

COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENTS RENFORCÉS PAR DES GEOSYNTHÉTIQUES SOUS SOLlicitATIONS VERTICALES - EXPERIMENTATION ET MODELISATIONS NUMERIQUES -

R. ARAB¹, P. VILLARD², M. ZERMANI³

¹ Société AFITEX, 13-15 rue Louis Bleriot 28300 Chartres, France

Tél. : 00 33 (0)2 37 18 01 54

Fax : 00 33 (0)2 37 18 01 60

Email : rabah.arab@afitex.com

² Lirigm, Université Joseph Fourier, 38041 Grenoble Cedex 9, France

³ SAGC, cité des Castors n° 150 Bordj El Kiffan Alger Algérie

RESUME

Les murs de soutènement mixtes associant un sol de caractéristiques moyennes, des nappes de renfort géosynthétique et un parement cellulaire, constituent à l'heure actuelle une solution économique intéressante. Leur utilisation comme structure porteuse, notamment pour les culées de ponts, tendent à se développer dans de nombreux pays. Des études expérimentales et théoriques ont été menées pour en optimiser le dimensionnement. Les résultats présentés dans cet article se réfèrent à des expérimentations en vraie grandeur réalisées en France sur deux ouvrages instrumentés et sollicités par des charges localisées en tête jusqu'à la rupture. Les résultats expérimentaux sont analysés et confrontés à ceux d'une modélisation numérique par éléments finis, ce qui a permis de dégager des recommandations constructives quant à la réalisation de ce type d'ouvrage.

Mots clés : géosynthétique, soutènement, surcharge, expérimentation, modélisation.

1. INTRODUCTION

Les ouvrages à parements cellulaires modulables, renforcés par des nappes géosynthétiques, sont très utilisés pour le raidissement des talus autoroutiers et la construction de fausses culées. L'application de ces méthodes pour la construction de culées porteuses reste, bien que techniquement envisageable, peu utilisée faute d'une réglementation précise reposant sur une méthode de dimensionnement adaptée. C'est pour une meilleure connaissance du comportement de ces ouvrages, que des études expérimentales ont été menées dans de nombreux pays (Serre et al., 1993 ; Serre, 1995 ; Gotteland et al., 1996, Bathurst, 2000).

Les résultats que nous présentons ici portent sur le programme de recherche GARDEN (Géotextiles : Application en Renforcement, Expérimentation et Normalisation) réalisé en 1994 en collaboration avec le réseau LPC, SCETAUROUTE, le Laboratoire inter-disciplinaire de recherche impliquant la géologie et la mécanique (Lirigm), et avec le soutien du Ministère de la Recherche. Deux expérimentations en vraie grandeur, ont été réalisées sur des ouvrages instrumentés sollicités jusqu'à la rupture par des charges localisées en tête. Les résultats de l'expérimentation sont confrontés à ceux d'une modélisation numérique par éléments finis, pour une meilleure analyse des phénomènes observés.

2. L'EXPERIMENTATION EN VRAIE GRANDEUR

2.1 *Géométrie des ouvrages renforcés*

Les expérimentations en vraie grandeur (Gourc et al.,1995) ont été menées sur un remblai expérimental construit sur le site de MERU (Oise) en France (Photo 1). Le remblai expérimental à une hauteur totale de 4.35 m pour une largeur à sa base de 38.41 m (Fig.1). Deux massifs renforcés par des nappes géosynthétiques de raideurs et de longueurs différentes ont été réalisés à des fins comparatives.

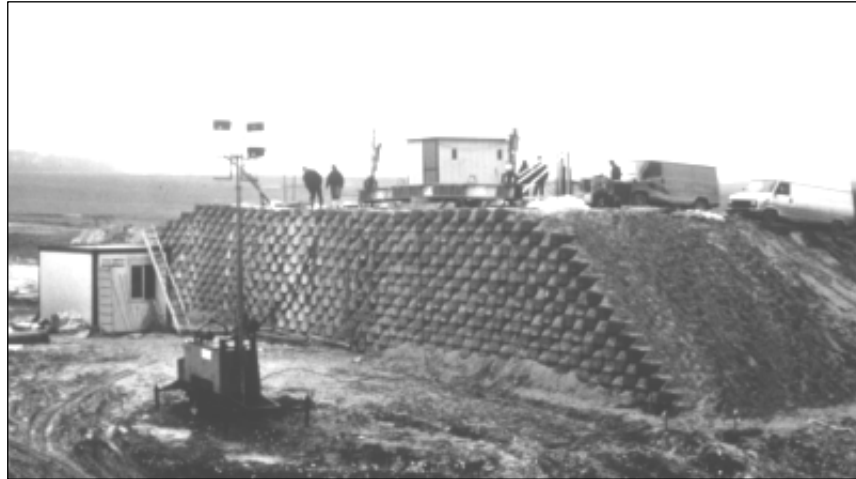


Photo 1 : Vue générale du remblai expérimental.

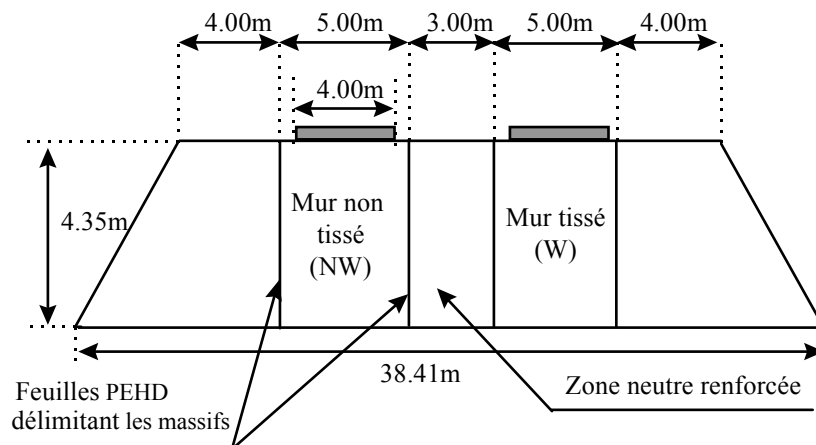


Figure 1 : Géométrie du remblai expérimental.

Le premier mur (Fig.2a) est renforcé par des géotextiles non tissés (NW), le second (Fig.2b) par des géotextiles tissés tricotés associés à un support non tissé (W). Les deux murs sont séparés par une zone centrale de 3 m, isolée de part et d'autre par une membrane verticale en interface, de manière à ce que le chargement de l'un des massifs n'interfère pas avec le reste du remblai.

Les deux massifs ont été réalisés par couches de sable successives d'environ 0.3 m d'épaisseur, compactées à l'optimum Proctor.

Le parement est constitué de blocs cellulaires en béton simplement posés les uns sur les autres lors de la construction. Un dispositif d'attache permet l'accrochage des nappes géosynthétiques sur le parement.

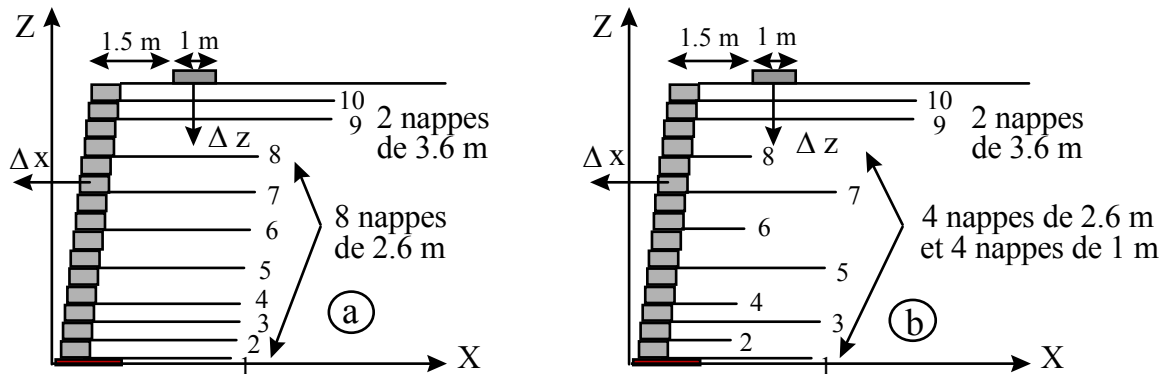


Figure 2 : Profils des deux massifs renforcés.

2.2 Caractéristiques des matériaux

2.2.1 Le sol de remblai

Le sol de remblai est un sable fin du site (coefficient d'uniformité $C_u = 2,8$), compacté à l'optimum Proctor. Les masses volumiques humide et sèche du matériau sont respectivement $\gamma_h = 19 \text{ kN/m}^3$ et $\gamma_d = 16.65 \text{ kN/m}^3$ pour une teneur en eau $w = 14.2 \%$.

Des essais triaxiaux réalisés sur le sable à une teneur en eau d'environ 6 % et à une densité proche de celle correspondant à sa mise en place ont donné un angle de frottement au pic de 42° , un angle de frottement résiduel ϕ de 36° , un angle de dilatance ψ de 16° et une cohésion c de 4 kPa.

2.2.2 Les renforts géosynthétiques

Deux types de renfort ont été utilisés :

- Un géotextile non tissé (NW) de raideur en traction $J=95 \text{ kN/m}$ et de tension de rupture à $\varepsilon_f=30 \%$ de $T_f=25 \text{ kN/m}$.
- Un géotextile tissé tricoté (W) de raideur en traction $J=340 \text{ kN/m}$ et de tension de rupture à $\varepsilon_f=15 \%$ de $T_f=44 \text{ kN/m}$.

2.2.3 Les interfaces sol/géosynthétique

Des essais de cisaillement direct ont été réalisés au Lirigm à l'aide d'une boîte de cisaillement de $300 \times 300 \text{ mm}$ pour la détermination des caractéristiques d'interfaces sol - géotextile. Deux séries de mesures ont été effectuées sur le géotextile tissé dont les deux faces révèlent des textures différentes. La hauteur du sol de couverture pour l'ensemble des essais varie entre 52 et 55 mm. La direction du cisaillement est la direction de travail en renforcement du géotextile et la vitesse de cisaillement est de 1 mm/mn. La teneur en eau du sable pour l'ensemble des essais est d'environ 5.5 %. Les caractéristiques principales du frottement (adhérence et angle de frottement) sont résumées pour chaque interface dans le tableau 1.

Tableau 1 : Caractéristiques du frottement sol - géosynthétique.

Type de géosynthétique	Adhérence, c (kPa)	Angle de frottement, ϕ (°)
Non tissé (NW)	2	31
Tissé, face tissé (W)	1.9	28
Tissé, face non tissé (W)	1.2	26

2.3 Mode de chargement

Les charges verticales sont transmises au remblai renforcé par une semelle en béton positionnée en haut du massif (Fig.2). Les efforts sont appliqués à la semelle par un vérin hydraulique ancré par des tirants dans le sol de fondation. Les efforts sont appliqués par paliers successifs jusqu'à la ruine de la structure.

2.4 L'instrumentation

La métrologie mise en œuvre pour l'instrumentation est : des capteurs de forces pour la mesure des charges appliquées et des capteurs de déplacements à câble pour la détermination des tensions dans les nappes géosynthétiques. Des relevés topographiques ont été réalisés pour mesurer les déformations et les déplacements du parement.

2.5 Les mécanismes observés

Les mécanismes observés lors des expérimentations sont mis en évidence sur les figures 3 et 4. Les courbes de tassement (Fig.3) sous la dalle en fonction du chargement font apparaître un comportement assez particulier de l'ouvrage avec notamment un point caractéristique en deçà duquel les déplacements sont très faibles, et au-delà duquel l'accroissement des déplacements est beaucoup plus important. Ce point caractéristique permet de définir une charge critique pouvant être assimilée à une charge de service qui s'avère être très intéressante pour les concepteurs et pour le dimensionnement de ce type de structure.

Les courbes de déformée du parement (Fig.4) pour une charge en tête Q de 190 kN/m font apparaître des différences de comportement obtenues à la rupture sur les deux ouvrages : rupture par déversement dans le cas du massif tissé (W) et mouvement rotationnel pour le massif non tissé (NW). Ceci s'explique par la différence de densité de renforcement entre les deux massifs.

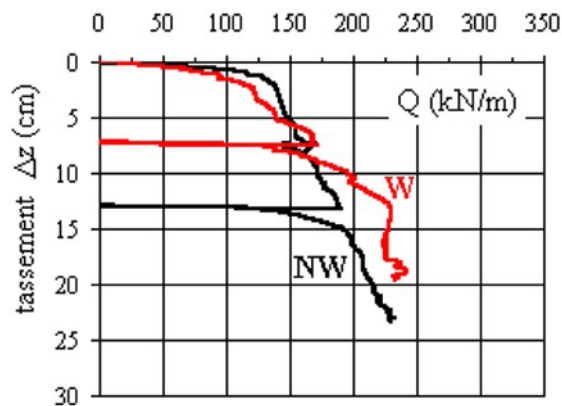


Figure 3 : Tassement sous la dalle de chargement en fonction de la surcharge.

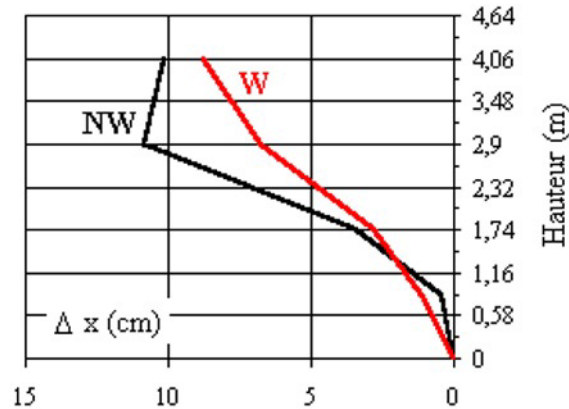


Figure 4 : Déformées du parement pour une charge en tête Q de 190 kN/m.

3. MODELISATIONS NUMERIQUES

3.1 *Introduction*

La méthode des éléments finis a été retenue comme moyen d'analyse des résultats expérimentaux en raison de sa capacité à prendre en considération les grandes déformations de l'ouvrage et l'interaction complexe entre les différents composants de l'ouvrage renforcé. Deux logiciels éléments finis ont été utilisés : le logiciel Goliath développé au Lirigm (Villard, 1996) et le logiciel commercial Plaxis (Vermeer et al., 1989).

3.2 *Hypothèse de calcul*

- Le problème est assimilé à un problème plan en déformation plane. Avec le logiciel Goliath, les calculs sont effectués avec l'option grandes déformations pour les éléments massifs (prise en considération d'une relation au second ordre entre les déplacements et les déformations) et l'option grands déplacements pour les éléments barres. Avec le logiciel Plaxis les calculs sont effectués en petites déformations (éléments massifs et éléments barres).
- Compte tenu qu'expérimentalement il y avait eu très peu de déplacements relatifs entre les interfaces sol/géotextile, on a supposé pour la modélisation qu'il y avait contact parfait entre chaque composante (pas de glissement).
- Le sol de fondation est stable et indéformable.
- Le parement est constitué de blocs rigides pouvant pivoter les uns par rapport aux autres, conférant à l'ensemble un comportement de type poutre flexible.
- La dalle de chargement est rigide et indéformable.
- L'état initial du remblai correspond au chargement du remblai sous poids propre.

3.3 *Géométrie des maillages utilisés*

Chaque remblai (Fig.5) a été modélisé par 884 éléments triangles à trois nœuds, 35 éléments quadrilatères à quatre nœuds et 140 éléments barres (massif avec géosynthétique non tissé NW) et 110 éléments barres (massif avec géosynthétique tissé tricoté W).

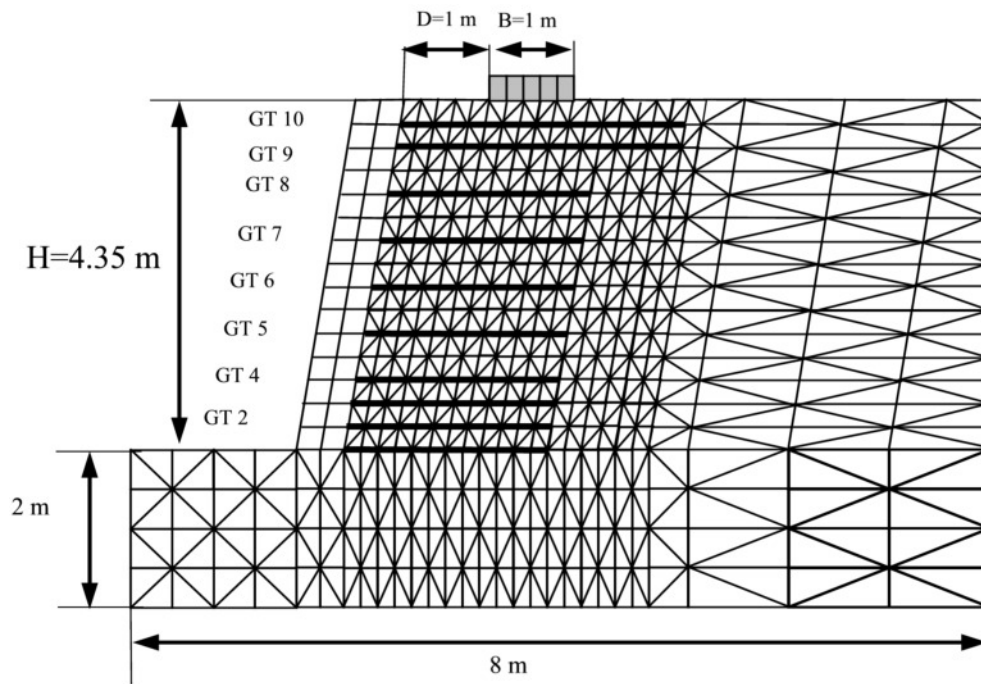


Figure 5 : Géométrie du maillage éléments finis adopté pour les différentes simulations (mur non tissé, NW).

3.4 Paramètres du calcul

Le comportement du sol de remblai est modélisé par une loi élasto-plastique de type Mohr Coulomb ($E=35$ MPa, $\nu=0.33$, $c=4$ kPa, $\phi=36^\circ$ et $\psi=16^\circ$).

Les géosynthétiques ont une rigidité axiale en traction (pas de compression, pas de flexion) définie par un module de raideur : $J=95$ kN/m pour le géosynthétique non tissé (NW) et $J=340$ kN/m pour le géosynthétique tissé tricoté (W).

Les éléments constitutifs du parement ont un comportement élastique. En raison de la difficulté liée à l'estimation de la rigidité du parement, la valeur du module d'élasticité du parement a été choisie comme étant la limite définie par la norme française (NFP 94210) entre un renforcement extensible et un renforcement inextensible. Les caractéristiques élastique du parement sont : $E=20$ Mpa et $\nu=0.2$.

4. COMPARAISON DES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET NUMERIQUES

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques portera sur :

- Les courbes de tassement vertical au centre de la semelle en fonction de la charge appliquée Q (Fig.6)
- Les déformées du parement pour une charge Q de 190 kN/m (Fig.7).
- L'évolution des déformation dans les nappes 9 et 7 en fonction de la surcharge Q (Fig.8).

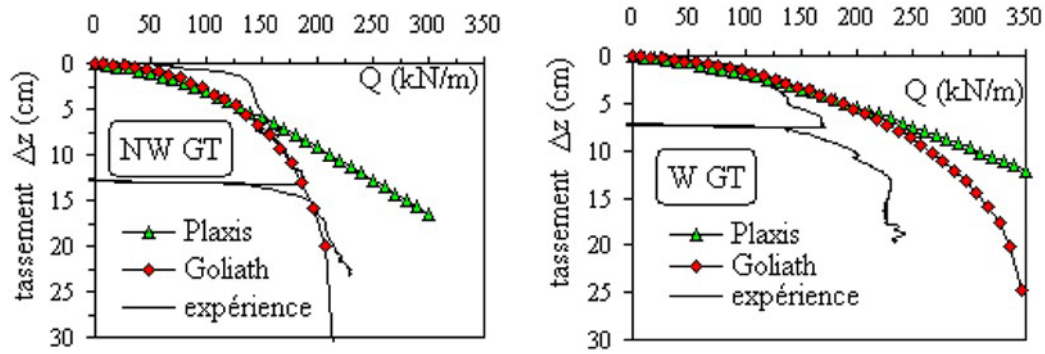


Figure 6 : Tassements sous la dalle de tassement en fonction de la surcharge.

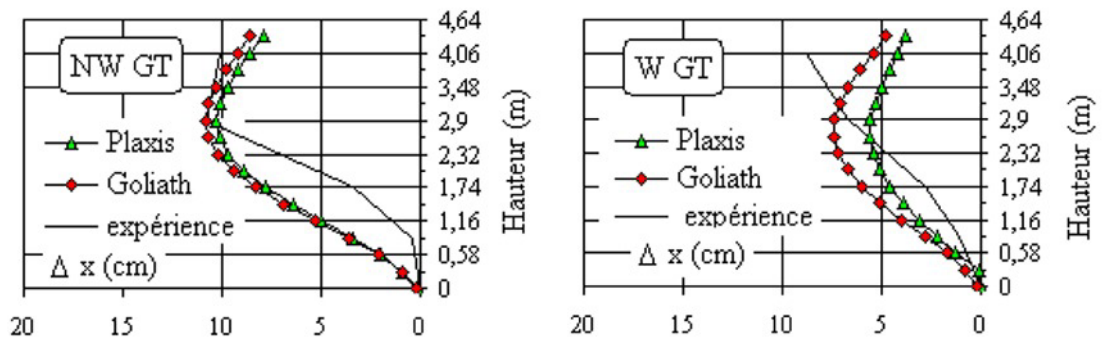


Figure 7 : Déformées du parement pour une charge en tête Q de 190 kN/m.

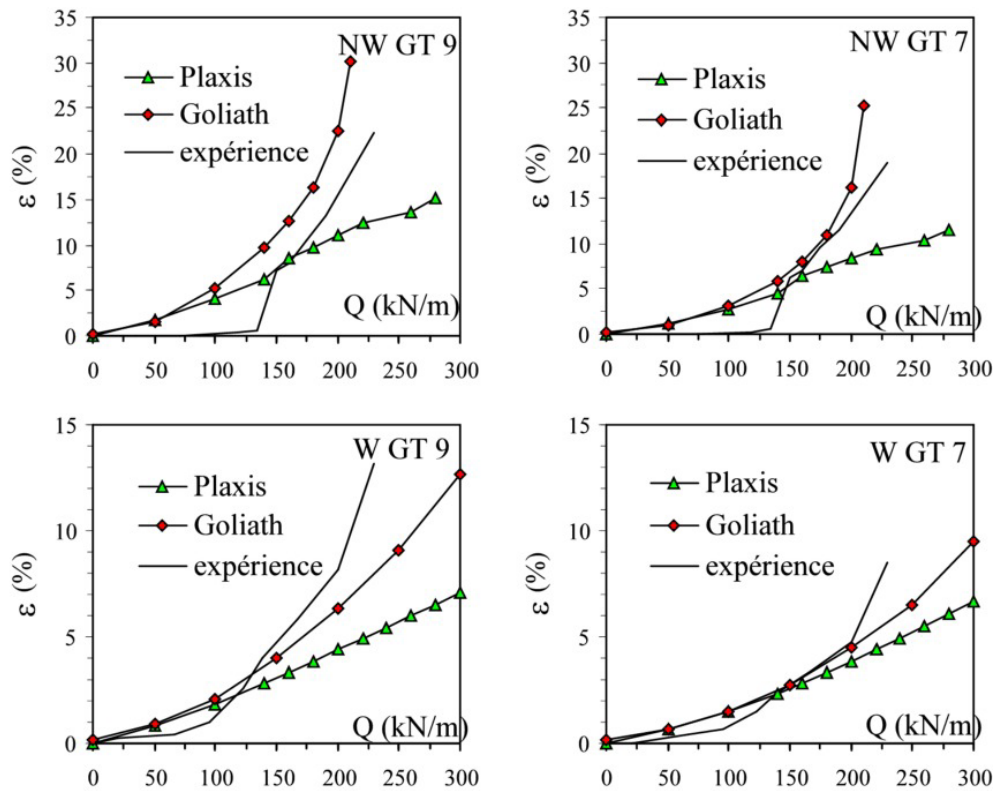


Figure 8 : Evolution des déformations dans les nappes 9 et 7 en fonction de la surcharge Q .

Comparativement aux résultats expérimentaux (Fig.6 et Fig.8), les résultats numériques ne font pas apparaître de changement radical de comportement des courbes de tassement, même avec l'option grandes déformations qui s'avère être la plus efficace pour prédire une charge de rupture.

La différence entre les résultats des différentes modélisations (Goliath et Plaxis) s'explique par les hypothèses de calcul utilisées dans chaque logiciel. Quoiqu'il en soit les résultats numériques sont, compte tenu des nombreuses incertitudes liées à la caractérisation des matériaux ou à la détermination des paramètres, dans l'ensemble acceptables.

5. ETUDE DE DIVERSES OPTIONS CONSTRUCTIVES

5.1 *Espacement des nappes*

Une des options relatives à la construction des ouvrages en sol renforcés réside dans le choix de l'espacement ΔH entre les nappes géosynthétique. En effet il est légitime de se demander s'il est plus intéressant de mettre peu de nappe de forte rigidité, ou beaucoup de nappe de faible rigidité. Pour répondre à cette question plusieurs simulations ont été effectuées sur un mur type à parement vertical, d'une hauteur de 4.35 m, renforcé par des nappes de longueur $L = 2.6$ m, et surchargé en tête à l'aide d'une semelle rigide positionnée à 1.5 m du parement. Les calculs ont été menés avec le logiciel Goliath avec l'option grandes déformations.

Trois simulations ont été réalisées avec des densités de renforcement équivalente (rapport $J/\Delta H$ constant). Le nombre de nappes de chaque simulation est respectivement de 5, 8 et 15 pour des modules de rigidité J de 285 kN/m, 190 kN/m et 95 kN/m (soit un rapport $J/\Delta H$ de 327.58 kN/m²). Les courbes de tassement-surcharge et la déformée du parement obtenue à une surcharge en tête Q de 150 kN/m sont présentées sur les figures 9a et 9b.

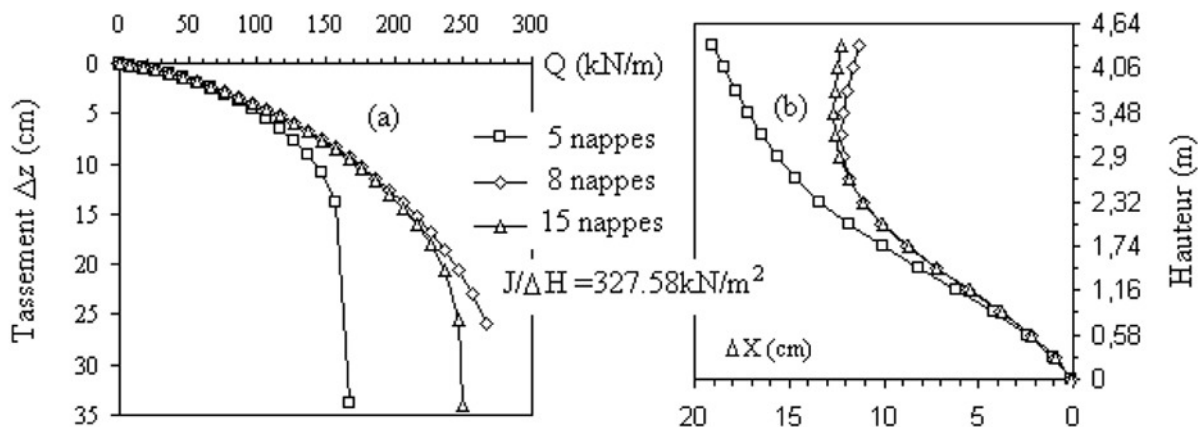


Figure 9 : Courbes tassement-surcharge (a) et déformées du parement (b) correspondant à une surcharge en tête de $Q = 150$ kN/m.

On s'aperçoit sur la figure 9 qu'il existe un nombre de nappes minimal nécessaire au bon fonctionnement de l'ouvrage (dans le cas traité, au-delà de 8 nappes les résultats obtenus sont voisins) et qu'une répartition homogène des nappes dans le massif (nappes de faible rigidité peu espacées) doit être préférée à une répartition non homogène (nappes de forte rigidité fortement espacées). Il est également intéressant de noter que la cinématique liée au mécanisme de

renforcement est fonction de la fréquence du renforcement. Lorsque les nappes sont fortement espacées, le mur se déverse (déplacements horizontaux plus importants en tête du mur), tandis que pour des nappes rapprochées, la rupture est rotationnelle (bombement du mur sur sa partie centrale). Ces résultats sont à rapprocher de ceux obtenus lors de l'expérimentation où l'on a constaté une rupture par rotation du massif non tissé par opposition à la rupture par déversement du massif tissé (nappes courtes moins efficaces sur la rigidité globale de l'ouvrage).

5.2 Longueur des nappes

L'optimisation de la longueur des nappes est un critère économique important. Pour en évaluer l'importance nous avons considéré quatre murs renforcés à parement vertical, d'une hauteur de 4.35 m, renforcé par 8 nappes de rigidité $J = 95 \text{ kN/m}$ régulièrement espacées de 0.58 m, et surchargé en tête à l'aide d'une semelle rigide positionnée à 1.5 m du parement. Les calculs ont été menés avec le logiciel Goliath avec l'option grandes déformations. Plusieurs longueurs de nappes ont été testées.

Les principaux résultats obtenus (charge de rupture en fonction du rapport L/H) montrent (Fig.10) qu'il existe une longueur de renforcement optimale pour les murs renforcés sollicités en tête (dans le cas traité, $L/H = 0.5$) au-delà de laquelle le gain de portance est insignifiant et ce pour la position de la charge considérée ($D = 1.5 \text{ m}$). Ces résultats sont à comparer à ceux obtenus sur des ouvrages renforcés non chargés (Abe et al., 1992 ; Wilson-Jones, 1992) pour lesquels la longueur optimale de renforcement est de $L/H = 0.7$.

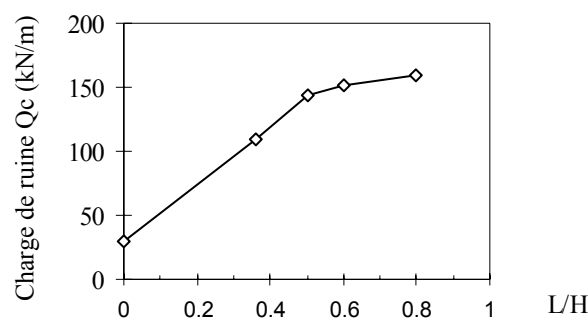


Figure 10 : Charge de ruine en fonction du rapport L/H

5.3 Type de parement

A l'heure actuelle plusieurs types de parement sont utilisés pour les ouvrages renforcés : Les parements cellulaires réalisés par empilage de blocs de béton de différentes largeurs et qui confèrent à l'ensemble une rigidité plus ou moins importante, et les parements souples à enveloppe géotextile. Le rôle que joue le parement sur la rigidité globale du massif renforcé est bien sur significatif. Pour en évaluer l'influence, nous avons réalisé différentes simulations. Les premières sont conduites en considérant un parement constitué de bloc rigide (modélisé par des éléments quadrilatères) de différentes rigidités (5, 10 et 20 MPa), les secondes en considérant un parement à enveloppe géotextile (modélisé par des éléments barres de module $J = 95 \text{ kN/m}$). Les calculs sont effectués sur un mur renforcé à parement vertical, d'une hauteur de 4.35 m, renforcé par 8 nappes ($L = 2.6 \text{ m}$ et $J = 95 \text{ kN/m}$) régulièrement espacées de 0.58 m, et surchargé en tête à l'aide d'une semelle rigide positionnée à 1.5 m du parement. Les calculs ont été menés avec le logiciel Goliath avec l'option grandes déformations.

Les courbes de tassement sous la dalle, en fonction de la charge en tête, sont présentées sur la figure 11 pour l'ensemble des simulations réalisées. On constate que le parement contribue de

façon importante à la stabilité de la structure en limitant les déplacements latéraux du parement (Fig.11b) et à l'accroissement de sa résistance.

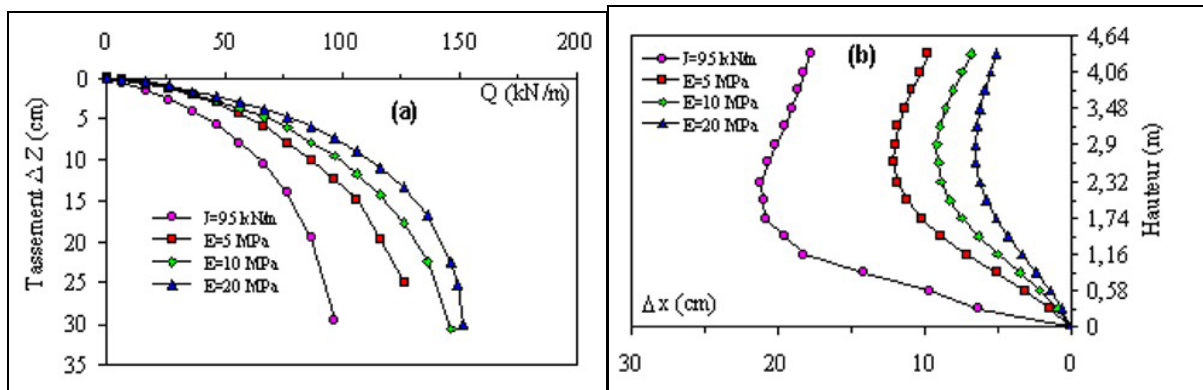


Figure 11 : Tassements sous la semelle de fondation en fonction de la surcharge (a) et déformées du parement sous une surcharge Q de 60 kN/m (b).

6. CONCLUSION

Les expérimentations et les modélisations effectuées montrent l'intérêt que revêt l'utilisation des murs de soutènement renforcés par des géosynthétiques comme structure porteuse.

Les calculs effectués montrent que :

- A densité de renforcement équivalente, il existe un nombre minimal de nappes nécessaire au bon fonctionnement de l'ouvrage. Il est par conséquent préférable d'utiliser des nappes de faible rigidité peu espacées que des nappes de forte rigidité fortement espacées.
- Il existe (en fonction de la hauteur de l'ouvrage H et de la position D de la dalle de chargement) une longueur de nappes optimales. Un rapport L/H de 0.5 paraît satisfaisant dans le cas traité ($H=4.35$; $D=1.5$ m).
- Le parement contribue à la rigidification de l'ouvrage renforcé.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ABE. H., KITAMOTO. Y., HONDA. M. and JINKI. R. (1992)

"Prediction of the deformation of reinforced embankments by centrifuge experiments". *Earth reinforcement and practice*, Ochiai, Hayashi and Otani (eds), A.A. BALKEMA, Rotterdam, Vol. 1, pp. 199 - 204.

BATHURST R. J. (2000)

"Lessons learned from full scale model tests of reinforced walls and slopes". *Geosynthetics Asia 2000*, Proceedings of the 2nd Asian Geosynthetics Conference, Kuala Lumpur, Malaysia, 29 – 31 May 2000, Vol. 1, Keynote lectures, pp. 1 - 22.

GOTTELAND Ph., JOMMI C., GOURC J.P. and NOVA R. (1996)

"Finite difference analysis of geotextile reinforced earth walls". 1st European Geosynthetics Conference Eurogeo, Maastricht (NL), 30 September - 2 October 1996, pp. 563-568.

GOURC J.P., GOTTELAND Ph., HAZA E., PERRIER H. and BARAISE E. (1995)

"Geotextile reinforced structures as bridge abutments : Full scale experimentation". *Geosynthetics '95*, Vol. 1, pp. 79 - 92.

NORME FRANCAISE NFP 94210 (1992)

"Reinforcement of soils by inclusions - General and Terminology", *French Standard*, May 1992 .

SERRE A. and THAMM B.R. (1993)

"Dimensionnement des murs de soutènement renforcés par géotextiles avec un parement cellulaire". *Géotextiles et Géomembranes - Rencontre 1993*, 29-30 Septembre, Tome 1, pp. 141-145.

SERRE A. (1995)

"Ouvrages renforcés par des géotextiles chargés en tête : Comportement et Dimensionnement". *Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 327 pages.

VERMEER P.A. (1995)

"Finite Element Code for Soil and Rock Analyse", Version 6, Edited by P.A. Vermeer, University of Stuttgart, Germany, A.A. BALKEMA, Rotterdam, Brookfiel 1995.

VILLARD P. (1996)

"Modelling of interface problems by finite element method with considerable displacements". *Computers and Geotechnics*, Vol. 19, N° 1, pp. 23 - 45.

WILSON-JONES H.A.E. (1992)

"Ouvrages renforcés par des géosynthétiques dans un modèle analogique plan", *Thèse de Doctorat de l'Université Scientifique et Médical de Grenoble*, Grenoble, France, 319 pages.