

Dimensionnement des renforcements géosynthétiques de plates-formes sur cavités

L. BRIANÇON

Cnam de Paris
2, rue Conté
75141 Paris Cedex 03
laurent.briancon@cnam.fr

P. VILLARD

Lirigm
BP 53
38041 Grenoble Cedex 9
pascal.villard@ujf-
grenoble.fr

Résumé

La construction de plates-formes routières et ferroviaires dans les zones à risque d'effondrements localisés nécessite la mise en œuvre d'un renforcement spécifique qui peut être de type géosynthétique. Le dimensionnement actuel de ces structures est basé sur des hypothèses simplificatrices fortes comme le non-glissement du géosynthétique dans les zones situées de part et d'autre de la cavité. Une nouvelle méthode analytique est proposée pour prendre en considération les déplacements et les déformations de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrage ainsi que l'effet d'angle de la nappe géosynthétique au bord de la cavité. Sur la base de cette méthode, des abaques de dimensionnement sont proposés. Pour valider cette nouvelle méthode analytique, une expérimentation en vraie grandeur a été réalisée ; l'utilisation de capteurs à fibres optiques intégrés à la nappe géosynthétique a permis de mesurer exactement les déformations de la nappe géosynthétique. La comparaison des résultats obtenus par cette nouvelle méthode avec les mesures de l'expérimentation en vraie grandeur a confirmé la pertinence des nouveaux développements proposés.

Mots-clés : effondrement localisé, géosynthétique, dimensionnement analytique, expérimentation en vraie grandeur.

Design of geosynthetic reinforcements of platforms subjects to localized sinkholes

Abstract

Construction of road and railway platforms in areas subjected to localized sinkholes requires the use of specific reinforcement, which can be a geosynthetic. The actual design method of these structures is based on the assumption of no sliding of the geosynthetic in the areas located on both sides of the cavity. A new analytical method is proposed taking into account the displacements and the deformation of the geosynthetic reinforcement in the anchorage areas and the change of orientation of the geosynthetic sheet at the edge of the cavity. On the basis of this method, designing charts are proposed. To validate this new analytical method, a full-scale experimentation was carried out; the use of optical fibres sensors integrated into the geosynthetic sheet made it possible to measure the strain of the geosynthetic reinforcement accurately. Comparison of the results obtained by this new analytical method with measurements of a full-scale experiment confirmed the relevance of the new proposed developments.

Key words : localized sinkhole, geosynthetic, analytical design, full-scale experiment.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} avril 2007.

Introduction

L'aménagement progressif du territoire conduit à l'exploitation de nouvelles zones, actuellement délaissées, car présentant des risques pour la sécurité des usagers. C'est notamment le cas des zones d'effondrements potentiels qui sont liées à la présence de cavités souterraines. L'origine de ces cavités est soit naturelle (cavités karstiques liées à la dissolution des roches par des circulations d'eau acide), soit liée à des activités humaines (anciennes carrières souterraines ou galeries minières). La reconnaissance de ces cavités n'est jamais exhaustive et les travaux de comblement sont souvent incomplets. Un risque d'effondrement localisé de surface très préjudiciable aux infrastructures concernées subsiste en général.

Depuis quelques années, une solution de renforcement par géosynthétique positionné à la base des plates-formes permet, dans certains cas, de limiter les conséquences d'un effondrement localisé. Cette solution de confortement, largement employée dans le monde, a fait l'objet de nombreuses recherches tant sur le plan expérimental que théorique. On peut citer en France les travaux de Gourc *et al.* (1999), Blivet *et al.* (2000), Gourc et Villard (2000) et Villard *et al.* (2000) réalisés dans le cadre du programme de recherche RAFAEL (Renforcement des Assises Ferroviaires et Autoroutières contre les Effondrements Localisés) qui ont permis notamment de proposer une méthode de dimensionnement simplifiée (Blivet *et al.*, 2002 ; Villard *et al.*, 2002). Des expérimentations complémentaires ont été menées par ailleurs (Briançon *et al.*, 2004 ; Nancey *et al.*, 2004 ; Briançon *et al.*, 2005) pour prendre en considération des mécanismes plus complexes jusqu'alors négligés comme les déplacements et les déformations de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrage ou l'augmentation des contraintes verticales au droit de la cavité. Ces hypothèses, qui conduisent en général à des déplacements du géosynthétique et à des déplacements de surface plus importants, vont à l'encontre de la sécurité et doivent être considérées pour un dimensionnement plus juste.

Après un bref rappel des méthodes de dimensionnement existantes nous présenterons les principaux fondements de la nouvelle méthode de dimensionnement proposée. La méthode, validée sur une expérimentation en vraie grandeur, a permis l'établissement d'abaques de dimensionnement qui seront également présentés.

Méthodes existantes

Les méthodes de dimensionnement existantes sont toutes basées sur des démarches similaires qui consistent à évaluer successivement :

- les charges agissant sur la nappe géosynthétique ;
- les déplacements de la nappe géosynthétique ;
- les déplacements de surface.

Rappelons que les critères de dimensionnement sont des critères géométriques de surface : on doit garantir, même après formation d'une cavité sous le remblai, une traficabilité acceptable jusqu'à ce qu'une intervention de comblement puisse être envisagée.

NOTATIONS

C_e	Coefficient de foisonnement du sol
D	Diamètre des cavités (m)
D^s	Diamètre de l'effondrement de surface (m)
f^s	Déplacement vertical au centre de la nappe géosynthétique (m)
H	Épaisseur de remblai au-dessus de la nappe géosynthétique (m)
J	Raideur sécante en traction du géosynthétique (kN/m)
K_a	Coefficient de poussée des terres
L	Largeur de la tranchée (m)
L_B	Abscisse du point B (m)
p	Surcharge de surface agissant sur le remblai (kPa)
q	Charge répartie agissant sur la nappe géosynthétique au-dessus de la cavité (kPa)
q_0	Charge répartie agissant sur la nappe géosynthétique de part et d'autre de la cavité (kPa)
q_{max}	Charge maximale agissant sur la nappe géosynthétique dans le cas d'un effondrement du cylindre de sol au-dessus de la cavité (kPa)
s	Tassement de surface (m)
T_{max}	Tension maximale du géosynthétique (kN/m)
T_M	Tension dans la nappe géosynthétique au point M (kN/m)
T_A	Tension horizontale dans le géosynthétique au point A (kN/m)
T_B	Tension dans le géosynthétique au point B (kN/m)
U_M	Déplacement relatif d'un point M de la nappe à l'interface sol/géosynthétique (m)
U_0	Déplacement relatif à l'interface à partir duquel la mobilisation du frottement est maximale (m)
U_A	Déplacement horizontal de la nappe géosynthétique au point A (m)
α	Fraction entre le déplacement au point A et U_0
β	Constante adimensionnelle
δ	Angle de frottement à l'interface sol/géosynthétique (°)
δ_s	Angle de frottement sol/géosynthétique au-dessus de la nappe (°)
δ_i	Angle de frottement sol/géosynthétique au-dessous de la nappe (°)
ε	Déformation du géosynthétique (%)
ε_{max}	Déformation maximale du géosynthétique (%)
ϕ	Angle de frottement interne du sol de remblai (°)
γ	Poids volumique total du sol de remblai (kN/m ³)
σ_n	Contrainte verticale agissant à l'interface sol/géosynthétique (kPa)
τ	Contrainte de cisaillement à l'interface sol/géosynthétique (kPa)
τ_0	Contrainte de cisaillement maximale à l'interface (kPa)

Nous ferons références ici aux travaux de Giroud *et al.* (1990, 1995), aux développements présentés dans le cadre de la norme anglaise BS8006 (1995) et aux travaux menés dans le cadre du programme de recherche RAFAEL (Giraud, 1997 ; Gourc *et al.*, 1999).

Évaluation de la charge q agissant sur le géosynthétique

Deux mécanismes concurrentiels et donnant lieu à des divergences assez importantes pour le dimension-

nement sont utilisés actuellement pour estimer la charge q que doit reprendre par effet membrane la nappe géosynthétique.

Le premier mécanisme proposé dans la norme BS8006 (1995) est basé sur l'hypothèse d'un effondrement tronconique de la zone de sol effondré (Fig. 1). La charge agissant sur le géosynthétique est supposée égale au poids du sol de remblai de hauteur H et aux surcharges p appliquées en surface, soit (éq. 1):

$$q = \gamma H + p \quad (1)$$

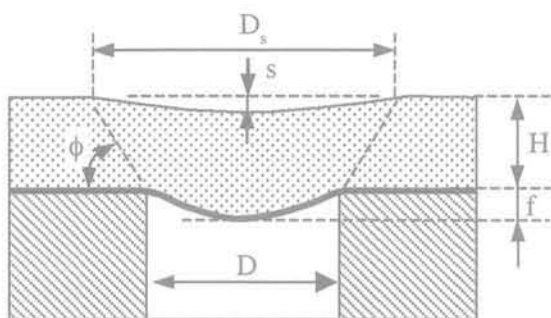


FIG. 1 Géométrie d'un effondrement tronconique. Truncated shape collapse.

On note f la flèche maximale du géosynthétique, s le tassement de surface, D le diamètre de la cavité, D_s le diamètre de la zone de surface impliquée dans l'effondrement, γ et ϕ respectivement le poids volumique et l'angle de frottement interne du sol de remblai.

Le second mécanisme proposé, appliqué pour les méthodes de Giroud *et al.* (1990-1995) et RAFAEL (Giraud, 1997; Gourc *et al.*, 1999; Villard *et al.*, 2002), suppose que les charges agissant sur le géosynthétique résultent de l'effondrement du cylindre de sol au-dessus de la cavité et des surcharges de surface p (Fig. 2). Cette hypothèse déterminante quant au dimensionnement est motivée et corroborée par les résultats des expérimentations en vraie grandeur réalisées dans le cadre du programme de recherches RAFAEL (Gourc et Villard, 2000; Villard *et al.*, 2000).

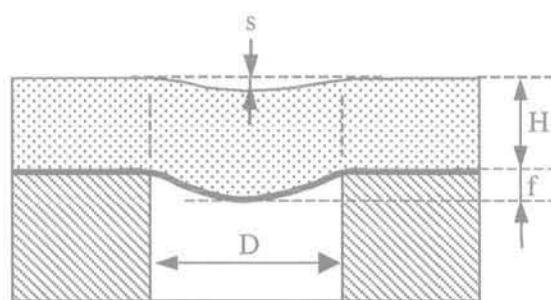


FIG. 2 Géométrie d'un effondrement cylindrique. Cylindrical shape collapse.

Dans ce cas, le principe de calcul utilisé pour déterminer la charge q découle de la méthode d'équilibre limite développée à l'origine par Terzaghi (1943), qui suppose que le sol immédiatement au-dessus de la cavité s'effondre suivant une colonne verticale entre les masses de sol adjacentes qui sont restées stables. La résistance au cisaillement mobilisé par frottement sur la périphérie de la colonne de sol effondré induit une réduction des contraintes sur la nappe géosynthétique.

L'équilibre d'un tronçon cylindrique de sol effondré permet d'établir une relation entre la charge q agissant sur la nappe géosynthétique et les charges appliquées donnée par :

$$q = \frac{D\gamma}{4K\tan\phi} (1 - e^{-(K\tan\phi H)/D}) + pe^{-(K\tan\phi H)/D} \quad (2)$$

où K est un coefficient supposé égal, dans le cas de la méthode RAFAEL, au coefficient de poussée des terres défini par: $K_a = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$. Giroud *et al.* (1990) proposent de prendre le coefficient des terres au repos par la formule de Jaky: $K = 1 - \sin\phi$, et constatent que le coefficient $K\tan\phi$ peut être fixé (de manière conservative) à 0,25 pour $\phi > 20^\circ$.

Dans le cas des tranchées infiniment longues de largeur L l'équation 2 s'écrit :

$$q = \frac{L\gamma}{2K\tan\phi} (1 - e^{-(K\tan\phi 2H)/L}) + pe^{-(K\tan\phi 2H)/L} \quad (3)$$

2.2

Évaluation du comportement en membrane de la nappe géosynthétique

Les formulations analytiques utilisées dans les méthodes de dimensionnement (Giraud, 1997; BS8006, 1995) pour décrire le comportement en membrane de la nappe géosynthétique sont basées sur les travaux de Giroud (1995). L'auteur suppose que la nappe géosynthétique est unidirectionnelle (une direction de renfort privilégiée) et que la charge q agissant sur la nappe est répartie uniformément. L'équilibre d'une portion de nappe permet d'établir une relation entre la tension maximale dans la nappe T_{\max} (T_{\max} définie par mètre de largeur), la charge q , la déformation maximale mobilisée dans la nappe ϵ_{\max} , la raideur du géosynthétique J et le diamètre de la cavité D (respectivement la largeur de la tranchée L). Connaissant D (respectivement L) et q , la relation entre ϵ_{\max} et T_{\max} est donnée par :

$$T_{\max} = \frac{qD}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\epsilon_{\max}}} = J\epsilon_{\max} \quad (4)$$

Une formule simplifiée permet, connaissant la déformation ϵ de la nappe et le diamètre de la cavité D (respectivement la largeur de la tranchée L), d'estimer le déplacement vertical maximal f obtenu dans l'axe de la cavité à partir de l'équation :

$$\epsilon_{\max} = \frac{8}{3} \left(\frac{f}{D} \right)^2 \quad (5)$$

Cette formulation est très proche de la solution exacte pour des faibles valeurs de la déformation. Pour 10 % de déformation, les écarts restent inférieurs à 1 % alors que pour 25 % de déformation des écarts significatifs de 5,6 % sont obtenus.

2.3

Évaluation des tassements en surface

Compte tenu des deux mécanismes d'effondrement proposés, on distinguera les formulations proposées

dans le cadre de la norme anglaise BS8006 (1995) de celles développées dans le cadre de la méthode RAFAEL (Giraud, 1997).

Dans l'approche de la norme BS8006 (1995), le volume de l'effondrement de surface est supposé identique au volume de sol libéré lors de la déformation de la nappe géosynthétique. Conformément à l'hypothèse d'une zone d'effondrement tronconique, le diamètre de la zone d'effondrement de surface D_s est plus important que le diamètre de la cavité; d'où des déplacements en surface inférieurs à ceux observés au niveau de la nappe géosynthétique. En supposant que le volume de l'effondrement de surface et le volume libéré par effet membrane par le géosynthétique sont des paraboloïdes de révolution, il est possible d'établir une relation entre le tassement de surface s , la flèche maximale du géosynthétique f , l'angle de frottement interne du sol ϕ , et la hauteur du remblai H . Dans le cas des cavités circulaires, cette relation s'écrit:

$$s = f / \left(1 + \frac{2H}{D \tan \phi} \right)^2 \quad (6)$$

Dans le cas des tranchées rectilignes, cette relation s'écrit:

$$s = f / \left(1 + \frac{2H}{L \tan \phi} \right) \quad (7)$$

Dans l'approche RAFAEL (Giraud, 1997), un coefficient de foisonnement ou d'expansion C_e est introduit pour prendre en considération l'augmentation du volume du sol consécutif à son remaniement lors de l'effondrement. Ce paramètre, difficilement quantifiable, car non sujet à un essai normalisé, a une influence non négligeable sur le dimensionnement. La littérature fait état de valeurs de C_e allant jusqu'à 1,15 pour des sols de remblai à forte granularité, mais des valeurs de 1,03 à 1,1 semblent plus appropriées pour des matériaux de remblai courants. Conformément à l'hypothèse d'une zone d'effondrement cylindrique et de la prise en compte d'un coefficient de foisonnement pour le sol effondré, les déplacements en surface sont inférieurs à ceux obtenus au niveau de la nappe géosynthétique. En effet, le volume libéré lors de la déformation de la nappe géosynthétique est partiellement comblé par l'augmentation de volume de sol lors de sa décompaction. En supposant que le volume de l'effondrement de surface et le volume libéré par effet membrane par le géosynthétique sont des paraboloïdes de révolution, il est possible d'établir une relation entre le tassement de surface s , la flèche maximale du géosynthétique f , le coefficient de foisonnement du sol C_e , et la hauteur du remblai H . Ces équations s'écrivent dans le cas des cavités circulaires:

$$s = f - 2H (C_e - 1) \quad (8)$$

et dans celui des tranchées rectilignes:

$$s = f - 3H (C_e - 1)/2 \quad (9)$$

3

Nouveaux développements proposés

3.1

Principe de la méthode et domaine de validité

Les nouveaux développements ont été proposés pour prendre en considération le comportement de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrage. On observe dans ces zones, situées de part et d'autre de la cavité, des déformations de la nappe plus ou moins importantes qui font suite à la mobilisation du frottement dans les zones d'ancrages lors de l'effondrement du sol de remblai sur la nappe géosynthétique. Ces déformations participent à l'augmentation de la longueur de nappe au-dessus de la cavité, ce qui induit des accroissements des déplacements verticaux de la nappe et des tassements de surface. Comme précédemment, le dimensionnement de ce type de structure amènera à évaluer successivement:

- la charge q agissant sur la nappe géosynthétique;
- les déplacements de la nappe géosynthétique en considérant son comportement en membrane et sa déformation dans les zones d'ancrages;
- les déplacements de surface en fonction des caractéristiques du sol de remblai.

Cette méthode s'applique aux tranchées rectilignes de largeur L et aux cavités circulaires de diamètre D renforcées par un géosynthétique unidirectionnel (une direction de renfort privilégiée).

Supposons que le comportement de la nappe géosynthétique est élastique linéaire où la tension T dans la nappe, la déformation λ , et le module de rigidité de la nappe J défini pour une largeur de nappe unité sont liés par la relation $T = J\lambda$.

Notons par q la charge répartie agissant au-dessus de la cavité et q_0 les charges réparties agissant sur les côtés. U_A est le déplacement horizontal du point A de la nappe géosynthétique (situé au bord de la cavité) qui résulte de la mise en tension de la nappe dans les zones d'ancrage (Fig. 3).

Les lois de frottement considérées aux interfaces sol/géosynthétique dans les zones d'ancrage sont des

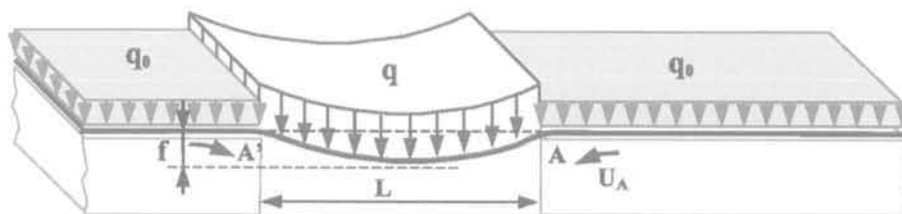


FIG. 3 Géométrie de l'étude proposée.
Geometry of the study.

lois de frottement de type Coulomb (Fig. 4). U_0 est le déplacement relatif à l'interface à partir duquel la mobilisation du frottement est maximale, δ l'angle de frottement à l'interface (respectivement δ_1 et δ_2 à l'interface inférieure et supérieure) et σ_n la contrainte verticale agissant à l'interface. Lorsque le déplacement relatif U_M entre le sol et un tronçon de nappe est inférieur à U_0 , le frottement d'interface n'est pas entièrement mobilisé. Dans ce cas, les contraintes de cisaillement partiellement mobilisées à l'interface s'écrivent :

$$\tau = [\sigma_n \tan \delta] U_M / U_0$$

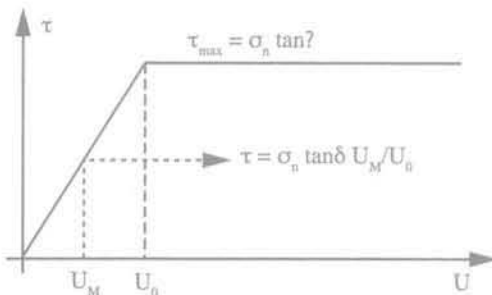


FIG. 4 Loi de frottement de Coulomb.
Coulomb friction law.

3.2

Évaluation de la charge q agissant sur le géosynthétique

Le mécanisme retenu pour évaluer la charge q agissant sur le géosynthétique est le mécanisme d'effondrement du cylindre de sol au-dessus de la cavité qui aboutit aux équations 2 et 3. Il convient de noter que la charge q est supposée uniformément répartie, ce qui n'est pas toujours le cas dans la réalité.

Les formulations établies, traduisent le fait qu'une partie des efforts soit reportée sur les zones stables, ce qui peut s'apparenter à un mécanisme de voûte. Par exemple (éq. 2), pour $p = 0$ et H grand devant D , la charge maximale q_{\max} pouvant être transmise à la nappe géosynthétique s'écrit dans le cas d'une cavité circulaire :

$$q_{\max} = \frac{D\gamma}{4K_a \tan \phi} \quad (10)$$

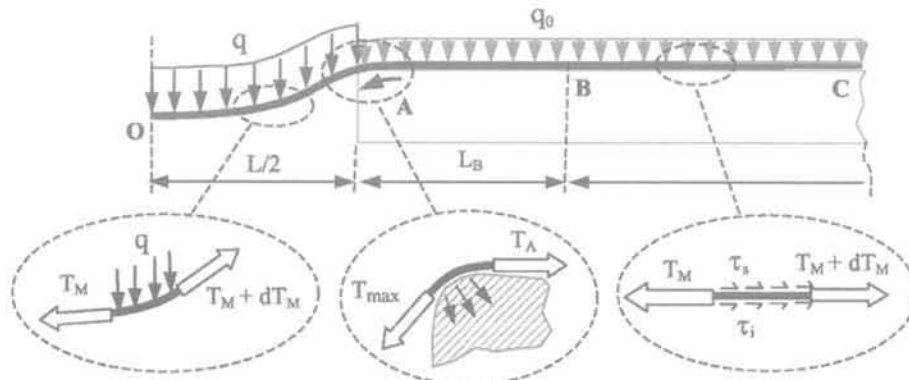


FIG. 5 Zones d'études de la nappe géosynthétique.
Analysis areas of the geosynthetic sheet.

A titre d'exemple, pour $\phi = 35^\circ$, soit $K_a = 0,27$, on obtient $q = 1,32 D\gamma$, ce qui correspond à la contrainte exercée par une masse de sol de hauteur $1,32 D$ et donc à la formation d'une voûte de hauteur maximale $1,32 D$.

3.3

Évaluation du comportement de la nappe géosynthétique

Les déplacements et les déformations de la nappe géosynthétique résultent de son comportement en membrane et de sa déformation par traction dans les zones d'ancrages. Les équations qui régissent ce comportement résultent de l'équilibre des différents tronçons de la nappe (Fig. 5) :

– tronçon OA, au-dessus de la cavité, caractérisé par un comportement en membrane de la nappe géosynthétique ;

– point A caractéristique du changement d'orientation de la nappe géosynthétique et de l'augmentation des contraintes à l'origine de l'écrasement du coin de sol situé au bord de la cavité ;

– zone d'ancrage AC ($C \rightarrow \infty$).

On distinguera la zone d'ancrage AB pour laquelle le frottement de part et d'autre de l'interface est totalement mobilisé (dans cette zone le déplacement relatif à l'interface entre le sol et la nappe est supérieur à U_0) et la zone d'ancrage BC où le frottement mobilisé est partiel (dans ce cas le déplacement relatif à l'interface entre le sol et la nappe est inférieur à U_0). Le point B est, par conséquent, caractérisé par un déplacement relatif à l'interface égal à U_0 . Suivant le niveau de sollicitation appliqué à la nappe géosynthétique, la zone AB peut être réduite à zéro (cas où $U_A < U_0$).

3.3.1

Calcul sur le tronçon OA

Les formulations analytiques utilisées pour décrire le comportement en membrane sont obtenues en considérant l'équilibre d'un tronçon de nappe (Villard et Briançon, 2006). On établit une relation (éq. 11) caractéristique de son comportement en fonction des charges appliquées, des caractéristiques géométriques et mécaniques de la nappe et du déplacement horizontal U_A résultant de la mise en tension de la nappe dans la zone d'ancrage à la suite de l'effondrement. Cette relation où U_A et β (une constante égale à la tangente

de l'angle entre la nappe et l'horizontale au point A) sont les inconnues ne peut être résolue qu'en prenant en considération le comportement général de la nappe dans la zone d'ancrage. Cette équation s'écrit :

$$\frac{L}{4\beta} \left[\beta\sqrt{1+\beta^2} + \text{ArgSh}\beta \right] - \frac{L}{2} = U_A + qL^2 \frac{3+\beta^2}{12\beta J} \quad (11)$$

La tension T_M dans la nappe au point M d'abscisse x ($x \in [0, L/2]$) s'obtient par la relation :

$$T_M = \frac{qL}{2\beta} \sqrt{1 + \left(\frac{2\beta x}{L} \right)^2} \quad (12)$$

3.3.2

Calcul au point A

La prise en considération du changement d'orientation de la nappe géosynthétique au niveau du point A (Fig. 6) permet d'intégrer l'augmentation locale des contraintes en A ainsi que la diminution de tension dans la nappe qui en résulte ($T_A < T_{\max}$). La relation entre T_{\max} et T_A , basée sur l'équilibre limite d'un corps frottant sur un arc circulaire est donnée par l'équation (13) :

$$T_{\max} = T_A e^{\tan\delta_i} \quad (13)$$

φ_A correspond à l'angle en radians entre les deux segments de nappe ($\varphi_A = \text{Atan}\beta$) et δ_i à l'angle de frottement à l'interface considérée. T_{\max} et φ_A se déduisent du comportement en membrane de la nappe (éc. 12) et s'expriment en fonction de qL et β . Si le déplacement relatif U_A entre le sol et la nappe géosynthétique au point A est inférieur à U_0 , le frottement d'interface est partiellement mobilisé. La prise en considération des équations (12) et (13) permet d'écrire :

$$T_A = \left[qL \frac{\sqrt{1+\beta^2}}{2\beta} \right] / \left[e^{\alpha \text{Atan}\beta \tan\delta_i} \right] \quad (14)$$

avec : $\alpha = U_A/U_0$ si $U_A \leq U_0$ et $\alpha = 1$ si $U_A > U_0$.

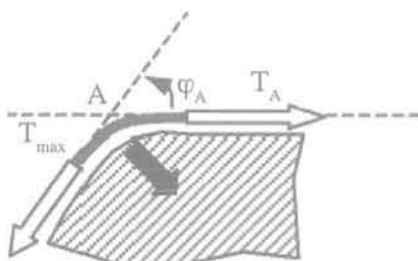


FIG. 6 Influence du changement d'angle. Angle changing influence.

3.3.3

Tronçon AC

L'étude du comportement de la zone d'ancrage permet d'établir une relation entre le déplacement U_A du point A situé à l'extrémité de l'ancrage et la tension T_A appliquée. Deux cas sont envisagés : $U_A \leq U_0$ et $U_A > U_0$.

1) $U_A \leq U_0$. Dans ce cas le frottement à l'interface n'est que partiellement mobilisé sur la totalité de l'ancrage. L'équilibre d'une portion de nappe permet d'obtenir la

relation recherchée entre T_A et U_A ainsi que les tensions en tout point M de la nappe ($x \in [L/2, \infty)$) :

$$U_A = (T_A/J_r) \quad (15)$$

et

$$T_M = T_A \frac{[\text{ch}(rx) - \text{sh}(rx)]}{[\text{ch}(rL/2) - \text{sh}(rL/2)]} \quad (16)$$

avec :

$$r = \sqrt{q_0 (\tan\delta_i + \tan\delta_s) / (JU_0)} \quad (17)$$

2) $U_A > U_0$. Dans ce cas le frottement à l'interface est mobilisé au maximum en début de nappe (tronçon AB) et partiellement sur l'autre partie (tronçon BC). On rappelle que le point B est caractérisé par : $x = L_B$ et $U_B = U_0$. L'équilibre d'une portion de nappe permet comme précédemment d'obtenir la relation recherchée entre T_A et U_A ainsi que les tensions en tout point M de la nappe :

$$U_A = U_0 + (T_A^2 - T_B^2) / (2J\tau_0) \quad (18)$$

et

$$T_M = T_A + \tau_0 (L/2 - x) \text{ pour } (x \in [L/2, L_B]) \quad (19)$$

et

$$T_M = T_B \frac{[\text{ch}(rx) - \text{sh}(rx)]}{[\text{ch}(rL_B) - \text{sh}(rL_B)]} \text{ pour } (x \in [L_B, \infty)) \quad (20)$$

avec :

$$T_B = J_r U_0 \quad (21)$$

$$L_B = (T_A - T_B) / \tau_0 + L/2 \quad (22)$$

$$\tau_0 = q_0 (\tan\delta_i + \tan\delta_s) \quad (23)$$

Il y a lieu de noter que des équations similaires peuvent être utilisées dans le cas des cavités de diamètre D en substituant au paramètre L le paramètre D.

3.4

Évaluation des tassements de surface

Les tassements en surface sont déterminés comme précédemment dans la méthode RAFAEL respectivement dans le cas des cavités circulaires et dans celui des tranchées rectilignes par les équations (8) et (9).

4

Méthode de dimensionnement proposée

Les équations et les hypothèses principales nécessaires au dimensionnement sont récapitulées ci-dessous pour les cavités rectilignes de largeur L.

• Charge appliquée sur la nappe avec l'hypothèse d'un effondrement du sol au-dessus de la cavité :

$$q = \frac{L\gamma}{2K \tan\phi} \left(1 - e^{-(K \tan\phi 2H)/L} \right) + p e^{-(K \tan\phi 2H)/L} \quad (24)$$

- Comportement en membrane et dans les zones d'ancrage de la nappe géosynthétique :

(25)

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{L}{4\beta} (\beta\sqrt{1+\beta^2} + \text{ArgSh}\beta) - \frac{L}{2} &= U_A + qL^2 \frac{3+\beta^2}{12\beta J} \\ U_A &= T_A/J_r \text{ si } U_A \leq U_0 \text{ ou } U_A = U_0 + (T_A^2 - T_B^2)/(2J\tau_0) \text{ si } U_A > U_0 \end{aligned} \right.$$

avec :

$$T_A = \left[qL \frac{\sqrt{1+\beta^2}}{2\beta} \right] / [e^{\alpha A \tan\beta \tan\delta_1}] \quad (26)$$

$$T_B = U_0 J_r \quad (27)$$

$$\tau_0 = q_0 (\tan\delta_1 + \tan\delta_2) \quad (28)$$

$$r = \sqrt{q_0 (\tan\delta_1 + \tan\delta_2) / (J U_0)} \quad (29)$$

$$\alpha = U_A/U_0 \text{ si } U_A \leq U_0 \text{ et } \alpha = 1 \text{ si } U_A > U_0 \quad (30)$$

Les deux paramètres β et U_A , solutions du système d'équations (25), sont obtenus par un calcul itératif. Leur détermination permet grâce aux équations (12, 16, 19 et 20) de calculer les tensions en tout point de la nappe. On en déduit les déformations par la relation $\epsilon_M = T_M/J$ et la flèche verticale maximale au centre de la cavité par la relation $f = (\beta L)/4$.

- Estimation des tassements de surface en prenant en considération le foisonnement du sol lors de l'effondrement :

$$s = f - 3H (C_g - 1)/2 \quad (31)$$

Pour des cavités de diamètre D on utilisera les équations (2) et (8) à la place des équations (24) et (31) et on substituera dans les équations (25) à (30) au paramètre L le paramètre D .

5

Abaques de dimensionnement

Des abaques de dimensionnement (Figs. 7 et 8) ont été établis pour deux diamètres de cavité ($D = 2$ m et $D = 4$ m), pour plusieurs hauteurs de remblai et différentes raideurs du renfort géosynthétique. Ces abaques permettent, une fois le critère de surface défini, de déterminer à la fois les caractéristiques du renfort géosynthétique (raideur et tension de rupture) et la hauteur de sol de remblai à mettre en place. Des abaques permettant d'estimer la flèche maximale du géosynthétique sont également donnés à titre indicatif. Sur ces derniers on remarque qu'il est très difficile d'obtenir des déplacements verticaux de la nappe géosynthétique inférieurs à 0,15 m pour des cavités de 2 m de diamètre, et des valeurs inférieures à 0,4 m pour des cavités de 4 m. Les paramètres de calcul sont :

– pour le remblai : $\phi = 35^\circ$, $\gamma = 20$ kN/m³, $p = 0$ kN/m², $q_0 = \gamma H$ et $C_g = 1,1$;

– pour l'interface sol/géosynthétique : $U_0 = 5$ mm, $\delta_1 = 25^\circ$ et $\delta_2 = 25^\circ$.

Les exemples présentés sur les figures 7 et 8 permettent de mettre en évidence l'intérêt d'un paramétrage portant sur la raideur du géotextile et la hauteur du remblai. En effet, pour une cavité de 2 m de dia-

mètre (Fig. 7), si le critère de surface est un déplacement nul ($S/D = 0\%$), deux solutions sont possibles (Tableau I).

TABLEAU I Exemple de solutions pour une cavité de 2 m avec un critère en surfaces $S/D = 0\%$. Solutions for a cavity (2 meters width) with a surface criterions $S/D = 0\%$.

H (m)	J (kN/m)	T_{max} (kN/m)	f (m)
1	3 400	45	0,2
1,5	1 200	45	0,3

Ce double paramétrage permet une optimisation du renforcement tant sur la hauteur du remblai à mettre en place que sur le type de renfort devant être utilisé. Il permet également d'éliminer très rapidement les solutions peu réalistes (Tableau II). En effet pour une cavité de 4 m de diamètre (Fig. 8), si le critère de surface est un rapport s/D de 1 %, une solution de confortement pour $H = 1$ m conduirait, pour le critère de dimensionnement retenu, à des raideurs de renforcement excessives.

TABLEAU II Exemple de solutions pour une cavité de 4 m avec un critère en surfaces $S/D = 1\%$. Solutions for a cavity (4 meters width) with a surface criterions $S/D = 1\%$.

H (m)	J (kN/m)	T_{max} (kN/m)	f (m)
3	4 200	174	0,62
2	>>		

La prise en considération des déformations par mise en tension du géosynthétique dans les zones d'ancrage entraîne une elongation de la portion de nappe située au-dessus de la cavité et de ce fait une augmentation du déplacement vertical (f) de la nappe géosynthétique. Pour l'exemple précédent, $D = 2$ m, $H = 1$ m et $J = 3 400$ kN/m, on obtient $T_{max} = 45$ kN/m, $f = 0,2$ m et $U_A = 0,0134$ m, soit une elongation supplémentaire de la nappe de 0,0268 cm pour une portion de nappe initiale de longueur $L = 2$ m ce qui correspond à un accroissement de déformation de 1,34 %. La même application, en supposant cette fois-ci un ancrage fixe au bord de la cavité, aurait pour solution : $f = 0,157$ m, $T_{max} = 55,6$ kN/m et $U_A = 0$ m. On remarquera que la forte diminution de flèche s'accompagne d'une augmentation de tension dans le géosynthétique. Par conséquent, la non-prise en considération des déformations du géosynthétique dans les zones d'ancrage peuvent conduire à sous-estimer les déplacements de la nappe géosynthétique et les tassements de surface.

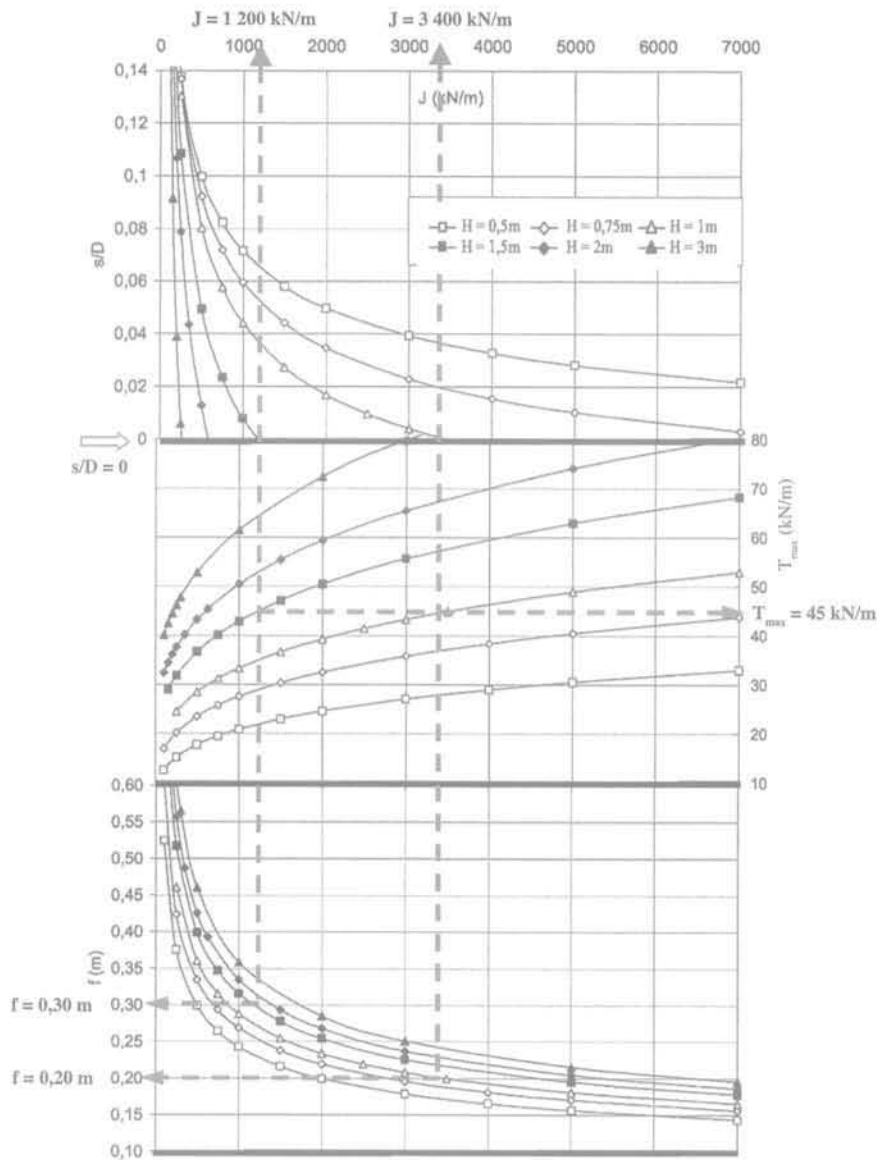


FIG. 7 Abaqués de dimensionnement pour les cavités circulaires de 2 m. Designing abacus for circular cavities ($\phi = 2$ m).

6

Validation des développements proposés par rapport à des résultats d'une expérimentation en vraie grandeur

6.1

Présentation de l'expérimentation

Une expérimentation en vraie grandeur (Briançon *et al.*, 2004; Nancy *et al.*, 2004; Briançon *et al.*, 2005) a été réalisée dans le cadre de la validation d'un nouveau dispositif de mesures par fibres optiques intégrées à la nappe géosynthétique. Cette expérimentation a consisté, entre autres, à réaliser un effondrement localisé sous une plate-forme de ballast

de 50 cm d'épaisseur renforcée à sa base par une nappe géosynthétique. L'effondrement a été simulé par le dégonflage puis le retrait de deux ballons mis en place initialement dans une tranchée rectangulaire de 2 m de long sur 1 m de large sous la nappe géosynthétique (Fig. 9a). Après élargissement de la tranchée sur toute la largeur de la nappe géosynthétique (Fig. 9b), plusieurs phases de chargement ont été entreprises par l'ajout progressif de surcharges. Les déformations du géosynthétique ont été mesurées dans les zones d'ancrage et dans la zone centrale située au-dessus de la cavité par des capteurs optiques. Ce dispositif permet d'obtenir avec une très grande précision les déformations locales grâce à un réseau de capteurs disposés tous les mètres sur une fibre optique intégrée à la nappe géosynthétique (Briançon *et al.*, 2004). A la suite du retrait des ballons, des mesures manuelles des déplacements verticaux de la nappe géosynthétique ont été effectuées.

Au cours de l'expérimentation, différents mécanismes ont été observés :

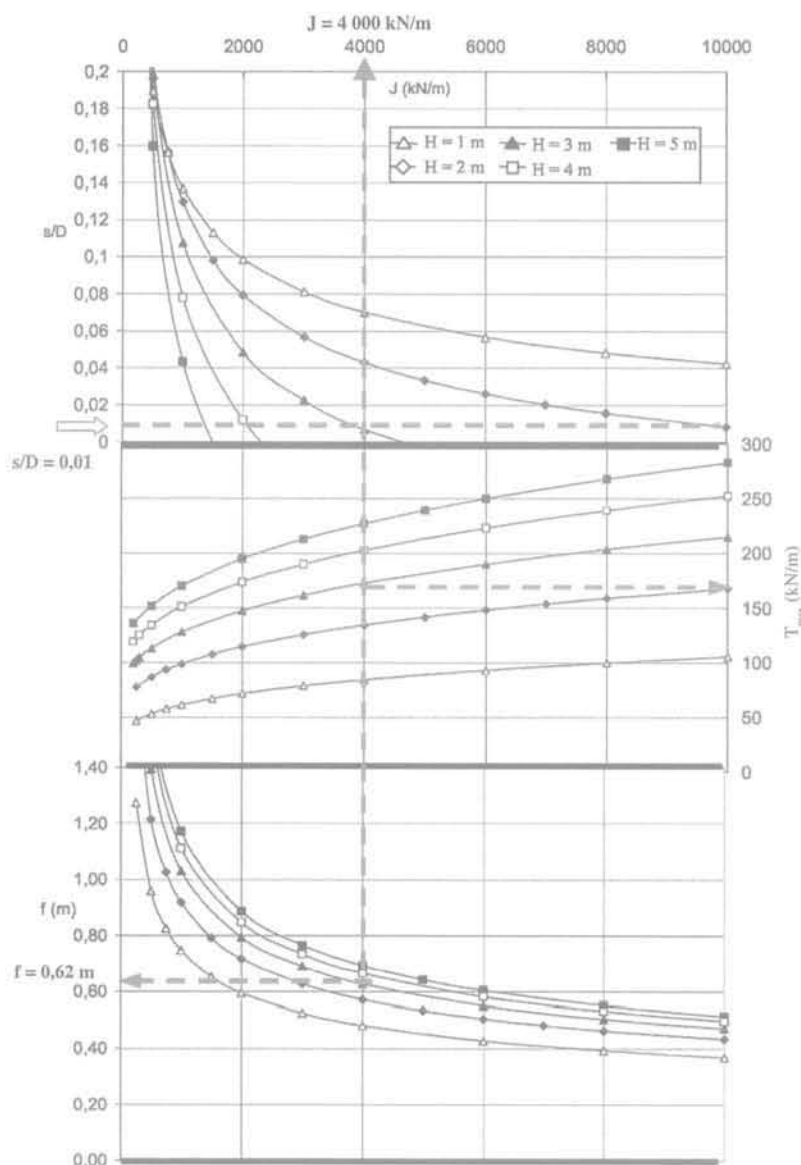


FIG. 8 Abaqués de dimensionnement pour les cavités circulaires de 4 m.
Designing abacus for circular cavities ($\phi = 4$ m).

- la nappe géosynthétique située au-dessus de la cavité se déforme en membrane;
- l'effondrement de la plate-forme granulaire est vertical au droit de la cavité;
- dans les zones d'ancrage, la nappe géosynthétique est sollicitée en traction et se déforme sur environ 3 m de part et d'autre de la cavité (Fig. 10).

6.2

Confrontation des différentes méthodes analytiques

Afin de valider les nouveaux développements proposés, nous avons confronté la nouvelle méthode de dimensionnement notée « Villard et Briançon » sur les figures 11 et 12 aux résultats de l'expérimentation en vraie grandeur et aux résultats analytiques des différentes méthodes actuellement utilisées (BS8006 et RAFAEL). Les comparaisons portent principalement

sur les déformations de la nappe géosynthétique dans la zone d'ancrage (Fig. 11) et sur sa déformée en membrane (Fig. 12) au-dessus de la cavité. Pour des raisons de symétrie, les comparaisons seront effectuées sur une demi-largeur de cavité et sur la zone d'ancrage associée. L'abscisse 0 correspondant au centre de la cavité. Les paramètres de calculs sont : $L = 2$ m, $H = 0,5$ m, $\gamma = 17$ kN/m³, $C_e = 1,1$, $J = 1\ 100$ kN/m, $p = 0$ kPa dans le cas de l'affaissement du remblai sous poids propre et $p = 12,4$ kPa lors de la mise en place de la surcharge, $\phi = 35^\circ$, $\delta_i = 20^\circ$, $\delta_s = 25^\circ$ et $U_0 = 5$ mm.

Les méthodes BS8006 et RAFAEL diffèrent, pour l'évaluation des déplacements de la nappe géosynthétique, par la prise en considération ou non du frottement latéral sur la zone d'effondrement. L'épaisseur de ballast étant faible, les charges supposées agir sur la nappe géosynthétique sont voisines d'où des comportements en membrane très similaires. Ces deux méthodes ne prenant pas en compte les mécanismes de mise en traction de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrages, surestiment les déformations de la nappe géosynthétique au-dessus de la cavité,

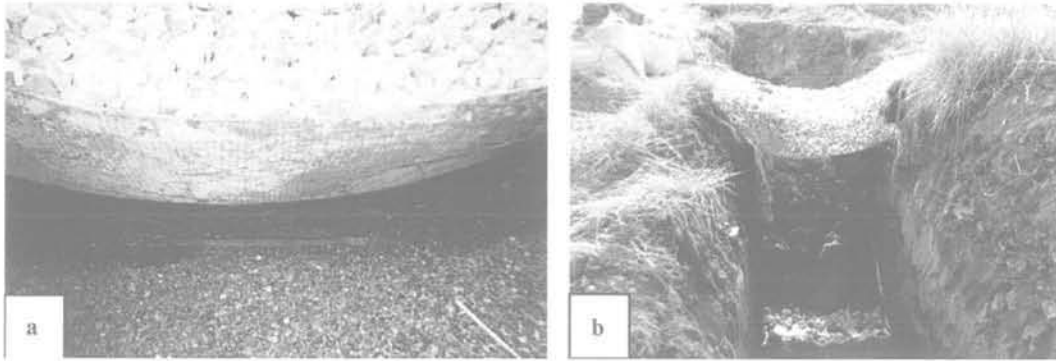


FIG. 9 Déflexion de la nappe géosynthétique après retrait des ballons.
Deflexion of the geosynthetic after removing the balloons.

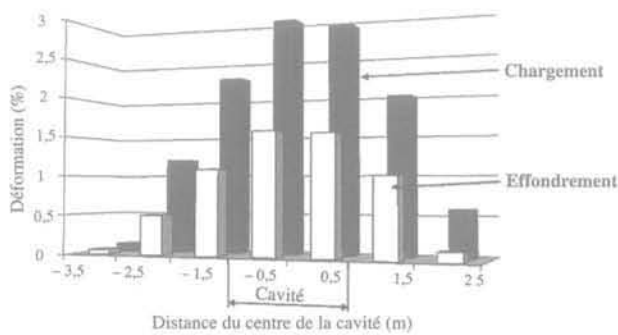


FIG. 10 Mesures optiques de la déformation de la nappe.
Optical measures of the sheet strain.

et conduisent à des déformations nulles dans les zones d'ancrage. L'expérimentation montre en revanche une mise en tension et une déformation significative de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrage et ce, sur une longueur d'ancrage d'environ 3 m. On remarquera que la nouvelle méthode analytique proposée permet d'évaluer très correctement les déformations aussi bien dans les zones d'ancrage qu'au dessus de la cavité et ce, après affaissement du remblai (Fig. 11) ou après chargement (Fig. 12).

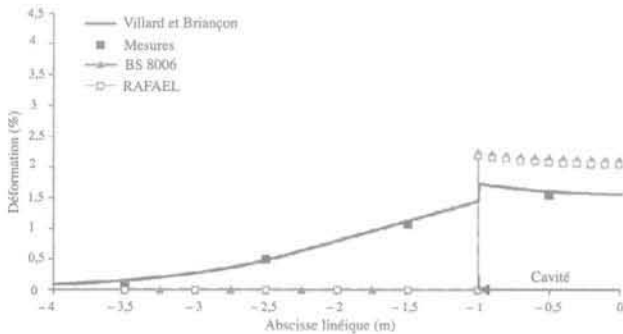


FIG. 11 Déformation de la nappe géosynthétique après effondrement.
Strain of the geosynthetic sheet after the collapse.

Sur la figure 13, on constate que la non-prise en considération des mécanismes de mise en tension de la nappe dans les zones d'ancrage par les méthodes existantes entraîne une sous-estimation des déplacements verticaux de la nappe après effondrement (qui se répercutent bien évidemment en surface). On constate, là encore, que les nouveaux développements proposés permettent une meilleure approche du comportement réel de la nappe géosynthétique. Les différences observées, entre courbes analytique et expérimentale, s'expliquent par la prise en considération dans le modèle analytique d'une répartition uniforme des contraintes verticales agissant sur la nappe géosynthétique qui n'est pas forcément respectée dans le cas présent. Les résultats expérimentaux obtenus tentent à montrer que par un mécanisme probable de transfert de charge dans la couche de ballast, les contraintes appliquées à la nappe sont plus fortes au bord de la cavité, d'où une déformée non parabolique de la nappe.

7

Conclusion

Une méthode de dimensionnement prenant en considération la mise en tension de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrage a été proposée. Cette méthode conduit, comparativement aux

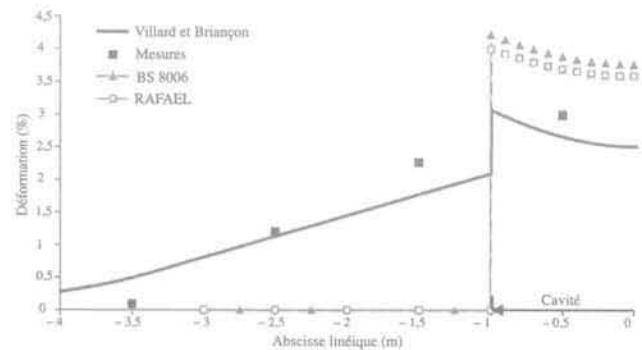


FIG. 12 Déformation de la nappe géosynthétique après chargement (12,4 kPa).
Strain of the geosynthetic sheet after the loading.

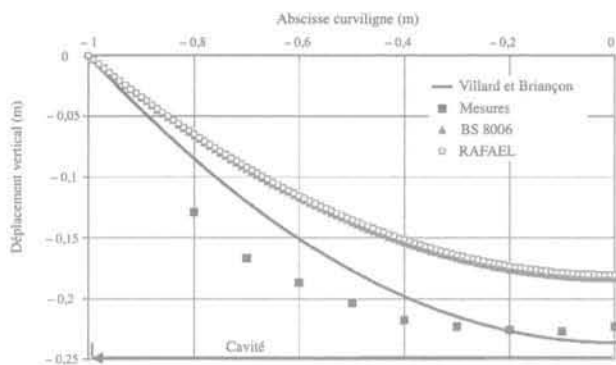


FIG. 13 Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique au droit de la cavité après effondrement.
Vertical displacement of the geosynthetic sheet above the cavity after the collapse.

méthodes existantes, à des déplacements de la nappe géosynthétique et par voie de conséquence à des tassements de surface plus importants. Les tensions dans la nappe sont en revanche plus faibles en raison de l'apparition d'une zone de déformation de

la nappe plus étendue. Cette méthode analytique a pu être validée grâce à une expérimentation en vraie grandeur mettant en œuvre un dispositif de mesures original par fibres optiques qui permet avec une grande précision d'obtenir les déformations locales en différents points de la nappe géosynthétique. Des abaques de dimensionnement ont été proposés pour deux diamètres de cavités et plusieurs hauteurs de remblai. Ce double paramétrage permet d'optimiser une solution de renforcement en déterminant conjointement la hauteur du remblai à mettre en place et le type de renfort devant être utilisé. L'influence sur le dimensionnement de la mise en tension de la nappe dans les zones d'ancrage est d'autant plus grande que les caractéristiques de frottement à l'interface sont faibles. Les valeurs retenues pour les abaques sont des valeurs usuelles d'angle de frottement de 25°. La superposition, pour certaines applications de plusieurs géosynthétiques, par exemple l'utilisation d'un géofilm de protection dans le cas des remblais traités à la chaux (Blivet *et al.*, 2006) peut se traduire par des coefficients de frottement à l'interface beaucoup plus faible et donc à des déplacements du géosynthétique et à des tassements de surface beaucoup plus grands.

Bibliographie

- Blivet J.C., Khay M., Villard P., Gourc J.P. – Experiment and design of geosynthetic reinforcement to prevent localised sinkholes. *Proc. of GeoEng2000*, Melbourne, Australia, 19-24 November 2000, CD-ROM Conference Proceeding, 6 p.
- Blivet J.C., Gourc J.P., Villard P., Giraud H., Khay M., Morbois A. – Design method for geosynthetic as reinforcement for embankment subjected to localized subsidence. *Proc. of 7th International Conference on Geosynthetics*, Nice, France, 22-27 September 2002, 1, p. 341-344.
- Blivet J.C., Garcin P., Hirshauer A., Nancey A., Villard P. – Renforcement par géosynthétiques sur cavités potentielles : exemple de la déviation Sud-Ouest de Meaux (77). *Actes des 6^{es} Rencontres Géosynthétiques*, Montpellier, France, 13-14 juin 2006.
- Briançon L., Nancey A., Caquel F., Villard P. – New technology for strain measurements in soil and the survey of reinforced earth constructions. *Proc. of EURO-GEO 3*, Munich, Germany, 1-3 March 2004, 2, p. 471-476.
- Briançon L., Nancey A., Villard P. – Development of Geodetect : a new warning system for the survey of reinforced earth constructions. *Studia Geotechnica et Mechanica*, XXVII (1-2) 2005, p. 23-32.
- British Standard BS 8006 – Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, British Standard Institution, London, 1995, 162 p.
- Giraud H. – *Renforcements des zones d'effondrement localisé. Modélisations physique et numérique*. Thèse Université de Grenoble, France, 1997.
- Giroud J.P., Bonaparte R., Beech J.F., Gross B.A. – Design of soil layer-geosynthetic systems overlying voids. *Geotextiles and Geomembranes*, 9 (1), 1990, p. 11-50.
- Giroud J.P. – Determination of geosynthetic strain due to deflexion. *Geosynthetic International*, 2 (3), 1995, p. 635-641.
- Gourc J.P., Villard P., Giraud H., Blivet J.C., Khay M., Imbert B., Morbois A., Delmas P. – Sinkholes beneath a reinforced earth fill. A large scale motorway and railway experiment. *Proc. of Geosynthetics'99*, Boston, Massachusetts, USA, 28-30 April 1999, 2, p. 833-846.
- Gourc J.P., Villard P. – Reinforcement by Membrane Effect : Application to Embankments on Soil Liable to Subsidence. *Proc. of the 2nd Asian Geosynthetics Conference*, Kuala Lumpur, Malaysia, 29-31 May 2000, 1, p. 55-72.
- Nancey A., Briançon L., Villard P. – The first intelligent geosynthetic for measurements of strain soil and the survey of reinforced earth construction. *Proc. of Railway Engineering*, London, UK, 6-7 July 2004, 9 p.
- Terzaghi K. – *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York, 1943.
- Villard P., Briançon L. – Design of geosynthetic reinforcements of platforms subjected to localized sinkholes. *Géotechnique* (à paraître).
- Villard P., Gourc J.P., Giraud H. – A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes. *Canadian Geotechnical Journal*, 37 (5), 2000, p. 987-999.
- Villard P., Gourc J.P., Blivet J.C. (2002). Prévention des risques d'effondrement de surface liés à la présence de cavités souterraines : une solution de renforcement par géosynthétique des remblais routiers et ferroviaires. *Revue française de géotechnique*, 99, 2002, p. 23-34.