

GOURC, J. P. et RATEL, A., IRIGM, Université de Grenoble 1, France

DELMAS, PH., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France

CALCUL DES MURS EN SOL RENFORCE: «METHODE EN DEPLACEMENTS»

DESIGN OF FABRIC RETAINING WALLS: THE "DISPLACEMENTS METHOD"

BERECHNUNG DER POLSTERWÄNDE: „METHODE DER VERSCHIEBUNGEN“

RESUME

Cette communication présente l'application aux massifs de soutènement à parement vertical d'une nouvelle méthode de calcul par équilibre limite, la "Méthode en Déplacements". Cette méthode est basée sur un comportement du géotextile en membrane ancrée. Elle présente l'intérêt de prendre en considération la déformabilité du géotextile, et donc de permettre une modulation du dimensionnement en fonction de la raideur J du géotextile choisi et du niveau de déformation tolérable pour l'ouvrage.

SUMMARY

This paper shows a new method of calculation by limit equilibrium of retaining walls reinforced by geotextiles. That is the "displacement method". This method assumes a behaviour of geotextile as an anchored membrane. Its main interest is to take into account the fabric strain, and so to allow the fitting of the design with the deformability modulus J of chosen geotextile and with the greatest displacement allowed.

I - INTRODUCTION

Le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé peut être obtenu, soit par des techniques numériques du type Eléments finis, comme proposé en (GOURC et al. (1)), soit par des méthodes d'équilibre limite telles que celle proposée initialement pour la Terre Armée (2). Dans le cas des remblais sur sol mou renforcés par une nappe textile unique, la méthode Eléments finis est performante. Par contre dans le cas des massifs multi-nappes, un calcul Eléments finis devient très laborieux, dans la mesure où il est nécessaire de considérer chronologiquement chaque étape de la construction du massif en terre, couche par couche, si l'on veut obtenir des résultats en contraintes-déformations réalistes (Mc GOWN et al. (3)).

Les méthodes d'équilibre limite sont d'usage beaucoup plus commode, mais elles présentent l'inconvénient majeur de ne pas prendre en considération dans le dimensionnement le module de déformation J des armatures.

Nous allons considérer le cas des talus verticaux ou subverticaux, renforcés par plusieurs nappes de géotextiles. Après une courte synthèse sur les méthodes d'équilibre limite existantes, nous allons proposer une méthode d'équilibre limite appelée "méthode en déplacements": l'étude de l'équilibre local du géotextile permettra de tenir compte de son élongation, et ainsi de comparer le comportement de deux géotextiles de module de déformation différent.

Dans le cadre de cette publication, nous ne traiterons que le cas de massifs en sol renforcé à talus vertical, en raison de la place limitée pour cet exposé, mais la "méthode en déplacements" proposée est applicable aux talus inclinés, qui constitue d'après nous le cas d'utilisation optimale des géotextiles.

Cette méthode sert de base à un programme de dimensionnement élaboré au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (DELMAS et al. (4)), le programme CARTAGE, exposé ci-dessous.

DIFFERENTES METHODES D'EQUILIBRE LIMITE

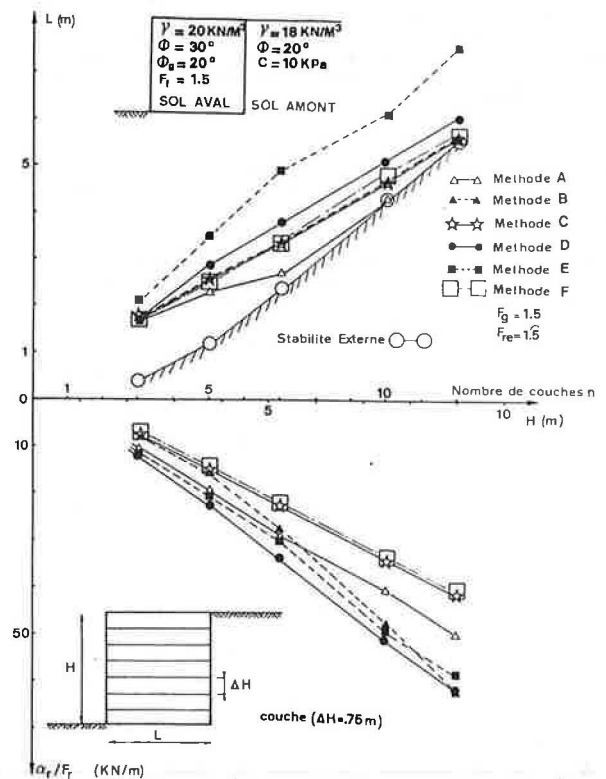


Figure 1 - Comparaison des dimensionnements obtenus par différentes méthodes d'équilibre limite, pour des massifs renforcés à parement vertical.

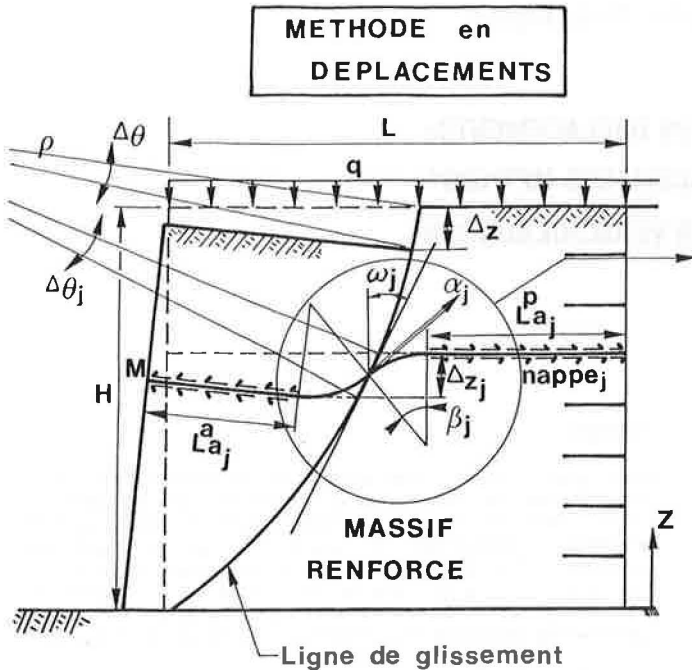


Figure 2 - Principe général de la Méthode en déplacements.

II - LES METHODES D'EQUILIBRE LIMITE ACTUELLES

On peut répertorier un nombre important de méthodes de dimensionnement. A titre indicatif, nous avons comparé les dimensionnements obtenus pour des massifs à parement vertical, de hauteur H et d'espacement constant ΔH entre nappes textiles : on détermine la largeur L minimale du massif renforcé et la tension minimale admissible dans le géotextile (α_r / F_r avec α_r effort à la rupture et F_r coefficient de sécurité). (Figure 1). Les méthodes considérées sont explicitées en références :

- A - (Terre Armée (2)), B (TRRL (5)), C ("Standard" (6)), D (FHA-USA (7)), E (Broms (8)) et F (Jewell et al. (9)).

Cependant, afin d'harmoniser les résultats, nous avons considéré les mêmes valeurs de coefficients de sécurité partiels, quelle que soit la méthode :

- Stabilité externe : (Fre) stabilité au renversement (Fg) stabilité au glissement sur sa base
- Stabilité interne : (Ff) interaction sol-géotextile (Fr) rupture en traction du géotextile.

On constate un écart relativement important entre les différents dimensionnements.

III - LA METHODE EN DEPLACEMENTS

III-1 Cinématique de la rupture : Comme dans toute méthode d'équilibre limite, on supposera l'existence d'une zone active, au voisinage du parement. Cette zone est séparée de la zone passive par la surface de glissement. La surface de glissement sera généralement prise plane ou circulaire (figure 2). Soit Δz la projection verticale du glissement en tête (z = H) et soit Δz_j la projection verticale du glissement au niveau de la nappe j (n nappes au total). Dans les exemples

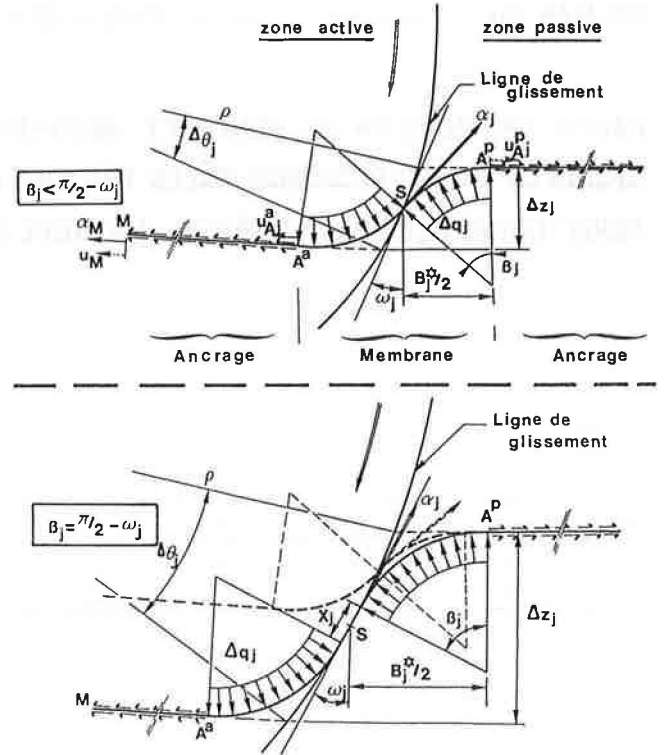


Figure 3 - Fonctionnement local du géotextile au voisinage de la surface de glissement-membrane ancrée.

traités ici, le bloc actif est supposé glisser sans déformation d'ensemble (soit $\Delta z_j = \Delta z$ pour un plan de glissement et $\Delta \theta_j = \Delta \theta$ pour une surface circulaire), mais il est possible de considérer une rupture progressive le long de la surface de glissement (Δz_j variable avec z_j).

De même, la mobilisation de la résistance au cisaillement le long de la surface de glissement sera fonction du déplacement ($\Delta z_j / \cos \omega_j$ pour le plan, $\rho \cdot \Delta \theta_j$ pour le cercle). Dans les exemples suivants, nous considérons simplement $T = c' + \sigma' \cdot \tan \phi'$.

Le géotextile est supposé fonctionner comme une membrane ancrée, mécanisme déjà pris en considération pour les chaussées provisoires renforcées (GOURC et al. (10)) le géotextile est ancré dans les zones active (L_{aj}^a) et passive (L_{aj}^p).

III-2 Comportement du géotextile en ancrage (figure 4)

A partir des résultats obtenus à l'Université de Grenoble, nous avons proposé précédemment (10) de considérer une loi d'interaction sol-géotextile élasto-plastique ($T = T_{pl}$ palier pour un déplacement $u = u_p = f(\sigma_z')$ et un comportement élastique linéaire pour le géotextile (tension $\alpha = J \cdot \epsilon$ avec ϵ déformation). On détermine ainsi les deux lois d'ancrage, actif $u_{aj}^a = f(\alpha_j)$ et passif $u_{aj}^p = g(\alpha_j)$ en fonction des paramètres σ_{z_j}' , L_{aj}^a , J , u_{aj}^a . A titre d'exemple (figure 4), nous montrons que la rigidité apparente de l'ancrage varie avec ces paramètres.

III-3 Comportement du géotextile en membrane (figure 3)

Un géotextile cisailé par une surface de glissement prend une forme en membrane. Nous supposons que le

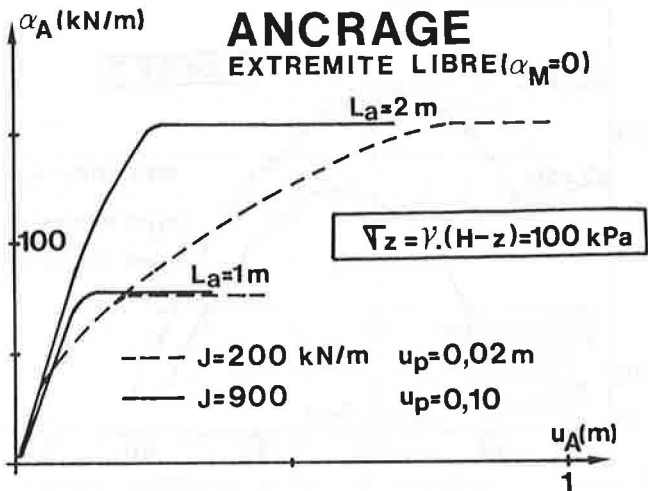


Figure 4 - Comportement théorique d'un géotextile ancré. Influence de la longueur d'ancrage L_a , module de déformation J et du glissement de palier u_p .

géotextile se déformant en membrane reprend l'augmentation de contrainte normale à son plan Δq_j . La forme de la membrane est alors bi-circulaire, tant que Δz_j est petit ($\beta_j \leq \frac{\pi}{2} - \omega_j$). Pour de grands déplacements Δz_j (relativement à la raideur du sol K_s) la membrane devient tangente à la surface de glissement ($\beta_j = \frac{\pi}{2} - \omega_j$).

Nous avons considéré $\Delta q_j = K_{s_j} \cdot \Delta z_j / 4$

La détermination de K_s est encore incertaine. Dans ce but, nous avons mis en oeuvre une expérimentation (1). Nous proposons actuellement de supposer l'élasticité du sol (GIROUD - (11)).

$$K_{s_j} = (2 \cdot E_j) / (\bar{P}_H \cdot B_j^*)$$

Soit pour $E = 2000 \text{ kPa}$, $B_j^* = 0.20 \text{ m}$, $\bar{P}_H = 2.5$, $K_s = 8000 \text{ kN/m}^3$

* Equilibre de la membrane : $\alpha_j = \Delta q_j \cdot B_j^* / 2 \sin \beta_j$
La tension au point S_j d'intersection géotextile - surface de glissement est inclinée à β_j sur l'horizontale et β_j varie avec Δz_j .

* Elasticité de la membrane - en tenant compte des glissements d'ancrage $u_{A_j}^a$ et $u_{A_j}^p$ aux extrémités de la membrane, on obtient :

$$\frac{\alpha_j}{J} + 1 + \frac{(u_{A_j}^a + u_{A_j}^p) - B_j^* \cdot \beta_j / \sin \beta_j}{B_j^* - (\Delta z_j - X_j) \cdot \text{tg } \omega_j} = X_j / \cos \omega_j = 0$$

avec $X_j = 0$ pour $\beta_j = \pi/2 - \omega_j$

III-4 Equilibre global : Pour tout Δz (donc Δz_j) croissant, on obtient les n couples (α_j, β_j) , à partir de l'équilibre local de chaque géotextile. La procédure de calcul consiste à augmenter Δz par petits incréments jusqu'à ce que l'équilibre global du bloc actif soit vérifié. Les méthodes d'équilibre utilisées ici sont dérivées de la méthode de Coulomb (plan de glissement) et de la méthode des tranches par les perturbations (12) - (cercle de glissement).

III-5 Choix de la surface de glissement critique : On calcul le " Δz d'équilibre" pour un ensemble de surfaces de glissement représentatif. On constate qu'il existe toujours un ω_c tel que " Δz d'équilibre"

passer par un maximum Δz_c (figure 7). C'est le critère que nous avons considéré : la surface de glissement la plus critique est celle qui permet d'obtenir le décrochement Δz maximum. Notons que cette surface n'est pas confondue avec celle donnant les tensions α_j maximales.

IV - APPLICATIONS DE LA METHODE EN DEPLACEMENTS

Sur les exemples suivants, nous allons montrer l'intérêt de cette nouvelle méthode.

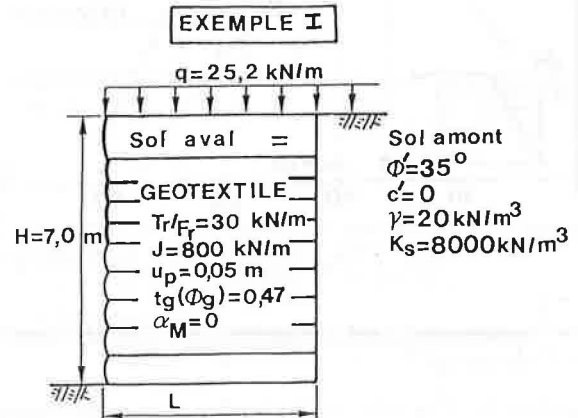


Figure 5 - Exemple I ayant servi de test pour la "Méthode en Déplacements".

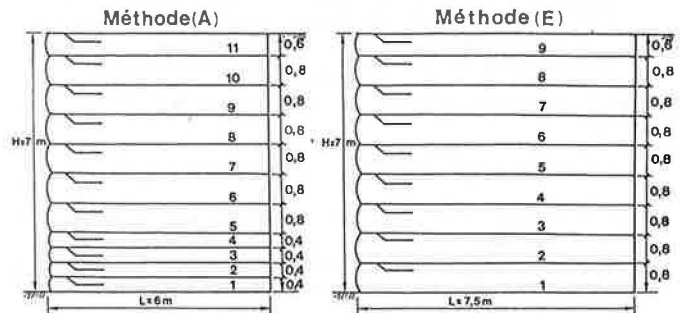


Figure 6 - Dimensionnement de l'exemple I à partir de deux méthodes de dimensionnement (A). Terre Armée et (E) Broms.

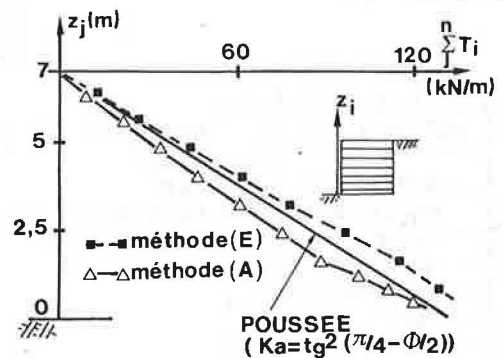


Figure 8 - Distribution des tensions dans le géotextile par la "Méthode en Déplacements" pour deux méthodes de dimensionnement (A) et (E) - (cas de la figure 7 - plan de glissement).

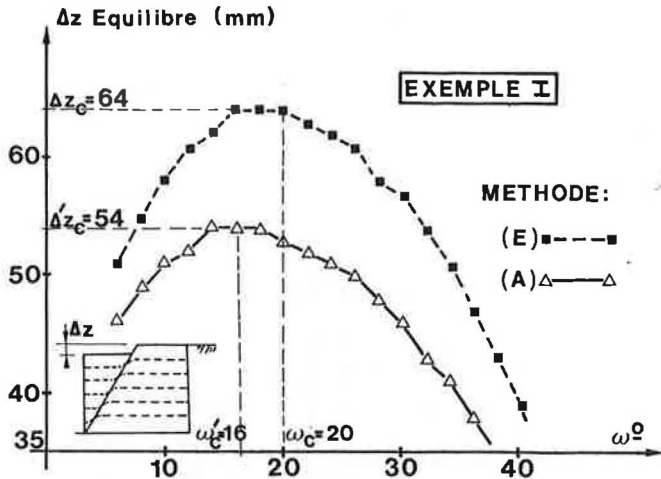


Figure 7 - Recherche du plan de glissement critique pour deux méthodes de dimensionnement (A) et (E) - Exemple I.

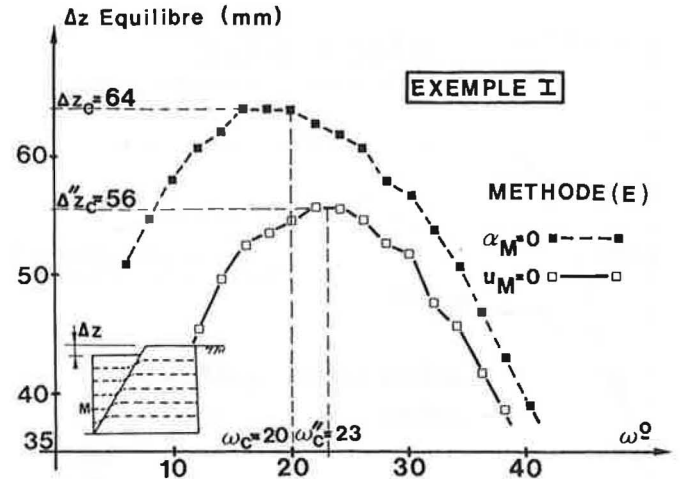


Figure 9 - Recherche du plan de glissement critique pour deux conditions au parement : géotextile libre ($\alpha_M = 0$) et géotextile fixé ($u_M = 0$).

IV-1 Comparaison des méthodes de dimensionnement actuelles :

A partir de l'exemple I (figure 5), nous avons comparé 2 méthodes de dimensionnement (A) et (E) donnant des profils de massifs différents (figure 6). La méthode (E) donne un décrochement Δz d'équilibre supérieur (figure 7). Ceci est en accord avec la distribution des tensions plus forte pour la méthode (E) - (figure 8). La "Méthode en Déplacements" présente donc l'intérêt de permettre un classement des méthodes de dimensionnement actuelles suivant le décrochement Δz_c à l'équilibre.

IV-2 Influence des conditions au parement : (figure 9)

Pour l'exemple I et le dimensionnement (E), nous avons comparé les Δz d'équilibre pour un géotextile libre en parement ($\alpha_M = 0$), condition proche des conditions réelles pour un massif multi-nappes avec parement textile, et pour un géotextile attaché à un parement fixe indéformable ($u_M = 0$). Le décrochement Δz_c est évidemment inférieur pour un parement fixe.

IV-3 Forme de la surface de glissement :

Sur l'exemple II (figure 10), qui correspond à un massif de soutènement réel, nous avons comparé les résultats obtenus pour le plan de glissement et le cercle de glissement critiques : les volumes actifs en déplacement sont assez proches mais le décrochement Δz_c est plus important pour le cercle, ce qui se traduit par des tensions dans les géotextiles nettement supérieures.

V - UNE NOUVELLE METHODE DE DIMENSIONNEMENT : le Programme CARTAGE

Ce programme a été développé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Paris à partir de la "Méthode en Déplacements". Par rapport à la méthode générale présentée ci-dessus, certaines schématisations ont été faites afin d'aboutir à une méthode de dimensionnement opérationnelle. (DELMAS et al. (4))

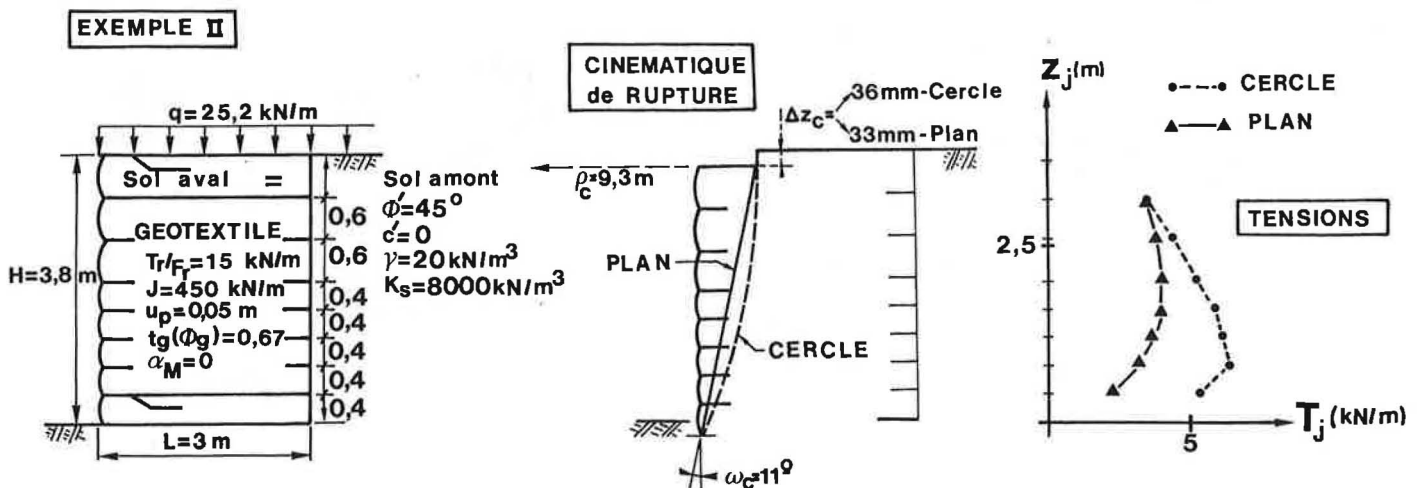


Figure 10 - Exemple II : influence de la forme de la surface de glissement critique, d'après la "Méthode en Déplacements".

V-1 Comportement du géotextile :

La loi d'ancrage du géotextile est celle mentionnée au § III-2. Le calcul a été étendu à un ancrage traversant des zones de caractéristiques de frottement différentes, et soumis à des contraintes σ'_z variables le long de l'ancrage (surcharge, talus incliné).

Compte tenu de l'incertitude actuelle portant sur la détermination du coefficient de raideur K_s du sol (§ III-3), et donc sur le comportement réel en membrane, deux cas simplifiés ont été considérés :

→ "petits déplacements" : le rayon de courbure de la membrane est considéré comme infini et l'inclinaison du géotextile (et donc de la tension α_j), à l'intersection avec la surface de glissement, est nulle par rapport à l'horizontale. On obtient alors

$$\Delta z_j = (u_{Aj}^a + u_{Aj}^p) / \text{tg } \omega_j$$

Cette schématisation est dans le sens de la sécurité.

→ "grands déplacements" : le rayon de courbure de la membrane est considéré comme nul, et le géotextile (donc la tension α_j) est tangent à la surface de glissement. On obtient alors

$$\Delta z_j = (u_{Aj}^a + u_{Aj}^p) \cdot \cos \omega_j$$

V-2 Critère en déplacement :

La procédure de calcul n'est plus celle utilisée aux chapitres III et IV. Il s'agissait d'estimer les tensions et les déplacements réels dans le massif renforcé : on supposait une mobilisation totale de la résistance au cisaillement du sol et on calculait le décrochement critique Δz_c .

Dans le cas du programme CARTAGE où il s'agit de dimensionner un ouvrage, on fixe une borne au déplacement en tête (Δz limite), en fonction du type d'ouvrage, du sol de remblai,...

La condition $\Delta z \leq (\Delta z \text{ limite})$ introduit une limitation à la mobilisation des efforts α_j dans les inclusions, soit (α_j limite).

(α_j limite) est lui-même borné par la résistance admissible de l'inclusion, en ancrage :

$$(\alpha_j \text{ limite}) \leq \frac{\alpha_{\text{max}}}{F_f} \text{ avec } F_f = 2$$

en traction simple :

$$(\alpha_j \text{ limite}) \leq \frac{\alpha_r}{F_r}$$

La détermination de F_r tient compte de l'actuelle méconnaissance partielle du comportement des polymères et des textiles vis à vis du fluage (en particulier pas d'essai normalisé). Les références (13) et (14) permettent de situer le seuil de tension en dessous duquel le fluage n'existe pas. Nous prendrons donc un coefficient réducteur F_r permettant de situer toujours la tension en dessous du seuil de fluage.

	Ouvrage provisoire	Ouvrage permanent
Polyester	$F_r = 2$	5
Polypropylène	$F_r = 5$	10
Polyéthylène		

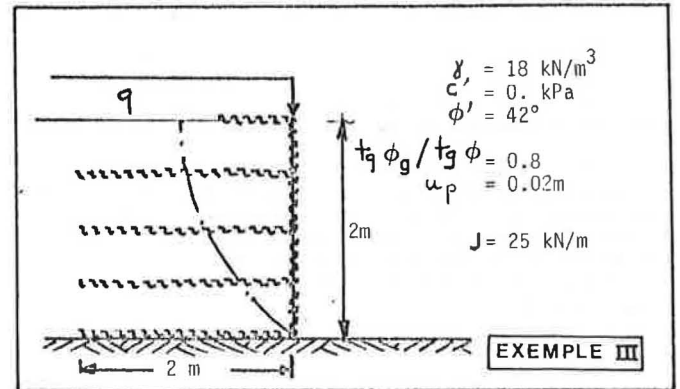


Figure 11 - Exemple III - Application du programme CARTAGE.

Resultat du programme CARTAGE
Exemple sans surcharge . J=25kN/m.

LIT	DELIG	DFVF	UM	DEPP	alpha M TEMP	alpha j	TEHIL
3	0.02360	0.937E-04	0.000E+00	0.286E-01	0.150E+01		
2	0.02360	0.271E-05	0.000E+00	0.706E-01	0.212E+01		
1	0.02360	0.272E-07	0.000E+00	0.987E-01	0.260E+01		

LIT HU	DELTA EN TETE		FSUL	FAIHRAGE
3	0.000	0.74		9.370
2	0.030	1.11		15.379
1	0.023	0.99		23.165

Tableau 1 - Tableau type de résultats du Programme CARTAGE (Exemple III).

V-3 Equilibre global :

La surface de glissement est circulaire ou non circulaire. La méthode de stabilité est la méthode, par tranches, des perturbations (12), basée sur une distribution des contraintes normales le long de la surface de glissement :

$$\sigma' = \sigma'_0 \left(\lambda + \mu \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{2} - \omega \right) \right)$$

avec σ'_0 contrainte de Fellenius.

Cette méthode permet d'obtenir une répartition du gain de contrainte normale, le long de la surface de glissement, engendré par les armatures de renforcement intersectées, en injectant les tensions α_j avec leur inclinaison.

Une fois (Δz limite) fixé, et par voie de conséquence les (α_j limite), on détermine le coefficient de sécurité F_s maximal mobilisable en résistance au cisaillement du sol.

Le dimensionnement du massif renforcé sera considéré comme admissible si $F_s \geq 1.5$. Dans ce cas, on procède par itérations afin de définir la valeur de $\Delta z \leq (\Delta z \text{ limite})$ qui permet d'obtenir $F_s = 1.5$.

VI - PRISE EN COMPTE DU TEMPS.

Le dimensionnement à partir du programme CARTAGE impose de prendre les tensions dans les inclusions en dessous du seuil de fluage pour palier à la méconnaissance du comportement des polymères au delà de ce seuil.

Dans la perspective de travaux futurs susceptibles d'apporter une meilleure connaissance du comportement au fluage, nous montrons une exploitation complémentaire possible du programme CARTAGE :

Le fluage du sol n'est pas pris en compte.

Le fluage du géotextile est schématisé par la loi exponentielle :

$$\epsilon(\alpha, t) = \epsilon_0 + \epsilon_t \cdot t^n$$

Pour un niveau de déformation initial faible, il est en général possible de considérer : $\epsilon_0 = A_0 \cdot \alpha$

$$\epsilon_t = A_t \cdot \alpha$$

On peut alors définir un module de déformation équivalent, pour le géotextile soumis à α durant le temps t :

$$J(t) = (A_0 + A_t \cdot t^n)^{-1}$$

Non-tissé polyester (NTAPES) :

$$J(t) = (0.04 + 0.005t^{0.08})^{-1}$$

Tissé polypropylène (TPP) :

$$J(t) = (0.008 + 0.014t^{0.15})^{-1}$$

Le programme CARTAGE a permis, dans le cas de l'exemple III (figure 11), de calculer le décrochement initial en tête (pour $F_s = 1$ et dans l'hypothèse des "grands déplacements") - S (tableau 1), et de prévoir son évolution dans le temps (figure 12).

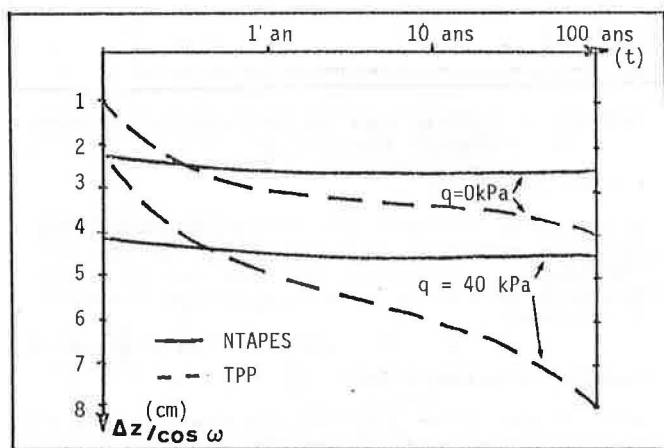


Figure 12 - Exemple III - Déplacement en tête en fonction du temps pour 2 géotextiles et 2 surcharges différentes.

VII CONCLUSION

La "Méthode en Déplacements", nouvelle méthode d'équilibre limite proposée, présente l'intérêt de prendre en considération la déformabilité du géotextile, et donc de permettre une modulation du dimensionnement en fonction de la raideur J du géotextile choisi et du niveau de déformation tolérable pour l'ouvrage.

REFERENCES

- (1) GOURC J.P., MOMMESSIN M., MONNET J. : Geotextile reinforced embankment over weak soil : different theoretical approaches. 3rd International Conference on Geotextiles and Geomembranes - Vienna 1986.
- (2) Les ouvrages en Terre Armée - Recommandations et règles de l'art - LCPC - SETRA - Sept. 1979.
- (3) Mc GOWN A., ANDRAWES K., MASHHOUR M., MYLES B., : Strain behaviour of Soil-Fabric model embankments - 10th International Conference of Soil Mechanics and Foundations - Stockholm 1981.
- (4) DELMAS Ph., BERCHE J.C., GOURC J.P. : Le dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextile - le programme CARTAGE - Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées - (à paraître 1986).
- (5) MURRAY R.T. : Design of reinforced earth walls T.R.R.L. Int. Report - 1978.
- (6) GOURC J.P., BORDAIRON M. : Remblais renforcés par géotextiles, comparaison des méthodes de calcul Journée sur le Renforcement par Géotextiles - Rapport Interne CFGG - Université de Grenoble 1 Janvier 1984.
- (7) HALIBURTON A., LAWMASTER J.D., Mc GUFFEY V.C. : Use of engineering fabrics in transportation - related applications - Office of development Federal Highway Administration - Washington - Octobre 1981.
- (8) BROMS B.B. : Polyester fabric as reinforcement in soil - Colloque International sur l'emploi des textiles en Géotechnique - Vol. 1, Paris 1977.
- (9) JEWELL R.A., PAINE N., WOODS R.I. : Design methods for steep reinforced embankments - Symposium of Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering London - March 1984.
- (10) GOURC J.P., MATICHARD Y., PERRIER H., DELMAS Ph. : Capacité portante d'un bicouche, sable sur sol mou, renforcé par géotextile. 2nd International Conference on geotextiles - Las Vegas - USA 1982.
- (11) GIROUD J.P. : Tables pour le calcul des fondations Tome 2 - DUNOD.
- (12) RAULIN P., ROUQUES G., TOUBOL A. : Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées - Rapport de recherche n° 36 - 106 p - 1974.
- (13) KABIR M.H. : In isolation and in soil behaviour of geotextiles - Phd University of Strathclyde Glasgow 1985.
- (14) MIR ARABCHAH N. : Fluage des matériaux textiles utilisés dans les ouvrages de Génie Civil - Th. D.I. - Ecole Centrale Paris - 1985.