 65-71.
- Viswanadham, B.V.S., Mahajan, R.R., 2007. Centrifuge model tests on geotextile-reinforced slopes. *Geosynthetics International*, 14(6), 365–379.
- XP G 38-067 Mai 2017 Géosynthétiques, géotextiles et produits apparentés - Stabilisation d'une couche mince sur pente - Justification du dimensionnement et éléments de conception.
- Xie, Y., Leshchinsky, B., Shangchuan, Yang., 2016. Evaluating reinforcement loading within surcharged segmental block reinforced soil walls using a limit state framework. *Geotextiles and Geomembranes*, 44(6), 832-844.

- Xu, H., Ren, X., Chen, J.-N., Liu, C.-N., Xia, L., & Liu, Y.-W., 2019. Centrifuge model tests of geogrid-reinforced slope supporting a high embankment. *Geosynthetics International*, 26(6), 1–39.
- Yang, K.H., Zornberg, J.G., Liu, C.N., Lin, H.D., 2012. Stress distribution and development within geosynthetic-reinforced soil slopes. *Geosynthetics International*, 19(1), 62-78.
- Yan, Y., Bathurst, R.J., Allen, T.M., 2017. Numerical modelling of two full-scale reinforced soil wrapped-face walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(4), 237-249.
- Yang, X. L., & Chen, J. H., 2019. Factor of Safety of Geosynthetic-Reinforced Slope in Unsaturated Soils. *International Journal of Geomechanics*, 19(6), 04019041.
- Yu, H., Salgado, R., Sloan, S., Kim, J., 1998. Limit Analysis versus Limit Equilibrium for Slope Stability. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(1), 1-11.
- Zhao, A., 1996. Limit analysis of geosynthetic-reinforced slopes. *Geosynthetics International*, 3(6), 721-740.
- Zhang, F., Leshchinsky, D., Gao, Y., & Yang, S., 2018. Three-Dimensional Slope Stability Analysis of Convex Turning Corners. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(6), 06018003.
- Zornberg, J.G., Kavazanjian, E., 2001. Prediction of the performance of a geogrid-reinforced slope founded on solid waste. *Soils and Foundation*, 41(6), 1–16.
- Zornberg, J.G., Sitar, N., Mitchell, J.K., 1998a. Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(8), 670–683.
- Zornberg, J.G., Sitar, N., Mitchell, K., 1998b. Limit equilibrium as basis for design of geosynthetic reinforced slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(8), 684-698.
- Zornberg, J.G., Arriaga, F., 2003. Strain Distribution within Geosynthetic-Reinforced Slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(1), 32-45.