

GOURC, J. P. et MONNET, J., IRGIM, Université de Grenoble, France
MOMMESSIN, M., L.G.C.H., Université de Savoie, Chambéry, France

RENFORCEMENT DES REMBLAIS SUR SOL MOU: DIFFERENTES APPROCHES THEORETIQUES

REINFORCED EMBANKMENTS ON WEAK SOIL: DIFFERENT THEORETICAL APPROACHES

VERSTÄRKT DÄMME AUF WEICHEM UNTERGRUND: VERSCHIEDENE THEORETISCHE ANSÄTZE

La présente communication a deux objectifs:

Montrer que la méthode des éléments finis permet d'expliquer les différences de comportement entre un remblai non renforcé et un remblai renforcé par géotextile, et permet de quantifier le rendement d'un géotextile en fonction de sa rigidité.

Proposer une nouvelle méthode d'équilibre limite des talus prenant en compte les élongations du géotextile et les glissements à l'interface.

Les résultats obtenus par ces deux méthodes sont comparés sur un cas concret.

This paper has two goals:

To show that the finite element method is accounting for the important differences between the behaviours of the embankments reinforced with geotextiles and the not-reinforced ones; furthermore, this method permits to quantify the efficiency of a geotextile according to its stiffness.

To present a new method for the calculation of embankments limit equilibrium, while taking into account the geotextile strains and the interface slipping.

An exemple of application is presented, where the two methods are compared.

1. INTRODUCTION

Le renforcement des remblais sur sol mou par un ou plusieurs géotextiles placés en partie inférieure du remblai est une technique qui a fait ses preuves - BRAKEL et al(1). Il reste par contre des progrès à faire dans le dimensionnement de ces ouvrages, en particulier en ce qui concerne la valeur des tensions réellement mobilisées dans le géotextile et la valeur des déformations du remblai et du sol de fondation nécessaires à cette mobilisation. Pour ce type d'ouvrage, susceptible de subir de grandes déformations avant rupture, une approche théorique des tassements améliorerait notablement le dimensionnement.

On peut distinguer actuellement deux types de méthodes de calcul:

les méthodes en équilibre limite - JEWELL(3): on distingue trois modes de rupture: rupture rotationnelle du talus, glissement suivant la base du remblai en géotextile et poinçonnement global du sol mou de fondation. Afin de tenir compte du caractère composite de l'ouvrage (sol et géotextile), on utilise des coefficients de sécurité partiels relatifs à chaque composant.

les méthodes par éléments finis: ces méthodes permettent de prendre en compte séparément le comportement du sol, celui du géotextile et celui de l'interface sol-géotextile - ROWE(9), Mc GOWN et al(4).

L'objet de la présente communication est double:

Montrer, sur un cas concret, que la méthode en éléments finis permet d'expliquer le comportement très différent d'un remblai non renforcé et d'un remblai renforcé par géotextile. Elle permet en particulier de quantifier le "rendement" d'un géotextile en fonction de son module de déformation J.

Proposer une nouvelle méthode d'équilibre limite des talus, appelée "méthode en déplacements" - J.P. GOURC et al(2), A RATEL(8), prenant en compte les élongations du textile et les glissements à l'interface avec le sol, à partir d'une cinématique donnée. On justifiera l'intérêt de la méthode, à partir des résultats comparés obtenus, sur le même cas concret, soit par la méthode en éléments finis, soit par la méthode en déplacements.

2. ETUDE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

2.1 Hypothèses de comportement et modélisation des matériaux et des contacts:

Le sol est supposé se comporter comme un matériau élastoplastique standard, le critère de plasticité étant celui de DRUCKER-PRAGER ou de TRESCA. L'analyse élastoplastique est effectuée au moyen de la méthode des contraintes initiale(7).

Le géotextile ne reprend que des efforts de traction suivant son plan. La relation entre la traction par unité de largeur de textile et l'élongation relative, en déformation plane est linéaire ($\alpha = J \cdot \epsilon$).

La figure 1 décrit le comportement adopté à l'interface sol-géotextile, modélisé par des éléments isoparamétriques d'interface.

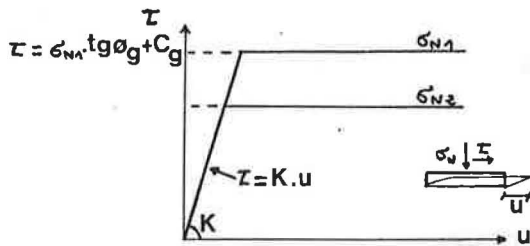


FIG. 1 : Comportement à l'interface sol-géotextile.

2.2 Application générale :

La figure 12 montre la géométrie de l'ouvrage. Les caractéristiques des matériaux sont :

Remblai : $E = 30\,000\text{ kPa}$, $\nu = 0,3$, $\theta_r = 35^\circ$, $\gamma_r = 18\text{ kN/m}^3$; sol de fondation : E_u et C_u variables avec la profondeur (fig. 2), $\nu = 0,5$, $\gamma = 16,5\text{ kN/m}^3$, coefficient de poussée des terres au repos $K_0 = 0,5$; interface remblai-nappe : $\text{tg}\theta_g/\text{tg}\theta_r = 1$, $K = 2000\text{ kPa/m}$; interface nappe-sol compressible : $K = 1000\text{ kPa/m}$, $C_g/C_u = 1$; le module de la nappe J est pris variable de 0 kN/m ("remblai non renforcé") à 1000 kN/m .

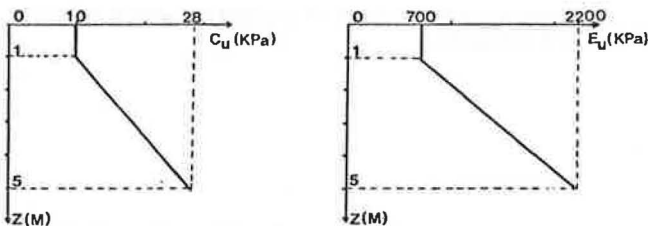


FIG.2 : Variation de E_u et C_u en fonction de la profondeur.

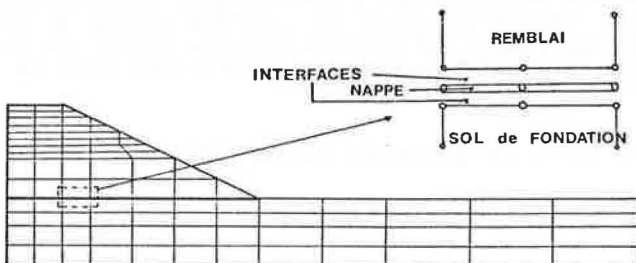


FIG.3: Maillage utilisé pour modéliser l'ouvrage.

L'étude est effectuée en déformation plane.

On constate sur la figure 4, pour une même hauteur de remblai H , une nette diminution des zones plastiques lorsque la rigidité de la nappe J augmente. Lorsque le remblai est renforcé, les zones plastiques évoluent avant rupture, jusqu'à l'axe de l'ouvrage, un coin non plastifié demeurant cependant à la base de la couche compressible. Le comportement de l'ouvrage est alors plus assimilable à celui d'une fondation plus ou moins rigide (suivant le module de déformation de la nappe), qu'à celui d'un remblai non renforcé subissant une rupture circulaire.

En plasticité, un ouvrage est considéré comme rompu lorsque apparaissent des zones plastiques non contenues par des zones élastiques, ce qui est illustré par la figure 5a dans le cas d'un ouvrage non renforcé ou lors de la rupture de la nappe, et par le schéma 5b en présence d'un géotextile non rompu, considéré comme un milieu élastique. Pour obtenir cette rupture, nous avons progressivement fait varier C_u , pour H variant de 4 m à 6 m (fig.6). On constate alors que, pour une rigidité de la nappe donnée, le coefficient C_n ($z = 0$)/ $(\gamma_r.H)$, à la rupture, est pratiquement constant. La figure 7 montre une rapide décroissance de ce coefficient pour les faibles valeurs de J , traduisant un gain de sécurité important.

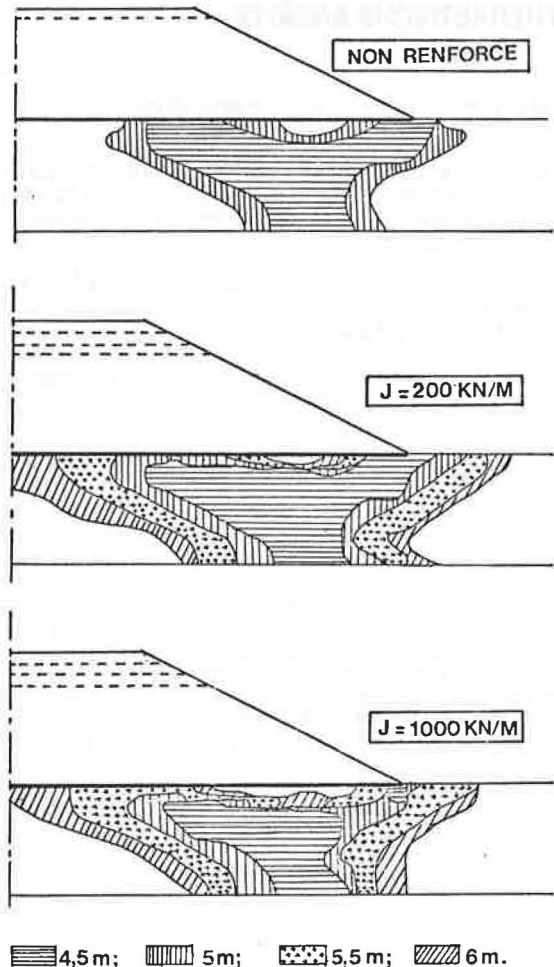


FIG.4 : Evolution des zones plastiques dans le sol de fondation en fonction de la rigidité de la nappe et de la hauteur de remblai.

Le tassement en tête du remblai, dans l'axe (point A de la figure 12) est peu influencé par la rigidité de la nappe. C'est seulement au voisinage de la rupture qu'apparaissent des écarts importants. Par contre, le tassement différentiel (entre A et C) tend à s'estomper lorsque la rigidité de la nappe croît : il passe de 38% pour $J = 0\text{ kN/m}$, à 30% pour $J = 200\text{ kN/m}$ et à 18% pour $J = 1000\text{ kN/m}$. La tension dans la nappe est maximum à l'aplomb des zones plastifiées. A

hauteur égale, elle est plus importante lorsque la nappe est plus rigide (fig. 8). A l'inverse, l'élongation maximum de la nappe décroît avec la rigidité (figure 9). Lors du choix d'une nappe textile, on sera donc confronté à deux critères contradictoires : choisir une nappe souple, limitant les tensions ou bien adopter un textile rigide limitant les déformations.

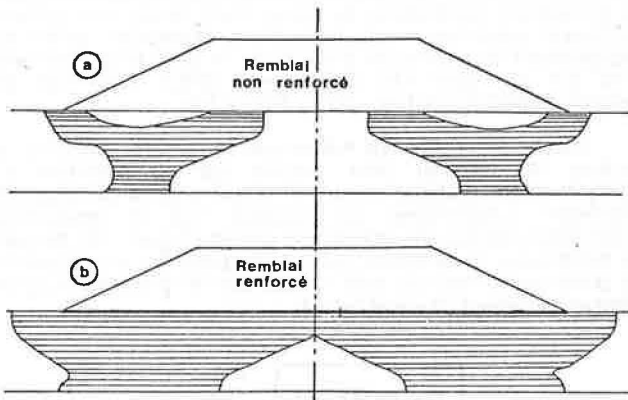


FIG. 5 : Schéma de principe des zones plastiques dans le sol de fondation à la rupture.

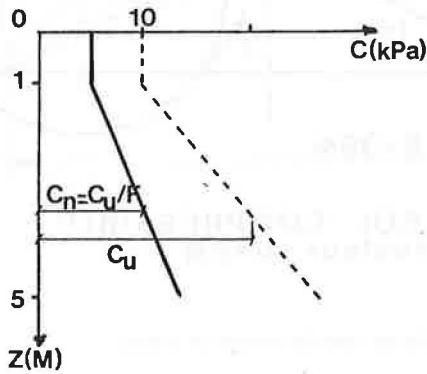


FIG. 6 : Evolution de la cohésion du sol de fondation afin d'obtenir la rupture.

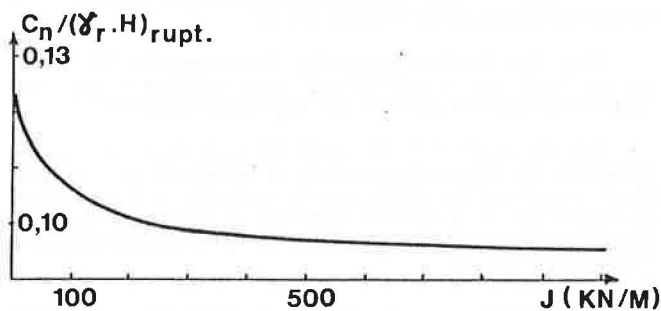


FIG. 7 : Variation de $C_n(z=0)/(r.H)_{rupt}$ en fonction de la rigidité de la nappe.

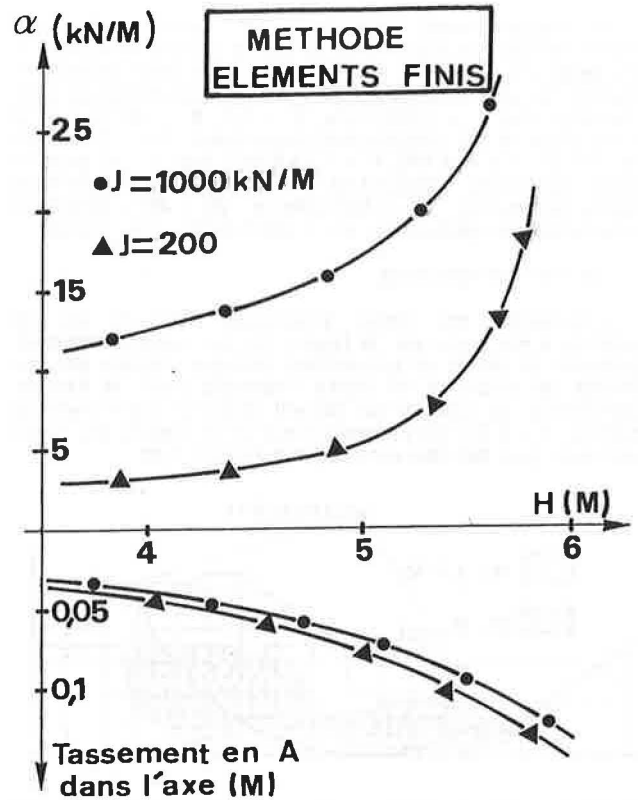


FIG. 8 : Tension maximum dans le géotextile et tassement dans l'axe en fonction de la hauteur de remblai.

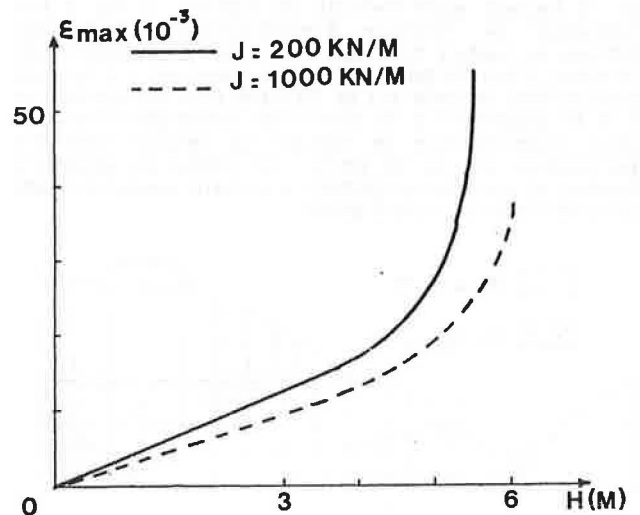


FIG. 9 : Elongation maximum du géotextile en fonction de la hauteur de remblai.

2.3 Etude du remblai de ALMERE

Le compte rendu détaillé sur le comportement d'un remblai renforcé et non renforcé, édifié jusqu'à la rupture a paru dans (1). C'est cet ouvrage que nous nous proposons d'étudier ici. Les caractéristiques mécaniques retenues pour le remblai sont $E = 30000 \text{ kPa}$, $\nu = 0,3$, $\phi = 45^\circ$, $\gamma_r = 18 \text{ kN/m}^3$; pour le sol compressible d'épaisseur 3 m : $E = 7000 \text{ kPa}$, $\nu = 0,5$, $C_u = 8 \text{ kPa}$, $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$, $K_0 = 1$; et pour la section renforcée : géotextile $J = 2000 \text{ kN/m}$; interface remblai-géotextile : $K = 2000 \text{ kPa/m}$, $\phi_g = 45^\circ$; interface sol de fondation-géotextile : $K = 1000 \text{ kPa/m}$, $C_g = 8 \text{ kPa}$.

Section non renforcée :

L'évolution des zones plastiques dans le sol de fondation a été portée sur la figure 10, sur laquelle apparaît également le cercle de glissement critique obtenu par une méthode de stabilité de pente classique pour la hauteur expérimental de rupture (on obtient alors un coefficient de sécurité $F = 0,91$). On constate l'évolution rapide des zones plastiques pour des hauteurs supérieures à 1,5 m.

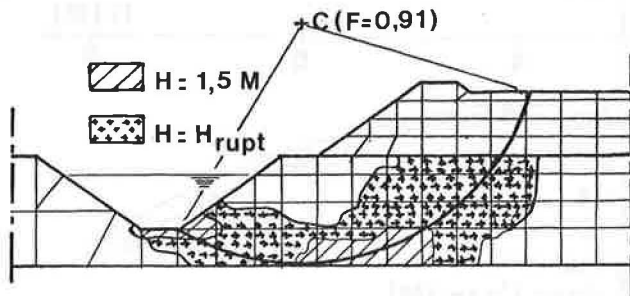


FIG. 10 : Remblai de ALMERE, section non renforcée; évolution des zones plastiques dans le sol de fondation et cercle de glissement critique.

Section renforcée :

La figure 11 montre l'évolution des zones plastiques. Pour la hauteur expérimentale de rupture, il n'y a pas convergence de l'analyse élastoplastique (la hauteur théorique de rupture est dépassée); les zones plastiques atteignent alors largement l'axe de l'ouvrage. La tension maximum dans la nappe est de 30 kN/m pour une hauteur de 2,5 m et supérieure à 50 kN/m (non convergence) pour la hauteur expérimentale de rupture. La tension maximale expérimentale est de 95 kN/m. Un calcul en géométrie déformée, et non plus en géométrie initiale, conduirait sans doute à des tensions comparables.

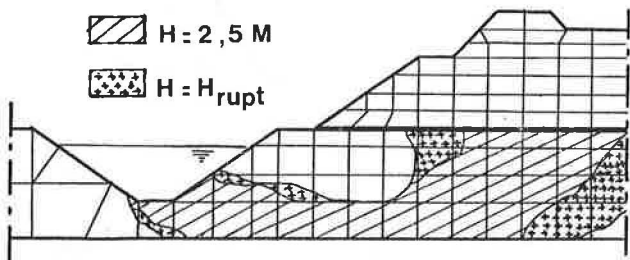


FIG. 11 : Remblai de ALMERE, section renforcée. Evolution des zones plastiques dans le sol de fondation.

3. METHODE DES DEPLACEMENTS :

En référence (2), nous avons proposé une nouvelle méthode de dimensionnement, appelée "méthode en déplacements". Nous allons appliquer cette méthode à l'exemple traité ci-dessus (figure 12). Le principe est le suivant : au delà de la hauteur limite du remblai non renforcé ($H = 4 \text{ m}$), la présence d'un géotextile n'empêche pas le glissement rotationnel du talus, mais limite la rotation. Un nouvel équilibre limite est obtenu, d'une part grâce au déplacement du centre de gravité de la zone en mouvement ("ad" sur la figure 13), d'autre part grâce à la mise en tension du géotextile ("dc" sur la figure 13).

Notons cependant que même pour le remblai renforcé, la hauteur du remblai sera limitée par la stabilité au poinçonnement globale, comme il a été montré au chapitre précédent. L'hypothèse qui suppose que le géotextile fonctionne comme une membrane ancrée (figure 14) permet de déterminer la tension α_j et l'inclinaison ϕ_j du géotextile au point d'intersection avec la surface de glissement, pour chaque incrément de rotation $d\theta$.

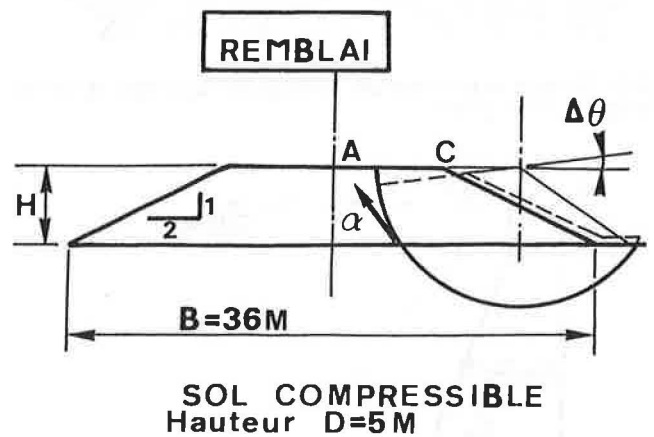


FIG. 12 : Exemple de remblai renforcé traité.

La méthode de stabilité en équilibre limite est la méthode des perturbations. La rotation nécessaire à l'équilibre est telle que :

$$\vec{M}_1(\alpha_j) + \vec{M}_2 \text{ résistant (cisaillement du sol)} + \vec{M}_3 \text{ moteur (poids du sol en rotation)} = 0.$$

Pour l'application présentée, les moments M_1 et M_3 varient avec $\Delta\theta$, mais M_2 est pris constant (avec les caractéristiques résiduelles au cisaillement du sol).

Sur la figure 13, on constate que, dans le cas du géotextile de plus faible module de déformation $J = 200 \text{ kN/m}$, le gain sur le coefficient de sécurité lié à la rotation du massif est relativement supérieur à celui obtenu par la tension du géotextile α_j , en raison de la rotation d'équilibre relativement grande.

Sur la figure 13, on constate en effet que la rotation d'équilibre est inférieure pour le géotextile de plus fort module : $J = 1000 \text{ kN/m}$.

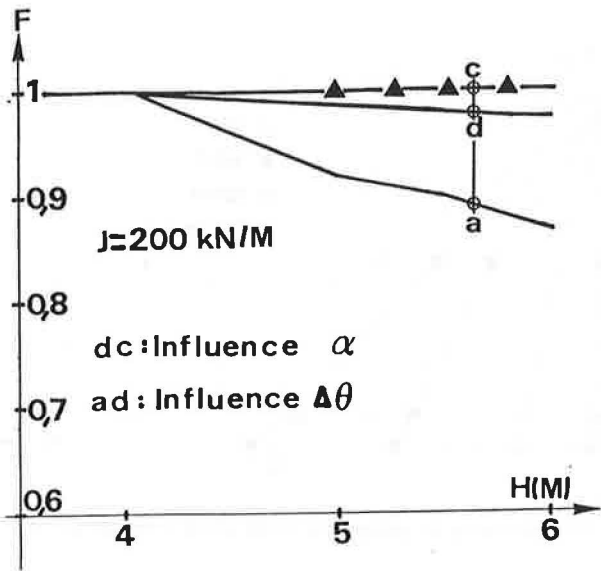


FIG. 13: Evolution de la sécurité du remblai renforcé avec la hauteur.

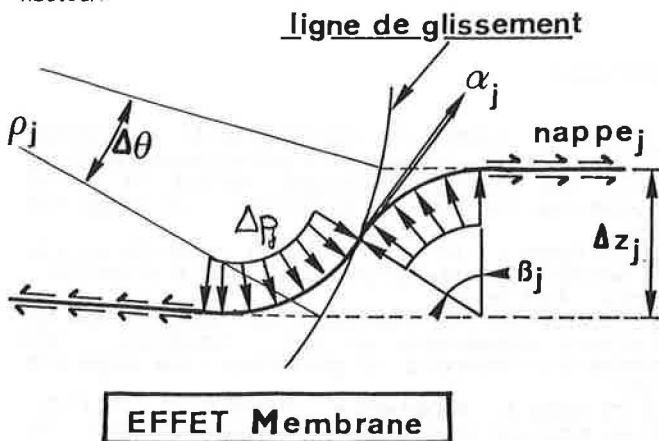


FIG. 14: Comportement du géotextile en membrane au voisinage de la surface de glissement.

Par rapport aux méthodes d'équilibre limite standard utilisées pour les remblais renforcés, la méthode présente plusieurs avantages :

on n'impose pas l'orientation de la tension α_j , qui est déterminée à partir de l'équilibre et on prend en compte le module de déformation J du géotextile.

Un point reste cependant à préciser, qui fera l'objet du chapitre suivant : la déformée en membrane du géotextile dépend de la raideur k_s du sol (pour l'exemple présenté, nous avons pris $k_s = 1000 \text{ kN/m}^3$) avec $\Delta p = k_s/4 \cdot \Delta z_j$. L'étude qui débute à l'Université de Grenoble devrait préciser ce point.

La comparaison des tensions α_j en fonction du module J et de la hauteur H du remblai montre une bonne compatibilité, en égard aux incertitudes sur le coefficient de raideur k_s .

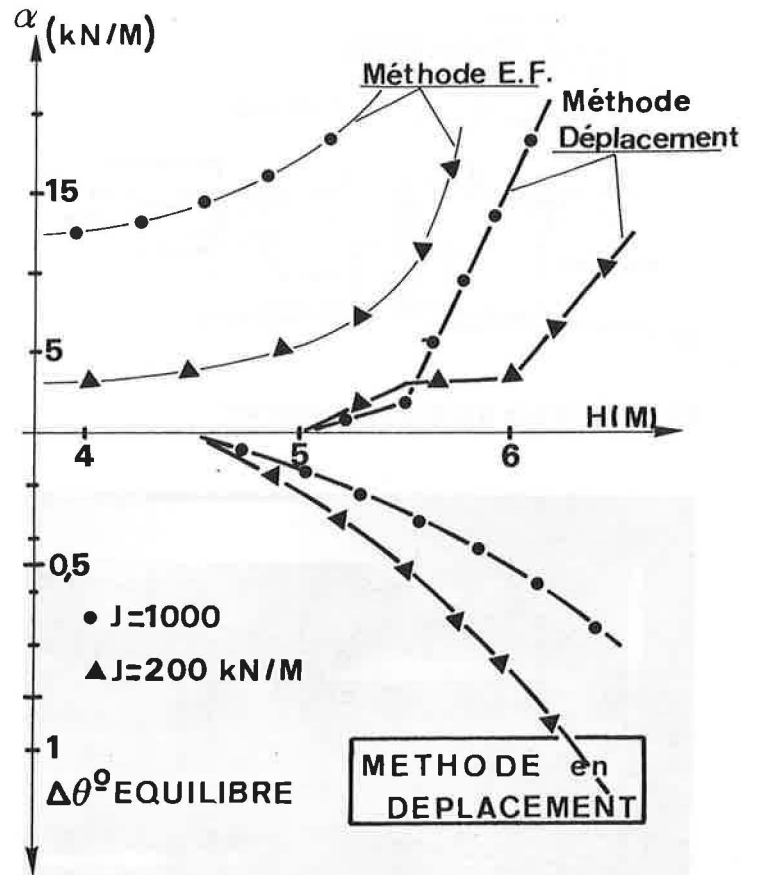


FIG. 15: Comparaison méthode des éléments finis - méthode des déplacements.

4. APPROCHE THEORIQUE ET EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT EN MEMBRANE :

4.1 Appareillage expérimental:

Pour étudier le phénomène de mise en traction du géotextile au passage de la surface de rupture, nous avons réalisé un essai de cisaillement direct dans une boîte de grande dimension de 800 mm de long par 250 mm de haut contenant du sable et un géotextile. On impose une contrainte de compression et on mesure les efforts de traction qui se développent dans le renforcement.

4.2 Modélisation théorique:

La boîte est représentée sur la figure 16, le géotextile simulé est un non tissé aiguilleté de polyester de poids volumique $1,2 \text{ kN/m}^3$ et d'épaisseur 4 mm. Il est modélisé par une double couche d'éléments quadrilatères à 8 noeuds de module d'élasticité 12 kN/m^2 et de coefficient de Poisson 0,3. Le sol est un sable avec $\gamma = 15,8 \text{ kN/m}^3$. Son comportement est représenté par la loi élastoplastique avec écrouissage de Monnet (6) en déformation plane. L'intérêt principal de ce modèle est de représenter fidèlement le cisaillement du sol avec dilatance et d'utiliser seulement 4 paramètres ($E = 31\,600 \text{ kPa}$, $\gamma = 0,3$, $\theta_u = 28,4^\circ$, $\theta = 39^\circ 6'$). Le phénomène de plasticité pris en compte est une plasticité non standard.

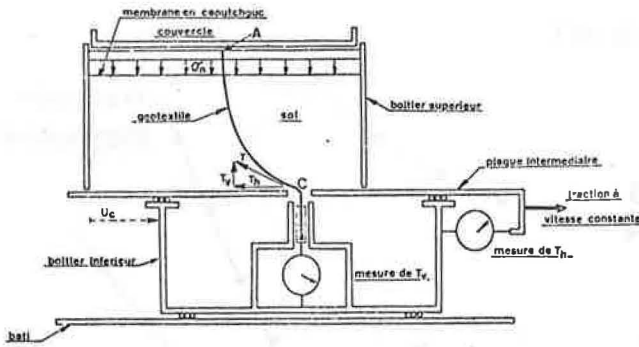


FIG. 16 : Schéma de la boîte à effet membrane.

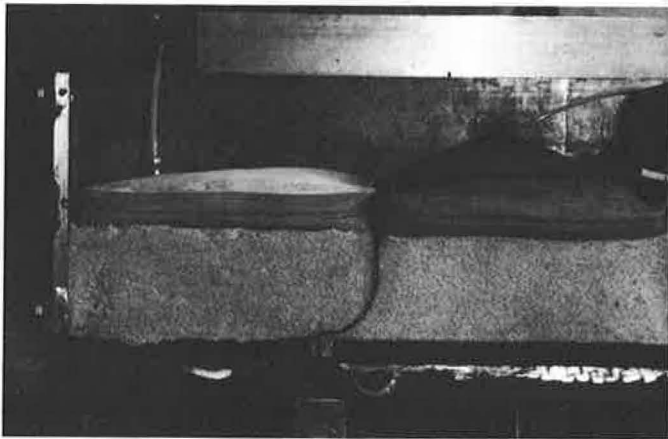


FIG. 17 : Appareil pour l'essai d'effet membrane (piston enlevé).

4. 3. Résultats théoriques

Dans ce calcul, on applique une pression de 30 KPa à la surface du sol et on déplace la partie inférieure de façon à solliciter le géotextile au cisaillement. On obtient la déformée de la nappe (figure 18). On constate que plus le déplacement augmente, plus la courbure s'accroît au niveau du plan de cisaillement.

Ces premiers résultats bien que partiels montrent que les courbes théoriques représentent correctement le phénomène réel. Ils montrent aussi l'importance de la prise en compte des grandes déformations.

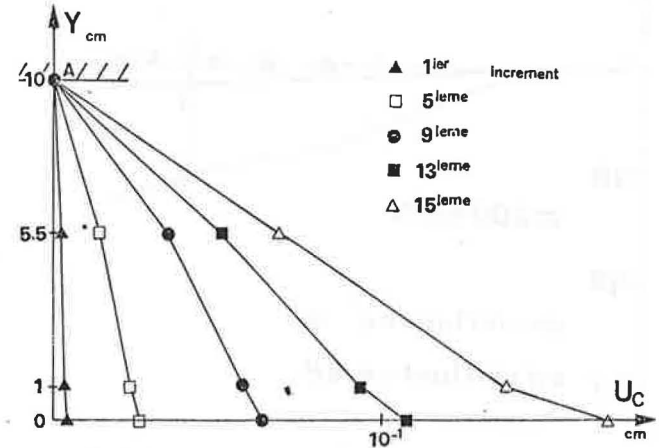


FIG. 18 : Déformée du géotextile (calcul par éléments finis).

REFERENCES

- (1) BRAKEL J. - COPRENS M. - MAAGDENBERG A.C. - RISSEEUW P. : Stability of slopes constructed with polyester reinforcing fabric, test section at Almere, Holland 79 - 2nd International Conference of géotextiles - Las Vegas USA 1982.
- (2) J.P. GOURC - A. RATEL - Ph. DELMAS : Calcul des murs en sol renforcé - 3rd International Conference on géotextiles - Vienna - Austria 1986.
- (3) JEWELL R.A. : A limit equilibrium design method for reinforced embankments on soft foundations - 2nd International Conference of géotextiles - Las Vegas USA 1982.
- (4) Mc GOWN A. - ANDRAWES K. - MASHOUR M. - MYLES B. : Strain behaviour of soil-fabric model embankments - 10e congrès international de Mécanique des Sols et Fondations - Stockholm 1981.
- (5) MOMMESSIN M. : Remblai renforcé par géotextiles, étude par éléments finis - Rapport interne de recherche - IRIGM - Université de Grenoble - France - 1984.
- (6) J. MONNET : Calcul au cisaillement du sable sollicité en déformation plane" Revue Française de Géotechnique n° 21 - p. 41 - 45 - 1982.
- (7) G.C. NAYAK, O.C. ZIENKIEWICZ : Elasto-plastic stress analysis. A generalisation for various constitutive relations including strains softening International Journal for numerical methods in Engineering, vol. 5 - pp. 113 - 135 - 1975.
- (8) RATEL A. : Massif en sol renforcé - Principe de calcul de la méthode en déformations - Mémoire DEA - IRIGM - Université de Grenoble - France 1984.
- (9) ROWE R.K. : The analysis of an embankment constructed on a géotextile - 2nd International Conference of géotextiles - Las Vegas - USA 1982.