

Les Cahiers de Rhéologie

Volume IX, Numéro 2

juin 1991

ISSN :1149-0039

Edités par :

Le Groupe Français de Rhéologie

Les Cahiers de Rhéologie

COMITE DE REDACTION

Rédacteur :
R. GAUDU

COMITE DE LECTURE

G. Antonini
D. Bourgoïn
P. Habib
C. Huet
T.E.R. Jones
I. Krieger
J-L. Lataillade
B. Launay
M. Lebouche
J. Lemaître
D. Lhuillier
M. Lucius
P. Papon
J-M. Pierrard
D. Quemada
K. Walters
J-D. Weber
C. Wolff
S. Zahorski
J. Zarka

GROUPE FRANCAIS DE RHEOLOGIE

Président : D. BOURGOIN

Trésorier : D. GEIGER

Secrétaire : R. GAUDU

ENSCPB

351 cours de la Libération

33405 TALENCE CEDEX

Tél. 56 84 66 88

Fax. 56 84 66 68

SOUSCRIPTION AUX CAHIERS ET ABONNEMENTS

Les Cahiers paraissent deux à trois fois par an.

Les membres du G.F.R. les reçoivent gratuitement. Les non membres peuvent obtenir les numéros des Cahiers en s'adressant au Secrétariat du Groupe moyennant une participation au frais.

Les Cahiers de Rhéologie

SOMMAIRE DU VOLUME IX n° 2
Juin 1991

ARTICLES

- 1 - Un essai multiaxial automatique pour la caractérisation des bétons
par Jean-Luc CLEMENT et Salah RAMTANI p. 61
- 2 - Aspects volumiques du fluage des sables
par Pierre DELAGE, Xavier NOC, Georges SAIDY
et Emmanuel LAURE p. 71
- 3 - Sur la tenacité du bois
par G. VALENTIN, G. KADDOUR et G. ADJANOHOUN p. 85
- 4 - Modélisation du comportement des bitumes
par hervé DI BENEDETTO p. 97
- 5 - Modélisation de l'extraction d'une nappe géotextile
par Philippe GOTTELAND, Pascal VILLARD
et Jean - Pierre GOURC p. 109

UN ESSAI MULTIAXIAL AUTOMATIQUE POUR LA CARACTERISATION DES BETONS

Jean-Luc CLEMENT Laboratoire de Mécanique et Technologie, Cachan
Salah RAMTANI Laboratoire de Mécanique et Technologie, Cachan

Mots clés : béton, comportement, multiaxial, unilatéral, pilotage, acquisition.

Résumé

Nous proposons une méthodologie d'essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques de bétons, à l'aide d'une cellule triaxiale, avec acquisition et pilotage automatiques. L'expérimentateur programme son trajet de chargement, radial ou non, répété ou alterné, en compression-traction axiale, avec ou sans étreinte latérale. Les mesures effectuées sont directement utilisables sur un réseau local.

Mots clés : béton, comportement, multiaxial, unilatéral, pilotage, acquisition.

INTRODUCTION

Les éléments de structures Génie Civil, en béton armé ou précontraint, sont soumis à des états triaxiaux de contraintes lors de leur fonctionnement courant. C'est par exemple le cas des zones d'ancrages des câbles de poutres précontraintes, où les trajets de chargement ne sont pas toujours radiaux. De plus le développement de modèles de comportement plus complexes nécessite un nombre croissant d'essais d'identification, de plus en plus sophistiqués.

Il est donc nécessaire de connaître la réponse du béton durci aux sollicitations mécaniques qui lui sont imposées, sous des chargements quelconques.

Nous présentons une méthodologie de réalisation d'essais triaxiaux, avec acquisition et pilotage automatique. Après le détail de notre équipement d'essai et leur principe, nous présentons différents résultats expérimentaux récents, suivant des trajets divers de chargements, radiaux ou non radiaux.

EQUIPEMENT D'ESSAI

1 - Réalisation et instrumentation des éprouvettes.

Les éprouvettes de béton utilisées sont cylindriques d'élançement 2, de diamètre 100 mm et de hauteur 250 mm.

Initialement coulées ou carottées sur une hauteur de 300 mm, les éprouvettes sont usinées et rectifiées (figure 1).

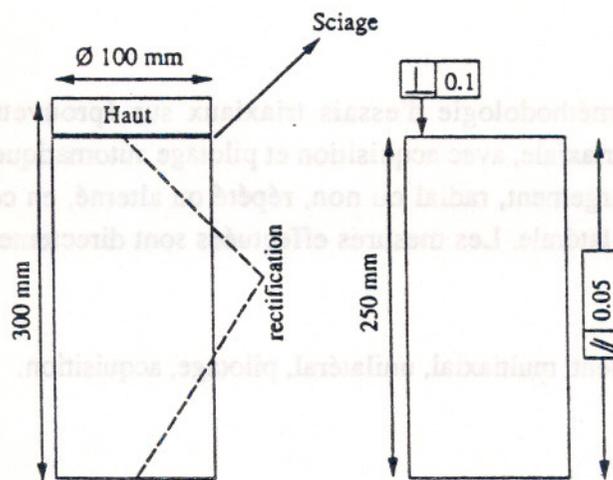


Figure 1 : Géométrie des éprouvettes en béton

On enlève ainsi les extrémités du cylindre dont les caractéristiques sont, compte tenu de la ségrégation due au coulage, sujettes à caution. Les tolérances d'usinage imposées permettent de supposer une bonne coïncidence entre l'axe du cylindre et l'axe de l'effort appliqué.

Après usinage et rectification, les éprouvettes sont enveloppées dans un papier adhésif en aluminium, et instrumentées trois jours avant l'essai triaxial envisagé, par quatre jauges de déformation.

Ces jauges, d'une longueur de 60 mm, sont collées à la surface de l'éprouvette. Deux jauges sont collées sur deux génératrices opposées et les deux autres sur la circonférence médiane du cylindre (figure 2).

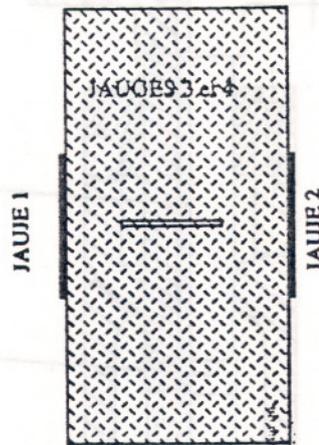


Figure 2 : Emplacement des jauges de déformation

Les montages électriques utilisés pour les mesures des déformations longitudinale et transversale sont des montages demi-pont avec jauges de compensation. La précision des mesures est le double de celle d'un montage quart de pont et les effets de flexions parasites sont réduits.

2 - Cellule triaxiale.

De nombreuses modifications ont été apportées à la cellule triaxiale du LMT de Cachan. utilisée tout d'abord pour réaliser des essais compressifs (PIJ. 85), elle permet maintenant d'exercer des sollicitations de traction, avec ou sans étreinte latérale (RAM. 90). Des compléments d'équipements sont maintenant envisagés pour permettre l'application de sollicitation de torsion.

La cellule triaxiale, montée sur une presse hydraulique MTS asservie, permet d'appliquer une contrainte axiale à l'éprouvette de + 10 MPa à - 250 MPa, et une étreinte transversale de 0 à 70 MPa. Elle est représentée figure 3.

L'étreinte latérale est appliquée par de l'huile sous pression délivrée par un compresseur indépendant. L'huile n'est pas en contact avec l'éprouvette : celle-ci est protégée par une membrane qui recouvre l'ensemble jauges et béton.

L'effort de traction est transmis au béton par l'intermédiaire de talons métalliques collés aux extrémités rectifiées de l'éprouvette.

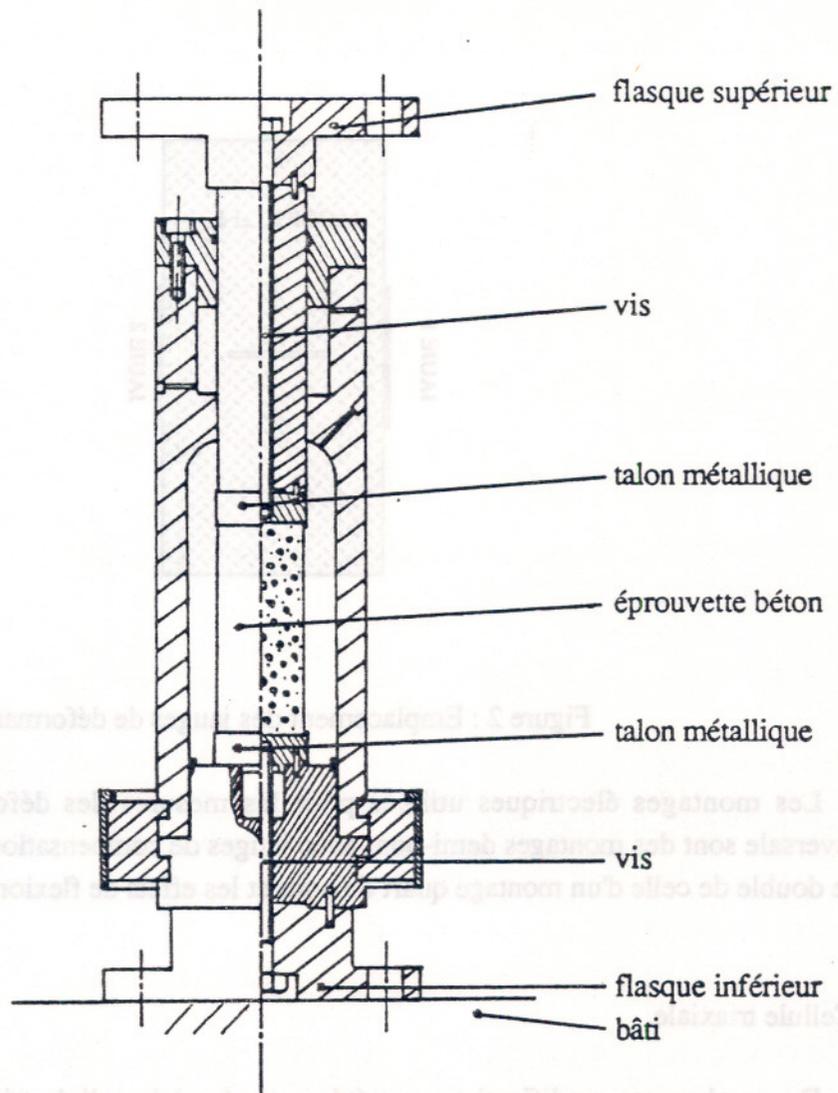


Figure 3 : Cellule triaxiale

Le talon métallique inférieur est lié au flasque inférieur de la cellule par vissage. Le talon supérieur est lié au piston et au flasque supérieur de la presse.

3 - Collage de l'éprouvette.

Pour pouvoir exercer une sollicitation de traction, il est nécessaire de coller l'éprouvette aux talons métalliques, dans la configuration future d'essai.

Les diverses séquences nécessaires à cette opération sont résumées figure 4.

Après 24 h, les opérations inverses sont nécessaires pour assurer l'étanchéité de l'éprouvette de béton.

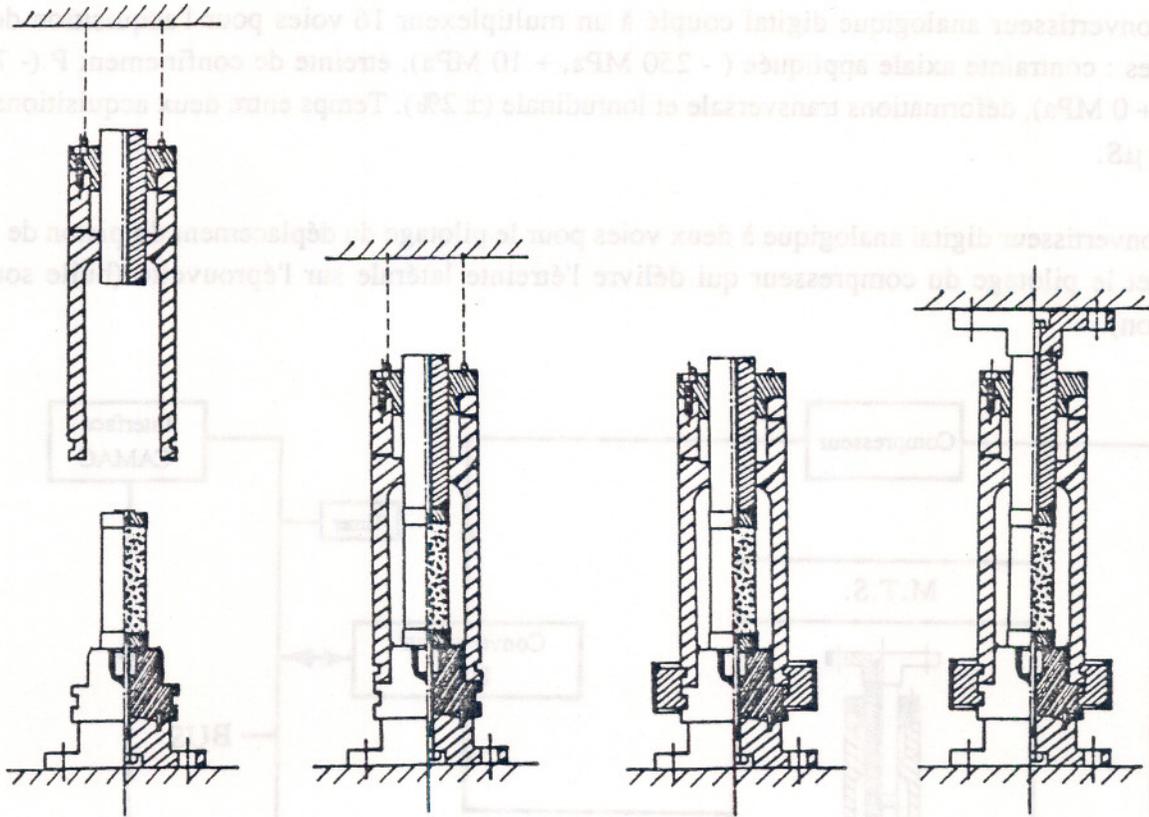


Figure 4 : Procédure de collage et de centrage de l'éprouvette.

Le cylindre est recouvert d'un élastomère (RUBSON) et d'une membrane (enveloppe Néoprène). Un système de joints toriques et de serrages Serflex assure une étanchéité correcte au niveau des extrémités de l'éprouvette. Les fils électriques traversent la membrane de protection (étanchéité assurée par collage) et sont reliés aux connections internes du corps de la cellule.

4 - Presse hydraulique.

La machine utilisée pour ces essais triaxiaux est une presse MTS hydraulique asservie de capacité ± 2500 kN. Les essais sont conduits de manière automatique par un ordinateur MOTOROLA 38K.

Le système d'interface entre le processeur 68000 et l'ensemble de manipulation est au standard CAMAC. Dans la configuration choisie et schématisée figure 5, on distingue plusieurs éléments :

- un convertisseur analogique digital couplé à un multiplexeur 16 voies pour l'acquisition des données : contrainte axiale appliquée (- 250 MPa, + 10 MPa), étreinte de confinement P (- 70 MPa, + 0 MPa), déformations transversale et longitudinale ($\pm 2\%$). Temps entre deux acquisitions : 4 à 20 μ S.

- un convertisseur digital analogique à deux voies pour le pilotage du déplacement du piston de la MTS et le pilotage du compresseur qui délivre l'étreinte latérale sur l'éprouvette (huile sous pression).

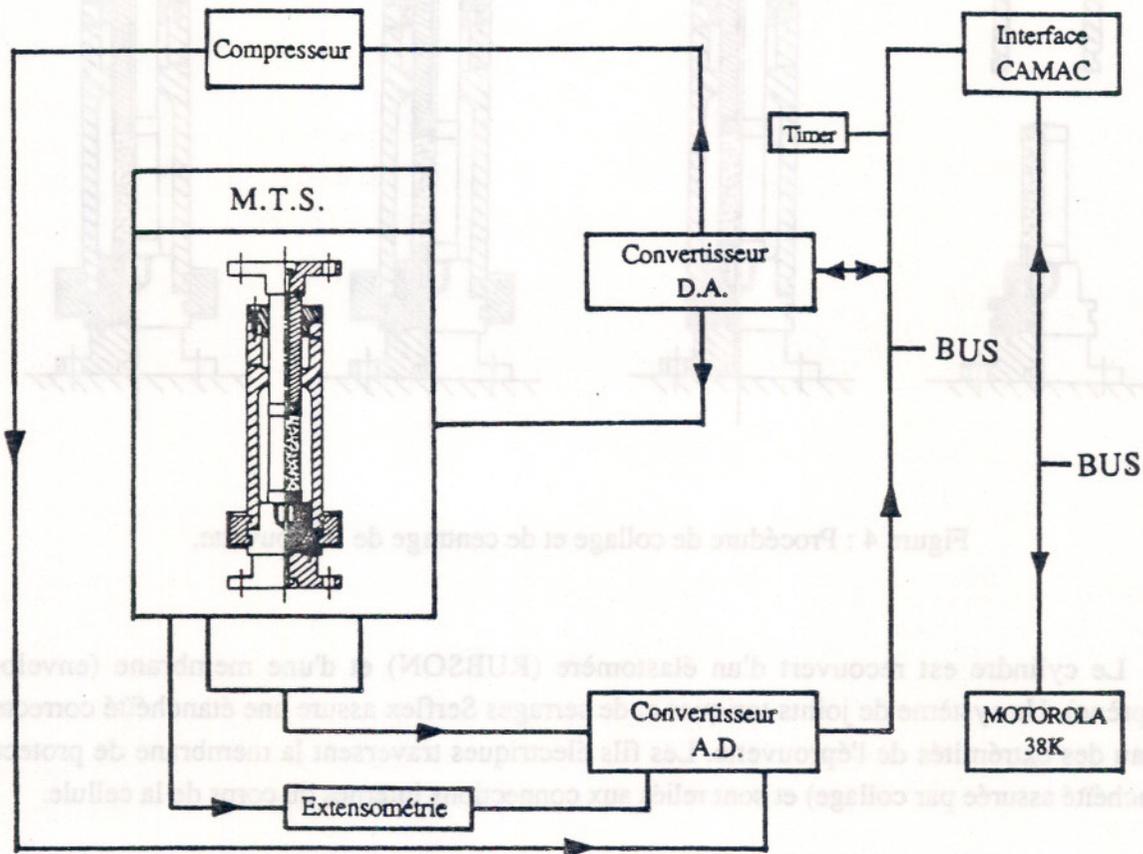


Figure 5 : Procédure automatique de pilotage et d'acquisition

L'expérimentateur programme le trajet de chargement désiré en imposant des consignes. Le trajet de chargement peut être radial ou séquentiel, répété ou alterné. Les mesures locales sont stockées sur supports magnétiques et directement utilisables sur un réseau local, pour permettre par exemple une identification de paramètres de modèles de comportement basés au LMT sur la mécanique de l'endommagement (PIJ. 85) (SAO 88) (RAM 90).

RESULTATS EXPERIMENTAUX

Nous présentons quelques exemples de résultats expérimentaux récents.

1 - Trajet radial et trajet séquentiel avec cycles.

Nous présentons deux essais en compression non hydrostatique, avec des cycles charge-décharge (figure 6).

- essai radial : $\sigma_1 = \alpha \cdot \sigma_2$ $\sigma_2 = \sigma_3 = P$ $\alpha = 5,25$ jusqu'à $\sigma_1 = -100$ MPa
- essai séquentiel : $\alpha = 2,5$ jusqu'à $\sigma_1 = -100$ MPa puis $P = -20$ MPa.

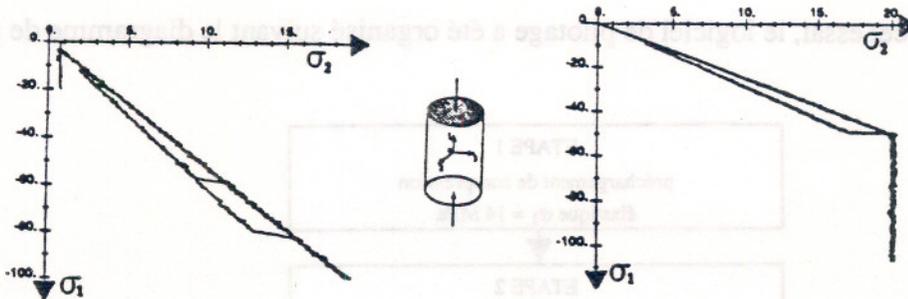


Figure 6.a : Trajets de chargements expérimentaux

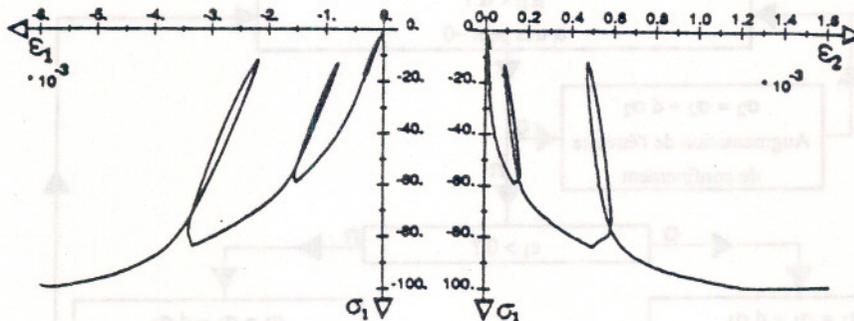


Figure 6.b : Courbes contrainte σ_1 - déformation longitudinale ϵ_1 et transversale ϵ_2 (essai radial)

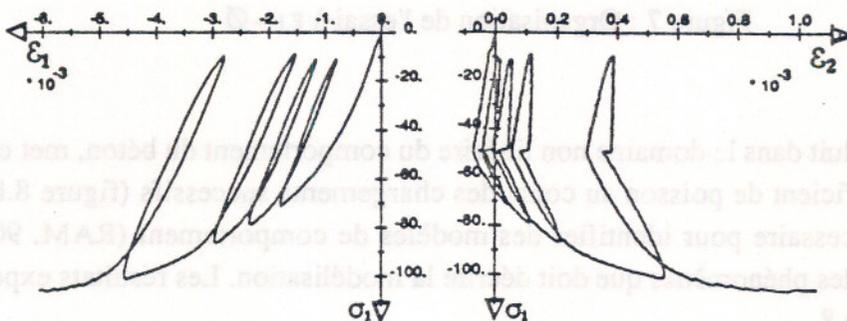


Figure 6.c : Courbes $\sigma_1 - \epsilon_1$; $\sigma_1 - \epsilon_2$ essai séquentiel ($\alpha = 2,5$ puis $P = -20$ MPa)

La figure 6.a représente le trajet de chargement effectivement réalisé lors des essais. L'existence de frottements dans la machine d'essai (piston) explique qu'il ne soit pas possible de suivre exactement le même chemin lors des charges et décharges.

La rupture de pente observée dans les courbes $\sigma - \epsilon$ de l'essai séquentiel s'explique par la différence d'état de contrainte entre le début du chargement (radial $\alpha = 2,5$) et la fin de celui-ci (P imposée constante).

2 - Essai à déformation longitudinale ϵ_1 imposée nulle avec cycles charge-décharge.

Pour réaliser cet essai, le logiciel de pilotage a été organisé suivant le diagramme de principe suivant : (figure 7)

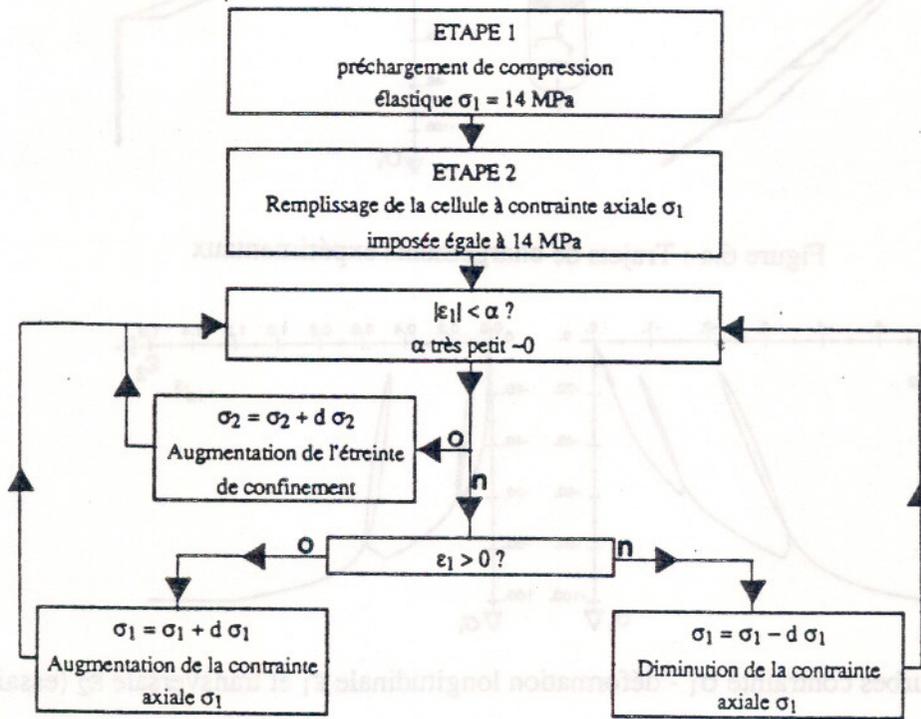


Figure 7 : Organisation de l'essai à $\epsilon_1 = 0$

Cet essai, conduit dans le domaine non linéaire du comportement du béton, met en évidence la variation du coefficient de poisson au cours des chargements successifs (figure 8.b). Ce type d'essai peut être nécessaire pour identifier des modèles de comportement (RAM. 90), ou peut mettre en évidence des phénomènes que doit décrire la modélisation. Les résultats expérimentaux sont présentés figure 8.

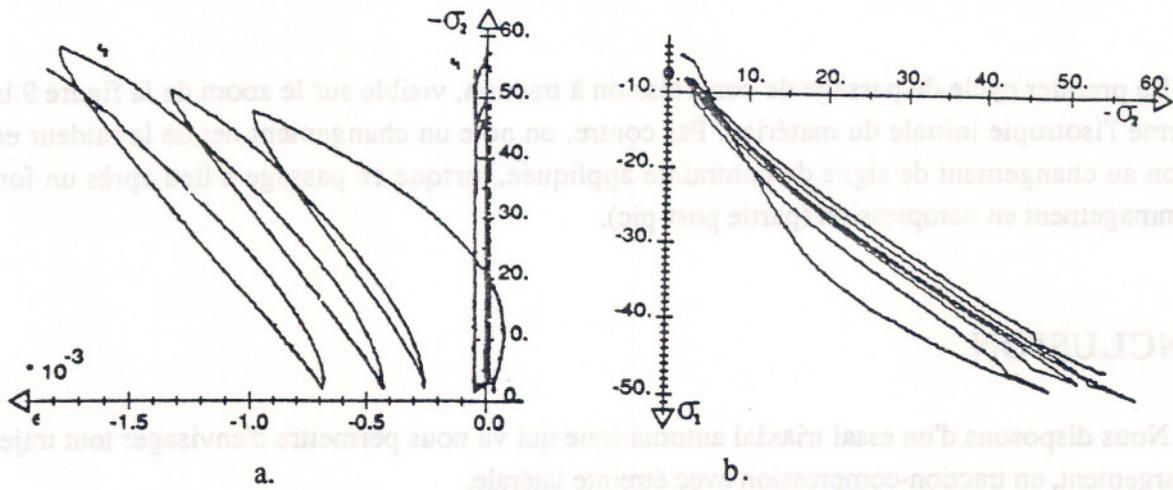


Figure 8 : essai à $\epsilon_1 = \emptyset$

a. courbes $\sigma_2 - \epsilon_2$ et $\sigma_2 - \epsilon_1$

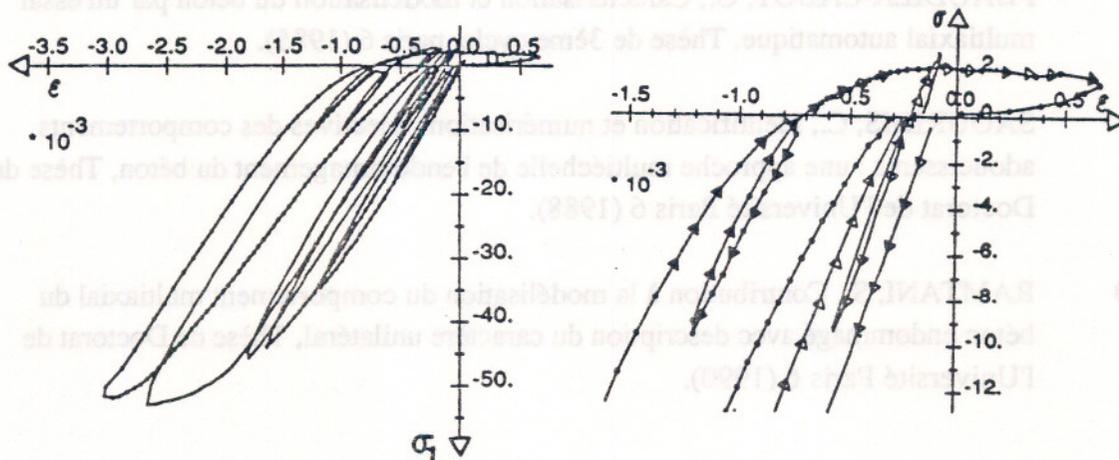
b. courbe $\sigma_1 - \sigma_2$

3 - Essai uniaxial de compression-traction.

Le but de cet essai est de mettre en évidence le caractère unilatéral du comportement du béton en traction-compression simple.

Pour cela, on effectue plusieurs cycles charge-décharge en compression dans le domaine pseudo-linéaire de comportement du béton. On applique ensuite une sollicitation de traction de manière à ne pas plus endommager le béton.

On effectue les mêmes opérations cette fois dans le domaine non linéaire de compression, puis on repasse en traction (figure 9).



a.

Figure 9 : Compression-traction

b.

a. courbe $\sigma_1 - \epsilon_1$

b. zoom

Le premier cycle de passage de compression à traction, visible sur le zoom de la figure 9.b, confirme l'isotropie initiale du matériau. Par contre, on note un changement net de la raideur en traction au changement de signe de contrainte appliquée, lorsque ce passage a lieu après un fort endommagement en compression (partie post-pic).

CONCLUSION

Nous disposons d'un essai triaxial automatique qui va nous permettre d'envisager tout trajet de chargement, en traction-compression avec étreinte latérale.

Les quelques résultats présentés sont représentatifs de ces possibilités, et de leur qualité. La souplesse de programmation des chargements est un atout supplémentaire, bien que la mise en oeuvre de tels essais soit relativement lourde.

Couplé avec un réseau local, notre système d'essai permet un traitement aisé des mesures expérimentales.

REFERENCES

- PIJ 85 PIJAUDIER-CABOT, G., Caractérisation et modélisation du béton par un essai multiaxial automatique, Thèse de 3ème cycle, Paris 6 (1985).
- SAO 88 SAOURIDIS, C., Identification et numérisation objectives des comportements adoucissants : une approche multiéchelle de l'endommagement du béton, Thèse de Doctorat de l'Université Paris 6 (1988).
- RAM 90 RAMTANI, S., Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral, Thèse de Doctorat de l'Université Paris 6 (1990).

ASPECTS VOLUMIQUES DU FLUAGE DES SABLES

Pierre DELAGE, CERMES, ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Xavier NOC, " " "

Georges SAIDY, " " "

Emmanuel DE LAURE, " " "

Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

La Courtine

93167 NOISY LE GRAND CEDEX

MOTS CLES

Fluage déviatorique, sable, rupture, contractance, dilatance, différé.

Présenté au 25^e Colloque du Groupe Français de Rhéologie sur la "Rhéologie des matériaux du Génie Civil", Grenoble, 28, 29, 30 Novembre 1990

On s'intéresse au comportement différé du sable sous une sollicitation déviatorique exercée à l'appareil triaxial, et on considère plus particulièrement les déformations volumiques. Il est nécessaire pour cela d'adapter les dispositifs expérimentaux usuels pour éliminer tout phénomène de frottement, qui n'est plus étalonnable dans des conditions de chargement par paliers. L'influence de la densité et de la contrainte de confinement est étudiée, et on met en évidence des traits particuliers du comportement qui semblent s'insérer difficilement dans le contexte classique de la rhéologie des sables. On propose une interprétation basée sur la prise en compte des reports de charge entre les grains, au sein d'un squelette granulaire dont l'évolution semble dépendre du mode de chargement.

Fluage déviatorique, sable, rupture, contractance, dilatance, différé.

INTRODUCTION

Le sable est connu en Géotechnique comme un matériau de qualité, siège essentiellement de phénomènes de frottement intergranulaire, avec des effets volumiques importants dus aux phénomènes d'enchevêtrement/désenchevêtrement, à prendre en compte pour la compréhension et la modélisation de son comportement. Ainsi, l'aspect visqueux de ce comportement n'a jusqu'à présent que très peu été considéré, en comparaison avec les sols fins où il est plus manifeste. Dans ce dernier cas, l'interprétation physique est liée en fait à la faible connaissance de l'interaction interparticulaire, masquée par la complexité physico-chimique caractéristique des sols fins et des interactions entre les minéraux argileux et l'eau ; il est d'usage de recourir pour les sols fins à la notion de "viscosité structurale", qui correspond à l'intuition qu'on a d'un faible frottement intervenant entre les couches d'eau adsorbées de deux particules argileuses en contact. Une telle approche n'est pas envisageable dans le cas des sables, où le contact solide-solide intervenant entre deux grains est a priori mieux identifié, dans le cadre de la notion générale de frottement. Or ce phénomène ne semble a priori pas compatible avec un comportement visqueux, sachant qu'il est caractérisé a priori soit par la stabilité du contact solide-solide si le frottement limite n'est pas atteint, soit par l'instabilité et la mobilisation d'un frottement résiduel dans le cas contraire.

Une attention particulière a été portée au comportement visqueux des

ASPECTS VOLUMIQUES DU FLUAGE DES SABLES

sols fins pour la prévision des tassements différés dans les sols compressibles. On est dans ce cas en général dans des conditions oedométriques, où la rupture ne peut être atteinte, et de nombreux travaux ont porté sur l'étude de la consolidation secondaire. D'autres études ont concerné le fluage sous des contraintes déviatoriques pouvant mener à la rupture, pour aborder par exemple la stabilité à long terme des pentes instables. C'est à ce type de fluage qu'on s'intéresse ici, dans le cas des sables.

Ces travaux ont été initialement induits par des problèmes posés par le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé. De par leur géométrie même, ces ouvrages, construits le plus souvent en matériau granulaire, sont le siège d'états de contraintes à forts niveaux de déviateurs ; on sait de plus que l'interface sol-armature est le siège de niveaux de distorsion importants, qui mobilisent également les propriétés volumiques du matériau, principalement par l'effet de dilatance empêchée (Schlosser et Guilloux 1981). Une fois l'ouvrage construit, l'état de contraintes constant induit engendre donc, de par sa nature, des déformations différées dont l'ampleur n'est pas négligeable vis-à-vis de celles observées lors de la construction. De telles déformations ont d'ailleurs été observées dans un mur de soutènement cloué expérimental en vraie grandeur (Plumelle 87) même après une période assez courte (trois mois). Il est probable également que l'influence du fluage du sable soit d'autant plus importante que le renforcement lui-même est susceptible de fluer, comme dans le cas des renforcements en matériau polymère (géotextiles, géomembranes,...). Enfin, il est vraisemblable que le comportement différé de matériaux granulaires ait une importance non négligeable dans le problème de stockage de grains en silo, où les phénomènes de fluage-relaxation peuvent avoir un certain effet sur la redistribution des contraintes au sein de la masse des grains et de leur contact avec les parois du silo.

L'effet de dilatance empêchée intervenant dans les interfaces des massifs renforcés, et les conditions volumiques de stockage imposées dans les silos mettent en évidence l'importance de la connaissance des variations volumiques induites lors des phases de fluage, et sur lesquelles n'existent que peu de données, tant dans le cas des sols fins que des sables.

BIBLIOGRAPHIE

Comme il a été dit, davantage de données sont disponibles sur le fluage déviatorique des sols fins, et Mitchell (1976, p.321) donne un certain nombre de résultats expérimentaux obtenus sur différentes argiles naturelles artificielles ou compactées, en général à des taux voisins de 50 % de la contrainte de rupture. Comme beaucoup de matériaux, et comme c'est également le cas lors de la consolidation secondaire, la déformation observée est représentée en fonction du logarithme décimal du temps, et on observe des variations approximativement linéaires, avec des ordres de grandeur de déformation axiale variables entre 0,5 et 10 %, pour une durée de 24 heures. On trouvera également des données bibliographiques dans Félix (1980) et Flavigny (1987).

En reportant, en diagramme log-log, la vitesse de déformation en fonction du temps, Singh et Mitchell (1968) ont observé sur différents sols une variation linéaire et décroissante ; l'augmentation des déviateurs décale les courbes vers la droite. De tels résultats peuvent être obtenus avec des essais drainés avec changement de volume ou non drainés avec génération de surpressions interstitielles. Une autre caractéristique a été

observée en considérant les variations linéaires du logarithme de la vitesse de déformation en fonction du déviateur. Ceci permet d'aboutir à une loi empirique simple donnant les variations de la déformation axiale en fonction du temps, à partir de paramètres A, α et m déduits des courbes précédentes :

$$\epsilon = \epsilon_0 + \frac{A}{1-m} e^{\alpha D} (t^{1-m} - 1) \quad \text{si } m \neq 1, \quad \text{et} \quad \epsilon = \epsilon_0 - Ae^{\alpha D} \ln t \quad \text{si } m = 1$$

où D est le déviateur.

Peu de données existent en revanche sur le fluage du sable. On peut néanmoins citer les essais de relaxation effectués par Lacerda et Houston (1973) sur différents sols dont du sable, en imposant une déformation initiale et en suivant la relaxation du déviateur. La linéarité des variations du déviateur en fonction du logarithme du temps confirme la loi de Singh et Mitchell pour les sables.

Murayama et al. (1984) ont présenté une étude détaillée du fluage du sable, montrant également la linéarité des déformations de distorsion en fonction du logarithme du temps, et la validité de la loi de Singh et Mitchell. Plus récemment, Mejia et al. (1988) ont également présenté une étude de fluage des sables en tenant compte de l'aspect volumique, et mis en évidence la présence d'un changement de phase contractante à dilatante, avec l'augmentation du déviateur. Ils étudient également l'effet de l'angularité des grains, pour montrer un effet plus marqué avec des grains anguleux.

EFFET DU FROTTEMENT SUR LES MESURES

Dans une cellule triaxiale classique, un certain frottement est nécessaire entre le piston et le couvercle de la cellule, afin de permettre leur déplacement relatif tout en assurant une bonne étanchéité vis-à-vis du fluide de confinement. Dans les sollicitations usuelles à taux de cisaillement constant, il est aisé d'étalonner le frottement résiduel constant qui se produit, en général égal à quelques kilopascals. Dans le cas d'une sollicitation à contrainte contrôlée exercée sur le piston, la valeur de l'effort dissipé dans le frottement piston cellule est inconnue, le vecteur contrainte se trouvant quelque part à l'intérieur du cône de frottement. Ainsi l'application d'une contrainte constante sur le piston n'entraîne pas une contrainte constante sur l'éprouvette, et il est donc nécessaire de prévoir un système anti-frottement.

Une première option a été de tester un dispositif anti-frottement fourni par la société Wykeham-Farrance. Dans ce système, une jupe cylindrique en cuivre, comprise entre le couvercle de la cellule et le piston, est mise en rotation par un système à vis sans fin adapté sur le couvercle. Des essais réalisés avec ce dispositif ont montré des valeurs de déformations de fluage assez importantes, avec des courbes d'allure erratique. En fait, il s'est avéré que l'engrenage à vis sans fin, solidaire de la cellule, engendrait dans celle-ci et dans l'éprouvette un niveau important de vibrations, perturbant le phénomène de fluage en augmentant son ampleur. Il a donc été nécessaire de mettre en oeuvre assez rapidement un système simple (Delage et Saidy 1988), qui est décrit à la figure 1. Ce système est adapté sur une cellule ELE, où le contact piston-cellule est de type métal-métal. La partie de piston au contact de la cellule est mise en rotation par un système de poulie qui transmet le mouvement induit par un moteur extérieur et un système de réduction. La base et le sommet du piston, au contact respectivement avec le haut de l'échantillon et le système de chargement sont maintenus fixes, et la transmission de l'effort se fait par le biais de deux roulements à billes. Une vitesse de rotation assez faible

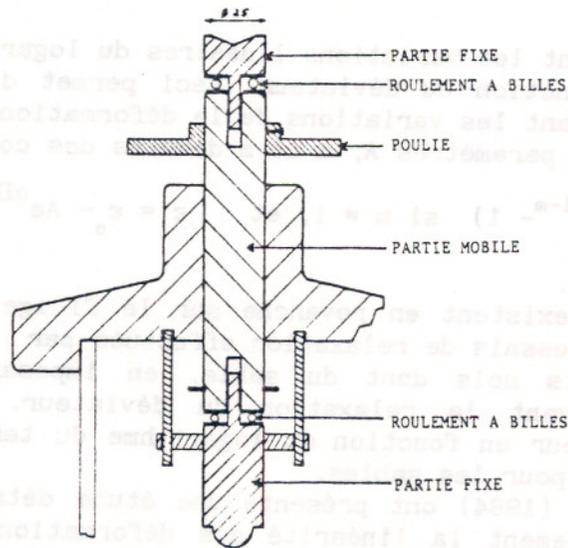


Figure 1 : Système anti-frottement développé.

(6 tours par minute) est choisie, et il n'y a pas de vibrations engendrées. Un autre intérêt d'un système à courroies est qu'il permet la rotation simultanée de plusieurs systèmes.

L'application de l'effort constant s'est fait par un système gravitaire, au moyen de bâtis oedométriques M.O. adaptés aux cellules triaxiales, dont le bras de levier est dans un rapport de 5. Trois bâtis munis de cellules adaptées anti-frottement ont ainsi été mis en oeuvre, l'application de la contrainte de confinement se faisant par l'intermédiaire de l'eau, avec un système pneumatique et des cellules air-eau. En fait, un système de chargement par poids ne permet pas d'appliquer une contrainte strictement constante, vu la déformation de l'éprouvette et l'augmentation de sa section, qui se traduit par une diminution de la contrainte appliquée. Il conviendrait en effet d'asservir la charge appliquée à la déformation de l'éprouvette pour obtenir une contrainte rigoureusement constante. Néanmoins, et comme c'est généralement le cas dans ce type d'étude, cette variation a été négligée.

La figure 2 montre une comparaison entre un essai réalisé avec et sans système antifrottement sur un sable de Fontainebleau d'indice de densité $I_D = 0,65$, à une contrainte de confinement $\sigma_3 = 150$ kPa. Les déformations y sont représentées en fonction du logarithme du temps, pour des paliers de chargement de 24 heures à 70, 80, 90 et 100 % de la contrainte de rupture, q_r , mesurée à vitesse de cisaillement constant. L'effet du frottement sur l'ampleur des déformations est considérable, puisqu'elle passent de moins de 1 % à des valeurs de 3 % à $0,9 q_r$ sans frottement.

Les considérations précédentes concernant l'effet important du frottement sur la détermination des déformations axiales sont également valables pour les déformations volumiques. C'est ainsi que le système à double pot de mercure (Rowlands 1972) couramment utilisé pour les essais classiques n'a pas donné satisfaction, du fait du frottement intervenant dans le guidage de la tige du capteur LVDT mesurant les déplacements du pot. Il a donc été nécessaire d'annuler tout contact entre la tige et le corps du capteur ; le guidage a été éliminé en utilisant une longue tige fixée dans l'axe du pot mobile, traversant le ressort le long de son axe et ressortant au-dessus de son point de fixation, au travers d'un trou assez large pour

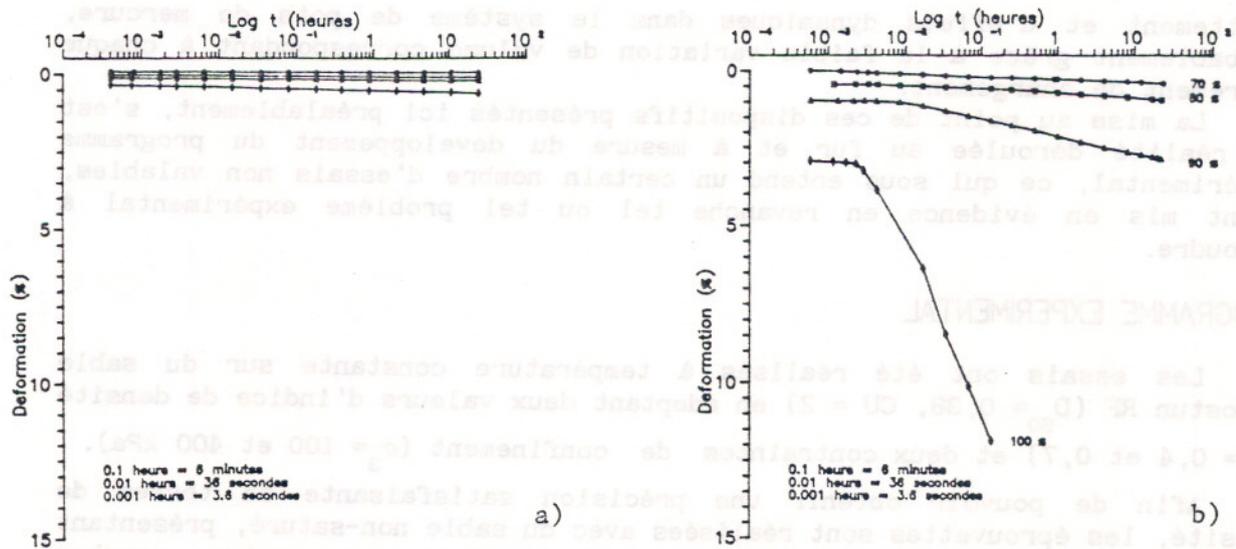


Figure 2 : Essais avec cellule standard (a) et anti-frottement (b).

éviter tout contact ; le corps du capteur LVDT est alors mis en place autour de la tige, avec le soin nécessaire pour assurer la coaxialité et éviter tout frottement. Une telle mise en place est assez minutieuse.

Vu la faible valeur des déformations axiales et volumiques dans les premières étapes de chargement, et après un premier programme d'essais réalisés sur des éprouvettes de diamètre 38 mm (Delage et Saldy 1988), il a été choisi d'augmenter ce diamètre en adoptant une valeur de 70 mm (Noc 1989) pour des éprouvettes d'élançement 2.

Enfin, vu la spécificité du chargement par paliers de contraintes appliqués instantanément, il a été nécessaire de vérifier l'absence de perturbations dynamiques au niveau du système de mesure de volume, pouvant en particulier engendrer des oscillations du pot de mercure. Pour cela, une comparaison avec des mesures de volume à la burette de Bishop a été effectuée, et est présentée en figure 3. On note dans ce cas une bonne correspondance des variations volumiques, attestant de l'absence d'effets de

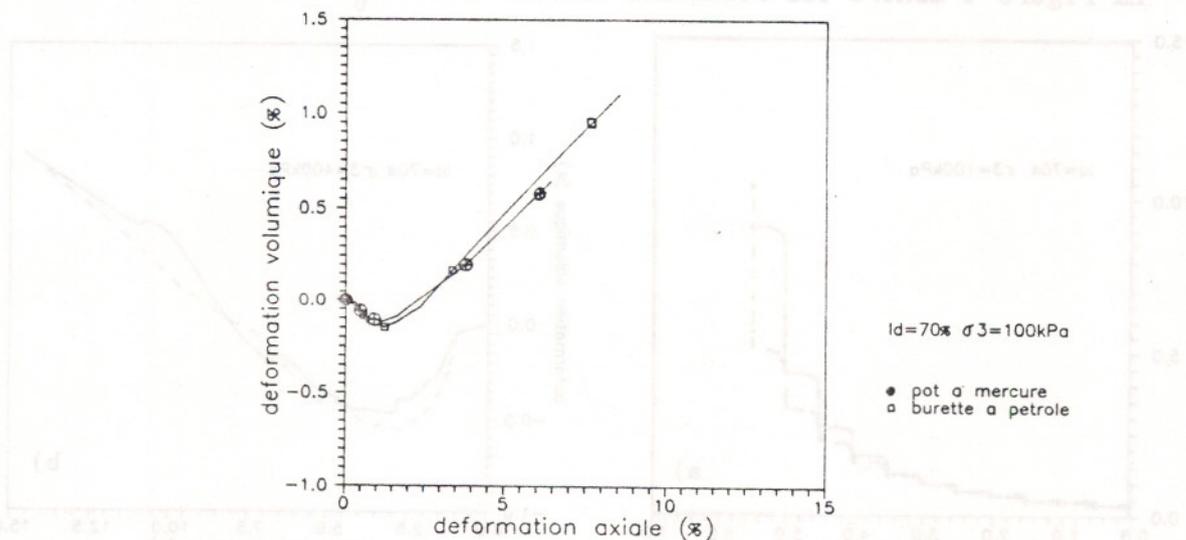


Figure 3: Validation du système de mesure volumique anti-frottement.

frottement et d'effets dynamiques dans le système de pots de mercure, probablement grâce à la faible variation de volume correspondant à chaque incrément de chargement.

La mise au point de ces dispositifs présentés ici préalablement, s'est en réalité déroulée au fur et à mesure du développement du programme expérimental, ce qui sous entend un certain nombre d'essais non valables, ayant mis en évidence en revanche tel ou tel problème expérimental à résoudre.

PROGRAMME EXPERIMENTAL

Les essais ont été réalisés à température constante sur du sable d'Hostun RF ($D_{50} = 0,38$, $CU = 2$) en adoptant deux valeurs d'indice de densité ($I_D = 0,4$ et $0,7$) et deux contraintes de confinement ($\sigma_3 = 100$ et 400 kPa).

Afin de pouvoir obtenir une précision satisfaisante en termes de densité, les éprouvettes sont réalisées avec du sable non-saturé, présentant une légère cohésion. L'éprouvette est réalisée en quatre couches correspondant chacune à un poids connu, et dont la hauteur est contrôlée. Une légère scarification est effectuée au sommet de chaque couche. L'éprouvette est ensuite saturée en gaz carbonique qui chasse l'air, puis intervient la saturation à l'eau par circulation lente, caractérisée par des valeurs de B de l'ordre de 98 % (Canou 1989).

La procédure de chargement a consisté à effectuer des essais par paliers de 30 mn (Murayama et al. 1984), par incréments de chargement égaux au 1/10e de la valeur de déviateur à la rupture obtenue d'après un essai classique. La durée totale d'un essai est d'environ 6 heures.

Il existe de nombreuses façons de représenter un essai de fluage. On présentera ici les graphes suivants : déformation axiale cumulée en fonction du temps, déformation axiale lors d'un incrément de chargement en fonction du logarithme du temps, déformation volumique cumulée en fonction du logarithme du temps, en fonction de la déformation axiale, et non cumulée en fonction du logarithme du temps.

REPRODUCTIBILITE

La figure 4 montre les résultats obtenus avec $I_D = 0,7$ lors d'essais

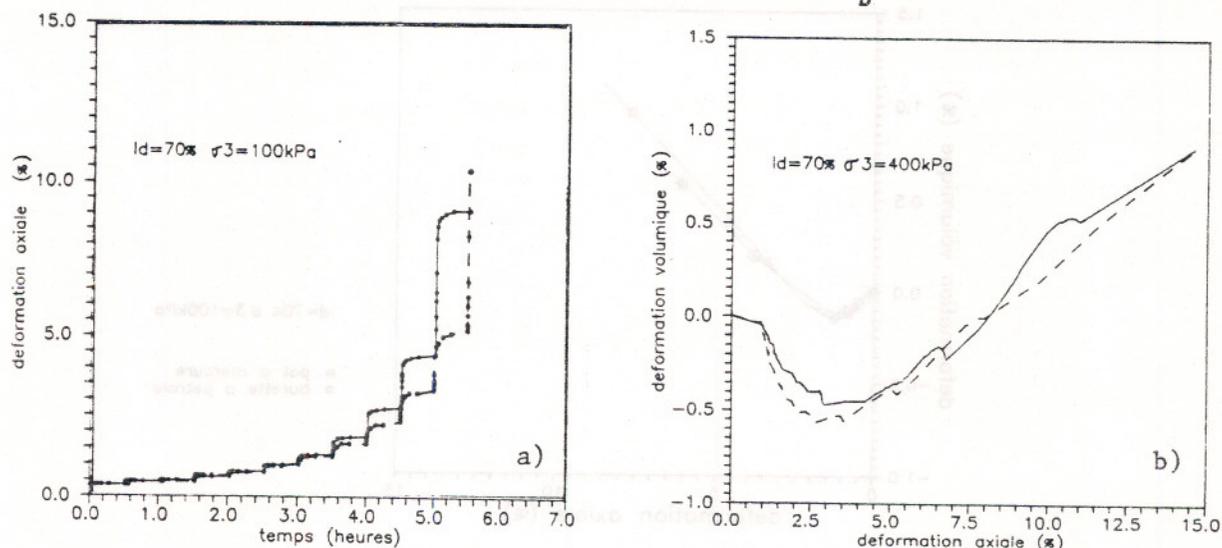


Figure 4 : Essais de reproductibilité, déformation axiale (a), volumique (b).

comparatifs. Jusqu'au 7ème incrément, il y a une excellente correspondance entre les deux courbes de déformation axiale en fonction du temps (4a), si on fait coïncider les points de départ des deux courbes. On note que chaque incrément est caractérisé par une déformation instantanée, croissante avec l'augmentation de la charge, et une déformation différée. Il est manifeste que la déformation instantanée obtenue lors du premier chargement ($0,1 q_r$) n'est pas réellement représentative, puisqu'elle intègre les incertitudes dues à la difficulté, en l'absence de capteur de force, d'assurer un contact initial satisfaisant sans exercer involontairement un déviateur initial. Une estimation de ce premier incrément peut être obtenue par extrapolation à partir des incréments suivants. A partir du 8ème incrément, et à l'approche de la rupture, une différence croissante est observée entre les deux courbes ; on reviendra sur le fait que la rupture est obtenue pour $1,2 q_r$.

Les courbes de variations volumiques (4b), caractérisées par une allure particulière sur laquelle nous reviendrons également, sont raisonnablement comparables.

DEFORMATION AXIALE PAR INCREMENTS

Les courbes en $\log t$ pour chaque incrément de chargement sont présentées en figure 5 pour $I_D = 0,4$ (5a pour $\sigma_3 = 100$ kPa et 5b pour $\sigma_3 = 400$ kPa), et en figure 6 pour $I_D = 0,7$. On observe en général une allure classique des courbes, avec une déformation instantanée d'autant plus importante qu'on approche la rupture, suivie d'une déformation différée observée jusqu'à 30 minutes, linéaire en $\log t$. On remarque cependant dans les deux cas, pour des déviateurs proches de la rupture, des courbes à deux pentes se rejoignant à une valeur de t variant entre 4 et 10 secondes. Un tel phénomène, non observé dans des conditions analogues sur des éprouvettes plus petites (Delage et Saldy 1988) est en fait attribué à un phénomène de type consolidation assez rapide : la plus grande valeur du volume d'eau contenu dans l'échantillon et le plus long chemin de drainage font que, pour les fortes déformations axiales apparaissant près de la rupture, il n'y a pas drainage instantané de l'eau ; la contrainte appliquée n'est

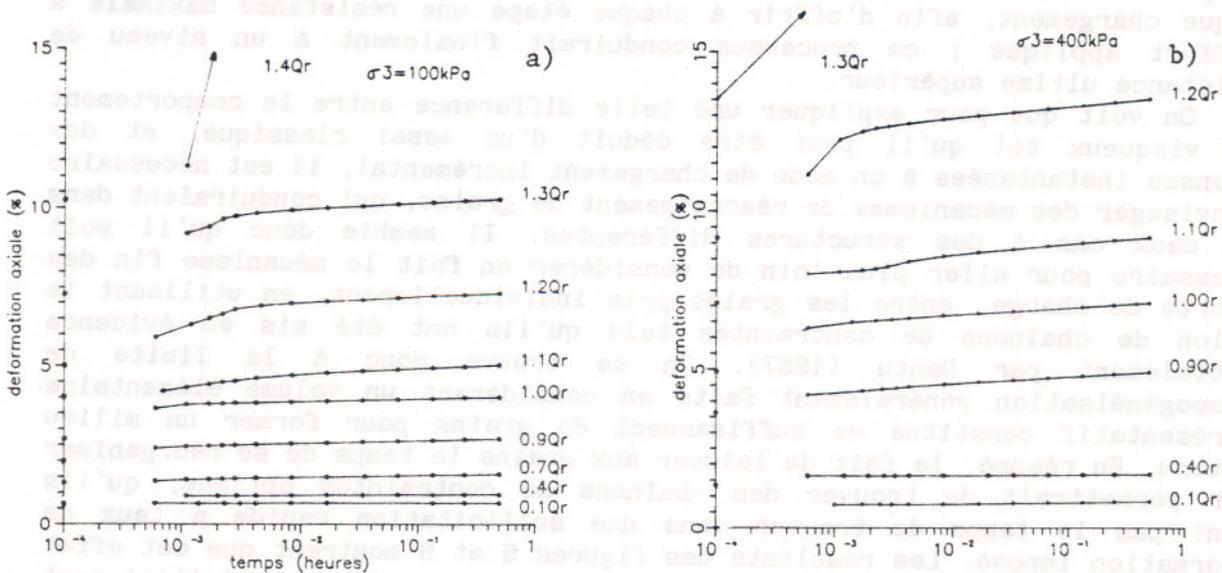


Figure 5 : Courbes de déformation axiale en fonction de $\log t$, pour $I_D = 0,4$.

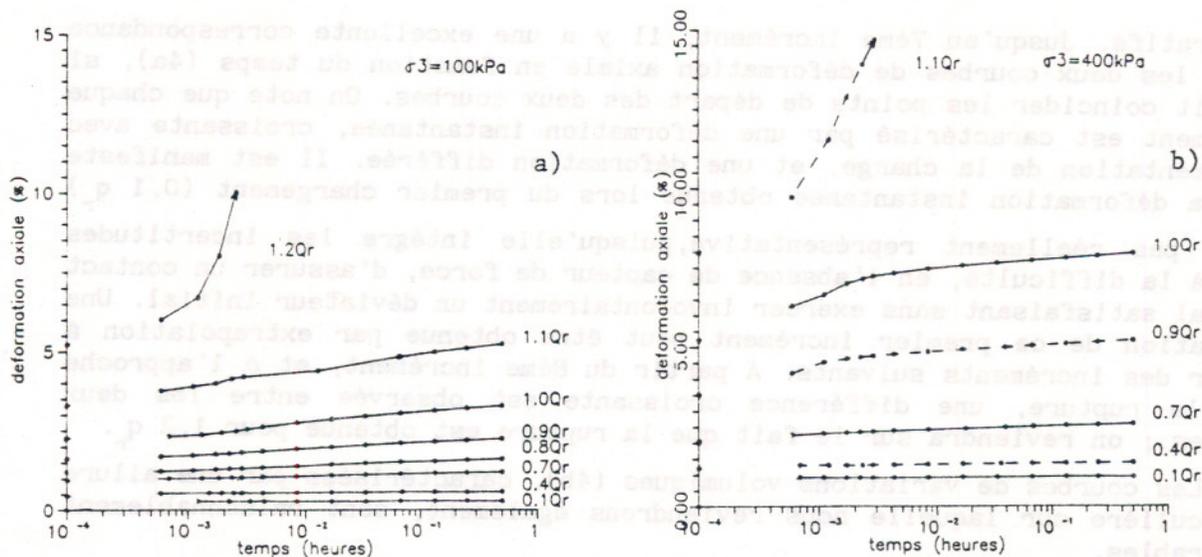


Figure 6 : Courbes de déformation axiale en fonction de $\log t$, pour $I_D = 0,7$.

intégralement transmise aux grains qu'une fois cette dissipation de surpressions interstitielles terminée, au bout de 4 à 10 secondes ; on note également que la pente des droites de déformation différée augmente avec le niveau de déviateur.

Pour le sable lâche, la contrainte de résistance maximale observée dans ce chargement par paliers est supérieure à celle obtenue par l'essai classique à vitesse de chargement constante ($1,4 q_r$ pour $\sigma_3 = 100$ kPa, et $1,3 q_r$ pour $\sigma_3 = 400$ kPa). Les mêmes évolutions, d'ampleur différentes, sont observées pour le sable dense ($1,2 q_r$ pour 100 kPa et $1,1 q_r$ pour 400 kPa).

Le mode de chargement influe donc sur la résistance maximum. On peut intuitivement, en imaginant le mécanisme de réarrangement des grains soumis aux deux types de sollicitations, envisager un "effet bulldozer" du cisaillement à vitesse constante, à comparer au chargement par paliers qui est plus doux, et semble laisser aux grains du sol le temps de réarranger à chaque chargement, afin d'offrir à chaque étape une résistance maximale à l'effort appliqué ; ce processus conduirait finalement à un niveau de résistance ultime supérieur.

On voit que pour expliquer une telle différence entre le comportement non visqueux tel qu'il peut être déduit d'un essai classique, et des réponses instantanées à un mode de chargement incrémental, il est nécessaire d'envisager des mécanismes de réarrangement de grains, qui conduiraient dans les deux cas à des structures différentes. Il semble donc qu'il soit nécessaire pour aller plus loin de considérer en fait le mécanisme fin des reports de charge entre les grains pris individuellement, en utilisant la notion de chaînons de contraintes tels qu'ils ont été mis en évidence initialement par Dantu (1957). On se trouve donc à la limite de l'homogénéisation généralement faite en considérant un volume élémentaire représentatif constitué de suffisamment de grains pour former un milieu continu. En résumé, le fait de laisser aux grains le temps de se réorganiser leur permettrait de trouver des chaînons de contraintes optimum, qu'ils n'ont pas le temps de trouver dans une sollicitation rapide à taux de déformation imposé. Les résultats des figures 5 et 6 montrent que cet effet de renforcement est d'autant plus marqué que le matériau est initialement

faible ($I_D = 0,4$), et à un faible confinement.

DEFORMATIONS AXIALES CUMULEES

La figure 7 montre les déformations axiales cumulées en fonction du temps pour $I_D = 0,4$ (7a) et $I_D = 0,7$ (7b). On vérifie bien dans tous les cas l'augmentation de la déformation instantanée avec le niveau de déviateur. Pour un même niveau de déviateur, l'ampleur des déformations totales est plus forte pour la plus faible densité ; pour un même niveau de chargement et une même densité, la déformation est plus forte quand le confinement est plus important. Ces résultats sont en accord avec ceux de Mejia et al. (1988).

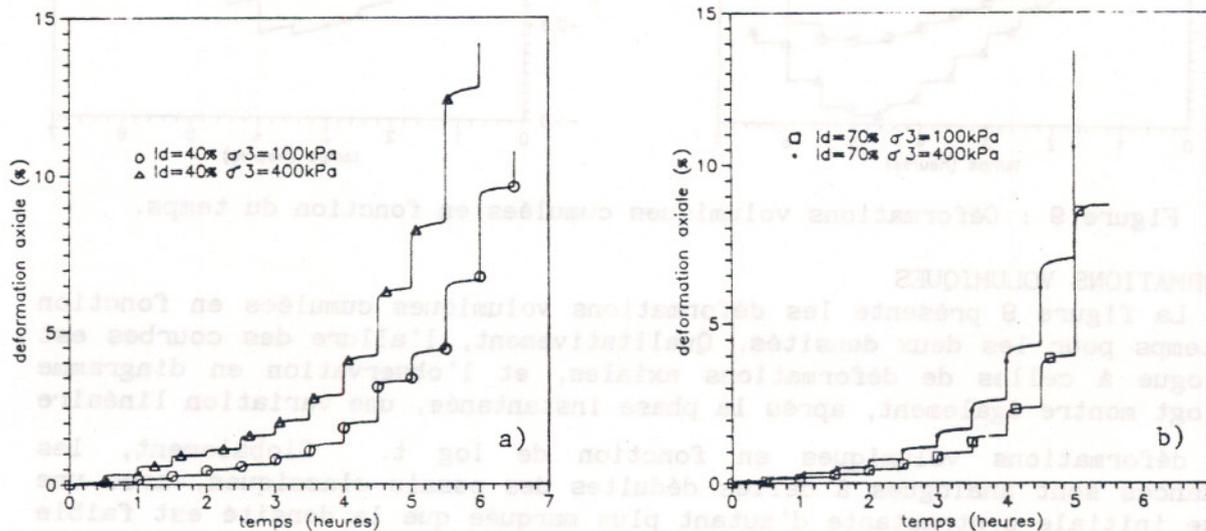


Figure 7 : Déformations axiales cumulées en fonction du temps.

La figure 8 montre les diagrammes permettant la détermination des paramètres de Singh et Mitchell : $\log \dot{\epsilon}_a / q$ et $\log \dot{\epsilon}_a / \log t$. On observe qu'en dessous de q_r , les points sont raisonnablement alignés avec des pentes comparables, ce qui valide cette loi empirique pour le cas des sables.

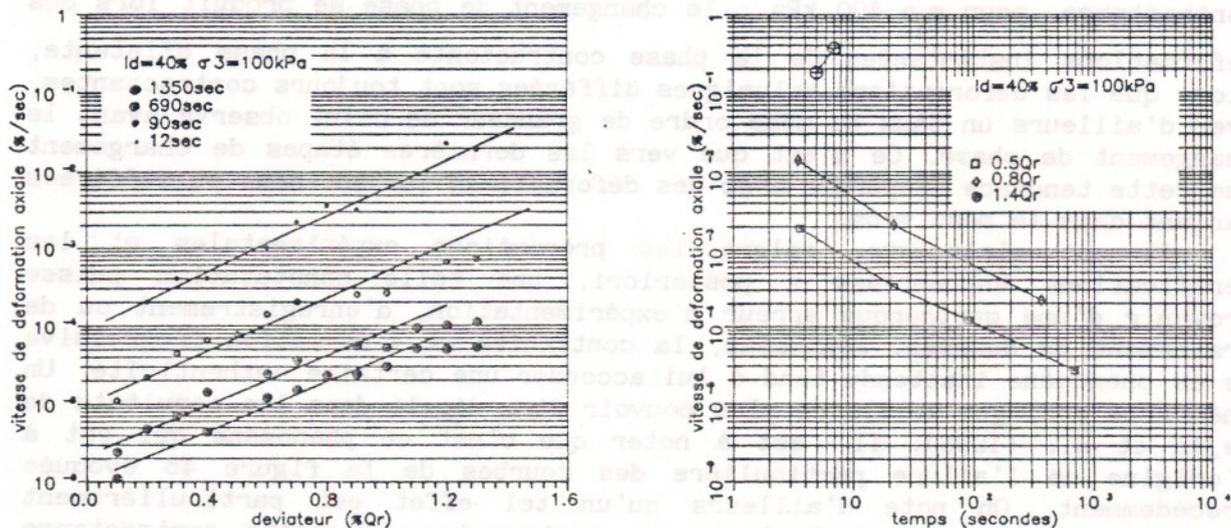


Figure 8 : Validation de la loi de Singh et Mitchell (1968).

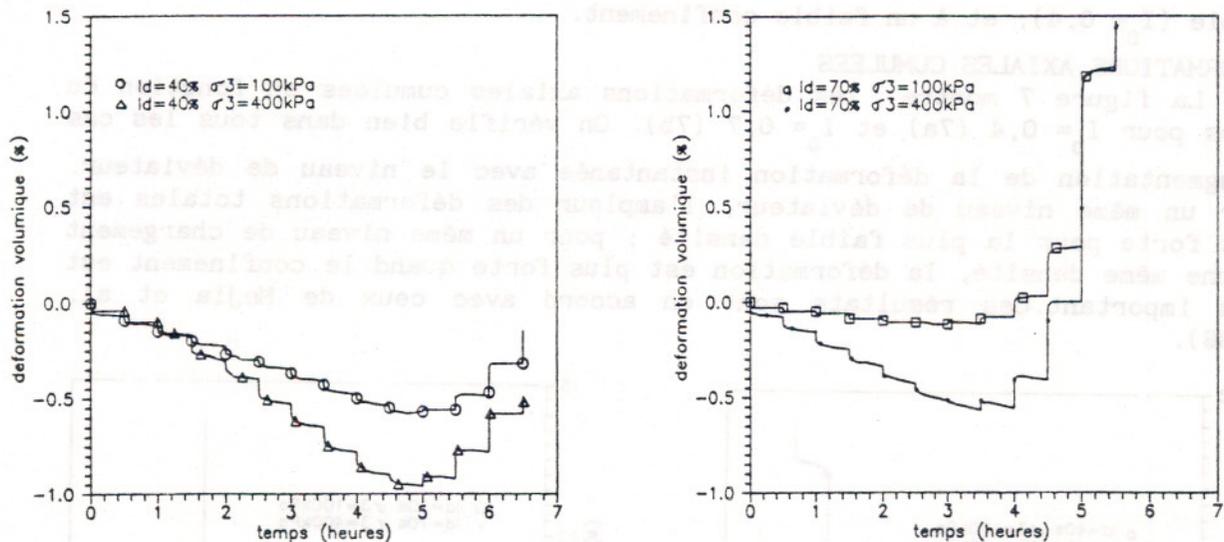


Figure 9 : Déformations volumiques cumulées en fonction du temps.

DEFORMATIONS VOLUMIQUES

La figure 9 présente les déformations volumiques cumulées en fonction du temps pour les deux densités. Qualitativement, l'allure des courbes est analogue à celles de déformations axiales, et l'observation en diagramme $\epsilon_v / \log t$ montre également, après la phase instantanée, une variation linéaire des déformations volumiques en fonction de $\log t$. Globalement, les tendances sont analogues à celles déduites des essais classiques, avec une phase initiale contractante d'autant plus marquée que la densité est faible et la contrainte de confinement élevée, suivie d'une phase dilatante d'autant plus importante que la densité est élevée et la contrainte de confinement faible. Pour une densité donnée, le niveau de déviateur auquel se produit le changement de phase est indépendant du confinement, ce qui est compatible avec la notion d'état caractéristique (Luong 1980) ; il intervient entre 1 et 1,1 q_r pour $I_D = 0,4$, et entre 0,6 et 0,7 q_r pour $I_D = 0,7$.

Un phénomène particulier est à signaler dans les phases de forte contractance, pour $\sigma_3 = 400$ kPa : le changement de phase se produit lors des déformations instantanées de la phase contractante à la phase dilatante, alors que les déformations volumiques différées sont toujours contractantes, avec d'ailleurs un taux du même ordre de grandeur de celui observé avant le changement de phase. Ce n'est que vers les dernières étapes de chargement que cette tendance disparaît avec des déformations instantanées et différées variant dans le même sens.

Il est clair que, malgré les précautions expérimentales et les vérifications entreprises a posteriori, une telle constatation puisse provenir d'une quelconque erreur d'expérimentation, d'enregistrement ou de traitement de données. Néanmoins, la continuité et l'évolution progressive de ce phénomène inattendu tend à lui accorder une certaine authenticité. Un phénomène analogue semble de plus pouvoir être décelé dans les résultats de Mejia et al. (1988). Il est à noter que c'est ce phénomène qui est à l'origine de l'allure particulière des courbes de la figure 4b évoquée précédemment. On note d'ailleurs qu'un tel effet est particulièrement apparent sur une représentation ϵ_v / ϵ_a , qui montre que cette contractance

différée se fait avec une faible augmentation de la déformation axiale, ce qui n'est pas le cas de la dilatance instantanée qui suit, elle, une évolution comparable à celle d'essais classiques.

Une tentative d'interprétation d'un tel phénomène devrait reposer, comme précédemment, sur les mêmes limitations concernant l'hypothèse de milieu continu, et sur la capacité de la phase différée à permettre au matériau granulaire de se renforcer par l'adoption de chaînons de contrainte optimums, qu'il n'est pas en mesure de trouver dans un processus de déformation imposée continue. Et il est un fait que cette contractance différée va dans le sens d'un renforcement. L'observation de la figure 4b montre qu'elle se fait à faible diminution de la hauteur de l'échantillon, et donc principalement par rétraction radiale, due à l'action différée de la contrainte de confinement. Il s'agit donc là d'une sollicitation assez complexe qui demanderait davantage de données expérimentales, tenant compte en particulier de la forme des échantillons, et en utilisant par exemple une méthode photo élastique d'observation de l'évolution des chaînons de contrainte et de la structure de l'assemblage de grains.

CONCLUSION :

Cette étude du fluage des sables a mis en évidence un certain nombre de problèmes expérimentaux dus d'une part à l'impossibilité d'étalonner, comme dans les essais classiques, le frottement intervenant dans les appareillages, et d'autre part à la faible amplitude des déformations axiales et volumiques observées dans les premières étapes de chargement, et lors des réactions différées.

Il a été montré, en accord avec les résultats déjà existant, que le sable, comme tous les matériaux, est susceptible de fluer et qu'un tel phénomène sera davantage à prendre en compte et à estimer pour les ouvrages caractérisés par des niveaux de déviateur importants, et plus particulièrement pour les murs de soutènement en sol renforcé, quelque soit le système utilisé. Il en résulte a fortiori que le problème est également posé pour des murs bâtis avec des matériaux de plus mauvaise qualité, et avec des renforcements également susceptibles de fluer de manière significative (polymères).

Globalement, le fluage du sable est comparable à celui des autres matériaux, et en particulier des sols fins. Néanmoins, l'attention est attirée sur l'aspect volumique du phénomène, particulièrement important pour la bonne compréhension des mécanismes d'interface sol-armature, et qui présente des aspects très spécifiques. Si, en termes de déformations instantanées, on retrouve les changements de phase contractance-dilatance habituels, les déformations volumiques différées évoluent différemment, et on a observé, en particulier à fortes densité et contrainte de confinement ($I_D = 0,7$ et $\sigma_3 = 400$ kPa), une contractance différée marquée dans la phase de dilatance instantanée.

Un autre point important est celui d'une plus grande résistance observée avec un mode de chargement par paliers (ruptures entre 1,2 et 1,4 q_r), par rapport au mode d'essai classique à vitesse de déformation contrôlée.

Ces deux aspects conduisent à discuter l'hypothèse courante de milieu continu, et à considérer les mécanismes fins de reports de contrainte entre les grains au sein d'assemblages dont l'évolution dépendrait du mode de chargement, conformément au concept de chaînon de contrainte (Dantu 1957). Ainsi, le temps laissé à l'ensemble de grains après un incrément de charge

assez faible ($0,1 q_r$) lui permettrait de trouver une configuration optimale qu'il n'est pas en mesure de trouver à vitesse de déformation constante.

Ainsi le fluage des sables, phénomène inattendu et probablement d'importance sous-estimée, semble également reposer sur des mécanismes microscopiques rarement considérés, puisque l'hypothèse de milieu continu généralement faite semble devoir être discutée.

REMERCIEMENTS: l'étude du fluage des sables, suggérée par F. Schlosser, a été réalisée dans le cadre du Projet National CLOUTERRE.

REFERENCES :

- CANOU J. 1989. Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable. *Thèse de doctorat de l'ENPC*, 337 p.
- DANTU P. 1957. Contribution à l'étude mécanique et géométrique des milieux pulvérulents. *C.R. du 4ème ICSMFE, Londres*, pp. 144-148.
- DELAGE P. & SAIDY G. 1988. Fluage des sables. *Rapport CLOUTERRE*, 56 p.
- FELIX B. 1980. Le fluage des sols argileux. Etude bibliographique. *Rapport de Recherche LPC n° 93*, 234 p., Paris.
- FLAVIGNY E. 1987. Propriétés visqueuses des géomatériaux. *Manuel de Rhéologie des Géomatériaux*, pp. 33-49, Presses des Ponts et Chaussées, Paris.
- LACERDA W.A. & HOUSTON W.N. 1973. Stress Relaxation in Soils. *Comptes Rendus du 8ème ICSMFE, vol. 1*, pp. 221-227.
- LUONG M.P. 1980. Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue Française de Géotechnique, n° 1*, pp. 39-53.
- MEJIA C.A., VAID Y.P. & NEGUSSEY D. 1988. Time Dependant Behaviour of Sands. *Proceedings of an International Conference on Rheology and Soil Mechanics*, pp. 312-326, M.J. Keedwell Editor, Elsevier.
- MITCHELL J.K. 1976. Fundamentals of Soil Behavior. *John Wiley, New York*, 422 p.
- MURAYAMA S., MICHIIHIRO K. & SAKAAGAMI T. 1984. Creep Characteristics of Sands. *Soils and Foundations, vol. 24, n°2*, pp. 1-15.

- NOC X. 1989. Fluage des sables : aspect volumique. *Mémoire de DEA. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Université Paris VI, 68 p.*
- PLUMELLE C. 1987. Expérimentation en vraie grandeur d'une paroi clouée. *Revue Française de Géotechnique, n°40, pp. 45-50.*
- ROWLANDS G.O. 1972. Apparatus for Measuring Volume Change Suitable for Automatic Logging. *Géotechnique, vol. 23, n° 1, pp. 525-526.*
- SCHLOSSER F. et GUILLOUX A. 1981. Le frottement dans le renforcement des sols. *Revue Française de Géotechnique, n°16, pp. 65-77.*
- SINGH A. & MITCHELL J.K. 1968. General stress-strain-time function for soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE Vol. 94 (SM1), pp. 21-46.*

Sur la tenacité du bois

G. VALENTIN ; G. KADDOUR ; G. ADJANOHOUN

Laboratoire de Génie Civil - IUT A -
Domaine Universitaire
33405 Talence CEDEX.

Résumé

Dans un contexte de normalisation des essais de propagation de fissure dans le bois, trois formes d'éprouvettes (Double poutre en clivage, Eprouvette à entaille latérale en flexion, Eprouvette compacte de traction) sont successivement utilisées pour déterminer les facteurs d'intensité de contrainte critiques dans les directions TR, TL, et RL, de trois essences de bois d'oeuvre (Peuplier, Epicéa, Pin maritime). Des fonctions de correction - non uniquement géométriques pour un milieu orthotrope - précédemment calculées ont été employées. Aucun spécimen n'apparaît parfaitement fiable, l'éprouvette DCB conduisant en général à de fortes surestimations de la ténacité.

Mots clés. Rupture, Bois, Facteur d'intensité de contrainte critique.

Introduction

La résistance à la propagation d'une fissure dans le bois est étudiée depuis les débuts de la mécanique de la rupture. Cependant, la plupart des études, ou bien ne précisent pas les conditions exactes de propagation de la fissure, ou bien se réfèrent à une norme (AFNOR, NFA 03 - 180 ou ASTM E399) utilisable pour les matériaux métalliques.

Pourtant, il est évident que le bois est très différent :

.Il est inhomogène : des fibres de différentes sortes constituent les parois de cellules, elles mêmes constituant des zones de bois initial et de bois final (cernes d'accroissement annuels). En choisissant les dimensions d'échantillon de taille suffisante et en excluant les singularités (noeuds, fentes, poches de résine...) on peut supposer que le matériau est un milieu homogène.

.Par contre, l'orthotropie des caractéristiques élastiques du matériau ne peut être négligée (le rapport E_L/E_R est de l'ordre de 15). Cette orthotropie correspond naturellement à une orthotropie vis à vis des caractéristiques de rupture et en particulier, le bois présente des plans de faiblesse.

.Enfin, le matériau n'est pas parfaitement élastique jusqu'à la rupture et des propagations stables ont lieu avant la rupture brutale. Si de plus, on évoque l'effet des contraintes internes (de croissance ou dues au séchage) et l'influence de la teneur en eau et de ses variations sur les caractéristiques élastiques ou inélastiques, on n'aura fait qu'ébaucher les causes de variabilité des résultats expérimentaux.

L'objectif de ce travail était cependant plus restreint : il s'agissait de tester sur différentes essences et directions de propagation trois types de spécimens utilisables pour déterminer la résistance à la propagation de fissure par ouverture (Mode I pur). En raison de sa - relative - simplicité d'utilisation en construction, c'est le facteur d'intensité de contrainte critique qui a été déterminé -

Mécanique de la rupture du bois

On se limite au mode I, c'est à dire que l'on cherche seulement à caractériser la résistance à l'ouverture d'une fissure se propageant dans son plan ; (Ceci exclut les directions LR et LT, selon les notations de la figure 1, où la fissure dévie toujours).

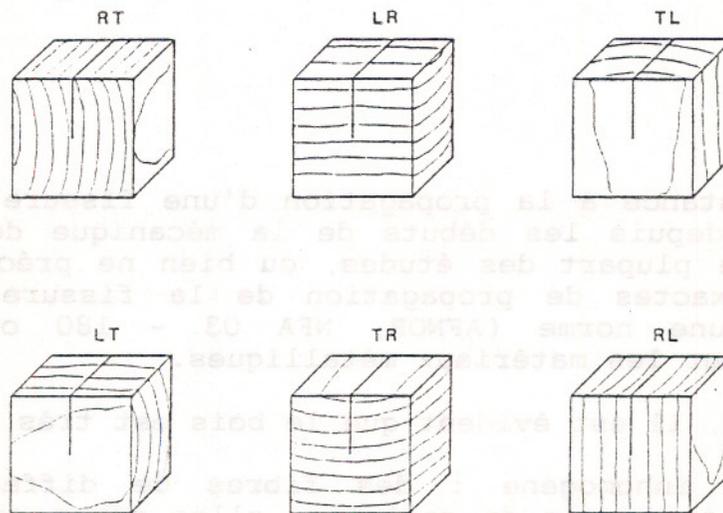


FIGURE 1 : Directions élémentaires de propagation de fissure dans le bois. Le premier indice correspond à la direction normale au plan de fissure, le deuxième à la direction de propagation.

Ainsi, parmi les six modes élémentaires indiqués seules les directions RL, TL, et TR sont envisagées. La directions de fissuration RT donne des résultats voisins de la direction TR. Elle est assez rare sauf dans certaines essences ou il s'agit plutôt de la conséquence d'une "maladie" de l'arbre. Avant de présenter les expériences et les résultats obtenus, il nous semble intéressant de les replacer dans le contexte de la bibliographie.

Historiquement, le premier paramètre étudié a été l'énergie de rupture (ATAK, 1961) et le taux de restitution d'énergie G (PORTER 1964, 1966 ; JERONIMIDIS, 1979, 1980 ; TRIBOULOT, 1982), déterminé sur différents types de spécimens par la méthode des complaisances (figure 2).

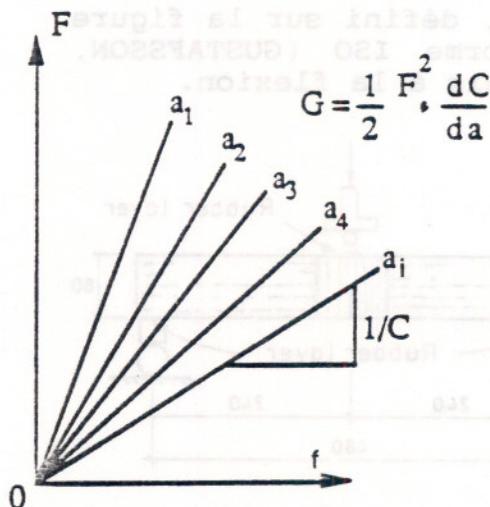


FIGURE 2 : Détermination du taux de restitution d'énergie G. (Epaisseur unité).

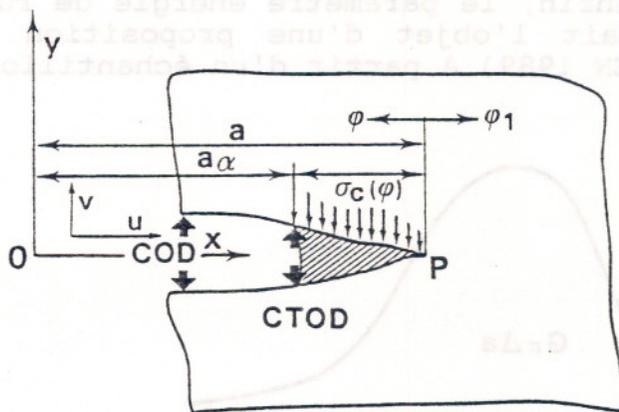


FIGURE 3 : Modèle de DUGDALE.

Une généralisation de G pour un milieu non linéaire, l'intégrale de RICE a été utilisée par AMEEN (1979) puis WRIGHT (1987, 1988) suivant la norme ASTM des matériaux métalliques et MIHASHI (1990) qui emploie une méthode complexe de double complaisance.

L'ouverture de fissure à la pointe (CTOD, crack tip opening displacement) basée sur la théorie de Dugdale paraissait un paramètre intéressant étudié par EWING (1979), SOBUE (1984, 1985). Sa mesure est assez délicate dans le bois et en pratique, elle est déduite de la seule ouverture de fissure (figure 3).

Incontestablement, le paramètre le plus couramment étudié est le facteur d'intensité de contrainte critique K_{IC} . Plus d'une vingtaine d'articles spécifiques au bois lui ont été consacrés depuis 1970.

Ce paramètre est extrêmement facile à obtenir puisque, en principe, il suffit de mesurer la force à la rupture (ou plus précisément au démarrage de la propagation brutale) d'un échantillon contenant une fissure de longueur donnée.

K_{Ic} est alors tel que :

$$K_{Ic} = F_c \times f(a, \text{échantillon, constantes élastiques})$$

La fonction f qui ne dépend que de la longueur de fissure et de la forme de l'échantillon pour un milieu isotrope, dépend aussi des constantes élastiques pour un milieu orthotrope. Pourtant, la plupart des essais sur le bois se réfèrent à la norme ASTM E399 proposée pour les matériaux métalliques.

Dans la littérature, les courbes de résistance (K_R ou J_R) sont parfois évoquées (GUSTAFSSON, 1985), mais aucune détermination n'en a été faite sur le bois.

Enfin, le paramètre énergie de rupture, défini sur la figure 4, fait l'objet d'une proposition de norme ISO (GUSTAFSSON, LARSEN 1989) à partir d'un échantillon soumis à la flexion.

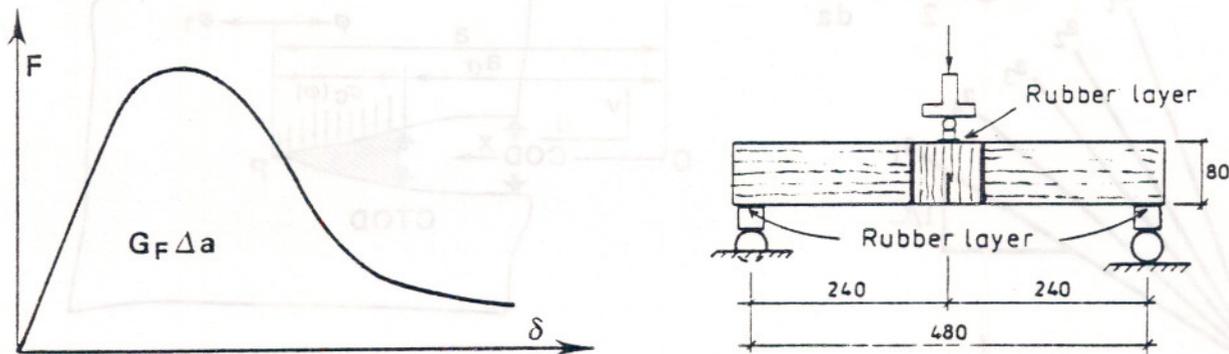


FIGURE 4 : Détermination de l'énergie de rupture G_F .
(Épaisseur unité)

Certains auteurs (BOATRIGHT, 1983 ; BENTUR, 1986 ; ASHBY, 1985 ; JERONIMIDIS, 1980 ; ADAMS, 1987 ; ont observé les surfaces de rupture et la propagation : des cellules partiellement arrachées subsistent en arrière du fond de la fissure. Cela rend difficile la connaissance de la position exacte du front de fissure. De plus, les "pontages" entre les faces de la fissure modifient la répartition des efforts en fond de fissure.

Un modèle théorique généralisant le modèle précédent (fig 3) en introduisant des forces de cohésion proportionnelles à l'ouverture de la fissure (HILLERBORG 1976) a été appliqué récemment aux fentes de séchage dans le bois et à l'éprouvette de traction compacte (BOSTROM, 1987, 1989, 1990). Ce modèle nécessite une utilisation particulière de la méthode des éléments finis.

Dans ce contexte, il a paru opportun de comparer différents types d'éprouvettes d'essai : le travail présenté ci-après ne concerne que les résultats des expériences réalisées sur éprouvettes double bande en clivage (ou DCB Double Cantilever

Beam), compacte de traction (ou CT) et à simple entaille en flexion (ou SENB Single Edge Notched in Bending). Pour chaque type d'échantillon, différentes longueurs de fissure ont été testées.

Expérimentations

Spécimens

Parmi tous les spécimens utilisés en mécanique de la rupture des métaux, la plupart ont été employés avec le bois. Trois, ont été retenus ici comme potentiellement utilisables en essai normalisé.

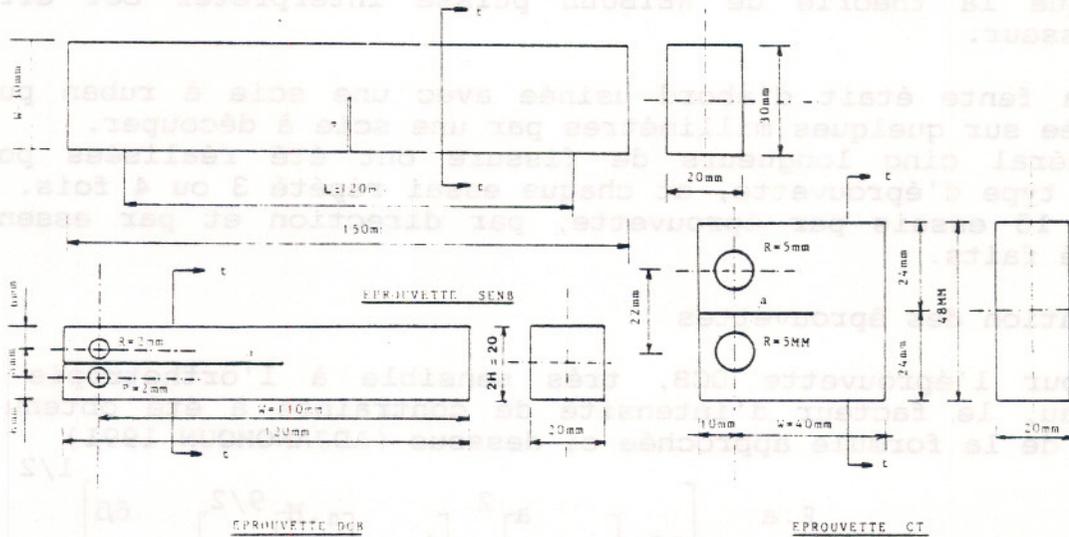


FIGURE 5 : Dimensions des spécimens. B= Epaisseur - c= Ligament= W-a

Le spécimen double poutre en clivage (figure 5) de section 20x20 mm présente l'intérêt d'être une évolution de l'éprouvette de fendage actuellement normalisée (NFB51011) sa section étant la section retenue dans les propositions les plus récentes de l'ISO pour d'autres essais mécaniques des bois.

Des dimensions assez différentes ($2h = 60$ mm, $L = 250$ mm) ont été utilisées par PORTER (1964), SCHNIEWIND (1973), AMEEN (1979), HUNT (1982). Le spécimen étudié ici est de plus peu raide et les mesures de déplacement assez faciles.

L'éprouvette compacte de traction conduit à une économie de matière importante. Elle est normalisée pour les matériaux métalliques et de plus en plus utilisée pour le bois bien que sa fonction de calibration n'existe que pour un milieu isotrope. Elle a été utilisée par BARRETT (1976), FONSELIUS (1987), KRETSCHMANN (1990).

Enfin le spécimen de flexion 3 points, plus difficile à réaliser (collages) présente par ailleurs de nombreux avantages:

.Fonction de calibration indépendante des constantes élastiques,

.Déplacements facilement mesurables.

Il a été utilisé par SCHNIEWIND (1973), LEICESTER (1974), BARRETT(1976), MURPHY (1978).

Une épaisseur identique (20 mm) a été retenue : elle constitue un compromis entre une valeur la plus faible possible pour limiter l'effet de la courbure des cernes (fig 1) et une valeur suffisamment élevée permettant d'obtenir un état de fragilité maximum en fond de fissure (déformation plane). Les études de PORTER (1966), BARRETT (1976), BOATRIGHT (1980) ont montré qu'une épaisseur supérieure à 15 mm pouvait être utilisée bien que la théorie de WEIBULL puisse interpréter cet effet d'épaisseur.

La fente était d'abord usinée avec une scie à ruban puis terminée sur quelques millimètres par une scie à découper. En général cinq longueurs de fissure ont été réalisées pour chaque type d'éprouvette, et chaque essai répété 3 ou 4 fois. Au total, 15 essais par éprouvette, par direction et par essence ont été faits.

Calibration des éprouvettes

Pour l'éprouvette DCB, très sensible à l'orthotropie du matériau, le facteur d'intensité de contrainte a été obtenu à l'aide de la formule approchée ci dessous (ADJANOHOUN 1991)

$$K_I \text{ ortho}(a) = \frac{F \cdot a}{B \cdot H^{1/2}} \left[12 \cdot \left[n + \frac{a}{H} \right]^2 \cdot \left[1 + \left[\frac{n \cdot H}{c} \right]^{9/2} \right] + \frac{6\beta}{5} \right]^{1/2}$$

$$K_I \text{ ortho}(a) = \frac{3^{1/4} \cdot n \cdot (6^{1/2} \cdot n^2 + \beta/2 + \tau)^{1/4}}{}$$

$$n = [a_{22}/(6 \cdot a_{11})]^{1/4} = [1/(\lambda \cdot H)], \quad \tau = [a_{12}/a_{11}]$$

$$\lambda = (1/H) \cdot (6a_{11}/a_{22})^{1/4}, \quad \beta = a_{66}/a_{11} \quad \epsilon_{ij} = \alpha_{ij} \cdot \sigma_{ij}$$

Pour l'éprouvette compacte, une expression obtenue à partir de calculs par éléments finis et acceptable pour diverses essences de bois est utilisée. Elle fournit des valeurs plus faibles (entre 5 et 10 % selon la longueur de fissure) que celles obtenues avec la fonction de calibration donnée pour un milieu isotrope.

$$K_{ICT} = F/BW^{1/2} \cdot (250.8(a/W)^3 - 273.3(a/W)^2 + 115.5(a/W) - 11.8)$$

Pour l'éprouvette de flexion, les simulations numériques de WALSH (1972) montrent que sa fonction de calibration est quasiment indépendante des constantes élastiques. Il est ainsi possible d'utiliser la relation habituelle (NFA 03 - 180).

$$K_{ISEN} = F/BW^{1/2} \cdot \frac{6(a/W)^{1/2} [1.99 - (a/W)(1 - a/W)(2.15 - 3.93 a/W + 2.7 a^2/W^2)]}{(1 + 2 a/W)(1 - a/W)^{3/2}}$$

Essences

Les matériaux étudiés provenaient de sources différentes. Le Pin maritime, produit localement a été séché industriellement jusqu'à une teneur en eau de 20 % puis laissé six mois pour stabilisation. Les éprouvettes ont alors été usinées. La teneur en eau, stable au cours des essais était voisine de 12 %.

L'épicéa de provenance Finlandaise a suivi un séchage inconnu mais a été laissé plus de 3 mois pour stabilisation avant usinage des éprouvettes. La teneur en eau était alors voisine de 13 %.

Enfin, le peuplier a séché à l'air en plateaux de 7 cm d'épaisseur pendant 3 mois. La teneur en eau de 11 % a été obtenue à l'aide d'une étuve avant l'usinage final des éprouvettes.

Conditions d'essais

Les spécimens étaient chargés à l'aide d'une machine de traction à vitesse de déplacement imposé (5 mm/mm). Cette vitesse correspond à des temps de rupture compris entre 30 secondes et 2 minutes selon la longueur de fissure, le type de spécimen, l'essence et l'orientation. Ainsi, les vitesses d'accroissement du facteur d'intensité de contrainte K sont variables d'un essai à l'autre.

En règle générale, les vitesses les plus faibles (de 0,5 à 2 MPa \sqrt{m} /mn) sont obtenues avec l'éprouvette DCB, des vitesses sensiblement doubles avec l'éprouvette SENB, l'éprouvette CT conduisant pour sa part à des vitesses près de 4 fois plus élevées que celles obtenues sur éprouvette DCB. Tous les spécimens étudiés ont été équipés de capteurs de déplacement mesurant l'ouverture de la fissure et le déplacement des points d'application des efforts.

Interprétation des essais

La figure 6 montre des courbes Force - ouverture de fissure typiques. Ces courbes présentent une zone non linéaire avant le maximum qui peut s'interpréter comme une propagation sous critique ou une zone endommagée en pointe de fissure. Cette zone doit être très faible. La norme des aciers propose une méthode de calcul de la force à la rupture. En traçant une droite de pente égale à 95 % de la pente initiale de la courbe Force -

ouverture de fissure, une estimation du seuil de propagation instable est obtenue en prenant l'intersection de cette droite et de la courbe. Soit F_{95} cette force.

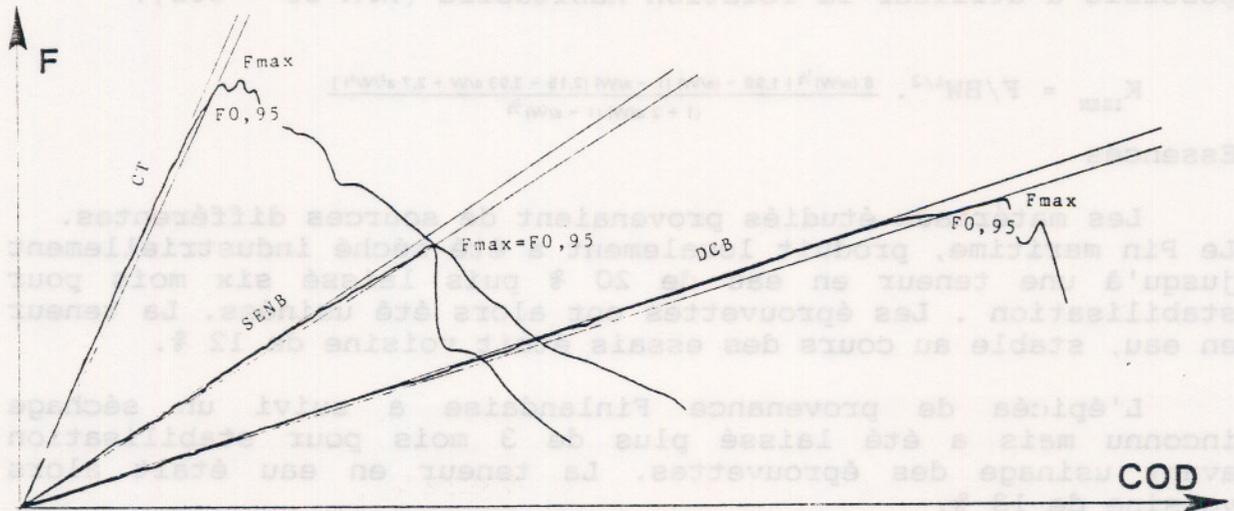


FIGURE 6 : Courbes charge - ouverture de fissure.
(Epicéa, TL, $a/w = 0,5$)

F_{95} peut avoir lieu pour un déplacement plus faible que celui correspondant à la force au maximum de la courbe (soit F_M) ou pour un déplacement plus grand. (le moins fréquent pour le bois).

Dans le premier cas, une valeur provisoire de K_{IC} soit K_{I0} est calculée avec la force $F_0 = F_{95}$ (si $F_M/F_{95} < 1,10$), dans le deuxième avec $F_0 = F_M$.

Après avoir déterminé K_0 , il reste à vérifier que la longueur de propagation sous critique est assez petite ($\delta a/a < 2/100$).

Tous les essais vérifiaient la condition classique $a > 2,5 (K_0/\sigma_y)^2$, σ_y étant prise ici comme la contrainte de rupture en traction dans la direction R pour les fissures RL et dans la direction T pour les fissures TL et TR.

Résultats et discussion.

Sur les figures 7 suivantes sont portées, les valeurs de K_{IC} dans les directions TR et TL de l'Epicéa, du Pin maritime et du Peuplier, en fonction de la longueur de fissure. Sur chaque figure les résultats des 3 types d'éprouvettes sont repérés par des symboles différents.

En fonction de la longueur de fissure, la variation pour un spécimen donné reste dans le domaine de la variabilité habituelle des essais sur le bois. La paramètre ainsi déterminé constitue une constante du matériau et tous les types de spécimens donnent la même valeur. Une comparaison peut être faite à partir du tableau ci-après où les moyennes des valeurs de la ténacité et les coefficients de variation sont donnés pour chaque type de spécimen ainsi que les valeurs moyennes de K_{Ic} .

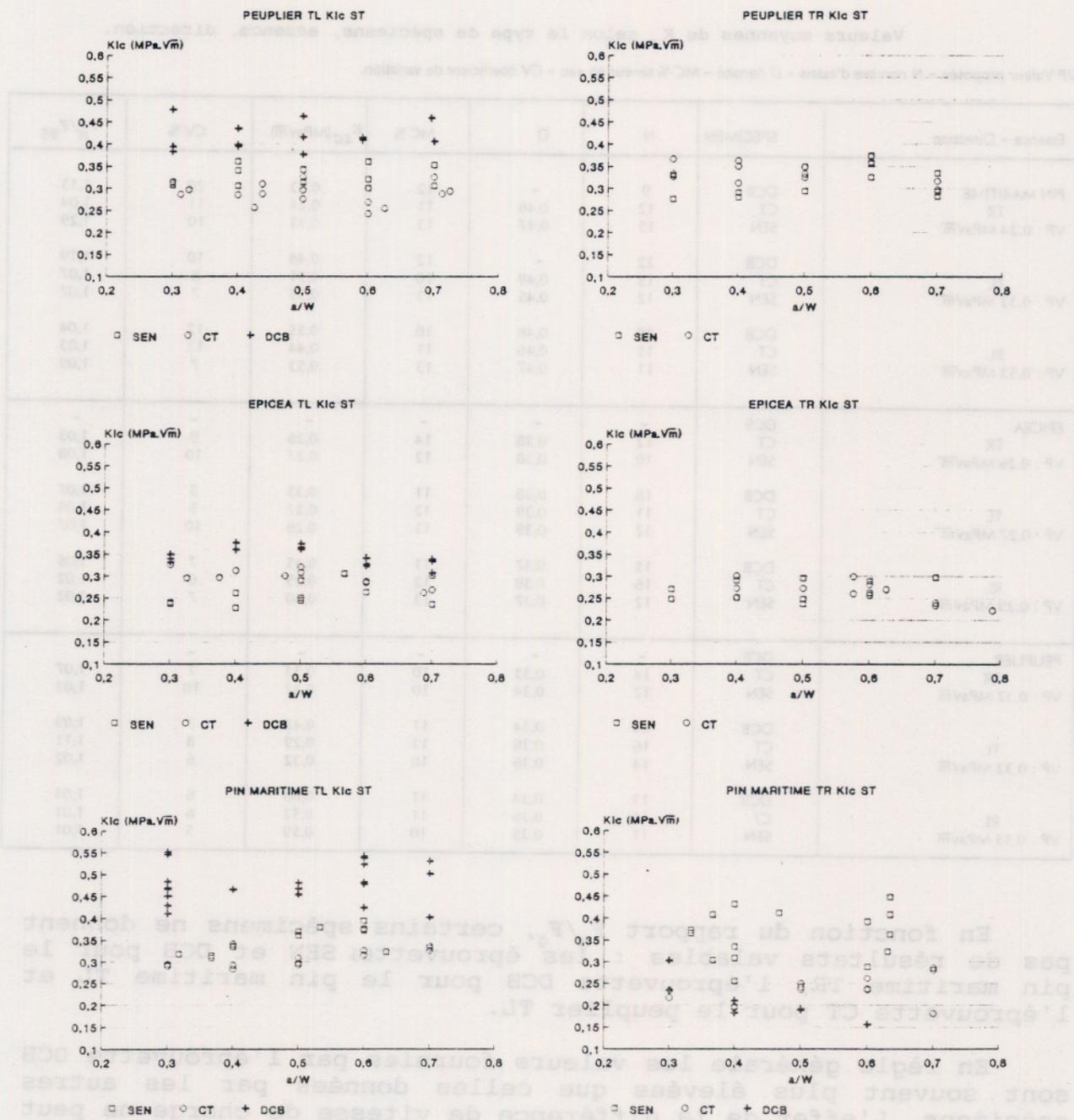


FIGURE 7 : Ténacités fonction de la longueur de fissure.

En fonction de la longueur de fissure, la variation, pour un spécimen donné reste dans le domaine de la variabilité habituelle des essais sur le bois. Le paramètre ainsi déterminé constitue une constante du matériau si tous les types de spécimens donnent la même valeur. Une comparaison peut être faite à partir du tableau ci-après où les moyennes des valeurs de la ténacité et les coefficients de variation sont donnés pour chaque type de spécimen ainsi que les valeurs moyennes de F_M/F_Q .

Valeurs moyennes de K_{Ic} selon le type de spécimens, essence, direction.

VP Valeur proposée - N nombre d'essais - D densité - MC % teneur en eau - CV coefficient de variation.

Essence - Direction	SPECIMEN	N	D	MC %	K_{Ic} (MPav \bar{m})	CV %	F_M/F_{95}	
PIN MARITIME TR VP : 0,24 MPav \bar{m}	DCB	9	-	12	0,23	20	1,15	
	CT	12	0,46	11	0,24	11	1,04	
	SEN	15	0,47	13	0,33	10	1,29	
	TL VP : 0,33 MPav \bar{m}	DCB	22	-	12	0,48	10	1,19
		CT	15	0,49	10	0,31	8	1,07
		SEN	12	0,45	13	0,35	7	1,07
	RL VP : 0,53 MPav \bar{m}	DCB	28	0,48	10	0,55	12	1,04
		CT	15	0,46	11	0,44	13	1,03
		SEN	11	0,47	13	0,53	7	1,09
EPICEA TR VP : 0,26 MPav \bar{m}	DCB	-	-	-	-	-	-	
	CT	12	0,38	14	0,26	9	1,03	
	SEN	10	0,38	12	0,27	10	1,08	
	TL VP : 0,27 MPav \bar{m}	DCB	16	0,38	11	0,35	5	1,07
		CT	11	0,39	12	0,27	5	1,06
		SEN	12	0,39	11	0,26	10	1,07
	RL VP : 0,39 MPav \bar{m}	DCB	15	0,37	11	0,45	7	1,06
		CT	16	0,39	12	0,39	6	1,02
		SEN	12	0,37	13	0,40	7	1,02
	PEUPLIER TR VP : 0,32 MPav \bar{m}	DCB	-	-	-	-	-	-
		CT	14	0,33	10	0,33	7	1,07
		SEN	12	0,34	10	0,32	10	1,05
TL VP : 0,32 MPav \bar{m}		DCB	14	0,34	11	0,42	7	1,09
		CT	16	0,36	13	0,29	8	1,11
		SEN	14	0,36	10	0,32	6	1,02
RL VP : 0,55 MPav \bar{m}		DCB	13	0,34	11	0,68	6	1,05
		CT	15	0,36	11	0,52	6	1,01
		SEN	11	0,35	10	0,59	5	1,01

En fonction du rapport F_M/F_Q , certains spécimens ne donnent pas de résultats valables : les éprouvettes SEN et DCB pour le pin maritime TR, l'éprouvette DCB pour le pin maritime TL et l'éprouvette CT pour le peuplier TL.

En règle générale les valeurs fournies par l'éprouvette DCB sont souvent plus élevées que celles données par les autres spécimens. L'effet de la différence de vitesse de charge ne peut être invoqué (l'effet serait inverse). Par contre, cet écart peut s'expliquer par l'effet des modules élastiques. Pour le peuplier TL, un choix de modules pour le matériau dit standard

($d = 0,4$) conduit à $K_0 = 0,46$, la correction de ces modules en fonction de la densité réelle ($0,35$) donne $K_0 = 0,42$.

Un autre inconvénient de ce spécimen apparaît dans la direction TR : Pour l'épicéa et le peuplier où la ténacité dans cette direction est sensiblement égale à la ténacité dans la direction TL, il y a rupture hors de la zone de fissure. Ce phénomène est bien connu avec les milieux isotropes. Pour le pin maritime où la ténacité TR est un peu plus faible, il n'y a pas, par contre, de telles ruptures.

Les éprouvettes CT et SEN donnent dans la plupart des cas des valeurs très voisines, un peu plus élevées pour la SEN cependant.

Cette dernière apparaît très intéressante pour une raison supplémentaire : sa calibration n'est pas spécifique à un milieu orthotrope.

Une conclusion plus catégorique pourra sans doute être donnée après interprétation par un modèle type HILLERBORG. BOSTROM a notamment montré, avec ce modèle appliqué à des ruptures d'éprouvettes CT de pin sylvestre que cette éprouvette n'était pas un bon spécimen pour la propagation dans la direction longitudinale.

Conclusions

A la suite de ce programme expérimental comportant des essais de propagation de fissure dans les directions RL, TL, TR de trois essences de bois (deux résineux, un feuillu) sur trois types d'éprouvettes, un certain nombre de constatations peuvent être faites :

.Pour une éprouvette donnée, les valeurs du facteur d'intensité de contrainte critique sont sensiblement indépendantes de la longueur de fissure.

.Entre éprouvettes, par contre, des différences plus ou moins grandes existent : en particulier l'éprouvette DCB pour laquelle a été utilisée une calibration faisant intervenir les modules d'élasticité du matériau donnent en général une surestimation de la ténacité.

.Les 2 autres éprouvettes donnent le plus souvent des résultats voisins. L'éprouvette SEN présente cependant dans quelques cas une propagation sous critique trop importante. (Pin maritime TR).

REFERENCES

- ADJANOHOON,G ; VALENTIN,G. Applicability of classical isotropic Fracture mechanics specimens to wood crack propagation Materials and Structures-A paraitre, 1991
- ADAMS,J.M. Crack tip behaviour in the longitudinal fracture of softwoods. Proceedings: Colloquium Mechanical behaviour of wood-Bordeaux pp 311 - 320, 1988
- AFNOR. NFA 03-180 Determination du facteur d'intensité de contrainte critique de aciers,1981
- AMEEN,A ; MORLIER,P ; VALENTIN,G. Determination expérimentale de l'intégrale de Rice critique dans le bois de charpente - Cahiers du G.F.R. Tome V n°2. pp 81-92, 1979
- ASHBY,M.F ; EASTERLING,K.E ; HARRYSSON,R. ; MAITI,S.K. The fracture and toughness of woods. Proc. Roy. Soc. London. A.398, pp 261-28, 1985
- ATACK,D ; MAY,W.D ; MORRIS, E.L ; SPROULE, R.N. The energy of tensile and cleavage of black spruce. Tappi Jal. Vol 44 n° 8 pp 555-567, 1961
- BARRETT,J.D. Effect of crack front with on fracture toughness of Douglas Fir. Eng.Fract. Mech. Vol 8 pp 711-717, 1976
- BENTUR,A ; MINDESS,S. Characterization of load induced cracks in balsa wood. J.MATER.Sci. Vol 21 pp 559-565, 1986
- BOATRIGT,S.W ; GARRETT The effect of microstructure and stress state on the fracture behaviour of wood. Jal of Mater. Sci Vol 18 pp 2181-2199, 1983
- BOSTRÖM L. The compact tension test used on wood : an analysis of a testing method. IUFRO MEETING FREDERICTON, 1990
- EWING,P.D ; WILLIAMS J.G. Thickness and moisture content effect in the fracture toughness of Scots Pine. Jal of Mater. Sci Vol 14 pp 2959-2966, 1979
- GUSTAFSSON,P.J ; LARSEN. Design of end notched beams. CIB W 18a. Meeting BERLIN. 1989
- HILLERBORG,A ; MODEER, M ; PETERSON,S. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. Cement and concrete research. Vol 6 pp 773-782, 1976
- HUNT,D.G ; CROAGER, W.P. Mode II fracture toughness of wood measured by a mixed mode test. Jal of Materials Science, 1982
- JERONIMIDIS,G. Morphological aspects of wood fracture. ICM 3 Cambridge. UK Vol 3. pp 329-340, 1979
- KRETSCHMANN,D.E ; GREEN,D.W ; NELSON,W.J. The effect of moisture content on mode I fracture toughness in Southern Pine. IUFRO Meeting FREDERICTON, 1990
- LEICESTER,R.H.Fracture strength of wood. 1st Austral.conf. on Enging Mater. PP 729-742, 1974
- MIMASHI,H ; HOSHINO, M ; Fracture toughness and tension softening properties of glued laminated timbers. ECF8. Fract. Behaviour and Design of Mat.and Struct. TURIN Italie, 1990
- PORTER,A. On the mechanics of fracture in wood. Forest Prod. Jal, Tome 13, pp325-331, 1964
- RIIPOLA,K ; FONSELIUS,M ; Evaluation of critical J integral for wood materials. VTT Report Nr 528 Espoo (Finlande), 1988
- SCHNIEWIND, A.P ; CENTENO, J.C. Fracture toughness and duration of load factor I. Six principal systems of crack propagation. Wood and Fiber Science Vol 5 (2) pp 152-159, 1973
- SOBUE,N ; BAJOLET,D ; PLUVINAGE,G. Effect of drying stress on the fracture toughness of wood. Mokuzai Gakkaishi Vol 31 n°7. pp 528-531, 1985
- TRIBOULOT,P. JODIN,P ; PLUVINAGE,G. Mesure des facteurs d'intensité de contrainte critique et des taux de restitution d'énergie dans le bois par éprouvettes entaillées. Annales Sci Forest. Vol 39, pp 63-76, 1982
- WALSH,P.F. Linear fracture mechanics in orthopic materials. Enging Fract.Mech. Vol 4 pp 533-541, 1972
- WRIGHT,K ; FONSELIUS,M ; Fracture toughness of wood. Mode I. CIB. W18A Meeting FLORENCE (Italie), 1986

MODELISATION DU COMPORTEMENT DES BITUMES*

Hervé DI BENEDETTO**

Laboratoire Géomatériaux (SDI CNRS 6173)
Ecole National des TPE, 69518 VAULX EN VELIN Cedex

& GRECO Géomatériaux

Résumé

Une loi rhéologique non linéaire simple est proposée pour simuler le comportement des bitumes. La vitesse de déformation pure s'exprime comme la somme de deux termes, un terme non visqueux (instantané) et un terme purement visqueux (différé). Nous avons, en outre, considéré que les déformations instantanées et différées s'appliquent à des éléments animés de la vitesse de rotation de la matière. Le seul paramètre d'histoire de ce modèle est la norme de la partie déviatoire du tenseur de contrainte. La calibration du modèle à une température fixée nécessite la détermination de deux constantes. L'introduction de la température s'effectue à l'aide de trois constantes. Le principe de superposition temps-température aux faibles vitesses de sollicitation pour lesquelles le comportement est linéaire est vérifié. Des comparaisons des prédictions du modèle avec des résultats expérimentaux sont proposées pour des cinématiques en cisaillement et élongationnelles. Un nouvel essai de torsion, compression, confinement (TEC) d'éprouvette creuse de bitume, développé au laboratoire Géomatériaux, est introduit.

Mot clés : Bitume, Essais, Rhéologie, Viscosité

INTRODUCTION

Traditionnellement, le comportement rhéologique du bitume est traduit de manière "monodimensionnel", soit lors des petites transformations pour lesquelles le matériau est supposé viscoélastique linéaire, soit lors d'écoulement permanent où le matériau est considéré comme purement visqueux. La température est introduite en supposant que le matériau est "thermorhéologiquement simple", c'est-à-dire que le principe de superposition ou d'équivalence temps-température s'applique.

D'autre part, la caractérisation thermomécanique pratique des bitumes s'effectue à partir d'essais empiriques tels que : l'essai de pénétration à l'aiguille, l'essai bille et anneau, l'essai Frass,...

Nous présentons, dans cet article, un modèle rhéologique simple pour les bitumes. Ce modèle qui prend en compte les non linéarités et l'effet de la température, est déduit d'un formalisme plus général proposé pour les géomatériaux (Di Benedetto, 1987).

Ce formalisme suppose que la vitesse de déformation pure ($\dot{\underline{D}}$) s'exprime, si la température est supposée constante et identique en chaque point, comme la somme de 2 termes : un terme non visqueux ($\dot{\underline{D}}^{nV}$) qui prend en compte les déformations instantanées et un terme purement visqueux ($\dot{\underline{D}}^V$) qui introduit les déformations différées.

Afin de valider le modèle pour les bitumes, une comparaison avec l'expérience est proposée en régime permanent :

- d'une part, pour des sollicitations en cisaillement simple en utilisant les résultats obtenus au

* Communication présentée au 25ème colloque du GFR - Grenoble - nov 1990

** Professeur ENTPE

Rhéogoniomètre Wiessemberg de l'Institut de Mécanique de Grenoble par Soucemarianadin 1984 et Attané et Al 1984 et ceux obtenus par Addala 1989 à l'aide de l'appareil de Torsion d'Eprouvette Creuse (TEC) développé et mis au point au laboratoire Géomatériaux de l'ENTPE dans le cadre d'une collaboration avec la Société TOTAL ;

- d'autre part, par des sollicitations élongationnelles obtenues à l'appareil TEC.

Une simulation de régime transitoire est également proposée.

Une méthode simple de détermination des 5 constantes nécessaires à l'écriture du modèle à partir des essais pratiques de caractérisation des bitumes est présentée dans la conclusion.

MODELE RHEOLOGIQUE PROPOSE

Cadre de l'étude

La modélisation étant effectuée pour des essais à température constante, seuls les termes visqueux (différé) et non visqueux (instantané) apparaissent dans la loi de comportement.

$$\underline{D} = \underline{D}^{NV} + \underline{D}^V \quad (1)$$

où \underline{D}^{NV} s'exprime par :

$$\underline{D}^{NV} = M \dot{\underline{\sigma}} \quad (2)$$

Le choix de la dérivée de la contrainte ($\dot{\underline{\sigma}}$) à introduire pour préciser le terme non visqueux peut nécessiter de définir des vitesses de rotation pour les termes non visqueux \underline{w}^{NV} et visqueux \underline{w}^V . En effet, de nombreuses dérivées objectives sont proposées, les deux idées de base étant soit de raisonner sur des dérivations intrinsèques (c'est-à-dire en se ramenant à une dérivation du tenseur lagrangien associé), soit d'effectuer la dérivation dans un repère identifiable par tout observateur (repère corotationnel, en rotation propre, repère physique qui est lié à la matière, repère précisé par les paramètres d'histoire du matériau, ...). Les lois de comportement en écriture lagrangienne ne peuvent pas, en général, être rattachées à une interprétation physique car ce sont les tenseurs eulériens qui ont une signification physique. Nous pensons donc qu'il est préférable de se rattacher à la seconde idée de base. Il est alors nécessaire que soit précisées les règles de rotation du repère dans lequel s'effectue la dérivation (équation 2). C'est un des éléments nouveaux introduits ; par exemple, dans la théorie viscoplastique de Mandel 1971 et étendue par Dafalias 1983 qui propose diverses expressions pour les vitesses de rotation plastique.

A partir de l'écriture (1), de nombreux repères peuvent être distingués pour effectuer la dérivation des parties visqueuse et non visqueuse.

Dans une première approche, nous avons considéré que les déformations instantanées et différées s'appliquent à des éléments de matière animés chacun d'une vitesse de rotation $\underline{w} = (\text{grad } \underline{V} - \text{T grad } \underline{V})/2$. Il n'existe alors pas de distinction entre rotations instantanée et différée. Nous avons donc choisi la dérivée de Jaumann appliquée à la transformation complète :

$$\underline{w} = \underline{w}^{NV} = \underline{w}^V \quad (3)$$

Cette hypothèse très simple nécessite d'être précisée par des travaux ultérieurs. Nous pensons qu'une approche microstructurale doit apporter des éléments intéressants sur cet aspect.

Partie non visqueuse

Nous avons choisi une vitesse de déformation pure non visqueuse qui s'exprime par :

$$\underline{D}^{NV} = 1,5 \underline{\underline{\sigma}}^J / E \quad (4)$$

où E qui peut être considéré comme un module d'Young tangent varie avec la norme de $\underline{\underline{\sigma}}$ ($\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{\sigma}}_{ii}/3 \text{ D}$):

$$E = 1,5 E_0 [1 + (2 \|\underline{\underline{\sigma}}\|/E_0)^2]^{-0,5} \quad (5)$$

$\bar{\sigma}^J$ est la dérivée de Jaumann de la partie déviatoire du tenseur de contrainte (le matériau est supposé incompressible)

E_0 est une constante positive

Pour les matériaux granulaires, le module d'Young tangent est toujours une fonction décroissante de la norme du déviateur de contrainte. Il peut donc paraître surprenant, a priori, de considérer une évolution telle que celle décrite par la formule (5). En fait, les expériences de traction uniaxiale sur des éprouvettes de caoutchouc Persoz 1960, Alkonis et al 1983 montrent que le module d'Young tangent croît avec la contrainte de traction. Le bitume ayant un comportement identique à celui d'un liquide polymérique en cisaillement Attané et al 1984, il ne semble pas absurde d'introduire une composante non visqueuse semblable à celle observée sur les hauts polymères vulcanisés (caoutchouc).

Partie visqueuse

La vitesse de déformation pure visqueuse est de la forme :

$$\underline{D}^V = \bar{\sigma} / (2 \eta) \quad (6)$$

où η qui peut être considéré comme une viscosité varie avec la norme de $\bar{\sigma}$:

$$\eta = \eta_0 [1 + (\|\bar{\sigma}\|/E_0)^2]^{-.5} \quad (7)$$

η_0 est une constante.

Le seul paramètre d'histoire de ce modèle est la norme de $\bar{\sigma}$. Signalons qu'un modèle non linéaire dont le seul paramètre d'histoire est la trace de la contrainte est proposé par Acierno et al 1976.

La calibration du modèle à une température fixée nécessite uniquement la détermination des deux constantes E_0 et η_0 . Le matériau est supposé incompressible, ce qui correspond à approximation vérifiée expérimentalement pour les bitumes.

Nous avons tracé sur la figure 1 les variations des coefficients E et η tirés des équations (5) et (7) pour les valeurs suivantes de η_0 et E_0 :

$$\eta_0 = 300 \text{ MPa s}, E_0 = 0,155 \text{ MPa}$$

Ces valeurs sont celles obtenues par Addala 1989 pour un bitume "TOTAL" de classe 60/70 à la température de 5°C :

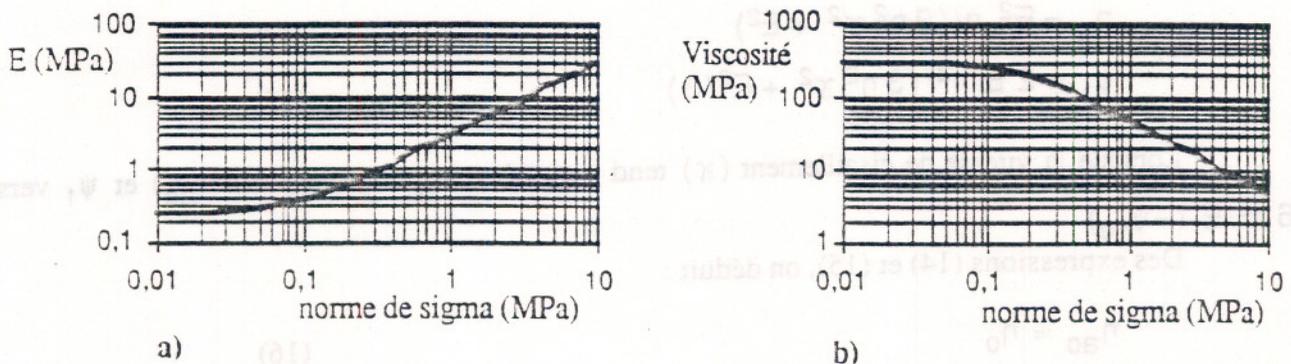


Figure 1 : Variation du module d'Young (a) et de la viscosité (b) avec la norme de $\bar{\sigma}$

Introduction de la température

Le respect d'une hypothèse plus générale que nous avons formulée (Di Benedetto 1987) impose que seul le coefficient η_0 est fonction de la température. La validité du principe de superposition

temps-température, aux faibles vitesses de sollicitation pour lesquelles le comportement est linéaire, permet d'écrire :

$$\eta_0(T) = A_T \eta_0(T_S) \quad (8)$$

où $\eta_0(T)$ est la limite de la viscosité aux faibles vitesses de cisaillement ($\dot{\gamma}$) à la température T.

En considérant les résultats expérimentaux de divers auteurs, Soucemarianadin 1984, Attané et al 1984, Heukelom 1975, Vinogradov et al 1977, Addala 1989, ..., une variation de A_T respectant l'équation W. L. F. (Ferry 1980) est introduite :

$$\text{Log}(A_T) = -A_1(T - T_S)/(A_2 + T - T_S) \quad (9)$$

COMPARAISON THEORIE EXPERIENCE

Essais en cisaillement simple(régime permanent)

Considérons une sollicitation en cisaillement simple définie dans le repère de l'observateur supposé fixe par :

$$(\text{grad } \vec{v})_{12} = \dot{\gamma} \text{ et } (\text{grad } \vec{v})_{ij} = 0 \text{ si } i \neq 1 \text{ et } j \neq 2$$

Le système d'équation différentielle qui donne la valeur de la contrainte est, dans les axes fixes :

$$\dot{\sigma}_{11} = \dot{\gamma} \sigma_{12} - E \sigma_{11}/(3\eta) \quad (10)$$

$$\dot{\sigma}_{12} = -\dot{\gamma} \sigma_{11} + E \dot{\gamma}/3 - E \sigma_{12}/(3\eta) \quad (11)$$

où $\dot{\sigma}$ correspond à une dérivation dans les axes fixes, dont la solution en régime permanent est :

$$\sigma_{11} = E \eta^2 \dot{\gamma}^2 / (3 \eta^2 \dot{\gamma}^2 + E^2/3) \quad (12)$$

$$\sigma_{12} = E^2 \eta \dot{\gamma} / (9 \eta^2 \dot{\gamma}^2 + E^2) \quad (13)$$

La viscosité apparente ($\eta_a = \sigma_{12}/\dot{\gamma}$) et la première différence de contrainte normale ($\psi_1 = (\sigma_{11} - \sigma_{22})/\dot{\gamma}^2$) ont donc pour valeur :

$$\eta_a = E^2 \eta / (9 \eta^2 \dot{\gamma}^2 + E^2) \quad (14)$$

$$\psi_1 = 2 E \eta^2 / (3 \eta^2 \dot{\gamma}^2 + E^2/3) \quad (15)$$

Lorsque la vitesse de cisaillement ($\dot{\gamma}$) tend vers zéro, η_a tend vers $\eta (= \eta_{a0})$ et ψ_1 vers $6 \eta^2/E (= \psi_{10})$

Des expressions (14) et (15), on déduit :

$$\eta_{a0} = \eta_0 \quad (16)$$

$$\psi_{10} = 6 \eta_0^2 / (1,5 E_0) \quad (17)$$

La lecture sur les courbes expérimentales de la viscosité et de la première différence de contrainte normale aux faibles vitesses de cisaillement fournit les valeurs des deux constantes η_0 et E_0 .

La calibration du modèle repose sur la détermination de 5 constantes :

- η_0 qui correspond à la limite de la viscosité pour les faibles vitesses de cisaillement ;
- E_0 qui s'obtient (équation 17) à partir de η_0 et de la limite de la 1re différence de contrainte normale (ψ_{10}) pour les faibles vitesses de cisaillement ;
- A_1, A_2, T_S qui sont les constantes introduites pour prendre en compte l'effet de la température (équation 9).

Les résultats expérimentaux en cisaillement de l'IMG et du laboratoire Géomatériaux de l'école des TPE montrent l'existence d'une "courbe maîtresse" pour la vitesse de cisaillement et pour la 1re différence de contrainte normale, aussi bien dans le domaine linéaire (faible vitesse de cisaillement) que non linéaire (forte vitesse de cisaillement). Cette propriété, confirmée par d'autres auteurs dans le domaine linéaire signifie qu'il existe une courbe unique (courbe maîtresse) dans les axes vitesse de cisaillement multipliée par un coefficient (b) ne dépendant que de la température (χb) - viscosité apparente divisée par ce coefficient (η_a/b) et vitesse de cisaillement multipliée par (b) - première différence de contrainte normale divisée par ce coefficient au carré (ψ_1/b^2). On montre simplement que cette observation expérimentale est bien traduite par notre modèle. En choisissant $b = A_T$ où, A_T est défini dans l'équation (9).

a) Rhéomètre cône-plan (IMG)

Nous avons tracé sur les figures (2) et (3), correspondant respectivement aux figures (3) et (5) de Attané et al 1984, les "courbes maîtresses" simulées avec notre modèle pour le bitume "ELF" 80/100 en considérant les constantes suivantes :

$$\eta_0 = 88\,000 \text{ Pa s}, E_0 = 65\,000 \text{ Pa s}, A_1 = 8,86, A_2 = 101,6 \text{ K}, T_S = 309,6 \text{ K}$$

Les résultats expérimentaux servant à la comparaison sont ceux obtenus par Attané et al 1984 et Soucemarianadin 1984. Une quarantaine d'essais réalisés au rhéogoniomètre de l'Institut de Mécanique de Grenoble couvrant des gammes de vitesse et de température comprises entre 10^{-2} et 10^{+2} s^{-1} et 20°C et 80°C respectivement sont représentés à une température de référence de 30°C .

Une très bonne concordance est obtenue entre les résultats expérimentaux et les courbes simulées.

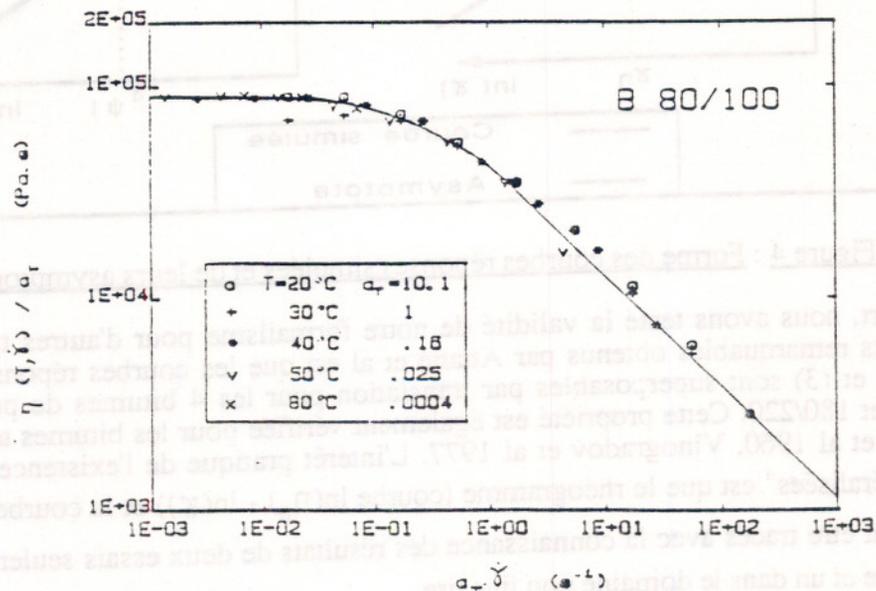


Figure 2 : Résultats de Attané et al 1984 sur lesquels nous avons tracé la courbe maîtresse simulée de viscosité apparente

Nous estimons, d'après les comparaisons des figures (2), (3) que les valeurs simulées se trouvent dans une fourchette d'erreur relative de l'ordre de 30 % par rapport aux résultats expérimentaux pour ce bitume : ce qui est tout à fait correct compte tenu de la gamme de sollicitation considérée et des incertitudes liées à toute mesure expérimentale (surtout en ce qui concerne l'effort normal ici).

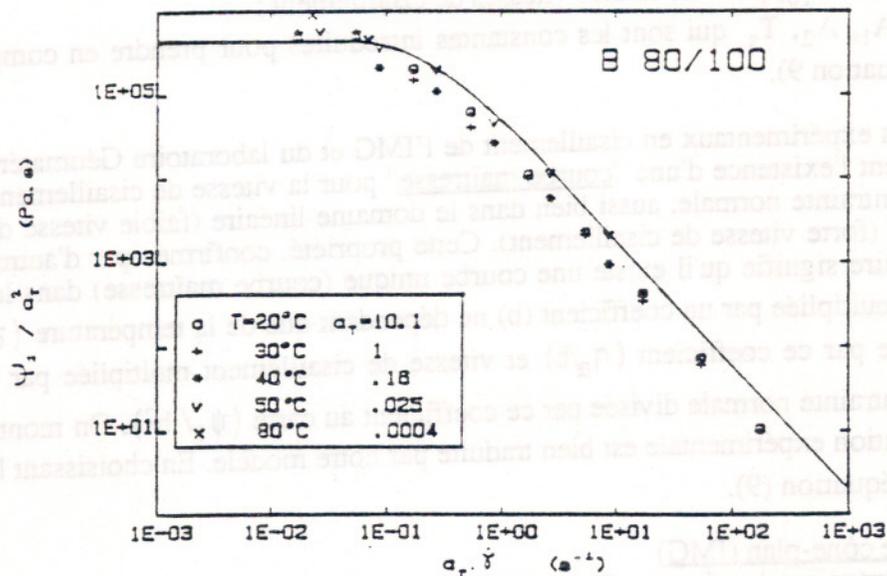


Figure 3 : Résultats de Attané et al 1984 sur lesquels nous avons tracé la courbe maîtresse simulée de première différence de contrainte normale

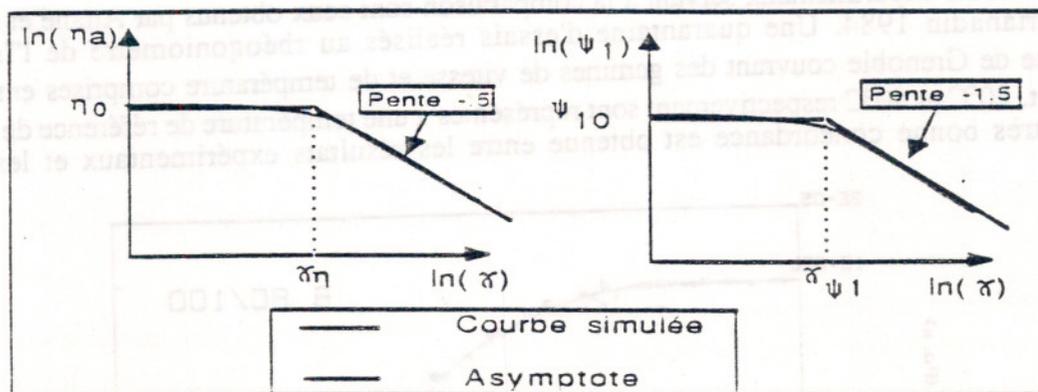


Figure 4 : Forme des courbes réponses simulées et de leurs asymptotes

D'autre part, nous avons testé la validité de notre formalisme pour d'autres types de bitumes. Un des résultats remarquables obtenus par Attané et al est que les courbes réponses dans les axes des figures (2) et (3) sont superposables par translation pour les 4 bitumes de pénétration 40/50, 60/70, 80/100 et 180/220. Cette propriété est également vérifiée pour les bitumes testés par Dobson 1967, Gaskins et al 1960, Vinogradov et al 1977. L'intérêt pratique de l'existence de ces "courbes maîtresses généralisées" est que le rhéogramme (courbe $\ln(\eta_a) - \ln(\dot{\gamma})$) et la courbe réponse ($\ln(\psi_1) - \ln(\dot{\gamma})$) peuvent être tracés avec la connaissance des résultats de deux essais seulement ; un dans le domaine linéaire et un dans le domaine non linéaire.

On montre aisément que les deux courbes réponses ont pour asymptotes une droite parallèle à l'axe des abscisses pour les faibles vitesses de cisaillement et une droite de pente -1/2 pour la

viscosité apparente et $-3/2$ pour la première différence de contrainte normale aux grandes vitesses de cisaillement (cf. figure 4).

b) essai TEC

L'appareil de Torsion d'Eprouvette Creuse (T. E. C.) de bitume a été développé et réalisé au laboratoire Géomatériaux de l'ENTPE dans le cadre d'une collaboration scientifique avec la compagnie TOTAL FRANCE. Il a pour objectif d'améliorer nos connaissances du comportement mécanique des bitumes pour des sollicitations tridimensionnelles aux températures moyennes et basses (comprises entre -40 et 20°C).

Le principe de l'essai est de soumettre une éprouvette creuse de matériau à un effort normal (ou un écrasement axial), un couple (ou une torsion) et une pression radiale en régulant la température (cf. figure 5).

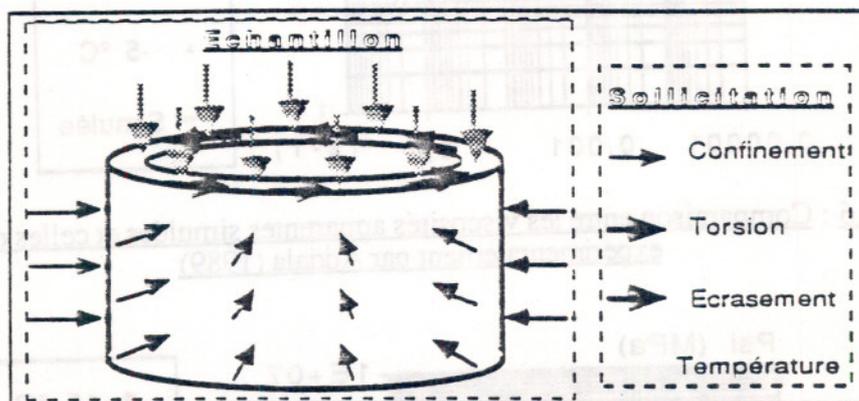


Figure 5 : Principe général de l'essai

Le calcul des tenseurs de contrainte et de déformation au sein de l'échantillon montre que les champs de déformation et de contrainte sont d'autant plus homogènes que le rapport entre l'épaisseur et le rayon de l'échantillon est petit, sous réserve que le déplacement radial s'effectue sans frottement aux extrémités. C'est la raison pour laquelle l'essai est réalisé sur des cylindres creux. L'éprouvette se présente comme un cylindre creux de bitume de hauteur (h) 5 cm, épaisseur (e) 0,7 cm et rayon extérieur (R_e) 5 cm.

Lorsque la hauteur de l'échantillon et la pression sont maintenues constantes, la sollicitation appliquée peut être considérée en première approximation, comme un cisaillement simple.

Les points expérimentaux obtenus par Addala pour des températures et des taux de distorsion compris respectivement entre -5°C et 15°C , et $4 \cdot 10^{-4}$ et 10^{-2} s^{-1} sont représentés figures 6 et 7 à une température de référence de 5°C . Nous avons également tracé sur ces figures les courbes réponses simulées par le modèle en considérant les valeurs suivantes pour les coefficients :

$$\eta_0 = 300 \text{ Mpa s}, E_0 = 155 \text{ KPa}, A_1 = 23, A_2 = 126,4 \text{ K}, T_s = 278 \text{ K}.$$

Le bitume testé est un bitume "TOTAL" de classe 60/70.

Les simulations sont satisfaisantes en ce qui concerne la viscosité apparente. Elles s'éloignent sensiblement des résultats expérimentaux pour la première différence de contrainte normale, nous pensons que cet écart est, en grande partie, dû à la sensibilité de l'effort normal vis-à-vis des variations de hauteur : valeur qu'il est difficile de maintenir expérimentalement.

On constate que pour ce bitume pur "TOTAL", les courbes réponses sont semblables à celles présentées figure (4).

Pour conclure, il apparaît que notre modèle permet de décrire les résultats des essais de cisaillement, en régime permanent, pour l'ensemble de la gamme de vitesse de cisaillement, de température et de pénétration des bitumes purs considérés. Rappelons que les gammes de température et de taux de distorsion s'étendent respectivement entre -5 et 80°C , et $4 \cdot 10^{-4}$ et 10^{-2} s^{-1} , pour les deux types d'essai pris en compte.

Cette conclusion semble, d'après les résultats expérimentaux de plusieurs auteurs, pouvoir s'étendre à l'ensemble des bitumes purs.

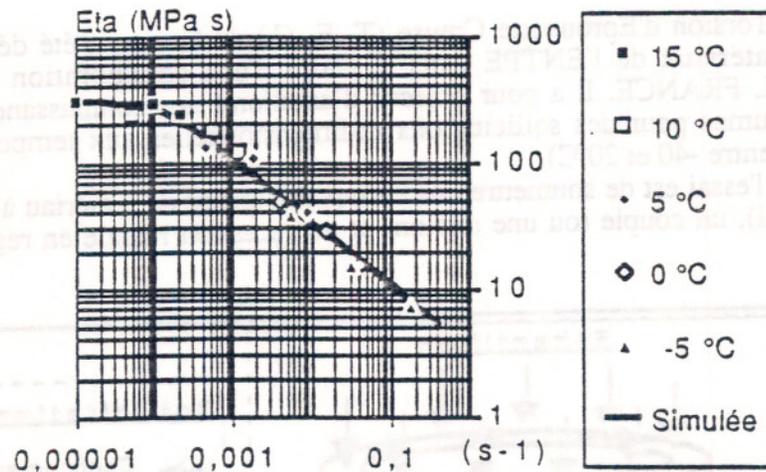


Figure 6 : Comparaison entre les viscosités apparentes simulées et celles obtenues expérimentalement par Addala (1989)

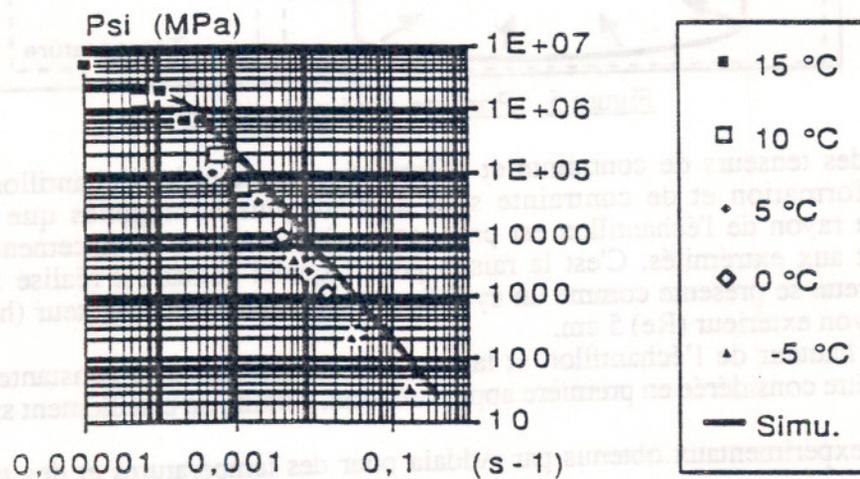


Figure 7 : Comparaison entre les premières différences de contrainte normales simulées et celles obtenues expérimentalement par Addala (1989)

Essais élongationnels (régime permanent)

Nous considérons les essais de compression ou de traction simple pour lesquels le seul élément non nul du tenseur de contrainte est σ_{11} et les trois éléments du tenseur vitesse de déformation pure non nuls sont :

$$D_{11} = D$$

$$D_{22} = -D/2$$

$$D_{33} = -D/2$$

L'équation différentielle reliant les deux variables D et σ_{11} est alors, pour notre modèle :

$$D = 2 \dot{\sigma}_{11} / 3 (E_0^2 + 8/3 \sigma_{11}^2)^{-0.5} + \sigma_{11} [E_0^2 + (2/3) \sigma_{11}^2]^{-0.5} / 3 E_0 \eta_0 \quad (18)$$

Pour les essais à contrainte constante, la vitesse de déformation simulée reste également constante.

L'application d'un écrasement seul (sans torsion) à l'aide de l'essai TEC permet d'obtenir une sollicitation élongationnelle telle que celle décrite ci-dessus, sous réserve que la transformation s'effectue sans variation de volume.

Nous avons représenté figure 8 la courbe maîtresse de la viscosité apparente en compression à une température de référence de 5°C et une pression de confinement nulle pour le bitume TOTAL 60/70 testé par Addala 1989. La courbe simulée en considérant les constantes obtenues en cisaillement simple est tracée sur cette figure.

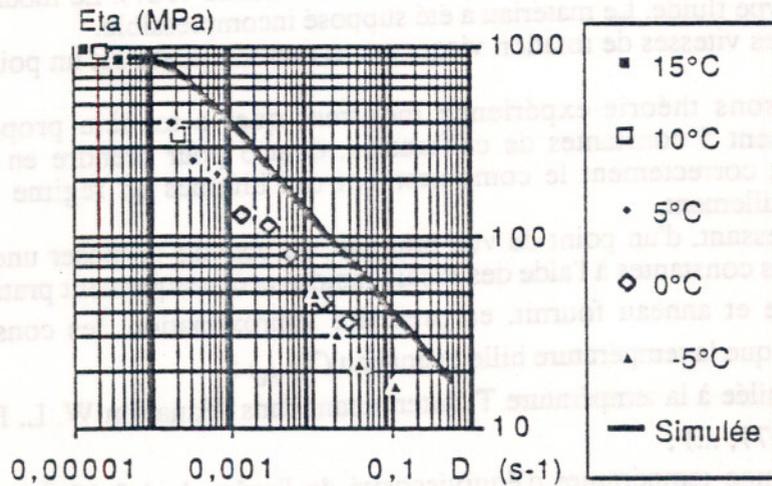


Figure 8 : Points expérimentaux obtenus par Addala 1989 et courbe maîtresse de viscosité apparente en compression simulée (température de référence 5°C)

Les valeurs simulées dans le domaine non linéaire sont environ le double de celles observées expérimentalement. Nous pensons que cet écart est dû aux hétérogénéités apparaissant au sein de l'échantillon lors de la sollicitation. En effet, les extrémités de l'échantillon adhèrent aux embases et l'échantillon prend une forme de "tonneau" lors de l'écrasement axial.

Régime transitoire

Les viscosités en cisaillement : $\eta_a^d(t) = \sigma_{12}(t)/\dot{\gamma}$ et élongationnelle : $\eta_e^d(t) = \sigma_{11}(t)/\dot{\epsilon}_{11}$ simulées pour 3 vitesses de cisaillement et 3 vitesses de déformation axiale, respectivement identiques 2 à 2, lors du démarrage des essais, pour le bitume 80/100 Testé par Attané et al à une température de 20°C, sont représentés figure (9).

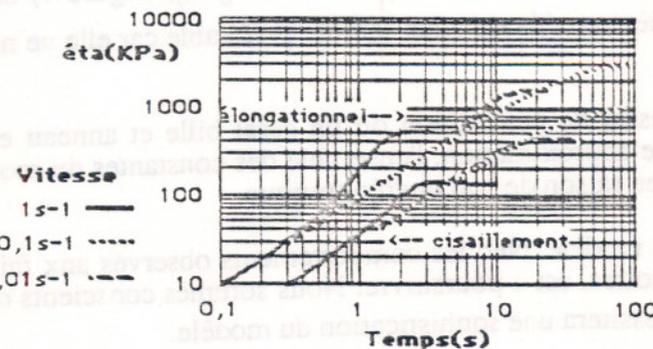


Figure 9 : Viscosités en cisaillement et élongationnelle : simulation

Nous constatons sur cette figure que la relation de Trouton : $\eta_a^d(t) = 3/\eta_e^d(t)$, est assez bien vérifiée par notre modèle, aux temps courts, ce qui est naturel puisque nous nous rapprochons alors d'un comportement viscoélastique linéaire isotrope. Ensuite, lorsque le régime non linéaire est abordé, les courbes de viscosité élongationnelle croissent uniformément alors que celles de viscosité en cisaillement présentent un léger pic pour les vitesses "fortes".

CONCLUSION

Nous nous sommes attachés à présenter une écriture simple de loi rhéologique pour les bitumes pouvant se déduire d'un formalisme plus général (Di Benedetto 1987). Le modèle proposé traduit un comportement de type fluide. Le matériau a été supposé incompressible.

La définition des vitesses de rotation visqueuse et non visqueuse est un point important restant à approfondir.

Les comparaisons théorie-expérience montrent que le modèle proposé pour le bitume comportant seulement 5 constantes de calibration, dont 3 pour prendre en compte l'effet de la température, décrit correctement le comportement des bitumes en régime permanent pour des sollicitations en cisaillement.

Il est très intéressant, d'un point de vue pratique, de pouvoir proposer une méthode simplifiée de détermination des constantes à l'aide des essais rapides et classiquement pratiqués.

L'essai de Bille et anneau fournit, en première approximation, les constantes η_0 et T_s car l'expérience montre que la température bille et anneau (T_{BA}) :

- peut être assimilée à la température T_s intervenant dans l'équation W. L. F. (Attané et al 1984, Vinogradov et al 1977, ...);

- correspond à une température d'équiviscosité de l'ordre de $1,5 \cdot 10^3$ Pas (Heukelom 1975, Attané et al 1984, ...).

D'autre part, de nombreuses corrélations expérimentales attestent que la température bille et anneau (T_{BA}) et la température pour laquelle la pénétration obtenue avec l'essai normalisé est 80 mm (T_{80}) sont très proches (Heukelom 1975, Van der poel 1954...). L'essai bille et anneau ou l'essai de pénétration fournissent donc deux constantes de notre modèle.

Les deux constantes A_1 et A_2 intervenant dans l'équation W. L. F. peuvent être choisies, pour une gamme de température supérieure à une température proche de T_{BA} , égales aux valeurs universelles initialement proposées par les auteurs ($A_1 = 8,86$ et $A_2 = 101,6$) (Heukelom 1975, Marvillet 1978, Attané et al 1984).

Nous pensons, d'autre part, que ces deux constantes (A_1 et A_2) doivent pouvoir être reliées à l'indice de pénétrabilité (I. P.) obtenu lors de l'essai de pénétration car ces 3 valeurs caractérisent le même phénomène physique.

La dernière constante E_0 peut être obtenue, simplement, soit en réalisant un essai de cisaillement avec mesure de l'effort normal à une vitesse faible, soit en mesurant la viscosité apparente à une vitesse élevée grâce à laquelle on déduit $\alpha_\eta \simeq 0,3$ (E_0/η_0) (figure 4) ou même à l'aide d'un essai élongationnel. La deuxième méthode nous semble préférable car elle ne nécessite pas d'appareil trop sophistiqué.

Pour résumer un essai de pénétration ou un essai bille et anneau et un essai de cisaillement fournissent, en première approximation, l'ensemble des constantes du modèle. Cette procédure, très simple, est à souligner en raison de son intérêt pratique.

La comparaison du modèle avec les comportements observés aux faibles températures, et pour des sollicitations transitoires, est à poursuivre. Nous sommes conscients qu'une bonne modélisation de ces phénomènes nécessitera une sophistication du modèle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Acierno D., La Mantia F. P., Marruci G., Titomanlio G. : *A non-linear viscoelastic model with structure-dependent relaxation times*, J. of Non Newtonian Fluid Mech., vol. 1, pp. 125-146, 1976.
- Addala F. : *Etude du comportement rhéologique des bitumes à moyenne et basse température. mise au point d'un nouvel essai de torsion compression d'éprouvette creuse (TEC)*, Thèse de Doctorat, ENTPE-INSA, 1989
- Attané P., Soucemarianadin A., Turrel G., Prudhomme J.B. : *Non linear behaviour of asphalts in steady and transient shear flow*, Rheol. Acta, n°23, pp. 297-310, 1984
- Alkonis J. J., Macknight W. J. : *Introduction to polymer visco-elasticity*, Ed. J. Wiley and Sons, 2e édition, 1983.
- Dafalias Y. : *A missing limit in the macroscopic constitutive formulation of large plastic deformation*, International Symposium Plasticity today, pp. 135-151, Udine, 1983.
- Di Benedetto H. : *Modélisation du comportement des géomatériaux ; application aux enrobés bitumineux et aux bitume*, thèse D. E., ENTPE-USMG-INPG, 1987.
- Di Benedetto H. : *Viscous part for incremental non linear constitutive laws*, 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Japon, avril 1985.
- Di Benedetto H., Addala F., Laradi N., Yan X.L. : *Bitumes et enrobés bitumineux*, Rapport scientifique du Greco CNRS Rhéologie des géomatériaux, I.M.Grenoble, pp. 200-208, 1988
- Dobson G. R. : J. Sci. Instrum, n°44, pp. 375-378, 1967.
- Ferry J.D. : *Viscoelastic properties of polymers*, John Wiley and Sons, 1980
- Gaskins F. H., Brodnian J. G., Philippoff W., Thellen E. : Trans. Soc. Rheol., n°4, pp. 265-278, 1960.
- Heukelom W. : *Une méthode améliorée de caractérisation des bitumes par leurs propriétés mécaniques*, Bulletin de Liaison du LCPC, n°76, pp. 55-64, 1975.
- Mandel J. : *Plasticité classique et viscoplasticité*, Springer-Verlay, Udine, 1971.
- Marvillet J. : *Viscosité et susceptibilité des bitumes*, Symposium du RILEM, Darmstadt, 1978.
- Persoz B. : *introduction à l'étude de la rhéologie*, Dunod, Paris, 1960.
- Soucemarianadin A. : *Comportement en cisaillement de bitumes et bitumes-polymères (Styreif)*, thèse de D. I., Grenoble, 1984.
- Van Der Poel C. : *A general system describing the visco-elastic properties of bitumens and its relation to routine test data*, J. Appl. Chem., mai 1954.
- Vinogradov G. V., Isayeu A. I., Zolotarev V. A., Verebskaya E. A., : *Rheological properties of road bitumen*, Rheological Acta, n°16, pp. 266-281, 1977.

MODELISATION DE L'EXTRACTION D'UNE NAPPE GEOTEXTILE

Philippe GOTTELAND, Pascal VILLARD, Jean-Pierre GOURC
(Equipe R. 3. G.) I.R.I.G.M. Université Joseph Fourier
BP 53x 38041 GRENOBLE CEDEX

MOTS CLES :

Ancrage, Géosynthétique, Interface, Modélisation, Validation

Résumé

Dans le cadre d'une étude expérimentale sur les phénomènes d'interaction Sol/Géosynthétique dans le cas des sols grossiers sont actuellement réalisés des essais d'extraction de nappe dans une cuve de grandes dimensions. La mise en oeuvre est longue et le nombre d'essais insuffisant pour permettre d'appréhender réellement le comportement à l'interface. Pour préciser l'influence de certains paramètres, deux logiciels de calcul ont été réalisés. Le premier utilise une méthode analytique, le second une méthode par éléments finis. Des simulations théoriques de l'essai d'extraction de nappe sont présentées et comparées aux résultats expérimentaux. A travers cette confrontation il est apparu nécessaire d'introduire des lois particulières. Nous utilisons des lois d'interface avec pic et radoucissement et des lois de comportement en traction du géosynthétique non linéaires. Les résultats et conclusions obtenus sont satisfaisants mais il paraît néanmoins indispensable de continuer l'expérimentation de manière à mieux cerner l'influence des paramètres intervenants.

Mots clés : Ancrage, Géosynthétique, Interface, Modélisation, Validation.

INTRODUCTION

Les développements et la diversification des produits géosynthétiques ont favorisé leur utilisation dans le secteur du Génie civil, aussi bien comme éléments de renfort, de drain ou d'anticontaminant. Mais certains paramètres physico-mécaniques comme par exemple la loi d'interaction Sol/Géosynthétique restent mal connus.

Ainsi pour prendre en compte les déformations des ouvrages renforcés, la méthode en déplacement développée conjointement par l'I.R.I.G.M. et le L.C.P.C. introduit un comportement en ancrage du géosynthétique de part et d'autre de la ligne de rupture (figure 1). Afin d'améliorer l'état de connaissance des phénomènes d'interaction Sol/Géosynthétique, une campagne d'essais dans une cuve de grandes dimensions a été réalisée dans le cadre d'une collaboration entre l'I.N.S.A. de Lyon et l'I.R.I.G.M. de Grenoble, sur un projet du G.R.E.C.O. "géomatériaux". Compte tenu de la bonne reproductibilité des essais nous avons pu utiliser cette étude expérimentale pour valider certaines hypothèses quant au comportement des lois d'interface Sol/Géosynthétique que l'on tentera d'appréhender et de vérifier par des simulations numériques.

MODELLISATION DE L'EXTRACTION D'UNE NAPPE

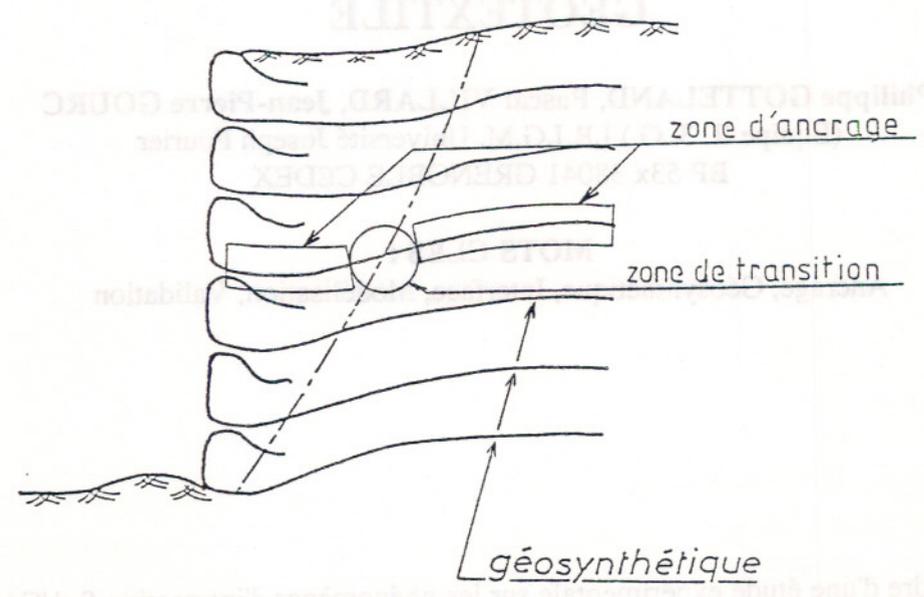
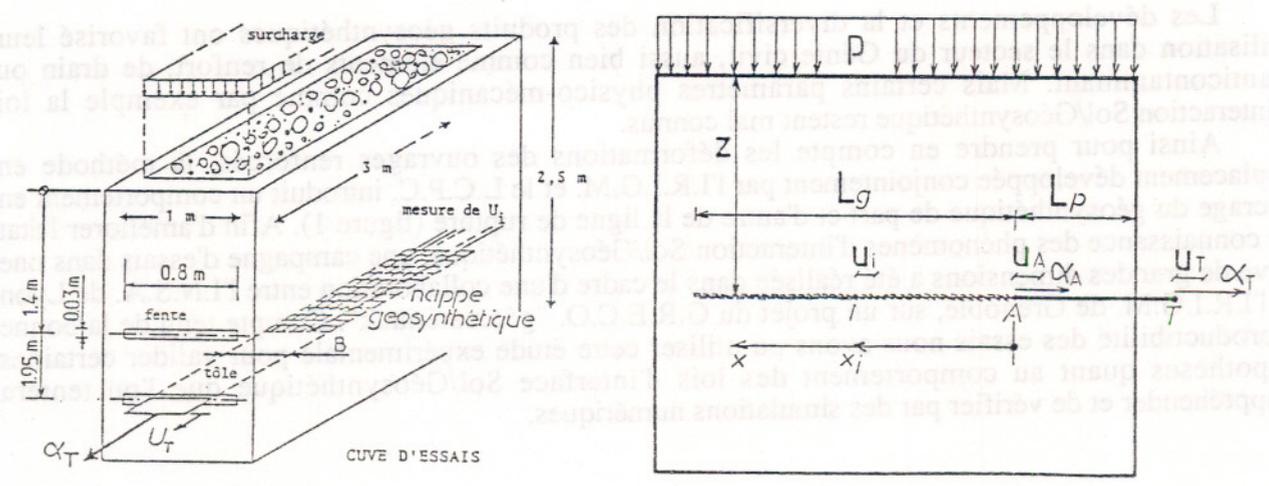


Figure 1 : Schématisation du fonctionnement en ancrage d'une nappe géosynthétique dans un massif multicouche.

LES ESSAIS EXPERIMENTAUX

Les essais expérimentaux réalisés à l'I.N.S.A. de Lyon dans une cuve de grandes dimensions sont des essais d'extraction de nappe. Deux essais sont possibles pour un même remplissage, l'un pour une profondeur d'enfouissement de la nappe z de 1.4 m, l'autre pour une profondeur d'enfouissement z de 1.95 m (figures 2) (Bourdeau et al [1], [2] et [3]).



Figures 2 : Cuve d'essais (I.N.S.A. de Lyon) et définition des paramètres.

L'extraction de nappe se réalise à vitesse constante (de l'ordre de 1 mm/mn) grâce à un vérin hydraulique de capacité 200 kN. L'effort total d'arrachement ramené ensuite au mètre linéaire de largeur de nappe (α_T kN/m) et le déplacement total correspondant (U_T m) sont mesurés en tête à la sortie de la cuve (figures 2). En tête de la nappe géosynthétique, on trouve une plaque d'acier permettant d'éviter tout effet de la face avant de la cuve d'essai sur la nappe.

Les déplacements de la nappe sont mesurés le long du géosynthétique par des fils métalliques fixés à des positions x_i régulièrement espacées (figures 2). Les fils sont isolés, dans des gaines protectrices permettant leur glissement sans frottement, et sortent à l'arrière de la cuve.

Le sol utilisé est constitué d'alluvions du Rhône, d'origine fluvio-glaciaire, provenant d'un chantier proche de la banlieue lyonnaise. Ce matériau, représentatif des matériaux utilisés pour la construction des remblais routiers régionaux a un comportement difficile à appréhender. Certaines des caractéristiques géotechniques ont pu être évaluées à partir d'essais de cisaillement et de frottement réalisés dans des cellules de grandes dimensions (Bourdeau et al 89 [4], Gotteland 91 [6]) (tableau I). Notons que le comportement de ce matériau grossier est fortement influencé par la taille de l'échantillon testé et que les résultats varient fortement d'un appareillage à l'autre.

	I.R.I.G.M.	I.N.S.A.
Angle de frottement Sol/Sol (Φ_s) (essai de cisaillement)	32°	35° pic 30° palier
Angle de frottement Sol/géotextile (Φ_g) (essai de frottement)	30°	35°

Tableau I : Valeurs moyennes des caractéristiques mécaniques mesurées.
(Essai de cisaillement ou de frottement : boîtier I.R.I.G.M. ou I.N.S.A.).

Deux produits géosynthétiques ont été jusqu'à présent testés, un géotextile tissé tricoté en fibres polyester de marque Rhône Poulenc Fibre (TT 150/50) (Figure 4) et une géogridde polyéthylène polypropylène de marque Tensar (SR2). Les essais sur la grille n'ont toutefois pas été concluants en raison de la rupture prématurée de la nappe.

Les caractéristiques à l'interface Sol/Géotextile ont été mesurées avec les appareillages de cisaillement direct I.N.S.A. et I.R.I.G.M. (tableau I). Dans la suite de notre présentation nous ne nous intéresserons qu'à un seul essai, représentatif de tous les essais effectués sur le géotextile TT, dont les caractéristiques principales sont résumées dans le tableau II. Des validations du même type ont été effectuées pour d'autres essais expérimentaux du programme.

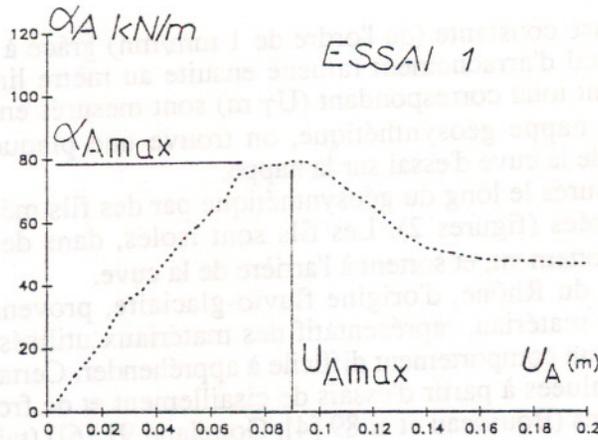
LES RESULTATS TYPES OBTENUS ET LES PROBLEMES POSES

Les résultats obtenus sont, dans un premier temps, l'évolution de l'effort d'arrachement α_T en fonction du déplacement U_T mesurés en tête de la plaque d'acier (figures 2). L'effort α_T intègre à la fois, la résistance apportée par la plaque d'ancrage de longueur initiale enterrée L_p et la résistance apportée par le géotextile. Des essais complémentaires réalisés sur les plaques d'acier ont permis d'éliminer leur influence, d'où l'obtention des courbes efforts en tête de nappe α_A en fonction des déplacements en tête de nappe U_A (courbes d'ancrage $\alpha_A(U_A)$).

A l'aide du système de mesure des déplacements par fils nous obtenons l'évolution des déplacements le long de la nappe géotextile. Nous présentons l'évolution du déplacement U_i en fonction du déplacement U_A pour des points (i) de la nappe d'abscisses initiales fixées : point (1) $x_1=0$ m (point A), point (2) $x_2=0.4$ m, point (3) $x_3=0.8$ m, point (4) $x_4=1.2$ m, point (5) $x_5=1.6$ m et point (6) $x_6=2$ m (extrémité de nappe) (figures 2).

L_p (m)	L_g (m)	B (m)	z (m)	p (kPa)	σ (kPa)
0,9	2	0,6	1,95	0	39

Tableau II : Caractéristiques de l'essai 1.



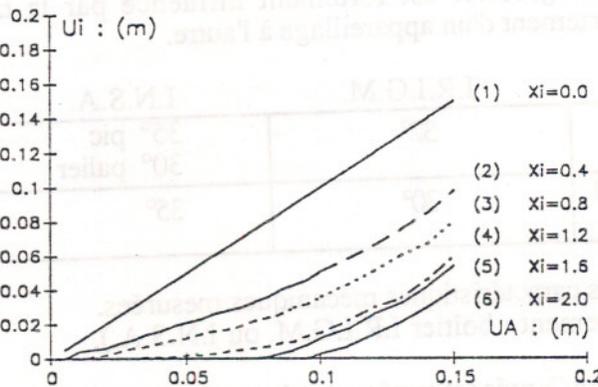
Figures 3 : Les résultats expérimentaux de l'essai 1.

Nous constatons (figures 3) comme pour chaque essai réalisé sur le géotextile TT que :

La courbe d'ancrage $\alpha_A(U_A)$ présente une valeur maximale α_{Amax} (de 79 kPa pour l'exemple présenté) et diminue ensuite de manière conséquente en fonction du déplacement croissant.

Les mesures des déplacements montrent que la nappe n'est pas entièrement mobilisée dès le début de l'essai. La longueur dite active (longueur effective de la zone en mouvement) notée L_a évolue progressivement vers la longueur totale de la nappe L_g .

Remarquons que dans le cas de l'essai présenté l'effort α_{Amax} ne correspond pas à la mobilisation de la longueur totale L_g ($U_6=0$).



MODELISATION THEORIQUE DE L'EXTRACTION DE NAPPE

L'équation d'équilibre d'une longueur élémentaire de nappe de largeur unitaire s'écrit :

$$\frac{d\alpha(x)}{dx} = -2 \cdot \tau(U(x))$$

Avec $\tau(U(x))$ la contrainte de frottement mobilisée pour un déplacement $U(x)$ et $\alpha(x)$ la tension dans le géotextile à la position d'abscisse initiale x .

La loi de comportement en traction du géotextile s'écrit :

$$\alpha(x) = -J(\epsilon(x)) \cdot \frac{dU(x)}{dx}$$

Avec $\epsilon(x)$ la déformation du géotextile à la position initiale x et $J(\epsilon(x))$ le module de raideur en tension sécant. Nous obtenons en combinant les relations précédentes l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d}{dx} \left(J(\epsilon(x)) \cdot \frac{dU(x)}{dx} \right) = 2 \cdot \tau(U(x))$$

Cette équation peut se résoudre analytiquement pour des cas simples, par exemple pour un comportement élastique linéaire du géotextile ($J(\epsilon(x)) = J$) nous avons :

$$\frac{d^2 U(x)}{dx^2} = \frac{2 \cdot \tau(U(x))}{J}$$

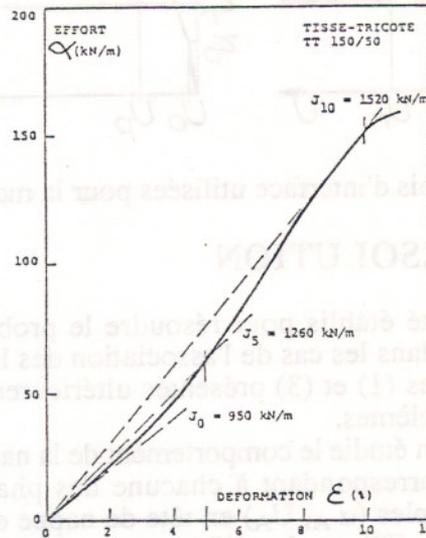
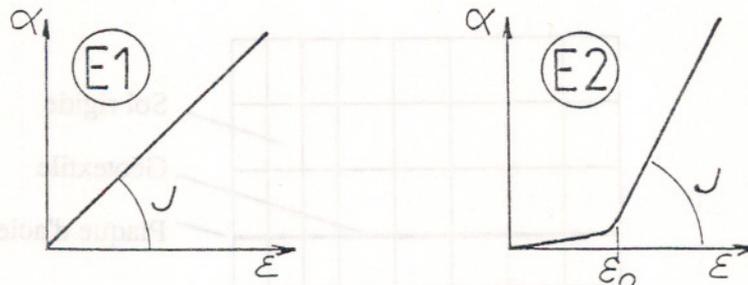


Figure 4 : Courbe de traction du géotextile seul (TT 150/50) sens chaîne.

Les lois que nous avons retenues pour la modélisation s'inspirent des résultats expérimentaux obtenus par des essais de traction sur nappe géotextile seule (figure 4) et par des essais de frottement Sol/Géotextile. Cependant l'utilisation des résultats expérimentaux des essais de frottement ne permet pas de retrouver certaines caractéristiques du comportement en extraction comme la présence d'un pic dans la courbe d'ancrage et la mobilisation progressive de la nappe géotextile. D'où la proposition de prendre en considération des lois d'interaction Sol/Géotextile et de comportement géotextile particulières. D'autres hypothèses concernant le caractère tridimensionnel du problème ou un comportement du sol non linéaire pourront être envisagées par la suite.

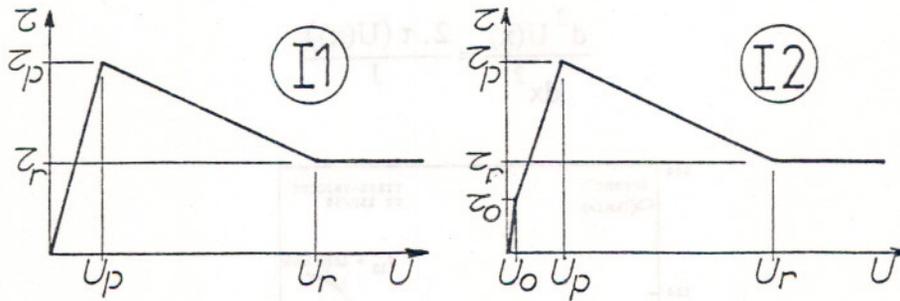
Les lois retenus sont :

- une loi de comportement en traction du géotextile de type élastique linéaire mono-module (E1) et une loi élastique non linéaire (E2) proche d'une loi bi-module (figures 5).



Figures 5 : Lois de comportements retenues pour la modélisation.

- une loi $\tau(U)$ caractéristique de l'interface Sol/Géotextile présentant une valeur de pic τ_p et une valeur résiduelle τ_r . Deux types de lois seront envisagées ; la loi (I1) et la loi (I2) (figures 6).



Figures 6: Lois d'interface utilisées pour la modélisation.

LES METHODES DE RESOLUTION

Deux codes de calcul ont été établis pour résoudre le problème d'extraction de nappe. La résolution analytique est possible dans les cas de l'association des lois de comportement (E1) et des lois d'interface (I1) et (I2) (modèles (1) et (3) présentés ultérieurement). La méthode par éléments finis s'applique à tous types de problèmes.

Dans la méthode analytique on étudie le comportement de la nappe géotextile en la découpant en différentes zones, chaque zone correspondant à chacune des phases linéaires du comportement d'interface. Nous obtenons les couples (α_A, U_A) en tête de nappe et les déplacements le long de la nappe. Notons que dans ce cas la loi (I2) est simplifiée ; nous considérons $U_0 = 0$.

Le code de calcul par éléments finis a été adapté au problème d'extraction de nappe par l'introduction d'une méthode itérative où l'on engendre, à chaque incrément de calcul des conditions de contact entre les zones en présence. Les lois de frottement traitées sont non linéaires et nécessitent pour la résolution des équations générales : $\{F\} = [Ku] \cdot \{U\}$ un système itératif. $\{F\}$ sont les efforts extérieurs aux noeuds, $\{U\}$ les déplacements nodaux et $[Ku]$ la matrice de rigidité elle-même fonction de l'état de déformation.

En ce qui concerne l'interface, chaque zone de contact est constituée de noeuds, les uns appartenant à la zone sub-jacente, les autres à la zone sous-jacente. Le contact entre ces zones est assuré dans le cas simple qui nous intéresse (surface de glissement plane avant et après déformation) par la génération d'éléments (entre deux noeuds voisins mais appartenant à des zones différentes) assimilables à des éléments ressorts de longueur nulle ; les uns dirigés dans la direction du glissement, les autres dans la direction perpendiculaire. Les premiers ont une rigidité variable, déduite à chaque itération des lois $\tau(U)$, les seconds ont une rigidité plus importante et assurent la non interpénétration des deux zones. Le système itératif permet par des approches successives de converger vers la solution. Les résultats présentés sont obtenus en supposant le sol élastique infiniment rigide. Nous présentons (figure 7) le maillage utilisé.

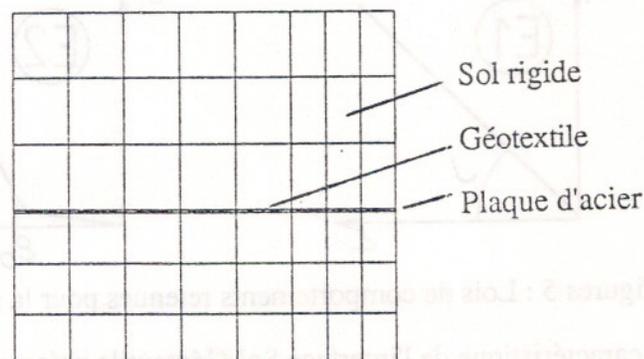


Figure 7 : Maillage utilisé.

Dans les cas d'existence d'une solution analytique, les résultats obtenus par les deux méthodes sont très voisins. Une petite différence subsiste car la méthode analytique suppose que la nappe est de longueur constante tout au long du calcul (longueur d'origine L_g), alors que la méthode par éléments finis prend en considération les efforts appliqués sur la nappe déformée, de longueur plus importante et variable en cours d'essai.

MODELISATION DE L'ESSAI D'EXTRACTION

Afin d'appréhender l'influence de certaines hypothèses sur le comportement à l'extraction de nappe nous avons considéré plusieurs simulations possibles (tableau III).

Modèle de Simulation	Loi J kN/m	Loi (E)			Loi (I)				
		ϵ_0 %	τ_0 kPa	U_0 m	τ_p kPa	U_p m	τ_r kPa	U_r m	
Modèle 1	1A	1000	0	0	0	28	0,02	12	0,10
	1B	1000	0	0	0	24	0,02	12	0,10
	1C	1000	0	0	0	21	0,02	12	0,10
Modèle 2	2A	1300	0,65	0	0	28	0,02	12	0,10
	2B	1300	1,5	0	0	24	0,02	12	0,10
Modèle 3	3A	1000	0	12	0,005	28	0,02	12	0,10
	3B	1000	0	12	0,005	24	0,02	12	0,10
	3C	1000	0	12	0	21	0,02	12	0,10
Modèle 4	4A	1300	0,65	12	210^{-5}	28	0,02	12	0,10
	4B	1300	1,5	6	0,005	24	0,02	12	0,15
	4C	1300	1,5	6	0,005	24	0,02	12	0,10
Modèle 5	5	1300	0,65	0	0	28	0,02		

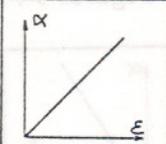
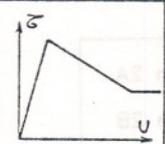
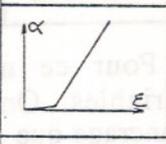
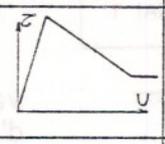
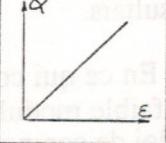
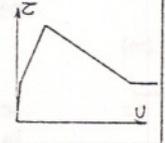
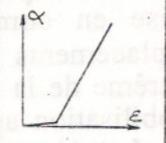
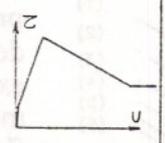
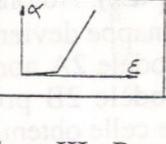
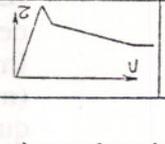
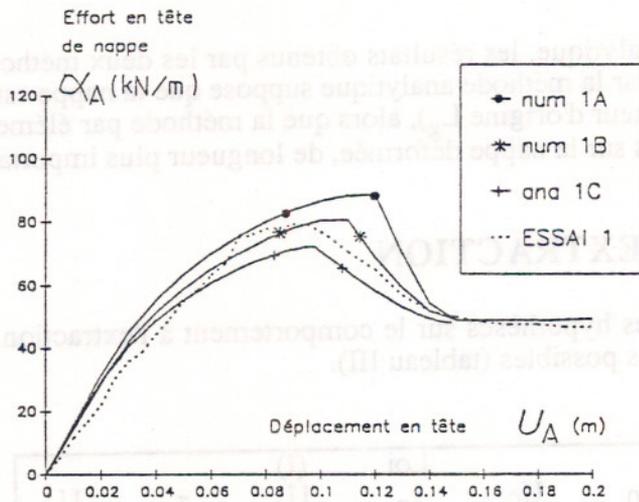
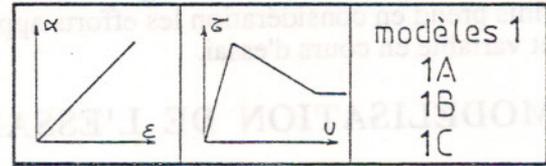
		modèles 1 1A 1B 1C
		modèles 2 2A 2B
		modèles 3 3A 3B 3C
		modèles 4 4A 4B 4C
		modèle 5

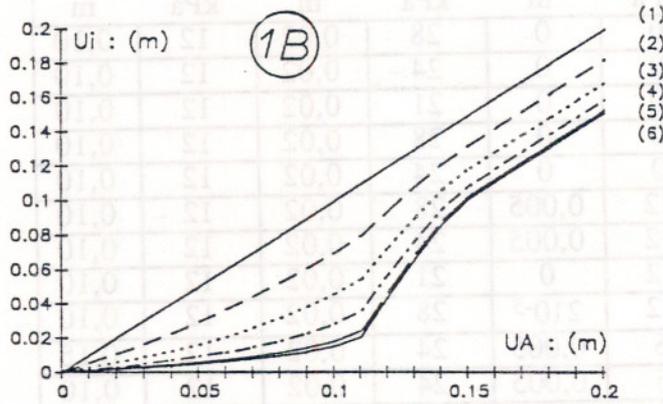
Tableau III : Paramètres des simulations retenues.



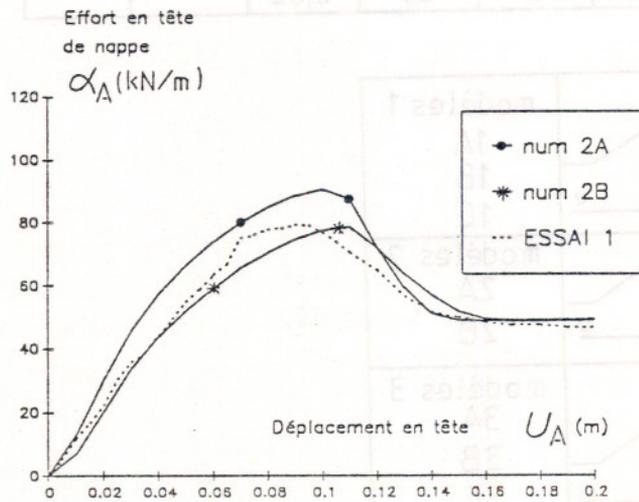
Figures 8 : Modèles 1.



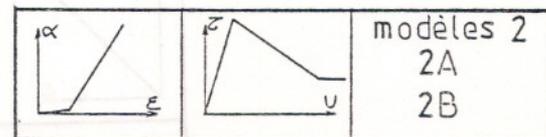
Nous constatons qu'une modélisation simple (résolution analytique possible) conduit à une assez bonne approximation de la courbe d'ancrage. Parmi les simulations proposées (τ_p variable), la meilleure approximation de la courbe $\alpha_A(U_A)$ est obtenue pour le modèle 1B ($\tau_p = 24$ kPa soit $\Phi_g = 30^\circ$).



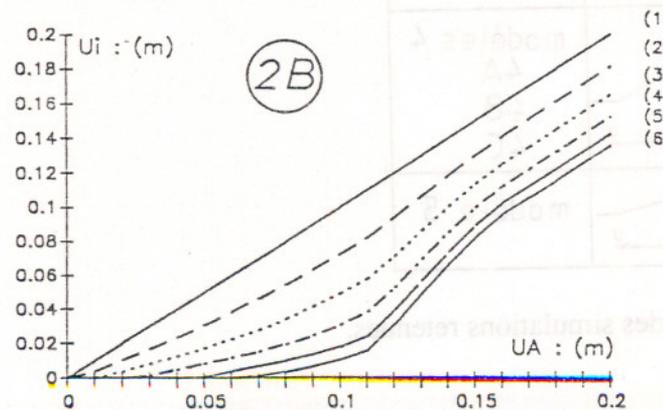
On remarque sur la courbe des déplacements (donnée uniquement pour le modèle le plus satisfaisant 1B) que les déplacements U_i s'initialisent dès le début de l'essai ce qui ne correspond pas aux phénomènes réellement observés (figures 3). Il apparaît donc nécessaire d'introduire de nouvelles lois de comportement pour justifier cette mobilisation progressive de la nappe.



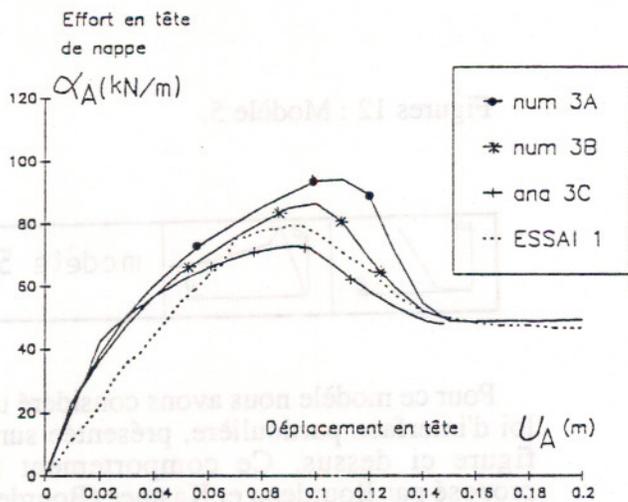
Figures 9 : Modèles 2.



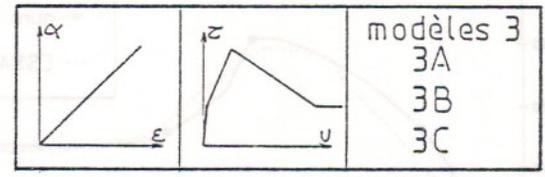
Pour ce modèle τ_p et ϵ_0 sont pris variables. On remarque sur la courbe d'ancrage que le modèle 2B donne de bons résultats.



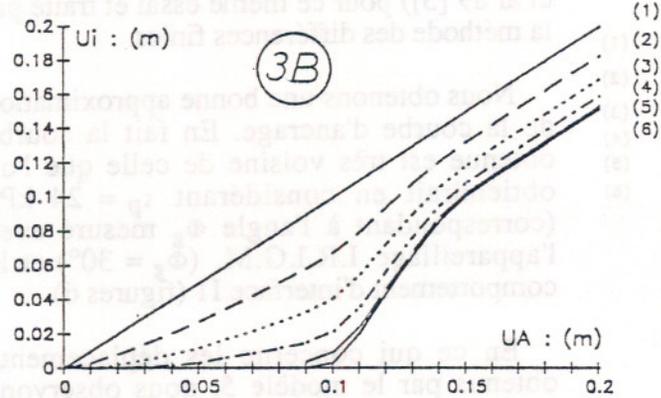
En ce qui concerne les déplacements U_i , le faible module initial pris en compte pour la loi de comportement du géotextile (loi E2, prise en compte d'un ϵ_0) induit des déplacements très faibles dans la partie extrême de la nappe en début d'essai ; la mobilisation apparaît comme progressive ($L_a < L_g$). Notons que le déplacement en bout de nappe devient sensible pour $U_A = 0,04$ m (modèle 2A non représenté) et $U_A = 0,07$ m (modèle 2B présenté) valeurs plus faibles que celle obtenue expérimentalement ($U_A = 0,10$ m) (figures 3).



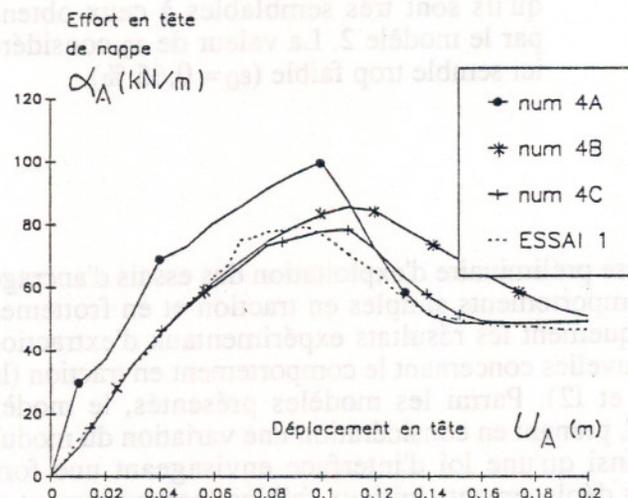
Figures 10 : Modèles 3.



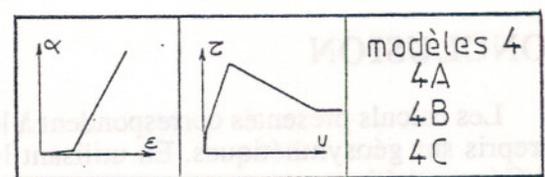
Par rapport aux modèles 1, les modèles 3 considèrent un $\tau_0 > 0$. Le modèle 3B ($\tau_p = 24$ kPa) donne une assez bonne approximation de la courbe d'ancrage excepté dans la phase initiale.



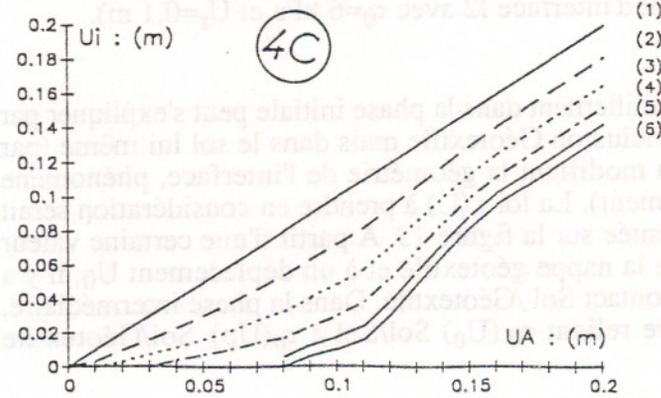
Les déplacements obtenus le long de la nappe sont progressivement initialisés. Avec la valeur de τ_0 retenue ($\tau_0 = 12$ kPa) l'extrémité de la nappe initialise son déplacement pour une valeur $U_A = 0,09$ m relativement proche de la valeur expérimentale ($U_A = 0,10$ m) (figures 3).



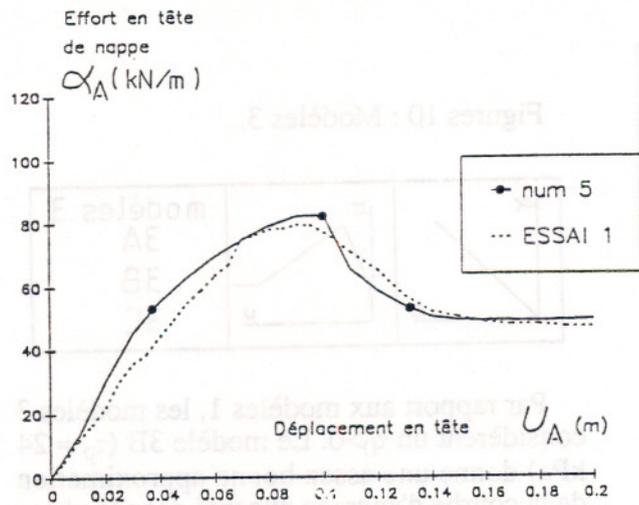
Figures 11 : Modèles 4.



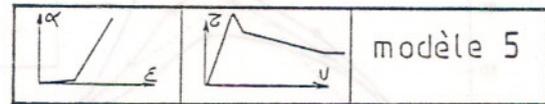
Compte tenu des résultats précédents, nous étudions l'effet combiné d'une part de τ_0 et ϵ_0 , d'autre part de U_r . Nous avons considéré une valeur de τ_0 plus faible que pour les modèles 3 ($\tau_0 = 6$ kPa) ainsi qu'une augmentation de la valeur de U_r ($U_r = 0,10$ m ou $U_r = 0,15$ m).



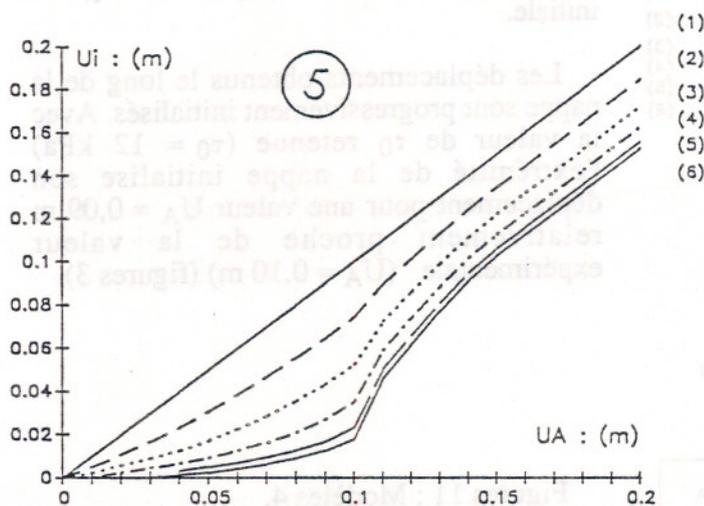
Les calculs en éléments finis étant réalisés en simple précision, nous limitons pour des problèmes d'arrondis de calcul, la pente initiale de la loi d'interface $\tau(U)$ en considérant $U_0 > U_p/100$ (modèles 4B et 4C). Les irrégularités du modèle 4A s'expliquent par une valeur de U_0 trop faible $U_0 = U_p/1000$.



Figures 12 : Modèle 5.



Pour ce modèle nous avons considéré une loi d'interface particulière, présentée sur la figure ci dessus. Ce comportement fut proposé par Bourdeau et Kastner (Bourdeau et al 89 [5]) pour ce même essai et traité par la méthode des différences finies.



Nous obtenons une bonne approximation de la courbe d'ancrage. En fait la courbe obtenue est très voisine de celle que l'on obtiendrait en considérant $\tau_p = 24$ kPa (correspondant à l'angle Φ_g mesuré avec l'appareillage I.R.I.G.M. ($\Phi_g = 30^\circ$) et le comportement d'interface I1 (figures 6).

En ce qui concerne les déplacements obtenus par le modèle 5, nous observons qu'ils sont très semblables à ceux obtenus par le modèle 2. La valeur de ϵ_0 considérée ici semble trop faible ($\epsilon_0 = 0,65\%$).

CONCLUSION

Les calculs présentés correspondent à la phase préliminaire d'exploitation des essais d'ancrages entrepris sur géosynthétiques. En utilisant les comportements simples en traction et en frottement Sol/Géosynthétique, on ne peut retrouver théoriquement les résultats expérimentaux d'extraction. D'où la nécessité de développer des hypothèses nouvelles concernant le comportement en traction (loi E2) et le comportement en frottement (lois I1 et I2). Parmi les modèles présentés, le modèle fournissant les meilleurs résultats est le modèle 4C, prenant en considération une variation du module du géotextile en fonction de la déformation, ainsi qu'une loi d'interface envisageant une forte augmentation de la contrainte mobilisée pour des déplacements initiaux faibles (comportement en traction E2, $\epsilon_0 = 1,5\%$ associé à un comportement d'interface I2 avec $\tau_0 = 6$ kPa et $U_r = 0,1$ m).

Justification de la loi d'interface (I2)

L'augmentation rapide de la contrainte de cisaillement dans la phase initiale peut s'expliquer par une rupture, qui n'aurait pas lieu au contact Sol/Inclusion Géotextile mais dans le sol lui même (par exemple en raison d'un festonnage de l'inclusion modifiant la géométrie de l'interface, phénomène qu'il resterait à mettre en évidence expérimentalement). La loi $\tau(U)$ à prendre en considération serait par conséquent proche de la courbe Sol/Sol présentée sur la figure 13. A partir d'une certaine valeur τ_0 correspondant à une mise à plat par tension de la nappe géotextile et à un déplacement U_0 , il y a transfert du plan de cisaillement vers le plan de contact Sol/Géotextile. Dans la phase intermédiaire, nous supposons que la loi de contact est linéaire reliant $\tau_0(U_0)$ Sol/Sol à $\tau_p(U_p)$ Sol/Géotextile (figure 13).

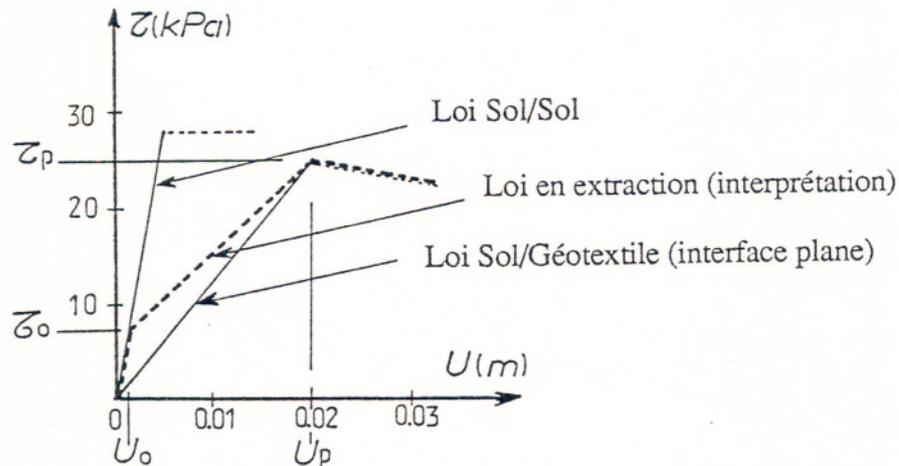


Figure 13 : Comportement à l'interface.

Justification de la loi de traction bimodule (E2)

Si ϵ_0 peut se justifier par l'existence d'un glissement dans la structure même du matériau (courbe de traction figure 4), il nous semble que la justification principale doit se trouver dans le phénomène de mise en tension du géotextile en extraction. La bande de géotextile de largeur initiale B doit pendant sa mobilisation subir une diminution de largeur évoluant le long de la nappe au fur et à mesure de l'augmentation du déplacement en tête.

Ce phénomène ne peut cependant pas être mis en évidence par les essais de frottement, où les échantillons géotextiles utilisés ont une largeur plus importante que la largeur du boîtier utilisé.

Il apparaît à l'heure actuelle nécessaire d'effectuer de nouveaux essais pour conforter ou infirmer nos résultats. Rappelons que le programme expérimental servant de base à l'étude de validation concerne des inclusions extensibles associées à une matrice de sol à grosse granulométrie, association de matériaux pour lesquels les études expérimentales et théoriques sont encore exceptionnelles.

Références bibliographiques

- [1] BOURDEAU Y., LAREAL P., 1987, , Rapport GRECO, " Nappes et barres de renforcement. Comportement à l'extraction", Rapport GRECO, pp 330 - 334.
- [2] BOURDEAU Y., LAREAL P., BAHLOUL F., 1988, "Comportement à l'extraction de nappes géosynthétiques de grandes dimensions", Rapport GRECO, pp 294 - 298.
- [3] BOURDEAU Y., LAREAL P., 1989, "L'intérêt du suivi de la déformée d'un géosynthétique sollicité en extraction dans un milieu grossier", Rapport GRECO, pp 302 - 307.
- [4] BOURDEAU Y., LAREAL P., MARSHAL J., 1989, "Résistance au cisaillement des alluvions du Rhône", 12^e Int. Conference on soil Mechanic and Fondation Engineering, RIO de JANEIRO, Vol. 1 pp 695 - 696.
- [5] BOURDEAU Y., KASTNER R., 1989, "Comportement en extraction d'une inclusion déformable. Détermination de la loi de cisaillement à l'interface", 3^{èmes} Entretiens Jacques Cartier, LYON - GRENOBLE.
- [6] GOTTELAND Ph., 1991, "Le renforcement des sols par géosynthétiques. Application aux massifs renforcés par multicouches.", Thèse de l'Université Joseph FOURIER (à paraître) GRENOBLE.