

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la technologie  
Département : Génie Civil et Hydraulique  
Réf : .....



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم : الهندسة المدنية و الري  
المرجع : .....

Thèse présentée en vue de l'obtention  
du diplôme de  
**Doctorat en sciences en : Génie Civil**

**Option : Géotechnique**

**Évaluation numérique de l'effet du renforcement par nappes de géosynthétique sur la stabilité et le tassement des remblais sur sol compressible**

Présentée par :  
**BERRABAH Fouad**

Soutenue publiquement le **06 Octobre 2015**

**Devant le jury composé de :**

<b>Dr. BELOUNAR Lamine</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>	<b>Université de Biskra</b>
<b>Dr. BENMEBAREK Sadok</b>	<b>Professeur</b>	<b>Rapporteur</b>	<b>Université de Biskra</b>
<b>Dr. KHEMISSA Mohamed</b>	<b>Professeur</b>	<b>Examineur</b>	<b>Université de M'Sila</b>
<b>Dr. BOUAFIA Ali</b>	<b>Professeur</b>	<b>Examineur</b>	<b>Université de Blida</b>
<b>Dr. ABBECHHE Khelifa</b>	<b>Professeur</b>	<b>Examineur</b>	<b>Université de Batna</b>
<b>Dr. MESSAMEH Abdelhamid</b>	<b>MC-A</b>	<b>Examineur</b>	<b>Université de Biskra</b>

# REMERCIEMENTS

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à remercier très sincèrement le Professeur BENMEBAREK Sadok de l'université de Biskra, mon encadreur et directeur de thèse pour avoir assuré l'encadrement scientifique de cette thèse. Je dois reconnaître qu'il a bien su, d'abord lors des travaux de Magister, et ensuite pendant cette thèse, m'orienter vers la bonne voie dans les moments de confusion. Sa disponibilité, son expérience, et sa rigueur ont permis à cette thèse d'aboutir. Ce fût aussi un grand plaisir pour moi de travailler sous sa direction.

Je tiens aussi à remercier le Professeur BELOUNAR Lamine de l'Université de Biskra pour m'avoir fait un grand honneur en acceptant de présider le jury de cette thèse.

Je remercie aussi les Professeurs KHEMISSA Mohamed (Université de M'sila), BOUAFIA Ali (Université de Blida) et ABBECHHE Khelifa (Université de Batna), ainsi que le Docteur MESSAMEH Abdelhamid (Université de Biskra), d'abord pour m'avoir fait honneur en acceptant de participer au jury de cette thèse, et aussi pour le temps et l'intérêt qu'ils ont porté à cette recherche en acceptant d'examiner ce travail.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Enfin je dédie ce travail à toute ma famille pour m'avoir soutenu durant toutes ces années de préparation de cette thèse, mon père, ma mère, ma femme et mes frères et sœurs. Un remerciement particulier est réservé pour ceux et celles qui m'ont encouragé à réaliser cette thèse.

# RÉSUMÉ

Les solutions de renforcement des remblais sur sols compressibles par des nappes géosynthétiques, soit positionnées seules à la base du remblai, soit associées à un réseau de pieux, représentent une alternative économiquement et techniquement intéressante. Avec les différents produits géosynthétiques des solutions innovatrices peuvent être offertes à plusieurs situations.

Le code d'éléments finis PLAXIS a été utilisé dans cette thèse pour évaluer l'effet du renforcement par géosynthétiques sur le tassement et la stabilité des remblais construits sur sols compressibles de type sebkha. Le cas étudié concerne le renforcement du remblai routier qui traversant la sebkha du Chott El Hodna sur un tronçon d'environ 11 km. Cette couche salée est sèche en été mais devient inondée en hiver. Les observations de site et les investigations géotechniques ont indiqué que le sol de cette sebkha est caractérisé par une forte compressibilité, une capacité portante faible et contient des zones faibles localisées d'ampleur limitée.

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer l'effet du géosynthétique de renforcement sur le tassement du remblai au-dessus d'une zone faible localisée. L'influence de quelques paramètres, à savoir le paramètre de compressibilité de la zone faible localisée, la rigidité axiale de géosynthétique, la géométrie de la zone faible localisée et l'angle de frottement du matériau de remblai est également analysée. Les résultats montrent que le calcul en grande déformation est plus approprié qu'en petite déformation pour ce problème et l'amélioration du tassement différentiel est due à la combinaison de l'effet de résistance de membrane du géosynthétique et l'effet d'arc dans le matériau du remblai. Les résultats montrent également que le renforcement n'a aucune influence significative sur le tassement absolu du remblai. En outre, l'utilisation des géosynthétiques dans la construction de ce remblai a montré des effets très pertinents en augmentant la portance du sol support indispensable à la mise en place des premières couches du remblai et en améliorant la qualité du compactage des couches de remblai.

**Mots clés :** Remblai renforcé, modélisation numérique, géosynthétique, zone faible localisée, tassement, stabilité.

# ABSTRACT

The solutions of reinforcement of the embankments on soft soils by geosynthetic layers, either positioned only at the embankment base, or associated with a network of piles, represent an economically and technically interesting alternative. With the various geosynthetic products innovative solutions can be offered to several situations.

The finite element code PLAXIS was used in this thesis to evaluate the effect of geosynthetic reinforcement on the settlement and the stability of embankments constructed over soft soils of sabkha type. The case study concerns the reinforcement of the road embankment which crossing the sabkha of Chott El Hodna on a section of about 11 km. This salt layer is dry in summer but gets flooded in winter. The site observations and the geotechnical investigations indicated that the soil of this sabkha is characterised by high compressibility, low bearing capacity and contains locally weak zones of limited extent.

The main objective of this study is to assess the effect of geosynthetic reinforcement on the settlement of the embankment over locally weak zone. The influence of some parameters, namely the compressibility parameter of locally weak zone, the stiffness of geosynthetic, the locally weak zone geometry and the friction angle of embankment fill is also analysed. The results show that the computation with large displacement is more suitable than small displacement for this problem and the differential settlement improvement is due to the combination of the membrane strength effect of the geosynthetic and the arching effect within the embankment fill. The results also show that the reinforcement does not have any significant influence on the absolute settlement of the embankment. Moreover, the use of the geosynthetics in the construction of this embankment was found to have very relevant reinforcing effect by increasing the bearing capacity of the subgrade to allow for safe construction of the first layers of the embankment and by improving the compaction quality of the embankment layers.

**Keywords :** Reinforced embankment, numerical modelling, geosynthetic, locally weak zone, settlement, stability.

## ملخص

إن طرق تدعيم الردميات على تربة ضعيفة بواسطة طبقات من الجيوسنتيتيك، سواء توضع لوحدها في قاعدة الردم أو ترتبط مع شبكة من الأعمدة، تمثل حلا إقتصاديا وتقنيا في غاية الأهمية. إن مختلف أنواع الجيوسنتيتيك يمكن أن تقدم حولا مبتكرة لعدة حالات.

تم إستخدام كود العناصر المحدودة PLAXIS في هذه الرسالة لتقييم تأثير التدعيم بواسطة الجيوسنتيتيك على هبوط وإستقرار الردميات المقامة على تربة ضعيفة من نوع سبخة. تتعلق دراسة الحالة بتدعيم ردم الطريق العابر لسبخة شط الحضنة على إمتداد حوالي 11 كم. هذه الطبقة الملحية تكون جافة في الصيف ولكن تصبح مغمورة بالمياه في الشتاء. أشارت ملاحظات الموقع والدراسات الجيوتقنية بأن تربة هذه السبخة تتميز بإنضغاطية عالية، قدرة تحمل منخفضة وتحتوي على مناطق محلية ضعيفة محدودة الحجم.

الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو تقييم تأثير الجيوسنتيتيك الداعم على هبوط الردم فوق منطقة محلية ضعيفة. ويتم تحليل أيضا تأثير بعض العناصر وهي عنصر إنضغاطية المنطقة المحلية الضعيفة، صلابة الجيوسنتيتيك، أبعاد المنطقة المحلية الضعيفة وزاوية إحتكاك مادة الردم. أظهرت النتائج أن الحساب بالتشوه الكبير هو أكثر ملاءمة من الحساب بالتشوه الصغير لهذا المشكل وتحسين الهبوط المتباين يرجع إلى مزيج من تأثير مقاومة غشاء الجيوسنتيتيك وتأثير قوس مادة الردم. أظهرت النتائج أيضا أن التدعيم ليس له تأثير كبير على الهبوط المطلق للردم. وبالإضافة لذلك أظهر إستخدام الجيوسنتيتيك في بناء الردم تأثيرات فعالة للغاية عن طريق زيادة قدرة تحمل التربة القاعدية لبناء الطبقات الأولى من الردم وتحسين نوعية الرص لطبقات الردم.

**كلمات مفتاحية :** ردم مدعوم، المحاكاة العددية، الجيوسنتيتيك، منطقة محلية ضعيفة، الهبوط، الإستقرار.

# TABLE DES MATIÈRES

NOTATIONS .....	i
LISTE DES FIGURES .....	iii
LISTE DES TABLEAUX .....	viii
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1

## PARTIE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

### CHAPITRE 1

#### COMPORTEMENT DES REMBLAIS

#### RENFORCÉS SUR SOLS COMPRESSIBLES

1.1. Introduction .....	5
1.2. Généralités sur les sols compressibles .....	6
1.2.1. Les vases et les argiles molles.....	6
1.2.2. Les tourbes .....	7
1.2.3. Les sols de sebkha.....	8
1.2.3.1. Types de sebkha .....	9
1.2.3.2. Caractéristiques des sols de sebkha.....	10
1.2.3.3. Problèmes liés au sol de sebkha .....	11
1.2.3.4. Stabilisation des sebkhas .....	13
1.3. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles .....	14
1.3.1. Problèmes de stabilité.....	15
1.3.2. Problèmes de tassement .....	15
1.4. Techniques de renforcement des remblais sur sols compressibles .....	16
1.5. Performance des géosynthétiques .....	17
1.5.1. Définitions et types des géosynthétiques .....	17
1.5.2. Fonctions des géosynthétiques .....	19
1.5.3. Conception et choix.....	20
1.5.4. Considérations environnementales.....	21
1.6. Utilisation des géosynthétiques dans les routes non revêtues .....	21

1.6.1. Choix des fonctions des géosynthétiques.....	24
1.6.2. Influence du géosynthétique sur la capacité portante.....	25
1.6.3. Méthodes de conception.....	26
1.7. Quelques cas historiques des remblais renforcés par des géosynthétiques sur sols compressibles .....	28
1.8. Principales observations réalisées sur des remblais renforcés par géosynthétiques .....	30
1.8.1. Stabilité du remblai .....	30
1.8.2. Hauteur de rupture du remblai .....	30
1.8.3. Effet de la vitesse de construction du remblai.....	30
1.8.4. Efforts mesurés dans le renforcement .....	30
1.8.5. Déformations mesurées dans le renforcement .....	31
1.9. Conclusion.....	32

## CHAPITRE 2

### MÉCANISMES DE RUPTURE ET MÉTHODES DE CALCUL ANALYTIQUES

2.1. Introduction .....	34
2.2. Étude de la stabilité d'un remblai renforcé par des géosynthétiques .....	34
2.2.1. Utilisation des géosynthétiques dans le renforcement des remblais .....	34
2.2.2. Considérations de conception.....	36
2.2.3. Méthodes de calcul de la stabilité d'un remblai renforcé par géosynthétiques.....	37
2.2.3.1. Stabilité au poinçonnement .....	37
2.2.3.2. Stabilité au glissement circulaire.....	38
2.2.3.3. Stabilité au glissement latéral.....	42
2.3. Étude des tassements d'un remblai sur sol compressible.....	44
2.3.1. Décomposition du tassement en quatre termes .....	44
2.3.2. Calcul du tassement instantané .....	45
2.3.3. Calcul du tassement de consolidation .....	46
2.3.3.1. Amplitude des déformations .....	47
2.3.3.2. Correction de Skempton-Bjerrum .....	49
2.3.4. Calcul du tassement de fluage .....	50
2.3.5. Calcul du tassement dû aux déplacements latéraux .....	51

2.3.6. Vitesse de tassement.....	52
2.3.7. Hauteur supplémentaire à donner au remblai pour compenser le tassement .....	58
2.4. Conclusion.....	58

## PARTIE II : SIMULATION NUMÉRIQUE

### CHAPITRE 3

#### MODÈLES DE COMPORTEMENT ET OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ

3.1. Introduction .....	61
3.2. Description du code de calcul PLAXIS .....	61
3.2.1. Méthode des éléments finis .....	62
3.2.2. Types de modèle.....	62
3.2.3. Discrétisation en 2D .....	63
3.2.4. Options par défaut et solutions approchées.....	64
3.3. Modèles de comportement .....	66
3.3.1. Modèle élastique linéaire .....	66
3.3.2. Lois de comportement élastoplastique .....	67
3.3.3. Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr-Coulomb.....	73
3.3.4. Modèle pour les sols mous ( <i>Soft Soil Model, SSM</i> ) .....	75
3.4. Interfaces .....	79
3.5. Géogrilles .....	81
3.6. Conclusion.....	81

### CHAPITRE 4

#### ÉVALUATION NUMÉRIQUE DE L'INFLUENCE DU RENFORCEMENT SUR LA STABILITÉ

4.1. Introduction .....	83
4.2. Description du sol de sebkha du Chott El Hodna.....	84
4.3. Reconnaissance géotechnique .....	88

4.4. Technique de construction du remblai retenue .....	93
4.5. Analyse numérique de l'effet du renforcement sur la stabilité du remblai .....	101
4.5.1. Amélioration de la stabilité au poinçonnement.....	102
4.5.2. Amélioration de la stabilité en rupture circulaire.....	107
4.6. Conclusion.....	112

## CHAPITRE 5

### ÉVALUATION NUMÉRIQUE DE L'INFLUENCE DU RENFORCEMENT SUR LE TASSEMENT

5.1. Introduction .....	114
5.2. Présentation du cas étudié .....	116
5.3. Analyse numérique de l'effet du renforcement sur le tassement absolu.....	117
5.4. Analyse numérique de l'effet du renforcement sur le tassement différentiel .....	121
5.4.1. Résultats et discussions .....	124
5.4.2. Étude paramétrique .....	128
5.4.2.1. Influence du paramètre de compressibilité de la zone faible localisée .....	128
5.4.2.2. Influence de la rigidité axiale de géosynthétique .....	129
5.4.2.3. Influence de la profondeur de la zone faible localisée .....	130
5.4.2.4. Influence de la largeur de la zone faible localisée .....	131
5.4.2.5. Influence de l'angle de frottement du remblai .....	132
5.5. Conclusion.....	134
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	135
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	139

## NOTATIONS

$B$	Largeur du remblai
$C'$	Cohésion effective
$C_c$	Indice de compression
$C_{sg}$	Cohésion de l'interface sol-géosynthétique
$C_s$	Indice de gonflement
$C_u$	Cohésion non drainée
$C_v$	Coefficient de consolidation
$C_\alpha$	Taux de consolidation secondaire
$e$	Indice des vides
$E$	Module d'élasticité
$E_i$	Module d'élasticité de la couche $i$
$E_m$	module d'élasticité moyen
$F$	Coefficient de sécurité
$h$	Hauteur du remblai
$h_i$	Épaisseur de la sous couche $i$
$H$	Épaisseur de la couche compressible
$I$	Coefficient d'influence
$J$	Raideur de la géogridde
$K_h, K_v$	Coefficients de perméabilité horizontale et verticale
$K_a$	Coefficient de poussée
$M_D$	Moment moteur
$M_R$	Moment résistant
$N_c$	Facteur de capacité portante
$P_a$	Résultante des pressions des terres
$q_{ult}$	Capacité portante ultime
$R_{inter}$	Facteur de réduction de la résistance pour les interfaces
$S$	Tassement total
$S_c$	Tassement de consolidation
$S_f$	Tassement de fluage
$S_i$	Tassement instantané

$S_{oed}$	Tassement oedométrique
$S_{lat}$	Tassement dû aux déplacements latéraux
$S_t$	Tassement à l'instant $t$
$T_g$	Force stabilisante additionnelle de géosynthétique
$T_s$	Résistance au glissement latéral de renforcement
$T_v$	Facteur temps
$t_{100}$	Temps correspondant à la fin de la consolidation primaire
$U$	degré de consolidation
$Z$	Profondeur
$\Delta M_R$	Moment résistant additionnel de renforcement
$\Delta u$	Surpression interstitielle
$\Delta \sigma$	Contrainte exercée par le remblai
$\Delta \sigma_m$	Augmentation moyenne de la contrainte verticale dans la couche compressible
$\Delta \sigma_z$	Accroissement de la contrainte verticale à une profondeur $Z$
$\beta$	Orientation de la force de renforcement par rapport à l'horizontale
$\varphi'$	Angle de frottement effectif
$\varphi_{sg}$	Angle de frottement de l'interface sol-géosynthétique
$\psi$	Angle de dilatance
$\gamma$	Poids volumique
$\gamma_w$	poids volumique de l'eau
$\mu$	Coefficient correcteur de Skempton et Bjerrum
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\sigma'_p$	Contrainte de préconsolidation
$\sigma'_{v0}$	Contrainte verticale initiale
$\sigma'_{vf}$	Contrainte effective verticale à mi-couche

## LISTE DES FIGURES

Numéro de la Figure	Désignation de la Figure	Page
Figure 1.1	Distribution des sols de sebkha dans le monde [8]	8
Figure 1.2	Section transversale typique de la sebkha côtière [14]	9
Figure 1.3	Exemple d'une sebkha côtière [14]	9
Figure 1.4	Exemple d'une sebkha continentale ou intérieure [16]	10
Figure 1.5	Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation [6]	15
Figure 1.6	Rôles principaux des matériaux géosynthétiques	19
Figure 1.7	Mécanismes de renforcement induits par les géosynthétiques dans les routes non revêtues : (a) confinement latéral ; (b) augmentation de la capacité portante ; (c) membrane tendue [51]	23
Figure 1.8	Conception des routes non revêtues, avec ou sans renforcement : (a) profondeur d'ornière $\leq 100$ mm ; (b) profondeur d'ornière $\leq 50$ mm [50]	27
Figure 1.9	Abaque de dimensionnement d'un remblai sur tourbe construit avec $B_{max} = 0.34$ [59]	31
Figure 1.10	Diminution de la résistance par fluage pour les renforcements géosynthétiques [63]	31
Figure 2.1	Applications des géosynthétiques dans le renforcement des remblais [66] : (a) remblai sur sol mou ; (b) remblai sur des anomalies locales	35
Figure 2.2	Modes de rupture des remblais renforcés [67] : (a) rupture par poinçonnement ; (b) rupture circulaire ; (c) glissement latéral	37
Figure 2.3	Renforcement nécessaire pour assurer la stabilité au glissement circulaire : (a) modèle de rupture rotationnelle [79] ; (b) modèle de rupture rotationnelle pour le cas où le renforcement n'augmente pas la résistance du sol [66]	40
Figure 2.4	Renforcement nécessaire pour assurer la stabilité au glissement latéral [66] : (a) glissement du remblai au-dessus de renforcement ; (b) rupture de renforcement et glissement du remblai sur le sol de fondation	43
Figure 2.5	Notation et abaque de Giroud [83] pour le calcul du tassement élastique immédiat ( $\nu = 0.5$ )	46

Figure 2.6	Abaque d'Osterberg [86] pour le calcul du coefficient d'influence sous une charge en forme de demi-remblai	48
Figure 2.7	Notations utilisées dans l'abaque et la formule d'Osterberg [86]	48
Figure 2.8	Tassement secondaire. Méthode de Buisman-Koppejan [88]	51
Figure 2.9	Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux [90]	52
Figure 2.10	Variation de l'excès de pression interstitielle avec le temps et avec la profondeur au cours de la consolidation	53
Figure 2.11	Consolidation unidimensionnelle. Degré de consolidation en fonction du facteur temps, d'après Terzaghi [85]	55
Figure 2.12	Sol stratifié. Notations	55
Figure 2.13	Résolution de l'équation de la consolidation par la méthode des différences finies	56
Figure 2.14	Détermination de la hauteur finale à donner au remblai pour tenir compte des tassements	58
Figure 3.1	Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique	63
Figure 3.2	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol	64
Figure 3.3	Surface de charge	68
Figure 3.4	Essai de compression (ou de traction) uniaxiale d'un matériau	69
Figure 3.5	Représentation de l'écroutissement isotrope en projection : (a) dans le plan déviatoire ; (b) dans le plan $\sigma_{axiale} - \varepsilon_{axiale}$ en traction-compression simple	70
Figure 3.6	Représentation de l'écroutissement cinématique en projection : (a) dans le plan déviatoire ; (b) dans le plan $\sigma_{axiale} - \varepsilon_{axiale}$ en traction-compression simple	71
Figure 3.7	Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr	73
Figure 3.8	Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales	74
Figure 3.9	Modélisation de la dilatance $\psi$ à partir du test triaxial [98]	75
Figure 3.10	Représentations de l'essai oedométrique	76
Figure 3.11	Surfaces de charges elliptiques	78
Figure 3.12	Distribution des nœuds et des points de contraintes dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol : (a) élément à 6 nœuds ; (b) élément à 10 nœuds	79

Figure 3.13	Position des nœuds et des points de contraintes sur les éléments de géogrille : (a) élément à 3 nœuds ; (b) élément à 5 nœuds	81
Figure 4.1	Situation du projet	84
Figure 4.2	Division du Chott en deux bassins	85
Figure 4.3	État de surface du tracé : (a) enfoncement des pieds (18.07.2005) ; (b) tracé inondé (19.12.2005)	86
Figure 4.4	Illustration de la consistance liquide des zones faibles rencontrées	86
Figure 4.5	Illustration de la forte portance du sol de sebkha à l'état sec	87
Figure 4.6	Illustration de la réduction de la portance du sol de sebkha par une légère humidification	87
Figure 4.7	Illustration de la perte de la portance du sol de sebkha à l'état submergé	87
Figure 4.8	Schéma des sondages sur le tracé traversant sebkha [101]	88
Figure 4.9	État des carottes [101]	89
Figure 4.10	Résultat typique du pénétromètre statique [101]	89
Figure 4.11	Coupe géotechnique du site de sebkha : (a) sondages S1-S7 ; (b) sondages S7-S15 [101]	90
Figure 4.12	Diagramme de plasticité de Casagrande pour les couches de limon argileux et d'argile [101]	91
Figure 4.13	Diagramme de plasticité de Casagrande de la couche de limon marneux [101]	92
Figure 4.14	Visualisation des difficultés de mise en place de la première couche du remblai sans géotextile	94
Figure 4.15	Illustration de difficulté d'avoir une surface plane de la couche du remblai	94
Figure 4.16	Difficulté de traficabilité des engins	95
Figure 4.17	Difficulté de compactage des rives du remblai	95
Figure 4.18	Renforcement et protection du remblai	95
Figure 4.19	Pose de nappe de géotextile directement sur le sol de sebkha : (a) état sec ; (b) état inondé	97
Figure 4.20	Illustration de la surface plane avant la pose de géogrille	97
Figure 4.21	Mise en place de nappe de géogrille	97
Figure 4.22	Compactage des couches de remblai : (a) compactage pneumatique ; (b) compactage cylindrique	98
Figure 4.23	Compactage du remblai contigu aux tubes	98

Figure 4.24	Visualisation du déroulage et enclage en tête du géotextile sur les talus	98
Figure 4.25	Visualisation de la pose du géotextile sur les têtes des tubes	99
Figure 4.26	Visualisation de la première couche d'enrochement inférieur à 10 cm	99
Figure 4.27	Visualisation de la deuxième couche d'enrochement de 20 à 30 cm	99
Figure 4.28	Illustration de l'érosion des talus en cours de construction	100
Figure 4.29	Couche de roulement en enduit superficiel	100
Figure 4.30	Module d'Young $E_{v2}$ du cycle de rechargement de la plaque sur les couches du remblai : (a) 2 <sup>ème</sup> couche du remblai ; (b) 4 <sup>ème</sup> couche du remblai [101]	101
Figure 4.31	Pose de la deuxième couche du remblai	102
Figure 4.32	Géométrie des deux premières couches du remblai renforcé par des géosynthétiques sur sol mou	102
Figure 4.33	Maillage d'éléments finis de la géométrie	103
Figure 4.34	Effet des géosynthétiques sur l'amélioration de la capacité portante	106
Figure 4.35	Influence de la cohésion non drainée, $C_u$ , sur l'amélioration de la capacité portante	106
Figure 4.36	Influence de la rigidité axiale, $EA$ , sur l'amélioration de la capacité portante	107
Figure 4.37	Maillage et conditions aux limites du remblai renforcé sur sol mou	108
Figure 4.38	Vecteurs de déplacement (même échelle) après la construction du remblai : (a) remblai non renforcé ; (b) remblai renforcé	110
Figure 4.39	Effet des géosynthétiques sur l'amélioration de la stabilité du remblai après la construction	111
Figure 4.40	Effet du renforcement sur la hauteur du remblai	112
Figure 5.1	Visualisation des zones faibles à quelques mètres du remblai	115
Figure 5.2	Zone faible localisée	117
Figure 5.3	Remblai sur zone faible localisée	117
Figure 5.4	Maillage d'éléments finis d'un remblai renforcé par géosynthétiques sur sol mou	118
Figure 5.5	Tassement absolu à la base du remblai : (a) fin de construction ; (b) fin de consolidation	120
Figure 5.6	Influence de la rigidité axiale, $EA$ , du renforcement sur le tassement absolu à la fin de la consolidation	121

Figure 5.7	Maillage d'éléments finis d'un remblai renforcé par géosynthétiques sur zone faible localisée	122
Figure 5.8	Tassement à la base du remblai à la fin de la construction : (a) analyse en petite déformation ; (b) analyse en grande déformation	125
Figure 5.9	Tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation : (a) analyse en petite déformation ; (b) analyse en grande déformation	125
Figure 5.10	Vecteurs de déplacement (échelle réelle) pour l'analyse en grande déformation à la fin de la consolidation : (a) remblai non renforcé ; (b) remblai renforcé	126
Figure 5.11	Contraintes effectives principales (même échelle) à la fin de la consolidation : (a) remblai non renforcé ; (b) remblai renforcé	127
Figure 5.12	Points plastiques à la fin de la consolidation : (a) remblai non renforcé ; (b) remblai renforcé	128
Figure 5.13	Influence du paramètre de compressibilité, $C_{ce}$ , de la zone faible localisée sur le tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation : (a) $C_{ce} = 0.5$ ; (b) $C_{ce} = 1$ ; (c) $C_{ce} = 2$ ; (d) $C_{ce} = 2.5$	129
Figure 5.14	Influence de la rigidité axiale de géosynthétique, $EA$ , sur le tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation	130
Figure 5.15	Influence de la profondeur, $H$ , de la zone faible localisée sur le tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation : (a) $H = 0.75$ m ; (b) $H = 1.5$ m ; (c) $H = 4.5$ ; (d) $H = 6$ m	131
Figure 5.16	Influence de la largeur, $L$ , de la zone faible localisée sur le tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation : (a) $L = 1$ m ; (b) $L = 1.5$ m ; (c) $L = 2.5$ m ; (d) $L = 3$ m	132
Figure 5.17	Contraintes effectives principales pour $L = 3$ m (même échelle) à la fin de la consolidation : (a) remblai non renforcé ; (b) remblai renforcé	133
Figure 5.18	Influence de l'angle de frottement, $\varphi'$ , du matériau de remblai sur le tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation : (a) remblai non renforcé ; (b) remblai renforcé	133

## LISTE DES TABLEAUX

Numéro du Tableau	Désignation du Tableau	Page
Tableau 1.1	Propriétés de sol des sebkhas côtière et intérieure [18]	11
Tableau 1.2	Fonction primaire du géosynthétique dans la construction des routes non revêtues basant sur la valeur de <i>CBR</i> [53]	24
Tableau 1.3	Corrélation permettant d'estimer l'indice <i>CBR</i> du sol support	25
Tableau 1.4	Facteurs de capacité portante pour les routes non revêtues [54]	26
Tableau 1.5	Corrélation permettant d'évaluer l'état du sol de fondation en fonction de l'indice <i>CBR</i>	27
Tableau 1.6	Propriétés mécaniques de la géogrid	29
Tableau 2.1	Valeur du coefficient de pression interstitielle <i>A</i> [87]	50
Tableau 2.2	Valeur du coefficient géométrique $\alpha$ [87]	50
Tableau 3.1	Relations entre constantes élastiques [95]	67
Tableau 4.1	Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb utilisés dans l'analyse par éléments finis	104
Tableau 5.1	Propriétés du matériau de remblai et des sols de fondation	119
Tableau 5.2	Propriétés des matériaux des sols de fondation, la zone faible localisée et le remblai	123

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'évolution du réseau routier et autoroutier impose parfois le passage par des sols compressibles de mauvaise qualité (vases, tourbes, limons, argiles molles, sebkha). En ce qui concerne leurs propriétés mécaniques en tant que sols de fondation, tous ces sols sont caractérisés par :

- Une faible résistance au cisaillement à court terme (c'est-à-dire tant qu'ils ne se sont pas consolidés sous les charges qui leur sont appliquées). Cette résistance au cisaillement qui est alors appelée cohésion non drainée  $C_u$ , augmente lors de la consolidation du sol ;
- Une compressibilité importante conduisant, sous charges, à des tassements de grande amplitude qui, compte tenu de la faible perméabilité du sol, ont une durée généralement longue (plusieurs années, voire même des dizaines d'années).

Ces sols sont généralement situés dans la nappe et sont donc saturés. Ces propriétés mécaniques particulières rendent de tels sols inaptes à supporter des fondations d'ouvrages. Par contre, moyennant des études préalables sérieuses et des méthodes de construction adaptées, un remblai peut, tant que la chaussée n'est pas mise en place, s'adapter à des déformations, même importantes, et par conséquent être fondé sur ces sols très compressibles.

Les problèmes posés par le comportement des sols mous chargés par des remblais sont de deux types :

- Problèmes de stabilité qui apparaissent lorsque nous dépassons une certaine hauteur de remblai, ou lorsque nous construisons ce dernier avec un coefficient de sécurité trop faible ;
- Problèmes de tassement causés par la charge appliquée par le remblai dont l'amplitude est grande et de longue durée. Pour cela une étude préalable doit permettre de définir la loi de tassement en fonction du temps et de préconiser éventuellement des méthodes pour réduire ou accélérer ce tassement.

Les remblais construits sur des sols de fondation mous ont une tendance à s'étendre latéralement à cause des pressions horizontales des terres agissant dans les remblais. Ces pressions des terres causent des contraintes de cisaillement à la base du remblai qui doivent

être reprises par le sol de fondation. Si le sol de fondation n'a pas la résistance adéquate au cisaillement, des ruptures peuvent survenir.

Le choix d'une solution de construction du remblai doit être fait, d'une part, à partir de considérations économiques, d'autre part, à partir des éléments techniques arrivant en conclusion des études de stabilité et de tassement. L'une des techniques de construction des remblais sur sols compressibles consiste en une solution de renforcement par des nappes géosynthétiques placées à la base du remblai. Cette technique représente une alternative économiquement et techniquement intéressante.

Des nappes de géotextiles ou de géogrilles de haute résistance correctement dimensionnées augmentent la stabilité et évitent de telles ruptures. Les deux matériaux peuvent être utilisés, pourvu qu'ils aient les propriétés de conception requises. Il y a quelques différences dans leurs mises en œuvre, particulièrement en ce qui concerne domaine d'application. Aussi, à quelques sites très mous, particulièrement où il y a aucune natte de racine ou de couche végétative, les géogrilles nécessitent l'utilisation d'un géotextile séparateur pour fournir la filtration et empêcher la contamination de la première couche du remblai si c'est un sol de type ouvert-gradué ou semblable. Un géotextile n'est pas requis sous la première couche du remblai si le sol est du sable, qui répond à des critères de filtration du sol.

Ce travail de thèse constitue une contribution à l'étude du comportement d'un remblai renforcé par géosynthétiques sur sols compressibles qui sont caractérisés par des sols de sebkha. Le cas étudié concerne la réalisation du tronçon routier d'environ 11 km traversant la sebkha du Chott El Hodna au Nord centre de l'Algérie. Cette expérience est une première en Algérie. L'objectif de ce travail de recherche est plus particulièrement axé sur l'évaluation numérique de l'effet du renforcement sur la stabilité et le tassement du remblai routier construit sur ce type des sols. La faible portance du sol, l'inondation du site en hiver, la forte agressivité et la présence de zones localisées de très faible portance ont posé de sérieuses difficultés de mise en œuvre du remblai routier. L'utilisation des nappes de géotextile de séparation et géogrille de renforcement à la base du remblai a été retenu comme solution et a montré des effets très pertinents en augmentant la portance du sol support indispensable à la mise en place des premières couches du remblai, en améliorant le compactage des couches de remblai et en franchissant des zones localisées de très faible portance sans tassement différentiel remarquable en surface.

La présente thèse est scindée en cinq chapitres :

**Le premier chapitre** est une revue bibliographique sur les remblais renforcés par géosynthétiques sur sols compressibles. Il sera présenté dans ce chapitre : les caractéristiques des sols compressibles et en particulier les sols de sebkha ; les problèmes liés aux sols de sebkha ; les problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles ; les techniques de renforcement des remblais sur sols compressibles ; performance des géosynthétiques ; une synthèse bibliographique sur les études antérieures des cas historiques, et les études de modélisation numérique des remblais sur sols compressibles.

**Le deuxième chapitre** sera consacré aux méthodes de calcul analytiques concernant l'étude de la stabilité et du tassement des remblais renforcés par géosynthétiques sur sols compressibles.

**Dans le troisième chapitre** nous présenterons les lois de comportement utilisées dans cette thèse, à savoir le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb et le modèle pour les sols mous (SSM) implémentés dans le code numérique PLAXIS [1] utilisé dans cette thèse.

**Le quatrième chapitre** représente notre première contribution dans cette thèse, à savoir **l'évaluation numérique de l'influence du renforcement par géosynthétiques sur la stabilité des remblais**, on étudiera le cas du remblai routier traversant la sebkha du Chott El Hodna. Dans ce chapitre, on présentera d'une part les avantages observés in-situ de l'utilisation des géosynthétiques dans la construction d'un remblai routier sur sols compressibles de type sebkha, et d'autre part les résultats qualitatifs de modélisation numérique de l'effet du renforcement sur l'amélioration de la stabilité du remblai.

**Le cinquième chapitre** représente aussi une deuxième contribution dans cette thèse, à savoir **l'évaluation numérique de l'influence du renforcement par géosynthétiques sur le tassement des remblais**, on étudiera d'abord l'effet du renforcement sur le tassement absolu des remblais. Ensuite, on étudiera l'effet du renforcement sur la réduction du tassement différentiel occasionné par le franchissement des zones localisées de très faible portance et de consistance liquide.

L'ensemble des résultats des simulations entreprises sera discuté.

# **PARTIE I**

## **SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE**

# CHAPITRE 1

## COMPORTEMENT DES REMBLAIS RENFORCÉS SUR SOLS COMPRESSIBLES

### 1.1. Introduction

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles.

La construction des remblais sur sols compressibles pose de nombreux problèmes, qui sont associés d'une part à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité des remblais, et d'autre part à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements et déformations importants des ouvrages. Pour construire tout de même les ouvrages désirés, on peut procéder au renforcement ou à l'amélioration du sol de fondation ou du remblai. Les techniques employées permettent soit d'améliorer la stabilité du remblai, soit d'accélérer le processus de consolidation, ou encore de diminuer le tassement final ou de résoudre les deux problèmes à la fois. Il existe différentes méthodes de renforcement des remblais sur sols compressibles, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées. Parmi toutes ces méthodes, le renforcement par des nappes géosynthétiques positionnées à la base des remblais représente une alternative économiquement et techniquement intéressante.

Dans ce premier chapitre, nous présentons la nature géologique et géotechnique des sols compressibles, les caractéristiques des sols de sebkha, les facteurs influençant la formation de sebkha et les problèmes liés au sol de sebkha. Nous exposons également les problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles ainsi que les méthodes courantes de construction.

Ce chapitre fournit une synthèse et une évaluation de quelques cas historiques relative aux remblais renforcés par géosynthétiques qui peuvent être trouvés dans la littérature. Les cas historiques présentés témoignent de l'importance économique et de l'intérêt que suscite

l'utilisation des géosynthétiques pour la réalisation des remblais dans des conditions géotechniques difficiles.

## 1.2. Généralités sur les sols compressibles

Tous les sols sont compressibles, c'est-à-dire qu'ils tassent lorsqu'on leur applique une charge verticale. L'amplitude et la vitesse de ce tassement varient dans de grandes proportions suivant le type de sol considéré. Les sols compressibles sont généralement de formation récente, inaptes à supporter un ouvrage d'art, mais pouvant, moyennant certaines précautions, servir de fondation à un remblai. Les remblais routiers, tout au moins ceux qui ont une hauteur importante, sont souvent édifiés sur des sols très compressibles. Ils sont en effet, le plus souvent, construits dans des zones de dépression comportant de grandes épaisseurs de tels sols, soit que le remblai serve lui-même à la traversée de la vallée, soit qu'il s'agisse du remblai d'accès à un ouvrage franchissant une rivière.

Les sols compressibles sont caractérisés par [2-7] :

- Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante mais rarement négligeable ;
- Une teneur en eau très forte, et un faible poids spécifique apparent (ces sols sont très généralement saturés) ;
- Une résistance au cisaillement très faible ;
- Une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables, la vitesse de tassement décroissant avec le temps, mais ne s'annulant pas en quelques années.

Ces sols, généralement de formations récentes (quelques milliers d'années) contiennent presque toujours, en plus ou moins grande proportion, des matières organiques, on peut les diviser en trois catégories :

- Les vases et argiles molles ;
- Les tourbes ;
- Les sols de sebkha.

### 1.2.1. Les vases et les argiles molles

Du point de vue géologique, les vases sont des dépôts formés en eau douce ou salée, constituées de grains généralement très fins (inférieurs à 200  $\mu$  avec un pourcentage important de particules inférieures à 2  $\mu$ ) de nature minéralogique variable, disposés en flocons

(structure dite en « nids d'abeilles »). La proportion d'eau retenue est assez forte, les particules adhérant les unes aux autres, non pas suivant l'arrangement donnant la plus grande compacité, mais suivant les directions où elles sont entrées en contact.

La vase contient généralement une certaine proportion de matières organiques (le plus souvent inférieure à 10%). Elle peut être tourbeuse si la présence de certains micro-organismes favorise la formation de tourbe. Dans les zones littorales, la présence de chlorure de sodium empêche la prolifération de ces micro-organismes, et de ce fait, la vase déposée n'est pas tourbeuse.

En se consolidant, la vase perd une partie de son eau, la structure se détruit, et elle se transforme en une argile ou une marne d'autant moins molle que la consolidation est plus importante.

En fait, du point de vue géotechnique, on confond souvent vase et argile molle. Pour le géotechnicien, ces sols se caractérisent par [2-6] :

- Une teneur en eau est généralement voisine de la limite de liquidité, et un faible poids spécifique sec  $\gamma_d$  (souvent inférieur à  $10 \text{ kN/m}^3$ ) ;
- Une teneur en matière organique de 2 à 10% environ ;
- Une faible cohésion non drainée  $C_u$  (de l'ordre de 15 kPa en moyenne) ;
- Une forte compressibilité donnant lieu à des tassements secondaires importants ;
- Une faible perméabilité ;
- Un état normalement consolidé (avec surconsolidation en surface et exceptionnellement sous-consolidé dans les couches profondes).

### 1.2.2. Les tourbes

Les tourbes sont des dépôts naturels organiques très compressibles, à hautes teneurs en matière organique, à très hautes teneurs en eau et à très hauts degrés de saturation, dont le contenu en fibres végétales décomposées constitue une structure anisotrope qui influence les résistances mécaniques.

Le tassement de la tourbe ne suit généralement pas les lois classiques de la consolidation des argiles [2-6] :

- La pression de préconsolidation est généralement difficile à déterminer, bien qu'il s'agisse vraisemblablement de sols normalement consolidés ;
- La phase de consolidation est généralement très courte et malaisée à définir ;

- La compression secondaire est souvent prédominante.

Les indices de compression déterminées à l'oedomètre sont très forts (supérieurs à 1). La perméabilité a généralement une composante horizontale beaucoup plus forte que la composante verticale. Cette perméabilité diminue notablement au cours du tassement.

### 1.2.3. Les sols de sebkha

Les sols de sebkha sont des dépôts côtiers et intérieurs salins en zones climatiques arides qui consistent essentiellement en des particules de silt sableux et d'argile silteuse faiblement cimentées. Ces sols contiennent invariablement une quantité appréciable de matériau organique et ils sont caractérisés par une forte compressibilité. Les différents types de sebkha dépendent de leur milieu de formation. Mais toutes les sebkhas ont un point commun ; il s'agit de zones proches de la nappe phréatique. L'abaissement joue jusqu'à ce que soit atteint le niveau hydrostatique. Par capillarité, l'eau de la nappe subit une aspiration due à sa propre évaporation en surface. De ce fait, elle dépose successivement des sels dissous de carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ), de gypse ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ), d'anhydrite ( $\text{CaSO}_4$ ) et de chlorure de sodium ( $\text{NaCl}$ ), qui précipitent pour donner une croûte imperméable et parfois très épaisse d'évaporites. La figure 1.1 présente une carte du monde indiquant la distribution des sebkhas actives et potentielles.

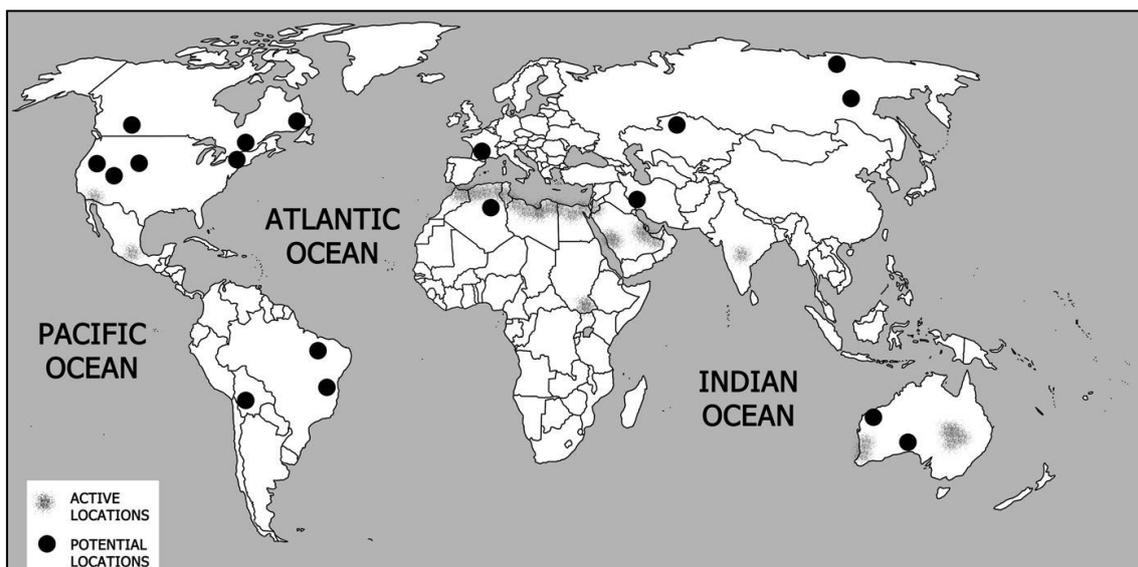


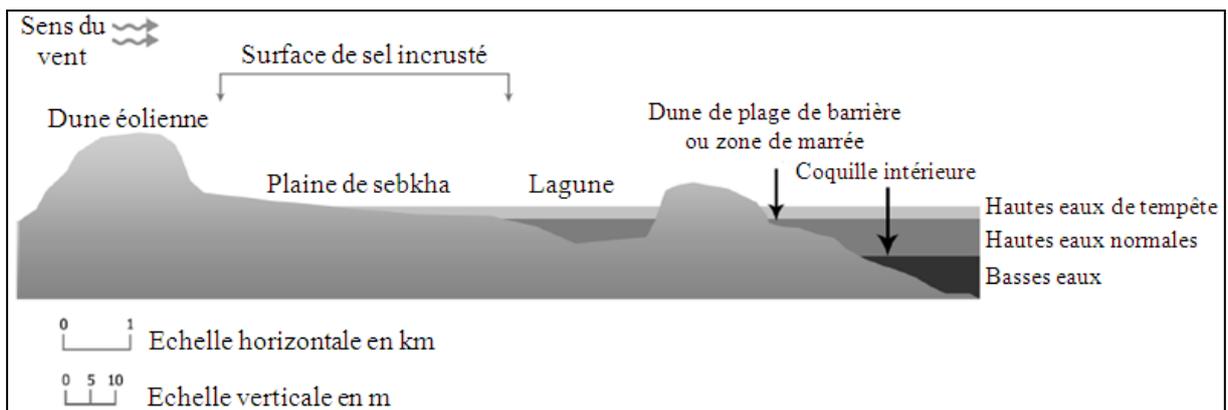
Figure 1.1 Distribution des sols de sebkha dans le monde [8]

### 1.2.3.1. Types de sebkha

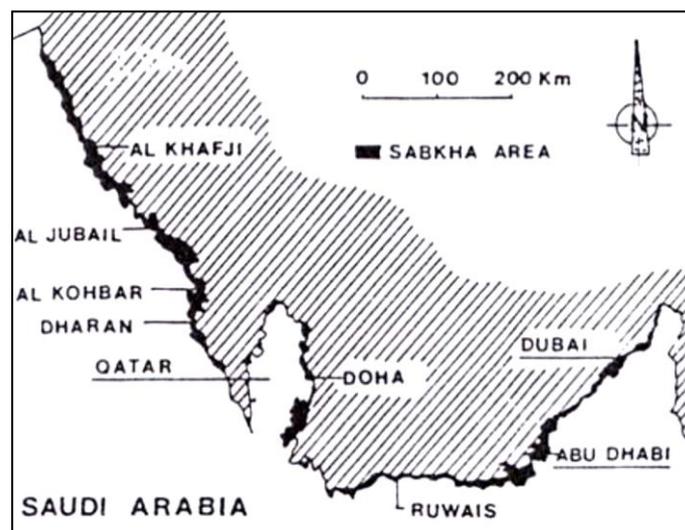
Plusieurs travaux ont été effectués sur les sebkhas de l'Arabie Saoudite [9-13]. D'après ces travaux, Il y a essentiellement deux types de sebkhas, côtière et continentale, associés à des conditions de formation spécifiques :

#### a) Sebkha côtière

Ces sols de sebkha sont le résultat de dépôt des sédiments marins, au moins dans leurs parties vers la mer. La plupart des sols de sebkha côtiers sont des surfaces supra-tidaux, qui ont été développées à la suite d'un ordre de sédimentation qui semble avoir commencé il y a des milliers d'années par l'eau de mer transgressant au-dessus des dunes de sable. La figure 1.2 montre le processus possible de sebkha dans les zones côtières d'après Akili et Torrance [14], et la figure 1.3 représente la distribution de sebkha le long des côtes de l'Arabie Saoudite.



**Figure 1.2** Section transversale typique de la sebkha côtière [14]



**Figure 1.3** Exemple d'une sebkha côtière [14]

## b) Sebkhia continentale ou intérieure

Ils se développent habituellement comme des surfaces, dont le vent a enlevé les particules sèches de sédiments, parallèles à la nappe phréatique, aux niveaux qui sont contrôlés par l'humidité des sédiments [15] (figure 1.4).

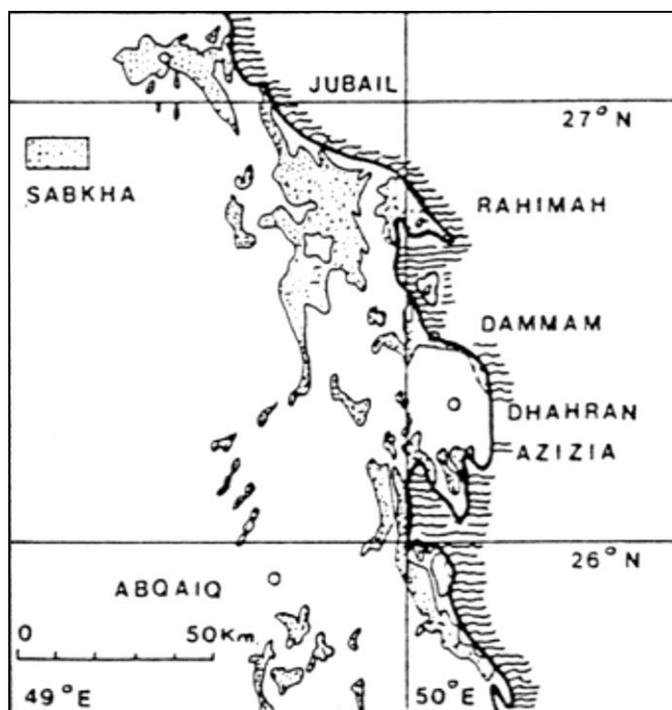


Figure 1.4 Exemple d'une sebkha continentale ou intérieure [16]

### 1.2.3.2. Caractéristiques des sols de sebkha

Les sols de sebkha sont caractérisés par la présence des sels diagénétiques de composition et de texture différente à différentes profondeurs. La précipitation des sels au-dessous de la nappe phréatique est attribuée à l'augmentation de la concentration en sel au-dessus de sa limite de saturation [11,13]. Le dépôt du sel dans les couches superficielles (c'est-à-dire au-dessus du niveau d'eau souterraine) est attribué à l'évaporation de l'humidité qui a été aspirée aux couches supérieures par l'action capillaire. Les sebkhas existent toujours sous la forme d'une alternance de couches cimentées et non cimentées, ainsi que des morceaux de quartz et/ou de sable de carbonate. Dans les couches cimentées, les matériaux de cimentage principaux sont aragonite et calcite ( $\text{CaCO}_3$ ), gypse ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ), anhydrite ( $\text{CaSO}_4$ ), et halite ( $\text{NaCl}$ ). Les couches supérieures de sebkha peuvent présenter des caractéristiques fermes et raides dans son état sec. Cependant, lorsque humidifiée avec l'eau, la résistance est fortement réduite, car les sels de cimentage sont susceptibles de la lixiviation et de la dissolution ou de ramollissement conduisant ainsi à la perte de résistance en conditions

humides. De plus, les sebkhas sont caractérisées par le changement volumétrique dû à l'hydratation et à la déshydratation alternative du gypse instable dans des conditions chaudes et humides [11,13]. La conservation de l'eau de sebkha est influencée par la salinité des eaux souterraines, tandis que la salinité plus élevée de l'eau, la quantité plus grande de l'eau sera maintenue par sebkha [17]. Le tableau 1.1 montre les caractéristiques physiques des deux types de sebkha.

**Tableau 1.1** Propriétés de sol des sebkhas côtière et intérieure [18]

Propriétés	Sebkha côtière	Sebkha intérieure
Pourcentage des fines	25 à 95	5 à 25
Teneur en sel (%)	2 à 18	2 à 15
Teneur en eau (%)	25 à 90	4 à 40
Densité in-situ	1 à 1.35	1.3 à 1.85
Frottement interne (°)	0 à 22	20 à 35
Pourcentage de Ca CO <sub>3</sub> (%)	20 à 90	> 30
Indice de plasticité	0 à 40	Non plastique
Cohésion (kN/m <sup>2</sup> )	0 à 55	0
Indice de compression	0.4 à 0.95	0
Valeurs S.P.T (coups)	0 à 4	2 à 10
Résistance de pointe statique (MPa)	0.2 à 2	1 à 6
Capacité portante (kN/m <sup>2</sup> )	15 à 30	30 à 60

### 1.2.3.3. Problèmes liés au sol de sebkha

Selon Al-Amoudi [11], les problèmes liés au sol de sebkha peuvent être divisés en deux parties suivantes :

#### a) Problèmes associés à sebkha comme matériau de construction

1. Une variation potentielle de la compressibilité des sédiments de sebkha mènera aux tassements différentiels excessifs. Ceci est attribué au fait que les dépôts de sebkha, en général, sont connus pour varier de conditions lâches ou très lâches aux conditions denses avec une distance relativement courte de cinq à dix mètres. En séquence, la sebkha possède un potentiel élevé d'effondrement principalement en raison de la dissolution du chlorure de sodium, de la lixiviation des ions de calcium et de l'ajustement des grains de sol [19].

2. Les couches supérieures de sebkha ont une faible résistance dans leur état naturel, menant aussi à une faible résistance à la pression non confinée moyenne d'environ 20 kPa [12]. La résistance réduira sensiblement aussi dans les couches superficielles de sebkha en raison des précipitations, inondations, marées, ou simplement en raison de l'absorption de l'eau des environnements humides.
3. Le changement volumétrique alternatif dû à l'hydratation et à la déshydratation alternative du gypse instable endommagera la construction au-dessus du sol de sebkha [10].
4. Les sels fortement concentrés de chlorure et de sulfate présentent dans les sédiments de sebkha et ses saumures, mènent à la corrosion du renfort d'acier et de la détérioration du béton lui-même [10,13].
5. L'élévation fréquente d'eau souterraine en raison du mécanisme d'évaporation déplace les sels solubles de la nappe phréatique vers la surface où ils précipitent. Les cristaux de sel ainsi formés peuvent créer les boursouffures de sel et d'initier la fissuration de la surface au-dessous des structures (par exemple les chaussées) [10].
6. La densification des couches supérieures de sebkha par des moyens conventionnels, afin d'améliorer sa capacité portante et de réduire ses caractéristiques de tassement, peut casser les liens de cimentation dans les couches sous-jacentes et réduire leur capacité portante [14].
7. L'interaction de sebkha avec l'eau douce pourrait dissoudre certains des matériaux de cimentage et diminuer la résistance [11,20].
8. Les difficultés liées à l'accessibilité aux sites de sebkha en raison de la saturation et la perte de résistance peuvent retarder les opérations de construction et augmenter le coût [21].
9. L'utilisation de l'eau distillée pour déterminer les propriétés géotechniques de sebkha semble être inappropriée [22]. C'est parce que l'eau distillée a tendance à dissoudre les sels, qui sont considérés en tant qu'élément du sol.

#### **b) Problèmes de fondation dans le sol de sebkha**

1. Les problèmes dus aux changements périodiques de la teneur en eau, mèneront à de grands changements de la densité, la consistance, la résistance et des changements volumétriques. Ces changements volumétriques excessifs peuvent causer des dommages graves aux fondations aussi bien qu'aux constructions au-dessus du sol de sebkha [11].

2. Les problèmes dus aux tassements différentiels excessifs peuvent se produire en raison de l'hétérogénéité du profil de sol de sebkha, le relâchement de certaines couches dans le profil de sol et la compressibilité fortement variable des divers composants du sol. Ceci peut mener aux tassements différentiels rigoureux et aux fissures importantes et à l'inclinaison dans les structures sur le sol de sebkha [11,23].
3. Les problèmes dus à la présence des sels fortement corrosifs et des saumures en raison d'excavation et de remplissage induiront la remontée capillaire qui apporte avec lui des sels solubles supplémentaires aux nouvelles fondations. Les ions de sulfate et de chlorure présents à des concentrations élevées sont fortement corrosifs au béton et au renfort, respectivement. De plus, la cristallisation de sel se produit habituellement dans les pores du béton au-dessus de la nappe phréatique menant à la désintégration lente du béton due à la pression élevée de cristallisation qui est augmentée par évaporation [13].
4. Les problèmes dus à la proximité de la nappe phréatique en raison des fluctuations dans le niveau d'eau souterraine peuvent poser des problèmes graves de tassements pour les structures construites sur un tel sol. Ces tassements se produisent en raison de l'humidification des terres arides, des sables lâches ou en raison de la compressibilité des sols sableux, lâches, arénacés. En outre, la susceptibilité du sol de sebkha à l'inondation en raison de la faible altitude de la surface de sebkha peut causer plusieurs problèmes [11,24].

#### **1.2.3.4. Stabilisation des sebkhas**

Beaucoup d'études ont été récemment menées sur la stabilisation des sebkhas [11,16,25-31]. Les résultats de ces études peuvent être récapitulés comme suit :

##### **a) Stabilisation chimique**

1. Le ciment est considéré l'un des meilleurs matériaux utilisés dans la stabilisation de sebkha, particulièrement quand le sol est sableux. Le pourcentage du ciment à ajouter est déterminé en se basant sur quelques nombres d'essais pour évaluer la résistance et la durabilité lorsqu'il est soumis à l'inondation par l'eau. À haute teneur en eau semblable à celui existant dans le terrain, le ciment augmente la résistance de manière significative. Le mélange de ciment-sol nécessite une quantité d'eau pour obtenir un compactage approprié et d'aider dans le processus d'hydratation du ciment afin d'agir en tant qu'agent de cimentage [27].

2. La chaux est employée pour stabiliser les sebkhas plastiques qui contiennent une grande quantité d'argile. Les essais préliminaires devraient être effectués pour confirmer la convenance de la chaux pour renforcer la sebkha, particulièrement en présence d'une concentration modérée des sulfates (par exemple, le gypse et l'anhydrite) et des chlorures. Par ailleurs, la combinaison de chaux et du ciment peut être employée pour obtenir la résistance et la durabilité appropriées. La chaux peut développer de haute résistance en stabilisant le sol de sebkha particulièrement pour l'addition de chaux de plus de 5%. Cependant, des précautions doivent être prises en raison du fait que les sebkhas stabilisées soumises à la réduction significative de la résistance lorsqu'elles sont préparées à des teneurs en eau supérieures à l'optimum [27].

### **b) Stabilisation mécanique**

1. Les géotextiles peuvent être utilisés dans le cas de sebkha ayant des quantités élevées de sels [12]. Il peut être secondairement utilisé comme technique de contrôle du drainage afin d'intercepter le bord capillaire [28,30]. Quelques essais sur l'utilisation des géotextiles pour augmenter la capacité portante des sebkhas et pour arrêter l'élévation de la salinité de l'eau ont été rapportés [12]. Les géotextiles peuvent également réduire les déformations permanentes des sols de sebkha.
2. Dans le cas des couches épaisses de sebkha, les techniques de vibroremplacement (par exemple, les colonnes en pierre) peuvent être la meilleure solution quand les conditions de chargement ne sont pas fortement concentrées. Dans un tel cas, un certain nombre de colonnes sont recommandées pour être utilisées sous la fondation [31].
3. Si le site a une base rocheuse aux niveaux profonds, les pieux en béton peuvent être la solution ultime. Des mesures conservatoires pour améliorer la performance de durabilité de ces pieux, cependant, doivent être prises en compte [31].
4. La technique de préchargement peut également être appliquée pour la stabilisation de sebkha. Cette technique peut être viable pour la sebkha compressible complexe ayant des sols argileux ou des matières organiques [23].

## **1.3. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles**

La construction des remblais sur sols compressibles pose souvent des problèmes difficiles. Il faut d'abord éviter de provoquer la rupture du sol porteur qui peut compromettre la suite de la construction et créer des dommages importants sur les structures avoisinantes. Il se pose

ensuite le problème de tassements, aux effets plus lents mais tout aussi néfastes. Lorsque ces tassements sont importants et qu'ils n'ont pas été pris en considération dès le début de la construction, ils peuvent :

- Entraîner une déformation du remblai le rendant inapte à son usage initial ;
- Provoquer des poussées parasites sur des structures enterrées proches (pieux, palplanches, etc.) jusqu'à leur rupture.

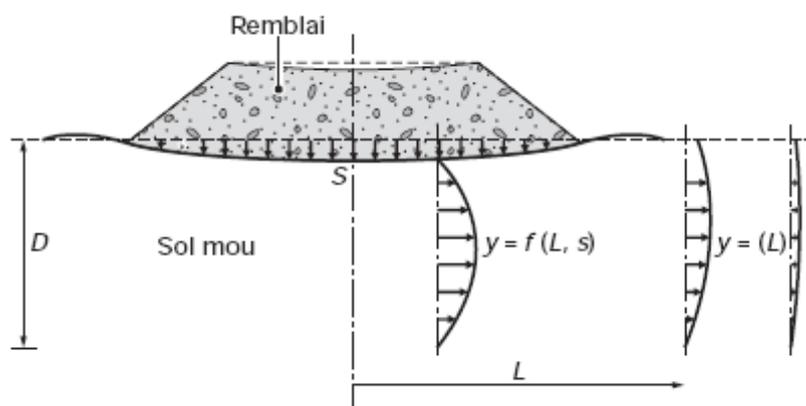
### 1.3.1. Problèmes de stabilité

La mise en place d'un remblai sur sol mou entraîne une augmentation des contraintes au sein de ce sol. Si cet accroissement des contraintes dépasse un seuil critique qui dépend des caractéristiques mécaniques du sol, ce dernier se rompt en cours de construction en provoquant un affaissement important et brutal du remblai. Parallèlement à cet affaissement, il se produit des déformations du sol porteur qui se traduisent par des soulèvements importants du terrain naturel autour du remblai.

### 1.3.2. Problèmes de tassement

À l'inverse de la rupture par défaut de stabilité, le tassement est une déformation lente du sol sous le poids du remblai qui se traduit (figure 1.5) :

- Au centre du remblai par un enfoncement vertical ;
- Sous l'emprise du remblai, par un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral de sol de fondation ;
- Hors de l'emprise du remblai, par un déplacement latéral de sol de fondation jusqu'à une distance fonction de l'épaisseur de sol compressible.



**Figure 1.5** Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation [6]

Les déplacements verticaux ont couramment une amplitude de plusieurs dizaines de centimètres. Pour les couches très molles ou de forte épaisseur, cette amplitude peut atteindre plusieurs mètres. Ces déplacements sont plus importants dans l'axe du remblai que vers les crêtes de talus, ce qui provoque une déformation de la plate-forme. Les déplacements horizontaux sont généralement plus faibles que les déplacements verticaux, le rapport entre les deux étant notamment fonction du coefficient de sécurité, de la géométrie du remblai et de l'épaisseur des sols mous. Néanmoins, des déplacements horizontaux de plusieurs dizaines de centimètres ont été observés. La vitesse des tassements est variable, en fonction de la nature des sols compressibles, de leur épaisseur et de la présence des couches drainantes.

#### **1.4. Techniques de renforcement des remblais sur sols compressibles**

Les techniques classiquement utilisées pour la construction des remblais sur sols compressibles sont les suivantes [32] :

##### **a) Dispositions constructives relatives au remblai**

- Construction par étapes ;
- Banquettes latérales ;
- Surcharge temporaire ;
- Remblais allégés ;
- Renforcement par géosynthétiques.

##### **b) Modifications du sol supportant le remblai**

- Substitution du mauvais sol ;
- Drains verticaux ;
- Consolidation atmosphérique ;
- Colonnes ballastées ;
- Plots ballastés pilonnés ;
- Injection solide ;
- Colonnes de mortier sol-ciment, réalisées par jet (technique souvent appelée «jet grouting ») ;
- Colonnes de sol traité à la chaux ou au ciment ;
- Remblai sur inclusions rigides ;
- Électro-osmose.

## 1.5. Performance des géosynthétiques

L'une des techniques de construction des remblais sur sols compressibles consiste en une solution de renforcement par des nappes géosynthétiques placées à la base du remblai. Cette technique représente une alternative économiquement et techniquement intéressante. Holtz [33] rapporte qu'en 1970, il y avait seulement cinq ou six types de géosynthétiques disponibles, alors qu'aujourd'hui plus de 600 produits géosynthétiques différents sont vendus dans le monde entier. La consommation annuelle mondiale de géosynthétiques est de près de 1 milliards de m<sup>2</sup>. En moins de 30 ans, les géosynthétiques ont révolutionné beaucoup d'aspects de notre pratique, et dans quelques applications ils ont entièrement remplacé le matériau de construction traditionnel. Dans beaucoup de cas, l'utilisation d'un géosynthétique permet l'augmentation de manière significative du facteur de sécurité, l'amélioration de la performance, et la réduction des coûts en comparaison avec une conception conventionnelle et une construction alternative.

### 1.5.1. Définitions et types des géosynthétiques

Le nom "géosynthétique" désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis une vingtaine d'années dans le domaine du génie civil, les géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu'ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d'utiliser des matériaux de qualité limitée, d'empêcher l'interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou [33].

Les **géotextiles** sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

Les **géogrilles** sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol. La grandeur des mailles doit être suffisante pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogrille.

Les **géomembranes** sont des géosynthétiques de faible perméabilité, manufacturés sous la forme de feuilles, qui peuvent être synthétiques, bitumineuses ou composées de bentonite, utilisées en géotechnique ou dans des applications d'ingénierie de l'environnement, hydraulique ou du transport.

Les **géocomposites** résultant quand deux matériaux ou plus sont combinés dans le processus de fabrication des géosynthétiques. Ils peuvent être des composés des géotextiles-géonets, des géotextiles-géogrilles, des géotextiles-géomembranes, des géomembranes-géonets, des noyaux géotextiles-polymères, et des mêmes structures polymères à trois dimensions de cellules. Il n'y a presque aucune limite à la variété de géocomposites qui sont possibles et utiles. Ils peuvent être utilisés, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).

Les géosynthétiques sont constitués principalement de fibres synthétiques pour des raisons de coût et de résistance aux actions chimiques et biologique des sols. Ces fibres sont obtenues par filage puis étirage de structures macromoléculaires appelées aussi polymères.

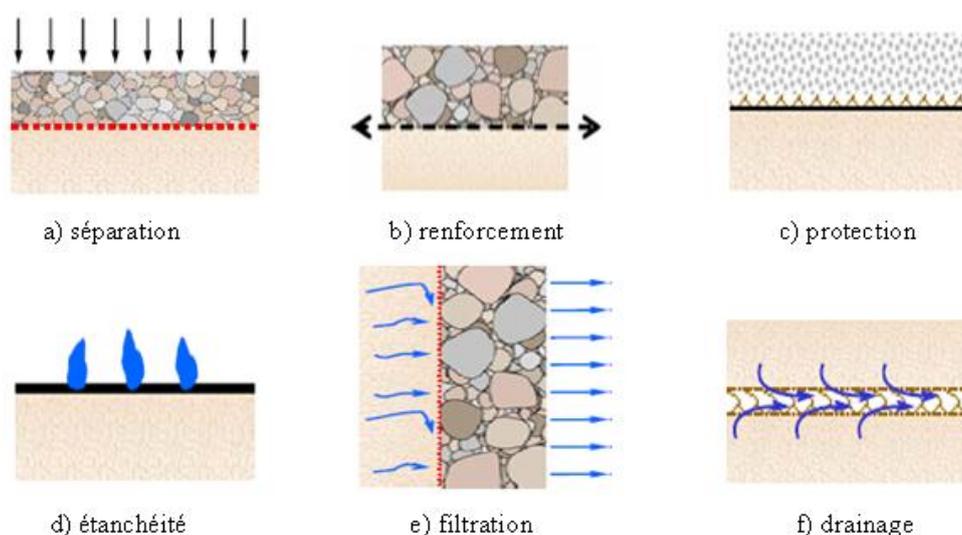
Les polymères les plus couramment rencontrés dans les nappes géosynthétiques sont les suivants :

- **Les vinyliques**, tels que le chlorure de polyvinyle (PVC), très résistants à l'eau et à l'attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes ; ils sont très utilisés comme drains.
- **Les acryliques** sont utilisés dans les géosynthétiques sous forme de résine ou d'émulsion pour les consolider.
- **Les polyamides** (PM ex : Nylon) sont très sensibles à l'eau et donc peu utilisés.
- **Les polyesters** (PS) possèdent des propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants. Ils sont cependant attaqués en surface par les bases.
- **Les polyoléfines** tels que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont également très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leur bonnes propriétés mécaniques et de leur faible coût.

## 1.5.2. Fonctions des géosynthétiques

L'incorporation de géosynthétiques dans le sol permet d'en améliorer le comportement mécanique et hydraulique. Les rôles principaux sont les suivants (figure 1.6) :

- **Séparation** : prévention contre le mélange des deux matériaux de natures différentes par l'emploi d'un géotextile.
- **Renforcement** : utilisation de la capacité de résistance d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles afin d'améliorer les propriétés mécaniques des sols.
- **Protection** : fonction consistant à empêcher les endommagements localisés concernant un matériau donné en utilisant le géotextile, en général une géomembrane.
- **Étanchéité** : contrôle de la migration de gaz ou de liquide.
- **Filtration** : maintien du sol ou d'autres particules soumis à des forces hydrauliques en permettant le passage de fluides à travers ou dans un géotextile.
- **Drainage** : collecte et transport des eaux pluviales, souterraines ou d'autres liquides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles.



**Figure 1.6** Rôles principaux des matériaux géosynthétiques

Les géosynthétiques sont généralement définis par leur fonction principale. Dans un certain nombre d'applications, en plus de la fonction principale, le géosynthétique accomplit généralement une ou plusieurs fonctions secondaires. Il est important de considérer les fonctions principales et secondaires dans les calculs et les caractéristiques de conception.

La géomembrane trouve sa place dans de nombreux domaines de construction. Elle est utilisée dans le milieu hydraulique pour la réalisation de canaux ou de bassins, que ce soit pour l'irrigation, l'alimentation en eau potable ou le lagunage des eaux usées. Ce domaine

s'étend à l'ensemble des applications concernant l'eau telle que les masques étanches de digues et de barrages ou les canaux navigables. La géomembrane est aussi employée pour l'étanchéité des stockages de déchets ménagers ou industriels, qu'ils soient d'origine animale, végétale ou chimique. En effet le manque de site naturellement étanche et la réglementation actuelle entraîne l'utilisation de géomembranes.

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

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

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

Les géotextiles sont particulièrement intéressants dans les travaux hydrauliques, car ils permettent la réalisation d'interfaces continues, perméables, filtrantes. Ils sont donc utilisés, soit en addition à une structure classique, pour renforcer la sécurité de l'ouvrage, soit le plus souvent, en substitution de matériaux naturels. Dans ce cas, ils permettent des économies car ils remplacent des matériaux généralement calibrés et onéreux; de plus leur mise en œuvre est beaucoup plus facile pour la réalisation d'interfaces inclinées ou verticales.

### **1.5.3. Conception et choix**

Dans les premiers temps où il y avait seulement quelques géotextiles disponibles, la conception était la plupart du temps par épreuve et essais et, le choix des produits était principalement par le type ou le nom de marque. Aujourd'hui, cependant, avec une grande variété de géosynthétiques disponibles, cette approche est inadéquate. L'approche recommandée pour concevoir, choisir, et indiquer le géosynthétique n'est pas différente de ce qui est généralement pratiqué dans n'importe quelle conception de génie géotechnique. D'abord, la conception devrait être faite sans géosynthétiques pour voir s'ils sont vraiment nécessaires. Si les solutions conventionnelles sont impraticables ou peu économiques, alors des calculs de conception sont effectués utilisant des évaluations raisonnables de technologie

des propriétés requises des géosynthétiques. Ensuite, les spécifications du type de performance sont écrites de sorte que le géosynthétique le plus approprié et le plus économique soit choisi, compatible aux propriétés exigées pour ces fonctions de conception, la capacité de survivre à la construction, et sa durabilité. En plus de l'essai conventionnel des sols et des matériaux, l'essai et l'évaluation des propriétés du géosynthétique sont nécessaires. Enfin, comme toute autre construction, la conception avec les matériaux de géosynthétiques n'est pas complète jusqu'à ce que la construction soit réalisée de façon satisfaisante.

#### **1.5.4. Considérations environnementales**

La compatibilité chimique et biologique n'est habituellement pas un souci. Cependant, dans des situations peu communes telles que des PH très bas (c'est-à-dire,  $< 3$ ) ou très hauts (c'est-à-dire,  $> 9$ ) des sols, ou d'autres environnements chimiques peu communs (par exemple, dans les secteurs industriels ou proches des mines ou des décharges), la compatibilité chimique avec le polymère du géosynthétique devrait être vérifiée. Par ailleurs les géosynthétiques ne supportent pas et sont dégradés par les rayons UV (Ultra-Violet). C'est pourquoi on doit les protéger tant en phase de construction en limitant la durée de leur exposition au soleil, qu'en service en les protégeant toujours par une couche de sol. Aussi, un petit pourcentage de carbone noir (couleur noire), est ajouté au polymère pour absorber la radiation UV de rayonnement et contrecarrer la dégradation due à la lumière du soleil. Enfin le géosynthétique est à protéger quant à un contact direct avec les camions et engins de chantier.

#### **1.6. Utilisation des géosynthétiques dans les routes non revêtues**

Les géosynthétiques peuvent être efficacement utilisés pour renforcer des routes non revêtues et des plates-formes de travail sur les sols mous. Le but d'employer des géosynthétiques de haute résistance est d'améliorer la performance pratique de la route. Comparé aux routes non revêtues non renforcées, la présence du géosynthétique de renforcement peut apporter les bénéfices suivants [12,34-49] :

- Réduction de l'épaisseur du remblai ;
- Séparation des agrégats et du sol mou ;
- Augmentation de la capacité portante du sol mou ;
- Réduction de la déformation latérale du remblai ;
- Amélioration de la distribution des contraintes ;

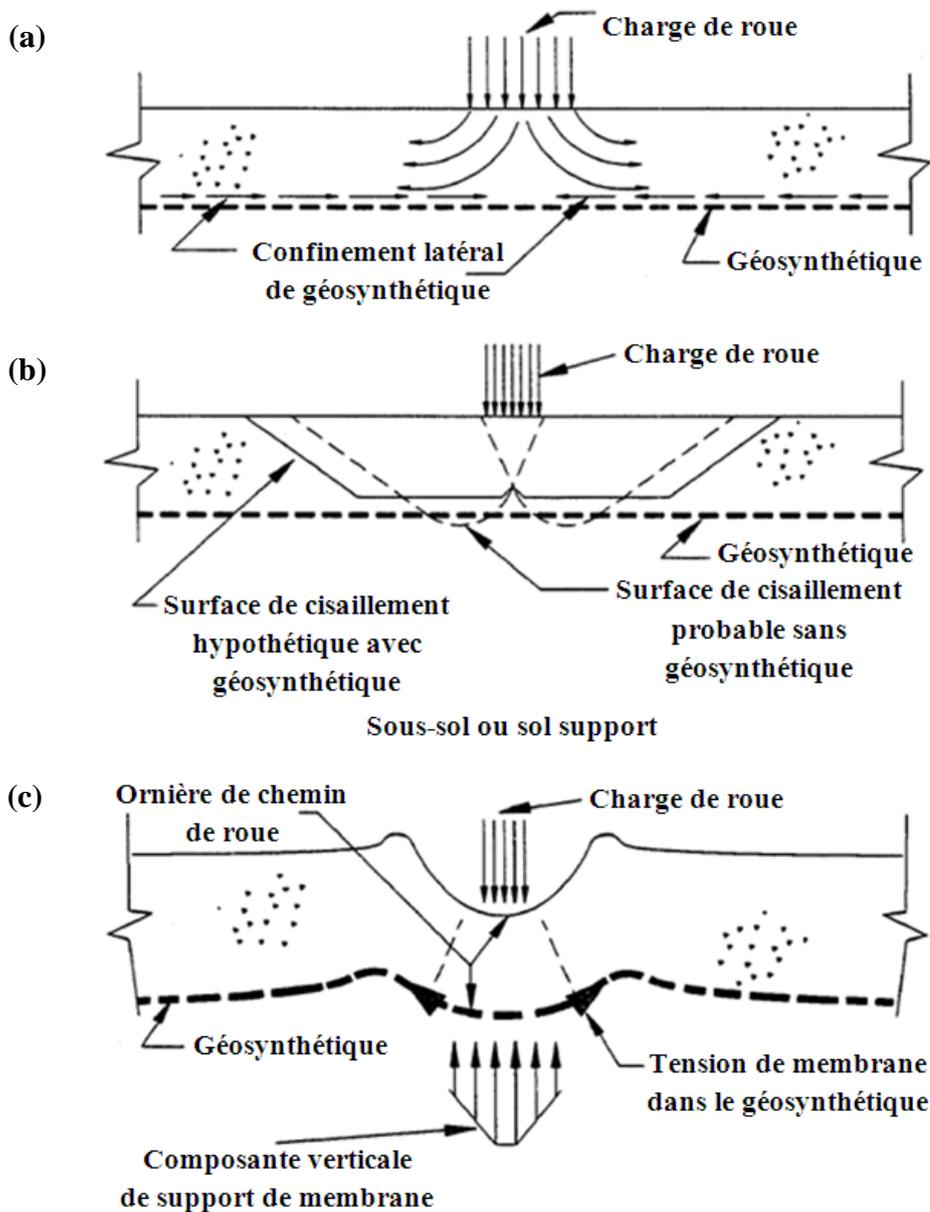
- Amélioration de la propagation des efforts verticaux ;
- Réduction de la déformation verticale due à l'effet de membrane ;
- Augmentation de la durée de vie de la route ;
- Réduction des besoins d'entretien ;
- Réduction des coûts de construction et d'entretien de la route.

À mesure que la profondeur des ornières augmente, la déformation du géosynthétique fournit davantage de renforcement grâce à l'effet de membrane. La composante verticale de la force de tension du renforcement réduit les incréments de déformation verticale du remblai. Plusieurs recherches dans la littérature ont montré que dans une route renforcée une profondeur d'orniérage donnée sera atteinte pour un nombre de répétitions de charge (intensité du trafic) plus grande que dans le cas non renforcé. Ceci engendrera une plus grande durée de vie et demandera une moindre maintenance. Un drainage accélérera également la consolidation du sol mou, augmentant sa résistance. Le drainage du sol mou peut être réalisé en employant un géotextile, une géogrille et un géotextile ou un géocomposite. La stabilisation de la partie supérieure du sol mou sera bénéfique si la route doit être revêtue par la suite en réduisant les coûts de construction et en réduisant au minimum les déformations de la chaussée.

Les mécanismes fondamentaux de renforcement impliquant l'utilisation des géosynthétiques dans les routes non revêtues sont [39,50,51] : confinement latéral de la couche de base ; augmentation de la capacité portante ; et membrane tendue. Le mécanisme de confinement latéral de la couche de base s'explique par le fait que le matériau de l'agrégat de la couche de base interagit avec la géogrille principalement en s'imbriquant dans les ouvertures de la géogrille. Les nervures de la géogrille confinent l'agrégat et résistent au mouvement latéral de l'agrégat quand la couche de base est chargée en surface. En retenant latéralement le sol, quatre mécanismes de renforcement sont potentiellement réalisés, comme représentés sur la figure 1.7a. Ces mécanismes incluent :

- Empêchement de l'étalement latéral de l'agrégat de la couche de base ;
- Confinement croissant et ainsi résistance croissante de la base à proximité du renforcement ;
- Amélioration de la distribution verticale des contraintes sur le sol de fondation ; et
- Réduction de la contrainte de cisaillement dans le sol de fondation.

Le mécanisme de surface de rupture modifiée et augmentation de la capacité portante se traduit par le fait que le géosynthétique force la surface de rupture potentielle à se développer selon une surface alternative qui a une plus grande résistance totale (figure 1.7b).



**Figure 1.7** Mécanismes de renforcement induits par les géosynthétiques dans les routes non revêtues : (a) confinement latéral ; (b) augmentation de la capacité portante ; (c) membrane tendue [51]

Le mécanisme de membrane tendue, comme décrit d'abord par Giroud et Noiray [50], est plus approprié quand une ornière ou une large déformation verticale (plus grande que 25 mm) est permise. Ainsi ce mécanisme est approprié aux routes non revêtues. Des forces de tension sont installées dans le renforcement par les contraintes de cisaillement agissant à l'interface avec le sol. Pendant le chargement lourd ou répété, la couche d'agrégat déforme sensiblement,

créant les ornières de surface qui forcent le géotextile à déformer (figure 1.7c). Si les forces de tension coïncident avec une courbure appréciable du renforcement, alors les contraintes normales dans le sol agissant de part et d'autre du renforcement sont inégales. Ce phénomène est connu sous le nom de l'effet de membrane tendue [50]. Sous la roue, dans le creux de l'onde, la membrane tendue porte une partie de la charge de la roue et réduit la contrainte normale sur le sol de fondation. En dehors de la surface chargée, au-dessus des crêtes adjacentes de l'onde, la membrane tendue s'appuie sur le sol de fondation et augmente la contrainte normale (pression de confinement) où elle sert à résister à la rupture par cisaillement. Une membrane tendue de ce fait permet de diminuer les contraintes appliquées et d'augmenter la capacité portante. L'effet de membrane tendue est significatif seulement si les charges de la circulation sont canalisées et les profondeurs d'ornière sont relativement grandes [52] ; ce qui est une différence importante entre les routes non revêtues et les surfaces circulées non revêtues.

### 1.6.1. Choix des fonctions des géosynthétiques

Une nappe de géosynthétique est généralement placée à l'interface entre la couche granulaire et le sol support. S'il est bien spécifié, un géosynthétique peut exercer une ou plusieurs des fonctions suivantes : séparation, renforcement et drainage. Les géotextiles et les géogrilles sont les matériaux les plus fréquemment utilisés dans ce type de travaux (tableau 1.2).

**Tableau 1.2** Fonction primaire du géosynthétique dans la construction des routes non revêtues basant sur la valeur de *CBR* [53]

Description du sol de fondation	<i>CBR</i>		Fonction primaire du géosynthétique	Justification de coût pour l'utilisation du géosynthétique
	Sans immersion	Avec immersion		
Mou	< 3	< 1	Renforcement	Utilisation beaucoup moins de matériau granulaire
Moyen	3-8	1-3	Stabilisation (séparation, filtration et renforcement)	Utilisation moins de matériau granulaire et durée de vie plus longue
ferme	> 8	> 3	Séparation	Durée de vie beaucoup plus longue

La capacité portante du sol support et les conditions hydrologiques déterminent les fonctions appropriées remplies par le géosynthétique. Selon le type de sous-sol, le géosynthétique remplit une fonction de séparation, maintenant l'épaisseur et les propriétés de la couche de base. Une fonction supplémentaire de renforcement est exigée pour réduire les déformations. Plus la capacité portante du sol support est faible, plus l'importance de la fonction de renforcement est grande, tandis que des capacités portantes plus élevées soulignent la fonction de séparation. Pour le choix correct du géosynthétique approprié, les conditions hydrologiques doivent être aussi bien considérées. Quand la dissipation de l'eau interstitielle est essentielle, la fonction de filtration du géosynthétique est un autre critère important. Les facteurs de corrélation entre le *CBR*, la résistance au cisaillement non drainée  $C_u$  et les modules de déformation  $E_{v1}$  et  $E_{v2}$  sont présentés dans le tableau 1.3. Shukla et Yin [53] ont rapporté que le géosynthétique peut remplir uniquement la fonction de séparation quand le *CBR* du sol de fondation est supérieur à 3 ( $C_u \geq 90 \text{ kN/m}^2$ ).

**Tableau 1.3** Corrélation permettant d'estimer l'indice *CBR* du sol support

Very soft				Soft			Soil
1	2	3	4	5	6	7	$E_{v1}$ (MN/m <sup>2</sup> )
1		2		3	4		<i>CBR</i> (%)
10		15			20		$E_{v2}$ (MN/m <sup>2</sup> )
30		60		90	120		$C_u$ (kN/m <sup>2</sup> )

Les critères suivants doivent être considérés dans la sélection d'un produit de renforcement :

- La charge par essieu des véhicules de construction ;
- Le trafic attendu (nombre de passages) pendant la durée de vie de la route ;
- La profondeur d'ornièrre admissible dans la couche de base ;
- La capacité portante du sol support (par exemple  $E_{v1}$ , *CBR*,...).

### 1.6.2. Influence du géosynthétique sur la capacité portante

La capacité portante est généralement influencée par la profondeur de la couche de base, et la résistance au cisaillement de la couche de base et du sol support. Ces valeurs dépendent du

degré de compactage qui peut être réalisé. D'une part, l'installation du géosynthétique de renforcement augmente la capacité portante du système par une introduction d'une force de traction de retenue. D'autre part, la répartition des charges est améliorée, conduisant à une réduction de la contrainte verticale sur le sol support. Afin d'activer les forces de traction dans le géosynthétique, une certaine déformation est exigée. La déformation du système est généralement limitée par la profondeur d'ornièrre admissible. Pour les routes provisoires, une profondeur d'ornièrre de 100 mm ne devrait pas être dépassée. Si cette route doit par la suite faire partie d'une route revêtue, la profondeur d'ornièrre devrait être limitée à 50 mm. Le tableau 1.4 montre l'influence du géotextile séparateur sur le facteur de capacité portante  $N_c$  pour différentes ornières et conditions de trafic.

**Tableau 1.4** Facteurs de capacité portante pour les routes non revêtues [54]

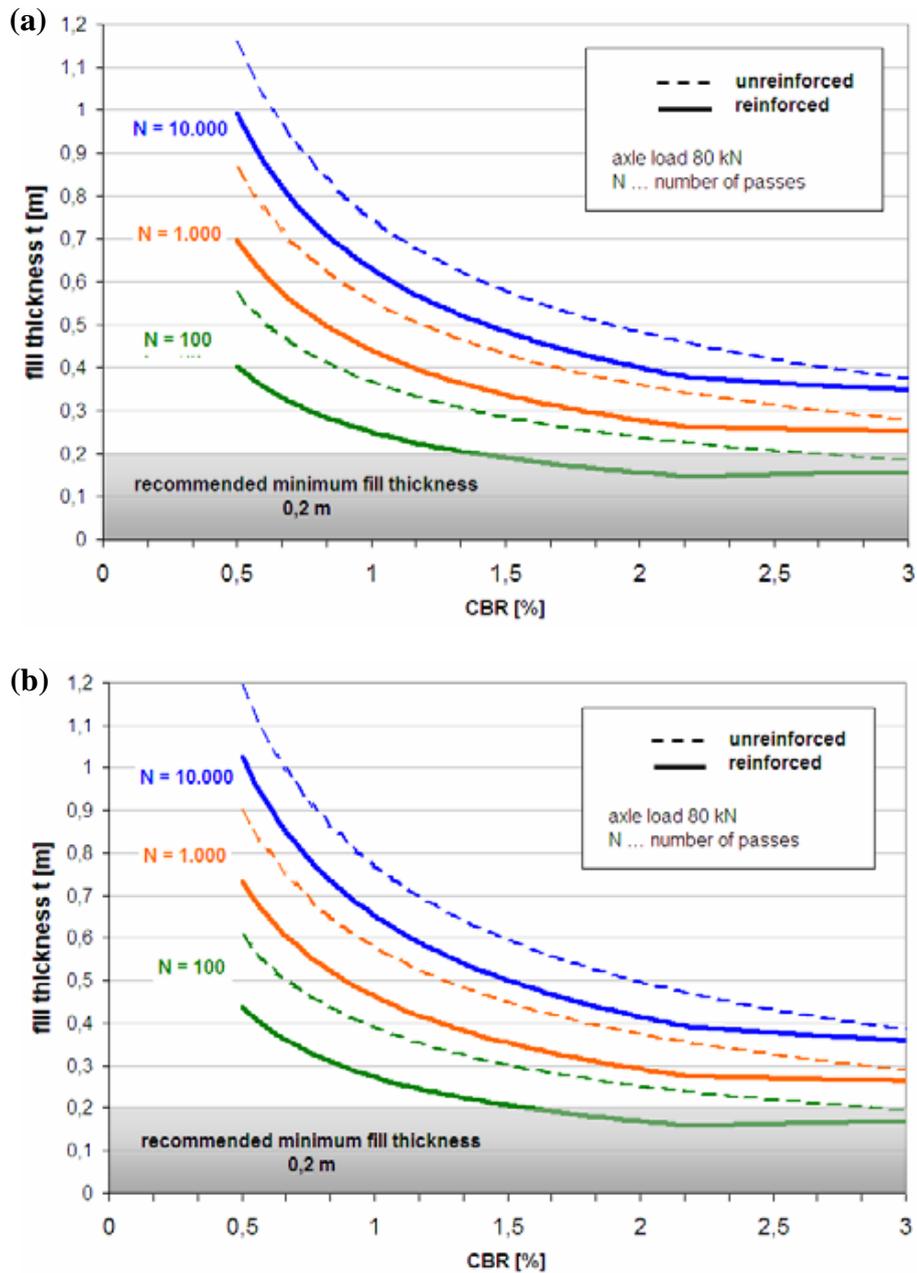
	Profondeur d'ornièrre (mm)	Trafic (passages d'un essieu de 80 kN)	Facteur de capacité portante $N_c$
Sans géotextile	< 50	> 1000	2.8
	> 100	< 100	3.3
Avec géotextile	< 50	> 1000	5.0
	> 100	< 100	6.0

### 1.6.3. Méthodes de conception

Des méthodes de conception sont disponibles dans la littérature, y compris des méthodes simples qui comportent l'utilisation de diagrammes pour les analyses préliminaires. Ces méthodes exigent des paramètres conventionnels des sols et des géosynthétiques pour la conception dans des conditions courantes. Quelques diagrammes de conception ont été également développés par quelques producteurs de géosynthétiques spécifiquement pour la conception préliminaire en utilisant leurs produits. Conformément au guide d'utilisation des géosynthétiques dans les routes non revêtues, le tableau 1.5 présente une corrélation permettant de caractériser l'état du sol de fondation en fonction de l'indice  $CBR$ , le module de déformation  $E_{vI}$  (courbe de chargement initial) et l'apparence visuelle de l'enfoncement des pieds d'une personne dans le sol. Les deux courbes typiques présentées dans la figure 1.8 ont été obtenues en utilisant la méthode de Giroud et Noiray [50]. Ces courbes ont été élaborées pour la conception des routes non revêtues.

**Tableau 1.5** Corrélation permettant d'évaluer l'état du sol de fondation en fonction de l'indice *CBR*

	Capacité portante du sol support		
$E_{vl}$ (MN/m <sup>2</sup> )	0.5-1.5	1.5-2.5	2.5-5
<i>CBR</i> (%)	0.5-1	1-1.5	1.5-3
Consistance	Liquide	Visqueux	Mou
Apparence visuelle	Enfoncement > 75 mm d'une personne constant	Enfoncement de 40 à 75 mm d'une personne marchant	Enfoncement < 40 mm d'une personne marchant



**Figure 1.8** Conception des routes non revêtues, avec ou sans renforcement : (a) profondeur d'ornièrè  $\leq 100$  mm ; (b) profondeur d'ornièrè  $\leq 50$  mm [50]

## 1.7. Quelques cas historiques des remblais renforcés par des géosynthétiques sur sols compressibles

### a) Cas historique 1 (Volman et al. [55])

Dans ce cas historique deux remblais d'essai ont été réalisés sur 4.2 m de tourbe et d'argile. Un des remblais était non renforcé et l'autre a été renforcé avec une nappe de géotextile tissé. Le renforcement a une résistance à la traction de 61 kN/m, la déformation à la rupture égale à 20% et la rigidité de tension moyenne égale à 258 kN/m. Les auteurs rapportent que le remblai sans renforcement a connu la rupture pour une hauteur de 3.5 m, alors que le remblai avec renforcement a atteint 4.5 m sans rupture.

### b) Cas historique 2 (Rowe et Sodermen [56,57])

Rowe et Sodermen [56,57] présentent une étude de l'analyse de stabilité des remblais renforcés combinant la méthode d'équilibre limite et la méthode des éléments finis. Le remblai d'essai a été réalisé sur 3.8 m d'argile organique avec une résistance au cisaillement non drainée de 8 kPa. La résistance à la traction du renforcement est 215 kN/m et sa raideur  $J = 2000$  kN/m. La hauteur à la rupture a été de 1.75 m sans renforcement et 2.75 m pour un remblai renforcé à la base par un géosynthétique. L'analyse d'équilibre limite (la méthode de Bishop) de ces remblais exécutés par les auteurs a prévu des hauteurs à la rupture égale à 1.7 m et à 2.55 m pour le remblai non renforcé et renforcé, respectivement. Ces prévisions sont comparées avec les hauteurs observées à la rupture dans les deux cas.

### c) Cas historique 3 (Quaresma et al. [58])

Deux remblais expérimentaux sur sols mous, renforcés à leur base par une nappe de géotextile, ont été édifiés en 1989 à Guiche, lors de la construction de l'autoroute A64 dans la basse vallée de l'Adour : le premier, construit jusqu'à la rupture, était destiné à tester la fiabilité des calculs de stabilité de ce type de remblai renforcé et à étudier le comportement des sols et du géotextile jusqu'à la rupture. Le second, dimensionné avec un coefficient de sécurité supérieur à 1, pour étudier le comportement différé d'un remblai renforcé à sa base, s'est également rompu, de façon inattendue, avant d'atteindre sa hauteur finale.

### d) Cas historique 4 (Rowe [59])

Un remblai a été réalisé à Sackville avec et sans renforcement sur des sols sensibles présentant, sur une épaisseur comprise entre 1 et 6 m, une teneur en eau  $w$  comprise entre 40 et 70%, une limite de liquidité  $W_L$  de 42 à 76%, une limite de plasticité  $W_P$  de 15 à 23% et un

indice de liquidité  $I_L$  supérieur à 1. Le remblai sans renforcement a connu la rupture pour une hauteur de 6.1 m, alors que le remblai avec renforcement a atteint 8.2 m.

Le remblai d'essai d'Almere a été réalisé sur 3.8 m d'argile organique avec une résistance au cisaillement non drainé de 8 kPa. La hauteur à la rupture a été de 1.75 m sans renforcement et 2.75 m pour un remblai renforcé à la base par un géosynthétique de raideur  $J = 2000$  kN/m.

#### e) Cas historique 5 (Imanishi et al. [60])

Un remblai a été réalisé sur une couche d'argile dont la teneur en eau ( $w = 100\%$ ) est 20% supérieure à la limite de liquidité. Pour réaliser le remblai projeté, ils ont eu recours à un géosynthétique constitué par une géogridde PVC et un géotextile polyester, dont les principales caractéristiques sont présentées dans le tableau 1.6.

**Tableau 1.6** Propriétés mécaniques de la géogridde

Matériau	Textile polyester renforcé par PVC	
Propriétés mécaniques	Résistance à la traction de la géogridde	100 kN/m
	Déformation de la géogridde	25%
	Résistance à la traction de la couture	80 kN/m
	Résistance à la traction du joint de la grille	80 kN/m
	Dimensions de la grille	6 mm
	Masse unitaire	0.45 kg/m <sup>2</sup>
	Epaisseur de la grille	1.2 mm

#### f) Cas historique 6 (Herle et Herle [61])

Sur le site de Strazny, un remblai de 1 km de longueur et de hauteur 5 m au maximum était prévu. Le sol de fondation est constitué de 2 m de tourbe et d'argile organique surmontant un sable argileux ou directement le substratum de granite. La teneur en eau des sols organiques atteignait 440%, pour une résistance au cisaillement comprise entre 10 et 50 kPa. Sans renforcement, la hauteur maximale à la rupture était de 2 m. Avec un géotextile polyester de raideur 200 kN/m dans le sens longitudinal et 50 kN/m dans le sens travers, disposé perpendiculairement à l'axe du remblai avec un recouvrement de 0.5 m, la construction du remblai a été menée sans encombre en trois ans, par couches de remblai de 0.3 m d'épaisseur.

Sur le site de Dobrany, Herle et Herle [61] décrivent un remblai de 1.4 m de hauteur sur 4 m de tourbe fibreuse dont la teneur en eau est comprise entre 600 et 650%, surmontant des alluvions sableuses. Avec une résistance au cisaillement non drainé de 5 kPa, le remblai était

instable dès que sa hauteur dépassait 1 m. Un géosynthétique en polypropylène de raideur 500 kN/m dans le sens longitudinal et 40 kN/m dans le sens travers a permis de réaliser le remblai à la hauteur projetée. Il a été mis en œuvre sur la première couche de remblai non compacté, de 0.4 m d'épaisseur, sur laquelle il a été replié.

## **1.8. Principales observations réalisées sur des remblais renforcés par géosynthétiques**

### **1.8.1. Stabilité du remblai**

L'utilisation du renforcement sous la base du remblai permet une augmentation du coefficient de sécurité [56,58].

### **1.8.2. Hauteur de rupture du remblai**

Le renforcement par géosynthétique de la base des remblais permet de réaliser des remblais de hauteur supérieure à la hauteur de rupture sans renforcement [55,56,58,59].

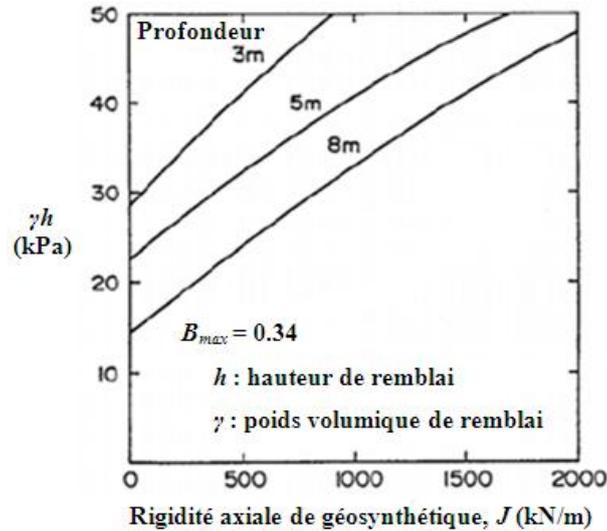
### **1.8.3. Effet de la vitesse de construction du remblai**

Rowe [59] recommande de ne pas dépasser  $B_{max} = 0.34$ , où  $B_{max}$  est le rapport de la surpression interstitielle  $\Delta u$  à l'augmentation de contrainte  $\Delta\sigma$  qui la crée. Une étude aux éléments finis a dès lors permis à Rowe et Sodermen [57,62] de définir des abaques comme celui présenté en figure 1.9 qui permet, dans le cas d'une couche de tourbe d'épaisseur donnée reposant sur un substratum ferme, de déterminer rapidement la raideur minimale nécessaire pour le renforcement permettant de réaliser un remblai de hauteur  $h$  et de poids volumique  $\gamma$ .

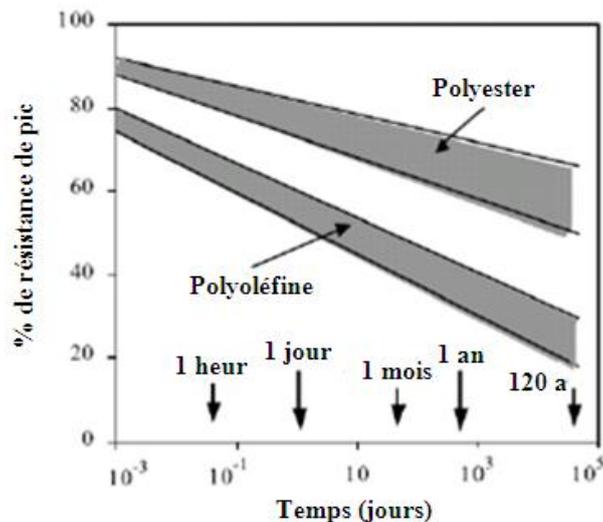
### **1.8.4. Efforts mesurés dans le renforcement**

En cours de construction, les efforts mesurés en place dans le renforcement sont généralement faibles par rapport aux résultats du dimensionnement [58,59]. À long terme par contre, après la fin de la construction, la traction admissible dans le géotextile diminue généralement du fait du fluage du produit. Abramento et al. [63] ont considéré un renforcement par géosynthétique polyester ou polyoléfine (c'est-à-dire toute matière sauf polyester). Leur étude a montré que la diminution des caractéristiques du géosynthétique du fait du fluage était plus faible dans le cas du polyester que dans tous les autres cas (figure 1.10). D'autres causes de la diminution de la résistance du géotextile à long terme sont plus

difficiles à prendre en compte: endommagement à la pose du géosynthétique, attaques chimiques ou biologiques [59,63].



**Figure 1.9** Abaque de dimensionnement d'un remblai sur tourbe construit avec  $B_{max} = 0.34$  [59]



**Figure 1.10** Diminution de la résistance par fluage pour les renforcements géosynthétiques [63]

### 1.8.5. Déformations mesurées dans le renforcement

Divers auteurs s'accordent par ailleurs sur le fait que les déformations dans le renforcement pendant la construction du remblai restent très faibles par rapport aux valeurs données par les calculs [59,61]. Dans le cas du remblai de Strazny, Herle et Herle [61] donnent un allongement mesuré de 0.2%, alors que le géotextile était dimensionné pour un

allongement de 5% à l'effort de traction maximal. Pour expliquer ces écarts, Rowe [59] évoque des méthodes de calcul conservatrices, une mauvaise représentativité de la valeur de la cohésion non drainée ou encore les coefficients de sécurité. Après la fin de la construction, les déformations dans le renforcement augmentent du fait du fluage du géosynthétique ou du sol de fondation. Le fluage du géosynthétique dépend évidemment de la matière qui le constitue : Rowe [59] évoque une augmentation de 50 à 100% de la déformation dans le cas d'une géogrille en PEHD, alors que cette augmentation reste faible pour un géosynthétique polyester.

## 1.9. Conclusion

Les sols compressibles sont caractérisés par une faible résistance au cisaillement qui s'accroît avec la consolidation, une grande compressibilité et un comportement différé sous chargement dans le temps. Toute construction de remblai sur ce type de sols pose généralement deux types de problèmes liés à la stabilité et aux tassements.

Les techniques classiquement utilisées pour la construction des remblais sur sols compressibles sont classées essentiellement dans deux groupes :

- Le premier groupe rassemble les dispositions constructives directement rattachées au remblai ;
- Le second groupe est celui des techniques qui nécessitent des interventions dans le sol de fondation.

Parmi toutes ces méthodes, l'utilisation d'un géosynthétique s'avère une solution alternative rentable vis-à-vis de l'économie de ressources naturelles, de temps et s'insère dans la durabilité et la protection de l'environnement. Les géosynthétiques assurent diverses fonctions, à savoir, filtre, séparation, drainage, barrière, protection, et renforcement.

Nous avons vu que les géosynthétiques permettent d'augmenter d'une manière significative le facteur de sécurité et la hauteur du remblai. Il s'agit aussi d'une augmentation de performance due aux tassements uniformes après la construction de remblai et une réduction des déplacements pendant la construction et ceci réduit la quantité de matériaux.

Quelques cas historiques et études numériques relatives aux remblais renforcés ont montré notamment, que le renforcement par géosynthétique de la base des remblais permet de réaliser des remblais de hauteur supérieure à la hauteur de rupture sans renforcement. Les déformations dans le renforcement pendant la construction du remblai restent très faibles par

rapport aux valeurs données par les calculs. Après la fin de la construction, les déformations dans le renforcement augmentent du fait du fluage du géosynthétique ou du sol de fondation.

L'influence de quelques paramètres, à savoir la rigidité et la viscosité de géosynthétique, la largeur de remblai, l'ordre de construction, l'épaisseur de la couche compressible et les conditions de drainage ont tous montré un effet sur l'amélioration de la performance de remblai.

Certains remblais expérimentaux ont été construits jusqu'à leur rupture ; d'autres ont été suivis sur une longue période de temps. Les comparaisons calculs-mesures ont été effectuées soit à la fin de la construction du remblai, soit à long terme. Pour la modélisation numérique par éléments finis, trois types d'analyse ont été menés :

- En condition non drainée ;
- En condition drainée ;
- Avec prise en compte de la consolidation.

D'un point de vue historique, les deux premières analyses sont les plus anciennes. En effet, les calculs de consolidation en comportement non linéaire n'étaient pas possibles avant l'apparition d'ordinateurs rapides, au début des années 1980. Le modèle Cam-Clay modifié a été le plus utilisé parmi tous les autres modèles pour décrire le comportement des sols compressibles. Depuis une dizaine d'années, la tendance est à l'emploi de modèles élastoplastiques couplés avec des lois de fluage plus ou moins empiriques. L'anisotropie est également un phénomène pris en compte par les modèles les plus récents.

Le renforcement peut diminuer les déplacements verticaux et horizontaux sous la base du remblai et par conséquent les tassements différentiels. Il est à noter que le renforcement ne réduit pas le temps de consolidation à long terme et non plus les tassements secondaires.

# CHAPITRE 2

## MÉCANISMES DE RUPTURE ET MÉTHODES DE CALCUL ANALYTIQUES

### 2.1. Introduction

Ce chapitre décrit les mécanismes de rupture et les méthodes de calcul analytiques. Ces méthodes consistent à étudier successivement la stabilité et le tassement d'un remblai sur sols compressibles renforcé par géosynthétiques.

L'étude de stabilité doit permettre de définir un programme de chargement du sol, en respectant pour chaque phase un coefficient de sécurité minimum caractérisant le risque de rupture admis pendant la construction. Elle doit conduire également à préconiser certaines dispositions particulières de construction.

L'étude des tassements a pour but de chiffrer approximativement les déformations verticales auxquelles on peut s'attendre pendant et après la construction, de prévoir approximativement l'évolution des tassements dans le temps et de recommander des méthodes permettant de réduire ou d'accélérer ces tassements.

### 2.2. Étude de la stabilité d'un remblai renforcé par des géosynthétiques

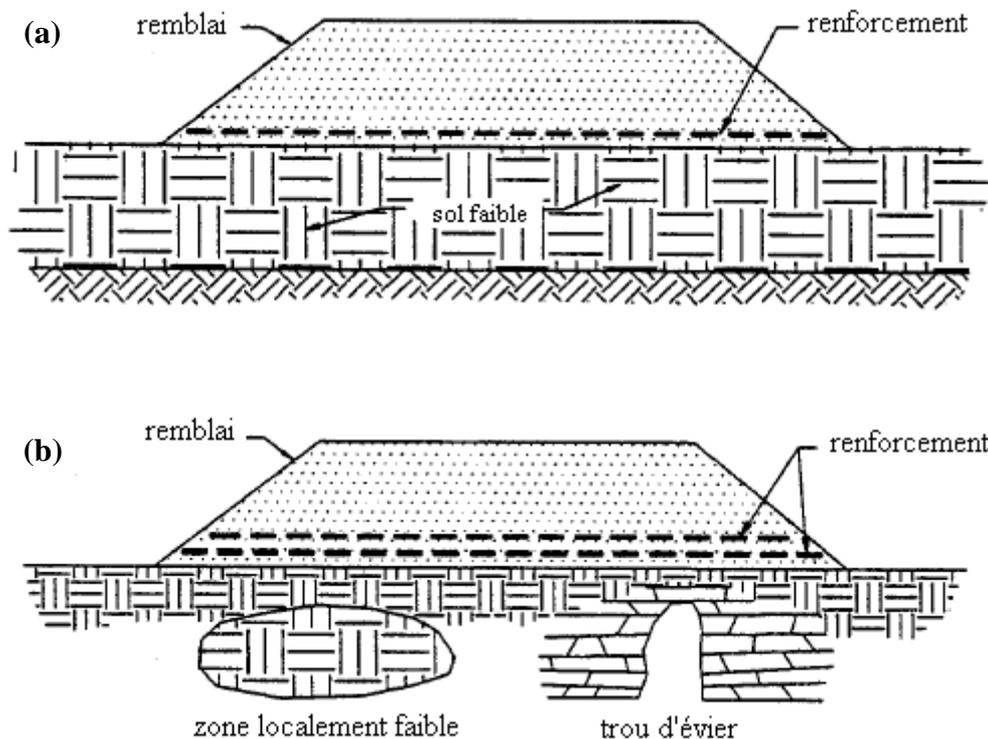
#### 2.2.1. Utilisation des géosynthétiques dans le renforcement des remblais

Les remblais renforcés sur des sols de fondation faibles incluent typiquement les deux situations suivantes : la construction au-dessus des dépôts uniformes, et la construction au-dessus des anomalies locales [64]. Le plus commun est des remblais construits sur des sols très compressibles tels que les tourbes, les vases, les argiles molles et les limons argileux (figure 2.1a). Dans cette situation, le renforcement est généralement placé avec sa direction forte perpendiculaire à l'axe du remblai, et on assume que des états de déformation plane

régnant dans le remblai renforcé. Le renforcement supplémentaire avec sa direction forte orientée parallèlement à l'axe peut également être nécessaire aux extrémités du remblai.

La deuxième situation du remblai renforcé inclut des fondations au-dessous du remblai qui sont localement faibles ou contiennent des vides. Ces zones ou vides peuvent être provoquées par des trous d'évier, dégel de la glace, lits anciens de cours d'eau, ou poches de limon, d'argile, ou de tourbe (figure 2.1b). Dans cette application, le rôle du renforcement est d'installer une nappe basale sur les zones faibles ou les vides, et le renforcement extensible peut être exigé dans plus d'une direction. Ainsi, la direction forte du renforcement doit être placée dans l'orientation appropriée en ce qui concerne l'axe de remblai [64].

Les géotextiles peuvent également être employés comme séparateurs dans la construction du remblai [65]. Dans cette application, le géotextile ne fournit aucun renforcement mais agit seulement comme séparateur pour maintenir l'intégrité du remblai pendant qu'il déplace les sols de fondation. Dans ce cas, le dimensionnement de géotextile est basé sur la constructibilité et l'aptitude à la survie, et un matériau de grand allongement peut être sélectionné.



**Figure 2.1** Applications des géosynthétiques dans le renforcement des remblais [66] : (a) remblai sur sol mou ; (b) remblai sur des anomalies locales

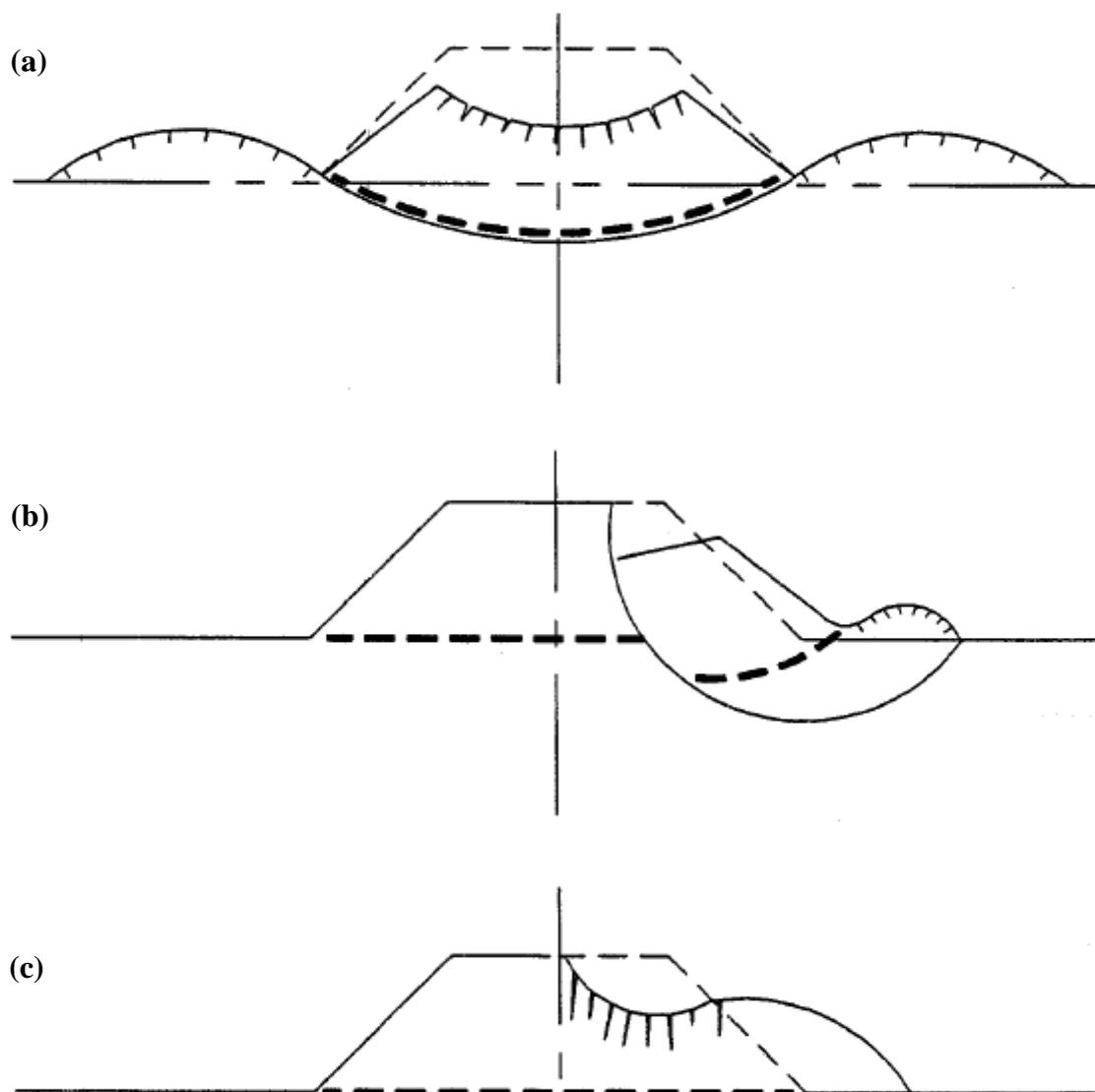
### 2.2.2. Considérations de conception

L'approche de conception de base pour les remblais renforcés est de construire contre la rupture. La figure 2.2 montre le comportement qui peut se produire dans les remblais renforcés. Les trois modes de rupture possibles indiquent les types d'analyses de stabilité qui sont nécessaires. En outre, le tassement du remblai et le fluage du renforcement doivent être considérés, bien que le fluage soit seulement un facteur si la vitesse de fluage dans le renforcement est plus grande que l'augmentation de la résistance qui se produit dans le sol de fondation en raison de la consolidation. Puisque l'état le plus critique pour la stabilité de remblai est à la fin de la construction, le renforcement doit seulement fonctionner jusqu'à ce que les sols de fondation gagnent la force suffisante pour soutenir le remblai.

Les calculs nécessaires pour la stabilité et le tassement utilisent des procédures de conception géotechniques classiques modifiées seulement pour la présence du renforcement.

La stabilité d'un remblai sur sol mou est généralement déterminée par la méthode d'analyse en contraintes totales, qui est conservatrice puisque l'analyse suppose généralement qu'il n'y a pas d'augmentation de la résistance qui se produit dans le sol compressible. Les analyses de stabilité présentées dans ce paragraphe utilisent l'approche des contraintes totales, parce qu'elle est simple et appropriée pour la conception de renforcement [65].

Il est toujours possible de calculer la stabilité en termes de contraintes effectives en utilisant les paramètres de résistance au cisaillement des contraintes effectives. Cependant, ce calcul exige qu'une évaluation précise des surpressions interstitielles de terrain soit faite pendant la phase de conception de projet. En plus, des échantillons de haute qualité et non remaniés des sols de fondation doivent être obtenus et des essais triaxiaux consolidés non drainés doivent être effectués afin d'obtenir les paramètres de sol exigés pour la conception. Puisque la prévision des surpressions interstitielles in-situ avant la construction n'est pas facile, il est essentiel que les mesures des surpressions interstitielles de terrain en utilisant des piézomètres de haute qualité soient faites pendant la construction pour contrôler le taux de remplissage de remblai. Il faut noter qu'en tenant compte de l'augmentation de la résistance qui se produit avec la construction par étape de remblai, une résistance plus faible et donc un renforcement peu coûteux peut être utilisé. Cependant, le temps requis pour la construction peut être sensiblement augmenté et les coûts de l'étude de site, les essais en laboratoire, les analyses de conception, l'instrumentation de terrain et le contrôle sont également plus grands.



**Figure 2.2** Modes de rupture des remblais renforcés [67] : (a) rupture par poinçonnement ;  
(b) rupture circulaire ; (c) glissement latéral

### 2.2.3. Méthodes de calcul de la stabilité d'un remblai renforcé par géosynthétiques

#### 2.2.3.1. Stabilité au poinçonnement

La capacité portante de sol de fondation du remblai n'est pas affectée par la présence d'une nappe de géosynthétique à l'intérieur ou à la base du remblai. Le renforcement n'augmente pas la capacité portante globale du sol de fondation. Si le sol de fondation ne peut pas supporter le poids du remblai, alors le remblai ne peut pas être construit. Ainsi, la capacité

portante globale du remblai doit être satisfaisante, avant de considérer n'importe quel renforcement possible. Dans ce cas, la contrainte verticale due au remblai peut être considérée comme une contrainte moyenne sur toute la largeur du remblai, semblable à un radier semi-rigide. La capacité portante peut être calculée en utilisant les méthodes classiques de mécanique des sols [68-72] qui utilisent le type d'analyse d'équilibre limite pour une semelle filante, en supposant des surfaces de rupture en spirale logarithmique sur une base infiniment profonde.

Lorsque l'épaisseur du sol mou est beaucoup plus grande que la largeur du remblai, on utilise la théorie classique de la capacité portante :

$$q_{ult} = \gamma_R H = C_u N_c \quad (2.1)$$

où :

$N_c = 5.14$  : facteur de capacité portante ;

$C_u$  : cohésion non drainée du sol de fondation.

Ces analyses ne sont pas appropriées si l'épaisseur du dépôt mou est faible par rapport à la largeur du remblai. Dans ce cas, les contraintes latérales dans la couche molle sous le remblai peuvent conduire une rupture en compression latérale. Les forces de cisaillement développées sous le remblai doivent être comparées à la résistance au cisaillement correspondante du sol. Les approches discutées par Jürgenson [73], Silvestri [74], Bonaparte et al. [64], Rowe et Soderman [62], Hird et Jewell [75], et Humphrey et Rowe [76] sont appropriées.

La hauteur de rupture prévue par la théorie classique de la capacité portante était de manière significative moins que la hauteur de construction réelle, particulièrement si des géotextiles et des géogrilles de haute résistance étaient employés comme renforcement [77,78].

### 2.2.3.2. Stabilité au glissement circulaire

C'est le mécanisme de rupture le plus généralement considéré, où il est caractérisé par une surface de rupture bien définie coupant le remblai, la nappe de géosynthétique et le sol de fondation (figure 2.2b). Ce mécanisme peut impliquer la rupture par traction de la nappe de géosynthétique ou rupture d'adhérence en raison de l'ancrage insuffisant de l'extrémité de géosynthétique au-delà de la surface de rupture. L'étude procède le long des étapes habituelles de l'analyse conventionnelle de la stabilité des pentes avec le géosynthétique fournissant une force stabilisante additionnelle,  $T_g$ , au point d'intersection avec la surface de

rupture étant considérée. Le géosynthétique fournit ainsi de moment résistant additionnel pour obtenir le facteur de sécurité minimum exigé.

L'analyse consiste à déterminer les surfaces de rupture les plus critiques en utilisant les méthodes d'analyse d'équilibre limite conventionnelles. Pour chaque surface de glissement critique, le moment moteur ( $M_D$ ) et le moment résistant ( $M_R$ ) sont déterminés comme le montre la figure 2.3a. Le moment résistant additionnel ( $\Delta M_R$ ) pour fournir le facteur de sécurité nécessaire est calculé comme le montre la figure 2.3b. Alors une ou plusieurs nappes de géotextiles ou de géogrilles avec résistance à la traction suffisante aux déformations tolérables sont ajoutées à la base du remblai pour fournir le moment résistant additionnel nécessaire. Si plusieurs nappes sont utilisées, elles doivent être séparées par une couche granulaire et elles doivent avoir les propriétés compatibles de contrainte-déformation (par exemple, le même type de renforcement doit être utilisé pour chaque nappe).

Un certain nombre de procédures ont été proposées pour déterminer le renforcement supplémentaire nécessaire, et ceux-ci sont résumés par Christopher et Holtz [79], Bonaparte et Christopher [66], Holtz [65], et Humphrey et Rowe [76]. La différence de base entre les approches est dans l'hypothèse de l'orientation de la force de renforcement à l'endroit de la surface de glissement critique (l'angle  $\beta$  dans les figures 2.3a et 2.3b). Il est conservateur de supposer que la force de renforcement agit horizontalement à l'endroit du renforcement ( $\beta = 0$ ). Dans ce cas, le moment de renforcement supplémentaire est égal à la force de géosynthétique nécessaire,  $T_g$ , fois la distance verticale,  $y$ , entre le plan de renforcement et le centre de rotation, où :

$$\Delta M_R = T_g y \quad (2.2)$$

Comme déterminé pour la surface de rupture la plus critique, représentée sur la figure 2.3a. Cette approche est conservatrice parce qu'elle néglige n'importe quelle réorientation possible de renforcement le long de l'alignement de la surface de rupture, ainsi que tout effet de confinement du renforcement.

Une approche moins conservatrice suppose que le renforcement fléchit en raison des déplacements locaux des sols de fondation au début de la rupture, avec la réorientation maximale possible située tangente à la surface de glissement ( $\beta = \theta$  dans la figure 2.3b). Dans ce cas :

$$\Delta M_R = T_g [R \cos(\theta - \beta)] \quad (2.3)$$



informations disponibles minimales, les suggestions suivantes sont données pour sélectionner l'orientation appropriée :

- $\beta = 0$  pour les sols de fondation fragiles et sensibles aux déformations (par exemple, des argiles marines) ;
- $\beta = \theta/2$  pour  $D/B < 0.4$  et les sols moyennement à très compressibles (par exemple, argiles molles, tourbes) ;
- $\beta = \theta$  pour  $D/B \geq 0.4$  et les sols très compressibles (par exemple, argiles molles, tourbes) ; et renforcement avec allongement potentiel élevé ( $\varepsilon_{conception} \geq 10\%$ ), et grandes déformations tolérables ; et
- $\beta = 0$  dans les autres cas.

D'autres approches, comme indiqué par Bonaparte et Christopher [66], exigent une analyse plus rigoureuse des caractéristiques de déformation des sols de fondation et de la compatibilité de force de renforcement.

Dans chaque méthode, la surface de rupture critique doit être relativement peu profonde, c'est-à-dire, la distance verticale  $y$  dans la figure 2.3a doit être grande, autrement la contribution de géosynthétique pour augmenter le moment résistant sera petite. D'autre part, Jewell [80] note que les surfaces de glissement peu profondes ont tendance à sous-estimer la force motrice dans le remblai, pour cela Jewell [80] et Leshchinsky [81] ont proposé des méthodes pour résoudre ce problème.

Le facteur de sécurité pour assurer la stabilité au glissement circulaire est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum \text{moments résistants}}{\sum \text{moments moteurs}} \quad (2.4)$$

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} \geq F_{smin} = 1.3 \quad (2.5)$$

avec :

$M_D = Wx$  : moment moteur ;

$M_R = (\sum \tau_s L)R$  : moment résistant de sol ;

$\Delta M_R$  : moment résistant additionnel de renforcement.

### 2.2.3.3. Stabilité au glissement latéral

Une analyse simplifiée pour calculer le renforcement nécessaire pour limiter le glissement latéral du remblai est illustrée dans la figure 2.4. Pour les remblais non renforcés aussi bien que renforcés, les forces motrices résultent à partir des pressions latérales des terres développées dans le remblai et qui doivent, à l'équilibre, être transférées à la fondation par des contraintes de cisaillement [65]. L'instabilité se produit dans le remblai pour les deux cas suivants :

- Le remblai glisse sur le renforcement (figure 2.4a) ; ou
- Le remblai glisse sur le sol de fondation en raison de la rupture par traction du renforcement (figure 2.4b).

Dans le dernier cas, la résistance au cisaillement des sols de fondation sous le remblai est insuffisante pour maintenir l'équilibre. Ainsi, dans les deux cas, le renforcement doit avoir le frottement suffisant pour résister au glissement dans le plan de renforcement, et la résistance à la traction de géosynthétique doit être suffisante pour résister pendant que la surface de glissement potentielle traverse le renforcement.

Les pressions latérales des terres, généralement considérées comme actives, sont maximums à la crête du remblai. Le facteur de sécurité pour assurer la stabilité au glissement latéral du remblai est le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices. Le facteur de sécurité minimum recommandé est 1.5. Selon la figure 2.4a, le facteur de sécurité est donné par :

$$F_s = \frac{btg\varphi_{sg}}{K_a H} \quad (2.6)$$

avec :

$\varphi_{sg}$  : angle de frottement sol-géosynthétique.

La résistance au glissement latéral de renforcement nécessaire  $T_{ls}$  est donnée selon la figure 2.4b par :

$$F_s = \frac{(bc_a + T_{ls})}{P_a} \geq F_{smin} = 1.5 \quad (2.7)$$

avec :

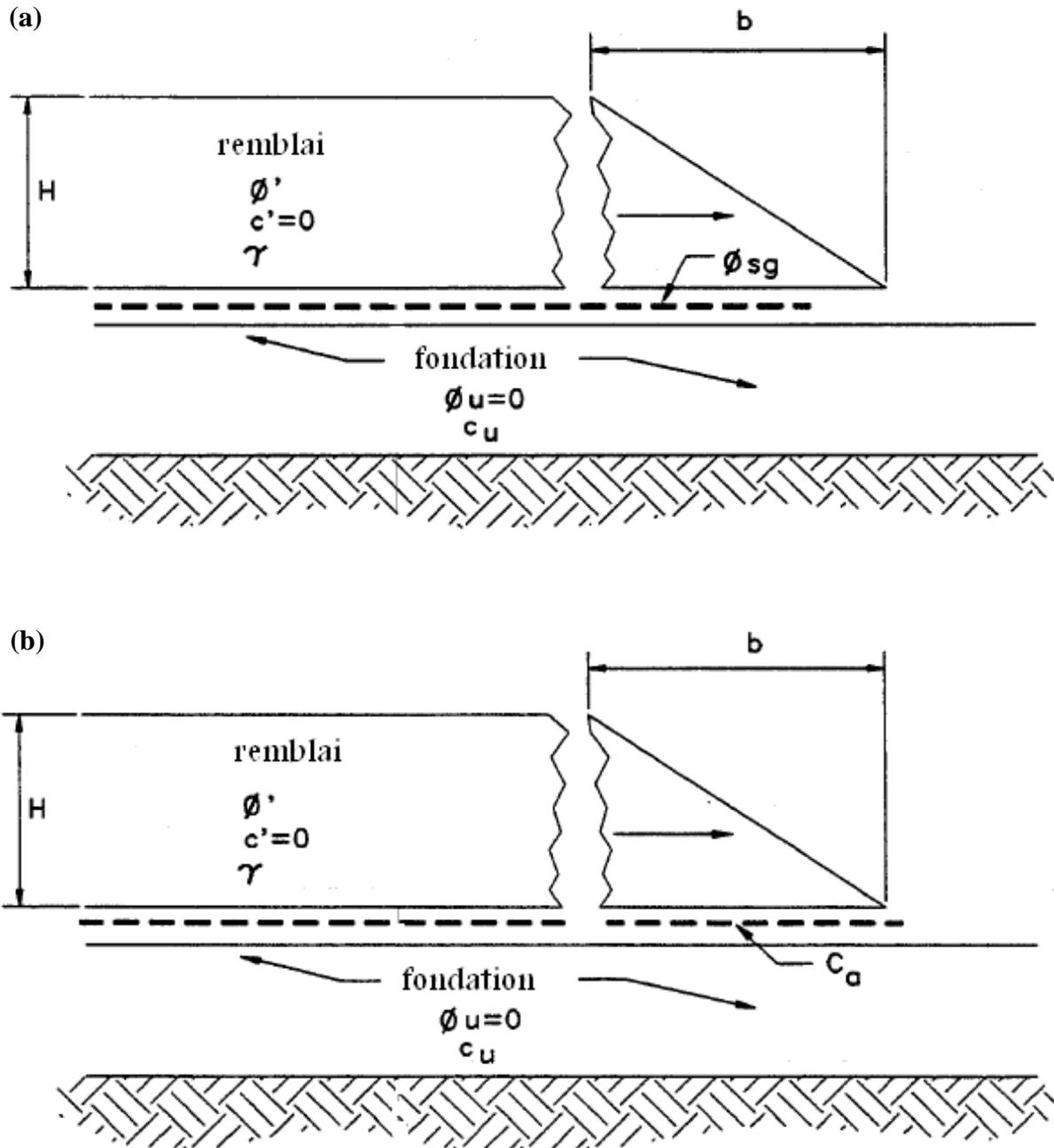
$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$  : résultante des pressions des terres ;

$K_a = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$  : coefficient de poussée ;

$C_a$  : cohésion sol-géosynthétique, doit être supposée égale à 0 pour les sols très compressibles et les remblais de faible hauteur.

alors :

$$T_{ls} = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 F_{smin} \tag{2.8}$$



**Figure 2.4** Renforcement nécessaire pour assurer la stabilité au glissement latéral [66] : (a) glissement du remblai au-dessus de renforcement ; (b) rupture de renforcement et glissement du remblai sur le sol de fondation

Si l'angle de frottement sol-géosynthétiques exigé est plus grand que celui raisonnablement réalisé avec le renforcement, le remblai et le sol de fondation, alors les pentes de remblai doivent être aplaties ou des bermes doivent être ajoutées. Généralement, il y a une résistance de frottement suffisante entre les géotextiles et les géogrilles couramment utilisés pour le renforcement et le matériau granulaire utilisé dans la construction du remblai. Si c'est le cas, alors la résultante des pressions latérales des terres doit être résistée par la résistance à la traction du renforcement.

### 2.3. Étude des tassements d'un remblai sur sol compressible

Si les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressibles entraînent surtout des incidents spectaculaires (ruptures circulaires ou poinçonnement du sol de fondation), les problèmes de tassement, ou plus généralement de déformation et de consolidation des sols de fondation ont une influence plus discrète mais aussi importante sur le comportement et par suite, le coût de construction et d'entretien des remblais sur sols compressibles.

Les déformations du sol de fondation déterminent le volume global des matériaux à mettre en œuvre pour que la plate-forme du remblai, soit à long terme au niveau prévu dans le projet. Les déformations horizontales du sol de fondation, peuvent avoir un effet défavorable sur le comportement des fondations des ouvrages d'art adjacents au remblai (poussées horizontales).

Il est indispensable dans certains cas, de prévoir l'évolution des pressions interstitielles. C'est le cas de la construction du remblai par étapes, pour profiter du renforcement du sol en cours de consolidation. L'augmentation de la cohésion non drainée  $C_u$  est proportionnelle à l'augmentation des contraintes effectives dans le sol, c'est-à-dire  $C_u$  augmente lorsque la pression interstitielle diminue.

#### 2.3.1. Décomposition du tassement en quatre termes

Il est classique de distinguer trois étapes dans les déformations du sol de fondation d'un ouvrage :

- L'application instantanée ou quasi-instantanée de la charge à la surface du sol entraîne des déformations immédiates, c'est-à-dire sans expulsion d'eau interstitielle ;
- L'expulsion d'une partie de l'eau interstitielle s'accompagne de déformations dites de consolidation (ou de consolidation primaire) ;
- Après dissipation des excès de pression interstitielle, nous constatons en général la poursuite des déformations du sol. C'est la phase de consolidation secondaire (ou

compression secondaire ou fluage), pendant laquelle le sol se déforme sous des contraintes constantes.

En général, le tassement se décompose en quatre termes selon la formule de Bourges [82] :

$$S = S_i + S_c + S_f + S_{lat} \quad (2.9)$$

avec les notations suivantes :

$S_i$  : tassement immédiat ;

$S_c$  : tassement de consolidation ;

$S_f$  : tassement de fluage ;

$S_{lat}$  : tassement dû aux déplacements latéraux.

### 2.3.2. Calcul du tassement instantané

Le calcul du tassement instantané des sols fins de fondation se fait classiquement dans l'hypothèse d'un sol complètement saturé, et de liquide incompressible. Comme nous supposons qu'il n'y a pas d'écoulement dans le sol, le tassement instantané se produit à volume constant. Le sol est supposé isotrope, homogène et qu'il est à un comportement élastique linéaire caractérisé par un module d'élasticité  $E$  et un coefficient de Poisson  $\nu = 0.5$ . Il est aussi considéré comme un demi-espace élastique, ou comme une couche d'épaisseur finie reposant sur un substratum indéformable.

Divers recueils de tables et d'abaques, ont été publiés pour la détermination des déformations élastiques des sols de fondation. La solution de Giroud [83], pour les sols de fondation monocouches, permet le calcul du tassement immédiat de la surface du sol, au point  $M$  distant de  $x$  de l'axe du remblai (figure 2.5). Il est donné par la formule suivante :

$$S_i = \frac{\gamma_R H}{E} \frac{a^2}{a-a'} \left[ r_H - \left( \frac{a'}{a} \right)^2 r_H' \right] \quad (2.10)$$

Dans laquelle nous donnons à  $r_H$  et  $r_H'$ , les valeurs lues sur la figure 2.5 en fonction de  $\left( \frac{H}{a}, \frac{x}{a} \right)$  et  $\left( \frac{H}{a'}, \frac{x}{a'} \right)$  respectivement.

Le choix du module d'élasticité  $E$  à utiliser dans le calcul du tassement immédiat est simple dans le cas d'un sol homogène. Pour les sols nettement stratifiés, le module d'élasticité  $E$  est remplacé par un module moyen  $E_m$  [82] tel que :

$$E_m = \frac{\Delta\sigma_m \sum h_i}{\sum \frac{h_i \Delta\sigma_i}{E_i}} \quad (2.11)$$

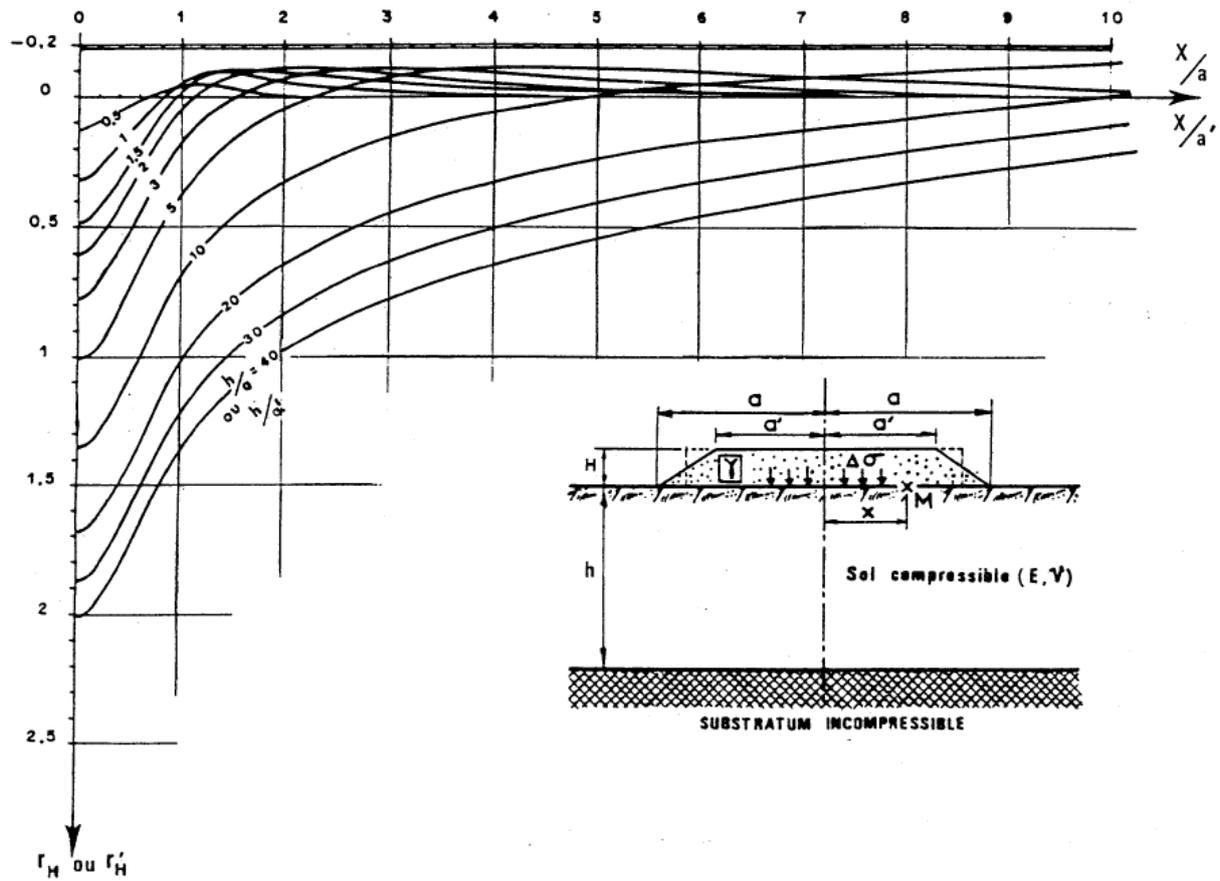
avec les notations suivantes :

$\Delta\sigma_m$  : augmentation moyenne de la contrainte verticale dans la couche compressible sous l'axe du remblai ;

$\Delta\sigma_i$  : augmentation moyenne de la contrainte verticale dans la sous couche  $i$  sous l'axe du remblai ;

$h_i$  : épaisseur de la sous couche  $i$  ;

$E_i$  : module d'Young de la sous couche  $i$ .



**Figure 2.5** Notation et abaque de Giroud [83] pour le calcul du tassement élastique immédiat ( $\nu = 0.5$ )

### 2.3.3. Calcul du tassement de consolidation

La méthode de calcul du tassement de consolidation est basée sur les principes de Terzaghi [84,85]. La prévision de ce tassement s'opère généralement en deux temps à savoir, le calcul de l'amplitude des déformations et la détermination des vitesses de tassements.

### 2.3.3.1. Amplitude des déformations

Le calcul de l'amplitude du tassement de consolidation nécessite deux étapes qui consistent, pour la première, à déterminer le champ des contraintes dans le sol et, pour la seconde, à calculer le tassement à partir de ces contraintes et des résultats des essais en laboratoire.

Pour un sol multicouche, le tassement de chaque couche est calculé à partir des valeurs sur le plan moyen de chaque couche et le tassement total est obtenu par sommation des tassements élémentaires.

En présence d'une couche homogène de forte épaisseur, on améliore la précision des calculs en subdivisant la couche en sous-couches et en procédant comme pour un multicouche.

#### a) Calcul des contraintes

L'épaisseur de la couche compressible est suffisamment importante par rapport aux dimensions du remblai. Il est donc préférable de tenir compte de la distribution réelle des contraintes. Dans ce cas, nous utilisons généralement l'abaque d'Osterberg [86] qui donne la distribution de la contrainte verticale due à une charge en forme de trapèze rectangle infiniment longue. La surcharge verticale  $\Delta\sigma_z$  en un point  $M$ , à la profondeur  $Z$ , causée par le remblai est :

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_R I_z \quad (2.12)$$

$$\Delta\sigma_R = \gamma_R H \quad (2.13)$$

Avec  $I_z = 2I$  où  $I$  est le coefficient d'influence lu sur l'abaque d'Osterberg [86] en fonction des paramètres  $\frac{a}{z}$  et  $\frac{b}{z}$  (figure 2.6).

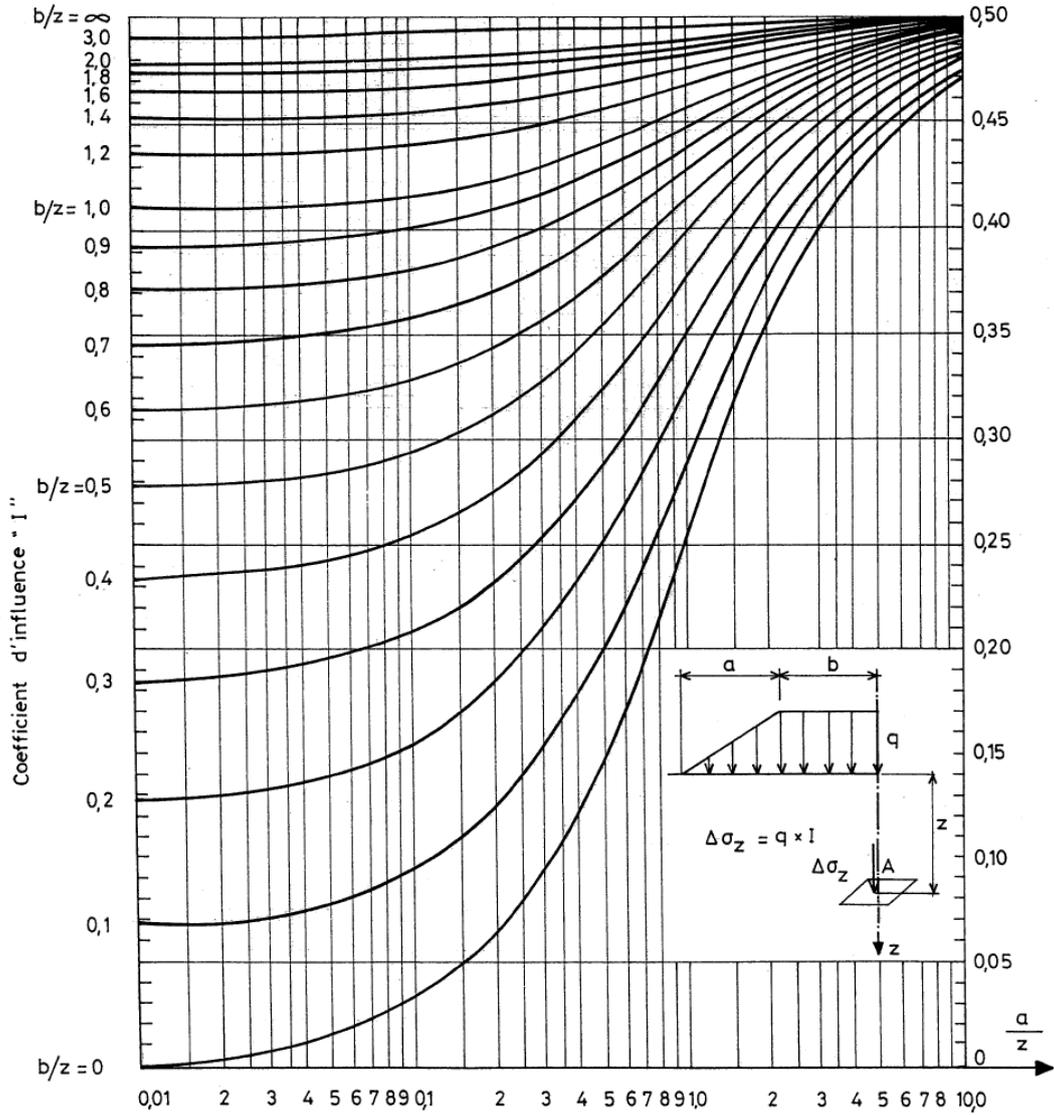
Le coefficient d'influence  $I$  peut être aussi déterminé par la formule suivante, établie par Osterberg [86] avec les notations de la figure 2.7 :

$$I = \frac{1}{\pi} \left[ \left( \frac{a+b}{a} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{b}{a} \alpha_2 \right] \quad (2.14)$$

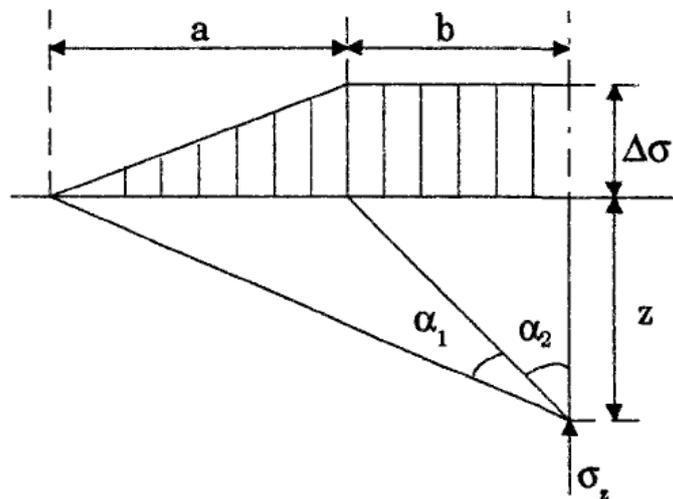
avec :

$$\alpha_1 = \arctan \left( \frac{a+b}{z} \right) - \arctan \left( \frac{b}{z} \right) \quad (2.15)$$

$$\alpha_2 = \arctan \left( \frac{b}{z} \right) \quad (2.16)$$



**Figure 2.6** Abaque d'Osterberg [86] pour le calcul du coefficient d'influence sous une charge en forme de demi-remblai



**Figure 2.7** Notations utilisées dans l'abaque et la formule d'Osterberg [86]

## b) Amplitude des déformations

Le calcul du tassement de consolidation s'effectue à partir des caractéristiques de compressibilité mesurées à l'oedomètre (sans déformation latérale du sol). Le sol de fondation est supposé être formé de plusieurs sous couches qui se tassent sous l'effet des contraintes  $\Delta\sigma_z$ . Le tassement  $S_{oed}$  d'une tranche verticale de sol se calcule à l'aide de la formule oedométrique. Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } \sigma'_{vf} > \sigma'_p : S_{oed} = \frac{H}{1+e_0} \left( C_s \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right) \quad (2.17)$$

$$\text{Si } \sigma'_{vf} \leq \sigma'_p : S_{oed} = \frac{H}{1+e_0} C_s \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.18)$$

Dans laquelle  $H$ ,  $e_0$ ,  $C_s$ ,  $C_c$ ,  $\sigma'_{v0}$  et  $\sigma'_p$  sont respectivement la hauteur, l'indice des vides, l'indice de gonflement, l'indice de compressibilité, la contrainte verticale initiale et la contrainte de préconsolidation dans la sous couche de sol. La contrainte effective verticale à mi-couche, notée  $\sigma'_{vf}$ , est égale à la contrainte verticale initiale plus l'accroissement de contrainte induit par le l'ouvrage ( $\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z$ ).

### 2.3.3.2. Correction de Skempton-Bjerrum

Skempton et Bjerrum [87], ont constaté que les tassements de consolidation observés sous les ouvrages sont souvent différents de ceux déduites des essais oedométriques. Ils ont attribué cette différence au caractère tridimensionnel des déformations immédiates des sols, qui comprendraient une partie du tassement calculé d'après les formules oedométriques.

Pour tenir compte de cette différence, ils ont proposé de corriger le tassement  $S_{oed}$  par un facteur  $\mu(A)$ , dépendant de la valeur du coefficient  $A$  de génération des surpressions interstitielles dans les sols saturés chargés rapidement :

$$S_c = \mu(A)S_{oed} \quad (2.19)$$

La valeur de  $\mu(A)$  a été calculée dans l'hypothèse où le sol est élastique isotrope. Elle est donnée par la relation suivante :

$$\mu = A + \alpha(1 - A) \quad (2.20)$$

Avec des coefficients  $A$  et  $\alpha$  dont les valeurs sont indiquées dans les tableaux (2.1) et (2.2). Le coefficient  $\alpha$  dépend de la largeur  $B$  ou du diamètre  $B$  de la charge et de l'épaisseur  $H$  de la couche molle.

**Tableau 2.1** Valeur du coefficient de pression interstitielle  $A$  [87]

Type de sol	$A$
Argiles très surconsolidées	$\leq 0.2$
Argiles surconsolidées	0.2 à 0.5
Argiles normalement consolidées	0.5 à 1
Argiles très sensibles	1 à 1.2

**Tableau 2.2** Valeur du coefficient géométrique  $\alpha$  [87]

$H/B$	Semelle circulaire	Semelle filante
0	1.00	1.00
0.25	0.67	0.74
0.5	0.50	0.53
1	0.38	0.37
2	0.30	0.26
4	0.28	0.20
10	0.26	0.14
$\infty$	0.25	0

**Remarque :** Pour les argiles alluvionnaires, la valeur de  $\mu$  est prise égale à 1.

### 2.3.4. Calcul du tassement de fluage

Plusieurs méthodes de calcul permettent la détermination du tassement secondaire du sol. La méthode la plus couramment utilisée est celle de Buisman et Koppejan [88]. Il est admis que le tassement supplémentaire  $S_f$  dû à la compression secondaire s'applique au-delà de  $t_{100}$ , fin de la consolidation primaire. Pour  $t \leq t_{100}$ , le tassement suit une loi où intervient en particulier, la théorie de la consolidation.

La méthode est basée sur l'hypothèse fondamentale que le tassement relatif d'une couche de sol dû à la compression secondaire, suit une fonction du logarithme du temps, une loi linéaire, indépendante de l'épaisseur de la couche considérée (figure 2.8).

Pour  $t > t_{100}$ , la loi de tassement s'écrit :

$$S_f = \Delta\sigma h \alpha \log \frac{t}{t_{100}} \quad (2.21)$$

avec les notations :

$\Delta\sigma$  : charge due au remblai ;

$h$  : épaisseur initiale de la couche compressible ;

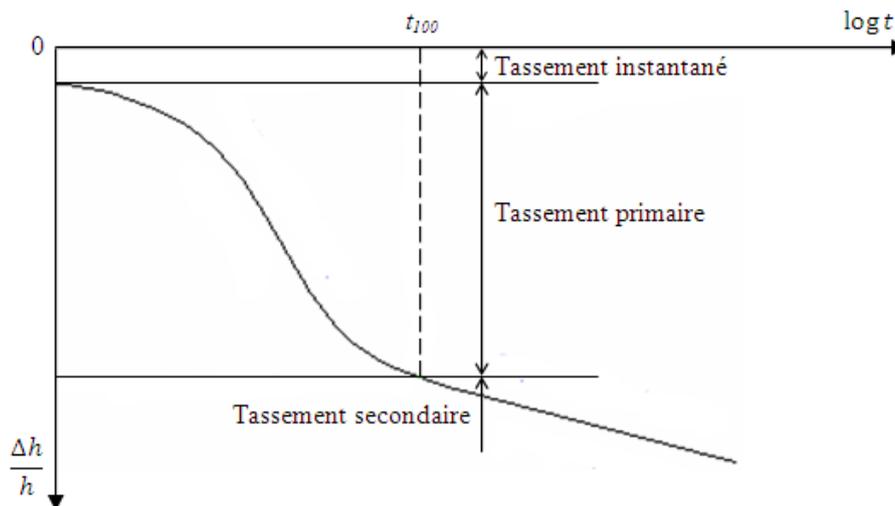
$\alpha$  : coefficient de proportionnalité déterminé à l'oedomètre (essai de longue durée) ;

$t_{100}$  : temps correspondant à la fin de la consolidation primaire.

Cette relation a l'inconvénient de ne pas présenter de limite finie : on admet généralement que le maximum du tassement du fluage est atteint au bout de dix ans. D'autres théories, basées sur des descriptions plus complexes, donnent des tassements secondaires d'amplitude finie. Le plus connu de ces modèles est celui de Gibson et Lo [89], qui donne pour tassement de fluage :

$$S_f = \Delta\sigma'_z H_0 b \quad (2.22)$$

où  $b$ , qui représente la compression secondaire, est déterminé par un essai oedométrique de longue durée.



**Figure 2.8** Tassement secondaire. Méthode de Buisman-Koppejan [88]

### 2.3.5. Calcul du tassement dû aux déplacements latéraux

En l'état actuel des connaissances, il n'existe pas de méthode de calcul analytique pour la détermination de ce terme. Toutefois, on peut utiliser les résultats de Bourges et Mieussens [90] sur les déplacements latéraux sous les remblais, qui permettent de convertir le volume correspondant à ces déplacements en un tassement supplémentaire du sol (figure 2.9).

L'aire  $A$  est égale à  $0.11 D S_{oed}$  ; le déplacement dû aux déplacements latéraux prend alors la valeur :

$$S_{lat} = \frac{0.11 D S_{oed}}{B} \quad (2.23)$$

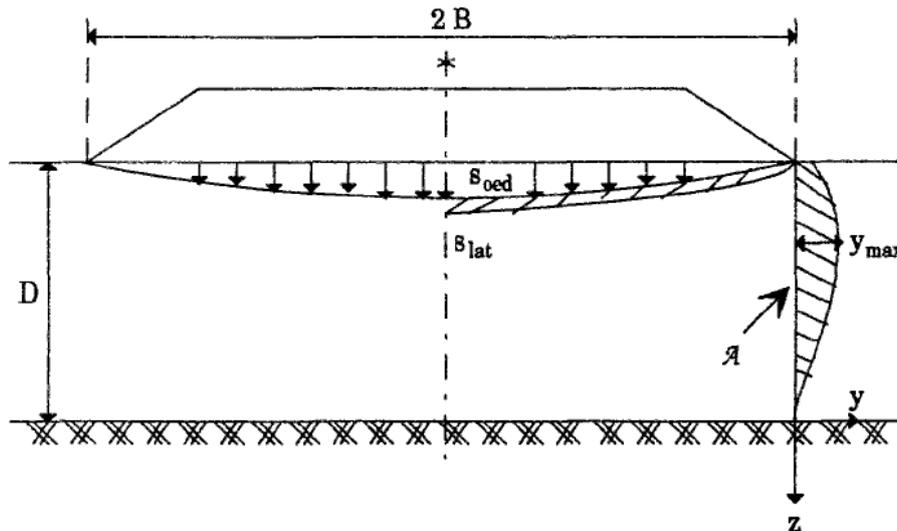


Figure 2.9 Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux [90]

### 2.3.6. Vitesse de tassement

La théorie de Terzaghi permet, moyennant certaines hypothèses, d'évaluer le temps de consolidation. Elle se rapporte à une couche homogène de sol compressible saturé, s'étendant à l'infini dans le sens horizontal et chargée uniformément et instantanément sur toute sa surface.

Elle est basée sur un certain nombre d'hypothèses, dont les principales sont les suivantes :

- Les vides sont complètement saturés, la compressibilité de l'eau et des particules solides est négligeable vis-à-vis de celle du squelette solide ;
- La loi de Darcy est rigoureusement applicable ;
- Le sol est homogène et isotrope ;
- Le coefficient de perméabilité et le coefficient de compressibilité sont constants au cours de la consolidation ;
- La couche ne subit pas de déformation latérale.

La pression interstitielle varie avec le temps  $t$  et la profondeur  $z$  suivant l'équation différentielle suivante, due à Terzaghi :

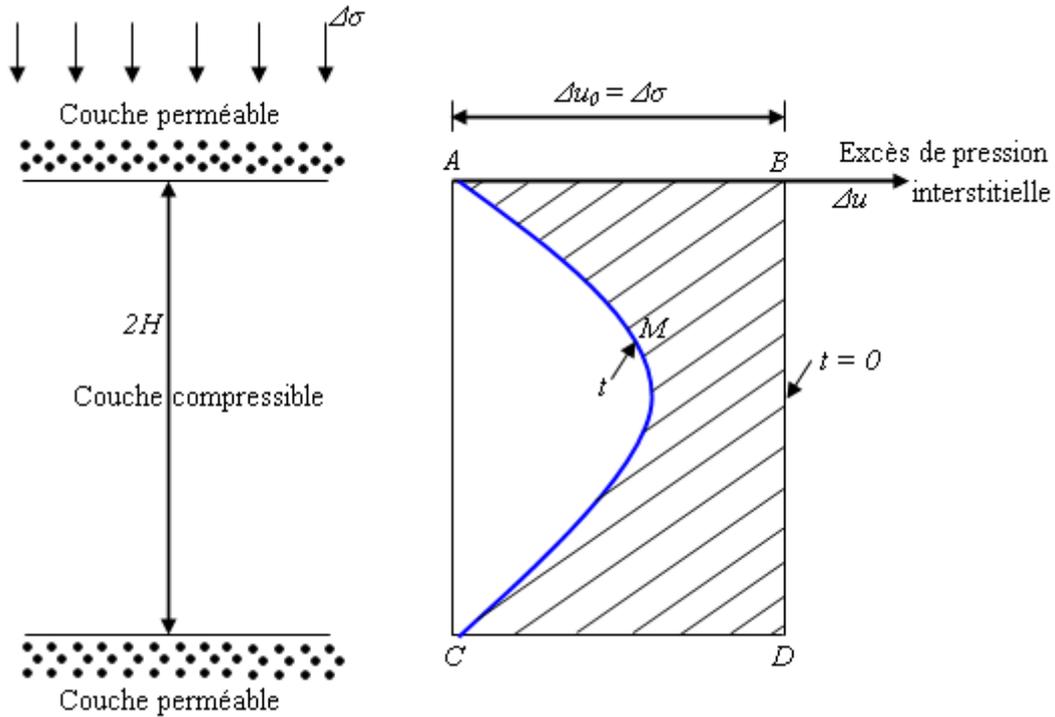
$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.24)$$

$u$  représente ici l'excès de pression interstitielle  $\Delta u$  ;

$C_v$  est le coefficient de consolidation verticale.

La résolution de cette équation différentielle, conduite à la solution  $U = f(T_v)$  ; dans laquelle  $U$  est le degré de consolidation défini à l'instant  $t$  par le rapport (figure 2.10) :

$$U = \frac{\text{aire } ABDCMA}{\text{aire } ABDC} \tag{2.25}$$



**Figure 2.10** Variation de l'excès de pression interstitielle avec le temps et avec la profondeur au cours de la consolidation

La linéarité des déformations par rapport aux contraintes permet de donner de  $U$ , une seconde définition équivalente à la première :

$$U(t) = \frac{S_t}{S} \tag{2.26}$$

avec :

$S_t$  : le tassement à l'instant  $t$  ;

$S$  : le tassement final.

Le degré de consolidation  $U(t)$  est donc indicateur de l'amplitude des tassements qui sont produits au temps considéré. La solution de l'équation de Terzaghi s'écrit :

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_1^{\infty} \frac{1}{(2m-1)^2} e^{-\frac{\pi^2(2m-1)^2}{4} T_v} \tag{2.27}$$

$T_v$  est le facteur temps, sans dimension, lié au temps  $t$  et aux caractéristiques géométrique  $H$  et mécaniques par la relation :

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{KE'}{H^2 \gamma_w} t \quad (2.28)$$

avec :

$$C_v = \frac{KE'}{\gamma_w} \quad (2.29)$$

En pratique, nous nous intéressons toutefois aux vitesses de tassement qui se produisent du degré de consolidation  $U(t)$  précédemment. L'abaque  $U = f(T_v)$ , qui donne le degré de consolidation  $U$  en fonction du facteur temps est le principal outil du projeteur pour le calcul des vitesses de tassement, des remblais sans drains. Ces abaques sont utilisés de la façon suivante :

- ✓ Calcul du facteur temps  $T_v$  ;
- ✓ Lecture de  $U$  correspondante sur l'abaque de la figure 2.11.

Nous pouvons en première approximation, calculer le tassement à l'instant  $t$ , à partir du tassement de consolidation  $S_c$ , au moyen de la formule :

$$S(t) = U(t)S_c \quad (2.30)$$

L'évolution du tassement de consolidation en fonction du temps d'une couche d'épaisseur  $h_i$  s'écrit :

$$\Delta h_i(t) = h_i \frac{C_{ci}}{1+e_{oi}} \log \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta \sigma_i U(t)}{\sigma'_{pi}} \quad (2.31)$$

$U(t)$  étant le degré moyen de consolidation à l'instant  $t$  et  $\Delta \sigma_i$  l'accroissement moyen de contrainte verticale dû au remblai, pour la couche considérée.

Dans le cas des sols stratifiés (figure 2.12) où le coefficient de consolidation est variable d'une couche à l'autre, nous déterminons en général un coefficient de consolidation équivalent et l'on traite le sol comme une monocouche.

Absi [91], propose de calculer la valeur de  $C_v$  équivalent par la formule :

$$C_{veq} = \frac{\left( \sum_i h_i \right)^2}{\left( \sum_i \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right)^2} \quad (2.32)$$

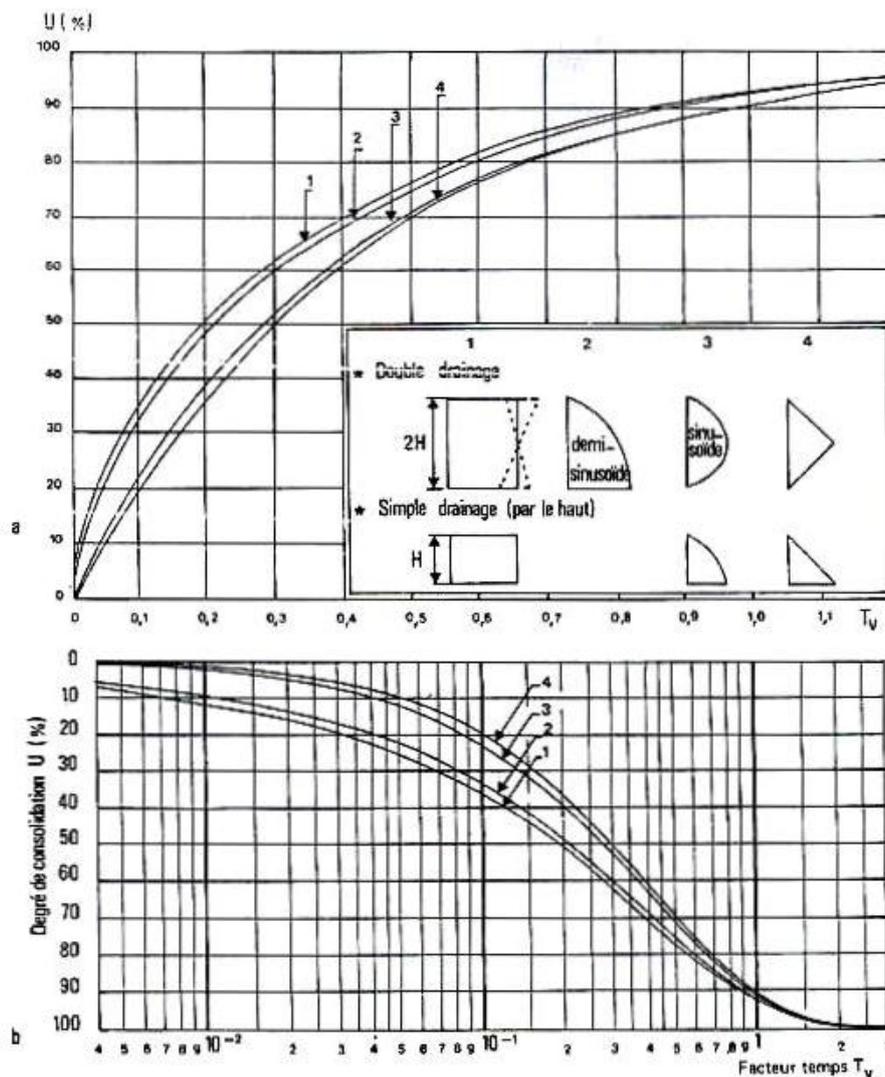


Figure 2.11 Consolidation unidimensionnelle. Degré de consolidation en fonction du facteur temps, d'après Terzaghi [85]

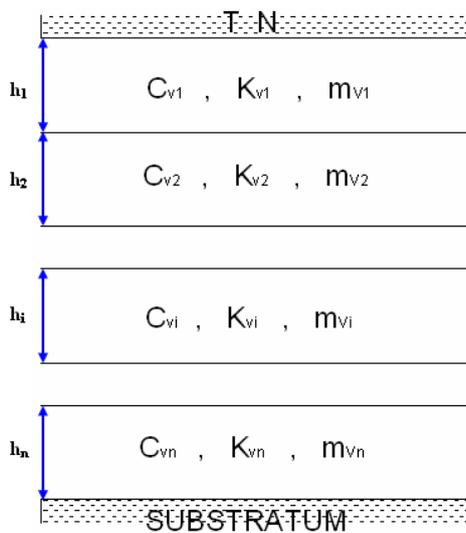
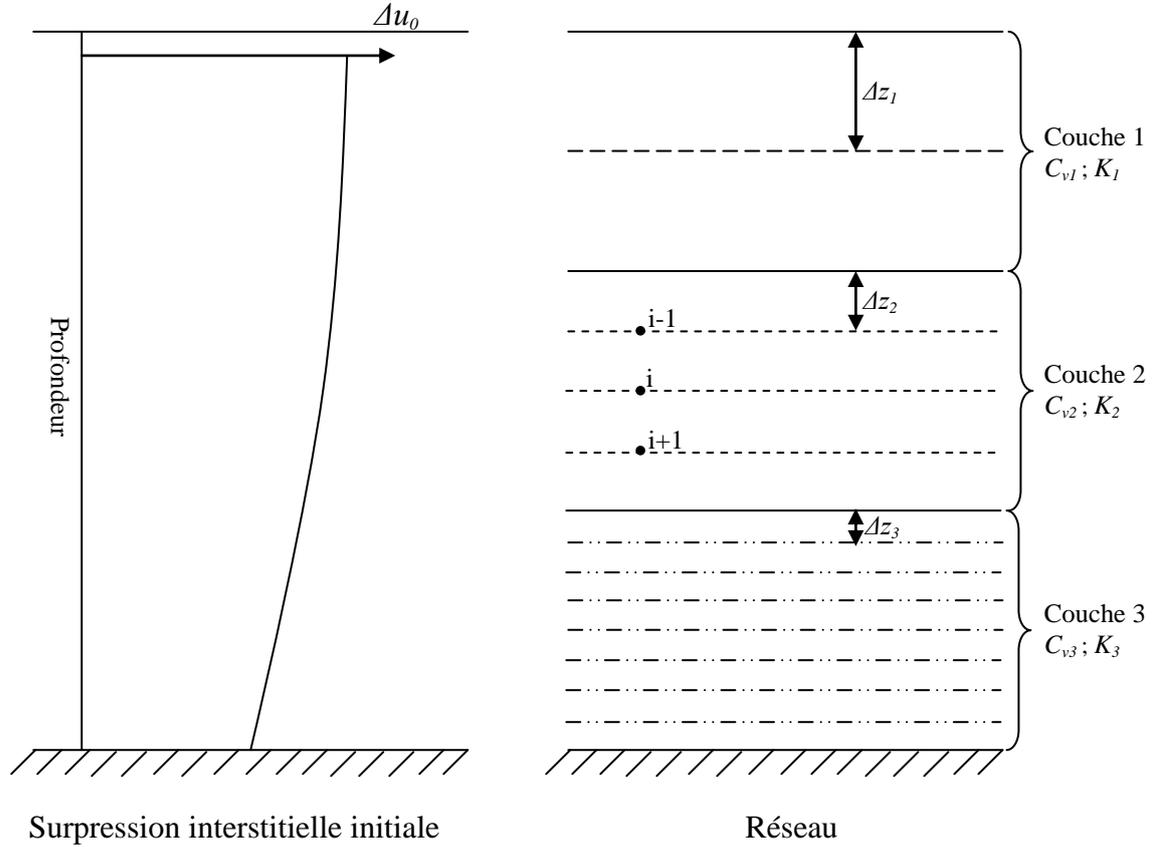


Figure 2.12 Sol stratifié. Notations

Lorsque la couche compressible est composée de plusieurs sous-couches de coefficients de consolidation différents, et lorsque la surpression interstitielle initiale est variable, l'équation de consolidation de Terzaghi (équation 2.24) peut être résolue numériquement par la méthode des différences finies [92] (figure 2.13).



**Figure 2.13** Résolution de l'équation de la consolidation par la méthode des différences finies

En prenant pour les tranches horizontales d'épaisseur  $\Delta z$  l'indice  $i$  et pour les intervalles de temps l'indice  $j$ , on peut former un tableau à deux variables  $i$  et  $j$ , et calculer la pression interstitielle  $u_{i,j}$  aux nœuds du tableau, en écrivant l'équation (2.24) sous forme de différences finies.

$$\frac{u_{i,j} - u_{i,j-1}}{\Delta t} = C_v \frac{u_{i+1,j} - 2u_{i,j} + u_{i-1,j}}{\Delta z^2}$$

Soit

$$u_{i,j+1} - u_{i,j} = \alpha (u_{i+1,j} - 2u_{i,j} + u_{i-1,j}) \quad (2.33)$$

avec

$$\alpha = \frac{C_v \Delta t}{\Delta z^2}$$

Pour le calcul à la main, il est commode de prendre  $\alpha = \frac{1}{2}$ , l'équation (2.33) devenant :

$$u_{i,j+1} = \frac{1}{2}(u_{i+1,j} + u_{i-1,j}) \quad (2.34)$$

D'après Scott [93], il est plus exact de prendre  $\alpha = \frac{1}{6}$ . Ceci est possible, en faisant les calculs à l'ordinateur [94].

Pour les différentes couches de coefficients de consolidation  $C_{v1}, C_{v2}, \dots, C_{vn}$  différents, en conservant la même valeur de  $\alpha$  et le même  $\Delta t$ , les épaisseurs de tranche doivent satisfaire à :

$$\frac{\Delta z_1}{\sqrt{C_{v1}}} = \frac{\Delta z_2}{\sqrt{C_{v2}}} = \dots = \frac{\Delta z_n}{\sqrt{C_{vn}}}$$

De plus, en passant d'une couche à une autre, on écrit la continuité du débit, ce qui donne, pour la pression interstitielle  $u_{i,j}$  à l'interface des deux couches de coefficient de consolidation  $C_{v1}$  et  $C_{v2}$  et de coefficient de perméabilité  $K_1$  et  $K_2$ .

$$u_{i,j} = u_{i+1,j} - \frac{u_{i+1,j} - u_{i-1,j}}{1 + \frac{K_2 \Delta z_1}{K_1 \Delta z_2}} \quad (2.35)$$

L'application des formules de récurrence nécessite certaines hypothèses.

Si la surpression interstitielle initiale est égal à  $u_0$  au niveau d'une couche drainante, pour le calcul, on prendra : Pour  $t = 0$ ,  $u = \frac{u_0}{2}$  ; et pour  $t > 0$ ,  $u = 0$ .

Si la couche compressible est limitée à la partie inférieure par une base imperméable, la surpression interstitielle sur celle-ci est déterminée à l'aide de la relation (2.33) et des valeurs de surpression interstitielle sur l'horizontale supérieure immédiate et sur son symétrique par rapport à la base imperméable, les surpressions interstitielles sur ces deux lignes étant identiques.

Cette méthode permet de tracer les isochrones représentant la surpression interstitielle à différentes époques et, de ce fait, de déterminer le degré de consolidation.

$$U = 1 - \frac{\int_0^H u_z dz}{\int_0^H (u_0)_z dz} \quad (2.36)$$

Notons que la formule (2.36) permet de déterminer le degré de consolidation pour toute la couche compressible ainsi que par sous-couche individualisée.

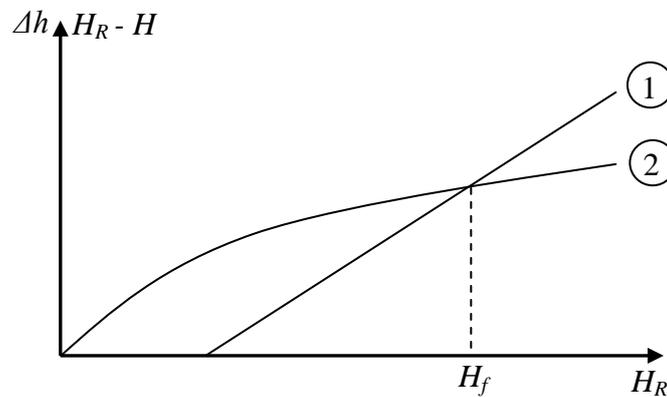
### 2.3.7. Hauteur supplémentaire à donner au remblai pour compenser le tassement

Si  $H$  est la différence entre la cote du terrain naturel et la cote du projet, l'épaisseur  $H_R$  du remblai sera telle que  $H_R = H + \Delta h$ , où  $\Delta h$  est le tassement provoqué par le remblai d'épaisseur  $H_R$ .

Nous traçons sur la même graphique (figure 2.14) les courbes suivantes :

- La droite représente la variation de  $H_R = H$  en fonction de  $H_R$  (courbe 1) ;
- La courbe donnant la variation du tassement  $\Delta h$  en fonction de  $H_R$  (courbe 2).

Ces deux courbes se rencontrent pour une valeur  $H_R = H_f$ , hauteur à donner au remblai pour que sa cote supérieure soit celle du projet à la fin des tassements.



**Figure 2.14** Détermination de la hauteur finale à donner au remblai pour tenir compte des tassements

## 2.4. Conclusion

Une branche importante de la géotechnique est constituée par l'étude des fondations des structures, et notamment la détermination de leurs tassements. Cette connaissance (des tassements) doit être la plus complète possible pour la bonne prévision du comportement ultérieur de l'ouvrage.

Les tassements peuvent apparaître juste au début de la construction et se stabiliser par la suite : il s'agit alors de tassement instantané et de tassement de consolidation. La consolidation est un phénomène élastoplastique, différé dans le temps, dont la durée dépend de la perméabilité du matériau. Elle prend fin lorsque la pression interstitielle retrouve sa valeur initiale. Dans certains cas, le tassement ne se stabilise pas et continue au-delà de la fin

supposée de la consolidation primaire : il s'agit alors du tassement à long terme : ce phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage. Ces tassements secondaires peuvent avoir des conséquences graves sur l'ouvrage plusieurs décennies après la fin de sa construction. Le phénomène de fluage mérite donc d'être étudié avec précision pour pallier à ces éventuels problèmes.

La construction des ouvrages sur sols mous fait l'objet de cette partie : les propriétés mécaniques des sols mous en tant que sols de fondation sont caractérisés par :

- Une faible résistance au cisaillement à court terme qui s'accroît avec la consolidation du sol ;
- Une grande compressibilité conduisant, sous charges, à des tassements de grande amplitude.

Ces propriétés mécaniques particulières rendent de tels sols inaptes à supporter des fondations d'ouvrages. Par contre, un remblai peut s'adapter à des déformations, mêmes importantes, et par conséquent être fondé sur ces sols très compressibles.

Les problèmes posés par le comportement des sols mous chargés par des remblais sont de deux types : les problèmes de stabilité et les problèmes de tassement.

Une étude préalable doit permettre de définir la loi de tassement en fonction du temps et de préconiser éventuellement des méthodes pour réduire ou accélérer ce tassement. Alors, le choix d'une solution doit être fait, d'une part, à partir de considérations économiques, d'autre part, à partir des éléments techniques arrivant en conclusion des études de stabilité et de tassement.

Les calculs de stabilité et de tassement ne sont effectués qu'après une étude sérieuse des sols de fondation qui permet de les diviser en couches affectées de caractéristiques physiques et mécaniques moyennes représentatives. Ces caractéristiques sont obtenues à partir d'essais in-situ et d'essais en laboratoire sur échantillons intacts extraits du sol par sondage.

Pendant et après la construction du remblai suivant la méthode choisie, il est nécessaire de vérifier que le sol de fondation se comporte bien comme prévu, ou au contraire de modifier les conclusions de l'étude en fonction du comportement constaté. Compte tenu de la relative incertitude de certains calculs, il est donc indispensable d'effectuer des mesures d'auscultation en place (mesures des tassements et des pressions interstitielles).

## **PARTIE II**

# **SIMULATION NUMÉRIQUE**

# CHAPITRE 3

## MODÈLES DE COMPORTEMENT ET OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ

### 3.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter les lois de comportement utilisées dans cette thèse ainsi que le code PLAXIS [1] utilisé pour élaborer les simulations numériques.

La simulation numérique d'un remblai renforcé par des géosynthétiques sur sols compressibles est un problème complexe qui présente un comportement non linéaire et la mise en jeu de plusieurs éléments à savoir : sol de fondation, remblai, interfaces et élément géogrille.

Ces conditions complexes nécessitent un outil numérique bien adapté. Nous présentons ici les principes du code de calcul PLAXIS qui a été utilisé pour nos simulations bidimensionnelles.

La rédaction de ce chapitre doit beaucoup au manuel de PLAXIS [1], édité par, Brinkgreve et al. (2011).

### 3.2. Description du code de calcul PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à

consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

Le logiciel PLAXIS intègre de nombreux modèles constitutifs adaptables à un grand nombre de matériaux, on peut citer le modèle élastique, modèle de Mohr-Coulomb, modèle pour les roches fracturées, modèle de sol avec écrouissage, modèle pour les sols mous, modèle pour les sols mous avec fluage. Le logiciel permet même à l'utilisateur d'introduire une nouvelle loi de comportement.

### 3.2.1. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode mathématique qui permet la résolution d'équations différentielles. Elle a été développée dans les années 60 et permet de décrire le comportement global d'une structure complexe à partir de fonctions simples et paramétrées définies pour chaque zone du modèle. Un maillage du domaine à étudier permet de définir des zones élémentaires appelées éléments. Ceux-ci sont reliés entre eux en différents points dénommés nœuds.

Cette méthode consiste à résoudre de manière discrète une équation aux dérivées partielles dont on cherche une solution approchée. Elle comporte des conditions aux limites permettant d'assurer l'existence et l'unicité de la solution. La discrétisation du problème consiste à vérifier les équations de base en un nombre limité de points (nœuds). Ainsi, on obtient une formulation algébrique du problème initial. La solution algébrique obtenue correspond aux composantes de la solution approchée du problème pour les éléments.

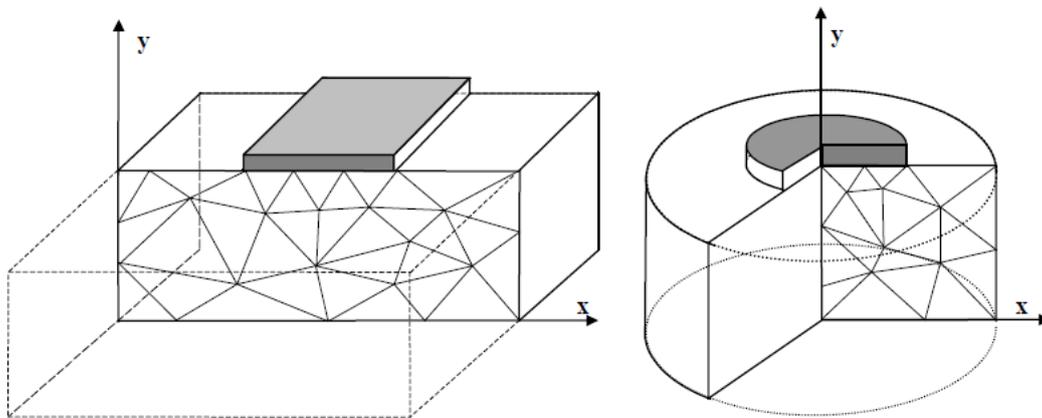
### 3.2.2. Types de modèle

PLAXIS peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (*Plane strain*), soit axisymétriques (*Axisymmetric*), (figure 3.1).

Les modèles en déformations planes (*Plane strain*) sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction  $z$ ). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction  $z$  sont intégralement prises en compte.

Les modèles axisymétriques (*Axisymmetric*) sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. À noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée  $x$  représente le rayon et la coordonnée  $y$  correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées  $x$  négatives.

Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de modèles en déformations planes ou de axisymétrique a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions  $x$  et  $y$ .



**Figure 3.1** Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique

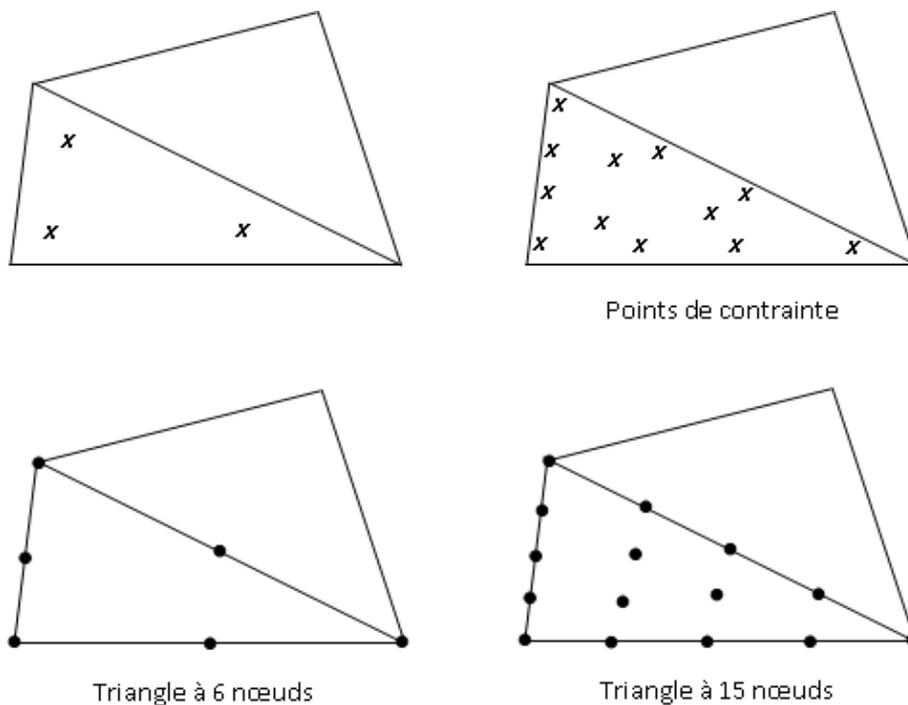
### 3.2.3. Discrétisation en 2D

Le milieu continu est discrétisé par des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (figure 3.2) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. Le triangle à 15 nœuds fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de *phi-c reduction*. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévaluées avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.

Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis.



**Figure 3.2** Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

### 3.2.4. Options par défaut et solutions approchées

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

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

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

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état  $K_0$  donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre  $K_0$  et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option  $K_0$  est particulièrement intéressante et réaliste dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

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

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de

résolution, ... etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

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

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

### 3.3. Modèles de comportement

#### 3.3.1. Modèle élastique linéaire

Ce modèle a été utilisé dans cette thèse pour modéliser le géosynthétique de renforcement. Les lois de comportement relient les sollicitations appliquées  $\sigma_{ij}$  à la réponse en déformations des matériaux  $\varepsilon_{ij}$ . Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes par la relation de Hooke qui adopte les formes établies dans l'équation 3.1 et dans l'équation 3.2.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.1)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.2)$$

Où  $E$  et  $\nu$  sont le module d'Young et le coefficient de Poisson et  $\delta_{ij}$  est l'indice de Kronecker. Le modèle rhéologique relatif à l'élasticité linéaire peut être représenté par un ressort de raideur  $E$ .

**Tableau 3.1** Relations entre constantes élastiques [95]

Couple de paramètres utilisés	Expression des paramètres			
	Module de cisaillement $G$	Module d'Young $E$	Module volumique $K$	Coefficient de Poisson $\nu$
$G, E$	$G$	$E$	$\frac{GE}{9G - 3E}$	$\frac{E - 2G}{2G}$
$G, K$	$G$	$\frac{9GK}{3K + G}$	$K$	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$
$G, \nu$	$G$	$2G(1 + \nu)$	$\frac{3G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$	$\nu$
$K, E$	$\frac{3KE}{9K - E}$	$E$	$K$	$\frac{3K - E}{6K}$
$E, \nu$	$\frac{E}{2(1 + \nu)}$	$E$	$\frac{E}{3(1 - 2\nu)}$	$\nu$
$K, \nu$	$\frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)}$	$3K(1 - 2\nu)$	$K$	$\nu$

Le modèle élastique utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . L'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $K_u$  est infini (correspondant à  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. Les relations entre ces divers paramètres sont résumées dans le tableau 3.1.

### 3.3.2. Lois de comportement élastoplastique

Un comportement de type élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'en première approche car il ne permet pas de prendre en compte de déformations irréversibles. La plupart des matériaux sont en effet élastoplastiques, leur comportement est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et de déformations irréversibles. La déformation totale est la somme des déformations élastiques  $\varepsilon^e$  et plastiques  $\varepsilon^p$ . Elle est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.3)$$

Les modèles élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales : la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement. Nous allons dans ce qui suit, exposer les bases pour chacune de ces notions.

### a) Notion de surface de charge

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties :

- L'intérieur de la surface de charge correspond à un état de déformations réversibles (élastiques) ;
- La surface de charge en elle-même correspond à un état de déformations pouvant se décomposer de la manière suivante : une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastiques).

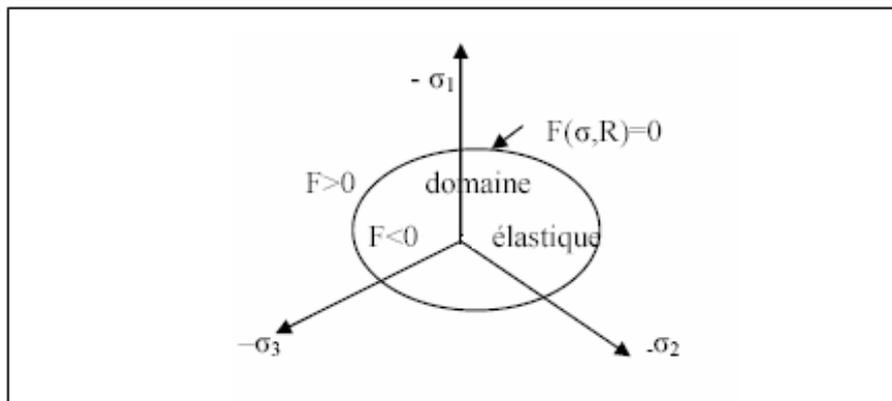
La frontière entre ces deux domaines est caractérisée par une fonction scalaire  $F$  appelée fonction de charge :

$$F(\sigma_{ij}, R) = 0 \quad (3.4)$$

avec :

$\sigma_{ij}$  : tenseur des contraintes ;

$R$  : ensemble des paramètres d'écrouissage.



**Figure 3.3** Surface de charge

Trois cas de figure se présentent donc :

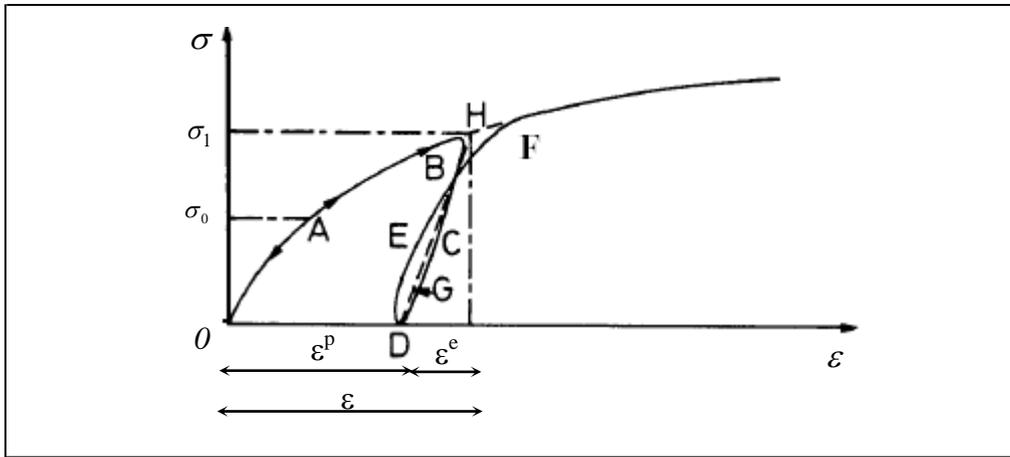
- $F < 0$  Intérieur de la surface, ce domaine est élastique ;
- $F = 0$  Les déformations élastiques peuvent être, éventuellement, accompagnées de déformations plastiques ;
- $F > 0$  État de contraintes physiquement impossible en élastoplasticité.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge  $F = 0$ , deux cas de comportements élastoplastiques sont possibles (figure 3.3) :

- La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écrouissage ;
- La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage).

### b) Notion de règle d'écrouissage

L'écrouissage d'un matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. L'essai de traction (ou de compression) uniaxiale (figure 3.4) va nous permettre de décrire cette notion d'écrouissage.



**Figure 3.4** Essai de compression (ou de traction) uniaxiale d'un matériau

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est-à-dire que, quand on décharge on revient en O. Le point A, représentant le point limite au-delà duquel on n'a plus de comportement élastique, correspond à une contrainte caractéristique dite « seuil » de plasticité initial ou « limite élastique ». Après l'avoir franchi, et si, étant au point B par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD. La déformation qui reste  $OD = \varepsilon^p$  est une déformation irréversible, dite plastique. On est donc entré dans le domaine plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF, F étant le prolongement du chemin OAB. Il rejoint alors le chemin du premier chargement.

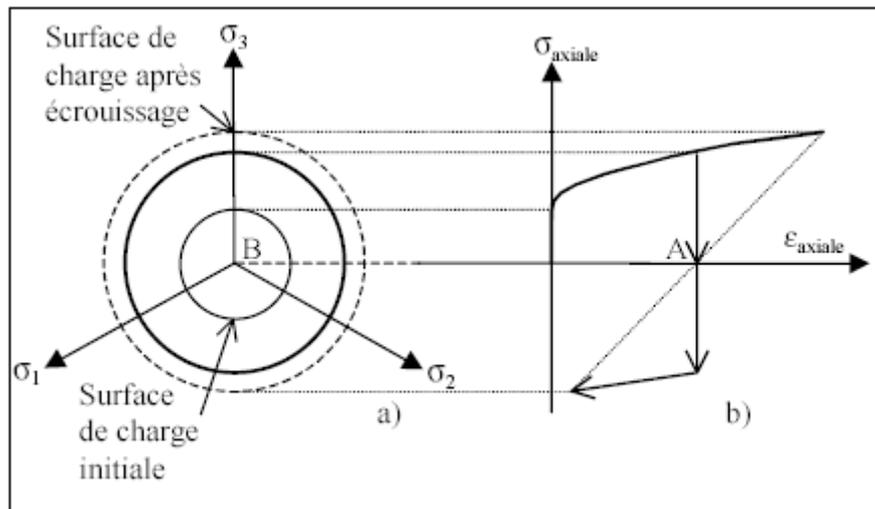
On peut assimiler en général la courbe BCDEF à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le précédent A. C'est justement cette élévation du seuil de plasticité qui s'appelle écrouissage. Le domaine élastique d'un matériau dépend donc de l'état d'écrouissage du matériau.

L'écroutissement du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écroutissement  $R$ . Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. Ces variables peuvent être par exemple des scalaires fonctions des déformations plastiques comme pour le modèle de Cam-Clay [96,97] qui utilise la déformation volumique plastique comme paramètre d'écroutissement, ou bien des tenseurs par exemple  $\varepsilon_{ij}^p$ .

En général, on peut distinguer quatre catégories de loi d'écroutissement :

– **Écroutissement isotrope**

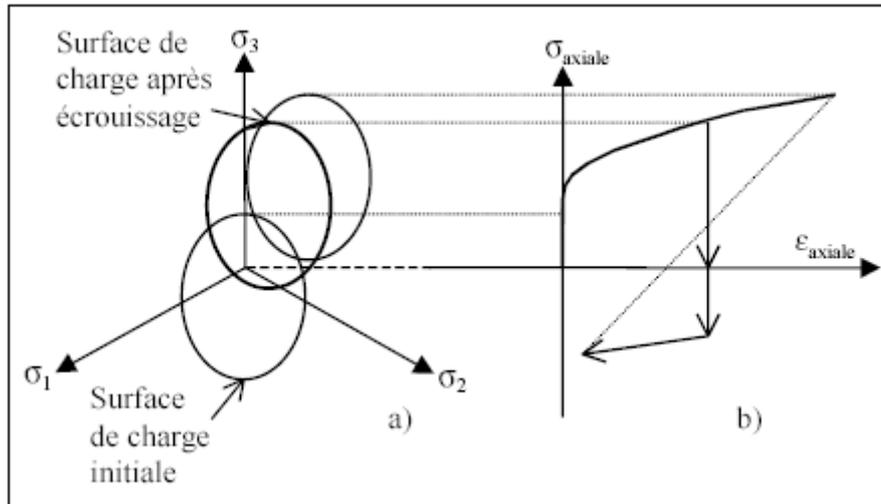
L'écroutissement est dit isotrope, quand l'évolution de la surface de charge n'est gouvernée que par un seul paramètre scalaire, par exemple la déformation plastique cumulée (figure 3.5). Ainsi, dans le plan  $\sigma_{axiale} - \varepsilon_{axiale}$  en traction-compression simple, la courbe de traction succédant à celle de compression se déduit de cette dernière par une homothétie de rapport (-1) et de centre, le point de contrainte nulle (point A de la figure 3.5). Dans le plan déviatoire, la surface de charge croît de manière homothétique par rapport au point B.



**Figure 3.5** Représentation de l'écroutissement isotrope en projection : (a) dans le plan déviatoire ; (b) dans le plan  $\sigma_{axiale} - \varepsilon_{axiale}$  en traction-compression simple

– **Écroutissement cinématique**

Le domaine d'élasticité délimité par la surface de charge se déplace par translation dans l'espace des contraintes principales (figure 3.6) et sans distorsion de la surface de charge initiale. L'écroutissement dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de la surface de charge.



**Figure 3.6** Représentation de l'écrouissage cinématique en projection : (a) dans le plan déviatoire ; (b) dans le plan  $\sigma_{axiale} - \varepsilon_{axiale}$  en traction-compression simple

#### – Écrouissage mixte

La théorie de l'écrouissage mixte est une combinaison des deux théories précédentes pour permettre la création d'un modèle « anisotrope cinématique ». La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions.

#### – Écrouissage anisotrope

Pour un écrouissage anisotrope, la surface de charge peut subir en plus d'une expansion / contraction et d'une translation, une rotation et une déformation.

### c) Notion de loi d'écoulement

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique  $G(\sigma_{ij}) = 0$ . La forme générale de l'incrément de déformation plastique est donnée par l'équation 3.3 citée ci-dessus. La loi d'écoulement est dite soit associée, soit non associée.

#### – Lois d'écoulement associées

La loi d'écoulement est dite associée à la surface de charge quand cette dernière est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique, ce qui revient naturellement à considérer  $F = G$ .

La direction du vecteur de déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principale) est ainsi perpendiculaire à la

surface de charge,  $F = 0$ , c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme.

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.5)$$

où :  $\lambda$  est le multiplicateur plastique (scalaire positif).

Pour un état de contrainte  $\sigma$  tel que  $F = 0$ , deux cas sont possibles :

1<sup>er</sup> cas :

$$F(\sigma, R) = 0$$

$$\frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} d\sigma < 0$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e \text{ et donc } d\varepsilon^p = 0$$

C'est un cas de décharge et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'intérieur du domaine élastique actuel.

2<sup>ème</sup> cas :

$$F(\sigma, R) = 0$$

$$\frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} d\sigma > 0$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$$

C'est un cas de chargement et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'extérieur du domaine élastique actuel.

Les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards. C'est le cas des métaux ou des sols purement cohérents.

#### – Lois d'écoulement non associées

Dans le cas des sols frottants, les lois d'écoulement sont non associées. Dans ce cas, la direction du vecteur de déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique,  $G(\sigma_{ij}) = 0$  qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique  $F(\sigma_{ij}) = 0$ .

### 3.3.3. Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr-Coulomb

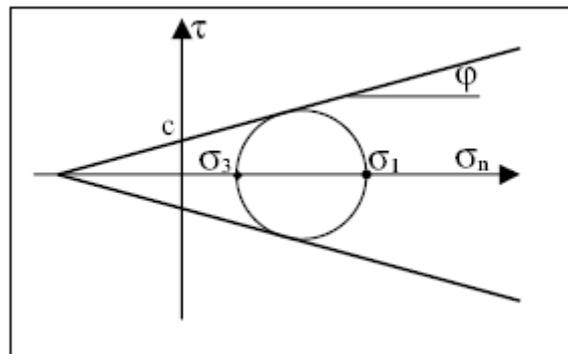
C'est le modèle utilisé dans cette thèse pour modéliser le comportement du remblai qui constitué d'un matériau granulaire frottant. Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke ( $E$ ,  $\nu$ ), une surface de charge  $F(\sigma_{ij})$  et un potentiel plastique  $G(\sigma_{ij})$ . C'est un modèle à 5 paramètres. Dont 2 paramètres élastiques :  $E$  et  $\nu$ , et 3 paramètres de rupture ( $c$ ,  $\varphi$  et  $\psi$ ) tels que :

- $E$  : Module d'Young ;
- $\nu$  : Coefficient de Poisson ;
- $c$  : Cohésion ;
- $\varphi$  : Angle de frottement ;
- $\psi$  : Angle de dilatance.

Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de coulomb d'équation :

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\varphi) \quad (3.6)$$

où :  $\sigma_n$  et  $\tau$  correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement sur une facette donnée.

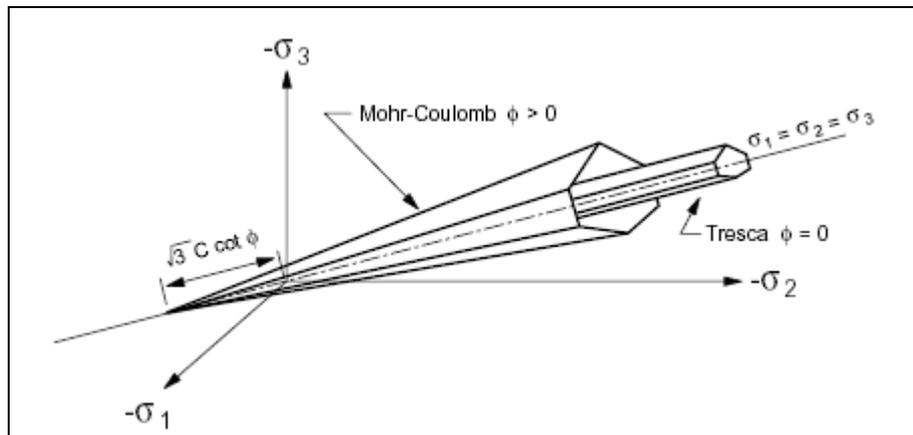


**Figure 3.7** Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr

La représentation de ce critère dans le plan de Mohr est donnée par la figure 3.7. La contrainte intermédiaire  $\sigma_2$  n'intervient pas dans sa formulation. Dans le cas d'un matériau purement cohérent ( $\varphi = 0$ ), on dit qu'il s'agit du critère de Tresca.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par la fonction de charge est une pyramide dont l'axe est la trisectrice, comme illustré sur la figure 3.8. Sa section dans le

plan déviatoire est un hexagone irrégulier, comparable à celui du critère de Tresca (qui est un cas particulier de Mohr-Coulomb lorsque  $\varphi = 0$ ).



**Figure 3.8** Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales

L'expression analytique d'un des plans de la pyramide, en fonction des contraintes principales, est donnée par :

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \varphi}{1-\sin \varphi} \quad (3.7)$$

avec :

$\sigma_1$  : contrainte principale majeure ; et

$\sigma_3$  : contrainte principale mineure.

Un autre paramètre peut éventuellement entrer en ligne de compte,  $\sigma_t$  contrainte de rupture par traction, ce qui correspond à l'introduction d'un critère supplémentaire (avec sa propre loi d'écoulement) et modifie ainsi le modèle initial de Mohr-Coulomb qui ne tient pas compte de ce paramètre.

Le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée décrite par l'équation :

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1+\sin \psi}{1-\sin \psi} \sigma_3 \quad (3.8)$$

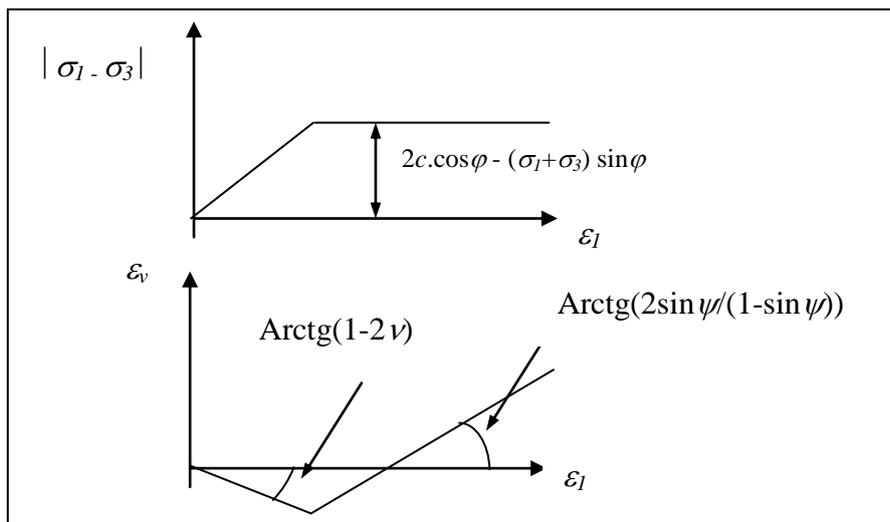
Lorsque l'angle de frottement  $\varphi$  et l'angle de dilatance  $\psi$  sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

La dilatance correspond au changement de volume qui accompagne la distorsion d'un matériau par cisaillement. Elle est caractérisée par l'angle  $\psi$  qui représente le rapport de

l'incrément de déformation plastique volumique sur l'incrément de déformation plastique de cisaillement  $\Delta\varepsilon^{pv}/\Delta\varepsilon^{pc}$ . L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement. L'angle de dilatance est déterminé à partir de la représentation graphique de la variation de la déformation volumique  $\varepsilon_v$  en fonction de la déformation axiale  $\varepsilon_1$  [98].

La modélisation de la dilatance, basée sur le critère de Mohr-Coulomb est représentée sur la figure 3.9.

Pour les matériaux à frottement interne dont le critère de plasticité est du type de Mohr-Coulomb, une loi d'écoulement associée conduit généralement à surévaluer le gonflement qui accompagne la plastification par cisaillement. La mauvaise concordance entre l'expérience et les calculs explique l'introduction des lois d'écoulement non associées, dont les déformations plastiques dérivent d'un potentiel plastique de même forme mathématique que la fonction de charge mais l'angle de frottement est remplacé par l'angle de dilatance  $\psi$  avec  $\psi < \varphi$ .



**Figure 3.9** Modélisation de la dilatance  $\psi$  à partir du test triaxial [98]

Il est à noter que Vermeer et de Borst [98] ont observé que les valeurs des angles de dilatance sont comprises approximativement entre  $0^\circ$  et  $20^\circ$  pour les sols, roches et bétons.

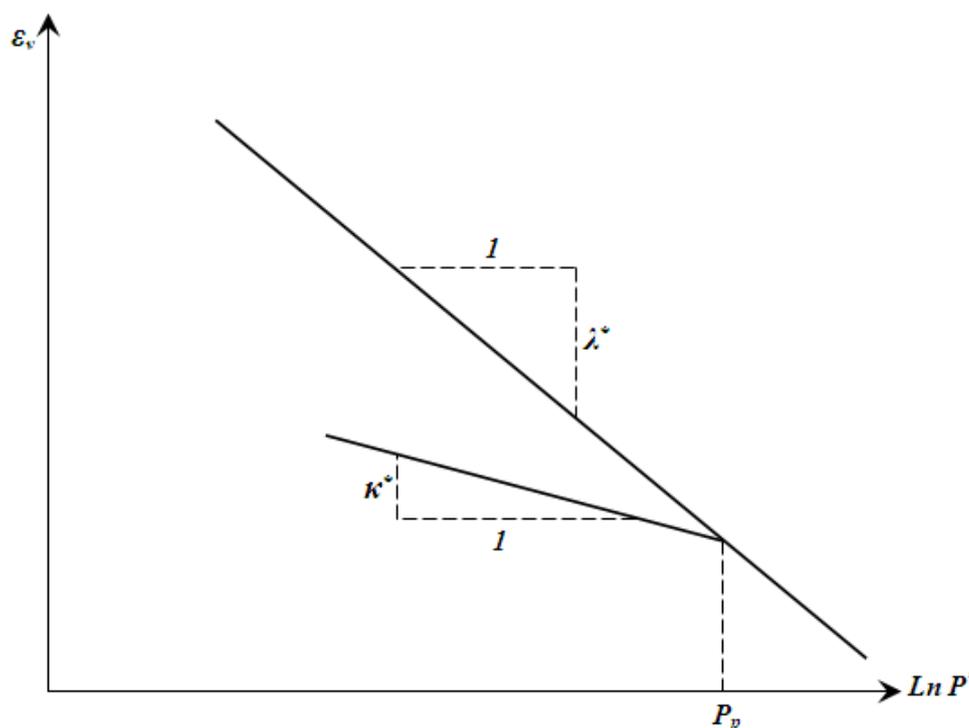
### 3.3.4. Modèle pour les sols mous (**Soft Soil Model, SSM**)

C'est le modèle utilisé dans cette thèse pour représenter la rupture par cisaillement du sol de fondation qui est caractérisé par une faible résistance au cisaillement qui s'accroît avec la consolidation et une grande compressibilité. Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les

années 68 par Roscoe, Schofield et al. [96,97]. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'érouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

#### – Paramètres de compressibilité

Les deux paramètres  $C_c$  et  $C_s$  décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de  $C_c$  et  $C_s$  en  $\lambda$  et  $\kappa$ . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique). On utilise alors  $\lambda^*$  et  $\kappa^*$ . Dans ce cas, l'indice des vides est variable. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale. La figure 3.10 résume les différentes définitions des paramètres.



**Figure 3.10** Représentations de l'essai oedométrique

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

– **Cohésion**

Une cohésion effective peut être introduite dans le modèle (SSM). Elle peut être nulle.

– **Paramètre de frottement**

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

– **Paramètre de dilatance**

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible.

– **Paramètre de contrainte  $K_0$**

Avant de définir le paramètre  $K_0$ , il est nécessaire de déterminer le paramètre  $M$  qui représente la pente de ce qu'on appelle « *critical state line* ». Par défaut,  $M$  peut être calculé depuis la relation (3.9).

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (3.9)$$

où  $\varphi_{cv}$  est l'angle du frottement critique qui est égal à  $\varphi + 0.1^\circ$  [1].

Cette valeur de  $M$  est une valeur pratique calculée par défaut. D'ailleurs, PLAXIS permet de calculer, une valeur approximative de  $K_0^{NC}$ , qui correspond à la valeur de  $M$  calculée à partir de l'équation (3.9). En générale, la valeur de  $K_0^{NC}$  calculée par le programme est supérieure à celle calculée par la formule de Jaky ( $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$ ). Sinon, on pourrait rentrer une valeur de  $K_0^{NC}$  pour calculer la valeur de  $M$  par la formule de Brinkgreve [99] (équation. 3.10).

$$M \approx 3 \sqrt{\frac{(1-K_0^{NC})^2}{(1+2K_0^{NC})^2} + \frac{(1-K_0^{NC})(1-2\nu_{ur})(\lambda^*/\kappa^*-1)}{(1+2K_0^{NC})(1-2\nu_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1-K_0^{NC})(1+\nu_{ur})}} \quad (3.10)$$

$$M \approx 3.0 - 2.8K_0^{NC}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écroutissage dans le plan  $p$ - $q$ .

– **Coefficient de Poisson**

Dans les modèles Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre

qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de  $K_0$  (i.e.  $\nu/(1 - \nu)$ ) mais une valeur plus faible, typiquement 0.1 ou 0.2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (3.11)$$

#### – Les surfaces de charges

La figure 3.11 fournit, dans le plan  $(p, q)$  une représentation des surfaces de charges et de la surface de plasticité. Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant).

#### – Prise en compte de la surconsolidation

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

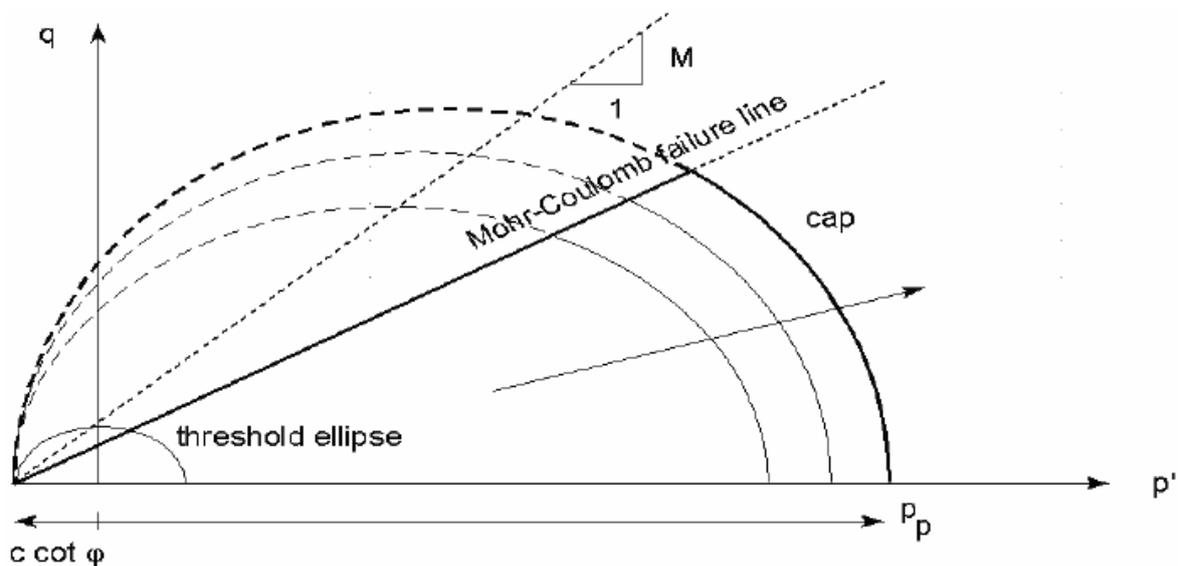


Figure 3.11 Surfaces de charges elliptiques

#### – En résumé

Les paramètres nécessaires au (SSM) sont les suivants :

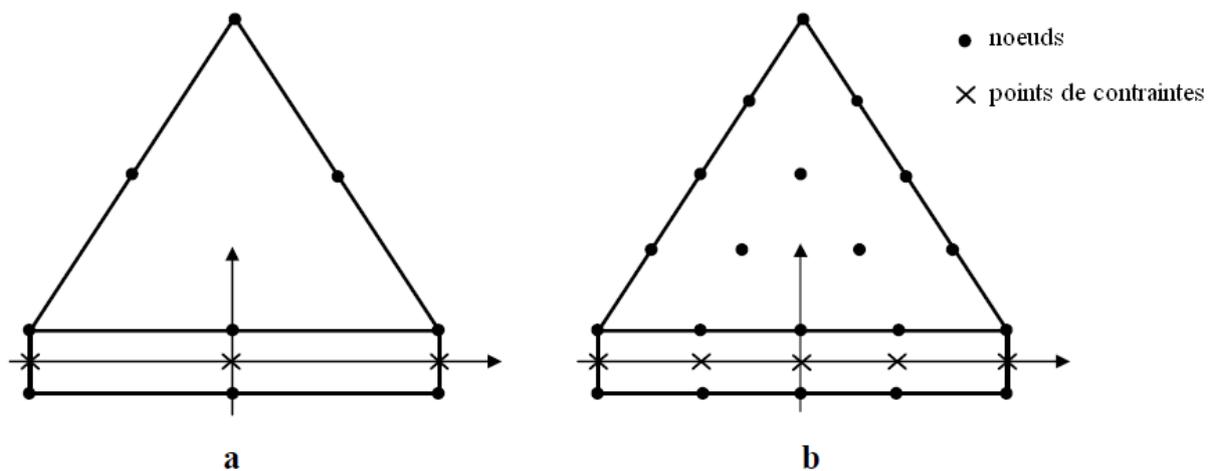
$\kappa^*$	Indice de gonflement modifié	[-]
$\lambda^*$	Indice de compression modifié	[-]

$c$	Cohésion	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\varphi$	Angle de frottement	[°]
$\psi$	Angle de dilatance	[°]
Par défaut, les paramètres avancés sont :		
$\nu_{ur}$	Coefficient de Poisson pour décharge-recharge	[-]
$K_0^{NC}$		[-]
$M$	Paramètre $K_0^{NC}$	[-]

### 3.4. Interfaces

Les interfaces sont composées d'éléments d'interface. La figure 3.12 montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments de sol. Dans le cas d'éléments de sol à 15 nœuds, les éléments d'interface correspondants sont définis par cinq paires de nœuds, alors que pour les éléments de sols à 6 nœuds, les éléments d'interface sont définis par trois paires de nœuds. Sur la figure 3.12, les éléments d'interface sont représentés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

Chaque interface a une « épaisseur virtuelle » qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour définir les propriétés du matériau de l'interface. Cette épaisseur virtuelle est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle (*Virtual thickness factor*) par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée à partir de la précision du maillage à deux dimensions.



**Figure 3.12** Distribution des nœuds et des points de contraintes dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol : (a) élément à 6 nœuds ; (b) élément à 10 nœuds

La matrice de rigidité pour les éléments d'interface est obtenue au moyen de l'intégration de Newton-Cotes. La position des points de contrainte de Newton-Cotes coïncide avec les paires de nœuds. Par conséquent, cinq points de contrainte sont utilisés pour un élément d'interface à 10 nœuds alors que trois points de contrainte sont utilisés pour un élément d'interface à 6 nœuds.

Un modèle élastoplastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures. Le critère de Coulomb est utilisé pour distinguer le comportement élastique, où de petits déplacements peuvent apparaître aux interfaces, et le comportement plastique pour lequel des glissements permanents peuvent se produire.

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

$$|\tau| < c_i + \sigma_n \tan \varphi_i \quad (3.12)$$

et pour un comportement plastique  $\tau$  est donné par :

$$|\tau| = c_i + \sigma_n \tan \varphi_i \quad (3.13)$$

où  $c_i$  et  $\varphi_i$  sont l'angle de frottement et la cohésion de l'interface et  $\sigma_n$ ,  $\tau$  sont la contrainte normale et la contrainte tangentielle agissant à l'interface. Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de la couche de sol.

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

$$c_i = R_{inter} c_{sol} \quad (3.14)$$

$$\tan \varphi_i = R_{inter} \tan \varphi_{sol} \leq \tan \varphi_{sol} \quad (3.15)$$

$$\psi_i = 0^\circ \text{ pour } R_{inter} < 1, \text{ sinon } \psi_i = \psi_{sol}$$

En plus du critère de cisaillement de Coulomb, le critère de suppression des tractions décrit précédemment s'applique aux interfaces (s'il n'est pas désactivé) :

$$\sigma_n < \sigma_{t,i} = R_{inter} \sigma_{t,sol} \quad (3.16)$$

où :

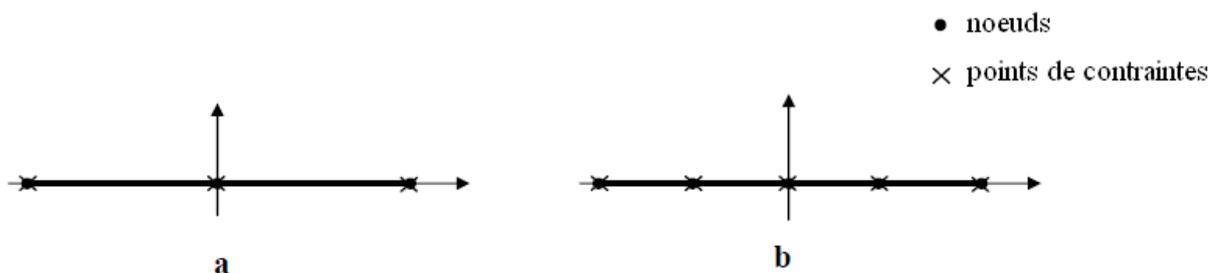
$\sigma_{t,sol}$  est la résistance à la traction du sol.

### 3.5. Géogrilles

Les géogrilles sont des éléments élancés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Les géogrilles ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression. Ces éléments sont principalement utilisés pour modéliser des renforcements de sol. La seule propriété d'une géogrille est sa rigidité axiale élastique  $EA$  entrée en unité de force par mètre linéaire. La rigidité axiale  $EA$  est usuellement fournie par le fabricant de la géogrille et peut être déterminée à partir de diagrammes dans lequel l'élongation de la géogrille est tracée en fonction de la force appliquée dans la direction longitudinale. La raideur axiale est le rapport de l'effort axial par unité de longueur et de la déformation axiale ( $\Delta l/l$  où  $\Delta l$  est l'allongement et  $l$  est la longueur).

$$EA = \frac{F}{\Delta l/l} \quad (3.17)$$

Les géogrilles sont composées d'éléments (linéaires) ayant deux degrés de libertés en translation à chaque nœud ( $u_x, u_y$ ). Quand des éléments de sol à 15 nœuds sont utilisés, chaque élément de géogrille est défini par cinq nœuds alors que des éléments de sol à 6 nœuds sont combinés avec des éléments de géogrilles à 3 nœuds. Les efforts axiaux sont évalués aux points de contrainte de Newton-Cotes. Ces points de contrainte coïncident avec les nœuds. La localisation des nœuds et points de contraintes des éléments de géogrille sont indiqués sur la figure 3.13.



**Figure 3.13** Position des nœuds et des points de contraintes sur les éléments de géogrille : (a) élément à 3 nœuds ; (b) élément à 5 nœuds

### 3.6. Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des certains modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des

modèles plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

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

Pour ce qui concerne les lois de comportement nous avons retenu le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr-Coulomb pour le remblai, le modèle pour les sols mous (SSM) pour le sol de fondation et le modèle élastique pour l'élément de géogridde en bidimensionnel. L'interaction de cet élément de géogridde, avec le remblai et le sol de fondation, est assurée par des éléments d'interface.

# CHAPITRE 4

## ÉVALUATION NUMÉRIQUE DE L'INFLUENCE DU RENFORCEMENT SUR LA STABILITÉ

### 4.1. Introduction

Beaucoup de problèmes de construction et de dégradation ont été rapportés dans la littérature concernant les routes traversant les sols de sebkha. En plus du comportement compressible, les sols de sebkha sont très sensibles à l'hydratation marquée souvent par une grande réduction de la portance quand ces sols sont en contact avec l'eau [25,30]. Un tel comportement est attribué au fait que certains des matériaux de cimentage qui collent les grains minéraux de sebkha, comme la halite, sont fortement solubles dans l'eau, alors que d'autres, tel que le gypse, l'aragonite, et la calcite sont moins solubles. Les travaux effectués par Aiban et al. [30] sur différents sols de sebkha confirment la forte sensibilité et l'agressivité chimique aiguë des sols de sebkha. Plusieurs techniques de stabilisation ont été mises en œuvre pour améliorer les propriétés faibles du sol de sebkha, avec divers degrés de succès [18,30]. Cependant, il a été généralement constaté que l'utilisation des géosynthétiques comme renfort présente l'avantage d'être pratique, économique et facile à appliquer [12,28,100].

Quelques recherches antérieures et des études expérimentales sur des sols de sebkha ont été effectuées pendant les dernières décennies. Les résultats expérimentaux menés par Aiban et al. [30], sur l'influence des géotextiles non tissés sur les sols de sebkha de l'Arabie Saoudite, ont indiqué que l'utilisation de géotextiles non tissés améliore la capacité portante de sol de sebkha. Abduljawwad et al. [12] ont souligné que cette amélioration est plus importante dans le cas de sol inondé. À partir des résultats expérimentaux au laboratoire, Aiban et al. [30] concluaient que l'utilisation des géotextiles est plus performante et plus économique que l'amélioration de la portance du sol de sebkha inondé par rapport à l'amélioration par ajout de ciment. Aiban et Ali [28] ont effectué des essais d'arrachement sur des géotextiles incorporés dans le sable et le sol de sebkha pour étudier les caractéristiques de frottement des interfaces de sable-géotextile-sable et sebkha-géotextile-sable et de comparer

la résistance à l'arrachement des géotextiles non tissés localement disponibles prenant en considération différents paramètres d'essai.

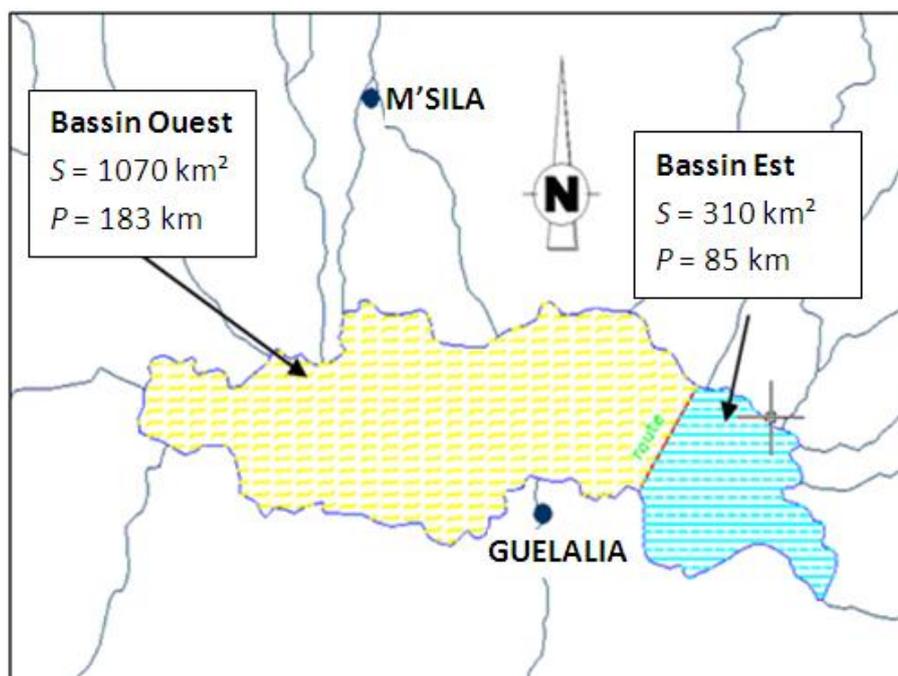
Le but de cette étude est de présenter d'une part les avantages observés in-situ de l'utilisation des géosynthétiques dans la construction d'un tronçon routier de 11 km traversant la sebkha du Chott El Hodna, et d'autre part les résultats qualitatifs de modélisation numérique à l'aide du logiciel PLAXIS [1] de l'effet du renforcement sur l'amélioration de la stabilité du remblai.

## 4.2. Description du sol de sebkha du Chott El Hodna

L'objet de cette étude concerne la construction de la route réalisée durant 2008-2009 reliant Ain El Khadra et M'Cif (Wilaya de M'Sila) de 23 km de long. Sur un tronçon d'environ 11 km, la route traverse la sebkha du Chott El Hodna dans sa partie orientale (figure 4.1) en le partageant en deux parties : bassin Est et bassin Ouest (figure 4.2). La réalisation de cette route permet de réduire la distance actuelle de ces deux villes de 110 km et d'améliorer considérablement les activités commerciales et d'agricultures de la wilaya de M'Sila. Toutes les photos concernant le projet de la route Ain El Khadra-M'Cif m'ont été fournies par le directeur de ma thèse de doctorat. Les principaux acteurs de ce projet sont : la Direction des Travaux Publics de M'sila (Maître d'ouvrage) ; la société Cosider (Maître d'œuvre) ; et la Société d'Etudes Techniques de Sétif (SETS) (Bureau d'étude).



Figure 4.1 Situation du projet

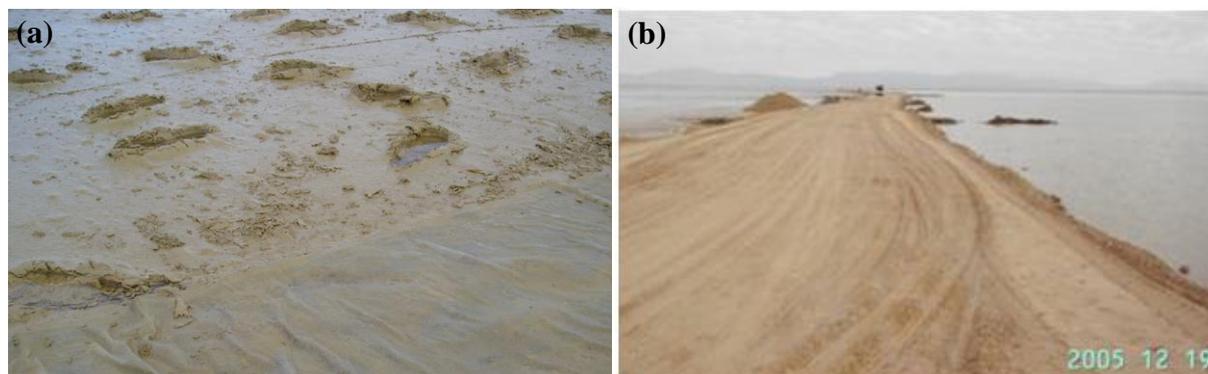


**Figure 4.2** Division du Chott en deux bassins

Le Chott El Hodna fait partie d'une série de chotts qui se sont développés là où convergent les eaux provenant de l'Atlas Saharien au Sud et l'Atlas Tellien au Nord. Son bassin situé à l'extrême Est des hauts plateaux s'étend sur 220 km de long et 90 km de large, c'est hydrologiquement un bassin fermé de plus 26000 km<sup>2</sup>. L'observation visuelle du site par la Société d'Etudes Techniques de Sétif (SETS) a montré que le sol support est essentiellement marécageux et très humide. Le niveau d'eau en surface balance entre 60 cm en période d'hiver et quelque centimètre voire zéro en période d'été. L'observation du site par la Société d'Etudes Techniques de Sétif (SETS) a montré aussi que l'inondation est causée par plusieurs facteurs : ruissellement, remonté des infiltrations et parfois déplacement d'une lame d'eau par le vent.

Le calcul hydrologique fait par la Société d'Etudes Techniques de Sétif (SETS) a donné une hauteur maximale pour les deux bassins, après construction du remblai, égale à 1.39 m pour une période de retour millénaire [101]. Cette hauteur d'eau est un paramètre clé pour le dimensionnement de la hauteur du remblai et les ouvrages de drainage entre les deux bassins. La figure 4.3 présente deux photos prises respectivement le mois de Juillet 2005 et le mois de Décembre 2005 visualisant : (a) l'enfoncement des pieds dans le sol est de 4 à 6 cm. et (b) l'inondation du tracé.

Conformément au guide d'utilisation des géosynthétiques dans le terrain et les recommandations de Holtz et al. [51] pour estimer la capacité portante du sol support, ce sol de sebkha a une consistance visqueuse et un *CBR* (California Bearing Ratio) d'environ 1 à 1.5%.



**Figure 4.3** État de surface du tracé : (a) enfouissement des pieds (18.07.2005) ; (b) tracé inondé (19.12.2005)

En plus le site est compliqué par la présence des zones localisées de différentes formes dans un état de consistance visqueuse illustrées par la figure 4.4.

Il est important de noter que le sol de cette sebkha est trempant de point de vue de portance du sol. Dans un état sec un camion et même un compacteur pneumatique peuvent circuler (figure 4.5), alors qu'une faible humidification du sol réduit considérablement sa portance (figures 4.6 et 4.7). L'observation de cette forte sensibilité à l'eau est en bonne concordance avec les observations faites sur les sebkhas de l'Arabie Saoudite [30].



**Figure 4.4** Illustration de la consistance liquide des zones faibles rencontrées



**Figure 4.5** Illustration de la forte portance du sol de seabkha à l'état sec



**Figure 4.6** Illustration de la réduction de la portance du sol de seabkha par une légère humidification

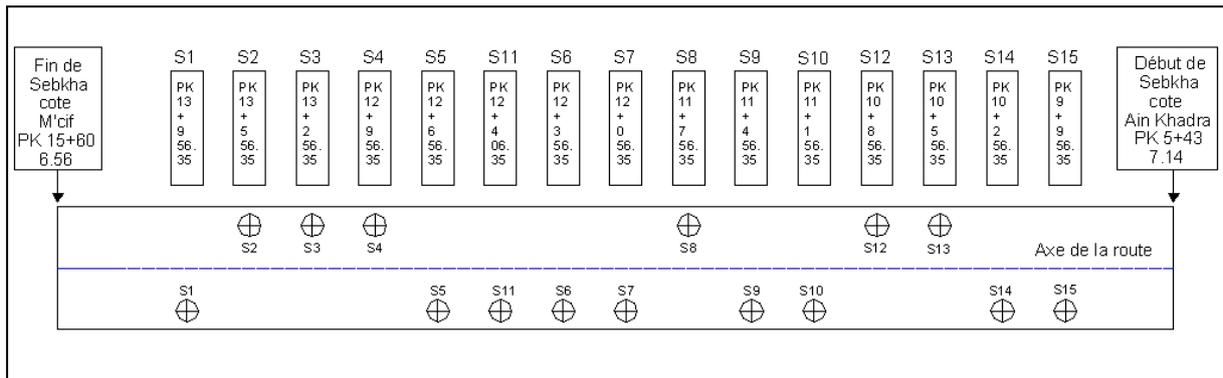


**Figure 4.7** Illustration de la perte de la portance du sol de seabkha à l'état submergé

### 4.3. Reconnaissance géotechnique

La reconnaissance géotechnique du site de sebkha pour ce projet a été effectuée par le Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP-Alger et LCTP-Antenne de M'sila) [101]. À cause de possibilité de présence d'eau en surface du sol, de la faible portance du sol support et particulièrement sa sensibilité à la teneur en eau, de sérieuses difficultés sont rencontrées lors de la reconnaissance du sol. Aucun engin ne peut circuler sans risque d'enfoncement. Ainsi, à part les quatre puits de reconnaissance de 2 m de profondeur réalisés à la périphérie de sebkha, la reconnaissance a été faite en parallèle avec l'avancement des deux premières couches renforcées du remblai routier exploitées comme piste d'accès.

Le programme d'investigation géotechnique a compris 15 sondages carottés et 10 essais au pénétromètre statique de 20 m de profondeur sauf le sondage au milieu de sebkha de 42 m permettant d'explorer le fond de sebkha (figure 4.8). La stratigraphie du site de sebkha mise à jour par les sondages est variable verticalement et latéralement [101].



**Figure 4.8** Schéma des sondages sur le tracé traversant sebkha [101]

Au cours de la réalisation des sondages d'environ 20 m de profondeur, outre la description des terrains traversés, quelques échantillons non remaniés ont été prélevés et soumis en laboratoire à des essais de classification (analyse granulométrique, détermination de la teneur en eau naturelle, du poids volumique et des limites d'Atterberg : limite de liquidité  $W_L$ , limite de plasticité  $W_P$  et indice de plasticité  $I_P$ ), de résistance mécanique et de compressibilité oedométrique. La figure 4.9 montre quelques caisses des carottes représentatives du sol de sebkha [101].

En correspondance de chacun des premiers dix sondages effectués (de S1 à S10) ont été réalisés des essais au pénétromètre statique qui porte la numérotation correspondante. Les diagrammes de résistance de pointe et d'effort total de chaque essai donnent des résultats

indiquant globalement une résistance faible du sol jusqu'à 10 m de profondeur (figure 4.10) [101].



Figure 4.9 État des carottes [101]

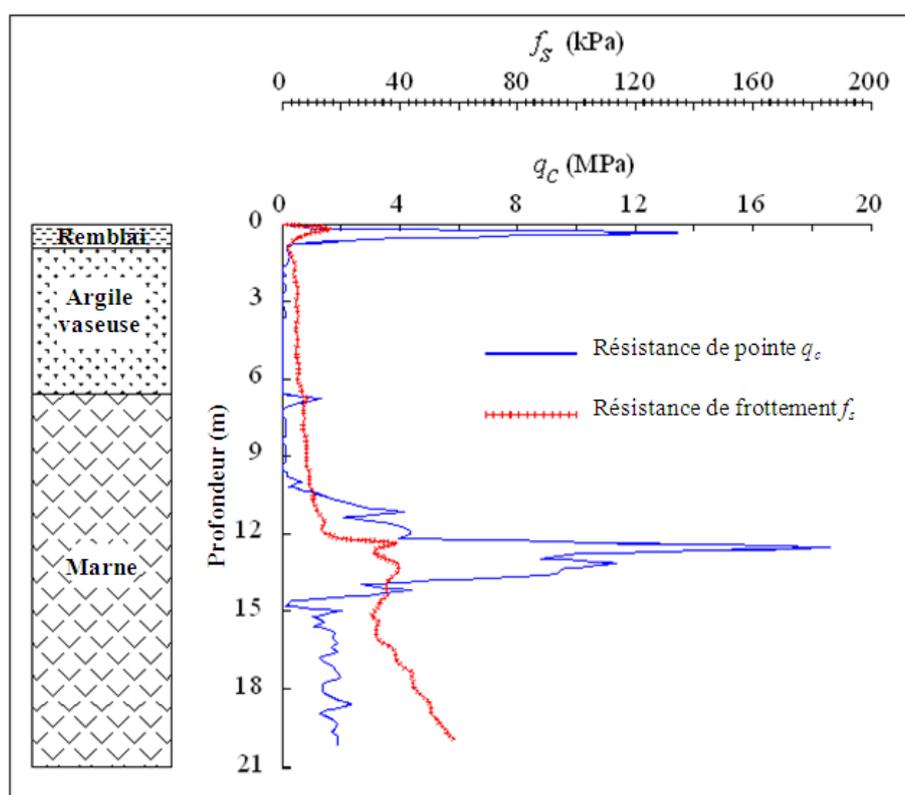
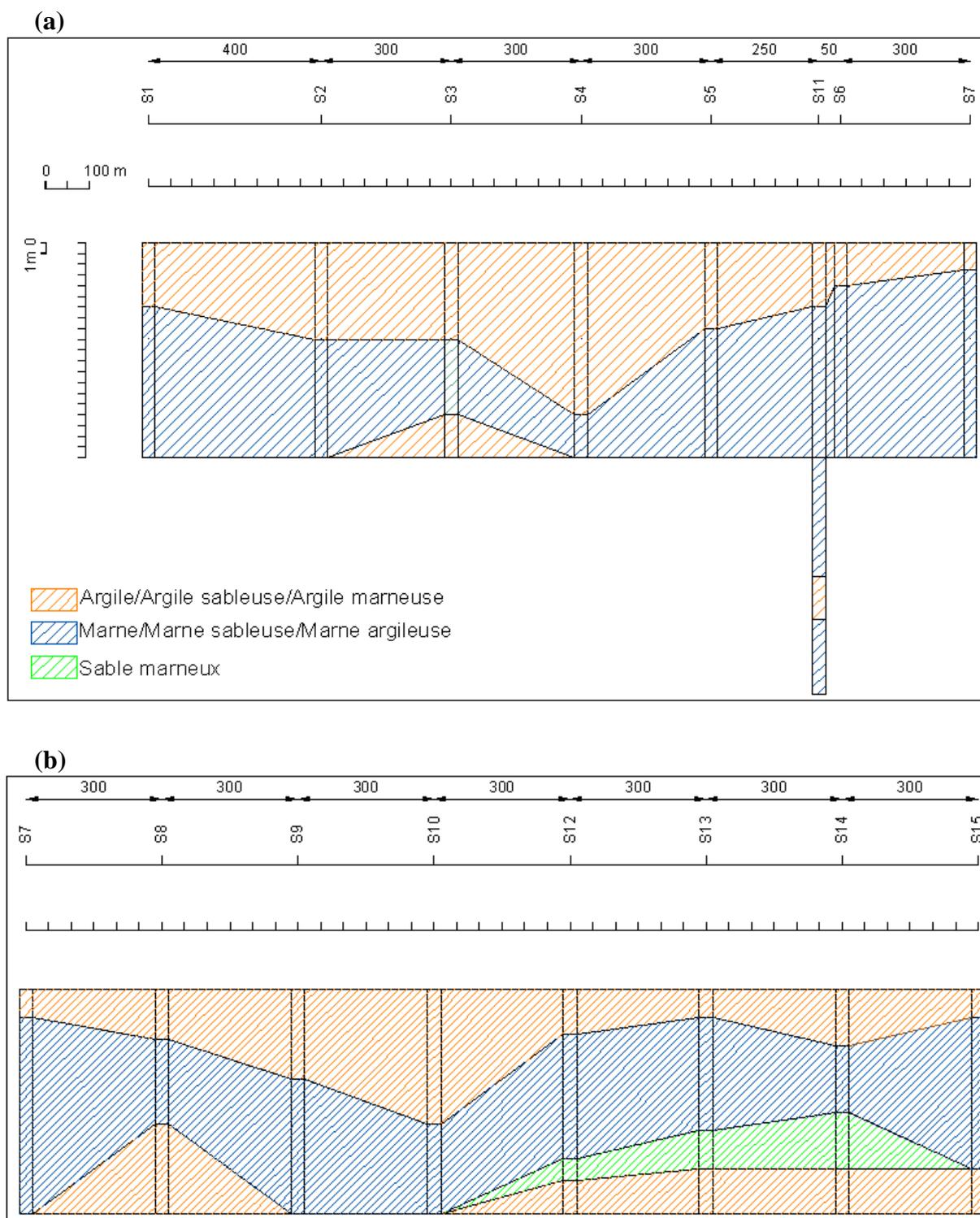


Figure 4.10 Résultat typique du pénétromètre statique [101]

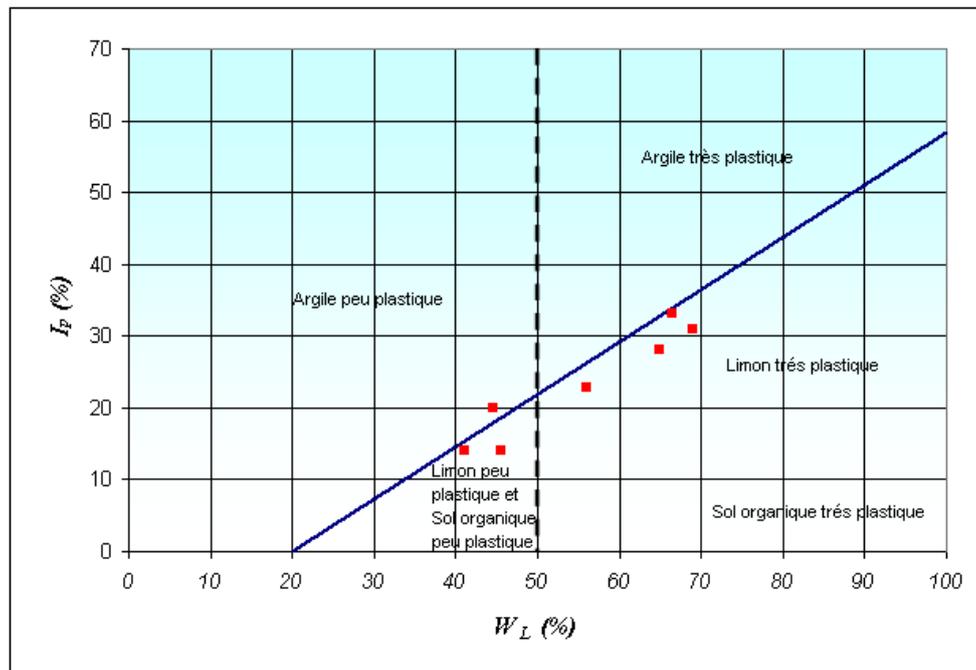
La stratigraphie mise à jour par les sondages est décrite ci-après. Une coupe géotechnique a été réalisée sur la base des résultats des enquêtes géognostiques et des essais géotechniques. Ci-après sont reportés deux extraits représentatifs du tronçon à l'Est (S9-S15) et à l'Ouest (S1-S8) (figure 4.11). Du point de vue stratigraphique l'on remarque une couche de limon

argileux brun d'épaisseur assez variable de 1.5 à 10 m avec concrétions plus au moins significatives de gypse et de sel [101].



**Figure 4.11** Coupe géotechnique du site de sebkha : (a) sondages S1-S7 ; (b) sondages S7-S15 [101]

Les essais de classification en laboratoire sur les échantillons prélevés à l'intérieur de la couche de limon argileux et d'argile ont indiqué des valeurs moyennes à hautes de plasticité, avec limite de liquidité  $W_L$  variable de 35.5 à 69% et indice de plasticité  $I_P$  variable de 13.6 à 33.1%. La teneur en eau naturelle est de l'ordre de 11 à 49%; le poids volumique variable de 16.2 à 18.4 kN/m<sup>3</sup>. Le diagramme de plasticité de Casagrande est reporté dans la figure 4.12, avec la récapitulation des valeurs déterminées [101].

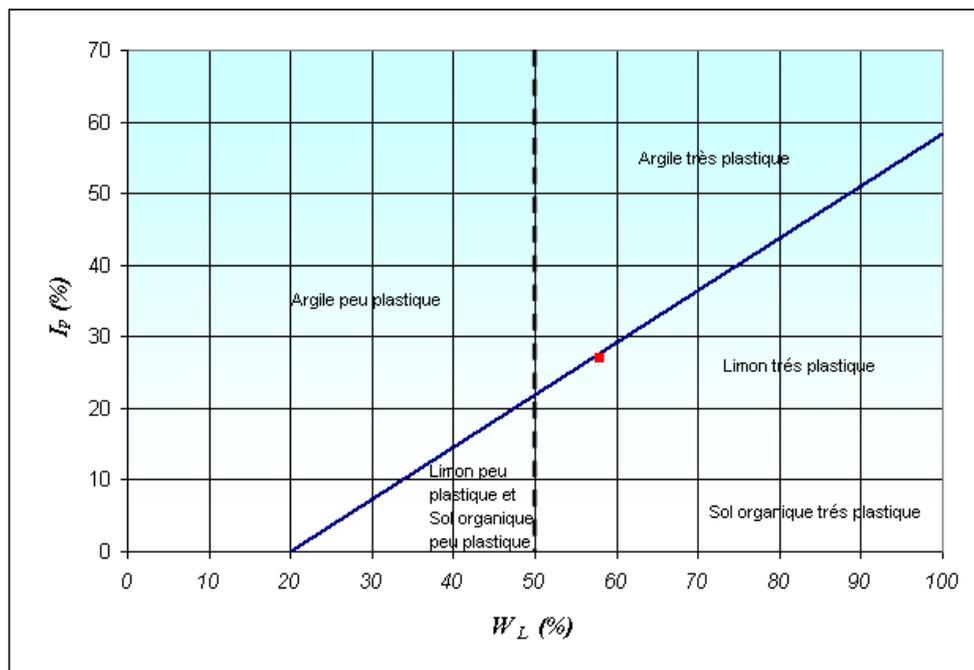


**Figure 4.12** Diagramme de plasticité de Casagrande pour les couches de limon argileux et d'argile [101]

Sur les échantillons non remaniés prélevés, plusieurs essais de cisaillement direct ont été réalisés avec une phase de rupture rapide, ce qui a permis d'identifier des valeurs moyennes de résistance au cisaillement en conditions non drainées. L'interprétation de ces essais par le laboratoire a fourni des valeurs de cohésion  $C_u$  comprises entre 22 kPa et 55 kPa et de l'angle de frottement apparent  $\phi_u$  variable de 0.5° jusqu'à 8°. Les essais de cisaillement drainés ont fourni des valeurs de cohésion effective  $C'$  égales à 26 kPa et d'angle de frottement effectif  $\phi'$  de 16° [101].

Les essais de compressibilité oedométrique ont fourni des valeurs moyennes de l'indice de compression  $C_c$  comprises entre 0.23 et 0.56. Le coefficient de consolidation verticale  $C_v$  a été déterminé sur la base d'un nombre assez restreint d'essais : 2 échantillons concernant le sondage S11 avec  $C_v$  égale à  $1 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s. Alors que pour les cinq premiers sondages les valeurs sont comprises entre  $2 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s et  $1 \times 10^{-7}$  m<sup>2</sup>/s [101].

Plus en profondeur la situation semble être plutôt hétérogène. En correspondance de la zone des sondages S1 à S6 jusqu'à une profondeur de 20 m, présente une couche de limon marneux avec des intrusions de gypse et de sel. Les échantillons prélevés dans la couche de limon marneux ont fourni des valeurs moyennes à hautes de plasticité (limite de liquidité  $W_L = 58\%$  et indice de plasticité  $I_P = 27\%$ ) ; la teneur en eau naturelle est de l'ordre de 26.5% à 29% (l'indice de consistance  $I_c \approx 1$  indique des caractéristiques de consistance plastique à solide), pendant que le poids volumique varie entre  $17.7 \text{ kN/m}^3$  et  $18.4 \text{ kN/m}^3$ . Le diagramme de plasticité de Casagrande sur la figure 4.13 montre que cette couche est un limon très plastique [101].



**Figure 4.13** Diagramme de plasticité de Casagrande de la couche de limon marneux [101]

Les essais triaxiaux réalisés à des échantillons du sondage S8 ont permis de définir la valeur moyenne de la cohésion non drainée  $C_u = 29 \text{ kPa}$  et l'angle de frottement apparent  $\phi_u = 2^\circ$ , toujours selon l'interprétation du laboratoire [101].

Les essais de compressibilité oedométrique ont fourni des valeurs moyennes de l'indice de compression  $C_c$  qui varient entre 0.23 et 0.36. Le coefficient de consolidation verticale  $C_v$  est égal à  $0.7 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  [101].

En profondeur, on trouve une couche de limon marneux avec traces de gypse et de sel alternée dans certains cas avec des couches minces de sable et des couches de marne ou marne sableuse [101].

En correspondance des sondages S13, S14 et S15 en deçà de la couche de limon argileux d'épaisseur 3 à 5 m se trouve un banc de limon marneux avec inclusions de gypse et de sel. Ensuite, une couche de sable limoneux de 3.5 m d'épaisseur visualisée par les sondages S13 et S14. Jusqu'à la fin des sondages on trouve une couche d'argile limoneuse avec, localement, des traces de gypse et de sel [101].

La situation géotechnique au-delà de 20 m de profondeur a été examinée avec le sondage S11 qui a été effectué jusqu'à 42 m en détectant la présence de marne contenant des concrétions de gypse et des traces de sel ; seulement entre 31 m et 34.5 m se trouve une couche d'argile limoneuse [101].

#### **4.4. Technique de construction du remblai retenue**

Le sol de sebkha du Chott El Hodna est un sol difficile présentant plusieurs problèmes géotechniques. Parmi ces problèmes on peut citer :

- Le sol est chimiquement très agressif et présentant un taux de sel très élevé ;
- Le site est connu pour sa situation inondée pratiquement pendant huit mois sur douze ;
- La portance du sol est très faible et en plus très sensible à l'eau ;
- La présence des zones localisées de consistance liquide ;
- Bien qu'en absence de l'eau en surface de sebkha, des difficultés de pénétration dans la sebkha empêchant la mise en place de la première couche du remblai et la reconnaissance géotechnique le long du tracé (figure 4.14) ;
- La sensibilité du sol à l'hydratation augmente le risque d'immobilisation des engins du chantier.

Suite à l'observation de ces problèmes et aux résultats de reconnaissance géotechnique, plusieurs solutions de stabilisation et d'amélioration de la portance du sol support ont été éliminées :

- La substitution d'une couche de sol et le traitement du sol support par des additifs chimiques sont écartés à cause de difficulté de circulation et risque d'enfoncement des engins du chantier et de venue des eaux. La portance du sol support chute considérablement en présence d'eau.
- Le renforcement par inclusion rigide et l'utilisation des drains verticaux avec un remblai de préchargement sur 11 km sont également écartés par leur coût trop élevé comme solution de renforcement.

Les figures 4.14-4.17 illustrent les difficultés rencontrées lors de la mise des couches de remblai sans l'incorporation des géosynthétiques. Les ornières dépassent les 30 cm et le matériau du remblai se mélange avec le sol support (figures 4.14 et 4.15). Des difficultés de traficabilité particulièrement des camions (figure 4.16) ont gêné beaucoup l'avancement des travaux. La figure 4.17 visualise l'enfoncement du compacteur cylindrique au niveau des rives des couches de remblai.



**Figure 4.14** Visualisation des difficultés de mise en place de la première couche du remblai sans géotextile



**Figure 4.15** Illustration de difficulté d'avoir une surface plane de la couche du remblai

Suite à une planche d'essai faite par la Société d'Etudes Techniques de Sétif (SETS) et le fournisseur de produits géosynthétiques (TenCate-Bidim), réalisée en 2005 sur 200 m de long, très concluante sur les avantages d'utilisation des géosynthétiques à la base du remblai, cette technique a été retenue pour la construction du tronçon franchissant Chott El Hodna. La figure 4.18 donne une schématisation d'une section transversale illustrant l'incorporation du

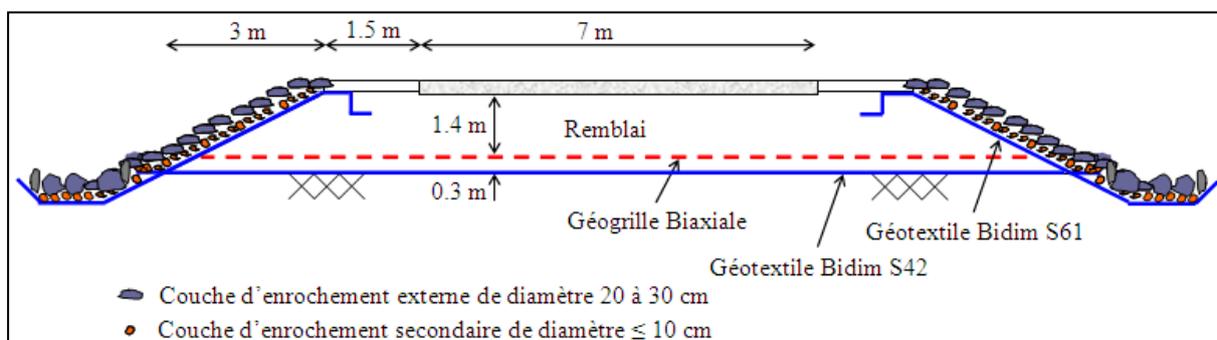
géotextile de séparation à la base et sur les talus du remblai, la nappe de géogrille de renforcement et protection des talus par un enrochement.



**Figure 4.16** Difficulté de traficabilité des engins



**Figure 4.17** Difficulté de compactage des rives du remblai



**Figure 4.18** Renforcement et protection du remblai

Le remblai a été construit par un tout-venant des oueds. Les trois premières couches sont réalisées avec un tout-venant sableux propre de forte perméabilité afin de permettre d'une part le drainage rapide du remblai, et d'autre part, le drainage libre du sol de fondation afin de réduire les surpressions interstitielles sous le remblai et d'accélérer la consolidation du sol support. Les étapes de construction peuvent être récapitulées comme suit :

- Mise en place d'une nappe de géotextile de séparation "Bidim S42" directement sur l'emprise du sol support du remblai. Ce géotextile permet d'éviter la contamination du matériau du remblai, de faciliter la traficabilité des engins et la mise en œuvre de la première couche du remblai même en présence de lame d'eau en surface du sol support (figure 4.19) ;
- Mise en place de la première couche du remblai d'épaisseur environ 30 cm avec compactage statique jusqu'à l'obtention d'une surface plane (figure 4.20) ;
- Installation d'une nappe de géogrille biaxiale sur de la première couche du remblai (figure 4.21). La géogrille permet l'amélioration de la qualité du compactage et la portance du sol. Le nombre de nappes de géogrille peut être augmenté à la lumière des résultats des reconnaissances géotechniques et des observations in-situ d'insuffisance du renforcement ;
- Construction du remblai couche par couche avec contrôle du compactage (figure 4.22) ;
- Installation des ouvrages de drainage en tubes en PEHD renforcé de diamètre 1000 mm (figure 4.23) pour assurer le drainage entre les deux nouveaux bassins. Ces tubes sont flexibles et inertes aux agressions chimiques des sols. Ces tubes sont installés à 20 cm au-dessus du terrain naturel afin de compenser l'effet du tassement de consolidation du sol sous l'effet du poids du remblai ;
- Protection des talus de remblai et têtes de buses par un géotextile de séparation "Bidim S61" (figures 4.24 et 4.25) et un enrochement (figures 4.26 et 4.27). Cette protection permet d'éviter l'érosion des talus par infiltration et ruissellement. L'utilité de cette protection est illustrée par l'érosion observée au moment de construction du remblai (figure 4.28) ;
- Mise en place de la couche de base en GNT et la couche de roulement en enduit superficielle qui absorbe les déformations mieux que les bétons bitumineux (figure 4.29).



**Figure 4.19** Pose de nappe de géotextile directement sur le sol de sebkha : (a) état sec ; (b) état inondé



**Figure 4.20** Illustration de la surface plane avant la pose de géogrille



**Figure 4.21** Mise en place de nappe de géogrille



**Figure 4.22** Compactage des couches de remblai : (a) compactage pneumatique ; (b) compactage cylindrique



**Figure 4.23** Compactage du remblai contigu aux tubes



**Figure 4.24** Visualisation du déroulage et enclage en tête du géotextile sur les talus



**Figure 4.25** Visualisation de la pose du géotextile sur les têtes des tubes



**Figure 4.26** Visualisation de la première couche d'engrochement inférieure à 10 cm



**Figure 4.27** Visualisation de la deuxième couche d'engrochement de 20 à 30 cm

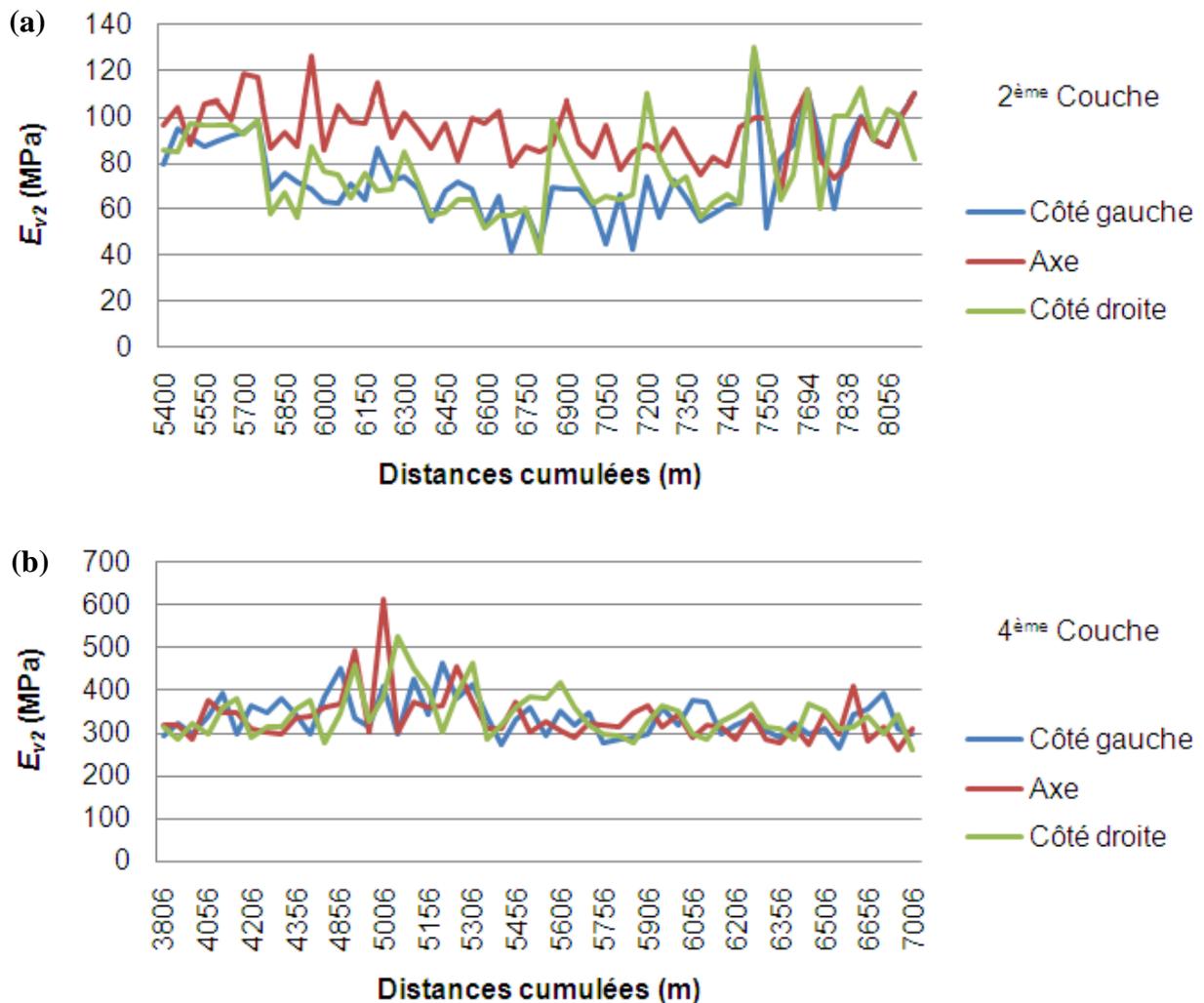


**Figure 4.28** Illustration de l'érosion des talus en cours de construction



**Figure 4.29** Couche de roulement en enduit superficiel

La figure 4.30 illustre le module d'Young  $E_{v2}$  du cycle de rechargement mesuré à partir de l'essai à la plaque pour la 2<sup>ème</sup> et la 4<sup>ème</sup> couche du remblai. Les mesures ont été effectuées aux différentes distances le long de l'axe du remblai, ainsi que sur les côtés gauche et droite. Les résultats du contrôle de compactage montrent que les valeurs de  $E_{v2}$  sont supérieures à 45 MPa à partir de la 2<sup>ème</sup> couche correspondant à 60 cm de hauteur du remblai. En outre, on observe que l'amélioration de la qualité du compactage augmente avec la hauteur du remblai, ce qui reflète l'atténuation de l'effet du sol support. Après quatre ans de l'ouverture de cette route à la circulation, l'inspection de la route n'a montré aucun signe de rupture ou de dégradation.



**Figure 4.30** Module d'Young  $E_{v2}$  du cycle de rechargement de la plaque sur les couches du remblai : (a) 2<sup>ème</sup> couche du remblai ; (b) 4<sup>ème</sup> couche du remblai [101]

#### 4.5. Analyse numérique de l'effet du renforcement sur la stabilité du remblai

L'absence de méthodes générales de dimensionnement du renforcement des sols causée principalement par le nombre important de paramètres favorise l'utilisation des méthodes numériques et l'instrumentation en vraie grandeur. Des expérimentations numériques à l'aide du logiciel PLAXIS [1] ont été effectuées sur le remblai routier traversant la sebkha du Chott El Hodna dans l'intention de contribuer à la compréhension de l'effet du renforcement par géosynthétiques de la base du remblai. Dans la présente étude, les simulations numériques s'intéressent d'une part à l'amélioration de la portance du sol support après la construction des deux premières couches du remblai, et d'autre part à l'effet du renforcement sur la stabilité en rupture circulaire après la construction du remblai.

### 4.5.1. Amélioration de la stabilité au poinçonnement

Une série d'analyses par éléments finis bidimensionnelles a été exécutée sur un remblai renforcé et non renforcé (avec et sans géosynthétiques) afin d'évaluer l'effet du renforcement sur la capacité portante du sol de sebkha après la construction des deux premières couches du remblai de 0.6 m d'épaisseur (figure 4.31). Le sol de fondation est un sol mou de type sebkha de 8 m d'épaisseur. La largeur moyenne de roue et la distance de centre à centre entre les paires des roues de véhicule ont été prises pour être de 0.6 m et 2 m, respectivement (figure 4.32). L'analyse a été exécutée en utilisant le logiciel d'éléments finis PLAXIS [1]. Ce logiciel est spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.



Figure 4.31 Pose de la deuxième couche du remblai

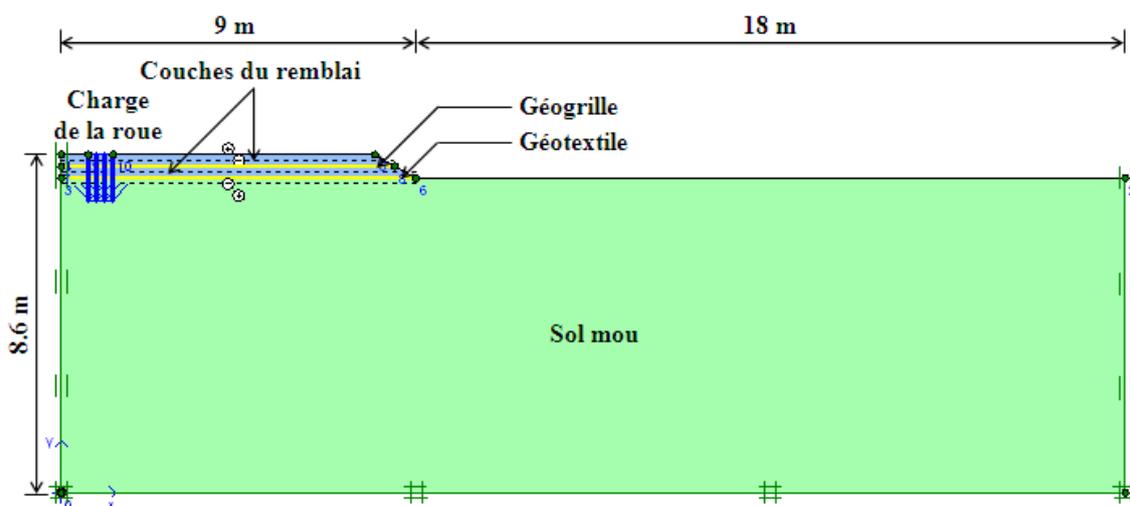
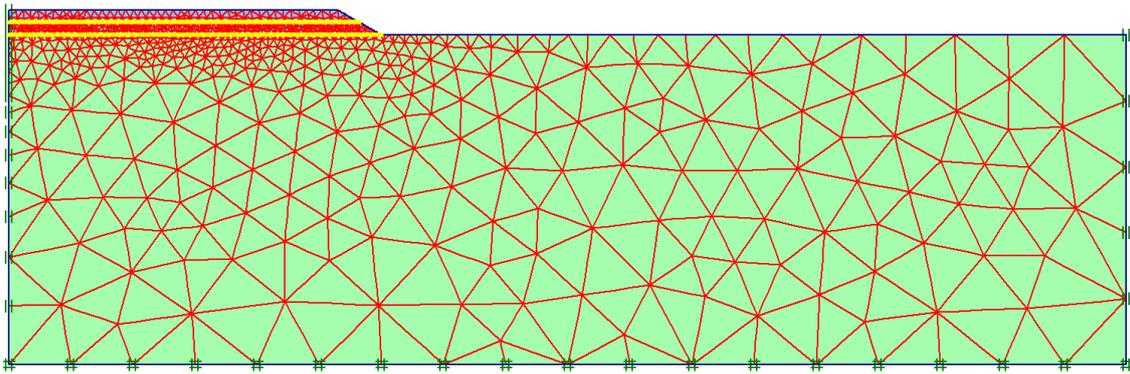


Figure 4.32 Géométrie des deux premières couches du remblai renforcé par des géosynthétiques sur sol mou

En raison de la symétrie, seulement la moitié du remblai a été modélisée. La taille du domaine modélisé a été déterminée sur la base des calculs préliminaires, pendant lesquels le maillage a été progressivement raffiné et ses limites se sont étendues jusqu'aux contraintes et déformations au niveau des zones fortement sollicitées ont suffisamment stabilisé. Les résultats des calculs préliminaires ont montré que la zone modélisée a une largeur horizontale globale de 27 m et une épaisseur verticale de 8.6 m. Aux limites gauche et droite, le déplacement horizontal a été fixé, mais le déplacement vertical a été permis. À la limite inférieure, les déplacements horizontaux et verticaux ont été fixés. Un état plan de déformations et des éléments triangulaires à 15 nœuds ont été utilisés pour l'analyse. PLAXIS fournit un système de génération de maillage automatique, dans lequel le modèle est discrétisé en éléments standards. Le maillage d'éléments finis de la géométrie est présenté dans la figure 4.33.



**Figure 4.33** Maillage d'éléments finis de la géométrie

Plusieurs modèles de comportement de sol sont disponibles dans le code numérique choisi pour cette étude. Cependant, le critère élastique parfaitement plastique Mohr-Coulomb (M-C) est utilisé pour modéliser le matériau du remblai et le sol mou en raison de sa simplicité, son importance pratique et la disponibilité des paramètres nécessaires. Ce modèle robuste présente l'avantage de nécessiter peu de paramètres (5 paramètres) dont la signification est bien représentée : module d'Young ( $E$ ), coefficient de Poisson ( $\nu$ ), angle de frottement ( $\phi$ ), cohésion ( $C$ ), et angle de dilatance ( $\psi$ ). Les paramètres du sol obtenus à partir des essais en laboratoire utilisés dans cette analyse numérique sont représentés dans le tableau 4.1.

Le géosynthétique (géotextile et géogrid) a été représenté en utilisant un élément barre à 5 nœuds travaillant à la traction et sans résistance à la flexion. La seule propriété matérielle exigée pour le géosynthétique est la rigidité axiale,  $EA$ . Les valeurs de  $EA$  utilisées dans cette

analyse sont 580 kN/m et 50 kN/m pour la géogrille et le géotextile, respectivement. Ces valeurs ont été choisies selon le manuel du fabricant des produits.

L'interaction entre le géosynthétique et le sol a été modélisée sur les deux côtés au moyen d'éléments d'interface. Les propriétés du matériau de l'interface sont liées au matériau de sol adjacent, sauf qu'un facteur de réduction de la résistance ( $R_{inter}$ ) est utilisé pour représenter la rugosité des éléments d'interface [1]. Le modèle de Mohr-Coulomb a été utilisé pour décrire le comportement des interfaces. La valeur de  $R_{inter}$  pour l'interface sol-géosynthétique utilisée dans cette analyse est de 2/3, qui est recommandé par le fabricant des produits et basé sur les résultats expérimentaux menés par Aiban et Ali [28].

**Tableau 4.1** Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb utilisés dans l'analyse par éléments finis

Paramètre	Remblai	Sol mou
Type de comportement de matériau	Drainée	Non drainée
Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	18
Cohésion $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	1	10
Angle de frottement $\varphi$ (°)	35	0
Angle de dilatance $\psi$ (°)	0	0
Module d'Young $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	30000	10000
Coefficient de Poisson $\nu$	0.3	0.495

Dans une analyse classique par la méthode des éléments finis, l'influence des changements de la géométrie du maillage sur les conditions d'équilibre est négligée. C'est en général une bonne approximation quand les déformations sont relativement petites. Cependant, cette hypothèse n'est pas réaliste pour les structures construites sur des sols très mous puisque ces sols sont soumis à des grands déplacements.

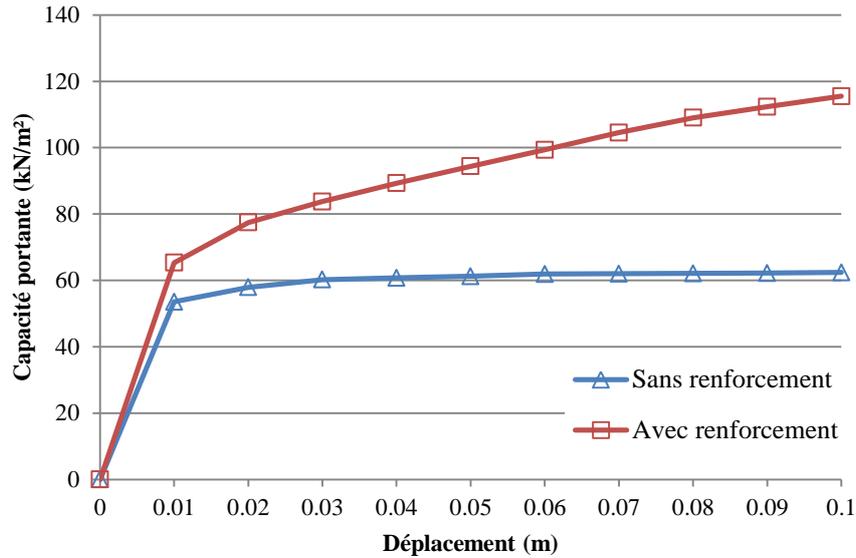
Dans la présente étude de cas, de sérieuses difficultés ont été rencontrées lors de l'investigation du sol support et la construction du remblai. Des ornières profondes et des ruptures locales ont été développées sur le sol support et sur les couches trafiquées de remblai. Pour surmonter les difficultés de site, l'effet de membrane du géosynthétique a été étudié. Pour simuler cet effet, une analyse par éléments finis en grande déformation a été effectuée pour évaluer l'amélioration de la capacité portante atteinte en raison du renforcement par géosynthétiques. Afin d'effectuer cette analyse, la procédure en maillage actualisé disponible

dans le logiciel d'éléments finis PLAXIS est utilisée. Cette procédure inclut les effets des déformations de second ordre par lesquels les changements de la géométrie sont pris en compte. La matrice de rigidité dans une analyse en maillage actualisé est basée sur la géométrie déformée. De plus, une définition spéciale des états de contraintes est adoptée ; celle-ci inclut des termes de rotation. Ces procédures de calcul sont basées sur une approche connue sous le nom de variables de Lagrange actualisées [102].

L'analyse a été effectuée selon l'ordre de construction du remblai dans le terrain. Trois étapes ont été suivies dans cette simulation. Dans la première étape, les contraintes effectives initiales au repos dues au poids propre du sol sont générées au moyen de la procédure  $K_0$ . Deuxièmement, le géotextile de séparation, la première couche du remblai de 0.3 m d'épaisseur, la géogridde de renforcement et la deuxième couche du remblai de 0.3 m d'épaisseur sont activés. Dans la troisième étape, pour simuler l'effet de membrane du géosynthétique de renforcement sur une charge de roue, un incrément de déplacement vers le bas a été appliqué à la zone représentant la double roue jusqu'à atteindre 10 cm correspondant à l'ornièrre admissible dans ce projet. Simultanément, la charge résultante est enregistrée.

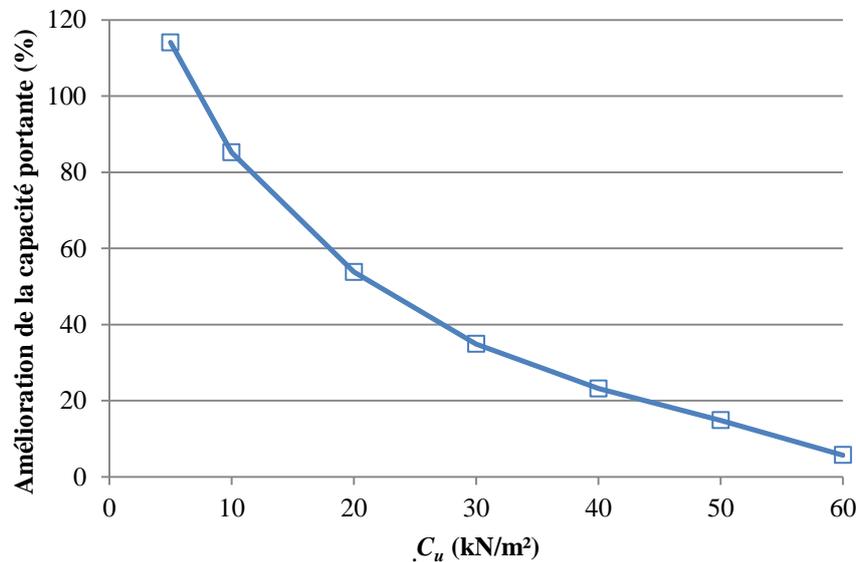
Compte tenu de l'objectif de cette étude, seulement les résultats pertinents à la capacité portante du sol support de sebkha sont présentés et discutés dans ce paragraphe. Une approche standard pour la conception des routes non revêtues renforcées par géosynthétiques est l'hypothèse que la capacité portante du sol support mou est améliorée. Dans la pratique, les routes non revêtues sont conçues pour des tassements limités. Ainsi, il est essentiel de déterminer leur réponse pour des charges inférieures à la capacité portante ultime du sol support.

La figure 4.34 montre l'effet du renforcement par géosynthétiques sur la capacité portante du sol support de sebkha après la construction des deux premières couches du remblai. La valeur limite asymptotique correspond à la capacité portante ultime pour le cas non renforcé. Cependant, la capacité portante augmente avec le déplacement pour le cas renforcé. Comme le montre la figure 4.34, la capacité portante maximale augmente de 62.37 kN/m<sup>2</sup> (sans renforcement) à 115.52 kN/m<sup>2</sup> (avec renforcement), une augmentation de 85%. Cette amélioration de la capacité portante est très bénéfique pour le déroulement des travaux et le contrôle du compactage.



**Figure 4.34** Effet des géosynthétiques sur l'amélioration de la capacité portante

La figure 4.35 montre la variation de l'amélioration de la capacité portante avec la cohésion non drainée  $C_u$  du sol support. Il est à noter que l'amélioration est plus significative pour les valeurs faibles de  $C_u$ . Cette amélioration diminue avec l'augmentation de  $C_u$  et devient pratiquement négligeable pour  $C_u$  supérieure à 70 kN/m<sup>2</sup> puisque le sol support peut résister les charges appliquées.

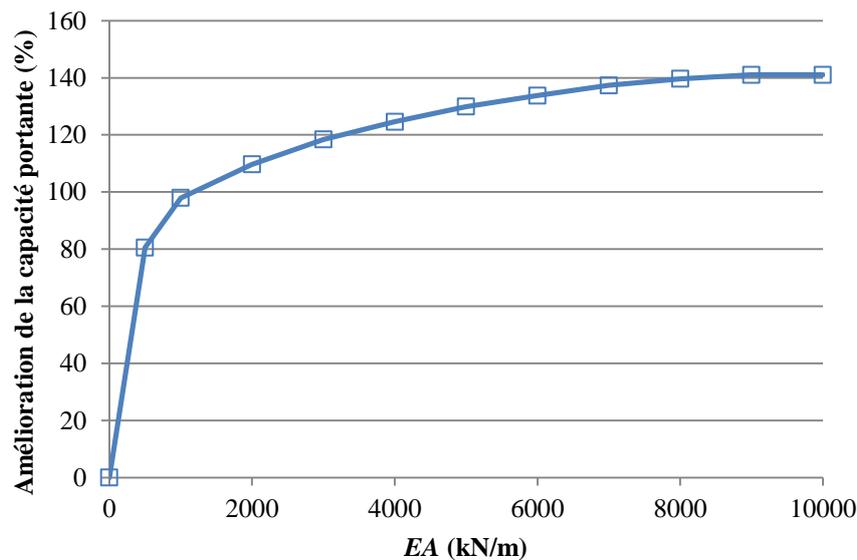


**Figure 4.35** Influence de la cohésion non drainée,  $C_u$ , sur l'amélioration de la capacité portante

Ces résultats sont en accord avec les recommandations rapportées par Holtz et al. [51] et les résultats expérimentaux au laboratoire effectués par Aiban et al. [30]. La séparation et le renforcement sont des fonctions chevauchées des géosynthétiques; cependant, une valeur

limite de la capacité portante du sol support peut être définie, au-dessus de laquelle l'amélioration de la performance de la base du remblai est due seulement à la fonction de séparation. En se basant sur plusieurs cas historiques récapitulés par Haliburton et al. [103] et Christopher et Holtz [79], Holtz et al. [51] a recommandé que les géosynthétiques auront un rôle de renforcement généralement négligeable lorsque la résistance au cisaillement du sol support est supérieure à environ  $90 \text{ kN/m}^2$  (California Bearing Ratio  $CBR \geq 3\%$ ), et dans ce cas la fonction principale sera uniquement la séparation.

L'influence de la rigidité axiale  $EA$  de la géogrille sur l'amélioration de la capacité portante est illustrée dans la figure 4.36. On peut voir que l'amélioration de la capacité portante augmente de manière significative jusqu'à  $EA = 500 \text{ kN/m}$  correspondant à 80% d'amélioration. Le degré de l'amélioration de la capacité portante diminue progressivement quand  $EA$  augmente de 500 à 8000  $\text{kN/m}$ . Pour  $EA$  supérieure à 8000  $\text{kN/m}$ , l'amélioration de la capacité portante reste approximativement constante.

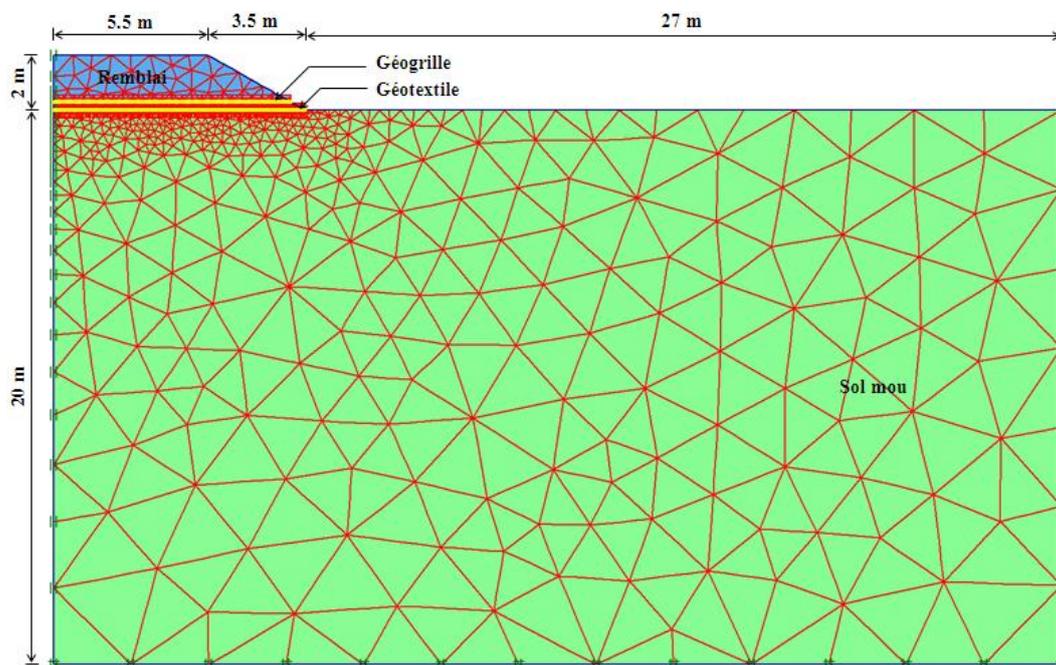


**Figure 4.36** Influence de la rigidité axiale,  $EA$ , sur l'amélioration de la capacité portante

#### 4.5.2. Amélioration de la stabilité en rupture circulaire

Dans ce paragraphe, le code d'éléments finis PLAXIS [1] a été utilisé pour étudier l'effet du renforcement sur la stabilité en rupture circulaire du remblai routier traversant la sebkha du Chott El Hodna. La justification de la stabilité du remblai renforcé vis-à-vis de la rupture a été effectuée à court terme après la construction du remblai qui est la plus critique, puisque la consolidation du sol de fondation augmente sa résistance au cisaillement. Le maillage utilisé dans les calculs représente la moitié du remblai et du sol de fondation car le problème est

symétrique. La fondation a été maillée sur 36 m de longueur, c'est-à-dire 4 fois la demi-largeur du remblai et 20 m de hauteur, en prenant des éléments triangulaires à 15 nœuds. Le maillage et les conditions aux limites sont présentés sur la figure 4.37.



**Figure 4.37** Maillage et conditions aux limites du remblai renforcé sur sol mou

Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes :

- Déplacements horizontaux nuls en bas et sur les faces latérales du massif de sol ;
- Déplacements verticaux nuls en bas du massif de sol.

L'exactitude de l'analyse en éléments finis ne dépend pas seulement de la loi de comportement et les paramètres utilisés mais aussi des techniques numériques adoptées, comme la méthode d'application du chargement de remblai. Il faut noter que dans une analyse d'éléments finis, l'incrément de charge du remblai à la possibilité d'être appliqué par une des trois méthodes suivantes [104] :

- Appliquer une charge surfacique ;
- Faire augmenter la gravité de toutes ou une partie des éléments du remblai ; ou
- Placer une nouvelle couche des éléments du remblai.

Cette énoncée va nous servir pour effectuer les calculs avec PLAXIS, car celui-là nous permet de construire le remblai en plaçant une nouvelle couche des éléments du remblai.

Le comportement du sol de fondation et celui du remblai ont été décrits par le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb (M-C). Les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des différentes couches du massif de sol et du remblai sont regroupées dans le tableau 4.1.

Le géotextile et la géogridde ont été modélisés par des éléments barres possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Les géosynthétiques ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression. La seule propriété des géosynthétiques est la rigidité axiale élastique  $EA$  fournie par le fabricant des produits. Les valeurs de  $EA$  utilisées dans cette analyse sont 580 kN/m et 50 kN/m pour la géogridde et le géotextile, respectivement. Le contact sol-géosynthétique est régi par des éléments d'interface ayant un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb.

Après initialisation de la géométrie (calcul des états de contrainte et de déformation), le calcul est effectué en cinq étapes, correspondantes respectivement à la mise en place du géotextile de séparation, à la construction de la première couche du remblai, à la mise en place de la géogridde de renforcement, à la construction du remblai en couches et enfin à l'estimation du coefficient de sécurité après la construction du remblai.

Le calcul du coefficient de sécurité dans PLAXIS peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus est appelé "*Phi-C reduction*" et constitue un type de calcul à part entière. Les caractéristiques  $\tan\phi$  et  $C$  du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. Les caractéristiques des interfaces sont réduites dans le même temps. Le coefficient total  $\sum Msf$  permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\sum Msf = \frac{\tan \phi_{donnée}}{\tan \phi_{réduit}} = \frac{C_{donnée}}{C_{réduit}} \quad (4.1)$$

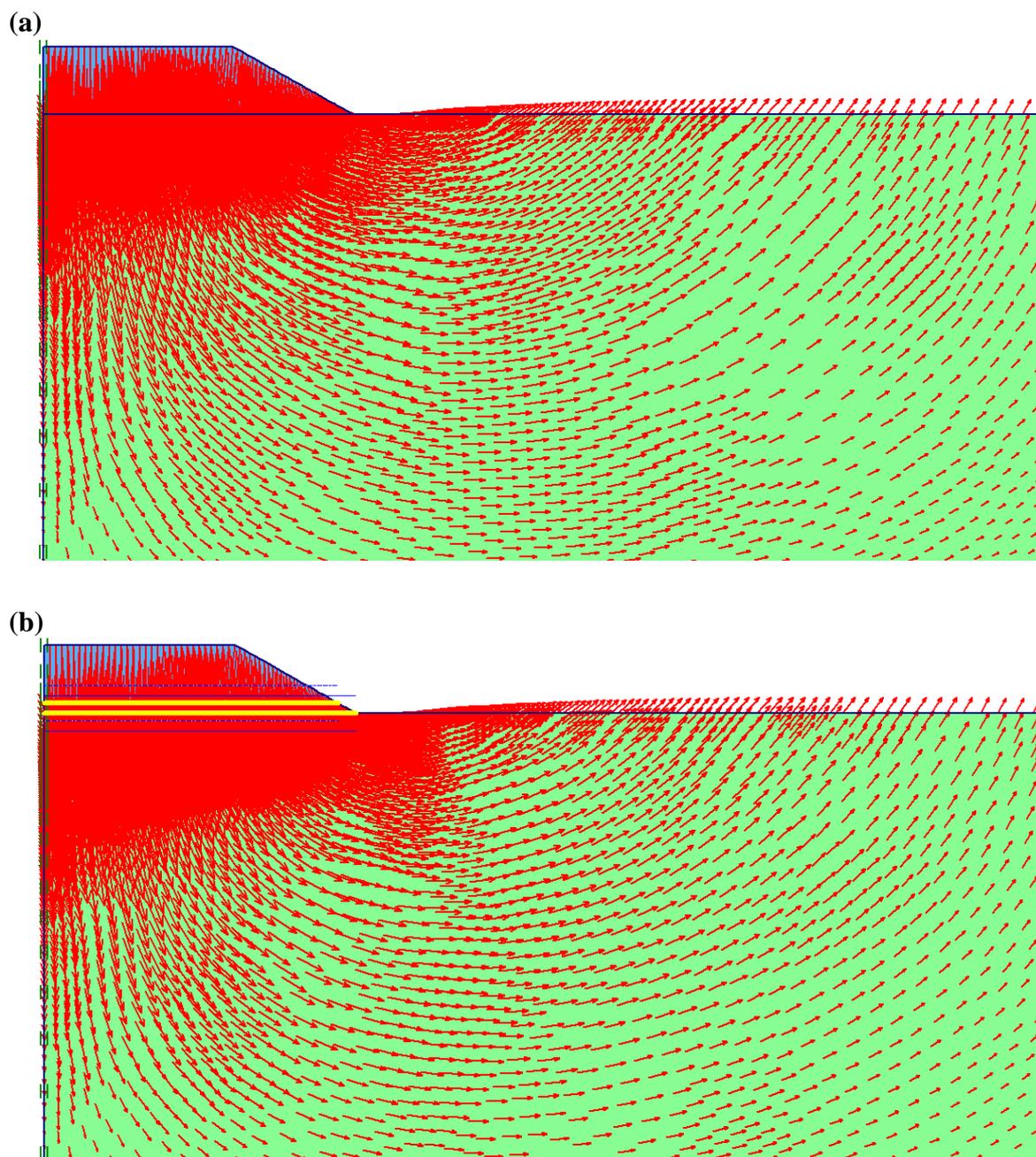
Où les caractéristiques notées "donnée" se réfèrent aux propriétés saisies dans les propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se reportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients,  $\sum Msf$  vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux.

Le multiplicateur incrémental  $Msf$  est utilisé pour spécifier un incrément du facteur de réduction de la résistance pour le premier pas de calcul. Cet incrément est par défaut fixé à 0.1, ce qui est généralement une bonne valeur de départ. Les paramètres de résistance sont réduits pas à pas automatiquement jusqu'à ce que tous les pas additionnels aient été réalisés. Si le dernier pas de calcul a conduit à un mécanisme de rupture généralisé, le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_s = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } \sum Msf \text{ à la rupture} \quad (4.2)$$

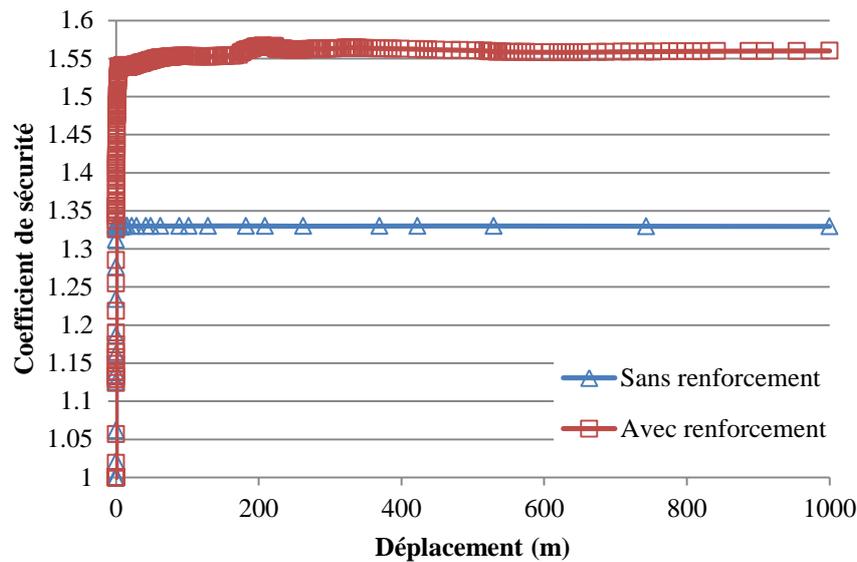
L'approche "*Phi-C reduction*" ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité conventionnellement adoptée dans les analyses de cercles de glissement.

Les résultats de l'analyse numérique concernent les remblais renforcés aussi bien que les remblais non renforcés. Ces résultats montrent l'effet du renforcement sur la stabilité du remblai. Les vecteurs de déplacement à la fin de la construction sont indiqués sur la figure 4.38 pour le remblai renforcé et non renforcé. Les vecteurs de déplacement donnent bien l'allure des ruptures observées en remblais sur sols mous pour les deux cas. On peut observer que l'intensité des vecteurs de déplacement dans le remblai non renforcé est évidemment très significative comparée au remblai renforcé.



**Figure 4.38** Vecteurs de déplacement (même échelle) après la construction du remblai : (a) remblai non renforcé ; (b) remblai renforcé

La figure 4.39 montre l'effet du renforcement par des géosynthétiques sur l'amélioration de la stabilité du remblai après la construction. Dans le cas d'un remblai renforcé, la stabilité globale augmente de manière significative, qui est principalement due à la résistance du renforcement elle-même. L'augmentation de la résistance de sol causée par la présence du géosynthétique n'étant pas significative. Comme le montre la figure 4.39, le coefficient de sécurité augmente de 1.33 (sans renforcement) à 1.56 (avec renforcement). Ces résultats montrent que l'amélioration de la stabilité vis-à-vis de la rupture du remblai en fin de construction, apportée par le renforcement, est de 15%.



**Figure 4.39** Effet des géosynthétiques sur l'amélioration de la stabilité du remblai après la construction

La figure 4.40 montre la hauteur de rupture d'un remblai sans renforcement et avec renforcement. La hauteur de rupture du remblai correspond à un coefficient de sécurité inférieure à 1. Le remblai sans renforcement a connu la rupture pour une hauteur de 2.7 m, alors que le remblai avec renforcement a atteint 3.3 m. Ces résultats montrent que le renforcement contribue à l'augmentation de la hauteur de rupture du remblai de 18%.

En comparaison avec des travaux d'éléments finis et des cas historiques antérieurs, Volman et al. [55], Rowe et Sodermen [56] et Rowe [59] ont rapporté respectivement que l'amélioration de la hauteur de rupture du remblai apportée par le renforcement est de l'ordre de 22%, 36% et 26%.

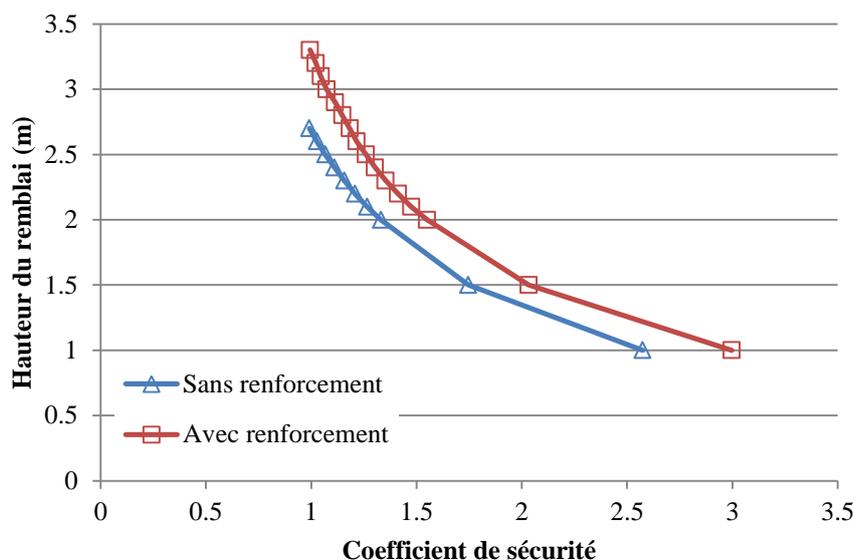


Figure 4.40 Effet du renforcement sur la hauteur du remblai

## 4.6. Conclusion

L'observation du déroulement des travaux et l'analyse des résultats de reconnaissance géotechnique et les résultats des simulations numériques permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Le sol de sebkha du Chott El Hodna, dominé par des argiles et la marne sablo-vaseuse, est très sensible à l'eau. L'inondation du site réduit le *CBR* à des valeurs inférieures à 1% ;
- L'observation de la réponse du sol confirme que le géotextile de séparation utilisé a facilité énormément la mise en place de la première couche du matériau de remblai même en présence d'une lame d'eau avec une surface bien plane facilitant la pose et la mobilisation de la géogrille ;
- Le renforcement par une nappe de géogrille a facilité le compactage conventionnel du remblai en tout-venant à partir de la deuxième couche correspondant à une épaisseur d'environ 60 cm ;
- Après quatre ans d'exploitation de la route, aucun signe de dégradation lié au sol support n'a été observé ;
- Les résultats de simulations numériques ont montré que l'amélioration de la portance par l'incorporation du géosynthétique est plus significative pour les sols à cohésion faible et des rigidités axiales jusqu'à 1000 kN/m. Pour des cohésions supérieures à 70

kPa et des rigidités axiales supérieures à 8000 kN/m, l'amélioration est pratiquement négligeable ;

- La présence du renforcement à la base du remblai améliore la stabilité après la construction ;
- La hauteur de rupture du remblai avec renforcement est supérieure à celle du remblai sans renforcement.

## CHAPITRE 5

# ÉVALUATION NUMÉRIQUE DE L'INFLUENCE DU RENFORCEMENT SUR LE TASSEMENT

### 5.1. Introduction

La construction des remblais sur sols compressibles est un défi pour les ingénieurs géotechniques en raison de la rupture possible en capacité portante, tassement excessif ainsi que l'instabilité locale et globale. Le renforcement par géosynthétiques a été largement utilisé pour supporter des remblais sur des sols de fondation faibles uniformes comme souligné par les articles récemment publiés (par exemple [105-131]). Rowe et Li [105] ont utilisé un modèle elliptique de sol pour examiner le comportement des remblais renforcés par des géosynthétiques construits sur des fondations cohésives molles dans des conditions non drainées et partiellement drainées. Ils ont montré que le renforcement peut de manière significative réduire les déformations latérales maximales, la déformation verticale et le soulèvement du sol de fondation pendant la construction du remblai. Borges et Cardoso [107] ont employé un modèle numérique basé sur la méthode des éléments finis pour étudier le comportement d'un remblai renforcé sur sol mou. Dans leur étude, une attention particulière est donnée aux états de contrainte (les niveaux de contrainte et les pressions interstitielles), les déplacements, les forces de traction dans le géosynthétique et la stabilité globale, pendant et après la construction. Borges et Cardoso [109] ont également étudié la stabilité globale de trois remblais renforcés par géosynthétiques sur sols mous avec deux méthodes différentes : application d'un modèle numérique basé sur la méthode des éléments finis ; utilisation d'une méthode d'équilibre limite. Un des cas est un cas historique construit jusqu'à la rupture. Sharma et Bolton [106], Bergado et al. [108] et Hinchberger et Rowe [111] ont étudié la stabilité des remblais renforcés par géosynthétiques à travers des études numériques. L'étude de Sarsby [115] concerne l'utilisation des géotextiles de durée de vie limitée (LLGs) qui sont conçus sur la base d'avoir une vie active limitée en tant que renforcement basal pour un remblai construit sur argile molle. Bergado et Teerawattanasuk [116] ainsi que Tanchaisawat et al. [125] ont démontré l'influence de la géométrie en 2D et 3D et des conditions aux limites d'un remblai sur sol mou par des simulations numériques. Rowe et Taechakumthorn [129] ont

exécuté une analyse par éléments finis pour étudier le comportement en fonction du temps des remblais renforcés construits avec géosynthétique de renforcement visqueux sur des dépôts d'argile molle. Chaiyaput et al. [131] ont effectué des simulations numériques pour étudier le comportement des Kénaf géosynthétiques tissés de durée de vie limitée (LLGs) utilisés pour renforcer un remblai d'essai construit sur argile molle. Dans leur étude, les données observées en termes des tassements, des surpressions interstitielles et des déformations ou des contraintes dans les renforcements ont été comparés avec les données simulées.

Dans toutes ces études, l'efficacité du renforcement par géosynthétique pour améliorer la stabilité et le tassement des remblais sur des sols de fondation faibles uniformes a été étudiée. Cependant, l'effet du renforcement par géosynthétique sur la performance des remblais sur des sols de fondation faibles localisés a reçu très peu d'attention. Ainsi, l'objectif de cette étude est de clarifier le comportement d'un remblai routier renforcé par géosynthétiques sur des sols de fondation faibles localisés qui sont caractérisés par des sols de sebkha en Algérie. Ces sols sont des dépôts salins côtiers et intérieurs qui sont formés dans des régions arides. Dans l'état in-situ, les sols de sebkha de Chott El Hodna ont une forte compressibilité et une faible résistance au cisaillement. Ces sols sont également hétérogènes et leurs propriétés dépendent de la nature et la quantité de teneur en sel. Beaucoup de problèmes géotechniques sont associés aux sols de sebkha, en raison de la présence des sels digénétiques de différentes tailles, formes et compositions ; et l'eau souterraine saline peu profonde. Le site de construction du remblai routier dans cette sebkha est encore compliqué par le risque de franchissement des zones localisées de très faible portance et de consistance liquide (figure 5.1).



**Figure 5.1** Visualisation des zones faibles à quelques mètres du remblai

Due de ce phénomène, l'effet du renforcement par géosynthétiques sur le tassement du remblai au-dessus d'une zone faible localisée est étudié par approche numérique en utilisant le

code PLAXIS [1]. Les résultats qualitatifs montrent que le calcul avec Lagrangien actualisé est plus approprié que l'option de petite déformation pour ce problème et l'amélioration de tassement différentiel est due à la combinaison de l'effet de la résistance de membrane du géosynthétique et l'effet d'arc dans le matériau du remblai.

## 5.2. Présentation du cas étudié

Le cas étudié concerne la réalisation du remblai routier d'environ 11 km traversant la sebkha du Chott El Hodna en Algérie (figure 4.1 dans le chapitre 4). Les observations in-situ du sol de sebkha ont montré que, en été la surface du sol est partiellement sèche et assez forte pour que les véhicules de poids très légers traversent la sebkha. Cependant, en hiver, la sebkha est inondée où la nappe phréatique peut surgir jusqu'à 60 cm au-dessus de la surface du sol.

La faible portance du sol et la présence d'eau en surface ont posé de sérieuses difficultés de reconnaissance géotechnique. Par conséquent, la reconnaissance du sol a été accomplie seulement après la construction des deux premières couches du remblai séparées par un géotextile et renforcées par une géogrille. On note que l'état de surface du sol de sebkha et les résultats de reconnaissance géotechnique sont décrits en détail dans le chapitre 4 de la présente thèse.

Le site de construction est également compliqué parfois par la présence des zones faibles localisées (figure 5.2) caractérisées par une teneur en eau supérieure à la limite de liquidité. Ces zones faibles sont des sols problématiques parce qu'elles ont une forte compressibilité. Ainsi, ces zones ne sont pas adaptées pour supporter le remblai routier sans le risque de tassements différentiels importants. L'utilisation des géosynthétiques dans la construction de ce remblai a montré des effets très pertinents en augmentant la capacité portante du sol de sebkha indispensable à la mise en place des premières couches du remblai, et en franchissant des zones localisées de très faible portance. La figure 5.3 représente un cas de franchissement de la zone faible localisée noté par le soulèvement du géotextile induit par la charge de remblai au-dessus des sols très mous de la zone faible localisée.

Dans son état naturel, cette terre de sebkha est considérée très faible. La sensibilité de ce sol à la perte de résistance lors de l'humidification rend son utilisation comme un sol support très risquée pour la construction de la route, particulièrement si le traitement approprié n'a pas été entrepris. Due principalement au risque de présence de la nappe phréatique pendant les phases de construction, la technique de stabilisation par géosynthétiques a été choisie. Le

géotextile de séparation a été installé directement sur le sol support de sebkha pour éviter la contamination du matériau de remblai. La première couche du remblai de 0.3 m d'épaisseur a été ensuite placée et compactée. Sur cette couche, la géogrille de renforcement a été utilisée pour augmenter la rigidité de la fondation, et porter les forces de tension induites par le poids de remblai sur le sous-sol. Ensuite, le matériau du remblai a été placé et compacté en couches pour construire le remblai jusqu'à sa hauteur totale.



**Figure 5.2** Zone faible localisée



**Figure 5.3** Remblai sur zone faible localisée

### **5.3. Analyse numérique de l'effet du renforcement sur le tassement absolu**

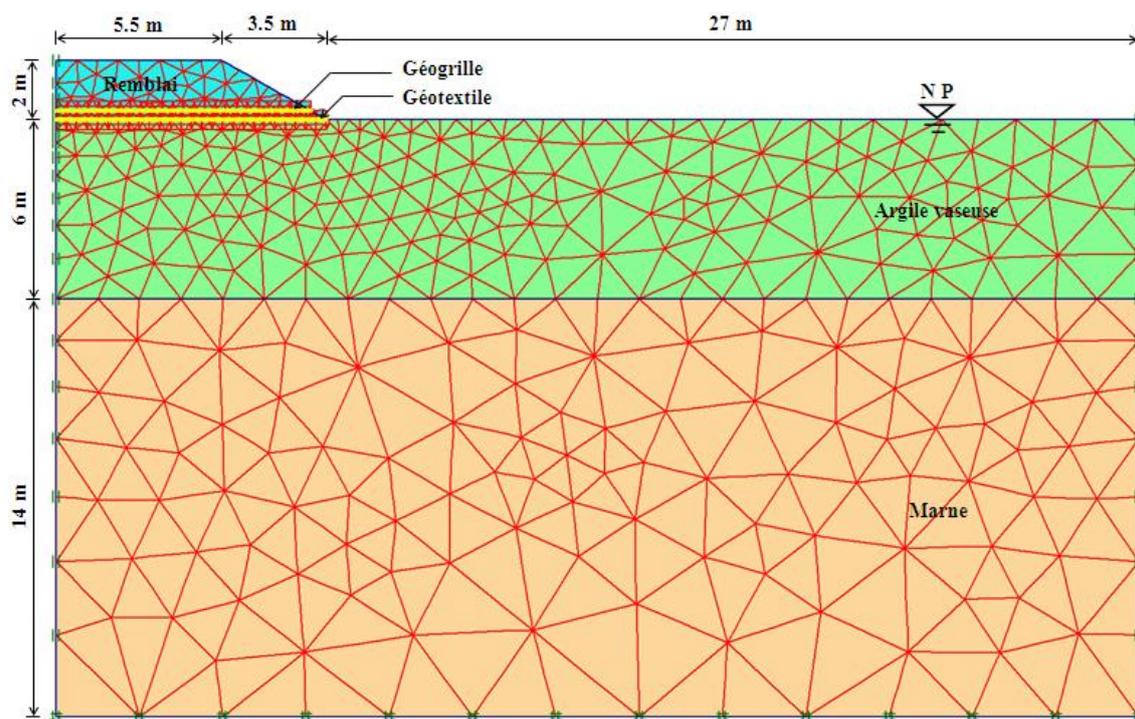
Afin d'évaluer l'effet du renforcement par géosynthétiques sur le tassement absolu du remblai routier traversant la sebkha du Chott El Hodna, des simulations numériques ont été effectuées en utilisant le logiciel PLAXIS [1] dans l'hypothèse d'un comportement bidimensionnel en déformations planes.

Le maillage utilisé dans les calculs représente la moitié du remblai et du sol de fondation car le problème est symétrique (figure 5.4). La fondation a été maillée sur 36 m de longueur, c'est-à-dire 4 fois la demi-largeur du remblai et 20 m de hauteur, en prenant des éléments triangulaires à 15 nœuds. Le maillage réalisé tient compte des couches définies dans la coupe géotechnique de la figure 4.10 du chapitre 4.

Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes :

- Drainage par les faces inférieure et supérieure du massif de sol ;
- Déplacements horizontaux nuls en bas et sur les faces latérales du massif de sol ;
- Déplacements verticaux nuls en bas du massif de sol.

L'état initial est caractérisé par une distribution hydrostatique des pressions interstitielles, avec une nappe au niveau de la base du remblai, des déplacements horizontaux et verticaux nuls en tous les points du maillage et des contraintes initiales dû au poids des terres déduites à l'aide de coefficient de pression des terres au repos  $K_0$ .



**Figure 5.4** Maillage d'éléments finis d'un remblai renforcé par géosynthétiques sur sol mou

Le remblai est initialement désactivé, et sera ensuite activé conformément à loi de chargement. Dans le processus de chargement, l'activation d'une couche d'élément est la solution optimale pour prendre en compte la construction par étape [104]. Cette énoncée va nous servir pour effectuer les calculs avec PLAXIS, car celui là nous permet de construire le remblai en plaçant une nouvelle couche des éléments du remblai.

Le modèle de comportement de sol mou (SSM) incorporé dans PLAXIS qui tient compte de l'effet de la consolidation a été retenu pour le comportement des sols de fondation (couches d'argile vaseuse et de marne). Le remblai a été modélisé par le modèle élastoplastic de Mohr-Coulomb (M-C). Les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des différentes couches du massif de sol et du remblai sont regroupées dans le tableau 5.1.

**Tableau 5.1** Propriétés du matériau de remblai et des sols de fondation

Paramètre	Remblai	Argile vaseuse	Marne
Modèle de matériau	M-C	SSM	SSM
Type de comportement de matériau	Drainée	Non drainée	Non drainée
Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	16.4	17
Module d'Young effectif $E'$ (kN/m <sup>2</sup> )	30000	-	-
Coefficient de Poisson effectif $\nu'$	0.3	-	-
Cohésion effective $C'$ (kN/m <sup>2</sup> )	1	6	8
Angle de frottement effectif $\varphi'$ (°)	35	15	17
Angle de dilatance effectif $\psi'$ (°)	0	0	0
Indice de compression $C_c$	-	0.35	0.3
Indice de gonflement $C_s$	-	0.035	0.03

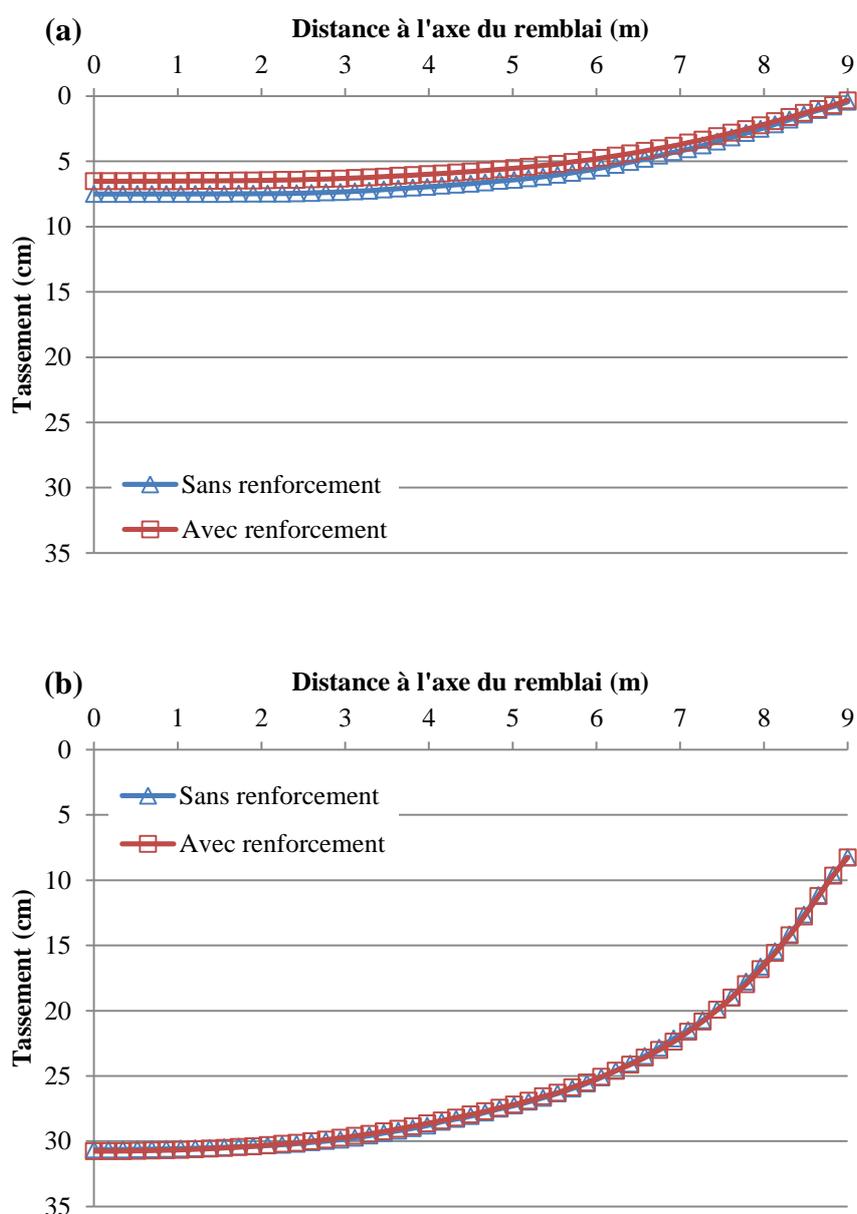
Le géotextile et la géogrille ont été modélisés par des éléments barres possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Les géosynthétiques ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression. La seule propriété des géosynthétiques est la rigidité axiale élastique  $EA$  fournie par le fabricant des produits. Les valeurs de  $EA$  utilisées dans cette analyse sont 580 kN/m et 50 kN/m pour la géogrille et le géotextile, respectivement. Les géosynthétiques sont connectés au sol via des éléments d'interface.

Le calcul est effectué en cinq étapes, correspondantes respectivement à la mise en place du géotextile de séparation, à la construction de la première couche du remblai, à la mise en place de la géogrille de renforcement, à la construction du remblai en couches et enfin à la consolidation du sol de fondation sous l'effet des contraintes provoquées par le remblai.

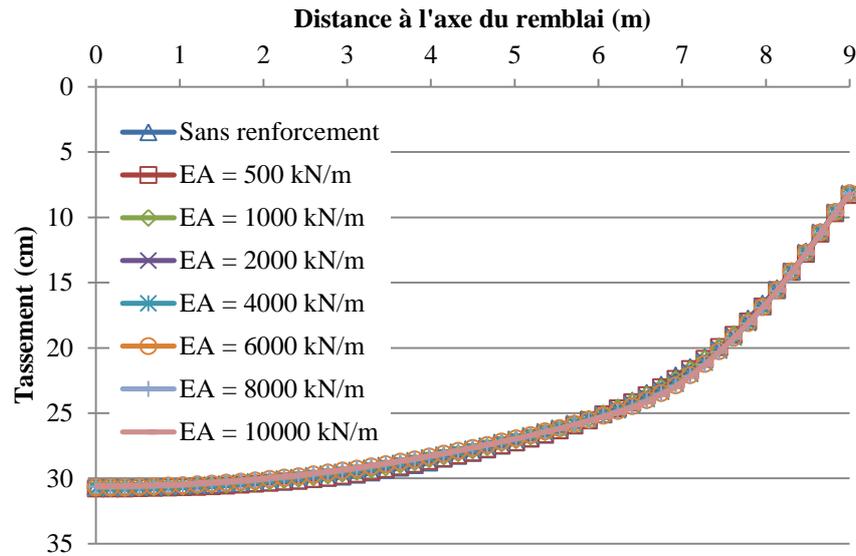
Les résultats de l'analyse numérique concernent le remblai renforcé aussi bien que le remblai non renforcé. La figure 5.5 présente le tassement à la base du remblai à la fin de la construction et à la fin de la consolidation pour les deux cas. Cette figure montre une légère réduction du tassement à la fin de la construction en raison de l'utilisation du géosynthétique

de renforcement. Cependant, le renforcement n'a aucune influence significative sur le tassement absolu du remblai à la fin de la consolidation.

La figure 5.6 présente une étude paramétrique en variant la rigidité axiale du renforcement  $EA$ . Ceci afin de déterminer leur effet sur le tassement absolu à la base du remblai après la consolidation. Les valeurs de  $EA$  adoptées dans cette étude sont : 500 kN/m, 1000 kN/m, 2000 kN/m, 4000 kN/m, 6000 kN/m, 8000 kN/m et 10000 kN/m. on voit clairement que les tassements obtenus ne sont pas diminués malgré les différents jeux de valeur de  $EA$  employés.



**Figure 5.5** Tassement absolu à la base du remblai : (a) fin de construction ; (b) fin de consolidation



**Figure 5.6** Influence de la rigidité axiale,  $EA$ , du renforcement sur le tassement absolu à la fin de la consolidation

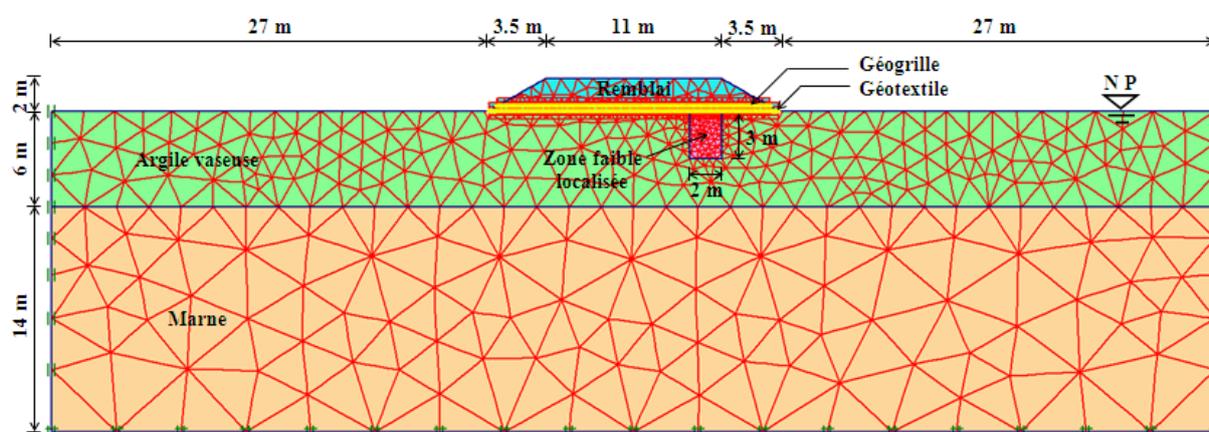
#### 5.4. Analyse numérique de l'effet du renforcement sur le tassement différentiel

Dans cette étude, le code d'éléments finis PLAXIS [1] a été utilisé pour étudier les effets du géosynthétique de renforcement sur le tassement du remblai au-dessus d'une zone faible localisée. PLAXIS est un code d'éléments finis développé pour analyser la déformation et la stabilité des sols et des roches dans les projets géotechniques. Plusieurs modèles de comportement de complexité et domaines d'application variable sont inclus dans le code commercial. Le code PLAXIS calcule les déformations, les contraintes et les états de rupture de sol, et permet une génération complètement automatique de maillage.

Le problème consiste à un remblai renforcé par géosynthétique de 2 m de hauteur sur zone faible localisée (figure 5.7). La largeur de crête du remblai est de 11 m et ses pentes du talus sont 2:3.5 (Verticale:Horizontale). Comme le montre la figure 4.10 dans le chapitre 4, les sols de fondation de la section transversale examinée se composent d'une couche d'argile vaseuse de 6 m d'épaisseur surmontant une couche de marne de 14 m d'épaisseur. La zone faible localisée est caractérisée par une largeur de 2 m et une profondeur de 3 m.

La taille du domaine modélisé a été déterminée sur la base des calculs d'essai, pendant lesquels le maillage a été progressivement raffiné et ses limites se sont étendues jusqu'aux contraintes et déformations au niveau des zones fortement sollicitées ont suffisamment stabilisé. Les résultats du calcul d'essai ont montré que les limites latérales devraient être

étendues à 27 m de chaque côté du remblai. La zone modélisée a une largeur horizontale globale de 72 m et une épaisseur verticale de 22 m. Aux limites gauche et droite, le déplacement horizontal a été fixé, mais le déplacement vertical a été permis. À la limite inférieure, les déplacements horizontaux et verticaux ont été fixés. La surface du sol et la limite inférieure ont été considérées complètement perméables, c'est-à-dire, elles étaient des limites de drainage, et les deux limites gauche et droite ont été considérées imperméables. La nappe phréatique a été supposée à la surface du sol. Un état plan de déformation et des éléments triangulaires à 15 nœuds ont été utilisés pour l'analyse. Le maillage d'éléments finis de remblai renforcé par géosynthétique sur zone faible localisée est présenté dans la figure 5.7.



**Figure 5.7** Maillage d'éléments finis d'un remblai renforcé par géosynthétiques sur zone faible localisée

Dans les analyses numériques, le comportement des sols de fondation (couches d'argile vaseuse et de marne) et la zone faible localisée a été représenté par le modèle de sol mou (SSM) incorporé dans PLAXIS. Les paramètres du modèle adopté pour les sols de fondation, donnés dans le tableau 5.2, ont été estimés à partir des résultats d'essais en laboratoire. Les valeurs typiques des paramètres de compressibilité de la zone faible localisée ont été basées sur la littérature géotechnique [3,132]. Le remblai constitué d'un matériau purement frottant a été simulé par un modèle élastoplastique qui obéit le critère de rupture de Mohr-Coulomb (M-C).

Le comportement du géosynthétique (géogrille et géotextile) a été simulé en utilisant des éléments barres avec deux degrés de liberté de translation à chaque nœud. Le géosynthétique peut supporter seulement des forces de traction et a été modélisé comme un matériau élastoplastique. La seule propriété matérielle requise pour le géosynthétique est la rigidité

axiale,  $EA$ . Les valeurs de  $EA$  utilisées dans cette analyse sont 580 kN/m et 50 kN/m pour la géogrille et le géotextile, respectivement. Des éléments minces d'interface, en utilisant cinq paires de nœuds, ont été utilisés pour modéliser le glissement entre le sol et le géosynthétique. L'élément d'interface est assigné une "épaisseur virtuelle" qui est une dimension fictive utilisée pour définir les propriétés du matériau affecté à l'interface. Les propriétés du matériau de l'interface sont liées au matériau de sol adjacent, sauf qu'un facteur de réduction de la résistance ( $R_{inter}$ ) est utilisé pour représenter la rugosité de l'élément d'interface [1]. Le facteur de réduction de la résistance lie la résistance d'interface à la résistance de sol. Le modèle de Mohr-Coulomb est employé pour décrire le comportement des interfaces. La valeur de  $R_{inter}$  pour l'interface sol-géosynthétique utilisée dans cette analyse est de 2/3, qui est recommandé par le fabricant des produits et basé sur les résultats expérimentaux menés par Aiban et Ali [28].

**Tableau 5.2** Propriétés des matériaux des sols de fondation, la zone faible localisée et le remblai

Paramètre	Argile vaseuse	Marne	Zone faible localisée	Remblai
Modèle de matériau	SSM	SSM	SSM	M-C
Type de comportement de matériau	Non drainée	Non drainée	Non drainée	Drainée
Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	16.4	17	14	20
Perméabilité horizontale $K_h$ (m/jours)	1x10 <sup>-4</sup>	1x10 <sup>-5</sup>	1x10 <sup>-3</sup>	-
Perméabilité verticale $K_v$ (m/jours)	1x10 <sup>-4</sup>	1x10 <sup>-5</sup>	1x10 <sup>-3</sup>	-
Indice de compression $C_c$	0.35	0.3	6	-
Indice de gonflement $C_s$	0.035	0.03	0.6	-
Indice des vides $e$	1.5	1.3	3	-
Cohésion effective $C'$ (kN/m <sup>2</sup> )	6	8	5	1
Angle de frottement effectif $\phi'$ (°)	15	17	5	35
Angle de dilatance effectif $\psi'$ (°)	0	0	0	0
Module d'Young effectif $E'$ (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	-	30000
Coefficient de Poisson effectif $\nu'$	-	-	-	0.3

Après initialisation de la géométrie (calcul des états de contrainte et de déformation), le calcul est effectué en cinq étapes, correspondantes respectivement à la mise en place du géotextile de séparation, à la construction de la première couche du remblai, à la mise en

place de la géogridde de renforcement, à la construction du remblai en couches et enfin à la consolidation du sol de fondation sous l'effet des contraintes provoquées par le remblai.

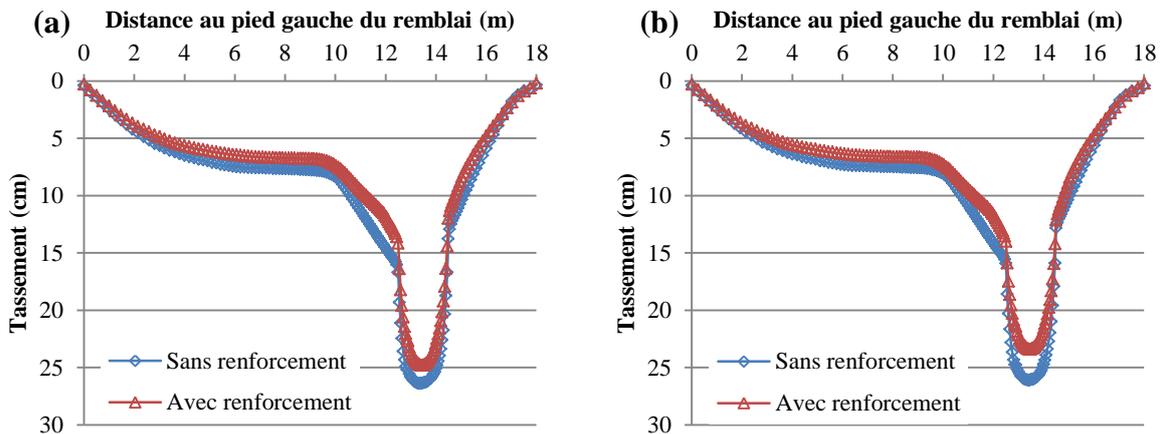
Afin d'évaluer l'amélioration obtenue due au géosynthétique de renforcement, deux analyses numériques ont été exécutées, une analyse en petite déformation et l'autre une analyse en grande déformation en actualisant le maillage et les pressions interstitielles. Premièrement, la charge du remblai est appliquée dans des conditions non drainées, en supposant que le matériau du remblai est drainé. Ensuite, une phase de consolidation est simulée par des analyses statiques entièrement couplées de consolidation. Une étude paramétrique détaillée a été effectuée en variant le paramètre de compressibilité de la zone faible localisée, la rigidité axiale du géosynthétique utilisé pour le renforcement, la géométrie (profondeur et largeur) de la zone faible localisée et l'angle de frottement du matériau de remblai.

#### 5.4.1. Résultats et discussions

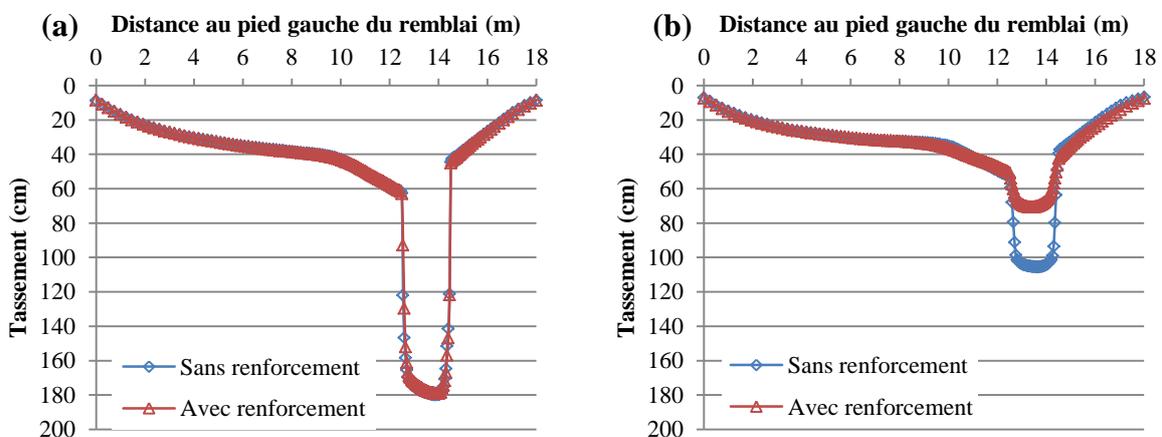
Des analyses numériques en petites et grandes déformations ont été effectuées pour simuler la construction d'un remblai renforcé par géosynthétiques sur des zones faibles localisées. Afin de vérifier l'efficacité du géosynthétique de renforcement en termes des tassements, le même remblai non renforcé (sans géosynthétique de renforcement) a également été modélisé. Les figures 5.8 et 5.9 montrent les tassements à la base du remblai pour les deux analyses, à la fin de la construction et à la fin de la consolidation respectivement. Les résultats des deux analyses numériques montrent que la considération de l'analyse en grande déformation en actualisant le maillage et les pressions interstitielles tend à réduire les tassements par rapport à l'analyse en petite déformation, et cette différence augmente naturellement avec le temps. Des observations similaires ont été rapportées par Asaoka et al. [133], Nazem et al. [134] et Venda Oliveira et Lemos [135] pour le cas non renforcé.

Les résultats numériques montrent que l'inclusion du géosynthétique de renforcement provoque la diminution des tassements à la base du remblai, à la fin des phases de construction et de consolidation. Comme le montrent les figures 5.8 et 5.9, pour les analyses en grande déformation, le tassement maximal à la fin de la construction diminue de 26.1 cm (sans renforcement) à 23.4 cm (avec renforcement), une réduction de 10.3%, tandis que le tassement maximal à la fin de la consolidation diminue de 105.3 cm (sans renforcement) à 70.6 cm (avec renforcement), une réduction de 32.9%. En même temps, le géosynthétique de renforcement induit des tassements différentiels réduits à la base du remblai, qui est

naturellement causé par la grande déformabilité de la zone faible localisée comparée aux sols de fondation (couches d'argile vaseuse et de marne). La réduction du tassement différentiel provoqué par l'inclusion de géosynthétique est due à l'effet de membrane du géosynthétique et l'effet d'arc (ou transfert de charge) qui se produit dans le matériau du remblai comme il sera discuté plus tard dans cette section. En outre, l'effet du géosynthétique de renforcement dans l'analyse en petite déformation aboutit à une légère diminution des tassements, bien que l'effet soit négligeable. Comme le montrent les figures 5.8 et 5.9, le tassement maximal à la fin de la construction diminue de 26.4 cm (sans renforcement) à 24.8 cm (avec renforcement), tandis que le tassement maximal à la fin de la consolidation diminue de 179.9 cm (sans renforcement) à 178.9 cm (avec renforcement). Ceci peut être justifié par le fait que l'effet de membrane ne mobilise pas dans le géosynthétique avec l'hypothèse de petites déformations (voir la figure 5.9a).

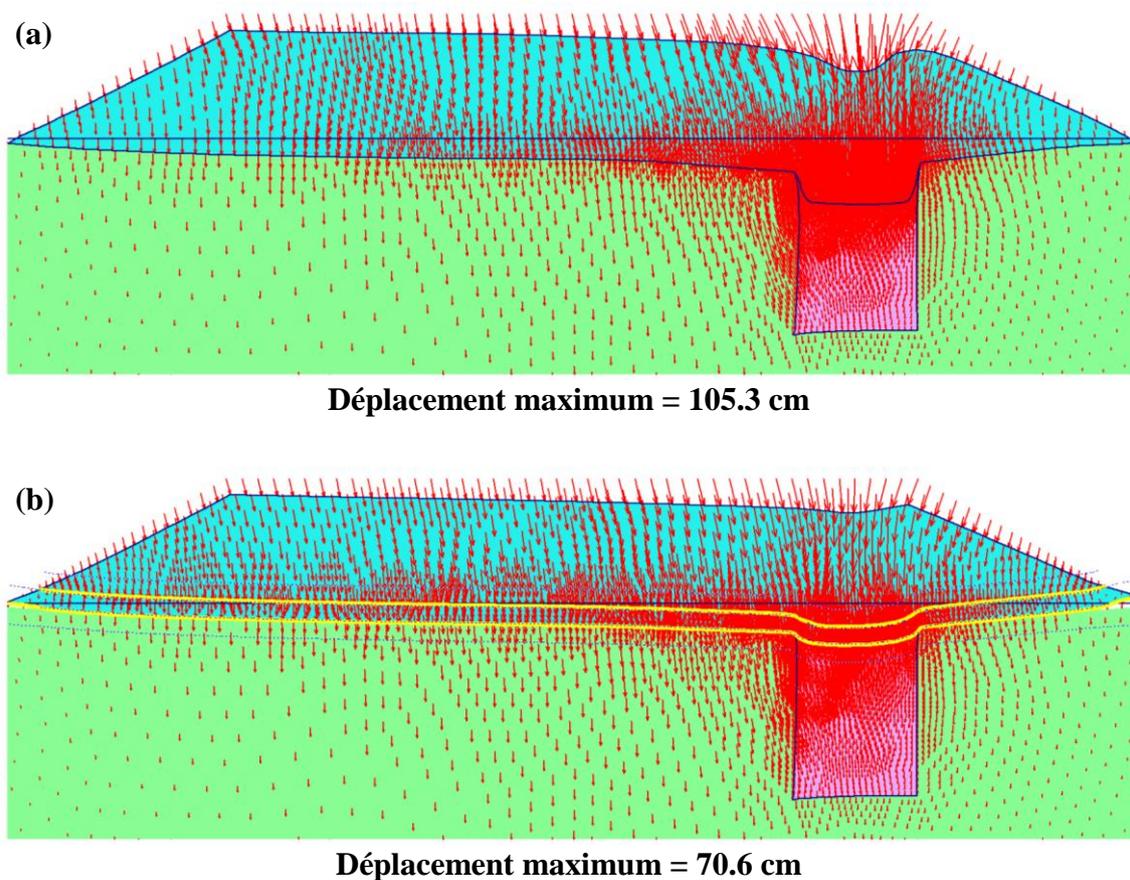


**Figure 5.8** Tassement à la base du remblai à la fin de la construction : (a) analyse en petite déformation ; (b) analyse en grande déformation



**Figure 5.9** Tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation : (a) analyse en petite déformation ; (b) analyse en grande déformation

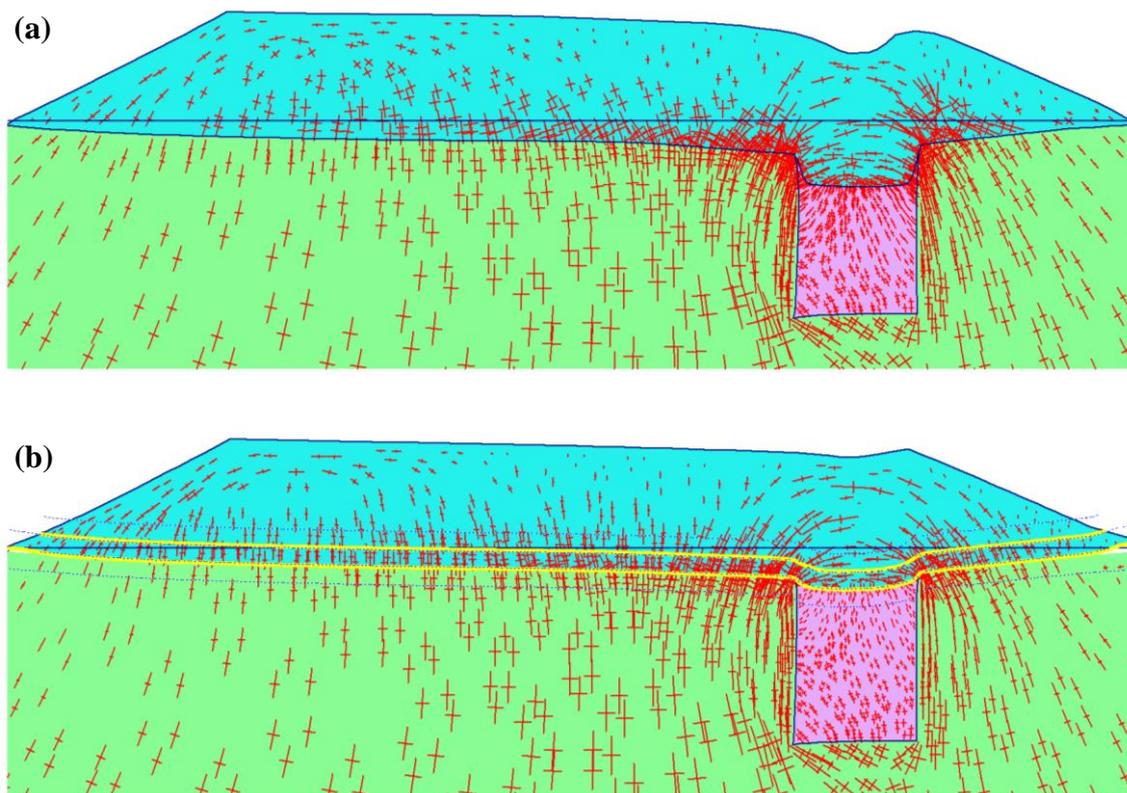
Les vecteurs de déplacement, à la fin de la consolidation, obtenus à partir de l'analyse en grande déformation sont indiqués sur la figure 5.10 pour le remblai renforcé et non renforcé. On peut observer que les vecteurs de déplacement pour le remblai non renforcé sont vers la zone faible localisée tandis que pour le remblai renforcé, les vecteurs de déplacement sont vers le bas au-dessous de la base de remblai. Il peut également observer que l'intensité des déplacements dans la zone faible localisée pour le remblai non renforcé est évidemment très significative comparée au remblai renforcé. Les observations de site pendant quatre ans après la construction de route n'ont montré aucun tassement différentiel visible à la surface de route au-dessus de la zone faible.



**Figure 5.10** Vecteurs de déplacement (échelle réelle) pour l'analyse en grande déformation à la fin de la consolidation : (a) remblai non renforcé ; (b) remblai renforcé

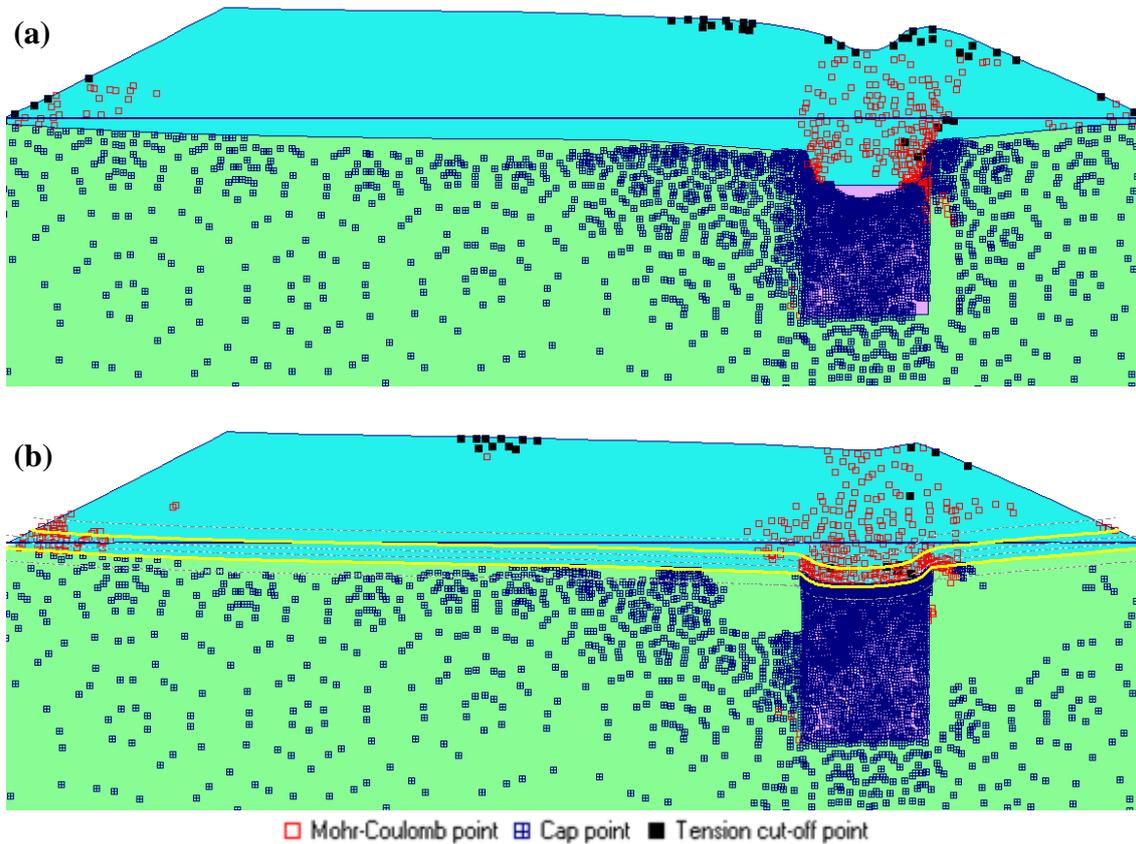
La figure 5.11 présente les contraintes effectives principales, à la fin de la consolidation, obtenues à partir de l'analyse en grande déformation pour le remblai renforcé et non renforcé. Comme le montre la figure 5.11, l'effet d'arc qui se produit dans le matériau du remblai est perceptible par la rotation des contraintes effectives principales. Cet effet produit le transfert des contraintes du remblai aux bords de la zone faible localisée, provoquant un soulagement

dans les contraintes verticales du sol et une diminution subséquente des tassements différentiels. On peut observer que les contraintes effectives dans la zone faible localisée sont négligeables comparées à la couche d'argile vaseuse en raison de l'effet d'arc pour le cas renforcé et non renforcé. En outre, les résultats montrent des contraintes de grandeurs élevées, près des bords de la zone faible localisée, qui sont dues à l'effet d'arc du sol près de cette zone faible.



**Figure 5.11** Contraintes effectives principales (même échelle) à la fin de la consolidation : (a) remblai non renforcé ; (b) remblai renforcé

La figure 5.12 montre la distribution des points plastiques à la fin de la consolidation. Pour le remblai non renforcé, les points plastiques de cisaillement (points de Mohr-Coulomb) sont situés dans la région au-dessus de la zone faible localisée. Cependant, pour le remblai renforcé, l'emplacement des points plastiques de cisaillement (points de Mohr-Coulomb) est étendu aux bords de la zone faible localisée en raison du confinement latéral interne qui permet au sol de remblai de mobiliser plus de résistance au cisaillement. En outre, les points plastiques volumétriques (points de Cap) sont concentrés dans la zone faible localisée et ses voisinages.



**Figure 5.12** Points plastiques à la fin de la consolidation : (a) remblai non renforcé ; (b) remblai renforcé

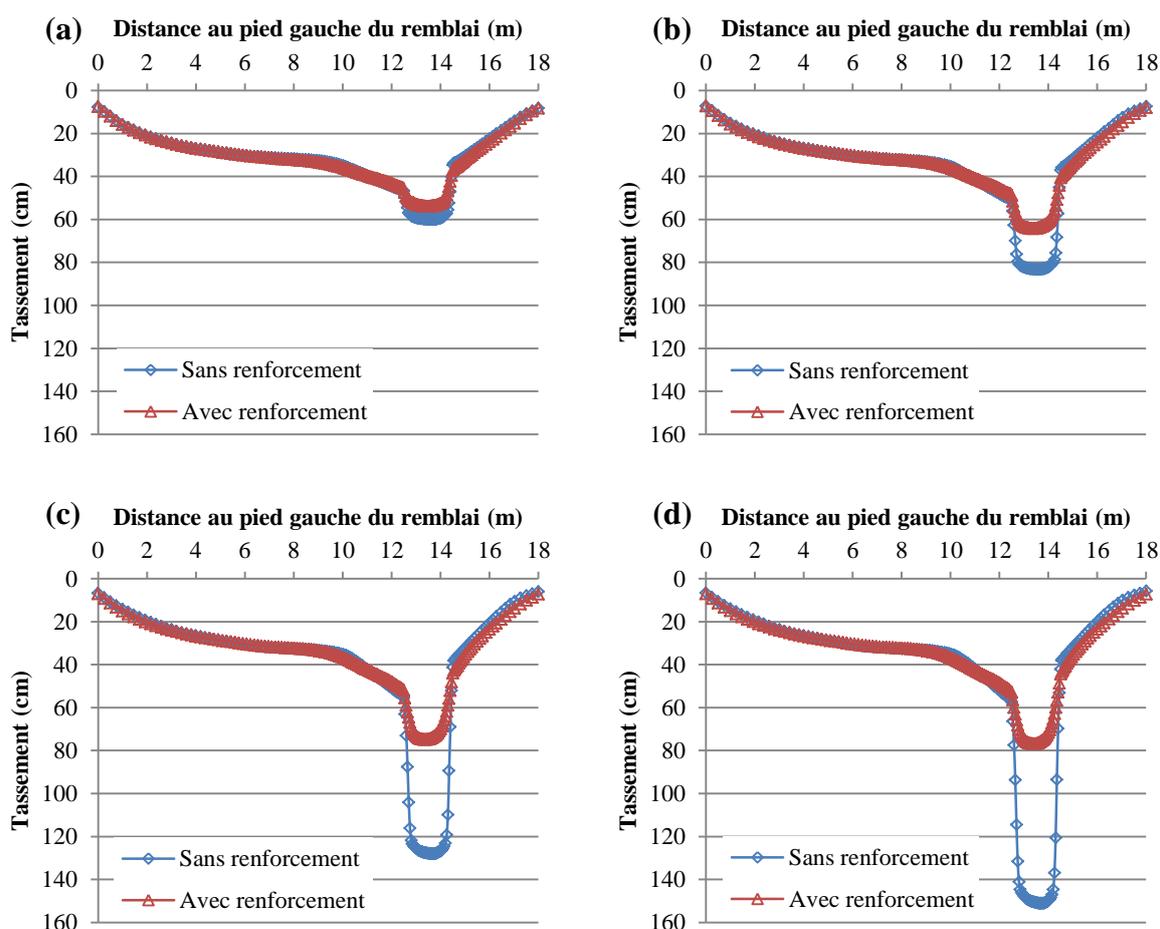
## 5.4.2. Étude paramétrique

Dans ce paragraphe, une étude paramétrique est présentée afin d'évaluer l'influence de plusieurs facteurs sur le comportement du problème analysé dans le paragraphe précédent, à savoir le paramètre de compressibilité de la zone faible localisée, la rigidité axiale du géosynthétique, la géométrie (profondeur et largeur) de la zone faible localisée et l'angle de frottement du matériau de remblai. L'analyse numérique a été réalisée en grande déformation pour le remblai renforcé et non renforcé. Pour chaque paramètre étudié, les autres paramètres du problème analysé dans le paragraphe 5.4 ont été maintenus constants.

### 5.4.2.1. Influence du paramètre de compressibilité de la zone faible localisée

Afin d'analyser l'influence de ce facteur, quatre valeurs de paramètre de compressibilité,  $C_{ce} = \frac{C_c}{1+e}$ , de la zone faible localisée ont été considérées : 0.5, 1, 2 et 2.5. La figure 5.13 montre l'influence de  $C_{ce}$  sur le tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation.

Ces résultats montrent que le tassement différentiel augmente avec  $C_{ce}$  pour le cas renforcé et non renforcé. Cependant, l'augmentation du tassement différentiel est plus prononcée dans le remblai non renforcé par rapport au remblai renforcé. D'autre part, à mesure que  $C_{ce}$  augmente le tassement différentiel est effectivement réduit en raison de l'utilisation du géosynthétique de renforcement. De l'analyse de ces résultats, il est intéressant de noter que la réduction du tassement différentiel causée par l'utilisation de géosynthétique est proportionnelle à la compressibilité de la zone faible localisée.

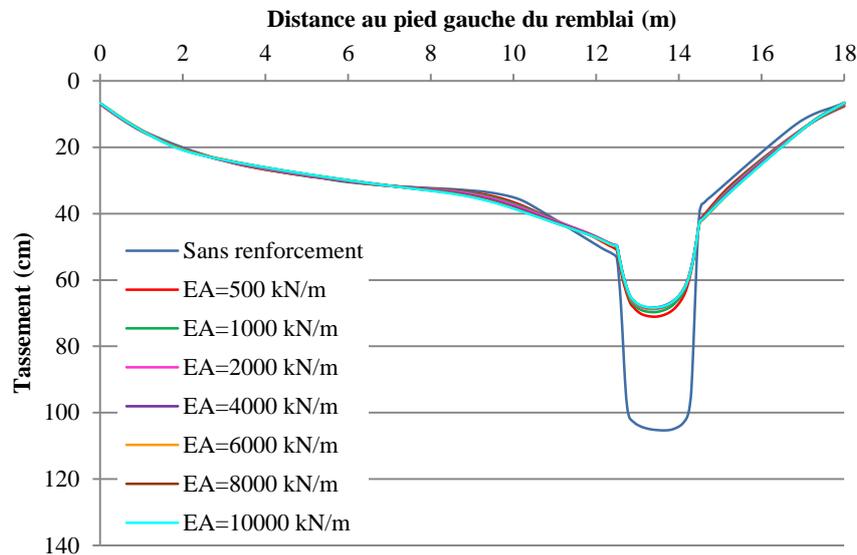


**Figure 5.13** Influence du paramètre de compressibilité,  $C_{ce}$ , de la zone faible localisée sur le tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation : (a)  $C_{ce} = 0.5$  ; (b)  $C_{ce} = 1$  ; (c)  $C_{ce} = 2$  ; (d)  $C_{ce} = 2.5$

#### 5.4.2.2. Influence de la rigidité axiale de géosynthétique

La rigidité axiale de géosynthétique,  $EA$ , est une propriété matérielle importante du géosynthétique. Selon le type du géosynthétique utilisé, la rigidité axiale peut varier de manière significative. Afin d'évaluer l'influence de ce paramètre, sept valeurs de la rigidité

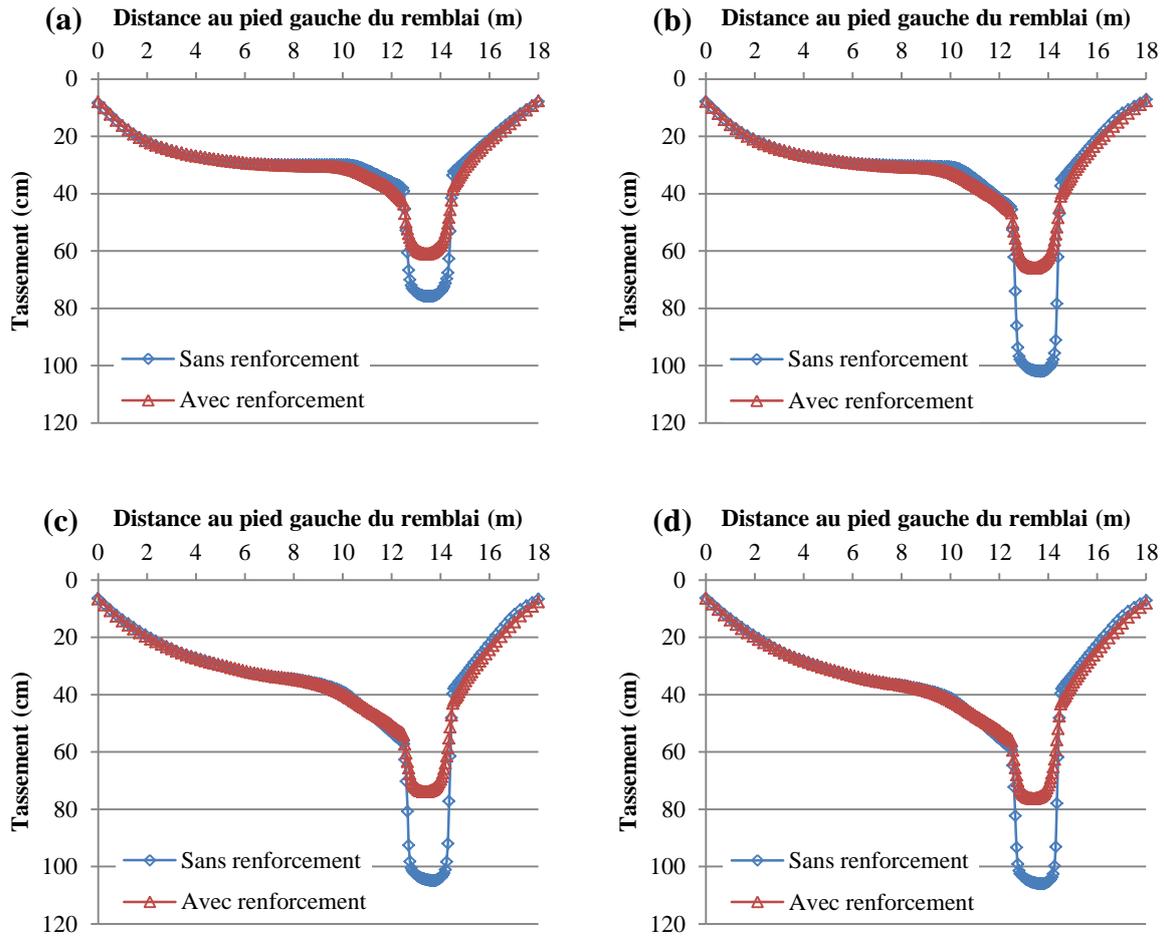
axiale de géogrille ont été considérées : 500 kN/m, 1000 kN/m, 2000 kN/m, 4000kN/ m, 6000 kN/m, 8000 kN/m et 10000 kN/m. La figure 5.14 montre l'influence de  $EA$  sur le tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation. Ces résultats montrent que la tendance globale est à la réduction du tassement différentiel à la base du remblai avec l'augmentation de  $EA$ . Cependant, cette réduction est seulement significative quand  $EA$  varie de 500 à 2000 kN/m. Dans cette gamme de  $EA$ , le remblai a été sous-renforcé. Pour  $EA$  supérieure à 2000 kN/m, le remblai a été sur-renforcé et en augmentant  $EA$  n'a plus aucune influence sur le tassement différentiel. Ce comportement peut être attribué à la fonction d'arc du sol de remblai à travers l'espace du sol mou. Une fois que l'arc est formé, toute géogrille plus rigide ne sera pas bénéfique.



**Figure 5.14** Influence de la rigidité axiale de géosynthétique,  $EA$ , sur le tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation

### 5.4.2.3. Influence de la profondeur de la zone faible localisée

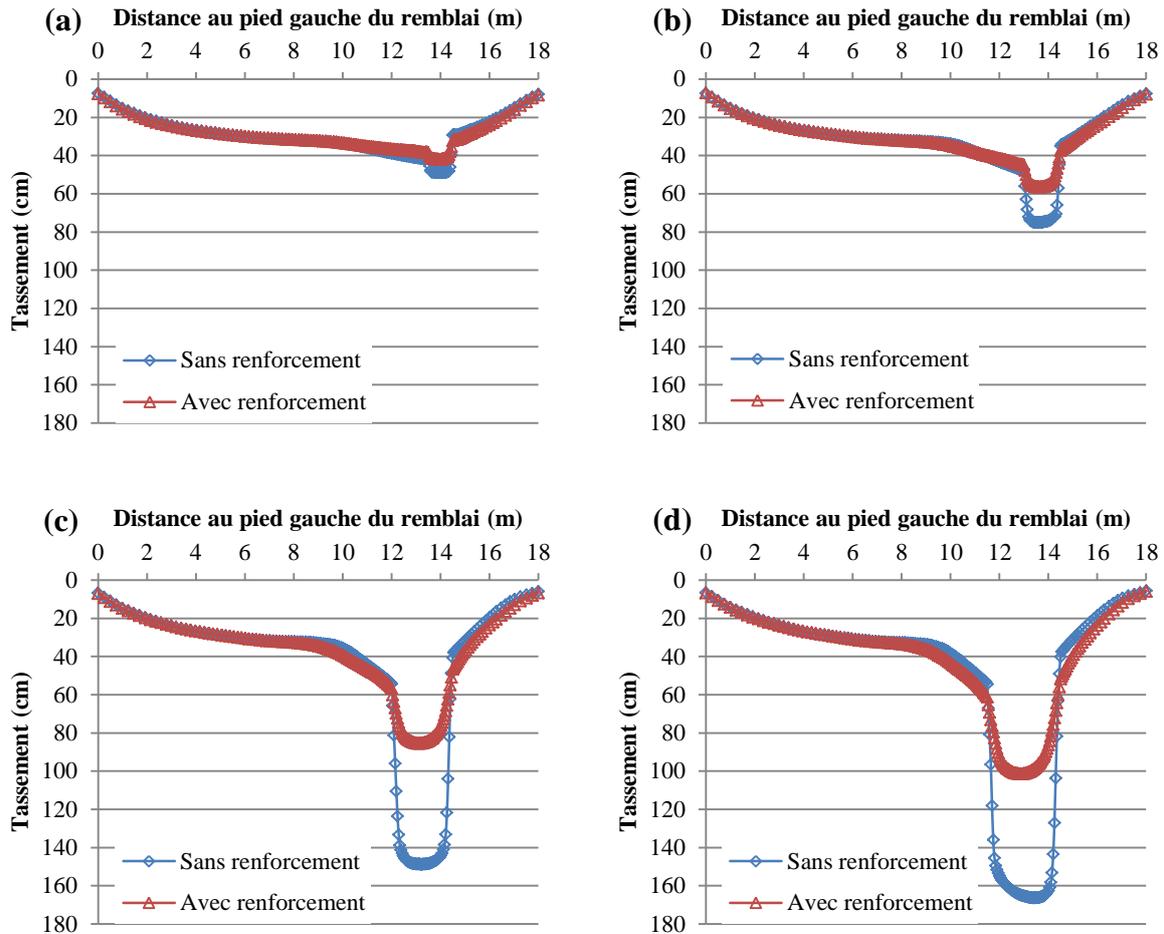
Afin d'étudier l'influence de ce facteur, quatre valeurs différentes de la profondeur,  $H$ , de la zone faible localisée ont été considérées : 0.75 m, 1.5 m, 4.5 m et 6 m. Comme l'illustre la figure 5.15, les résultats montrent que le taux d'augmentation de tassement différentiel augmente avec  $H$  jusqu'à 1.5 m de profondeur et diminue au-delà de cette valeur dans le cas renforcé et non renforcé. Ceci est principalement dû à l'effet d'arc du sol. Après la formation d'arc au-dessus de la zone faible localisée, toute augmentation de  $H$  n'affectera pas de manière significative le tassement différentiel de remblai.



**Figure 5.15** Influence de la profondeur,  $H$ , de la zone faible localisée sur le tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation : (a)  $H = 0.75$  m ; (b)  $H = 1.5$  m ; (c)  $H = 4.5$  ; (d)  $H = 6$  m

#### 5.4.2.4. Influence de la largeur de la zone faible localisée

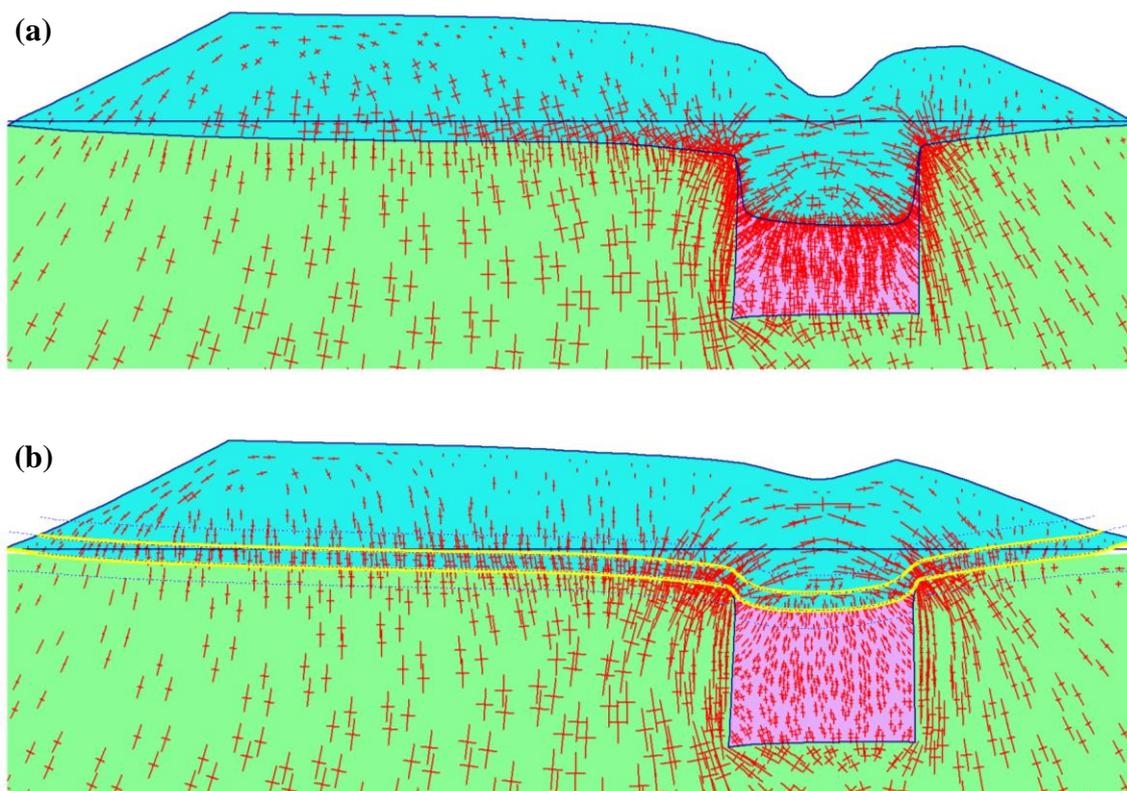
L'influence de la largeur de la zone faible localisée,  $L$ , a été étudiée en exécutant des analyses avec des largeurs de 1 m, 1.5 m, 2.5 m et 3 m. Le tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation est montré dans la figure 5.16, pour les différentes valeurs de  $L$ . Les résultats montrent que le tassement différentiel augmente à mesure que  $L$  augmente pour le cas renforcé et non renforcé. La figure 5.17 illustre les contraintes effectives principales pour  $L = 3$  m à la fin de la consolidation. De la comparaison des figures 5.11 et 5.17, on voit clairement que  $L$  a un effet significatif sur l'arc du sol de remblai au-dessus de la zone faible localisée. On constate que l'augmentation de  $L$  cause moins d'arc du sol, et augmente les contraintes verticales dans la zone faible localisée qui mènent à augmenter le tassement différentiel.



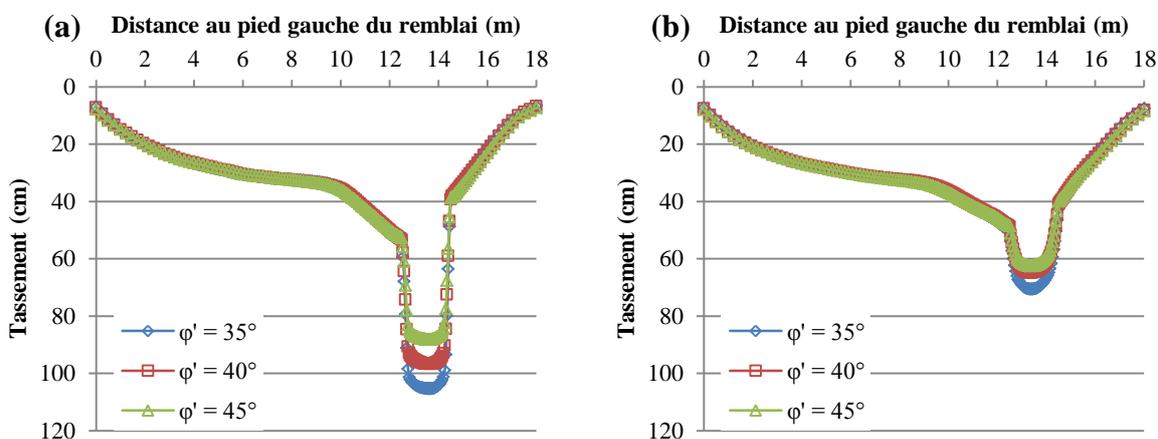
**Figure 5.16** Influence de la largeur,  $L$ , de la zone faible localisée sur le tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation : (a)  $L = 1$  m ; (b)  $L = 1.5$  m ; (c)  $L = 2.5$  m ; (d)  $L = 3$  m

#### 5.4.2.5. Influence de l'angle de frottement du remblai

L'influence de l'angle de frottement,  $\varphi'$ , du matériau de remblai a été étudiée en effectuant des analyses pour trois valeurs de  $\varphi'$  :  $35^\circ$ ,  $40^\circ$  et  $45^\circ$ . Les résultats de la figure 5.18 illustrent que  $\varphi'$  a une influence considérable sur l'amplitude du tassement différentiel à la base du remblai après la consolidation. On voit clairement que l'augmentation de  $\varphi'$  réduit le tassement différentiel pour le cas renforcé et non renforcé. Ceci peut être expliqué par le fait que quand  $\varphi'$  augmente, l'effet d'arc développé dans le corps du remblai est plus intense ; donc la charge transférée aux sols de fondation augmente également. De ce fait, ceci réduit les contraintes verticales sur la zone faible localisée et par conséquent, le tassement différentiel. Pour le cas de remblai renforcé, la diminution de tassement est plus prononcée quand  $\varphi'$  varie de  $35^\circ$  à  $40^\circ$  que  $\varphi'$  varie de  $40^\circ$  à  $45^\circ$ .



**Figure 5.17** Contraintes effectives principales pour  $L = 3$  m (même échelle) à la fin de la consolidation : (a) remblai non renforcé ; (b) remblai renforcé



**Figure 5.18** Influence de l'angle de frottement,  $\varphi'$ , du matériau de remblai sur le tassement à la base du remblai à la fin de la consolidation : (a) remblai non renforcé ; (b) remblai renforcé

## 5.5. Conclusion

Le code d'éléments finis PLAXIS a été utilisé pour étudier l'effet du géosynthétique de renforcement sur les tassements absolu et différentiel du remblai routier traversant la sebkha du Chott El Hodna. Le tassement différentiel du remblai a été occasionné par le franchissement des zones faibles localisées de très faible portance. Les conclusions suivantes ont été tirées :

- L'utilisation de géosynthétique pour le renforcement basal du remblai construit sur le sol de sebkha a considérablement facilité la construction du remblai et a permis le franchissement de la zone faible localisée sans tassements différentiels significatifs ;
- La présence du géosynthétique de renforcement n'a aucune influence significative sur les tassements absolus du remblai. Mais le renforcement joue un meilleur rôle dans l'homogénéisation des tassements à la base du remblai ;
- L'augmentation de la rigidité axiale du géosynthétique ne réduit pas les tassements absolus à la base du remblai ;
- La considération de grande déformation dans l'analyse numérique conduit à une réduction des tassements différentiels par rapport à l'analyse en petite déformation pour le remblai renforcé et non renforcé. Ceci est principalement dû à l'effet d'arc dans le remblai et l'effet de membrane du géosynthétique ;
- La réduction des tassements différentiels augmente de manière significative avec le paramètre de compressibilité de la zone faible localisée ;
- L'augmentation de la rigidité axiale du géosynthétique réduit les tassements différentiels à la base du remblai. Cependant, cette réduction est seulement significative quand la rigidité axiale du géosynthétique varie de 500 à 2000 kN/m, et reste pratiquement constante pour des valeurs plus élevées ;
- La réduction des tassements différentiels est sensible à la géométrie de la zone faible localisée ;
- L'augmentation de l'angle de frottement du matériau de remblai réduit les tassements différentiels. Ceci est provoqué par un effet d'arc progressivement plus élevé dans le matériau du remblai à mesure que son angle de frottement augmente.

## **CONCLUSION GÉNÉRALE**

Les applications relatives aux remblais renforcés par géosynthétiques montrent l'intérêt indéniable de cette solution de renforcement pour les sols compressibles de faible portance. Le comportement mécanique de ces structures est cependant complexe puisqu'il fait intervenir des mécanismes assez mal connus comme le comportement en membrane de la nappe géosynthétique et l'action du sol compressible.

L'effet du renforcement des remblais sur sol compressible par géosynthétiques est un phénomène complexe limitant l'utilisation des calculs analytiques. La modélisation numérique de cet effet nécessite des outils professionnels (tels que ABACUS, FLAC, PLAXIS,...) faisant intervenir des éléments de renforcement, des éléments d'interface et des modèles de comportement avancés tel que le modèle pour les sols mous (SSM) avec des calculs en petite et en grande déformation.

En Algérie, plusieurs sebkhas sont localisées dans les hauts plateaux. Les chaussées routières à la périphérie des sebkhas construites par les méthodes conventionnelles subissent toujours des dégradations et des déformations importantes induites par la faible portance du sol support en particulier lorsqu'il est inondé et la contamination du remblai par les argiles et les vases du sol support. L'évolution des réseaux routiers et le respect des tracés imposent le passage sur des zones de terrains marécageux et compressibles comme les sols de sebkha.

L'objet de la présente étude est un retour d'expérience du franchissement du Chott El Hodna par un remblai routier avec l'utilisation des géosynthétiques qui est une première en Algérie et peut être considéré comme un chantier expérimental au profit des maîtres d'ouvrages et des bureaux d'études. La faible portance du sol de sebkha et la présence d'eau en surface ont posé de sérieuses difficultés de reconnaissance géotechnique et de mise en œuvre du remblai routier. En plus, le site est compliqué par la présence des zones faibles localisées de différentes formes dans un état de consistance visqueuse.

Le code d'éléments finis PLAXIS a été utilisé dans cette thèse pour évaluer l'effet du renforcement par géosynthétiques sur la stabilité et le tassement du remblai routier. L'analyse numérique a été faite en petite et en grande déformation avec l'hypothèse d'un comportement bidimensionnel en déformation plane. Le modèle de comportement adopté pour les sols de

fondation est le modèle pour les sols mous (SSM) encodé dans PLAXIS. Ce modèle est de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous et s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

Les résultats de cette recherche sont présentés sous la forme de graphiques, et des conclusions détaillées ont été présentées à la fin des chapitres quatre et cinq. Toutefois, il est utile de rappeler ici les remarques les plus importantes.

Concernant l'effet du renforcement sur la stabilité du remblai, l'observation du déroulement des travaux et l'analyse des résultats de reconnaissance géotechnique et les résultats des simulations numériques permettent de tirer les conclusions suivantes :

- L'investigation géotechnique faite par le Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP-Alger et LCTP-Antenne de M'sila) montre que le sol de sebkha du Chott El Hodna est dominé par argile et marne vaseuses très sensibles à l'eau ;
- Le géotextile de séparation utilisé a facilité énormément la mise en place de la première couche du remblai même en présence d'une lame d'eau ;
- L'utilisation du renforcement par géogridde a permis d'améliorer la portance du sol support mou et la qualité du compactage ;
- L'amélioration de la portance par l'incorporation du géosynthétique est plus significative pour les sols de cohésion faible inférieure à 70 kPa et des rigidités axiales du renforcement jusqu'à 1000 kN/m. Pour des cohésions supérieures à 70 kPa et des rigidités axiales supérieures à 8000 kN/m, l'amélioration est pratiquement négligeable ;
- La présence du renforcement à la base du remblai permet d'améliorer la stabilité vis-à-vis de la rupture après la construction ;
- Le renforcement par géosynthétique de la base des remblais permet de réaliser des remblais de hauteur supérieure à la hauteur de rupture sans renforcement.

Concernant l'effet du renforcement sur le tassement du remblai, au vu des résultats de simulations numériques, les conclusions suivantes ont été tirées :

- Pour les remblais construits sur sols compressibles de type sebkha, des tassements considérables peuvent être produits durant le processus de consolidation ;
- L'utilisation de géosynthétique pour le renforcement basal de remblai construit sur le sol de sebkha a considérablement facilité la construction du remblai et a permis le franchissement des zones faibles localisées de très faible portance sans tassements différentiels significatifs ;

- La présence du géosynthétique de renforcement n'a aucune influence significative sur les tassements absolus du remblai ;
- L'augmentation de la rigidité axiale du géosynthétique ne réduit pas les tassements absolus à la base du remblai ;
- L'analyse numérique en grande déformation du remblai conduit à une réduction des tassements différentiels par rapport à celle en petite déformation pour le remblai renforcé et non renforcé. Ceci est principalement dû à l'effet d'arc dans le matériau du remblai et l'effet de membrane du géosynthétique ;
- La réduction des tassements différentiels augmente de manière significative avec le paramètre de compressibilité de la zone faible localisée ;
- L'augmentation de la rigidité axiale de géosynthétique réduit les tassements différentiels à la base du remblai. Cependant, cette réduction est seulement significative quand la rigidité axiale du géosynthétique varie de 500 à 2000 kN/m, et reste pratiquement constante pour des valeurs plus élevées ;
- La réduction des tassements différentiels est sensible à la géométrie de la zone faible localisée ;
- L'augmentation de l'angle de frottement du matériau de remblai réduit les tassements différentiels. Ceci est provoqué par un effet d'arc progressivement plus élevé dans le matériau du remblai à mesure que son angle de frottement augmente ;
- Après quatre ans d'exploitation de la route, aucun signe de dégradation lié au sol support n'a été observé.

Par ailleurs et, en guise de faire la lumière sur tout le travail entrepris dans cette étude, il faut rappeler certaines remarques de la première partie consacrée à la bibliographie. Les cas historiques dont certains ont été cités dans la bibliographie témoignent d'une amélioration certaine apportée par les géosynthétiques de renforcement. Cette amélioration a été définie en termes de :

- Augmentation du coefficient de sécurité ;
- Augmentation de la hauteur de rupture du remblai ;
- Réduction des déplacements pendant la construction ;
- Augmentation de la performance due aux tassements uniformes après la construction du remblai.

En ce qui concerne l'augmentation du coefficient de sécurité et de la hauteur de rupture du remblai, l'amélioration reflétée par les simulations numériques est de l'ordre de 15% et 18% pour le coefficient de sécurité et la hauteur du remblai respectivement. En plus, et d'après les résultats des simulations numériques, la présence des géosynthétiques de renforcement permet d'homogénéiser les tassements à la base du remblai.

Les simulations numériques effectuées sur le remblai routier traversant la sebkha du Chott El Hodna ont permis de comprendre mieux de l'effet du renforcement par géosynthétiques sur l'amélioration de la portance du sol de sebkha et le passage par des zones faibles localisées de consistance liquide. En se basant sur l'observation et l'interprétation du comportement du remblai au cours de l'avancement des travaux du chantier, la reconnaissance géotechnique, le dimensionnement du renforcement par des approches empiriques les plus récentes et des simulations numériques à l'aide du logiciel spécialisé en géotechnique, la présente étude focalise sur les recommandations tirées de cette expérience en vraie grandeur et les résultats des recherches sur les sols compressibles de type sebkha consignés dans la littérature. Cette étude du remblai sur sols compressibles, pourra servir de référence à des cas similaires.

En conclusion, il est évident que les formulations numériques sont mieux placées pour aborder de tels problèmes complexes et le recours à des essais expérimentaux complète utilement les résultats numériques.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Brinkgreve R.B.J., Swolfs W.M., Engin E. PLAXIS finite element code. Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands, 2011.
- [2] Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Étude des remblais sur sols compressibles : Recommandations des laboratoires des Ponts et Chaussées. Dunod, Paris, 1971.
- [3] Laboratoire des Ponts et Chaussées. Remblais sur sols compressibles. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, Spécial T, Paris, 1973.
- [4] Magnan J.P., Shahanguian S., Josseaume H. Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. Revue française de Géotechnique 1982;20:13-19.
- [5] Magnan J.P. Remblais et fondations sur sols compressibles. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.
- [6] Pilot G., Chaput D., Queyroi D. Remblais routiers sur sols compressible : étude et construction. Ministère de la Coopération, Paris, 1988.
- [7] Khemissa M., Magnan J.P., Josseaume H. Étude des propriétés mécaniques de l'argile molle de Cuiche (vallée de l'Adour). Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Études et Recherches des LPC, GT 53, Paris, 1993.
- [8] Fookes P.G., French W.J., Rice S.M.M. The influence of ground and groundwater geochemistry on Construction in the Middle East. Q. J. Eng. Geol. 1985;18:101-128.
- [9] Kinsman D.J.J. Modes of formation, sedimentary associations, and diagnostic features of shallow-water and supratidal evaporates. The American Association of Petroleum Geologists Bulletin 1969;53(4):830-840.
- [10] Akili W. On Sabkha of Eastern Saudi Arabia. In: Proceedings of Symposium on Geotechnical Problems in Saudi Arabia, Riyadh, 1981, 775-798.
- [11] Al-Amoudi O.S.B. Studies on Soil-Foundation interaction in the sabkha environment of Eastern Province of Saudi Arabia. PhD Dissertation, Department of Civil Engineering, King Fahd University of Petroleum and Minerals, Dhahran, Saudi Arabia, 1992.

- [12] Abduljawwad S.N., Bayomi F., Al-Sheikh A.K., Al-Amoudi O.S.B. Influence of geotextiles on performance of saline sabkha soils. *J. Geotech. Eng. ASCE* 1994;120(11):1939-1959.
- [13] Al-Amoudi O.S.B. Soil Stabilization and durability of reinforced concrete in sabkha environments. In: *Proceedings of 4th Saudi Engineering Conference*, King Abdulaziz University, Jeddah, 1995, 53-72.
- [14] Akili W., Torrance J.K. The Development and Geotechnical Problems of Sabkha, with preliminary experiments on the static penetration resistance of cemented sands. *Quarterly Journal of Engineering Geology* 1981;14(1):59-73.
- [15] Johnson H., Kamal M.R., Pierson G.D. Ramsay J.B. Sabkhas of eastern Saudi Arabia. in: Al-Sayani, S.S. and Zotl, J.G. (Ed.), *Quaternary Period in Saudi Arabia*, Springer-Verlag, Austria, 1978;84-93.
- [16] Ibrahim A.A., Jibril B.Y. Chemical treatment of sabkha in Saudi Arabia. *Desalination* 2005;174:205-210.
- [17] Sabtan A., Al-Saify M., Kazi A. Moisture retention characteristics of coastal sabkhas. *Quarterly Journal of Engineering Geology* 1995;28(1):37-46.
- [18] Juillie Y., Sherwood D.E. Improvement of sabkha soil of the Arabian Gulf Coast. In: *Proceedings of 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, 1983.
- [19] Al-Amoudi O.S.B., Abduljawwad S.N. Compressibility and collapse characteristics of arid saline sabkha soils. *Engineering Geology* 1995;39:185-202.
- [20] Sonnenfeld P. *Brines and evaporites*. Academic Press, Inc., London, 1984.
- [21] Akili W., Fletcher E.H. Ground conditions for housing foundations in Dhahran region, Eastern Province, Saudi Arabia. In: *Proceedings of First International Conference on Housing Problems in Developing Countries*, Dhahran, 1978, 533-546.
- [22] Al-Amoudi O.S.B., Abduljawwad S.N. Laboratory and field leaching tests on coastal salt-bearing soils. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE* 1994;120(10):1900-1902.
- [23] Al-Shamrani M.A., Dhowian A.W. Preloading for reduction of the compressibility characteristics of sabkha soil profiles. *Engineering Geology* 1997;48:19-41.

- [24] Aiban S.A. A study of sand stabilization in Eastern Saudi Arabia. *Engineering Geology* 1994;38:65-79.
- [25] Al-Amoudi O.S.B., Abduljauwad S.N., El-Naggar Z.R., Rasheeduzzafar. Response of sabkha to laboratory tests: A case study. *Eng. Geol.* 1992;33:111-125.
- [26] Al-Amoudi O.S.B. Chemical stabilization of sabkha soils at high moisture contents. *Eng. Geol.* 1994;36:279-291.
- [27] Al-Amoudi O.S.B., Asi M.I., El-Naggar Z.R. Stabilization of an arid, saline sabkha soil using additives. *Quarterly Journal of Engineering Geology* 1995;28:369-379.
- [28] Aiban S.A., Ali S.M. Nonwoven geotextile-sabkha and -sand interface friction characteristics using pullout tests. *Geosynth. Int.* 2001;8(3):193-220.
- [29] Al-Shamrani M.A. Applying the hyperbolic method and  $C_u/C_c$  concept for settlement prediction of complex organic-rich soil formations. *Engineering Geology* 2005;77:17-34.
- [30] Aiban S.A., Al-Ahmadi H.M., Asi I.M., Siddique Z.U., Al-Amoudi O.S.B. Effect of geotextile and cement on the performance of sabkha subgrade. *Build. Environ.* 2006;41:807-820.
- [31] Akili W., Ahmad N. The sabkhas of Eastern Saudi Arabia: Geotechnical considerations. In: *Proceedings of First Saudi Engineering Conference*, King Abdulaziz University, Jeddah, May, 1983, 300-322.
- [32] Leroueil S., Magnan J.P., Tavenas F. *Remblais sur argiles molles. Technique et documentation-Lavoisier*, Paris, 1985.
- [33] Holtz R.D. Geosynthetics for soil reinforcement. The 9th Spencer J. Buchanan Lecture, University of Washington Department of Civil & Environmental Engineering, November 2001.
- [34] Powell W., Keller G.R., Brunette B. Application for geosynthetics on forest service low volume roads. *Transportation Research Record* 1999;1652:113-120.
- [35] Som N., Sahu R.B. Bearing capacity of a geotextile-reinforced unpaved road as a function of deformation: a model study. *Geosynth. Int.* 1999;6(1):1-17.

- [36] Berg R.R., Christopher B.R., Perkins S. Geosynthetic Reinforcement of the Aggregate Base/Subbase Courses of Pavement Structures. Geosynthetic Materials Association, Roseville, Minnesota, USA, 2000.
- [37] USACE. Use of Geogrids in Pavement Construction. Technical Letter 1110-1-189, United States Army Corps of Engineers, Washington, DC, USA, 2003.
- [38] Giroud J.P., Han J. Design method for geogrid-reinforced unpaved roads: I. Development of design method. *J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE* 2004;130(8):775-786.
- [39] Hufenus R., Rueegger R., Banjac R., Mayor P., Springman S.M., Brönnimann R. Full scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. *Geotext. Geomembr.* 2006;24(1):21-37.
- [40] Zhou H., Wen X. Model studies on geogrid- or geocell-reinforced sand cushion on soft soil. *Geotext. Geomembr.* 2008;26(3):231-238.
- [41] Subaida E.A., Chandrakaran S., Sankar N. Laboratory performance of unpaved roads reinforced with woven coir geotextiles. *Geotext. Geomembr.* 2009;27(3):204-210.
- [42] Basu G., Roy A.N., Bhattacharyya, S.K., Ghosh S.K. Construction of unpaved rural road using jute-synthetic blended woven geotextile – a case study. *Geotext. Geomembr.* 2009;27:506-512.
- [43] Bhandari A., Han J. Investigation of geotextile-soil interaction under a cyclic vertical load using the discrete element method. *Geotext. Geomembr.* 2010;28(1):33-43.
- [44] Vinod P., Minu M. Use of coir geotextiles in unpaved road construction. *Geosynth. Int.* 2010;17(4):220-227.
- [45] Palmeira E.M., Antunes L.G.S. Large scale tests on geosynthetic reinforced unpaved roads subjected to surface maintenance. *Geotext. Geomembr.* 2010;28(6):547-558.
- [46] Mekkawy M.M., White D.J., Suleiman M.T., Jahren C.T. Mechanically reinforced granular shoulders on soft subgrade: Laboratory and full scale studies. *Geotext. Geomembr.* 2011;29(2):149-160.
- [47] Góngora I.A.G., Palmeira E.M. Influence of fill and geogrid characteristics on the performance of unpaved roads on weak subgrades. *Geosynth. Int.* 2012;19(2):191-199.

- [48] Yang X., Han J., Leshchinsky D., Parsons R.L. A three-dimensional mechanistic empirical model for geocell-reinforced unpaved roads. *Acta Geotech.* 2013;8(2):201-213.
- [49] Ravi K., Dash S.K., Vogt S., Braeu G. Behaviour of geosynthetic reinforced unpaved roads under cyclic loading. *Indian Geotech. J.* 2014;44(1):77-85.
- [50] Giroud J.P., Noiray L. Geotextile-reinforced unpaved road design. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 1981;107(9):1233-1254.
- [51] Holtz R.D., Christopher B.R., Berg R.R. Geosynthetic design and construction guidelines. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, 1998.
- [52] Giroud J. P., Ah-Line C., Bonaparte R. Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids. Polymer grid reinforcement, Thomas Telford Limited, London, 1985, 116-127.
- [53] Shukla S.K., Yin J. Fundamentals of geosynthetic engineering. Taylor & Francis Group, London, UK, 2006.
- [54] Steward J.E., Williamson R., Mohny J. Guidelines for the use of fabrics in construction of low-volume roads. Report N° FHWA-IS-78-205, Pacific Northwest Region Forest Service, US. Departement of Agriculture, Washington, DC, USA, 1977.
- [55] Volman W., Krekt L., Risseeuw P. Armature de traction en textile, un nouveau procédé pour améliorer la stabilité des grands remblais sur sols mous. In : *Proceedings of Coll. Int. Sols textiles*, Paris, 1977, 55-59.
- [56] Rowe R.K., Soderman K.L. Comparison of predicted and observed behaviour of tow test embankments. *Geotextiles and Geomembranes* 1984;1(2):143-160.
- [57] Rowe R.K., Soderman K.L. Geotextile reinforcement of embankments on peat. *Geotextiles and Geomembranes* 1985;1(2):277-298.
- [58] Quaresma M., Magnan J.P., Delmas P. Étude de deux remblais expérimentaux sur argiles molles renforcés à la base par des géotextiles (Site de Guiche, Pyrénées-Atlantiques). *Études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, GT 55*, Paris, 1993.

- [59] Rowe R.K. Geosynthetic reinforced embankments over soft foundations. In: Proceedings of 7th International Conference on Geotextiles, Nice, France, 2002, 5-34.
- [60] Imanishi H., Hirai T., Takaba Y., Adachi M. Embankment technology with geogrid on very soft clay. In: Proceedings of 7th International Conference on Geotextiles, Nice, France, 2002, 177-180.
- [61] Herle V., Herle I. Road embankments with reinforced base on peat. In: Proceedings of 7th International Conference on Geotextiles, Nice, France, 2002, 5-34.
- [62] Rowe R.K., Soderman K.L. Reinforcement of embankments on soils whose strength increases with depth. In: Proceedings of Geosynthetics, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, MN, 1987, 266-277.
- [63] Abramento M., Castro G.R., Campos S.J.A.M. Short and long-term analysis of a reinforced embankment over soft soil. In: Proceedings of 7th International Conference on Geotextiles, Nice, France, 2002, 139-142.
- [64] Bonaparte R., Holtz R.R., Giroud J.P. Soil reinforcement design using geotextiles and geogrids. Geotextite Testing and the Design Engineer, J.E. Fluet, Jr., Editer, ASTM STP 952, 1987, Proceedings of a Symposium held in Los Angeles, CA, July 1985, 69-118.
- [65] Holtz R.R. Design and construction of geosynthetically reinforced embankments on very soft soils. State-of-the-Art Paper, Session 5, Performance of Reinforced Soil Structure, Proceedings of the International Reinforced Soil Conference, Glasgow, British Geotechnical Society, 1990, 391-402.
- [66] Bonaparte R., Christopher B.R. Design and construction of reinforced embankments over weak foundations. Proceedings of the Symposium on Reinforced Layered Systems, Transportation Research Record 1153, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1987, 26-39.
- [67] Haliburton T.A., Anglin C.C., Lawmaster J.D. Selection of geotechnical fabrics for embankment reinforcement. Report to U.S. Army Engineer District, Mobile, Oklahoma State University, Stillwater, 1978.
- [68] Terzaghi K., Peck R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, 2<sup>nd</sup> Edition, New York, 1967.

- [69] Vesic A.A. Foundation engineering handbook. Winterkorn and Fang, Van Nostrand Reinhold, 1975.
- [70] Perloff W.H., Baron W. Soil mechanics: principles and applications. Ronald, 1976.
- [71] U.S. Department of the Navy, Soil mechanics, Design Manual 7.1, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA, 1982.
- [72] U.S. Department of the Navy, Foundations and earth structures, Design Manual 7.2, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA, 1982.
- [73] Jurgenson L. The shearing resistance of soils. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Also in Contribution to Soil Mechanics, 1925-1940, BSCE, 1934;134-217.
- [74] Silvestri V. The bearing capacity of dykes and fills founded on soft soils of limited thickness. Canadian Geotechnical Journal 1983;20(3):428-436.
- [75] Hird C.C., Jewell R.A. Theory of reinforced embankments, Reinforced Embankments-Theory and Practice, Shercliff, D.A., Ed., Thomas Telford Ltd., London, UK, 1990; 117-142.
- [76] Humphrey D.N., Rowe R.K. Design of reinforced embankments - Recent developments in the state of the art. Geotechnical Engineering Congress 1991, McLean, F., Campbell, D.A. and Harris, D.W., Eds., ASCE Geotechnical Special Publication June 1991;27(2):1006-1020.
- [77] Humphrey D.N., Holtz R.D. Reinforced embankments - A review of case histories. Geotextiles and Geomembranes 1986;4(2):129-144.
- [78] Humphrey D.N. Discussion of current design methods by R.M. Koerner, B-L Hwu and M.H. Wayne. Geotextiles and Geomembranes 1987;6(1):89-92.
- [79] Christopher B.R., Holtz R.R. Geotextile engineering manuel. Report No. FHWA-TS 86/203, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1985.
- [80] Jewell R.A. The mechanics of reinforced embankments on soft soils. Geotextiles and Geomembranes 1988;7(4):237-273.
- [81] Leshchinsky D. Short-Term stability of reinforced embankment over clayey foundation. Soils and Foundations 1987;27(3):43-57.
- [82] Bourges F. Cours de mécanique des sols II. Cha. 2 : Remblais sur sols compressibles, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1976.

- [83] Giroud J.P. Tables pour le calcul des fondations. Tome II, Dunod, Paris, 1973.
- [84] Terzaghi K. Mécanique théorique des sols. Dunod, Paris, 1951.
- [85] Terzaghi K., Peck R.B. Mécanique des sols appliqué. Dunod, Paris, 1957.
- [86] Osterberg J.O. Influence values for vertical stresses in a semi-infinite mass due to embankment loading. In: Proceedings of 4th ICSMFE, Londres, 1957, 393-394.
- [87] Skempton A.W., Bjerrum L. A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. *Géotechnique* 1957;7(2):168-178.
- [88] Koppejan A.W. A formule combining the Terzaghi load compression relationship and the Buisman secular time effect. In: Proceedings of 2th. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engerg., Rotterdam, 1948.
- [89] Gibson R.E., Lo K.Y. A theory of consolidation for soil exhibiting secondary compression. Norwegian Geotechnical Institute, 41, Oslo, 1961.
- [90] Bourges F., Mieussens C. Déplacements latéraux à proximité des remblais sur sols compressibles, Méthodes de prévision. Bulletin de liaison des L.P.C., Paris, N° 101, 1979; 73-100.
- [91] Absi E. Généralisation de la théorie de la consolidation de THERZAGHI au cas d'un multicouche. Annales de l'I.T.B.T.P., N° 211-212, Paris, 1965.
- [92] Harr M.E. Foundations of theoretical soil mechanics. Mc Graw-Hill 1968; 135-142.
- [93] Scott R.F. Principles of soil mechanics. Addison Wesley Publishing Company Inc., London, 1963.
- [94] Thomann G. Résolution de l'équation de la consolidation unidimensionnelle par la méthode des différences finies. Bull, Liaison Labo. P. et Ch., 59, mai-juin 1972, 57-64.
- [95] Leipholz H. Theory of elasticity. Noordhoff International Publishing, 1974.
- [96] Roscoe K.H., Burland J.B. On the generalized stress-strain behavior of wet clays. In: Proceedings of Eng. Plasticity, Cambridge, Cambridge University Press, Cambridge, U.K., 1968, 535-609.
- [97] Schofield A.N., Wroth C.P. Critical state soil mechanics. McGraw-Hill, London, 1968.

- [98] Vermeer P.A., de Borst R. Non-Associated plasticity for soils, Concrete and Rock. Heron 1984;29(3):3-64.
- [99] Brinkgreve R.B.J. Geomaterial models and numerical analysis of softening. Doctoral Thesis, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology, 1994.
- [100] Aiban S.A., Al-Amoudi O.S.B., Ahmed I., Al-Abdul Wahhab H.I. Reinforcement of a saudi sabkha soil using geotextiles. In: Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, Georgia, USA, March, 1998.
- [101] Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP). Étude géotechnique de la route Ain El Khadra-M'Cif sur 23 km. LCTP-Alger et LCTP-Antenne de M'sila, 2008-2009.
- [102] Bathe K.J. Finite element analysis in engineering analysis. Prentice Hall, New Jersey, 1982.
- [103] Haliburton T.A., Lawmaster J.D., McGuffey V.C. Use of engineering fabrics in transportation related applications. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, 1981.
- [104] Chai J.C., Bergado D.Y. Some techniques for finite element analysis of embankments on soft ground. Can. Geotech. J. 1993;30:710-719.
- [105] Rowe R.K., Li A.L. Reinforced embankments over soft foundations under undrained and partially drained conditions. Geotext. Geomembr. 1999;17(3):129-146.
- [106] Sharma J.S., Bolton M.D. Centrifugal and numerical modelling of reinforced embankments on soft clay installed with wick drains. Geotext. Geomembr. 2001;19(1):23-44.
- [107] Borges J.L., Cardoso A.S. Structural behaviour and parametric study of reinforced embankments on soft clays. Comput. Geotech. 2001;28(3):209-233.
- [108] Bergado D.T., Long P.V., Murthy B.R.S. A case study of geotextile-reinforced embankment on soft ground. Geotext. Geomembr. 2002;20(6):343-365.
- [109] Borges J.L., Cardoso A.S. Overall stability of geosynthetic-reinforced embankments on soft soils. Geotext. Geomembr. 2002;20(6):395-421.
- [110] Tandjiria V., Low B.K., Teh C.I. Effect of reinforcement force distribution on stability of embankments. Geotext. Geomembr. 2002;20(6):423-443.

- [111] Hinchberger S.D., Rowe R.K. Geosynthetic reinforced embankments on soft clay foundations: predicting reinforcement strain at failure. *Geotext. Geomembr.* 2003;21(3):151-175.
- [112] Rowe R.K., Li A.L. Geosynthetic-reinforced embankments over soft foundations. *Geosynth. Int.* 2005;12(1):50-85.
- [113] Varuso R.J., Grieshaber J.B., Nataraj M.S. Geosynthetic reinforced levee test section on soft normally consolidated clays. *Geotext. Geomembr.* 2005;23(4):362-383.
- [114] Kelln C., Sharma J., Hughes D., Gallagher G. Deformation of a soft estuarine deposit under a geotextile reinforced embankment. *Can. Geotech. J.* 2007;44(5):603-617.
- [115] Sarsby R.W. Use of 'Limited Life Geotextiles' (LLGs) for basal reinforcement of embankments built on soft clay. *Geotext. Geomembr.* 2007;25:302-310.
- [116] Bergado D.T., Teerawattanasuk C. 2D and 3D numerical simulations of reinforced embankments on soft ground. *Geotext. Geomembr.* 2008;26(1):39-55.
- [117] Chen Y.M., Cao W.P., Chen R.P. An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments. *Geotext. Geomembr.* 2008;26(2):164-174.
- [118] Rowe R.K., Taechakumthorn C. Combined effect of PVDs and reinforcement on embankments over rate-sensitive soils. *Geotext. Geomembr.* 2008;26(3):239-249.
- [119] Li A.L., Rowe R.K. Effects of viscous behaviour of geosynthetic reinforcement and foundation soils on the performance of reinforced embankments. *Geotext. Geomembr.* 2008;26(4):317-334.
- [120] Tanchaisawat T., Bergado D.T., Voottipruex P. Numerical simulation and sensitivity analyses of full-scale test embankment with reinforced lightweight geomaterials on soft Bangkok clay. *Geotext. Geomembr.* 2008;26(6):498-511.
- [121] Abusharar S.W., Zheng J.J., Chen B.G., Yin J.H. A simplified method for analysis of a piled embankment reinforced with geosynthetics. *Geotext. Geomembr.* 2009;27(1):39-52.
- [122] Magnani H.O., Almeida M.S.S., Ehrlich M. Behavior of two test embankments on soft clay. *Geosynth. Int.* 2009;16(3):127-138.

- [123] Zheng J.J., Chen B.G., Lu Y.E., Abusharar S.W., Yin J.H. The performance of an embankment on soft ground reinforced with geosynthetics and pile walls. *Geosynth. Int.* 2009;16(3):173-182.
- [124] Huang J., Han J. 3D coupled mechanical and hydraulic modeling of a geosynthetic-reinforced deep mixed column-supported embankment. *Geotext. Geomembr.* 2009;27(4):272-280.
- [125] Tanchaisawat T., Bergado D.T., Voottipruex P. 2D and 3D simulation of geogrid-reinforced geocomposite material embankment on soft Bangkok clay. *Geosynth. Int.* 2009;16(6):420-432.
- [126] Jones B.M., Plaut R.H., Filz G.M. Analysis of geosynthetic reinforcement in pile-supported embankments. Part I: 3D plate model. *Geosynth. Int.* 2010;17(2):59-67.
- [127] Fan C.C., Hsieh C.C. The mechanical behaviour and design concerns for a hybrid reinforced earth embankment built in limited width adjacent to a slope. *Comput. Geotech.* 2011;38(2):233-247.
- [128] Wang L., Zhang G., Zhang J.M. Centrifuge model tests of geotextile-reinforced soil embankments during an earthquake. *Geotext. Geomembr.* 2011;29(3):222-232.
- [129] Rowe R.K., Taechakumthorn C. Design of reinforced embankments on soft clay deposits considering the viscosity of both foundation and reinforcement. *Geotext. Geomembr.* 2011;29(5):448-461.
- [130] Demir A., Laman M., Yildiz A., Ornek M. Large scale field tests on geogrid reinforced granular fill underlain by clay soil. *Geotext. Geomembr.* 2013;38:1-15.
- [131] Chaiyaput S., Bergado D.T., Artidteang S. Measured and simulated results of a Kenaf Limited Life Geosynthetics (LLGs) reinforced test embankment on soft clay. *Geotext. Geomembr.* 2014;42(1):39-47.
- [132] Terzaghi K., Peck R.B., Mesri G. *Soil mechanics in engineering practice.* Wiley, New York, 1996.
- [133] Asaoka A., Noda T., Fernando G.S.K. Effects of changes in geometry on the linear elastic consolidation deformation. *Soils Found.* 1997;37(1):29-39.

- [134] Nazem M., Sheng D., Carter J.P., Sloan S.W. Arbitrary Lagrangian-Eulerian method for large-strain consolidation problems. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 2008;32:1023-1050.
- [135] Venda Oliveira P.J., Lemos L.J.L. Numerical analysis of an embankment on soft soils considering large displacements. *Comput. Geotech.* 2011;38:88-93.