



HAL
open science

CONTRIBUTION A L'ETUDE DE L'ENDOMMAGEMENT DES GEOMATERIAUX : APPLICATIONS INDUSTRIELLES

Olivier Ple

► **To cite this version:**

Olivier Ple. CONTRIBUTION A L'ETUDE DE L'ENDOMMAGEMENT DES GEOMATERIAUX : APPLICATIONS INDUSTRIELLES. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2009. <tel-00464511>

HAL Id: tel-00464511

<https://theses.hal.science/tel-00464511v1>

Submitted on 17 Mar 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire HAL, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



HAL Authorization

MEMOIRE D'HABILITATION A DIRIGER LES RECHERCHES

Spécialité : Génie Civil

Présenté

A L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER DE GRENOBLE

Par

OLIVIER PLE

CONTRIBUTION A L'ETUDE DE L'ENDOMMAGEMENT DES GEOMATERIAUX : APPLICATIONS INDUSTRIELLES

Soutenue le 4 décembre 2009 devant la commission d'examen

L. LALOUI : Rapporteur	<i>Professeur</i>	EPF de Lausanne
P.H. HICHER : Rapporteur	<i>Professeur</i>	Gem, EC de Nantes
Y. BERTHAUD : Rapporteur	<i>Professeur</i>	P6, LMT ENS de Cachan
A. PANTET : Examineur	<i>Professeur</i>	IUT du Havres, LOMC
J. WEISS : Examineur	<i>Directeur de Recherche</i>	CNRS, LGGE Grenoble
P. VILLARD : Examineur	<i>Professeur</i>	IUT de Grenoble, 3S-R

Laboratoire 3S-R
CNRS/UJF/INPG – Grenoble Universités
BP 53
38041 Grenoble Cedex 9, France
Tel (33) 4 76 82 70 87 - Fax (33) 4 76 82 70 43

REMERCIEMENTS

J'adresse mes remerciements à Gérard Bernier, Sylvain Calloch, Francois Hild, Jacky Mazars, Adnan Ibrahimbegovic et Jean-Pierre Bournazel pour leurs contributions importantes à l'encadrement de tous les étudiants et thésards du Laboratoire de Mécanique et Technologie.

J'adresse mes remerciements à Jean-Pierre Gourc et Pascal Villard pour leurs contributions à l'encadrement des étudiants et thésards de l'ex-LIRIGM et du Laboratoire Sols, Solides, Structures et Risques. J'adresse mes remerciements à tous mes collègues de 3S-R et de l'IUT pour m'avoir aidé et soutenu tout au long de la réalisation de ce travail ainsi qu'à tous mes collègues Tunisiens et Brésiliens pour leurs contributions.

Je voudrais remercier tout particulièrement nos partenaires industrielles (Bouygues, EPI, Lafarge, Andra, Egis, Benedetti,...) pour avoir financé ce travail.

Enfin, je voudrais remercier tous les membres du jury d'avoir bien voulu évaluer mon travail.

SOMMAIRE

Introduction Générale	p 5	2.3 Effet d'un renforcement sur une argile en ISD	p 73
1 Comportement des bétons de poudres réactives fibrés (BFUHP)	p 7	2.3.1 Rôle d'un renforcement et références bibliographiques	
1.1 Usage et caractérisation des BFUHP	p 8	2.3.2 Sélection des matériaux	
1.1.1 Caractéristique et emploi		2.3.3 Résultats expérimentaux	
1.1.2 Hétérogénéité et perturbation des champs		2.3.4 Analyse pic et post-pic	
1.1.3 Structure interne des BFUHP		2.3.5 Application au cas de la flexion et conclusion partielle	
1.1.4 Schématisation du composite		2.4 Application industrielle	p 82
1.2 Modélisation de la structure du matériau	p 12	2.4.1 Présentation des essais en vraie grandeur	
1.2.1 Champs élastiques et modèles d'inclusion		2.4.2 Analyse des résultats des planches d'essais	
1.2.2 Solution en traction uniaxial		2.4.3 Expérience numérique	
1.2.3 Caractéristiques de l'inclusion		2.5 Conclusions	p 94
1.2.4 Localisation et critère de fissuration en sollicitation uniaxiale		2.6 Références	p 95
1.3 Caractérisation expérimentale	p 19	3 Perspectives	p 98
1.3.1 Optimisation des BFUHP et orientation des fibres		3.1 Introduction	p 98
1.3.2 Essais uniaxiaux sur éprouvettes droites et entaillées et confrontation numérique		3.2 Procédure numérique	p 98
1.3.3 Etude expérimentale du comportement en bitraction et modélisation		3.2.1 Modélisation du sable	
1.4 Application industrielle	p 32	3.2.2 Lois de contact et critère de rupture pour l'argile	
1.4.1 Hypothèses et schématisation		3.3 Application à un cas réel	p 104
1.4.2 Fracturation et endommagement de la structure		3.4 Références	p 106
1.4.3 Modélisation de la structure : méthode de superposition		Conclusion Générale	p 107
1.4.4 Méthode aux éléments finis		Curriculum Vitae Détaillé	p 110
1.4.5 Résultats expérimentaux, comparaisons numériques et conclusion partielle		Encadrements	p 113
1.5 Conclusions	p 41	Publications	p 115
1.6 Références	p 42	Enseignement	p 120
2 Analyse et comportement des sols fins renforcés ou non	p 45		
2.1 Caractéristiques des barrières argileuses en installations de stockage de déchets (ISD)	p 46		
2.1.1 ISD spéciaux ; site très faiblement radioactif (TFA)			
2.1.2 Choix du site et principe d'exploitation			
2.1.3 Principaux points techniques			
2.1.4 Références sur les barrières argileuses et réglementation			
2.2 Caractérisations expérimentales et numériques	p 54		
2.2.1 Généralités et préparation de l'argile			
2.2.2 Compactage de l'argile			
2.2.3 Résistance à la compression uniaxiale et analyse de ruine			
2.2.4 Essais triaxiaux			
2.2.5 Résistance à la traction : critère en contraintes totales			
2.2.6 Essais de flexion 4 points avec mesure de champ			
2.2.7 Expérimentation numérique sur l'essai de flexion : critère en déformation			

INTRODUCTION GENERALE

J'ai commencé mon activité d'enseignement et de recherche en 1993 lors de ma première année d'inscription en thèse au Laboratoire de Glaciologie et de Géophysique de l'Environnement (LGGE) de Grenoble. En parallèle (de 1993 à 1996), j'ai enseigné à temps plein en tant qu'agrégé titulaire de Génie Civil dans l'académie de Créteil. En 1996, j'ai été recruté sur un poste d'agrégé préparateur à l'Ecole Normale Supérieure de Cachan pour terminer ma thèse et mener un service d'enseignement de 192 heures équivalent TD. L'année de la soutenance de ma thèse (1998), j'ai été recruté sur un poste de Maître de Conférences à l'Ecole Normale Supérieure de Cachan et affecté au département Génie Civil. Après six années passées dans cet établissement, j'ai posé ma candidature à la mutation sur un poste de Maître de Conférences à l'Université Joseph Fourier et été affecté au département Génie Civil de l'UT de Grenoble (septembre 2002). Mon activité de recherche, continue depuis 1998, a été exercée dans trois laboratoires différents et m'a permis de bénéficier de la prime d'encadrement doctorale et de recherche (2004-2007). Mon parcours professionnel, d'abord orienté vers l'enseignement, est riche d'une expérience de 15 ans de professorat.

Concomitamment, j'ai occupé des responsabilités administratives en tant que co-responsable puis responsable du Magistère de Génie Civil de l'ENS de Cachan (1996-2000). Au moment du renouvellement de la direction du département génie Civil de l'ENS de Cachan (mai 2000), j'ai été proposé comme directeur adjoint. J'ai alors consécutivement exercé cette fonction sous la direction d'Alain Combescurre puis d'Adnan Ibrahimbegovic. A Grenoble j'ai pris, au sein du département Génie Civil de l'UT1, la responsabilité conjointe des poursuites d'études (100 étudiants concernés). Cette responsabilité administrative me permet de bénéficier de la prime de responsabilité pédagogique depuis 2007. Enfin, sur le plan national, j'ai pris la responsabilité, depuis 2003, du prix René Houpert des jeunes chercheurs en Génie Civil de l'Association Universitaire de Génie Civil (180 candidats en six ans, 36 finalistes et 30 lauréats).

Ces activités ont été menées conjointement avec les activités de recherche qui sont décrites dans ce rapport. Depuis ma titularisation en tant que Maître de Conférences, mes recherches ont été menées au sein de trois laboratoires. En premier lieu, au LMT (Laboratoire de Mécanique et Technologie, CNRS/ENS de Cachan, 1998-2002), puis au sein du LIRIGM (Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche Impliquant la Géologie et la Mécanique, EA/UJF de Grenoble, 2002-2006) et enfin, à la disparition du LIRIGM au sein du laboratoire 3S-R (Laboratoire Sols, Solides, Structures Risques, CNRS/UJF de Grenoble, 2007-2009).

Les thèmes de recherches y ont été développés avec la même stratégie. Ils se rapportent à l'étude de l'endommagement des géomatériaux. L'approche scientifique utilise une démarche classique allant de l'étude des matériaux à l'analyse d'une structure ou d'un ouvrage. Cette démarche associe toujours des expériences et des modélisations. Elle requiert des compétences multiples et répond à des exigences industrielles c'est pourquoi des partenariats sont nécessaires. Le premier a pour cadre le programme national « bétons réactifs » avec BOUYGUES, LAFARGE et RHONE POULENC (1998-2001). Il porte sur l'étude du comportement des bétons de fibres à ultra hautes performances. Il a été lancé conjointement par les industriels et le ministère et a rassemblé les trois principaux acteurs du développement des nouveaux matériaux béton du Génie Civil. Le deuxième partenariat associe l'ANDRA à EGIS-GEOTECHNIQUE et BENEDETTI dans le cadre d'un contrat CIFRE (2004-2008) et à pour objet l'étude du comportement des barrières argileuses des centres de stockages de déchets industriels spéciaux. Cette thématique d'actualité a aussi été placée dans un contexte international puisque deux coopérations ont été signés, l'une avec la Tunisie (EGIDE/CMCU) l'autre avec le Brésil (EGIDE/COFECUB). Ces collaborations ont permis des échanges d'enseignants et d'étudiants et des thèses en co-tutelles.

Le travail de recherche, associé à ces deux thématiques, a été porté depuis 1997 par les industriels (participation à six contrats industriels pour un total de 460 kEuros) et a contribué

à améliorer nos connaissances sur le comportement des géomatériaux et sur les mécanismes à l'origine de l'endommagement. C'est dans ce sens que les travaux de recherches seront présentés dans ce rapport. Ils ont été réalisés dans le cadre de travaux de thèse (5 thèses encadrées dont quatre soutenues) et de stages de recherche (12 stages Master Recherche depuis 1997). Outre la direction de ces travaux, ma contribution à ces recherches porte sur le développement de techniques de laboratoire et l'utilisation d'outils analytiques et numériques jusqu'à lors peu utilisés pour approcher le comportement de ces matériaux.

Après cette brève introduction, je parlerais dans une première partie du comportement des bétons fibrés à ultra haute performance (BFUHP). Ce travail de recherche, réalisée à plusieurs échelles, a parfaitement mis en évidence l'impact d'une hétérogénéité local sur le comportement global d'une structure. Dans une deuxième partie, je m'intéresserais au comportement des sols fins argileux renforcés ou non utilisés pour les couvertures des installations de stockage de déchets (ISD). Ce travail de recherche, dont la première partie a été soutenue en décembre 2008 a permis, entre autre, de définir pour l'argile un critère de flexion sans fissurations qui tient compte des conditions de mise en oeuvre.

Les deux parties s'articulent autour de chapitres qui décrivent le comportement des matériaux, les expériences réalisées et les confrontations modélisation-expérience. La démarche scientifique retenue, a conduit au développement d'expériences spécifiques souvent uniques et non-conventionnelles pour les matériaux étudiés (bitraction sur le béton et flexion sur l'argile). De plus, ce travail a utilisé des modélisations non usuelles, pour ces matériaux, dans lesquelles ont été intégrées les particularités relatives aux problèmes posés (couplages modèles d'inclusion et éléments finis, modélisations discrètes et matériaux cohérents). Dans les deux cas l'objectif était de maîtriser la mise en oeuvre et le comportement jusqu'à la ruine des matériaux afin d'optimiser leurs performances mécaniques.

1. Comportement des bétons de poudres réactives fibrés (BFUHP)

De 1998 à 2002, mon activité de recherche s'est orientée autour de l'expérimentation et de la modélisation des matériaux cimentaires innovants du Génie Civil ou bétons fibrés à ultra hautes performances (BFUHP). Une grande partie du travail a été consacrée à la mise au point d'essais de bitraction directe sur un BFUHP (chargement inhabituel et extrême pour un béton dans un cadre réglementaire). Ces essais ont été exploités en vue de modélisations non conventionnelles pour les matériaux du Génie Civil utilisant des modèles analytiques et des modèles numériques. Le point principal du travail effectué réside dans la modélisation des hétérogénéités à plusieurs échelles couplant un modèle d'inclusion d'Eshelby à un code aux éléments finis. Ces modélisations d'abord validées sur des essais de laboratoire ont ensuite été utilisées pour simuler le comportement d'éléments de structure (poutres préfabriquées).

Cette partie reprend les résultats publiés par Bayard *et al.* (2004, 2003, 2001, 2000), Plé *et al.* (2005, 2002) et Astudillo *et al.* (2002). Elle s'appuie sur les rapports de stage de recherche de Kanema (2002), Alvandi (2000), Bolzinger (1999), Bekhtaoui (1999), Astudillo (1998), sur le stage école de Nzaou (2001) et sur les mémoires de thèse de Olivier Bayard (16 janvier 2003) et d'Esteban Astudillo de la Véga (5 juin 2002).

Les questions posées par les industriels dans le cadre du programme étaient :

- Faisabilité d'essais de traction et de bitraction sur BFUHP ?
- Faisabilité d'une modélisation à plusieurs échelles ?
- Rôle des fibres sur le comportement mécanique ?
- Peut-on disposer d'un outil prédictif pour le comportement d'éléments de structure ?

1.1 Usage et caractérisation des BFUHP

1.1.1 Caractéristique et emploi

Les bétons fibrés à ultra haute performance sont constitués d'une matrice cimentaire compacte et homogène composée de fines (< 250 µm) et de fibres métalliques courtes (longueur = 13 mm et diamètre = 0,16 mm). Ces bétons à ultra haute performance (appelés BFUHP) sont des matériaux de résistance à la compression supérieure à 150 MPa (Richard, 1994). Ces caractéristiques élevées sont obtenues grâce à l'ajout de super-plastifiants et de fumée de silice. Ces adjuvants permettent de réduire le rapport eau/ciment et ainsi la porosité de la matrice cimentaire. Les paramètres à définir dans le choix des fibres sont : leurs natures, leurs longueurs, leurs sections, leurs formes, et leurs dosages pondéraux. L'ajout de fibres, lors de la mise en œuvre des constituants, permet d'apporter au matériau fini une certaine ductilité en traction en suppléant la perte de résistance de la matrice. Pour une ouverture limitée de la fissuration l'emploi de fibres à forte rigidité est nécessaire. Ce module d'élasticité élevé doit s'accompagner d'un transfert de charge performant. Pour cela la longueur des fibres est importante mais elle ne doit pas être contradictoire avec la mise en œuvre du matériau.

Depuis les travaux de Swamy (1974), Hughes (1976) et Venuat (1983) il est établi que l'élanement des fibres à travers le rapport longueur/diamètre joue un rôle central dans la maniabilité du mélange.

Le pourcentage critique pratique limitant la maniabilité peut être déterminé par la relation suivante :

$$P_{crit} < 3 \times L \times \phi \quad (1)$$

Avec L, la longueur des fibres et ϕ le diamètre des fibres. Ces matériaux réservés, il y a quelques années, à la préfabrication sont de plus en plus utilisés dans les travaux publics (Passerelle de Séoul). Offrant de nouvelles possibilités aux bureaux d'études, ces matériaux offrent des gains en poids avec la possibilité de réaliser des formes de plus en plus complexes. Pour le client, ils présentent aussi des avantages potentiels notamment en termes de durée de services accrus et donc de coût de maintenance plus faible.

1.1.2 Hétérogénéité et perturbation des champs

Le BFUHP est un matériau hétérogène. Il est constitué de deux éléments dont les comportements mécaniques sont différents. Dans un matériau homogène, les champs de contraintes sont uniformes ou suivent une évolution spatiale graduelle en fonction du chargement. A l'inverse, dans un matériau hétérogène les champs élastiques sont perturbés et subissent localement de fortes évolutions. Une hétérogénéité, même isolée, peut gouverner le comportement du matériau. La multiplication des hétérogénéités conduit à des amortissements ou des amplifications de la localisation qui peut devenir très rapidement dommageable pour la structure. La localisation des champs élastiques se fait généralement à proximité des fibres comme le montre la figure ci-dessous ou le pilotage de la fissure s'est produit en fonction de la présence des fibres.

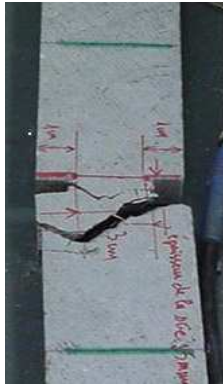


FIG. 1 : Pilotage de la fissure par les fibres, traction directe sur éprouvette de BFUHP entaillée d'après Alvandi et Bayard (2000).

1.1.3 Structure interne des BFUHP

Les propriétés du matériau sont intimement liées à la structuration interne de ce composite. Cette structuration évolue avec le processus de mise en œuvre. Le composite est constitué de fibres performantes dont la fraction volumique est comprise entre 0,4% et 4%. Un élanement important (> 80) associé à une fraction volumique forte (2% pour le Ductal A) fait du mélange une solution concentrée de fibres (figure 2).

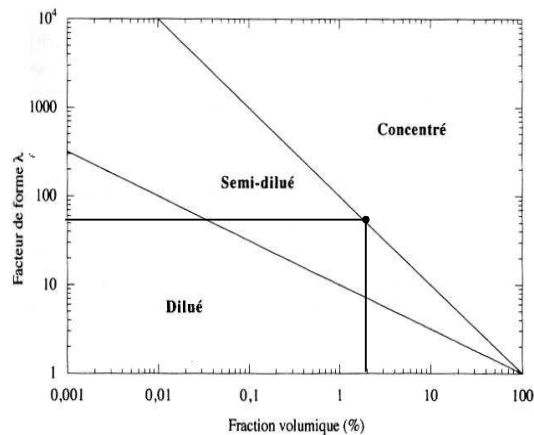


FIG. 2 : Solution du mélange fibre-matrice en fonction de la fraction volumique et de l'élanement des fibres d'après Meslin (1997).

Il en résulte une répartition des fibres non uniforme et une orientation non aléatoire au sein de la structure. Ce fait a été constaté sur des sections d'éprouvettes où l'on a mesuré l'orientation des fibres par rapport au sens du coulage (figure 3).

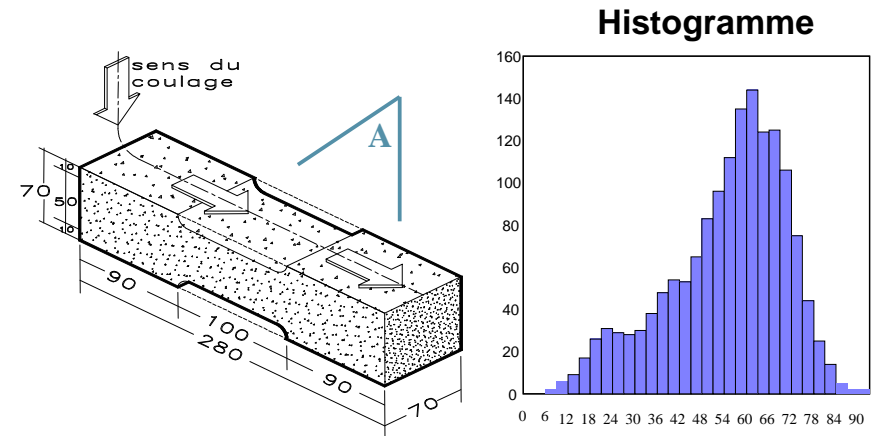


FIG. 3 : Fréquence d'apparition des angles en nombre de fibres par rapport à la direction du coulage d'après Astudillo (1998).

De plus la mise en œuvre du matériau induit un alignement local des fibres courtes et la formation d'amas de fibres de 20 à 40 mm (Quemada, 1986). Cette constatation a aussi été faite sur des éprouvettes fibrées mise en œuvre au LMT par Bayard et Plé (2000). Les dimensions de l'amas étaient de l'ordre de $1,5 \times$ longueur des fibres (figure 4).

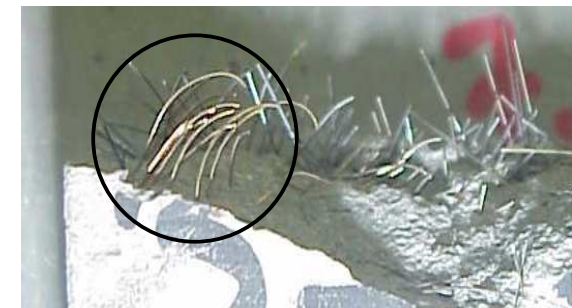


FIG. 4 : Formation d'amas de fibres de l'ordre de 20 mm d'après Bayard (2000).

1.1.4 Schématisation du composite

Il est à constater que le composite présente une isotropie transverse locale liée à la symétrie de révolution de la fibre droite. De plus, le composite présente une isotropie méso-locale liée à l'ensemble des fibres parallèles dans l'amas. Si la fibre présente une

hétérogénéité locale, l'amas de fibre présente lui une hétérogénéité méso-locale qui conduit l'ensemble du composite à une hétérogénéité globale.

Quand la structure a des dimensions très supérieures à la taille de l'amas de fibres, elle peut être considérée comme homogène. Un processus dit d'homogénéisation permet alors de déterminer les caractéristiques du matériau homogène équivalent. La loi de comportement s'obtient en définissant un volume élémentaire représentatif. Si l'hétérogénéité est de l'ordre de la taille de la structure (pré-dalles mince de 2 cm en Ductal A) les champs élastiques sont perturbés aux abords de cet amas et influent sur l'équilibre global. La structure est alors globalement hétérogène car la taille de l'hétérogénéité n'est pas négligeable. De ce fait, l'emploi d'un volume élémentaire représentatif est proscrit.

Dans les BFUHP nous distinguons trois échelles d'observation :

- L'échelle microscopique qui correspond à la taille de la fibre,
- L'échelle mésoscopique qui correspond à la taille de l'amas,
- L'échelle macroscopique qui correspond à la taille de la structure.

Toutes ces échelles étant très rapprochées, nous choisissons de décrire à plusieurs échelles la morphologie interne de la structure à l'aide de cellules comportant chacune un amas de fibres orientés. Nous utiliserons, pour cela, une technique semi analytique qui permet de décrire la structuration du matériau selon les schématisations ci-dessous (figure 5 et figure 6).

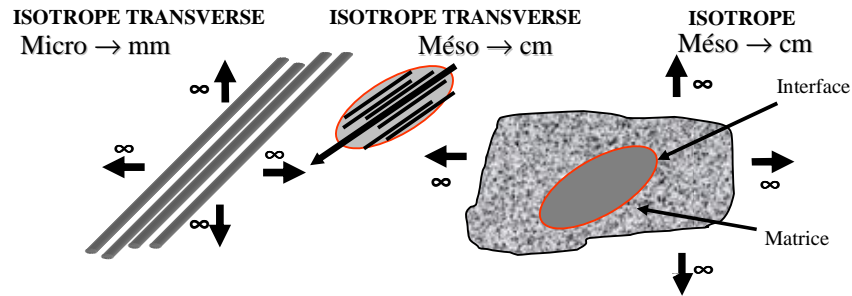


FIG. 5 : Schématisation de la structuration du matériau à l'échelle micro et mésoscopique.

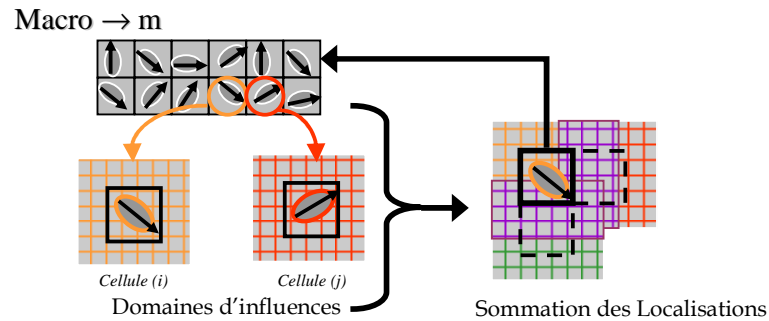


FIG. 6 : Schématisation à l'échelle de la structure et superposition des influences.

Les comportements seront rendus à plusieurs échelles par des lois d'interactions.

1.2 Modélisation de la structure du matériau

1.2.1 Champs élastiques et modèles d'inclusion

L'interaction entre une hétérogénéité et le milieu qui l'entoure est à l'origine des déformations et concentrations de contraintes. Ces concentrations constituent dans la majorité des cas des sources de fissuration qui provoquent la ruine de la structure. La prise en compte de la modification des champs élastiques autour d'une hétérogénéité donne une information sur la fissuration à venir. Nous pouvons approcher la forme de ces champs élastiques à l'aide de la méthode de l'inclusion équivalente, ou méthode des déformations propres (Eshelby, 1957). L'inclusion est assimilée à une hétérogénéité dans un milieu homogène isotrope infini. Pour le cas des BFUHP, l'amas de fibres sera pris pour une inclusion ellipsoïdale, la matrice environnante pourra être un milieu homogène équivalent infini ou semi-infini (Mindlin, 1950). Le schéma retenu est présenté sur la figure ci-dessous.

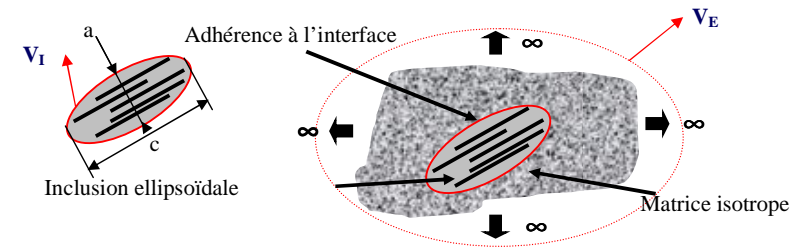


FIG. 7 : Modèle d'inclusion ellipsoïdale d'Eshelby en 3D.

La forme de l'inclusion est définie par son élanement de la façon suivante :

$$\rho = c/a \quad (2)$$

La répartition des fibres dans l'inclusion est définie par l'équation suivante :

$$f_i = f \times V_E / V_I \quad (3)$$

La résolution du problème de l'inclusion nécessite la définition d'une base locale (1, 2, 3) attachée à l'inclusion et d'une base globale (I, II, III) attachée à la matrice selon le schéma ci-dessous.

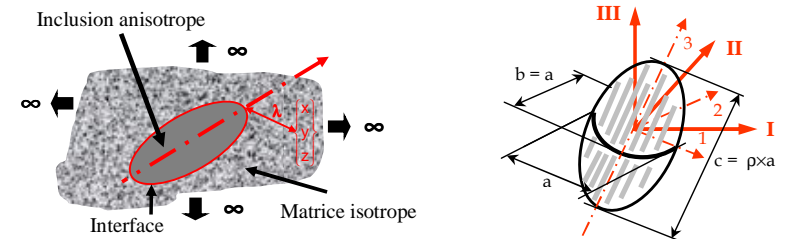


FIG. 8 : Changement de base pour le calcul de l'inclusion.

L'axe 3 de l'inclusion fait un angle α avec l'axe III et un angle ψ avec la direction I. La relation entre les contraintes locales et les contraintes globales est écrite sous la forme suivante :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix}_{(1,2,3)} = \mathbf{Q} \begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix}_{(I,II,III)}, \quad \mathbf{Q} = \mathbf{h}(\mathbf{P}^T, \mathbf{P}) \quad (4)$$

Avec la matrice de passage :

$$\{1,2,3\} = \mathbf{P} \times \{I,II,III\} \times \mathbf{P}^T \quad (5)$$

En suivant le développement d'Eshelby (1957) pour l'inclusion et celui de Mura (1982), la solution du problème est écrite en utilisant les coordonnées cartésiennes (x,y,z) et λ dans le repère local $\{1,2,3\}$. Avec $\lambda = 0$, la solution qui satisfait la continuité des déplacements à l'interface entre la matrice et l'inclusion est écrite dans le repère local sous la forme :

$$\varepsilon^i = \varepsilon^{\infty} + \mathbf{S} [\mathbf{R}_M - (\mathbf{R}_M - \mathbf{R}_I) \mathbf{S}]^{-1} [\mathbf{R}_M - \mathbf{R}_I] \varepsilon^{\infty} \quad (6)$$

Dans cette expression, \mathbf{S} est le tenseur d'Eshelby (1957), \mathbf{R}_M et \mathbf{R}_I représentent respectivement les rigidités de la matrice et de l'inclusion. Dans cette expression nous remarquons que les déformations sont uniformes à l'intérieur de l'inclusion. En prenant en compte le développement de Mura (1982), la solution à l'interface pour les points appartenant à la matrice est donnée sous la forme suivante :

$$\varepsilon^M = \varepsilon^{\infty} + \mathbf{D} [\mathbf{R}_M - (\mathbf{R}_M - \mathbf{R}_I) \mathbf{S}]^{-1} [\mathbf{R}_M - \mathbf{R}_I] \varepsilon^{\infty} \quad (7)$$

Dans cette expression \mathbf{D} est donné par Mura (1982) :

$$D_{ijkl} = \frac{1}{8\pi(1-\nu_M)} \{ \varphi_{,kij} - 2\nu_M \delta_{ki} \varphi_{,j} - (1-\nu_M) [\varphi_{,kij} \delta_i + \varphi_{,k} \delta_j + \varphi_{,i} \delta_j + \varphi_{,i} \delta_j] \} \quad (8)$$

Dans cette expression, ν_M est le coefficient de Poisson de la matrice et φ et ϕ sont des intégrales elliptiques dont les expressions analytiques sont données par Ferrers (1877) et Dyson (1981).

1.2.2 Solution en traction uniaxial

En considérant simplement la sollicitation de chargement suivant l'axe III et pour une inclusion ellipsoïdale sous une contrainte à l'infini, les contraintes dans l'inclusion dans le repère global sont données sous la forme suivante :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix}_I = \left\{ \mathbf{Q}^T \mathbf{R}_I \mathbf{Q} \mathbf{R}_M^{-1} + \mathbf{Q}^T \mathbf{R}_I \mathbf{S} [\mathbf{R}_M - (\mathbf{R}_M - \mathbf{R}_I) \mathbf{S}]^{-1} [\mathbf{R}_M - \mathbf{R}_I] \mathbf{Q} \mathbf{R}_M^{-1} \right\} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \sigma \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (9)$$

De la même façon, les contraintes dans la matrice à l'interface inclusion-matrice sont données sous la forme suivante :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix}_M = \left\{ \mathbf{1} + \mathbf{R}_M \mathbf{Q}^{-1} \mathbf{D} [\mathbf{R}_M - (\mathbf{R}_M - \mathbf{R}_I) \mathbf{S}]^{-1} [\mathbf{R}_M - \mathbf{R}_I] \mathbf{Q} \mathbf{R}_M^{-1} \right\} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \sigma \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (10)$$

Dans ces expressions, \mathbf{S} et \mathbf{D} (tenseurs de localisation) sont donnés pour une inclusion ellipsoïdale.

1.2.3 Caractéristiques de l'inclusion

Le comportement de l'inclusion est fonction de l'orientation et du pourcentage volumique des fibres. Nous considérons l'amas de fibres équivalent à une inclusion homogène et isotrope transverse. La raideur équivalente de l'inclusion est semblable à celle d'un milieu infini comprenant des fibres de longueur infinies alignées et équidistantes dans une matrice de BUHP. La schématisation retenue est la suivante :

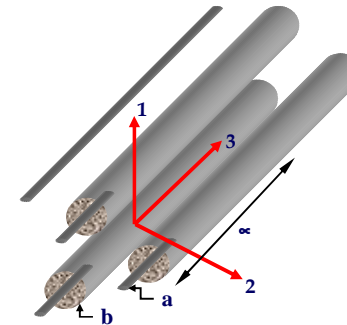


FIG. 9 : Modèle cylindrique à deux et trois phases retenu pour l'inclusion avec a et b les rayons des fibres et de la matrice autour de la fibre.

En utilisant le modèle de Christensen (1979) à deux et trois phases (figure 9) il est possible de tenir compte des influences entre les fibres et la matrice. La raideur de l'inclusion est donnée par une homogénéisation basée sur le modèle des cylindres. La continuité des déplacements et des contraintes normales est imposée à l'interface et les formules sont établies pour tous les coefficients de la matrice de raideur. A titre d'exemple nous donnons la valeur du module d'Young dans la direction des fibres (E_{33}) sous la forme suivante :

$$E_{33} = (1-f_F)E_M + f_F E_F + (4f_i(1-f_F)(v_F - v_M)2\mu_M) / \{[(1-f_F)\mu_M / (k_F + \mu_F/3)] + [f_F\mu_M / (k_M + \mu_M/3)] + 1\} \quad (11)$$

$$\mu_M = E_M / (2 + 2v_M); k_M = E_M / (3 - 6v_M); \mu_F = E_F / (2 + 2v_F) \text{ et } k_F = E_F / (3 - 6v_F) \quad (12)$$

En utilisant $E_M = 50$ GPa, $E_F = 210$ GPa, $v_M = 0,18$, $v_F = 0,3$ et $f_F = f_i = 35\%$, les coefficients de la matrice de raideur pour l'inclusion dans la base locale sont données de la façon suivante :

$$R_I = 10^4 \begin{pmatrix} 5,58 & 1,25 & 1,28 & 0 & 0 & 0 \\ 1,25 & 5,58 & 1,28 & 0 & 0 & 0 \\ 1,28 & 1,28 & 5,98 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4,36 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4,36 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4,33 \end{pmatrix}_{\{1,2,3\}} \text{ MPa} \quad (13)$$

Dans ces conditions, en élasticité, les relations entre contraintes et déformations dans l'inclusion sont données dans le repère local de la façon suivante :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = R_I \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix}_{\{1,2,3\}} \quad (14)$$

Nous pouvons déterminer la localisation dans l'inclusion en utilisant de nouveau le modèle d'Eshelby (1957). Il s'agit de définir une fibre comme étant une inclusion dans un milieu transverse selon le schéma de la figure ci-dessous.

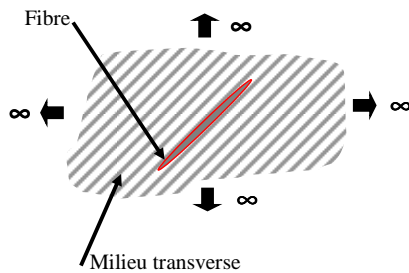


FIG. 10 : Modèle d'inclusion pour l'amas de fibre.

La solution analytique est exprimée avec les fonctions de Green et en utilisant une homogénéisation par auto-cohérence la rigidité équivalente de l'inclusion est donnée par la formule suivante :

$$R_I^{eq(n+1)} = R_M + f(R_I - R_M) : [(R_I^{eq(n)} - R_F)^{-1} : R_I^{eq(n)}] : [(R_I^{eq(n)} - R_F)^{-1} : R_I^{eq(n)} - S_I]^{-1} \quad (15)$$

$$\text{avec } R_I^{eq(n=0)} = R_M \text{ et } R_I^{eq(n)} \rightarrow R_I^{eq} \text{ quand } n \rightarrow \infty \quad (16)$$

Dans cette expression n représente le nombre de fibres. En prenant les valeurs numériques précédentes nous obtenons pour le tenseur de localisation et la matrice de raideur équivalente de l'inclusion les résultats suivants exprimés en MPa:

$$S_I = 10^{-2} \begin{pmatrix} 58,5 & 41,5 & -0,72 & 0 & 0 & 0 \\ 41,5 & 58,5 & -0,72 & 0 & 0 & 0 \\ -0,72 & -0,72 & 6,9 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 16,5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 16,5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 25,5 \end{pmatrix}_{\{1,2,3\}} \quad (17)$$

Et pour la rigidité :

$$R_I^{eq} \{n=1\} = 10^4 \begin{pmatrix} 5,6 & 1,1 & 1,3 & 0 & 0 & 0 \\ 1,1 & 5,6 & 1,3 & 0 & 0 & 0 \\ 1,3 & 1,3 & 6,3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4,4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4,4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4,4 \end{pmatrix}_{\{1,2,3\}} \quad (18)$$

Il est à noter que ce résultat est très comparable à celui déterminé précédemment en utilisant les formulations de Christensen (1979). Dans la suite de l'étude nous ne retiendrons que la matrice de rigidité donnée par les résultats de l'équation 18.

1.2.4 Localisation et critère de fissuration en sollicitation uniaxiale

Un chargement en extension est imposé à la cellule dans la direction de l'axe III. La déformation à l'infini est notée ε^∞ . Dans ces conditions, les déformations principales dans l'inclusion et la matrice à l'interface sont données dans le repère global par l'équation suivante :

$$\det(\varepsilon - \Lambda I) = 0 \quad (19)$$

Dans cette expression Λ est le tenseur identité. Compte tenu des incompatibilités de déformation entre l'amas de fibre et la matrice ou la fibre et la matrice dans l'inclusion, la fissuration se produira aux interfaces. Le critère de fissuration retenu (Mazars, 1984) s'écrit en déformation équivalente de la façon suivante :

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\langle \varepsilon_1 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_2 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_3 \rangle_+^2} \quad (20)$$

Dans cette expression $\langle \varepsilon_i \rangle_+$ représente la déformation principale d'extension dans la direction i . Nous pouvons déterminer pour tous les points de la cellule la déformation équivalente en fonction de l'angle ψ et α de l'inclusion. Une fissure se formera en extension si la déformation équivalente dépasse la déformation critique.

Pour $\psi = 0^\circ$ et α compris entre 0° et 90° , nous pouvons établir un critère de nucléation en fonction de la forme de l'inclusion (variable ρ) et en fonction du pourcentage de fibre dans la cellule. Dans les deux cas, les fissures se formeront majoritairement à l'interface fibre-matrice dans l'inclusion comme le montre les schémas des figures 11 et 12.

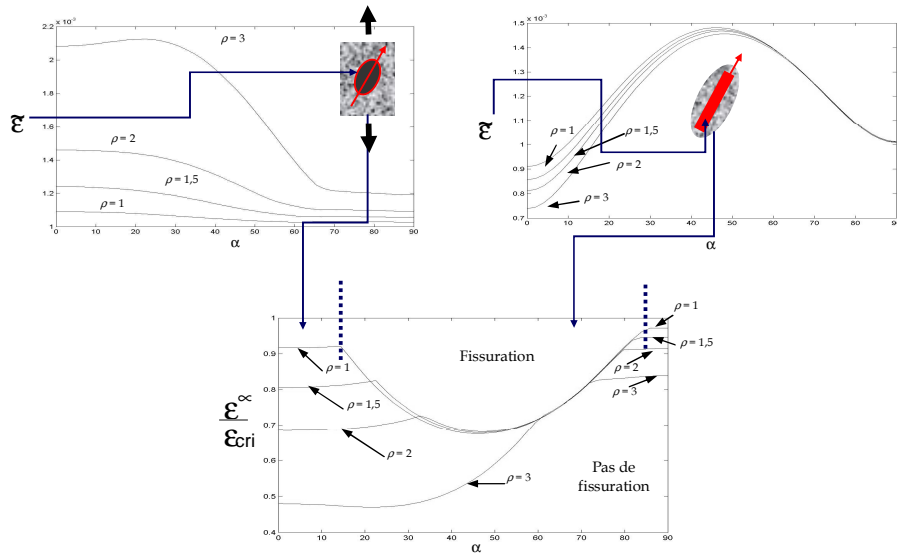


FIG. 11 : Déformation équivalente aux interfaces en fonction de ρ et critère de fissuration d'après Bayard (2003).

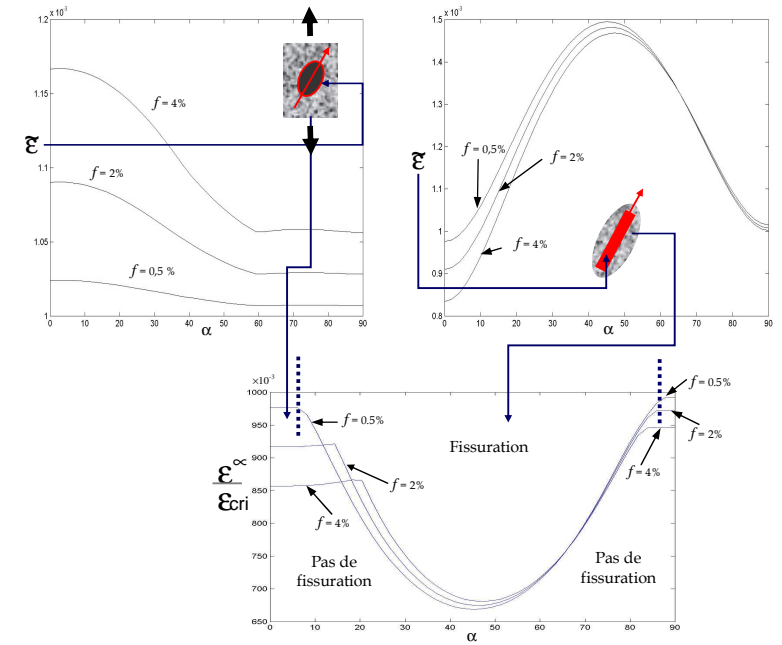


FIG. 12 : Déformation équivalente aux interfaces en fonction de f et critère de fissuration d'après Bayard (2003).

A titre d'exemple, pour une inclusion sphérique ($\rho = 1$) avec un pourcentage de fibres dans la cellule de 2% (cas du Ductal A), la fissure apparaîtra pour un angle de 48° . Dans ces conditions, $\varepsilon_{eq}/\varepsilon_c$ est égale à 0,68 ce qui est suffisant pour ouvrir une fissure en extension quand la déformation équivalente critique de la matrice est de 10^{-4} .

1.3 Caractérisation expérimentale

1.3.1 Optimisation du BFUHP et orientation des fibres

A partir d'un plan d'expérience, un ensemble de 115 essais de traction directe, contenant 23 formulations de BFUHP, ont été envisagés afin de trouver une nouvelle formulation pour le BFUHP 200 (200 MPa de résistance à la compression). Pour ce travail, un essai de traction directe a été mis au point et utilisé pour tester les formulations du plan d'expérience (LAFARGE-RHONE POULENC). La formulation retenue a permis au matériau de développer une énergie de rupture et un effort maximum de traction d'environ 15 MPa. Les échantillons ont été moulés et préparés par BOUYGUES en suivant une procédure industrielle. Les éprouvettes de dimensions $280 \times 70 \times 70$ mm ont été démoulées après 48 heures. La partie centrale de l'éprouvette a été usinée à l'aide d'une fraise diamantée pour réduire la section de 70×70 mm à 70×50 mm. Pour rendre possible l'essai un dispositif a été mis au point pour fixer l'éprouvette sur la machine de traction (figure 13). La force a été mesurée à l'aide d'un capteur de force et l'allongement de l'éprouvette mesurée par un capteur LVDT directement positionnée dans la partie centrale de l'éprouvette (figure 13).

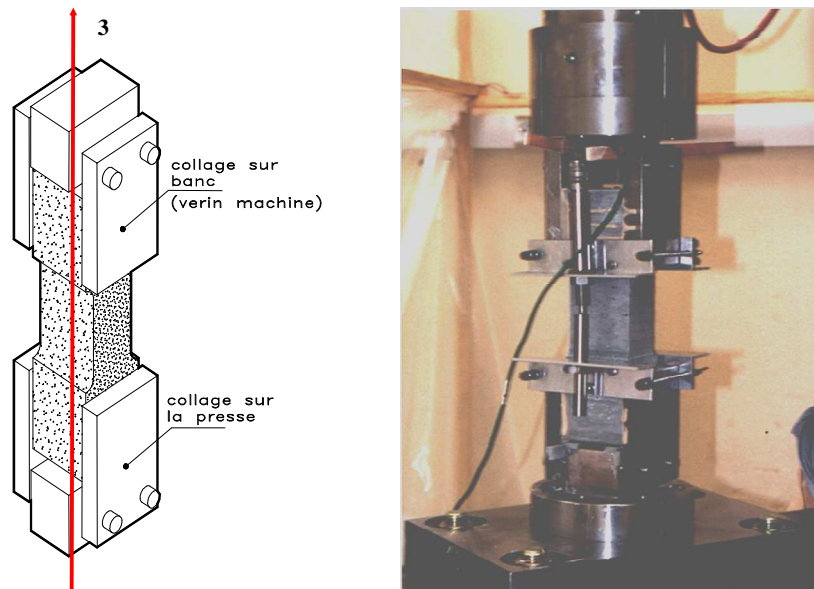


FIG. 13 : Montage pour l'essai de traction et forme de l'éprouvette d'après Astudillo (1998).

L'influence du nombre et de la répartition des fibres sur le comportement du matériau dans la phase post-pic a été vérifiée. Pour cela, la répartition des fibres dans les éprouvettes a été étudiée à l'aide de deux techniques de comptage: l'analyse d'images (figure 3) et les mesures de champ magnétique. Les performances mécaniques du matériau ont été analysées à l'apparition de la première fissure. L'analyse de la répartition des renforts couplée à l'enregistrement des efforts nous a permis de mettre en évidence une tendance pour l'orientation des fibres. L'analyse a été faite par classe angulaire (30-40 ; 40-50 ; 50-60). La moyenne des efforts par classe, centrée sur la classe, montre que l'effort admissible moyen le

plus grand est obtenu pour des orientations comprises entre 40° et 50° (figure 14). Il faut noter que dans le cas de ces éprouvettes la majorité des fibres ne sont pas orientées dans la direction de l'effort de traction ou du sens de coulage (figure 3).

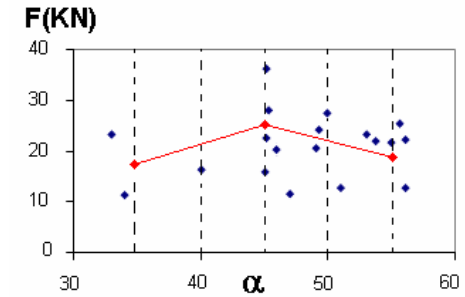


FIG. 14 : Evolution de l'effort admissible en fonction de l'orientation des fibres par rapport à la direction de traction.

De la même façon, une tendance pour le pourcentage des fibres dans le mélange a été obtenue. Elle montre que l'effort de traction augmente avec le pourcentage de fibres jusqu'à la valeur de la fraction volumique égale à 2% (figure 15) puis diminue par la suite. Une trop grande quantité de fibres dans le mélange a tendance à rendre le composite hétérogène donc moins résistant.

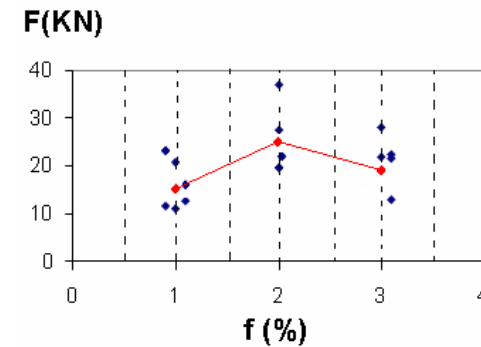


FIG. 15 : Evolution de l'effort admissible en fonction du pourcentage des fibres et effort moyen centré (courbe rouge).

1.3.2 Essais uniaxiaux sur éprouvettes droites et entaillées et confrontation numérique

Pour confirmer les tendances précédentes, 200 essais de traction directe (Bolzinger, 1999 ; Alvandi, 2000 ; Nzaou, 2001) ont été effectués sur des éprouvettes droites et entaillées dont les fibres ont été orientées. La solution du composite étant très concentrée nous avons utilisé l'effet paroi pour une orientation des fibres. Le coulage a été effectué à travers un tamis

comme le montre la figure 16. Suite à cette opération des découpes orientées ($\alpha = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ et 90°) ont été effectués dans des plaques de $800 \times 800 \times 20$ mm (figure 17).

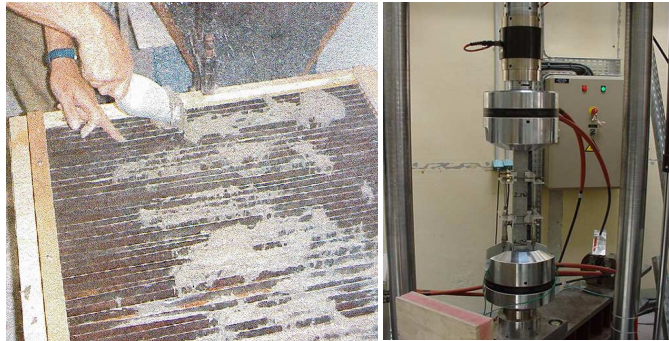


FIG. 16 : Coulage des plaques et machine d'essai d'après Bolzinger (1999).

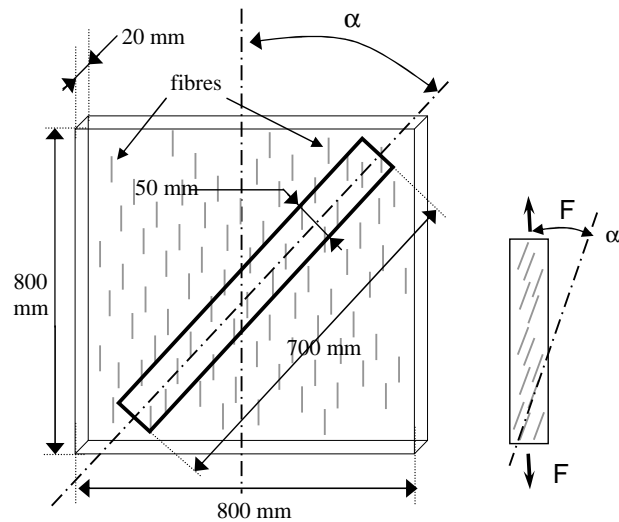


FIG. 17 : Découpe des éprouvettes et orientation des fibres.

La mise en traction a été effectuée directement par pincement sur les mors hydrauliques de la machine de traction. Une première campagne expérimentale nous a permis de mettre en évidence l'influence de l'orientation des fibres sur le comportement mécanique du matériau (figure 18).

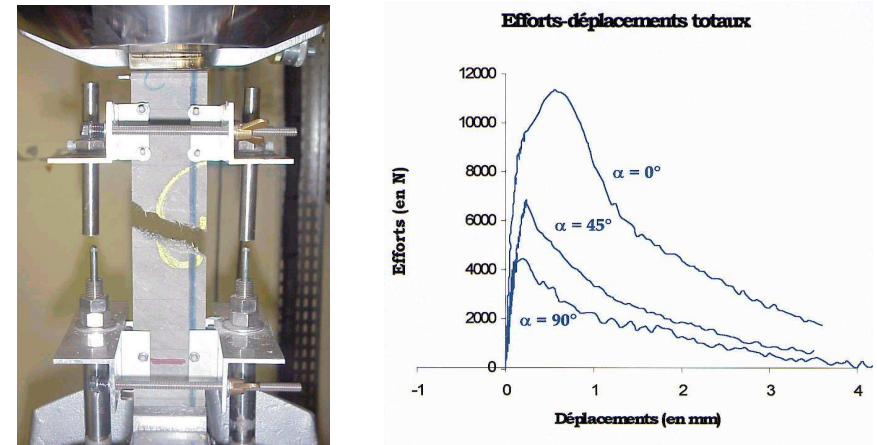


FIG. 18 : Evolution de l'effort de traction en fonction de l'orientation des fibres d'après Bayard (2003).

Une attention particulière a été portée sur la détermination du module d'élasticité du matériau et de son évolution en fonction de α . La raideur a été estimée dans la partie linéaire du comportement en fonction du nombre de points de mesure (figure 19). Les raideurs du composite ont été estimées avec un nombre de points compris entre 100 et 150 en fonction de la vitesse d'acquisition de la machine.

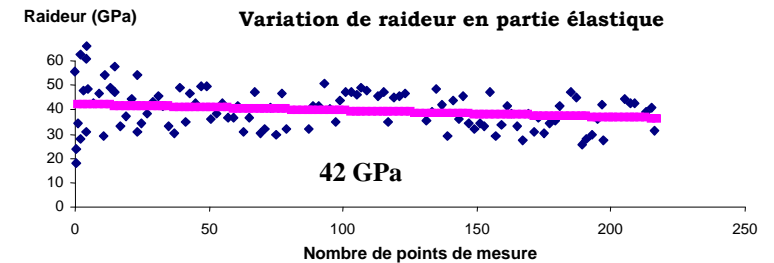


FIG. 19 : Evolution des raideurs du composite d'après Alvandi (2000).

L'analyse de la raideur du composite en fonction de l'orientation des fibres a mis en évidence un effet hors axes pour une orientation proche de 45° . En effet pour cette valeur la dispersion des résultats est importante (figure 20).

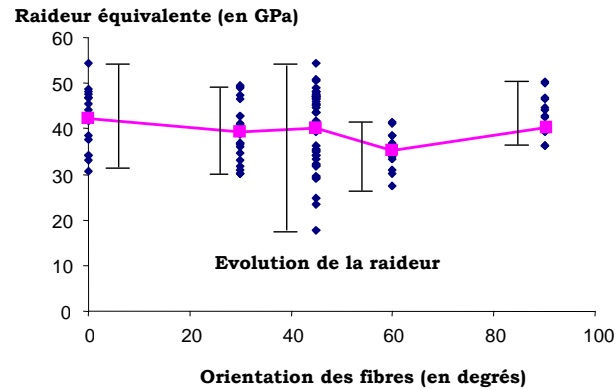


FIG. 20 : Mise en évidence de l'effet hors axes d'après Alvandi (2000) et raideur moyenne centrée (courbe rose).

L'analyse de la fissuration sur des éprouvettes entaillées a mis en évidence un pilotage de l'évolution de l'endommagement avec l'orientation des fibres. Cette remarque a été confirmée par l'analyse de l'énergie dissipée au cours de l'essai en fonction de l'orientation des fibres. Il en ressort que le matériau passe d'un comportement ductile à un comportement fragile pour une orientation voisine de 45° (figure 21).

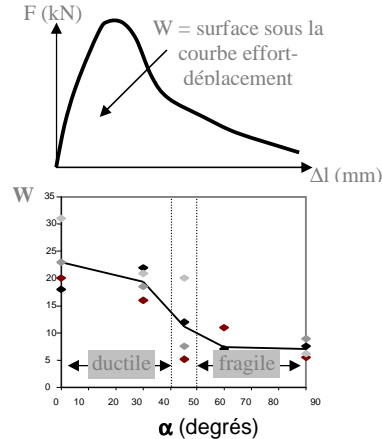
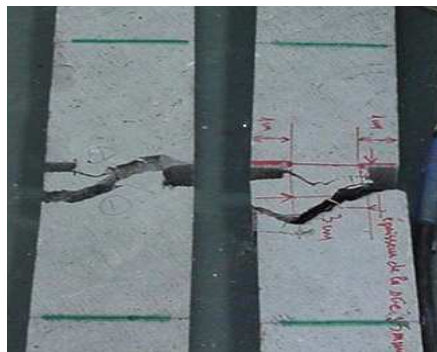


FIG. 21 : Passage ductile-fragile pour le composite d'après Bayard (2000).

Une attention particulière a été portée sur l'analyse de la première fissure en fonction de l'orientation des fibres. Cette analyse montre que la déformation est minimale pour une orientation comprise entre 40° et 60°. Quand la fibre est orientée à 90° de la direction de sollicitation elle devient un défaut pour l'éprouvette (figure 22).

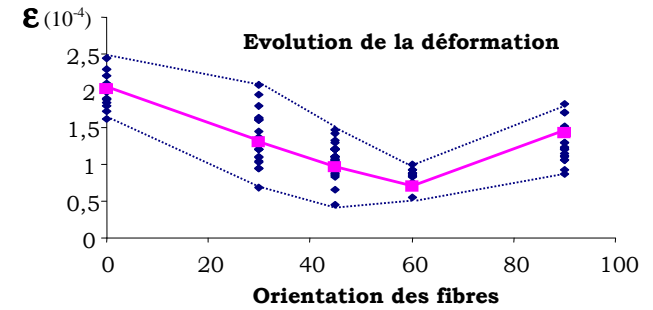


FIG. 22 : Evolution de la déformation à la première fissure en fonction de l'orientation des fibres et déformation moyenne centrée d'après Bayard (2000).

De la même façon, la contrainte à la première fissure a été analysée en fonction de l'orientation des fibres. Cette contrainte varie entre 3 et 12 MPa en fonction de l'orientation des fibres (figure 23).

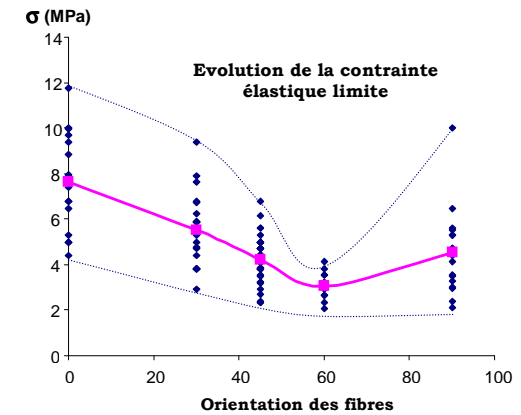


FIG. 23 : Evolution de la contrainte à la première fissure en fonction de l'orientation des fibres et contrainte moyenne centrée d'après Bayard (2000).

La confrontation de ces résultats expérimentaux et de nos observations (chapitre 1) avec la modélisation numérique du chapitre 2, nous permet de caler les paramètres de la modélisation, en particulier la limite critique en déformation pour le critère de Mazars (1984), l'élongement de l'inclusion et la taille de la cellule (taille de l'amas). La comparaison est traduite en termes de déformation sur le graphique de la figure 24.

Pour la modélisation de la structure par l'assemblage d'inclusions, nous retiendrons une déformation critique (ϵ_{crit}) moyenne de $1,3 \cdot 10^{-4}$ et une orientation d'inclusion comprise entre 40° et 60°. Pour la forme de l'inclusion, nous retiendrons une inclusion sphérique ($\rho = 1$) et une cellule de la taille de l'amas observé soit 20 mm.

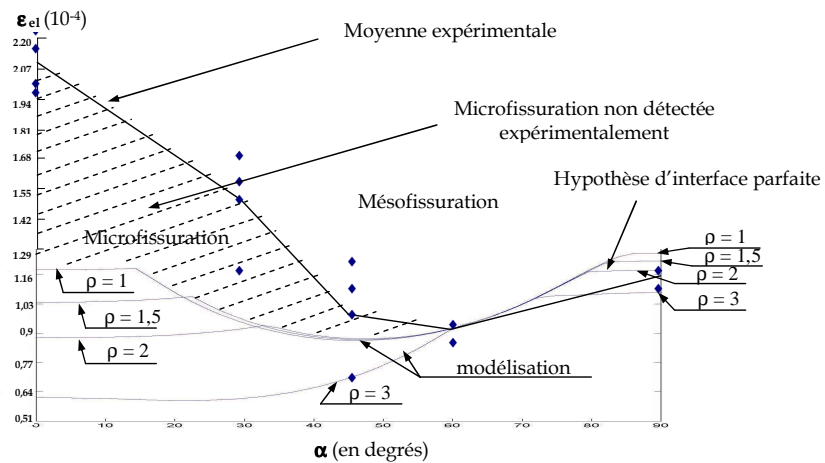


FIG. 24 : Confrontation résultats expérimentaux (♦) et modélisation d'après les résultats de la figure 11 (Bayard 2003).

1.3.3 Etude expérimentale du comportement en bitraction et modélisation

Les essais uniaxiaux classiques étant souvent insuffisants pour décrire correctement le comportement du béton dans ses applications réelles, nous avons envisagé des essais biaxiaux de traction sur des BFUHP. Ce type d'essai permet la création d'états de contraintes réalistes très proches de ceux observés dans les structures avec ce type de matériau. Il s'agit de solliciter les quatre extrémités d'une éprouvette en croix suivant deux directions orthogonales dans le plan de l'éprouvette. Le domaine possible de contraintes est donné sur la figure 25.

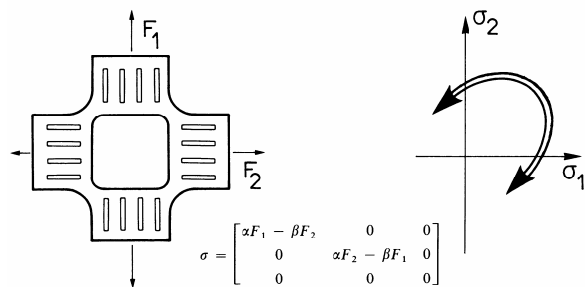


FIG. 25 : Essai de bitraction sur éprouvette cruciforme et domaine possible des contraintes.

Pour créer alors un champ de contrainte uniforme on introduit le concept d'évidement dans les bras de chargement. Ceux-ci permettent d'éloigner du centre de l'éprouvette la zone de déformation empêchée. La géométrie des éprouvettes en croix possède en plus un amincissement uniforme dans la partie centrale (zone utile). Enfin, il faut noter que les

dimensions et la géométrie finales de l'éprouvette dépendent fortement du matériau et des capacités de la machine.

Les essais ont été réalisés sur la machine multiaxiale du Laboratoire de Mécanique et Technologie "ASTREE" (figure 26). Cette machine électro-hydraulique asservie est équipée de six vérins opposés deux à deux dans trois directions orthogonales de chargement (figure 26). L'espace d'essai délimité par les vérins est de 900 x 900 x 1500 mm³. La capacité des quatre vérins horizontaux est de ±100 kN et de ±250 kN pour les deux verticaux.

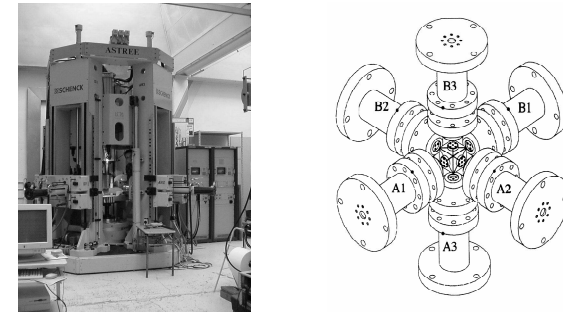


FIG. 26 : Machine ASTREE et disposition des vérins d'après Astudillo (2002).

S'il est vrai que l'essai de bitraction sur éprouvette cruciforme est le mieux adapté à nos besoins, il présente néanmoins des difficultés expérimentales particulières :

- La taille de l'éprouvette : Elle doit impérativement être en rapport avec la machine à utiliser (taille maximum entre vérins de 900 mm). Il faut donc concevoir une éprouvette de 800 mm, puisque dans ce même espace, le système d'accrochage machine - éprouvette y sera hébergé. Le corps d'éprouvette doit également permettre d'analyser le matériau à une échelle réaliste pour être représentatif du matériau tel qu'il se trouve dans ses applications. Nous proposons alors un volume utile (partie amincie) de 100 x 100 x 20 mm³ afin de tester un échantillon de matériau suffisamment grand par rapport à la taille des fibres (13 mm). Il faut penser d'ailleurs, que la zone utile doit permettre une instrumentation correcte vis-à-vis des techniques d'acquisition à utiliser.

- La géométrie de l'éprouvette : Elle doit répondre à la double condition de l'essai : un champ de contraintes de bitraction uniforme dans la zone utile et une zone centrale la plus sollicitée.

La géométrie et les dimensions de l'éprouvette ont été optimisées à l'aide du code d'éléments finis CASTEM 2000 (figure 27). L'optimisation a été réalisée à partir d'un maillage 3D d'éléments à quatre nœuds. Le matériau considéré comme élastique linéaire isotrope présente un module d'Young de $E = 50000$ MPa et un coefficient de Poisson de $\nu = 0.18$. Les conditions de symétrie ont permis de ne modéliser qu'un huitième de l'éprouvette. Pour ce calcul nous avons imposé un déplacement aux extrémités de l'éprouvette, les bras étant encastés à la machine. Les zones rouges indiquent les zones où les contraintes principales sont les plus importantes et les zones bleues les endroits où ces contraintes sont les plus faibles. Les dimensions finales de l'éprouvette sont montrées sur le schéma de la figure 28.

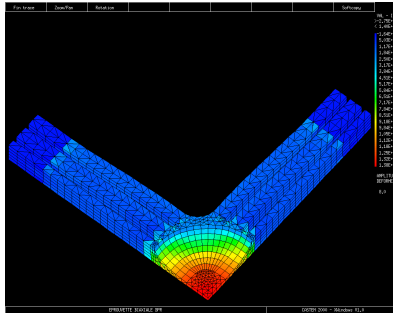


FIG. 27 : Résultat de l'optimisation en contraintes d'après Astudillo (2002).

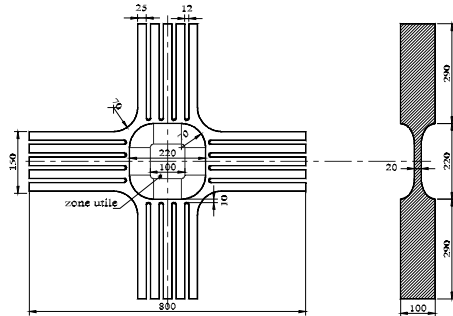


FIG. 28 : Géométrie finale de l'éprouvette d'après Astudillo (2002).

Un moulage se rapprochant de la géométrie retenue a été réalisé. La partie centrale qui exige la complète disparition des effets de paroi sera usinée. Dans le cas des bras de chargement ces effets sont au contraire recherchés. Des moules en bois répondant à ces conditions ont été fabriqués. La figure 29 montre un moule fini et prêt à être utilisé pour un coulage.



FIG. 29 : Moule et coulage des éprouvettes pour les essais de bitraction d'après Astudillo (2002).

La procédure utilisée pour le remplissage des moules doit privilégier l'orientation des fibres au niveau des bras. Pour cela, il a été procédé à un remplissage par écoulement parallèle aux bras des éprouvettes en alternant le sens et la direction du coulage au fur et à mesure du remplissage. Pour atteindre ses performances maximales en termes de résistance et de durabilité, le BFUHP a été étuvé pendant 48h à une température moyenne de 90°.

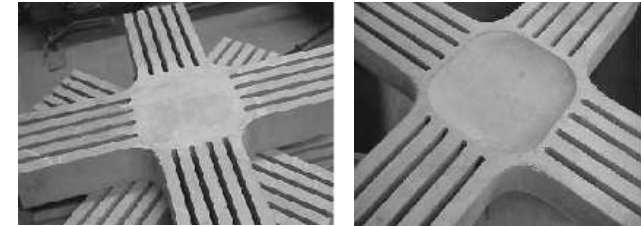


FIG. 30 : Eprouvettes cruciformes avant et après usinage d'après Astudillo (2002).

Les éprouvettes ont ensuite été usinées dans la partie centrale afin de correspondre à la géométrie retenue lors de la modélisation (figure 30). Cet usinage est réalisé à l'aide d'un outil diamanté piloté par une machine à commande numérique.

Pour la phase des essais l'éprouvette a été placée dans le plan horizontal de la machine et fixée par l'intermédiaire d'équerres métalliques boulonnées aux vérins. La figure 31 montre la configuration de l'essai une fois l'éprouvette mise en place. Les essais sont asservis en déplacement à partir des capteurs de déplacement des vérins. Plusieurs chemins de chargement ont été utilisés afin d'obtenir dans la zone utile une sollicitation de bitraction symétrique. Les essais ont montré que la symétrie de déplacements des vérins ne fournit pas forcément une symétrie de déformations dans la zone utile.

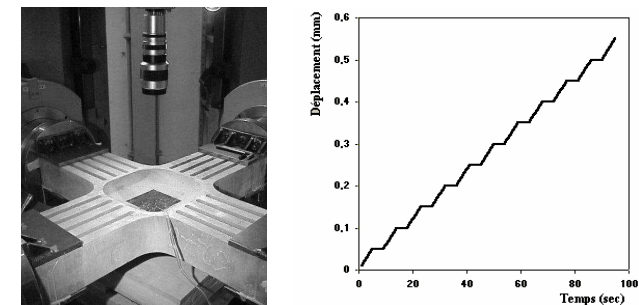


FIG. 31 : Configuration de l'essai et chemin de chargement d'après Astudillo (2002).

Les corps d'épreuve ont été équipés de jauges de déformation et suivis optiquement par analyse d'images. Trois jauges de déformations de 30 mm superposées à 0°, 45° et 90° ont été collées au centre de la surface utile de chaque éprouvette. Avant la fissuration du matériau, ces jauges permettent de mesurer et vérifier l'état de déformation biaxiale en un point de la partie centrale (30 x 30 mm²). Une fois la fissure apparue, l'évolution de la fissuration est suivie par analyse d'images (zone utile 100 x 100 mm²). La vitesse de chargement de chaque

vérin est toujours constante (environ $40 \mu\text{m} / \text{min}$). Les déplacements sont interrompus par des paliers (figure 31). Ces paliers permettent de réaliser des acquisitions d'images à chaque pas de temps. Afin de créer une texture aléatoire, la zone utile de l'éprouvette est recouverte d'un mouchetis artificiel fabriqué à l'aide d'une peinture noire et blanche.

Le dépouillement se fait avec l'aide de l'outil CORRELI^{2D} développé au LMT par Hild (1999) qui utilise la technique d'intercorrélation d'images. L'algorithme d'intercorrélation employé s'avère efficace et rapide grâce à l'utilisation de la Transformée Rapide de Fourier (TFR). Des déformations variant de $\epsilon = 10^{-4}$ à $\epsilon = 10^{-1}$ sont mesurables avec une très bonne précision.

A titre d'exemple, les résultats d'un essai sont montrés par la suite, notamment ceux correspondant aux efforts, déformations et champ de déplacement. La figure 32 montre l'évolution du rapport des efforts dans le plan jusqu'à une valeur maximale de 48 kN. Après cette valeur, une chute d'effort apparaît indiquant l'amorçage d'une première fissure.

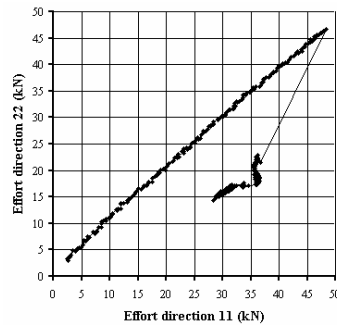


FIG. 32 : Evolution des efforts dans les vérins d'après Astudillo (2002).

Les résultats des jauges dans la partie centrale sont analysés en terme de déformations. Nous constatons que, malgré la symétrie des efforts, les déformations sont dissymétriques et atteignent des valeurs maximales différentes ($\epsilon_{11} = 0,00017$ et $\epsilon_{22} = 0,00008$). Ceci pourrait s'expliquer par une dissymétrie des raideurs de liaisons éprouvette - machine (figure 33).

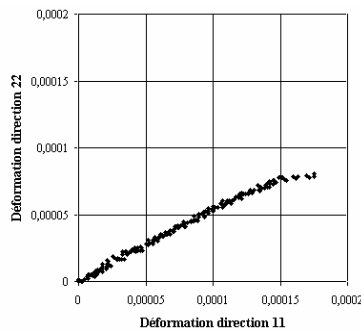


FIG. 33 : Evolution des déformations principales dans deux directions perpendiculaires d'après Astudillo (2002).

L'évolution du champ de déplacement est visualisée dans le post - processeur de CORRELI^{2D}, la mesure des déformations y est aussi possible. Une façon de percevoir les performances de CORRELI^{2D} pour la mesure de déformations, consiste à calculer les déformations dans la zone correspondant aux jauges. La figure 34 montre les courbes Effort - Déformation dans les deux directions principales. Les points A et B sur les courbes correspondent aux déformations mesurées avec CORRELI^{2D} à partir des images A et B prises dans les paliers de 41 kN et 45 kN respectivement et corrélées toutes les deux avec une image de référence prise avant chargement. On constate alors un bon accord des résultats issus de l'outil d'analyse d'images avec la réalité.

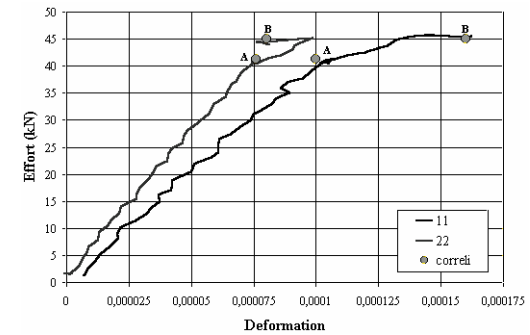


FIG. 34 : Courbes effort-déformation et corrélation des images A et B d'après Astudillo (2002).

Les champs de déplacement sont eux aussi analysés entre l'image A et B avant et après l'amorçage de la fissure. Une intercorrélation à partir de l'image A de référence avant la fissuration permet de mettre en évidence la localisation dans la zone centrale de l'éprouvette (figure 35).

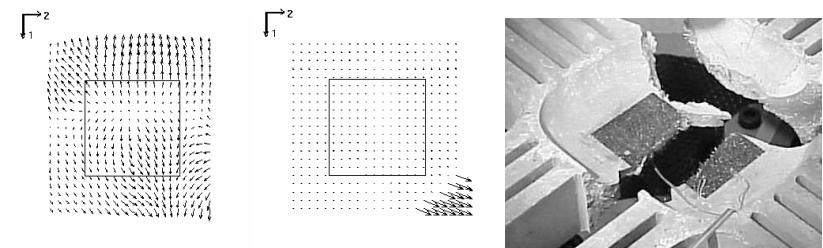


FIG. 35 : Image A corrélée avec l'image B et localisation de la déformation d'après Astudillo (2002).

Les déformations maximales mesurées avant fissuration ($\epsilon = 0,00017$) sont inférieures à celles mesurées en traction simple pour ce même type de matériau ($\epsilon = 0,00025$). Cependant ces déformations sont supérieures à celles du béton ordinaire soumis au même type de sollicitation ($\epsilon = 0,00008$) et à celles du béton hautes performances ($\epsilon = 0,00012$).

Les valeurs de la contrainte maximale avant fissuration issues des essais uniaxiaux et biaxiaux sont comparées à celles de la littérature et permettent de proposer un critère expérimental de fissuration pour ce type de matériau (figure 36).

La confrontation de ces résultats expérimentaux avec la modélisation numérique du chapitre 2, nous permet de caler les paramètres de la modélisation pour la btraction en particulier pour la déformation critique. Le rapport limite obtenu expérimentalement pour la déformation est de l'ordre de 1,7 ($\epsilon_{max}/\epsilon_{min}$) alors qu'il n'est que de 1,5 pour la modélisation (figure 37).

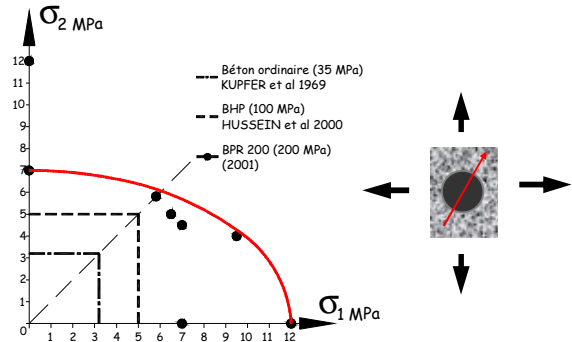


FIG. 36 : Critère expérimental en contrainte pour le BFUHP (traction biaxiale) d'après Astudillo 2002.

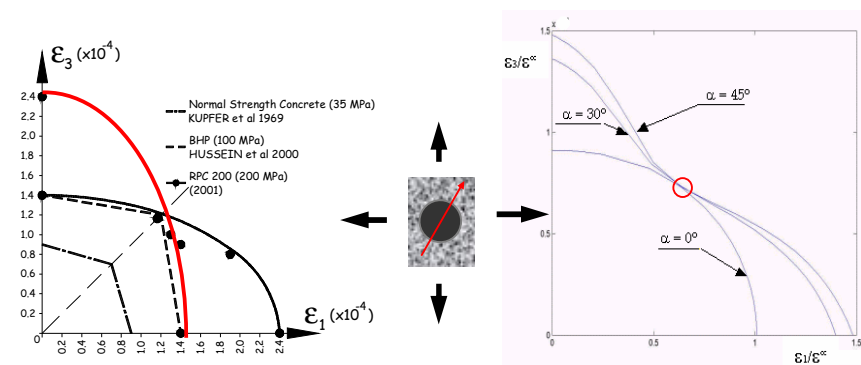


FIG. 37 : Modèle prédictif et limites expérimentales pour les déformations d'après Bayard et Astudillo (2002).

1.4 Application industrielle

1.4.1 Hypothèses et schématisation

Dans le cadre de son activité, la société BOUYGUES a eu en charge, à travers sa filiale de préfabrication (EPI), la réalisation de poutres précontraintes en Ductal A. Ces poutres de grande portée présentent une section droite en forme de I et des câbles précontraints dans les parties hautes et basses comme le montre le schéma de la figure 38.

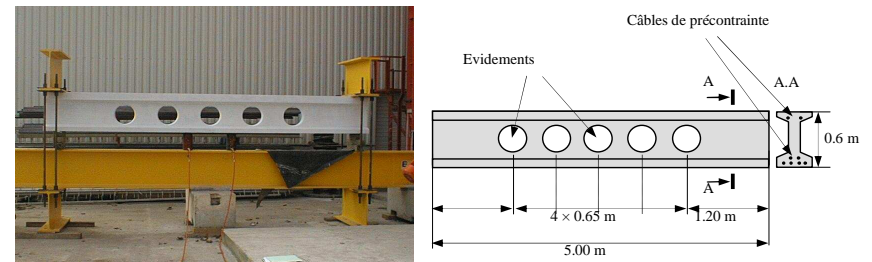


FIG. 38 : Poutre en Ductal A et géométrie d'ensemble d'après EPI (2003).

Basé sur les observations et les modélisations précédentes (Chapitre 1, 2 et 3), nous avons choisi de schématiser la structure par un assemble d'inclusions à amas orientés (figure 39).

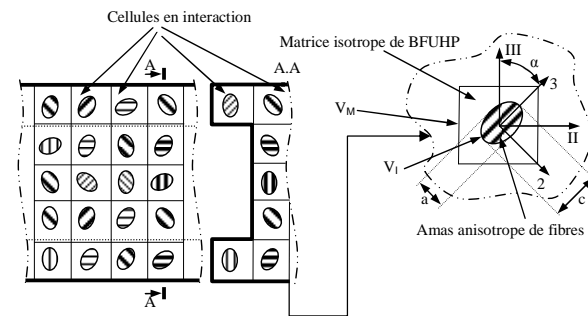


FIG. 39 : Schématisation de la poutre en cellules d'Eshelby en interactions d'après Bayard (2003).

En utilisant les résultats du chapitre 2, la localisation des contraintes et des déformations dans la cellule peut être définie par un opérateur sous la forme :

$$L = I_d + Ax(R_M \times S - R_I \times S - R_M)^{-1} \times (R_I - R_M) \quad (21)$$

Dans cette expression R_M est la matrice de rigidité isotrope de BFHUP (module d'Young = 50 GPa et coefficient de Poisson = 0,18) et R_I la matrice de rigidité de l'inclusion (isotrope transverse) définie par l'équation (18). A peut prendre deux valeurs selon que l'on se trouve dans l'inclusion ou dans la matrice de BFHUP : S ou D (Chapitre 2 et équations (8) et (17)).

1.4.2 Fracturation et endommagement de la structure

En utilisant la technique des micro-plans définie par Bazant (1984) associée à la mécanique de l'endommagement il est possible de décrire l'évolution de l'endommagement en 3D dans une cellule. Nous faisons l'hypothèse que le comportement est contrôlé par l'orientation de l'amas de fibres par rapport à la normale au plan d'endommagement. Nous avons choisi de modéliser le comportement mécanique par une loi d'endommagement phénoménologique. Les contraintes suivent une loi d'endommagement fonction de l'angle α (figure 39). Les propriétés sont définies sur chacun des 3 micro-plans à partir de relations reliant les contraintes généralisées et les contraintes effectives (Mazars, 1984). Pour des raisons de simplification, nous choisissons d'écrire des relations uniaxiales pour les trois directions de l'espace sous la forme :

$$\vec{\sigma} \cdot \vec{n} = (1 - d(\vec{n})) \vec{\sigma} \cdot \vec{n} \quad (22)$$

Dans cette expression $\vec{\sigma}$ est le tenseur des contraintes et $\vec{\sigma}$ celui des contraintes effectives. La surface d'endommagement $(1 - d(\vec{n}))$ est représentée par un ellipsoïde. Nous faisons l'hypothèse que l'endommagement est maximum quand il suit la direction des fibres.

Nous faisons l'hypothèse que le tenseur de localisation est affecté par l'endommagement de la façon suivante :

$$A^{endo} = (1 - \mathbf{D}) : A \quad (23)$$

Avec A^{endo} le tenseur de localisation endommagé et \mathbf{D} le tenseur d'endommagement. Ce tenseur est égale au tenseur initial quand $d = 0$. La localisation à l'interface diminue quand l'endommagement augmente puis devient nulle pour $d = \infty$.

Avec les hypothèses précédentes, nous avons choisi de décrire l'endommagement par des relations uniaxiales dans trois directions orthogonales. Nous ne prenons pas en compte les micro-mécanismes qui interviennent entre la matrice et les fibres comme l'effet Cook-Gordon (1964), le frottement ou encore les flexions locales.

1.4.3 Modélisation de la structure : méthode de superposition

Pour décrire complètement le comportement de la structure il faut prendre en compte les interactions à courte distance entre deux cellules voisines. En utilisant les résultats du chapitre 2 sur le comportement d'une inclusion dans un milieu homogène isotrope infini, il est facile de décrire la zone d'influence pour une cellule isolée. Exprimée en déformations, les résultats sont donnés sur la figure 40. Compte tenu que l'anisotropie élastique est faiblement marquée, la zone d'influence pour une inclusion sphérique est petite (figure 40). Avec ces considérations, le modèle infini peut se rapprocher d'un modèle fini influant. Deux cellules voisines sont alors en interaction et l'opération consiste à additionner les opérateurs de localisation L de la façon suivante (figure 41) :

$$L_{eq} = L^{i-cellule} + L^{m-cellule} \quad (24)$$

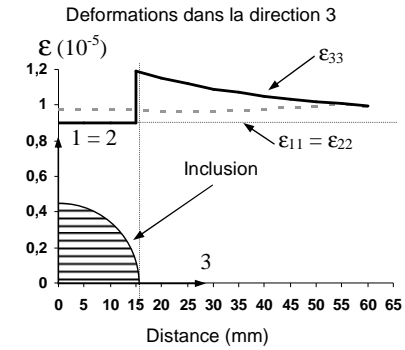


FIG. 40 : Zone d'influence pour une inclusion sphérique d'après Bayard 2003.

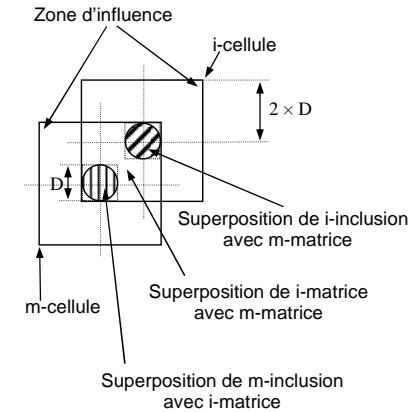


FIG. 41 : Superposition des cellules dans le repère local (1, 2, 3) d'après Bayard 2003.

Près des bords de la structure, le modèle infini d'Eshelby (1954) est remplacé par celui semi-infini de Mindlin (1950). Les évidements sont modélisés par des cellules dont les rigidités sont nulles. Ainsi toute la structure pourra être décrite avec le même opérateur de localisation.

1.4.4 Méthode aux éléments finis

La simulation numérique a été effectuée avec le code CASTEM 2000. Le maillage 3D a été réalisé à partir d'éléments cubiques Q8 à 8 nœuds et 3 degrés de liberté. La taille d'un élément correspond approximativement à la taille d'une cellule (entre 20 et 40 mm). Le champ de localisation prend en compte les interactions entre cellules voisines. Cela revient à ajouter à la rigidité de la cellule étudiée une rigidité fictive. Ainsi il devient possible de

déterminer une rigidité équivalente pour chacun des éléments Q8 qui tient compte des interactions de la figure 41 sous la forme suivante :

$$R_{eq}^{i-cel} = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N [R_n^{i-cel} + \sum_{m=1}^{M=26} R_n^{m-cel}] \quad (25)$$

Dans cette expression, N représente le nombre de nœuds du maillage 3D entourant la cellule considérée. En 3D, une cellule possède 26 voisins (M = 26). La poutre est modélisée par 1056 éléments et 1755 nœuds avec des éléments barres dont le comportement est élastoplastique parfait pour les câbles de précontraintes. Les conditions aux limites sont celles des essais sur poutres (figure 42).

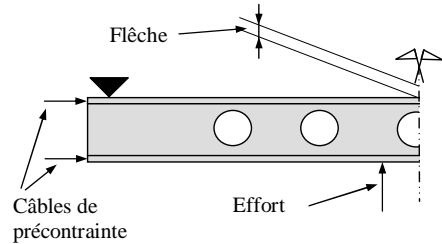


FIG. 42 : Conditions limites pour la poutre modélisée.

Le premier pas de calcul consiste à déterminer la plus grande des déformations principales d'extensions. A cet endroit il devient alors possible d'amorcer une fissure. La cellule correspondante est alors endommagée et la rigidité équivalente de la cellule est affectée de la façon suivante :

$$R_{eq}^{i-cel} = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N [(1 - \mathbf{D})R_n^{i-cel} + \sum_{m=1}^{M=26} R_n^{m-cel}] \quad (26)$$

Dans cette expression \mathbf{D} est le tenseur d'endommagement calculé selon les relations 22 et 23. La deuxième étape de calcul prend en compte la localisation affectée par l'endommagement et un autre point où la déformation principale d'extension maximale est trouvée. Le calcul pas à pas est fait jusqu'à la ruine complète de la structure. L'avantage de cette technique c'est qu'elle permet de simuler la propagation de l'endommagement dans les trois directions de l'espace. La simulation numérique a été faite pour deux distributions particulières pour les cellules (figure 43). Les résultats sont donnés en termes d'endommagement après 5 pas de calcul (figures 44-a et 44-b).

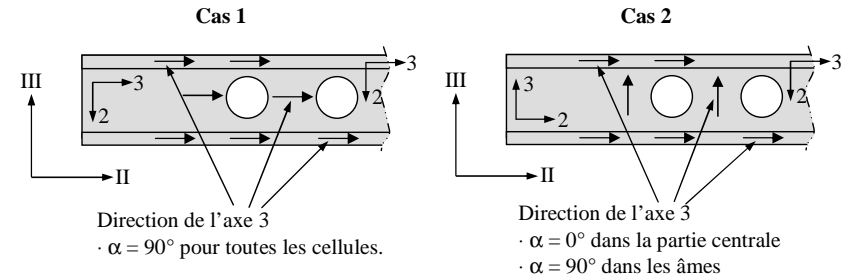


FIG. 43 : Configuration de l'orientation des cellules pour les deux cas modélisés.

Cas 1

- Cellules endommagées
- Câbles de précontraintes
- Cellules non endommagées
- Evidements

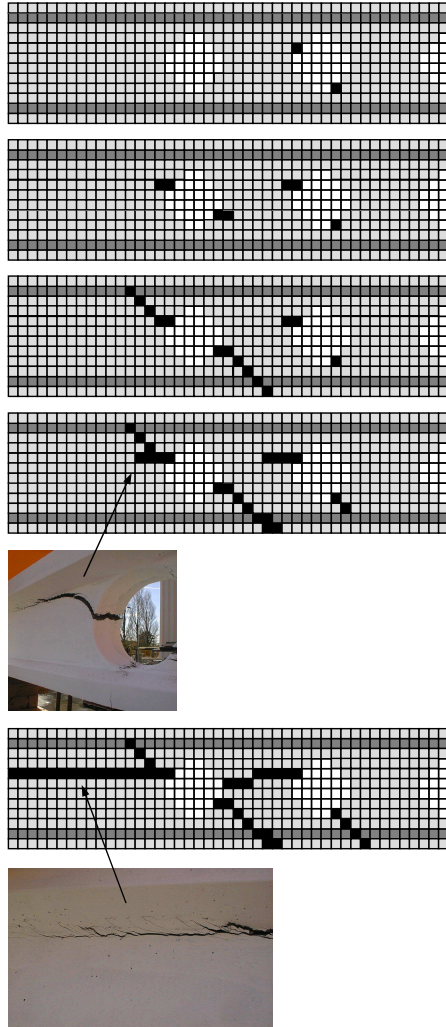


FIG. 44-a : Résultats de la simulation pour le cas 1 et comparaison avec les observations.

Cas 2

- Cellules endommagées
- Câbles de précontrainte
- Cellules non endommagées
- Evidements

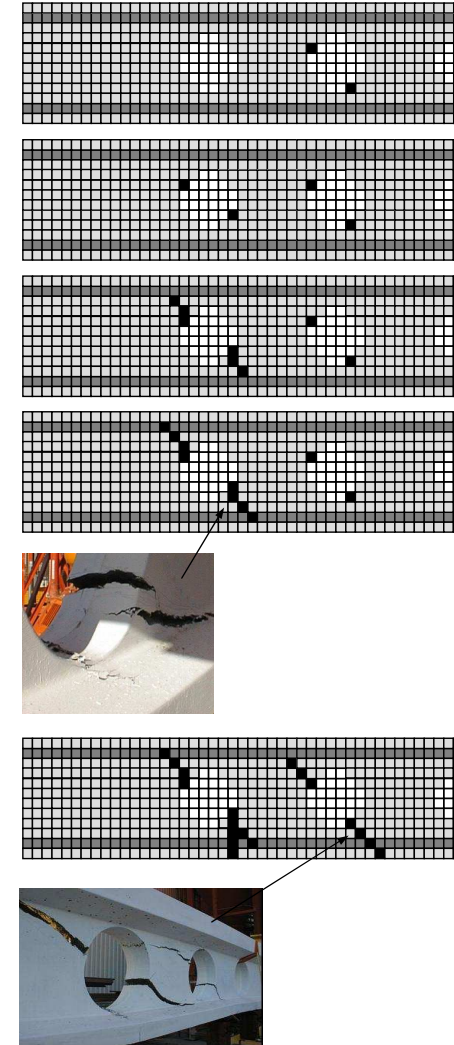


FIG. 44-b : Résultats de la simulation pour le cas 2 et comparaison avec les observations.

1.4.5 Résultats expérimentaux, comparaisons numériques et conclusion partielle

Deux poutres en Ductal A ont été préparées par EPI selon les techniques précédemment décrites dans le chapitre 3. La solution très concentrée a été mise en œuvre à l'aide d'un peigne pour faciliter l'orientation des fibres dans les âmes et la partie centrale. La résistance à la compression estimée était de 60 MPa et les câbles de précontraintes ont été relaxés à partir de cette valeur presque 72 heures après le coulage de la poutre.

Afin de comparer nos résultats et de mettre en évidence l'intérêt d'une telle modélisation, une première simulation a été effectuée pour un cas isotrope appelé cas 0. Pour ce cas les cellules ont toutes une orientation aléatoire. Les comparaisons modélisations-expériences sont rassemblées sur le graphe de la figure 45. Les efforts de chargement (figure 42) ont été enregistrés jusqu'à la chute brutale de l'effort correspondant à la ruine de la structure et à l'étape 5 du processus de calcul (figures 44-a et 44-b).

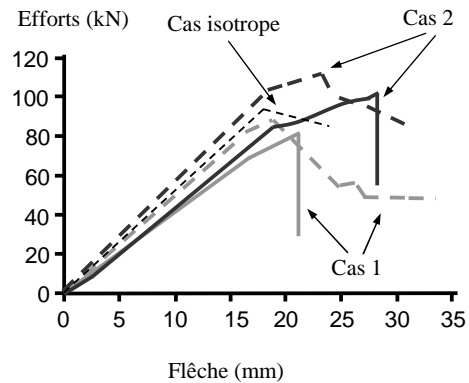


FIG. 45 : Comparaison des résultats expérimentaux (—) et des simulations numériques (---).

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques sur poutres chargées montre que la modélisation a tendance à surestimer la raideur structurelle initiale même pour le cas isotrope. Dans les deux cas étudiés, la structure modélisée présente dans son comportement une perte de linéarité plus tardive et plus progressive. Cette perte de linéarité plus précoce dans le cadre expérimental peut être expliquée par le glissement des câbles de précontraintes dans les gaines. Ce glissement conduit à une plus grande souplesse structurelle (diminution du module), à une plus grande fragilité de la structure, puis à un blocage par mise en compression locale du béton. Par la suite, l'endommagement crée une rupture brutale de la structure testée. Ce phénomène observé pendant les essais ne se trouve pas modélisé.

Le cas le plus défavorable pour la structure (cas 2) est particulièrement bien reproduit numériquement montrant ainsi l'intérêt d'un tel calcul. Le cas 1, moins bien reproduit, permet de prédire les efforts de ruine pour la poutre et de mettre en évidence l'intérêt de l'orientation des fibres dans la partie centrale (efforts tranchants). Pour ce dernier, cette orientation du renfort rend compte d'une capacité portante plus grande et d'une ductilité plus importante par rapport aux autres simulations.

Dans tous les cas, la modélisation prédit une ductilité plus grande que pour les résultats expérimentaux. Ce résultat s'explique en partie parce que l'effort de précontrainte a été maintenu constant au cours du calcul numérique. Une diminution progressive de l'effort de

précontrainte permettrait de mieux prendre en compte la réalité de la structure en cours d'endommagement et de rendre compte d'un comportement plus fragile.

Cependant, toutes les structures testées ne pourront pas être calculées avec le modèle présenté. Comparée aux autres méthodes d'analyses par itération (Mura, 1982), par superposition analytique (Fond, 1992) ou par éléments finis raffinés, la méthode de superposition simple utilisée est de loin la plus rapide mais montre aussi ses limites en cas de très fortes hétérogénéités (ce qui n'est pas le cas ici). L'outil d'analyse développé permet de donner des orientations de fibres optimales ou critiques qu'il faut technologiquement rechercher ou éviter.

1.5 Conclusions

Ce travail a été finalisé en janvier 2005. Il a donné lieu à la publication de 8 articles (voir ci-après) dans des revues internationales ou actes internationaux à comité de lecture ([A3], [A4], [A5], [A6], [B3], [B4], [B5] et [B6]). Il a permis :

- la mise en évidence de l'influence de l'orientation des fibres par la réalisation d'essai de traction directe sur éprouvettes anisotropes entaillées.
- la mise au point d'essais uniques de bitraction directe sur éprouvettes cruciformes.
- d'établir un critère de nucléation de fissure en 3D qui évolue avec l'endommagement.
- de gérer les hétérogénéités internes par une simple méthode de superposition des champs d'influence.
- de prendre en compte les effets « micro » sur le comportement global d'une structure.
- de rendre compte du comportement mécanique d'une structure en fonction de sa morphologie interne.

Les résultats de cette étude ont été utilisés :

- pour établir des coefficients de sécurité dans le dimensionnement d'éléments en BFUHP.
- pour envisager de nouvelles voies à l'optimisation du procédé de fabrication et répondre aux questions du programme national « bétons réactifs ».

De plus, l'impact de nos apports scientifiques sur l'optimisation de l'utilisation de ce matériau est visible chez les industriels comme Lafarge avec la commercialisation du Ductal ou encore chez Eiffage TP avec la commercialisation du Béton Spécial Industriel (BSI).

1.6 Références

- Alvandi A.: "Etude du comportement d'un BPR fibré, essais et caractérisation", stage de DEA, ENS de Cachan, juin 2000.
- Astudillo de la Vega E.: "Caractérisation de bétons de poudres réactives fibrés", stage de DEA, ENS de Cachan, juin 1998.
- Astudillo de la Vega E.: "Comportement des bétons de poudres réactives sous sollicitations multiaxiales", Thèse 3^{ème} cycle ENS de Cachan, 5 juin 2002.
- Astudillo E., Bernier G., Plé O.: "Le BPR fibré sous sollicitation biaxiale: Etude expérimentale du comportement mécanique en bitraction du Béton de Poudres Réactives (BPR) fibré", European Journal of Environmental and Civil Engineering, Hermes Science Publications, Vol. 6, N° 5, 2002, pp709-722.
- Bayard O.: "Comportement multiéchelles des bétons de poudres réactives", Thèse 3^{ème} cycle ENS de Cachan, 16 janvier 2003.
- Bayard O., Plé O.: "An analysis of crack nucleation in fibre-reinforced concrete", Micro Materials 2000, Vol. 3, 2000, pp 718-721.
- Bayard O., Plé O.: "Fracture mechanics of fibre-reinforced concrete: material modelling and experimental technique", Fracture mechanics of concrete structures, Vol. 1, 2001, pp3-10.
- Bayard O., Plé O.: "Fracture Mechanics of Reactive Powder Concrete: Material Modelling and Experimental Investigations", Engineering Fracture Mechanics, Elsevier Publisher, Vol. 70, N° 7, 2003, pp839-851.
- Bayard O., Plé O., Bernier G.: "Internal heterogeneity in a reactive powder concrete reinforced by fibres", Fibre-reinforced Concretes, PRO 39 BEFIB 2004, RILEM Publications, Vol. 2, pp1271-1280.
- Bazant, Z., P.: Microplan Model for Strain-Controlled Inelastic Behaviour, Mechanics of engineering materials. C. S. Desai et als., eds., John Wiley, Chichester, NY, 1984, pp. 45-59.
- Bekhtaoui M.: "Caractérisation des bétons de poudres réactives renforcés de fibres métalliques, effet d'échelle", Stage de DEA, ENS de Cachan, juin 1999.
- Bolzinger P.: "Comportement à l'échelle microscopique des fibres métalliques dans un béton de poudres réactives", stage de DEA, ENS de Cachan, juin 1999.
- Cook, J. & Gordon, J. E.: A mechanism for the control of crack propagation in all brittle systems. Proc. Roy. Soc., 282A, 1964, pp. 508-520.
- Christensen, R.M.: Mechanics of composite materials. John Wiley and Sons Editors, 1979.
- Dyson F. W. : The potentials of ellipsoids of variable densities, QJ Pure and Appl. Math., Vol. 25, 1891, pp. 259-288.

Eshelby, J.D.: The determination of elastic field of an ellipsoidal inclusion and related problems. In. Proc. Roy. Soc. Lond., Vol. A241, 1957, pp. 376-396.

Ferrers N. M. : On the potentials of ellipsoids, ellipsoidal shells, elliptic laminae and elliptic rings of variable densities, QJ Pure and Appl. Math., Vol. 14, 1877, pp. 1-22.

Fond C. : Interactions entre fissures et cavités circulaires dans les milieux élastiques plans, Thèse de doctorat de l'ENS de Cachan et de Paris 6, 1992.

Hild, F., Périé J.N., Coret, M. : « Mesure de champs de déplacements 2D par corrélation d'images numériques : CORRELI 2D », Rapport Interne LMT No. 230, décembre 1999.

Hughes B.P., Fattuhi N. I. : The workability of steel fibre-reinforced concrete, Magazine of concrete research, Vol. 28, N°96, 1976, pp. 157-161.

Kanema M.: "Expérimentation et modélisation du comportement d'une poutre en BPR (Béton de Poudres Réactives fibrés)", Stage de DEA ENS de Cachan, juin 2002.

Mazars, J. : Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire de la rupture du béton de structure. Thèse d'état, Univ. Paris 6, 1984.

Meslin F. : Propriétés rhéologiques des composites fibres courtes à l'état fondu, Thèse de doctorat de l'ENS de Cachan, 1997.

Mindlin, R.D. and Cheng, D.H.: 'Thermoelastic stress in the semi-infinite solid', J. Appl. Phys. 21, 1950, 931-933.

Mura, T.: Micromechanics of Defects in Solids. Martinus Nijhoff Editor, 1982.

Nzao Mabika Landry : "Comportement d'éléments en béton fibré", stage d'école d'ingénieurs, juin 2001.

Plé O., Bayard O.: "Preliminary study of multiscale analysis in fibre reinforced concrete", Materials and Structures, RILEM Publications, Vol. 35, 2002, pp279-284.

Plé O., Bernier G., Bayard O., Astudillo E.: "Biaxial tensile behaviour of the reactive powder concrete", ACI Publication SP 209, Vol. 20, 2002, pp369-387.

Plé O., Bayard O.: "Preliminary modeling of internal heterogeneities in fibre reinforced concrete", Materials and Structures, RILEM Publications, Vol. 38, N° 277, 2005, pp359-366.

Quemada, D. : Rhéologie Phénoménologique des dispersions concentrées. Rheology of Heterogeneous Fluids, Groupe Français de Rhéologie, 21eme Colloque Annuel, Strasbourg 1986, pp 1-13.

Richard, P and Cheyrezy M. : Reactive Powder Concrete with high ductility and 200-800 MPa compressive strength. ACI Spring Convention, San Francisco, 1994.

Swamy R.N., Manga P.S.: Influence of fiber geometry on the properties of steel fibre-reinforced concrete, Cement and concrete research, Vol. 4, N°3, 1974, pp. 307-313.

Venuat M. : Des fibres pour alléger et renforcer le béton, Cahiers techniques du bâtiment, N°58, 1983, pp. 59-70.

2. Analyse et comportement des sols fins renforcés ou non

Depuis 2002, mon activité de recherche s'est orientée autour de l'analyse du comportement des sols fins argileux proche de la saturation et utilisés comme barrières sommitales étanches des installations de stockage de déchets (ISD) industriels spéciaux ou très faiblement radioactifs (TFA). Il s'agit d'étudier la sensibilité des argiles renforcées ou non à la fissuration, engendrée par des sollicitations externes ou des déformations de flexion. La majeure partie du travail a été consacrée à la mise au point d'essais de flexion 4 points et de traction direct (essais non standards en mécanique des sols). Ces essais ont été comparés à des résultats expérimentaux en vraie grandeur (planches d'essais sur site) et exploités en vue de modélisations aux éléments finis (code PLAXIS). L'originalité du travail réside dans la confrontation des essais en laboratoire et in-situ. Les conclusions de cette confrontation ont été utilisées pour valider un projet de réalisation de couverture argileuse. De plus, un critère de flexion sans fissuration qui tient compte des conditions de mise en œuvre a été proposé. Ce travail, majoritairement expérimental, a été utilisé pour calibrer des modélisations aux éléments discrets. Cette technique, qui permet de décrire le comportement des matériaux au delà de la mécanique des milieux continus, a été utilisée pour décrire l'endommagement des matériaux cohérents. Dans ce cas, des lois d'interactions spécifiques ont été utilisées. Ce travail en cours (thèse de Le Thi Ngoc Hà) sera décrit plus en détail dans les perspectives.

Cette partie reprend les résultats publiés par Ammeri *et al.* (2009), Camp *et al.* (2009, 2007), Plé *et al.* (2009). Elle s'appuie sur les rapports de stage de recherche de Skrzycki (2008), Gorniak (2008), Barral (2005), Camp (2004), sur les stages école de Piery (2003), Mayer (2003), Camp (2003) et sur les travaux de thèse de Sophie Camp (12 décembre 2008) et du travail de thèse en cours de Le Thi Ngoc Hà (soutenance prévue en décembre 2009).

Les questions posées par les industriels dans le cadre du contrat CIFRE étaient :

- Sélection d'un sol devant être mis en œuvre en couverture d' ISD ?
- Caractérisation physique et mécanique de l'argile en fonction des conditions de mise en œuvre ?
- Critère de flexion sans fissuration ?
- Faisabilité d'une solution avec renforcement pour une optimisation ?
- Comportement d'une couverture argileuse (essais sur site) et modélisation ?

2.1 Caractéristiques des barrières argileuses en installation de stockage de déchets (ISD)

2.1.1 ISD spéciaux : site très faiblement radioactif (TFA)

Dans le cadre de ses activités industrielles, l'ANDRA a la charge de la réalisation d'un centre de stockage de surface pour déchets très faiblement radioactifs (TFA). Ce centre doit recevoir 650000 m³ de déchets sur les trente prochaines années. Les déchets proviennent essentiellement du démantèlement de centrales nucléaires et de quelques industries chimiques ou métallurgiques polluantes. Il est estimé que 25000 tonnes de déchets radioactifs seront produits par an d'ici les trente prochaines années. Ces déchets possèdent une radioactivité très faible de l'ordre de 1 à 100 Bq/g qui décroît au niveau de la radioactivité naturelle sur la période de surveillance du site (30 ans). S'agissant de déchets radioactifs, la zone de stockage doit être stable, en dehors d'inondations et sur une topographie non accidentée. Le site doit se trouver dans un terrain très faiblement perméable et suffisamment épais pour assurer la sécurité du stockage.

Ce sont là les principales qualités que doit avoir une ISD industrielle pour assurer la pérennité de l'ouvrage sans aucun impact sur l'environnement. Généralement ce genre de site possède une couverture en argile compactée associée à une géomembrane. Malheureusement, la réalisation d'un site de stockage de déchets très faiblement radioactifs est assujettie à des conditions beaucoup plus drastiques.

2.1.2 Choix du site et principe d'exploitation

Le site doit être choisi en fonction de la présence d'une formation argileuse homogène de très faible perméabilité et sans discontinuités. Ce site a été localisé entre les communes de Morvillier et de La chaise dans l'est de la France près de Troyes. Le site couvrira une superficie de 45 hectares. Sa structure géologique est formée d'une couche argileuse (Aptien inférieur) de 25 mètres d'épaisseur très homogène (figure 46).

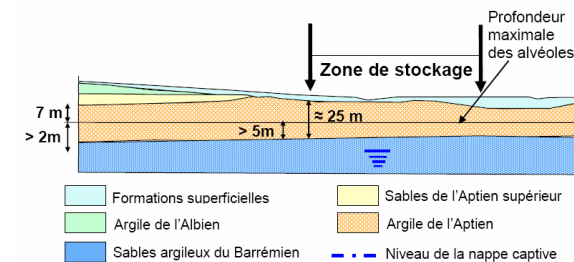


FIG. 46 : Coupe géologique au droit du centre de stockage TFA d'après ANDRA 2005.

De nombreux relevés ont été effectués sur site pour caractériser la formation (ANDRA, 2005). Les résultats de ces études sont rassemblés dans le tableau ci-dessous (tableau 1).

Minéralogie	Kaolinite (~ 50 %) ; Illite (~ 41 %) ; Chlorite (~ 7 %) ; Smectite (~ 0%)
Classification GTR A2	γ_h (kN/m ³) = 21 à 22 ; w_{nat} (%) = 12 à 19
Granulométrie	< 2 μ m (%) 34 à 53 ; < 80 μ m (%) 90 à 95
Plasticité	I_p = 17 à 24 ; W_P (%) = 20 à 24 ; W_L (%) = 42 à 46
Optimum Proctor	γ_{dopn} (kN/m ³) = 17.5 à 18.3 ; w_{opn} (%) = 14.5 à 17.4
Propriétés mécaniques	ϕ_u (°) ~ 22 ; C_u (kPa) ~ 90 ; ϕ' (°) ~ 24 ; C' (kPa) ~ 15
Caractéristiques hydrauliques	$K < 10^{-9}$ m/s

TAB. 1 : Caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile du site d'après les études de l'ANDRA.

Depuis les études minéralogiques de Saadi (2003) il est démontré que parmi les trois grandes familles d'argile (Kaolinite, Illite, Smectite), la Smectite présente une capacité d'échange cationique élevée, qui confère au matériau des propriétés de gonflement. Compte tenu de la composition minéralogique de l'argile de l'Aptien (tableau 1), le matériau testé dans cette étude sera considéré comme non gonflant. L'aquifère est confiné sous la formation géologique précédemment décrite à plus de 27 mètres de la surface supérieure de la formation argileuse. D'un point de vue technique, le site de réception et de stockage peut se diviser en 4 zones principales (figure 47) :

- Une zone de réception et de triage de déchets (zone 1),
- Une zone de stockage en alvéole qui couvre une surface de 30 hectares (zone 2),
- Une zone de bassins de rétention qui permet un contrôle de l'eau du site (zone 3),
- Une zone de stockage de l'argile du site pour la réalisation des couvertures étanches (zone 4).

Les déchets sont stockés dans des alvéoles (figure 47) de 80 x 25 m² sur une profondeur de 6 mètres. Pendant la phase de remplissage des alvéoles, les cellules sont protégées des intempéries par un bâti-voute démontable (figure 48).

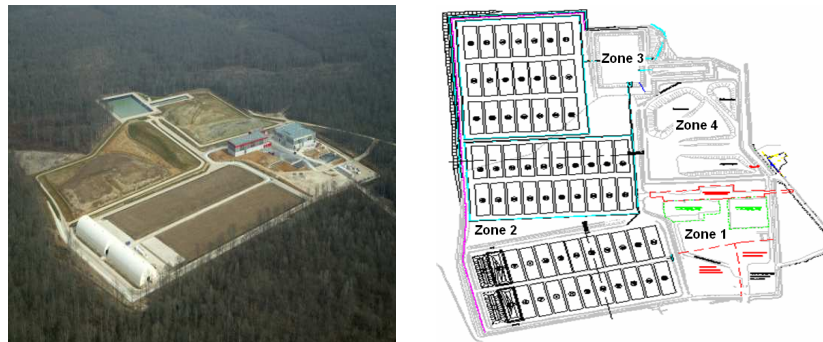


FIG.47 : Vue du site de stockage TFA et schématisation des alvéoles d'après ANDRA 2005.



FIG. 48 : Présentation du bâti voûte sur une cellule de stockage d'après ANDRA 2005.

Le système d'étanchéité de la couverture est le résultat de l'association d'une barrière passive (couche d'argile) et d'une barrière active (complexe géosynthétique, figure 49). La présence de la formation argileuse de bonne qualité garantie d'avoir à disposition suffisamment de matériau pour la couverture de stockage. La barrière active est composée d'une géomembrane coincée entre deux géotextiles (figure 50). Pour compléter l'étanchéité de la couverture un système de drainage est mis en place au dessus de la barrière passive argileuse (figure 50).

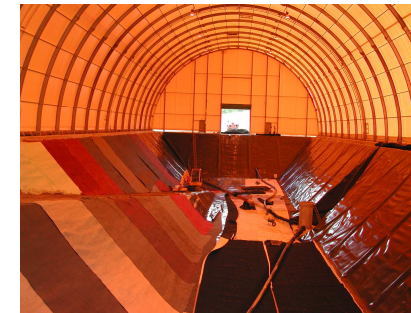


FIG. 49: Complexe géosynthétique utilisé comme barrière active d'après ANDRA (2005).

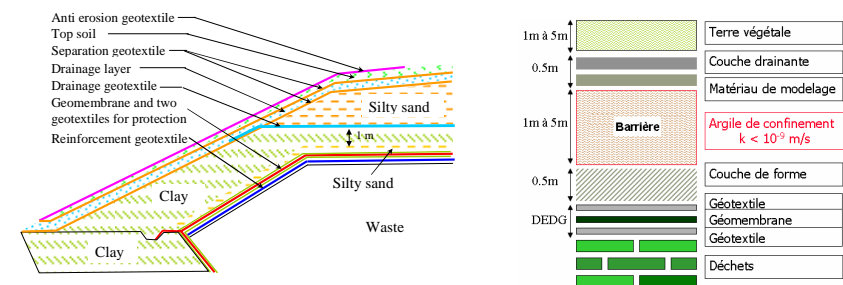


FIG. 50 : Coupe du complexe étanche et barrière argileuse d'après ANDRA (2005).

Les alvéoles sont équipées d'un puit de contrôle qui permet de suivre l'évolution du stockage au cours du temps et de collecter les éventuelles lixiviats. Les déchets radioactifs sont coulés dans du béton et stockés dans des tonneaux ou des containers. Ces containers sont ensuite disposés par couche dans les alvéoles de façon à minimiser les vides. Les espaces inter-containers sont remplis par du sable (figure 51). A la fin du remplissage et après la pose de la géomembrane (figure 48), le bâti-voute est démonté et positionné sur l'alvéole suivante. Pour terminer l'étanchéité de l'alvéole, une couche drainante est mise en place sur le complexe géosynthétique puis une couche d'argile compactée d'une épaisseur minimale de 1 mètre.



FIG. 51 : Stockage dans la cellule des déchets radioactifs en containers et remplissage par du sable d'après ANDRA (2005).

2.1.3 Principaux points techniques

Pour garantir la géométrie de la barrière passive (épaisseur) et son rôle d'étanchéité un remaniement de l'argile du site est nécessaire. L'argile utilisée en couverture doit être traitée et d'importants moyens sont nécessaires à sa préparation. En particulier cette argile doit subir, pour garantir son étanchéité, un tamisage (0/40 mm) et une humidification ($w_{opn} + 2\%$), avant d'être compactée en plusieurs couches (figure 52).



FIG. 52 : Compactage in situ de la barrière argileuse d'après Camp 2008.

Pour tenir compte des périodes de sécheresse potentielle, au moment de la réalisation des couches, un complément d'humidité est fait (7 à 10%). La collecte des effluents est basée sur le principe de la séparation des flux en considérant leur origine et leur contamination potentielle. La présence d'un bâti-voute sur l'alvéole garantie l'absence d'eau dans la cellule au moment du remplissage. Les eaux de pluie sont collectées et dirigées directement vers un bassin de rétention qui permet un contrôle systématique avant un éventuel rejet dans la nature. Les eaux de surface sont drainées vers un bassin de rétention spécifique avant d'être analysées

puis dirigées vers le bassin de rétention précédent. Les lixiviats potentiels des alvéoles sont eux aussi stockés, contrôlés puis traités par un procédé industriel.

Dimensionner la couverture étanche pendant la phase de construction puis en service est de loin le point le plus important de ce type de projet. En effet, des sollicitations internes (tassement des déchets) et externes (dessiccation, gel) peuvent modifier considérablement les caractéristiques mécaniques et hydrauliques de l'argile de surface et ainsi remettre en cause la pérennité de l'ouvrage. Pour le cas spécifique du stockage de déchets très faiblement radioactifs, les caractéristiques suivantes de l'argile semblent être primordiales :

- Une étanchéité vis-à-vis des nucléides. L'argile présente une très faible perméabilité qui permet de limiter la circulation d'eau et donc le transport des radionucléides,
- Une étanchéité pérenne. La réglementation impose une épaisseur minimale de 1 mètre qui assure une protection à long terme,
- L'argile mise en œuvre en couverture doit présenter un potentiel de retrait / gonflement faible,
- La déformabilité en extension de l'argile sans fissurations doit être maximale pour minimiser les risques d'endommagement cas de tassements différentiels des déchets sous-jacents.

La couverture argileuse compactée étant un élément majeur de la sécurité et de la stabilité du site une étude systématique de l'argile du site est nécessaire pour définir les conditions de mise en œuvre du matériau.

2.1.4 Références sur les barrières argileuses et réglementation

Malheureusement, il n'y a que très peu de références bibliographiques sur le comportement d'une argile de couverture et sur sa sensibilité à la déformation sans fissuration. D'après Jesseberger (1991), une argile de couverture ne peut pas subir de distorsion supérieure à 9,5% sans se rompre complètement. Pour ces auteurs, la distorsion est calculée de la façon suivante :

$$D = 2 \times \delta / L \quad (27)$$

Avec δ tassement différentiel ou flèche entre deux points horizontaux distants de $L/2$.

Edelmann (1996) montrent qu'une argile plastique peut subir des déformations importantes résultantes d'une distorsion de 2% sans perdre ses caractéristiques hydrauliques. Dans ce cas c'est la cohésion du matériau qui limite la propagation de la fissure. Quand l'argile devient de plus en plus plastique, les déformations sont de plus en plus significatives et les discontinuités éventuelles (fissures) se propagent de moins en moins vite vers la surface de la couverture (Craig, 1997). Quand il n'y a pas de surcharge, l'argile présente des fissures profondes et ouvertes dans les zones où le moment de flexion est maximum. La profondeur et l'ouverture des fissures diminuent lorsque l'épaisseur de la couche argileuse augmente. Quand l'argile est confinée (surcharge) l'endommagement de traction est remplacée par du cisaillement (figure 53) et des bandes de localisation apparaissent (Jesseberger, 1991 ; Viswanadham, 2002).

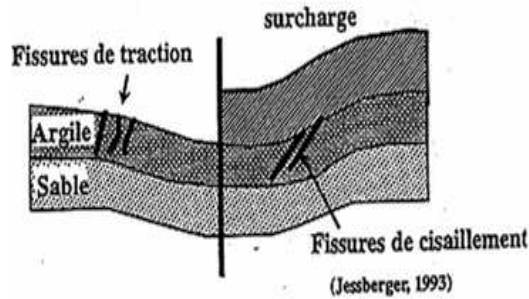


FIG. 53 : Comportement d'une barrière en flexion avec et sans surcharge d'après Jesseberger (1991).

De plus, ces auteurs montrent que le rapport entre la contrainte de traction et la contrainte de compression à l'initialisation de la fissure augmente avec l'augmentation de la teneur en eau. L'argile devient alors de plus en plus ductile et l'asymétrie de comportement de moins en moins marquée (Ajaz, 1975 ; Satyanarayana, 1972 ; Ramanathan, 1974). Dans la littérature, les comparaisons entre ces deux comportements sont parfois contradictoires. A titre d'exemple, nous pouvons faire référence aux modules d'Young trouvés dans la littérature. Pour Ajaz (1975), le rapport entre le module d'Young en traction et le module d'Young en compression est compris entre 2,3 et 4,8. Pour Lusknikov (1973) ce rapport est égal à 0,3 et pour Leonards (1963) il est égal à un. Cette brève analyse bibliographique montre qu'il reste des études à mener sur le comportement d'une argile en flexion pour lever les indéterminations. D'autant plus que les recommandations qui sont données aujourd'hui ne proposent rien sur les grandeurs à prendre en compte dans le cas d'une flexion.

La réglementation Française préconise que la barrière minérale de couverture des casiers de stockage de déchets dangereux soit composée d'au moins un mètre d'argile de perméabilité inférieure ou égale à 10^{-9} m/s. Il s'agit donc de définir la structure de la couverture et les conditions de mise en oeuvre du matériau pour atteindre les objectifs réglementaires. Pour ce faire, des caractéristiques de perméabilité, de résistance au cisaillement et de retrait compatibles avec une mise en oeuvre en couverture d'installation de stockage de déchets ont été proposées par le TC5 de l'ISSMFE (figure 54). Pour un sol donné, ces caractéristiques varient en fonction des conditions de compactage. A énergie de compactage fixée, une perméabilité faible est obtenue pour une teneur en eau élevée (degré de saturation élevé). La limite inférieure de la zone acceptable en terme de perméabilité correspond à la ligne des optimums (limite 1, figure 54). Le second critère est la fissuration par retrait qui ne doit pas être importante. Kleppe et Olson (1985) ont observé qu'une déformation par retrait de 4% engendre une fissuration importante. Daniel et Wu (1993) déterminent l'évolution de la déformation volumique en fonction de la teneur en eau et notamment la teneur en eau engendrant un retrait volumique de 4%. Ils définissent ainsi la teneur en eau minimale de mise en oeuvre acceptable en terme de retrait (limite 2, figure 54). Enfin, la résistance au cisaillement augmente si la teneur en eau diminue significativement ou si le poids volumique est fort. Ainsi, Daniel et Wu (1993) définissent la teneur en eau maximale (limite 3) et la densité minimale (limite 4) permettant d'obtenir une résistance en compression d'au moins 200 kPa (figure 54). L'intersection des zones déterminées correspond aux conditions de compactage (ensemble des couples (w, γ_d)) qui permettent d'obtenir des valeurs de résistance au cisaillement, de perméabilité et de retrait admissibles.

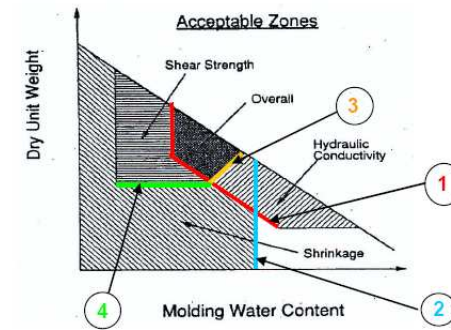


FIG. 54 : Recommandations techniques pour une couverture argileuse d'après le TC5 (ISSMFE).

Le BRGM, quant à lui, propose un domaine dans lequel le compromis, résistance mécanique et perméabilité, est admissible pour le cas des barrières d'étanchéité de site de stockage (figure 55). Selon lui, la zone acceptable est typiquement celle correspondant à une mise en oeuvre à une teneur en eau variant entre $w_{opt} + 2\%$ et $w_{opt} + 6\%$.

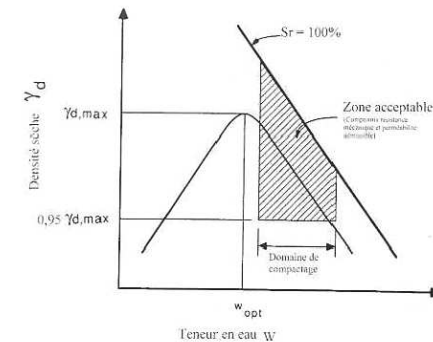


FIG. 55 : Les recommandations techniques du BRGM.

Comme nous venons de le constater, les recommandations qui sont données par les comités techniques ne précisent rien sur la sensibilité de la couche argileuse à la déformation sans fissuration. Notamment, les déformations de flexion sont mal interprétées et rien n'est précisé sur l'influence de la teneur en eau. Ces conditions sur la teneur en eau (figure 55) ont comme conséquences la mise en oeuvre d'un matériau non saturé qu'il faudra caractériser.

Pour pallier ce manque, une étude expérimentale spécifique sur le matériau du site est nécessaire. Elle doit révéler les caractéristiques mécaniques et physiques du matériau à prendre en compte pour une application donnée en fonction des conditions de mise en oeuvre.

Cette étude expérimentale permettra par la suite de valider les modélisations numériques et de préciser les paramètres importants à prendre en compte.

2.2 Caractérisations expérimentales et numériques

L'objectif de ce travail est de déterminer les paramètres physiques et mécaniques importants à prendre en compte pour le dimensionnement d'une argile en couverture. A partir de cet objectif des essais conventionnels et non conventionnels pour le matériau ont été mis au point. Ils permettent de croiser les résultats pour une validation expérimentale et seront utilisés par la suite pour une étude numérique.

2.2.1 Généralités et préparation de l'argile

Optimiser la couche d'argile de couverture requiert en premier lieu une caractérisation physique en laboratoire. En termes de mise en œuvre, l'argile est identifiée par son poids volumique sec (γ_d) et par sa teneur en eau (w). Les échantillons peuvent être préparés par compaction dynamique ou compaction statique sous différentes énergies de compactage. L'évolution de la teneur en eau en fonction du poids volumique du matériau constitue, pour une énergie donnée, la courbe Proctor du sol. Cette courbe présente un optimum appelé w_{opt} . La compaction dynamique (CBR) consiste à impacter (nombre d'impacts = $N = 168$, hauteur de chute = $h = 0,306$ m) l'argile dans un moule (section = $1,824 \cdot 10^{-2}$ m², hauteur = $0,152$ m) en trois couches à l'aide d'une masse ($m = 2490$ g). L'énergie de référence Proctor est donnée sous la forme suivante :

$$E_d^{st} = N \times h \times m \times g / V \quad (28)$$

Dans cette expression, g représente l'accélération de la pesanteur et V le volume du moule. Avec les paramètres précédents, la référence Proctor est égale à $E_d^{st} = 450$ KNm/m³. En faisant varier le nombre d'impacts, il est aisé de faire varier l'énergie de compactage (E_d). Dans ces conditions l'énergie équivalente de compactage est donnée par :

$$e_c = E_d / E_d^{st} \times 100 \quad (29)$$

L'énergie de compactage statique (E_s) est obtenue en soumettant l'argile, placée dans un moule, à un effort de compression Q pour un déplacement u du piston. L'énergie de compactage statique (E_s) est alors déterminée par l'aire sous la courbe effort-déplacement de la forme :

$$\int Q \times du \text{ avec } Q = f(u) \quad (30)$$

Deux énergies différentes sont considérées comme comparables vis-à-vis du compactage si elles renvoient au même couple (γ_d, w) et donc à la même énergie équivalente (e_c).

L'état des contraintes des argiles non saturé peut être identifié par la relation de Bishop (1959) qui fait apparaître l'existence de trois phases (solide, liquide, gazeuse) au sein du matériau sous la forme :

$$\sigma = \sigma' + u_a - \chi(u_a - u_w) \text{ ou } \sigma = \sigma' + u_a - S_r(u_a - u_w) \quad (31)$$

Dans cette expression σ représente la contrainte totale, σ' la contrainte effective, u_a la pression d'air des porosités et u_w la pression d'eau interstitielle. χ ou S_r représentent le degré de saturation du matériau avec $\chi = 0$ ($S_r = 0\%$) pour un sol sec et $\chi = 1$ ($S_r = 100\%$) pour un sol saturé. La différence entre $u_a - u_w$ est appelée la succion. Ces succions seront d'autant plus importantes que le sol est fin. La figure 56 montre que pour une même teneur en eau, un sol

argileux présente une succion beaucoup plus importante que le sable ou les graviers. Quelque soit le matériau ces succions deviennent de plus en plus petite avec l'augmentation de la teneur en eau du sol. Les performances du sol sont donc très dépendantes de la teneur en eau. Un sol trop sec ou trop humide ne pourra pas être mis en œuvre de façon optimale en particulier vis-à-vis de sa perméabilité (figure 56).

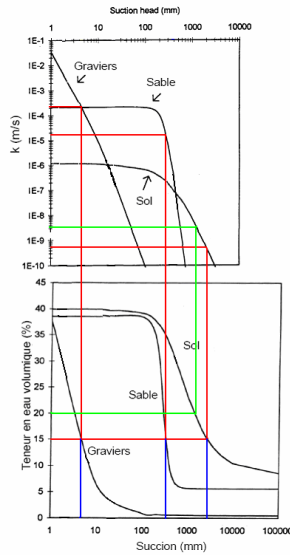


FIG. 56 : Courbes de succion pour différents sols, relation pression, nature du sol et teneur en eau (droites rouges et bleues), conditions optimales pour le sol (droites vertes).

Ici, l'analyse sera faite en contrainte totale car l'appareillage dédié à toutes les expériences ne permettait pas de contrôler la succion. De plus, le temps consacré aux manipulations a été limité pour respecter les dates de remise des rapports à nos partenaires industriels et respecter le planning d'utilisation des appareillages. En conséquence, nous identifierons une contrainte totale maximale (σ_{max}) correspondant à une déformation ϵ_{max} associée et une contrainte à l'initialisation de la première fissure (σ_f) et sa déformation associée ϵ_f . C'est dans ce sens que tous les résultats expérimentaux seront présentés.

Pour le matériau, deux modes de rupture peuvent être identifiés. Le premier correspond au cisaillement et le deuxième au mode d'ouverture en traction. Le premier sera mis en évidence par des essais triaxiaux (qui seront détaillés par la suite) et le second peut être mis en évidence par des essais de traction directe ou/et, sous certaines hypothèses, par des essais de fendage.

La majeure partie des essais sera effectuée pour des teneurs en eau proche de la saturation ($W_{opn} > + 2$ à $+ 4\%$) pour tester en laboratoire l'argile mise en œuvre sur site et rester en accord avec les recommandations. Cette première analyse expérimentale en laboratoire sera comparée avec les essais in-situ. Elle permettra par la suite de calibrer les modélisations.

2.2.2 Compactage de l'argile

Les échantillons sont préparés par compactage dynamique ou statique afin de déterminer le couple (γ_d, w) à l'optimum Proctor en fonction de différentes énergies équivalentes de compactage ($e_c = 80\%, 90\%, 100\%$ et 140%). Le poids volumique des particules solides sera pris arbitrairement égal à $26,5 \text{ kN/m}^3$ et celui de l'eau à 10 kN/m^3 . Ces données nous permettent de tracer sur le diagramme Proctor les courbes de saturation sous la forme :

$$\gamma_d = 10 / (w / S_r + 0,37) \quad (32)$$

D'une façon générale, l'optimum Proctor diminue quand l'énergie de compactage diminue (figure 57). Pour des teneurs en eau proche de la saturation, l'augmentation de l'énergie de compactage n'influence que très peu la valeur du poids volumique sec (figure 57). Ces remarques sont à rapprocher de la nature plastique de l'argile qui peut être caractérisée par le diagramme de Casagrande (figure 58). Le tableau 2 rassemble les caractéristiques Proctor de l'argile étudiée.

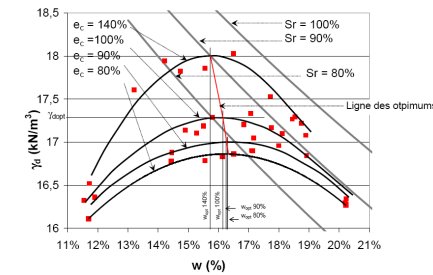


FIG. 57 : Courbes Proctor en compactage statique et dynamique pour différentes énergies de compactage d'après Camp (2008).

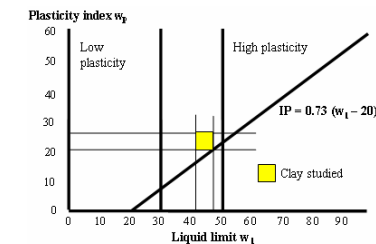


FIG. 58 : Diagramme de Casagrande pour l'argile étudiée d'après Camp (2007).

	$\gamma_{doptn} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$W_{opn} \text{ (}\% \text{)}$	$S_{ropn} \text{ (}\% \text{)}$
$e_c = 140 \%$	18	15,7	84,6
$e_c = 100 \%$	17,25	16,1	76,7
$e_c = 90 \%$	17	16,23	74,3
$e_c = 80 \%$	16,9	16,26	73,3

TAB. 2 : Caractéristiques optimales pour l'argile en fonction de e_c d'après Camp (2008).

Les mêmes valeurs du poids volumique sec sont obtenues par compactage statique ou dynamique. A titre d'exemple, pour un compactage statique si $w = 11,5\%$, les résultats donnent un poids volumique sec de $18,2 \text{ KN/m}^3$ avec $E_s = 247 \text{ KNm/m}^3$ et si $w = 13\%$ un $\gamma_d = 18,3 \text{ KN/m}^3$ pour une énergie de compactage statique de 216 KNm/m^3 . Si nous comparons ces deux valeurs d'énergie statique avec l'énergie de compactage dynamique (Proctor Normal), nous trouvons qu'elles correspondent par extrapolation à une énergie dynamique de $E_d \sim 700 \text{ KNm/m}^3$, soit une énergie équivalente de compactage de plus de 140% (tableau 3).

W (%)	γ_d (kN/m ³)	E_s (KNm/m ³)	E_d (KNm/m ³)	e_c (%)
16,1	17,2	101	450	100
13	18,3	216	690	153
11,5	18,2	247	710	157

TAB. 3 : Comparaison énergie statique de compactage et énergie dynamique de compactage d'après Camp (2008).

Il est donc possible d'accéder au même couple (γ_d, w) par deux méthodes de compactage différentes. L'argile du site étant mise en place en phase humide son compactage se fera avec une énergie supérieure à l'énergie Proctor Normal de l'ordre de 140% (compacteur pied d'âne, figure 52).

2.2.3 Résistance à la compression uniaxiale et analyse de ruine

Les essais uniaxiaux sont réalisés en laboratoire sur des cylindres de hauteur 70 mm et de diamètre 35 mm. L'argile est préparée par compactage statique ou dynamique. L'essai est réalisé jusqu'à la rupture de l'échantillon. Plus de 30 essais de compression simple ont été réalisés pour différentes valeurs de teneur en eau mais majoritairement pour des teneurs supérieures à l'optimum et avec deux énergies de compactage (100% et 140%). La cinématique de l'essai est imposée avec une vitesse de déplacement du plateau mobile faible de l'ordre de 0,5 mm/mn. Le raccourcissement de l'éprouvette est mesuré à l'aide d'un capteur LVDT placé entre les deux plateaux de la presse. Un capteur d'effort mesure l'évolution de la charge au cours de l'essai. Les interprétations des résultats ont été faites en contrainte totale car l'appareillage dédié à ces essais ne permet pas de contrôler la succion. Nous avons donc retenus trois paramètres importants pour cette étude, le module de rigidité apparent (E_{app}), la contrainte totale maximale (σ_{max}) et la déformation à l'initialisation de la première fissure ϵ_i . L'évolution de la géométrie de l'éprouvette au cours de l'essai a été prise en compte dans le calcul de la contrainte axiale. Cette évolution a été prise de la façon suivante :

$$S = S_0 \times k_2 \text{ avec } k_2 = (1 + \epsilon/2)/(1 - \epsilon) \quad (33)$$

Dans cette expression S_0 représente la section initiale de l'éprouvette et ϵ la déformation axiale. Les essais de compression simple ne présentent que très peu de dispersion (< 15% sur σ_{max}). Les courbes contrainte-déformation sur tous les essais, sont fortement non linéaires et ce dès le début du chargement (figure 59). Dans ces conditions, la rigidité apparente du matériau (E_{app}) a été calculée à partir de la valeur du module initial tangent des courbes contrainte-déformation. Pour des teneurs en eau proche de la saturation (entre 20% et 22%), la rigidité de l'argile est relativement constante et égale en moyenne à 3 MPa. Pour des teneurs

en eau plus faible, la rigidité augmente et le matériau devient plus fragile (figure 60). Holtz et Kovacs (1981) montrent que le module des courbes contrainte / déformation est plus fort pour les sols compactés du côté sec ce qui est en accord avec nos résultats expérimentaux.

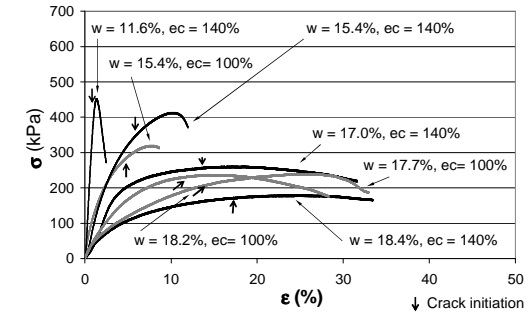


FIG. 59 : Courbes contrainte-déformation sur des essais de compression simple en fonction de l'énergie de compactage, les flèches indiquent l'initialisation des fissures d'après Camp (2005).

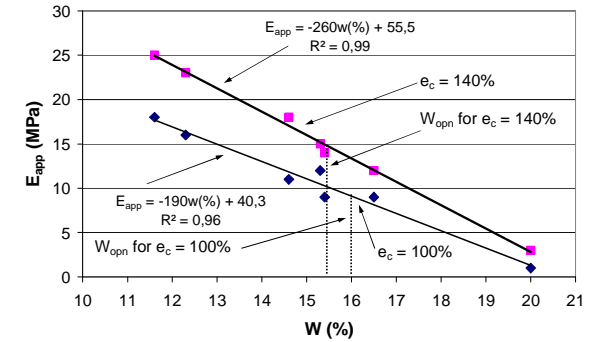


FIG. 60 : Evolution de la rigidité de l'argile en fonction de la teneur en eau pour deux énergies de compactage d'après camp (2005).

L'argile passe d'un comportement fragile à un comportement ductile pour des teneurs en eau proche de l'optimum. Il en résulte une rupture brutale de l'échantillon et un changement du faciès de rupture. Pour illustrer cette constatation, nous avons tracé dans le plan normal et tangent du faciès de ruine (τ, σ) l'évolution de la transition en fonction de la teneur en eau (figure 61). Nous constatons qu'en compression simple nous passons d'un mode de rupture par extension à un mode de rupture par cisaillement. Avec l'augmentation de la teneur en eau du matériau le comportement devient adoucissant. Si la teneur en eau augmente encore, au-delà de l'optimum, le pic de contrainte est de moins en moins prononcé et la valeur de la contrainte totale maximale est de plus en plus faible (figure 59).

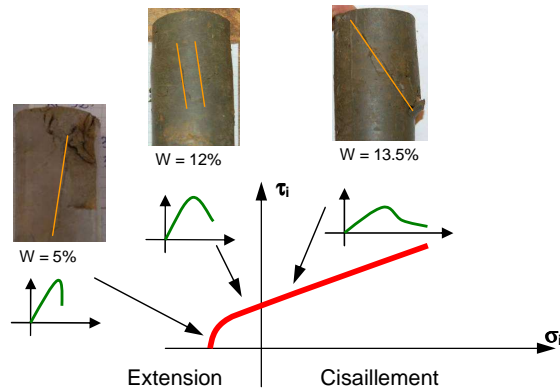


FIG. 61 : Illustration de l'influence de la teneur en eau sur le mode de rupture de l'argile.

Pour une teneur en eau donnée, la valeur de la contrainte maximale augmente en même temps que l'énergie de compactage, c'est-à-dire quand le poids volumique sec augmente. A titre d'exemple (tableau 4), pour une teneur en eau de 15,4%, une augmentation du poids volumique sec de 3% génère une augmentation de la contrainte maximale de 23%. Pour une teneur en eau donnée la contrainte maximale est obtenue dans la partie sèche de la courbe Proctor.

Pour compléter l'étude, la déformation à l'initialisation de la première fissure a été relevée sur les courbes de la figure 59. Pour une énergie de compactage donnée, la déformation à la première fissure augmente avec l'augmentation de la teneur en eau. Pour une teneur en eau donnée la contrainte à l'apparition de la bande de glissement augmente avec l'énergie de compactage. A titre d'exemple (tableau 4), pour une teneur en eau de 15,4%, une augmentation du poids volumique sec de 3% génère une augmentation de la déformation à l'apparition de la bande de glissement de 36%. Pour des teneurs en eau proche de la saturation, l'influence de l'énergie de compactage peut être négligée.

$e_c = 100\%$					
γ_d (KN/m ³)	w (%)	σ_{max} (kPa)	ϵ_{max} (%)	σ_i (kPa)	ϵ_i (%)
17.4	15.4	285	7.2	268	9.0
17.4	17.7	240	25.2	215	15.0
17.2	18.2	237	14.8	235	12.0
$e_c = 140\%$					
γ_d (KN/m ³)	w (%)	σ_{max} (kPa)	ϵ_{max} (%)	σ_i (kPa)	ϵ_i (%)
17.6	11.6	451	1.3	425	1.2
17.9	15.4	354	9.6	342	7.5
17.8	17	261	18.2	256	13.0
17.5	18.4	180	25.0	170	17.0

TAB. 4 : Valeurs des contraintes et des déformations en compression uniaxiale.

Issu des résultats précédents, nous avons représenté l'évolution de la déformation à l'initialisation de la fissure (ϵ_i) en fonction de la contrainte correspondante (σ_i) indépendamment de e_c ou de w . La valeur de cette déformation, pour $w > w_{opn}$, semble

décroître linéairement (figure 62). De la même façon, pour $w < w_{opn}$ la valeur de cette déformation semble aussi décroître mais avec une autre pente. Une transition semble être obtenue pour des teneurs en eau proche de l'optimum. Ces informations quantitatives sur l'évolution de la ruine du matériau sont à rapprocher des informations qualitatives obtenues plus haut (figure 61). Ce changement de mode de rupture autour de l'optimum a déjà été observé par Lambe et Whitman (1979).

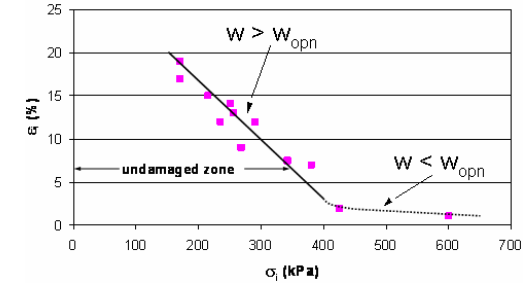


FIG. 62 : Evolution de la déformation à la première fissure en fonction de la contrainte correspondante indépendamment de la teneur en eau et de l'énergie de compactage.

2.2.4 Essais triaxiaux

Sur site, l'argile est en situation de faible confinement (entre 1 mètre = 20 kPa et 10 mètres = 200 kPa, voir figure 50). Dans ces conditions, des essais triaxiaux sont nécessaires. De plus, sur site le sol est mis en œuvre du côté humide de la courbe Proctor, ce qui implique que l'argile se trouve dans un état non saturé mais proche de la saturation ($w = 20\%$, $\gamma_d = 16,9$ kN/m³, $e_c = 140\%$, $S_r = 90\%$). Les essais triaxiaux ont été effectués sur les matériaux non saturés pour se rapprocher des conditions de mise en œuvre de l'argile sur site. Les essais en laboratoire ont été effectués pour des confinements de 50, 100, 150 et 200 kPa et sur des échantillons cylindriques de diamètre 35 mm et de hauteur 70 mm. Les essais triaxiaux sont réalisés en condition non drainés et non consolidés pour un sol non saturé. Pour les teneurs en eau choisies ($w_{opn} + 2\%$ à $+4\%$) les essais ont été considérés comme étant des essais intermédiaires entre des essais non consolidés non drainés classiques (U.U.) et des essais consolidés non drainés (C.U.). Les interprétations des résultats ont été faite en contraintes totales car l'appareillage utilisé ne permet pas de contrôler la succion et quand bien même il n'était disponible que sur des périodes limitées. La correction de l'évolution de la section de l'échantillon au cours de l'essai a été prise en compte pour la construction des courbes contrainte-déformation. Les mesures de l'effort et de l'écrasement du cylindre sous confinement ont été effectuées selon les techniques décrites pour l'essai de compression simple. Les résultats de ces essais nous ont permis de tracer les cercles de Mohr dans le plan (σ , τ) (figure 63). La variabilité de l'angle de frottement apparent (ϕ_{app}) avec la contrainte (σ) est le résultat de l'augmentation de la consolidation de l'échantillon avec l'augmentation de la pression de confinement. La cohésion non drainée apparente (C_{app}) est déduite des résultats précédents sur l'angle de frottement apparent. En conséquence la cohésion non drainée apparente est influencée par les variations de l'angle de frottement apparent. Avec les teneurs en eau choisies, l'angle de frottement apparent présente une faible valeur (tableau 5). Lorsque la teneur en eau augmente, pour une même énergie de compactage, cette valeur diminue. Pour les conditions de mise en œuvre de l'argile sur site l'angle de frottement apparent est de

l'ordre de quelques degrés (tableau 5). Ces résultats sont similaires à ceux de Indraratna et al., (1996) pour les mêmes conditions.

e_c (%)	W (%)	γ_d kN/m ³	C_{app} (kPa)	ϕ_{app} (°)
100	15,4	17,4	105	7,3
140	15,4	17,9	165	9
140	19,13	17,4	84	3,5

TAB. 5 : Variation de l'angle de frottement apparent avec la teneur en eau et l'énergie de compactage d'après Hå et Camp (2008).

Les résultats expérimentaux présentent une dispersion très faible et sont compatibles avec les résultats des essais de compression simple. A titre d'exemple (figure 63), la combinaison des essais uniaxiaux et triaxiaux nous permet de déterminer les cercles de Mohr et les paramètres correspondants.

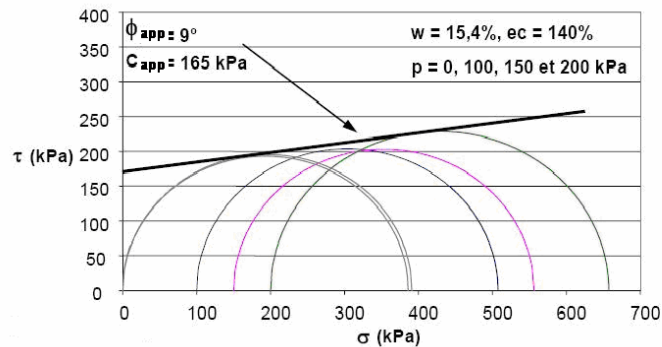


FIG. 63 : Evolution des cercles de Mohr et détermination de la cohésion apparente non drainée d'après Camp (2007).

La résistance au cisaillement sera caractérisée par la cohésion apparente non drainée C_{app} . Cette cohésion non drainée est particulièrement sensible à la valeur de la teneur en eau et à l'énergie de compactage. Les différents essais montrent que la cohésion apparente non drainée diminue avec l'augmentation de la teneur en eau (figure 64). Pour une teneur en eau donnée, cette cohésion devient d'autant plus grande que l'énergie équivalente de compactage augmente (figure 64).

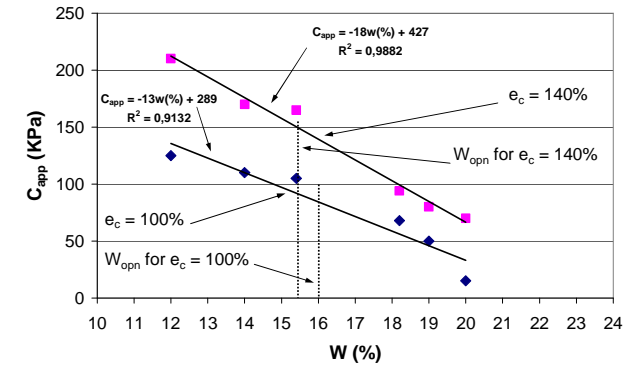


FIG. 64 : Evolution de la cohésion apparente non drainée en fonction de la teneur en eau de l'argile.

Craig et Gallagher (1997) ont réalisé des essais triaxiaux non consolidés non drainés sur une argile saturée ($w_L = 34\%$, $w_p = 18\%$, $w_{opn} = 17\%$ et $\gamma_{dopn} = 17.5$ kN/m³) compactée à l'énergie Proctor normale ($e_c = 100\%$) et à différentes teneurs en eau. Ils montrent une évolution linéaire entre la cohésion non drainée C_u (kPa) et la teneur en eau de la forme :

$$C_u = -14 w + 323.5 \quad (34)$$

En faisant une analyse identique sur nos résultats, nous montrons une évolution linéaire entre la cohésion non drainée apparente et la teneur en eau (figure 64) pour les deux énergies de compactage. Nos résultats donnent des valeurs de cohésion plus faibles à énergie équivalente. De la même façon, Alshihabi et al., (2001) ont réalisé des essais consolidés non drainés sur sol argileux non saturé à l'aide d'un appareil triaxial à succion contrôlée. Ils montrent que la résistance au cisaillement d'un sol quasi-saturé se rapproche de celle d'un sol saturé pour les confinements élevés. Pour les faibles confinements, le sol quasi-saturé présente une cohésion sensiblement plus élevée que celle du sol saturé. Les valeurs de la cohésion apparente déduites de cette étude et utilisées pour le dimensionnement de la couche d'argile pourraient nous placer du côté de la sécurité mais d'autres phénomènes, non étudiés ici, doivent être pris en compte. En particulier, lorsque les sols présentent des teneurs en eau importantes (comme c'est le cas ici) ils sont plus exposés que les autres à des risques de dessiccation.

2.2.5 Résistance à la traction : critère en contraintes totales

La connaissance de la résistance à la traction du matériau est nécessaire pour caractériser le comportement à la flexion. Ces informations peuvent être obtenues à partir d'essais de traction directe ou encore, sous certaines hypothèses, à partir d'essais de fendage. Les essais de traction directe ont été réalisés à partir d'éprouvettes de forme cylindrique de diamètre 35 mm et de hauteur 70 mm. Les échantillons cylindriques ont été collés à leurs extrémités à des rondelles épaisses en PVC. Suite à cette opération, les rondelles en PVC sont équipées d'une tige filetée qui permet une prise aisée dans les mors de la machine de traction. Les techniques de mesure sont identiques à celle de l'essai de compression. Pour l'essai de traction, la cinématique est imposée et la vitesse de déplacement du mors fixe par rapport au

mors mobile est de 0,5 mm/mn. Ces essais étant particulièrement difficiles à conduire, nous ne donnons ici que quelques résultats préliminaires. Nous constatons qu'ils présentent, pour des teneurs en eau équivalente (~ 20%), des dispersions importantes pour une même énergie de compactage ($e_c = 100\%$). Dans ces conditions, une campagne expérimentale supplémentaire et plus importante est obligatoire, elle permettra d'améliorer le dispositif et d'obtenir un plus grand nombre de résultats.

A titre d'exemple, nous donnons les résultats de la campagne préliminaire sur les graphes de la figure 65. Ces résultats ont été comparés aux résultats issus d'un essai de compression simple (figure 65). Le rapport entre la contrainte maximale moyenne de traction ($\sigma_{tmax} = -6,5$ kPa) et la contrainte maximale de compression est de l'ordre de - 0,2 sur ces résultats.

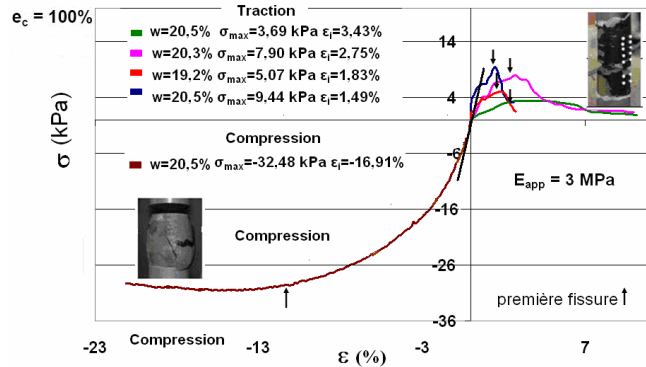


FIG. 65 : Comparaison traction-compression pour échantillons de mêmes caractéristiques d'après Gorniak (2008).

Ajaz et Parry (1967) montrent que ce rapport est compris entre - 0,24 et - 0,20 pour une argile de Gault dont les teneurs en eau sont comprises entre 23% et 31%. Ce rapport est relativement constant quelque soit l'évolution de la teneur en eau des matériaux. Pour des teneurs en eau plus élevées (proche de la saturation) ils montrent que le module d'Young apparent de l'argile est identique en compression et en traction. Ces résultats sont en accord avec cette première analyse pour des teneurs en eau qui rapproche le matériau de la saturation ($e_c = 100\%$, $w = 20\%$, $S_r = 88\%$, figure 20).

Les essais de traction directe étant particulièrement difficile à conduire, une alternative utilisant des résultats issus d'essais de fendage (ou essais Brésiliens) a été étudiée. Ils ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 152 mm et de hauteur 275 mm. Ces essais ont été réalisés avec plusieurs teneurs en eau et pour deux niveaux de l'énergie de compactage. La charge a été appliquée avec une vitesse constante de l'ordre de 0,01 mm/s sur deux génératrices opposées de l'échantillon par l'intermédiaire d'une presse traditionnelle. L'évolution de la charge en fonction du déplacement des plateaux (mesuré à l'aide d'un comparateur) a été construite et l'apparition des fissures a été notée (figure 66). Les courbes obtenues présentent une première partie relativement linéaire qui peut être caractérisée par une raideur (charge linéaire par mètre). Les fissures apparaissent généralement à la fin de la partie linéaire du comportement. En considérant cette remarque et en basant notre analyse sur la théorie de l'élasticité, la résistance à la traction à l'apparition de la première fissure peut être calculée de la façon suivante :

$$\sigma_{it} = 2 \times F_{it} / (D \times H \times \pi) \quad (35)$$

Dans cette équation F_{it} représente l'effort à l'apparition de la première fissure. Comme noté pour la cohésion apparente, la résistance à la traction diminue lorsque la teneur en eau augmente. De plus, lorsque l'énergie de compactage diminue, pour une même teneur en eau, la résistance à la traction diminue (figure 67). Pour des valeurs de teneur en eau proche de la saturation, les résultats des essais de traction directe et de fendage sont très comparables (figure 67). Par la suite nous noterons R_t la résistance maximale à la traction (σ_{it}) et R_c la résistance maximale à la compression simple (σ_{cmax}) et adopterons la convention de signe de la mécanique des sols ($R_c > 0$).

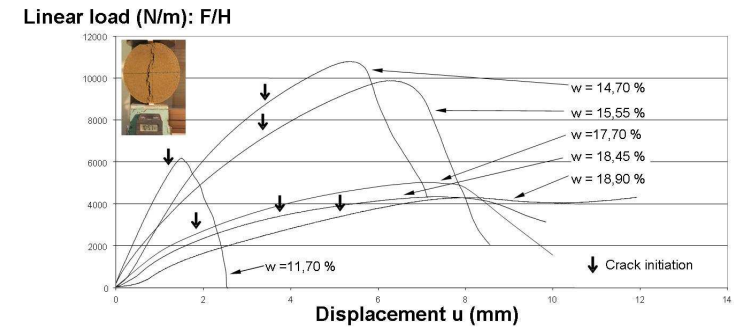


FIG. 66 : Essais de fendage et résistance à la traction par fendage d'après Camp et al., (2005).

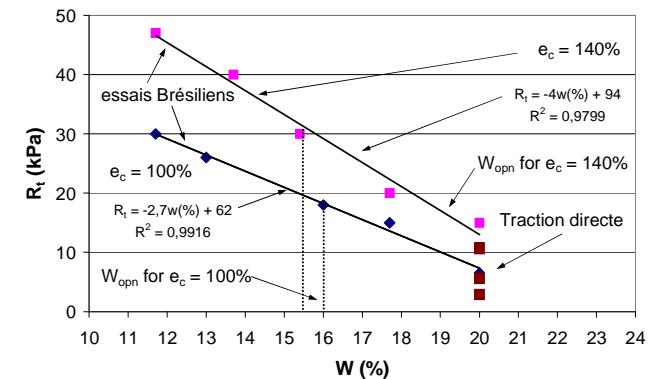


FIG. 67 : Evolution de la résistance maximale à la traction (R_t) en fonction de w pour deux énergies de compactage.

Les résultats issus des essais de compression simple, des essais triaxiaux et des essais de traction peuvent être interprétés dans le plan de Mohr. Une courbe est alors obtenue comme

étant l'enveloppe des familles de cercles de Mohr limites. Dans la littérature, ces courbes présentent des formes diverses (linéaires, bilinéaires, parabolique,...). Les relations sont construites à partir de différents paramètres comme la cohésion et le frottement ou à partir de la résistance à la traction (R_t) et de la résistance à la compression simple (R_c). En utilisant les résultats de Caquot (1966), nous pouvons tracer l'enveloppe expérimentale des cercles de Mohr restreint à la traction et à la compression simple dans le plan de Mohr. La courbe obtenue présente une allure parabolique de la forme :

$$\tau = \{(\sigma - R_t)[R_c^2 / (R_c - 2 \times R_t + 2 \times (R_t^2 - R_t \times R_c)^{1/2})]\}^{1/2} \quad (36)$$

Les courbes enveloppes déterminées à partir des données du tableau 6 sont représentées sur la figure 68. Restreint à la traction et à la compression, l'équation (36) est à rapprocher de celle de Griffith (1921) communément admise pour caractériser la rupture des matériaux fragiles. Dans la zone où l'argile est confinée l'enveloppe des familles de cercles de Mohr limites sera caractérisée par la cohésion apparente et le frottement apparent (tableau 6 et figure 68). En effet, la résistance à la traction étant très petite et les essais réalisés sur le matériau confiné non standards (intermédiaires entre un U.U. et un C.U.), il est impossible d'approcher le comportement en contraintes totales de l'argile étudiée avec une unique courbe enveloppe. La description du comportement du matériau n'est donc pas simple. Malgré tout, et nous le verrons par la suite, ce sont en particulier les valeurs de R_c et de R_t qui vont contrôler le comportement en flexion de la couverture argileuse. Elles constituent donc des paramètres importants à prendre en compte dans le cadre de cette étude.

e_c (%)	W (%)	ϕ_{app} (°)	C_{app} (kPa)	R_c (kPa)	R_t (kPa)
100	15,4	7,3	105	285	-20
140	15,4	9	165	354	-30
100	20,0	5,8	15	32	-6,5
140	19,13	3,5	84	175	-15

TAB. 6 : Résistance à la compression simple et à la traction directe d'après Hà et Camp (2008).

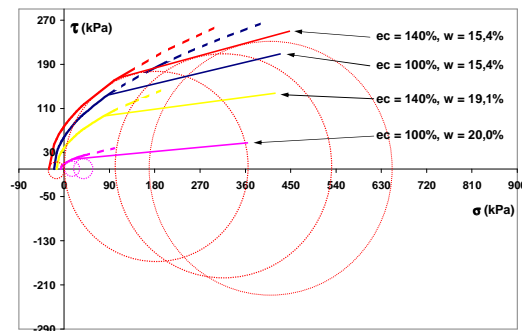


FIG. 68 : Courbe enveloppe des cercles de Mohr limites.

2.2.6 Essais de flexion 4 points avec mesure de champ

Pour mettre en évidence la sensibilité de l'argile à la déformation, nous avons réalisé des essais de flexion 4 points. Ces essais ont été choisis pour étudier l'influence du moment de flexion sur le comportement de l'argile et parce qu'ils se rapprochent le plus du comportement d'une couverture argileuse sous des tassements différentiels (figure 69). Les essais sont réalisés sur des prismes d'argile compactés statiquement de 100 mm × 100 mm × 400 mm. 4 capteurs LVDT sont utilisés pendant l'essai, 2 positionnés au droit des supports du prisme et deux autres en opposition au milieu de l'échantillon. Ces deux derniers capteurs LVDT permettent de mesurer la flèche de la poutre. La charge est mesurée par un capteur d'effort placé directement sur le plateau supérieur de la presse. La cinématique de l'essai est imposée (0,2 mm/mm). Elle permet un contrôle de la propagation de la fissure. La partie centrale de l'éprouvette est peinte en noire et équipée de marqueurs blancs. Cette face est filmée en continue et permet une visualisation de l'initialisation puis de la propagation de la fissure. Une analyse d'images permet de déterminer le champ de déplacement de certains points de la partie centrale puis de calculer, sous certaines conditions, le champ de déformation.

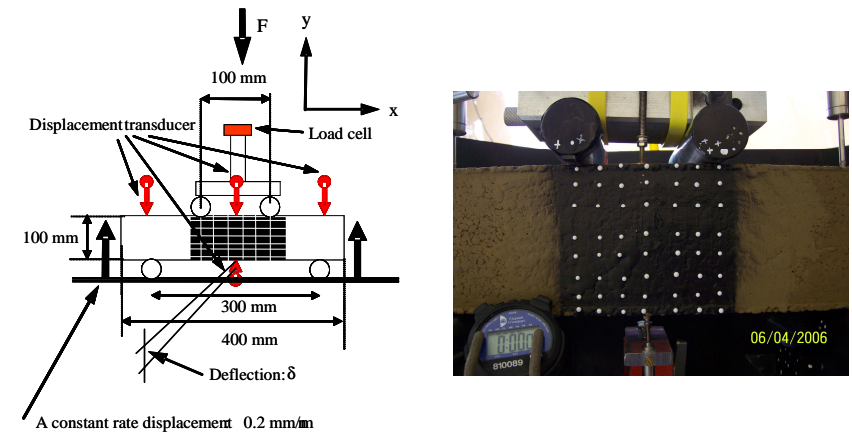


FIG. 69 : Principe de l'essai de flexion 4 points et éprouvette en place d'après Camp (2007).

Les résultats des essais en effort-flèche montrent que pour des teneurs en eau faible le comportement de l'argile en flexion est fragile (figure 70). La transition est obtenue autour de l'optimum. Dans tous les cas la première fissure apparaît dans la zone de traction. La flèche augmente quand la teneur en eau augmente et l'apparition de la fissure est retardée.

A partir de l'analyse d'images, il est possible de construire le champ de déformations de la partie centrale de la poutre soit par une méthode de triangulation (Delaunay, 1934) ou en utilisant le principe des éléments finis avec une fonction d'interpolation. Dans les deux cas, le champ local de déformation est calculé de la façon suivante :

$$\langle \epsilon_{ij} \rangle = 1/2 (\langle u_{ij} \rangle + \langle u_{ji} \rangle) \quad (37)$$

Pour rendre compte de façon globale de la déformation de la partie centrale, nous déterminons à partir du champ local une déformation moyenne dans la partie haute et basse de l'échantillon. Seules les déformations ϵ_{xx} sont tracées en fonction de la flèche (figure 71).

Elles permettent de déterminer avec précision la déformation à l'apparition de la première fissure (ϵ_i). C'est cette valeur de la déformation qui sera retenue par la suite.

Il est à noter que la déformation dans la partie comprimée de la poutre est relativement constante alors que pour la partie tendue les valeurs peuvent varier de 1 à 20 en fonction de la teneur en eau (figure 71). Cela suggère que la fibre neutre se déplace vers la zone de compression quand la teneur en eau augmente et que la fissure se propage.

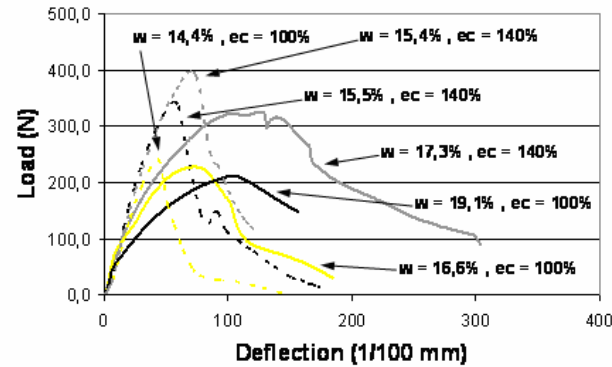


FIG. 70 : Courbes effort-flèche (flexion 4 points) en fonction de la teneur en eau pour deux énergies de compactage d'après Camp (2009).

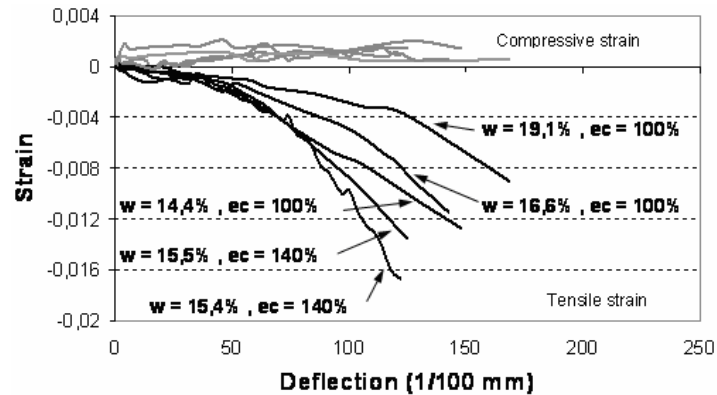


FIG. 71 : Evolution de la déformation ϵ_{xx} dans la zone comprimée et dans la zone tendue d'après Camp (2009).

2.2.7 Expérimentation numérique sur l'essai de flexion : critère en déformation

L'analyse des champs précédents sur les essais de flexion 4 points ne permet pas de passer simplement des déformations aux contraintes. Dans ces conditions, une aide au dépouillement utilisant un code numérique a été envisagée. S'agissant d'une modélisation par

éléments finis, seul le comportement pré-fissuré a été envisagé. Une attention particulière a été portée à l'apparition de la première fissure en fonction des conditions de mise en œuvre (teneur en eau et énergie de compactage). Les tests numériques ont été menés à l'aide du logiciel PLAXIS. La modélisation est réalisée en déformation plane. La loi de comportement considérée est une loi élasto-plastique de type Mohr-Coulomb. Cette loi a été choisie car elle est couramment utilisée et les paramètres de la loi sont peu nombreux et relativement faciles à déterminer expérimentalement. L'essai de flexion a été modélisé à court terme en condition drainée (pour éliminer les surpressions interstitielles) et en prenant en compte le poids de l'échantillon (γ_h et γ_{sat}). Ce choix a été fait après avoir testé l'influence du maillage sur les résultats. Une discrétisation supérieure pour le maillage a été envisagée mais elle s'est avérée augmenter les temps du calcul et ne pas influencer significativement les résultats obtenus. Afin de se rapprocher au mieux des conditions aux limites réelles lors des essais de laboratoire, uniquement deux points, correspondant aux rouleaux inférieurs ont été bloqués dans la direction Y (figure 72). Un déplacement est imposé en deux points correspondant aux rouleaux supérieurs. Aucune sollicitation n'est appliquée selon la direction X.

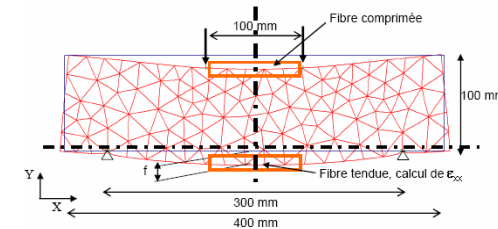


FIG. 72 : Schéma du maillage et géométrie du modèle d'après Skrzycki et Camp (2008).

Les paramètres de la loi de Mohr-Coulomb sont déterminés à partir des résultats expérimentaux. En particulier, la cohésion apparente et l'angle de frottement apparent sont déterminés à partir des essais triaxiaux non consolidés non drainés sur l'argile non saturée. Les essais de compression simple permettent de définir un module d'Young apparent. En l'absence d'essais de traction directe suffisant, le module d'Young apparent prendra la même valeur en compression et en traction. Pour la modélisation PLAXIS, il est défini une coupure en traction. Cette coupure en traction sera prise égale à la valeur de la résistance en traction (R_t) définie à partir des essais de fendage (figure 66) pour les conditions de mise en œuvre considérées (w , e_c). Le schéma mécanique retenu est défini figure 73.

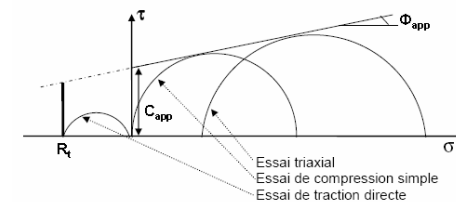


FIG. 73 : Loi de comportement utilisée dans PLAXIS d'après Camp (2008).

Deux tests numériques ont été réalisés pour une même énergie de compactage ($e_c = 140\%$) et pour deux conditions de teneurs en eau ($w \approx w_{opt}$ à l'optimum et $w \approx w_{opt} + 4\%$, coté humide) correspondant aux conditions de mise en œuvre de l'argile sur site. Les paramètres de la modélisation sont définis à partir des essais expérimentaux :

- Pour les conditions optimales, les résultats proviennent des essais effectués sur une brique de teneur en eau $w = 15,4\%$ et de $\gamma_d = 17,9 \text{ kN/m}^3$ (figure 63). La coupure en traction est estimée à partir des essais de fendage (R_t). Dans ces conditions, $R_t = -30 \text{ kPa}$ (tableau 6).
- Pour les essais coté humide, les résultats proviennent des essais réalisés sur des échantillons prélevés in situ et de teneur en eau moyenne $w = 19,13\%$ et de $\gamma_d = 17,4 \text{ kN/m}^3$ (figure 74). La coupure en traction est estimée à partir de la figure 67 (tableau 6) pour une teneur en eau de 20% et une énergie de compactage $e_c = 140\%$. Dans ces conditions $R_t = -15 \text{ kPa}$ (tableau 6).

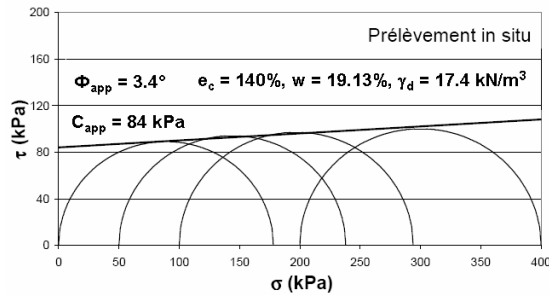


FIG. 74 : Essais Triaxiaux et de compression simple réalisés sur des prélèvements in situ d'après Camp (2008).

Les paramètres de la loi de comportement utilisés pour la modélisation numérique sont rassemblés dans le tableau 7.

Loi de comportement de Mohr Coulomb	Optimum	Coté Humide
e_c énergie de compactage (%)	140	140
w teneur en eau (%)	15,4	19,13
γ_h poids volumique humide (kN/m^3)	21	20,5
γ_{sat} poids volumique saturé (kN/m^3)	21,4	21,5
C_{app} cohésion apparente (kPa)	165	84
ϕ_{app} angle de frottement apparent ($^\circ$)	9	3,4
ψ angle de dilatance ($^\circ$)	0	0
ν coefficient de Poisson	0,3	0,4
Module d'Young (MPa) - traction et compression	14	3
R_t Coupure en traction (kPa)	-30	-15
Eléments finis 15 nœuds, Déformation plane, Conditions drainées		

TAB. 7 : Paramètres utilisés pour la modélisation PLAXIS d'après Skrzycki et Camp (2008).

Un déplacement est imposé au droit des flèches sur la partie supérieure de la brique (figure 72). Des déplacements croissants sont réalisés jusqu'à l'apparition des coupures en traction.

Les contraintes horizontales σ_{xx} ainsi que les déformations horizontales correspondantes ϵ_{xx} peuvent alors être tracées à la fin de chacune des itérations. La flèche correspondant à l'apparition de la première coupure en traction (initialisation de la fissure) est notée f_i . L'analyse d'une section droite au milieu de la poutre (400/2 mm) permet de déterminer la position de la fibre neutre, le champ de contraintes et le champ de déformations. La figure 75 présente l'évolution des contraintes et des déformations horizontales d'une section droite après l'apparition de coupures en traction. L'apparition de la première fissure, correspondant à l'apparition de la première coupure en traction, intervient dans la zone du comportement élastique. La valeur de la contrainte correspondante est alors exactement égale à la valeur de la coupure en traction (R_t).

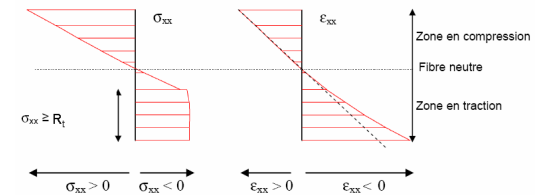


FIG. 75 : Analyse des contraintes et déformations d'une section droite selon PLAXIS.

Dans le cas d'une teneur en eau proche de l'optimum ($w = 15,4\%$, $e_c = 140\%$), la flèche sous le poids propre de la brique est de 0,3 mm ($\epsilon_{xx} = -0,1\%$). La rupture en traction apparaît pour un déplacement imposé à la surface de la brique de 0,74 mm. La flèche correspondante f_i est égale à 0,75 mm et localisée au milieu de la portée. La valeur moyenne de la déformation horizontale ϵ_{xxi} au niveau de la fibre tendue, calculée sur les 100 mm centraux, est de $-0,24\%$ pour une contrainte de traction de -30 kPa . Ces résultats sont comparés à ceux obtenus lors de la réalisation d'essais de laboratoire sur des briques présentant les mêmes conditions initiales ($w = 15,4\%$, $e_c = 140\%$). Le champ de déplacement, la flèche et la déformation à l'apparition de la première fissure sont aussi comparés (tableau 8).

Dans les conditions humides, la flèche sous le poids propre de la briques est de 1,28 mm ($\epsilon_{xx} = -0,40\%$). Le déplacement imposé correspondant à l'apparition de la première coupure en traction est de 1,41 mm. La flèche correspondante f_i est de 1,5 mm et la déformation horizontale moyenne dans les 100 mm centraux ϵ_{xxi} est de $-0,44\%$. Ces résultats sont comparés à ceux obtenus sur une brique de caractéristiques initiales ($w = 19,13\%$, $e_c = 140\%$) très proches des conditions modélisées. Là encore, les résultats obtenus sont très comparables (tableau 8).

	Essai en laboratoire	Expérience numérique
Optimum	$w = 15,4\%$, $e_c = 140\%$	$w = 15,4\%$, $e_c = 140\%$
f_i	0,74 mm	0,75 mm
ϵ_{xxi}	-0,16%	-0,24%
Coté humide	$w = 19,13\%$, $e_c = 140\%$	$w = 19,13\%$, $e_c = 140\%$
f_i	1,3 mm	1,5 mm
ϵ_{xxi}	-0,5%	-0,44%

TAB.8 : Comparaison des résultats de laboratoire et des expériences numériques à l'initialisation de la fissure d'après Camp 2008.

Dans la partie centrale de l'échantillon, la déformation est uniforme (figure 76). La contrainte de compression maximale trouvée avec les conditions humides et à l'apparition de la première fissure est de 30 kPa. Les essais de compression simple réalisés en laboratoire sur des éprouvettes similaires donnent une résistance de 175 kPa (tableau 6).

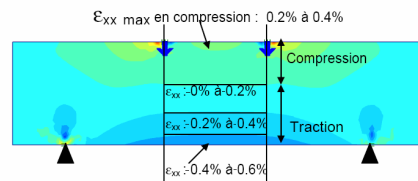


FIG. 76 : Champ de déformation ϵ_{xx} à l'apparition de la première fissure en condition humide d'après Camp 2008.

De plus nous remarquons que l'influence de la teneur en eau sur le comportement de l'argile en flexion est nettement marquée avec des valeurs de ϵ_{xxi} et de f_i qui doublent lorsque la teneur en eau est augmentée de presque 4% (tableau 8). Les valeurs des flèches et des déformations à l'apparition de la fissure obtenues par modélisation sont proches des valeurs obtenues lors des essais de laboratoire. La cinématique de l'essai semble donc bien reproduite. Ainsi, dans la zone de pré-fissuration le comportement semble guidé par la rigidité du matériau et la valeur de la résistance à la traction. A partir des résultats expérimentaux précédents et des tests numériques, nous avons construit une courbe flèche-déformation à l'apparition de la première fissure. C'est cette courbe qui sera retenue comme critère de déformation sans fissuration pour la couche d'argile en flexion (figure 77). La relation trouvée semble être indépendante de la teneur en eau et de l'énergie de compactage. Plusieurs auteurs ont montré que la perméabilité n'est pas significativement influencée par la diminution de l'énergie de compactage du coté humide de l'optimum. En conséquence, les résultats de cette étude permettent d'envisager de diminuer l'énergie de compactage lors de la mise en œuvre de l'argile sur site.

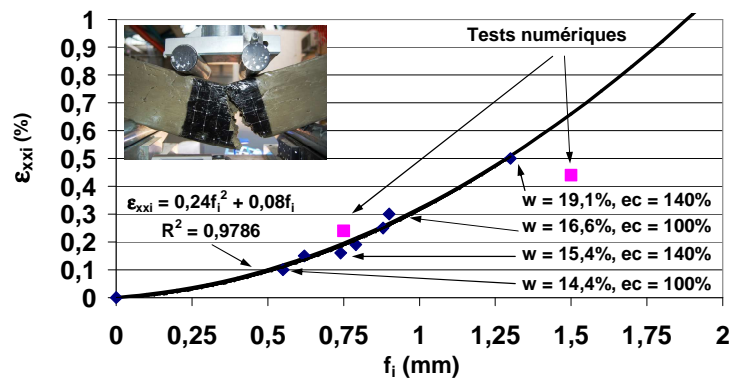


FIG. 77 : Evolution de la flèche en fonction de la déformation à l'apparition de la première fissure d'après Skrzycki et Camp (2008).

Nos résultats sont en accords avec ceux trouvés dans la littérature (Indraratna, 1996 ; Ajaz, 1975 ; Edelmann, 1996) sur des échantillons d'argile de géométries similaires (poutre). Les flèches déterminées par ces auteurs sur des résultats expérimentaux varient entre 0.5 mm et 2 mm pour des conditions de teneur en eau comparables. Les déformations correspondantes, calculées à partir d'une méthode élastique, sont comprises entre 0.007% et 0.7%. Il faut noter que tous ces résultats expérimentaux sont particulièrement difficiles à comparer en effet, la nature de l'argile, sa teneur en eau, l'énergie de compactage et la géométrie de l'éprouvette sont autant de facteurs qui influencent les résultats. De plus, l'influence de l'évolution de la fissuration n'a pas été prise en compte. La modélisation du développement de l'endommagement de l'argile en flexion reste donc un problème ouvert qui ne peut pas être pris en compte par une étude numérique aussi simple que celle mise en œuvre dans cette approche. Une alternative utilisant une modélisation discrète à donc été envisagée (voir chapitre 3 perspectives). Cependant, il est intéressant de constater que, malgré tout, le modèle proposé est à même de reproduire les conditions cinématiques liées à l'apparition de la première fissure.

2.3 Effet d'un renforcement sur une argile en ISD

Comme déjà évoqué dans les chapitres précédents, la couche d'argile utilisée en barrière étanche des installations de stockage de déchets étant particulièrement sensible à la déformation, une solution visant à améliorer les caractéristiques mécaniques de l'argile et à limiter sa fissuration a été envisagée.

2.3.1 Rôle d'un renforcement et références bibliographiques

Ajouter des fibres courtes à un sol permet d'apporter une résistance supplémentaire. Ce concept, très ancien, a été utilisé, par exemple, pour augmenter la rigidité des argiles. Cependant, ce procédé, relativement nouveau en géotechnique, à besoin d'évaluation. D'une façon générale, le renforcement par fibre est supposé améliorer la résistance au cisaillement et la cohésion du sol. Andersland et al. (1979) ont réalisés des essais sur une kaolinite renforcée avec des fibres de celluloses. Ils ont montrés que la résistance au cisaillement augmentait avec le pourcentage de fibres. De plus, l'ajout de fibres rend le matériau plus ductile surtout pour de faibles valeurs de la teneur en eau. Maher et Ho (1994) ont montré qu'une distribution de fibre aléatoire dans un matériau argileux pouvait le rendre plus résistant et plus rigide vis-à-vis de la flexion. Pour ces auteurs, ce phénomène est le résultat de l'interaction entre les fibres et la matrice argileuse. La contribution du renforcement fibreux est d'autant plus significative que le matériau est sec. Pour un matériau humide l'apport est moins significatif. Des résultats de compactage Proctor (en phase humide) montre qu'une augmentation du pourcentage de fibres dans une matrice argileuse n'influence que très peu le poids volumique sec du matériau. Un pourcentage massique de fibres compris entre 0% et 5% est généralement défini comme optimum pour le matériau composite. Il varie en fonction de la longueur et de la nature des fibres utilisées (Al Wahab et al., 1995). Dans tous les cas, le rôle principal des fibres est de contrôler la fissuration, (Ziegler, 1998 ; Allan, 1995) par exemple, dans les ouvrages géotechniques soumis à des cycles d'humidification et de dessiccation. Pour ces cas, les renforts fibreux réduisent considérablement le nombre et l'ouverture des fissures. Ce sujet n'étant pas rapporté dans ce travail, nous nous concentrerons sur les renforcements fibreux capables de limiter l'endommagement des couvertures argileuses des installations de stockage de déchets en cas de tassements différentiels. Pour cela, il est généralement utilisé des renforcements horizontaux composés de nappes de géosynthétiques (géogrilles). Cette technique, très utilisée en géotechnique moderne, nécessite un ancrage du renforcement horizontal. En utilisant des renforcements fibreux, nous évitons les ancrages techniquement coûteux et réduisons, par la même, le coût de l'installation. Dans ces conditions, cette voie de recherche intéresse beaucoup les exploitants des installations de stockage de déchets. C'est cette recherche sur l'amélioration du comportement mécanique qui est mis en avant dans ce paragraphe.

2.3.2 Sélection des matériaux

Trois types de fibres ont été utilisés pour les essais (figure 78). Des fibres organiques de sisal (f_o), des fibres courtes synthétiques de polypropylène (f_s), et finalement des fibres métalliques mélangées à de la poudre de caoutchouc (f_p) issus du recyclage de l'industrie du pneumatique. Afin de faciliter la préparation du mélange avec l'argile, les fibres métalliques et la poutre de pneumatique sont utilisées en l'état avec une proportion volumique de fibres (VFC) égale à 35%. Aucune séparation n'a été faite entre les fibres métalliques et la poudre de pneus. Les caractéristiques des trois sortes de fibres sont rassemblées dans le tableau 9. Dans le composite, le pourcentage volumique de fibres peut-être calculé de la façon suivante :

$$\chi = V_f/V \quad (38)$$

Dans cette expression V_f est le volume des fibres et V celui du composite. Le pourcentage en masse, plus facile à déterminer expérimentalement, peut-être donné par la relation suivante (Li et al., 2005) :

$$\chi_w = W_f/W_s \quad (39)$$

Dans cette expression, W_f est le poids des fibres et W_s celui du sol sec. La géométrie des fibres peut-être caractérisée par un rapport de forme exprimé de la façon suivante :

$$\eta = l_f/d_f \quad (40)$$

Dans cette expression l_f est la longueur de la fibre et d_f le diamètre. Les fibres sont coupées en morceaux de 6 à 30 mm donnant le même rapport de forme ($\eta = 300$).

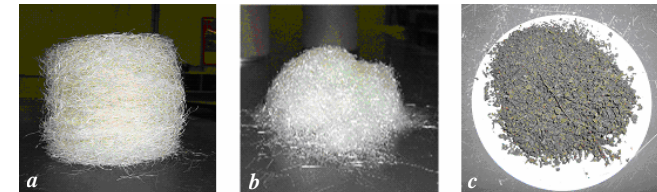


FIG. 78.: Présentation des fibres; a) fibres organiques (f_o); b) fibres synthétiques (f_s); c) mélange fibres métalliques et poudre pneumatique (f_p) pour $\chi_w = 3\%$ d'après Hâ (2009).

Propriétés physiques et mécaniques	f_o	f_s	f_p (*35%)
Longueur moyenne des fibres (mm)	30	6	30
Diamètre moyen équivalent (mm)	0.1	0.02	0.1
Masse volumique équivalente (kg/m^3)	390	910	3075
Résistance à la traction (MPa)	350	350	400
Module d'Young (GPa)	20	9	200

* Pourcentage volumique de fibres (VFC)

TAB. 9: Propriétés physiques et mécaniques des fibres.

Le pourcentage de fibres dans le mélange sera pris égal à 3% et 6% (Zornberg et al., 2003). Comme l'épaisseur de la couche d'argile sur le site de stockage est comprise entre 1 m et 5 m et surmontée d'une couche de forme et de terre végétale de 1 m à 5 m, 5 pressions de confinement ($P = 0, 50, 100, 150, 200$ kPa) ont été utilisées pour tester l'argile et l'argile renforcée. L'argile utilisée est extraite du site de stockage. Les fibres sont malaxées à l'argile pour rendre le composite homogène. Pour reproduire les conditions de mise en œuvre le sol est préparé à une teneur en eau comprise entre W_{opt} et $W_{opt} + 4\%$. Les échantillons testés présentent une teneur en eau moyenne de 18%. Pour l'argile naturelle, l'optimum Proctor normal ($e_c = 100\%$) est à 16% de teneur en eau pour un poids volumique sec de $17,2$ kN/m³. Le matériau composite est compacté dans un moule CBR à la dame automatique. L'analyse des échantillons compactés permet de déterminer les courbes Proctor du matériau composite en fonction du pourcentage de fibres (figure 79). Le poids volumique sec augmente avec l'augmentation du pourcentage de fibres dans le mélange (figure 79). Cette tendance a été vérifiée avec toutes les fibres et est en accord avec les résultats de Maher et Ho (1994). Pour

un pourcentage de fibres de 6‰ l'optimum Proctor est de 17.9 KN/m³, c'est-à-dire proche de l'argile non renforcée.

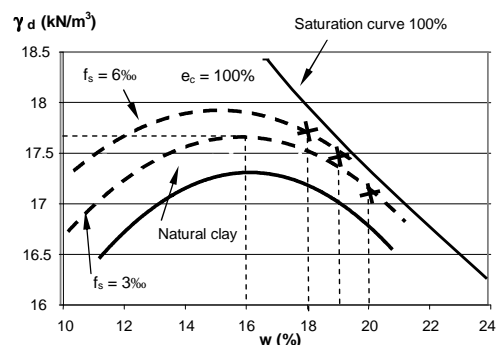


FIG. 79: Courbes Proctor pour l'argile naturelle et le matériau composite d'après Hà (2009).

2.3.3 Résultats expérimentaux

Des essais triaxiaux et de compression simple ont été réalisés sur des éprouvettes de 35 mm de diamètre et de 70 mm de longueur (figure 80). Les essais sont menés sur de l'argile naturelle et de l'argile renforcée pour deux pourcentages de fibres dans le mélange ($\chi_w = 3\%$ et $\chi_w = 6\%$) donnant 6 différents pourcentages volumiques et un seul rapport de forme de 300. Nous avons noté que lorsque les fibres font 30 mm de longueur le carottage des éprouvettes devient difficile et l'éprouvette trop petite devant la taille des fibres. En conséquence, pour un pourcentage de fibres dans le mélange de 6‰, seulement quelques échantillons ont été testés.



FIG. 80: Moule standard CBR et échantillon testé (35 mm × 70 mm).

Comme pour les essais précédents, les tests expérimentaux ont été réalisés sur une argile non saturée pour reproduire les conditions de mise en oeuvre sur site. Les résultats ont été interprétés en contraintes totales. Comme précédemment, le matériau composite a été caractérisé par une rigidité apparente en compression simple. De la même façon, la déformation à l'initialisation de la fissure a été caractérisée par ϵ_i , la contrainte maximale par σ_{max} et la déformation correspondante par ϵ_{max} . Pour les essais triaxiaux, l'apparition de la surface de glissement sera caractérisée par $\epsilon_{max} = \epsilon_i$. Tous les essais ont été réalisés avec le même appareillage. L'évolution de la géométrie de l'éprouvette au cours des essais a été prise en compte et une correction sur la section résistante a été apportée. Une trentaine d'essais ont été réalisés et quelques résultats sont présentés dans ce rapport.

Les courbes contrainte-déformation pour l'argile naturelle et l'argile renforcée présentent des comportements non linéaires dès le début du chargement. La rigidité apparente des matériaux, en compression simple, a été estimée à partir du module tangent. Un exemple de résultats sur l'évolution de la rigidité du matériau composite en fonction du pourcentage de fibres est donné dans le tableau 10. Les teneurs en eau sont comprises entre 16% et 20%.

	Argile naturelle	$f_p - 3\%$	$f_s - 3\%$	$f_o - 3\%$	$f_s - 6\%$	$f_p - 6\%$
E_{app} (MPa)	6.1	7.5	7.0	6.3	7.6	8.1

TAB. 10: Evolution du module d'Young apparent avec le pourcentage de fibres.

Avec un pourcentage de fibres dans le mélange de 3‰, La rigidité apparente de l'argile peut augmentée de presque 20%. Quand le pourcentage massique atteint 6‰, le gain est de 25%, c'est-à-dire non négligeable. Ces résultats sont en accord avec ceux de Zornberg (2003) qui trouve une augmentation de 30%. Pour cette gamme de teneur en eau, il n'y a pas d'évolution observée du changement de comportement mécanique en fonction du pourcentage des fibres. Les essais triaxiaux ont été réalisés comme précédemment décrits. Ils sont considérés comme étant des essais intermédiaires entre des essais non consolidés non drainés et des essais consolidés non drainés. Les interprétations des résultats ont été faites en contraintes totales. L'analyse des essais triaxiaux nous permet de caractériser la cohésion apparente non drainé et l'angle de frottement apparent (tableau 11). Nous notons que l'angle de frottement est relativement constant quelque soit le pourcentage de fibres. Il apparaît que, dans les cas considérés, les renforts fibreux n'aient aucun rôle. Cependant, nous notons que l'angle de frottement est plus important lorsque le mélange est constitué avec des fibres courtes (f_s). Ces résultats préliminaires sur l'angle de frottement sont en accord avec ceux de Li (2005) qui montre qu'un renforcement de l'argile par des fibres courtes peut augmenter la résistance au cisaillement du sol.

	Argile naturelle	$f_o - 3\%$	$f_s - 3\%$	$f_p - 3\%$	$f_s - 6\%$	$f_p - 6\%$
w (%)	17.2	17.7	18.9	17.5	18.8	22.6
C_{app} (kPa)	65	115	85	160	78	72
ϕ_{app} (°)	8.9	7.7	15.4	6.3	12.3	7.2

TAB. 11: Paramètres C_{app} et ϕ_{app} pour l'argile et l'argile renforcée d'après Hà (2009).

La cohésion apparente est déduite de la détermination de l'angle de frottement apparent. Pour l'argile naturelle, il a été montré que la cohésion apparente diminuait avec l'augmentation de la teneur en eau. Pour l'argile renforcée cela est moins évident. La valeur maximale de la cohésion apparente a été obtenue pour les renforcements par fibres métalliques ($\chi_w = 3\%$). L'addition de fibres à l'argile semble rendre le mélange plus cohérent (quelque soit χ et χ_w). La moyenne des résultats obtenue, pour des teneurs en eau similaires, est de l'ordre de 100 kPa soit une augmentation de plus de 30%. Ces résultats sont comparables à ceux de Zornberg (2003) pour le même type de matériau.

Pour cette étude, une attention particulière a été portée à l'initialisation de la fissuration dans les matériaux composites. La déformation correspondante, qui correspond pour l'argile naturelle à l'apparition des plans de glissement, a été déterminée expérimentalement. Elle est de l'ordre de 15%, en compression simple, pour l'argile naturelle de teneur en eau moyenne 18%. Pour la même teneur en eau, elle passe de 18% à 20% lorsque l'argile est confinée. Pour mettre en évidence l'influence des renforcements fibreux dans le composite tous les résultats donnés par la suite seront présentés en fonction du pourcentage volumique de fibres (γ) et

pour une teneur en eau moyenne de 18% (comme in-situ). Le classement sur l'axe des pourcentages volumiques à été fait en fonction des masses volumiques des fibres dans l'ordre croissant (f_p , f_s et f_o). Lorsque le mélange contient des fibres, la déformation à l'initialisation des fissures diminue (figure 81). Cette observation a aussi été faite lorsque le composite est confiné (figure 81). Le rapport entre la déformation maximale (sous confinement) et la déformation à l'initialisation de la fissure en compression uniaxiale est approximativement constant (figure 81). En conséquence, les fibres n'influencent pas le mode d'endommagement. L'endommagement intervient pour des déformations plus petites. C'est avec le mélange de fibres métalliques et de poudre de pneumatiques que nous obtenons les déformations les plus petites. Elles varient entre 8% et 14% en fonction du confinement. Des fibres plus légères et en plus grande quantité permettent de rendre le composite plus ductile (figure 81) mais moins que le matériau naturel. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus sur les rigidités des composites (tableau 10). En effet, lorsque la rigidité diminue le composite devient plus ductile. En même temps sa déformation à l'initialisation de l'endommagement augmente pour un même pourcentage de fibres. Si cette remarque est vérifiée pour tous les composites testés, l'influence du pourcentage volumique des fibres sur le comportement du matériau semble plus difficile à montrer. En effet, pour une teneur en eau de 18%, une pression de confinement de 50kPa et un pourcentage de 6%, une augmentation de 20% de la déformation maximale provoque une diminution de près de 20% de la contrainte maximale associée. Avec les mêmes paramètres et pour un pourcentage de 3% c'est le contraire.

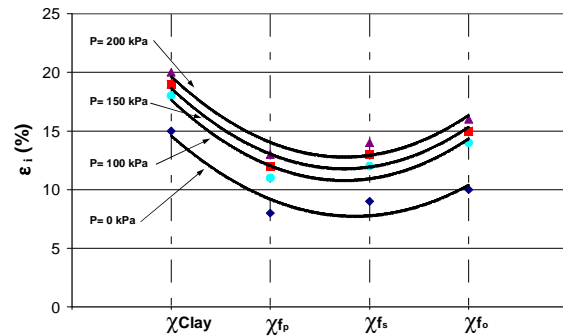


FIG. 81: Evolution de la déformation à l'initialisation de la fissure pour, $\chi_w = 3\%$, $w = 18\%$ et $e_c = 100\%$, d'après Hâ (2009).

D'une façon générale, pour les matériaux plastiques, les fissures apparaissent plutôt dans les composites fibreux que dans les matériaux naturels. Cependant, la propagation des fissures est limitée par les fibres. Une augmentation du pourcentage de fibres dans le mélange rend le matériau moins flexible. Tous les auteurs référents sur le sujet, s'accordent à dire que les fibres limitent l'endommagement mais augmente la résistance du matériau naturel. Pour quantifier cette augmentation sur nos résultats, nous avons comparé la résistance maximale (σ_{max}) et la contrainte résiduelle après endommagement.

2.3.4 Analyse pic et post-pic

La résistance maximale du composite augmente avec le confinement et dépend de la nature des fibres. Les résultats sont présentés dans la figure 82. La contrainte maximale a été

obtenue pour le mélange fibres-pneumatique et est égale à 640 kPa soit une augmentation de presque 40% par rapport à l'argile naturelle. C'est aussi avec ce mélange que le composite est le plus fragile. En conséquence une augmentation de la résistance maximale s'accompagne d'une diminution de ductilité et d'un changement de faciès de ruine. La figure 83 montre un échantillon renforcé et non renforcé après un essai triaxial. Les deux spécimens ont été préparés avec la même argile et dans les mêmes conditions. L'échantillon renforcé présente une fissuration diffuse et non connectée. L'échantillon naturel présente une bande de cisaillement localisée (figure 83).

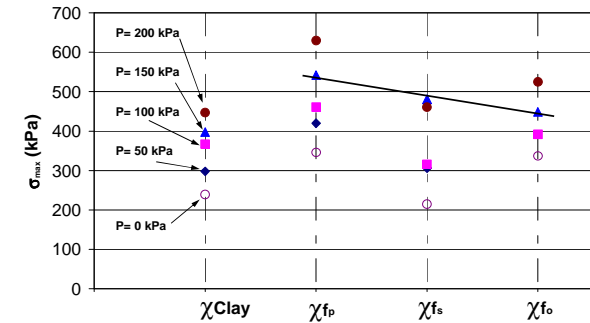


FIG. 82: Influence des renforcements fibreux sur la contrainte normale maximale ($\chi_w = 3\%$, $w = 18\%$ and $e_c = 100\%$) d'après Hâ (2009).

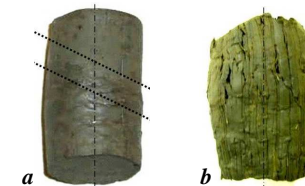


FIG. 83: Echantillons testés à l'appareil triaxial : a) argile naturelle, b) argile renforcée d'après Hâ (2009).

Pour mettre en évidence l'influence des fibres sur le comportement en contraintes (pic et post-pic) certains auteurs déterminent un indice de ductilité ou de fragilité (Consoli, 2002) de la façon suivante :

$$I_B = 1 - (\sigma_{rés} / \sigma_{max}) \quad (41)$$

Dans cette expression, $\sigma_{rés}$ représente la contrainte résiduelle après l'endommagement du matériau (post-pic). L'indice de fragilité I_B est compris entre 0 et 1. Il est égal à zéro pour un matériau parfaitement plastique. Cet indice va permettre de mettre en évidence l'intérêt d'un renforcement en fonction du dosage et de la nature des fibres.

L'influence de la nature des fibres est mise en évidence sur la figure 84. Pour un pourcentage massique de 3%, un changement de nature des fibres peut diviser l'indice de fragilité en deux. Quand le pourcentage volumique augmente, I_B diminue (figure 84) en même temps que la rigidité du composite (tableau 10). Le comportement le plus ductile sera obtenu avec le plus

important pourcentage volumique (figure 84). Parallèlement, pour un même renfort, une augmentation du confinement provoque une augmentation de I_B . Le matériau composite le plus fragile sera aussi celui qui sera le plus confiné (figure 84).

L'influence du pourcentage massique des fibres dans le composite est mis en évidence sur les figures 85 et 86. Pour ce paramètre (χ_w), les tendances ne sont pas les mêmes. Pour les mêmes fibres, une augmentation du dosage, en masse, provoque une augmentation de l'indice de fragilité. Lorsque le dosage augmente le matériau devient de plus en plus rigide donc fragile (figures 85 et 86). Il semblerait que l'évolution de I_B se stabilise au fur et à mesure de l'augmentation du pourcentage volumique pour atteindre une limite. Dans notre cas et sur les deux fibres testées (synthétiques et métalliques) cette limite est supérieure à $\chi_w = 6\%$. Conclusion, l'indice de fragilité permet d'optimiser le dosage du composite, il présente donc un intérêt.

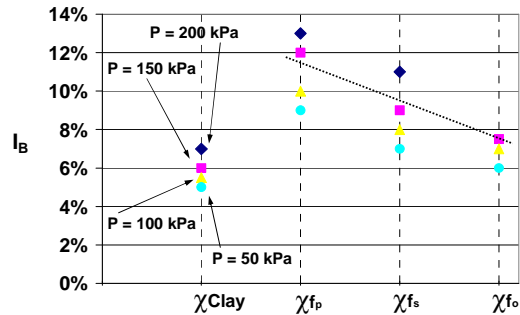


FIG. 84: Influence de la nature des fibres sur le matériau composite ($w = 18\%$ and $\chi_w = 3\%$) d'après Hâ (2009).

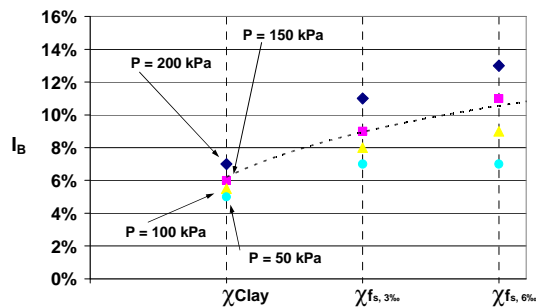


FIG.85: Influence du dosage massique pour les fibres synthétiques ($w = 18\%$) d'après Hâ (2009).

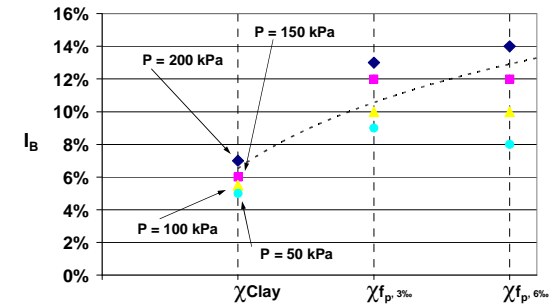


FIG.86: Influence du dosage massique pour les fibres métalliques et la poudre de pneumatiques ($w = 18\%$) d'après Hâ (2009).

Deux aspects importants ont été abordés dans cette étude. Le premier concerne la nature et la quantité des renforcements fibreux et le deuxième concerne l'évaluation de l'indice de fragilité qui permet de rendre compte d'un comportement plus ou moins ductile. Cette étude a montré que :

- La rigidité du matériau augmentait avec le pourcentage de fibres. C'est avec des fibres métalliques que l'on obtient les plus grandes rigidités et les plus grandes résistances,
- L'angle de frottement apparent est fonction de la taille des fibres. Les frottements les plus importants sont obtenus pour les fibres les plus courtes,
- L'indice de fragilité permet d'analyser la transition entre un comportement fragile et un comportement ductile. Il est un bon indicateur pour optimiser le pourcentage massique des fibres dans le composite.

Dans tous les cas étudiés, avec des teneurs en eau supérieures aux teneurs en eau optimales, une argile renforcée présente un comportement fragile. La perte de ductilité peut atteindre 20%. Néanmoins, cette perte de ductilité s'accompagne d'un gain de rigidité et d'une capacité résistante plus grande.

2.3.5 Application au cas de la flexion et conclusion partielle

Reprenant la technique de mise en œuvre décrite plus haut, des poutres d'argile renforcées ($100 \times 100 \times 400$ mm) par des fibres de sisal (f_s) ont été réalisées en laboratoire. Ces essais ont été réalisés dans le cadre d'une coopération internationale avec la Tunisie. Le pourcentage massique des fibres dans le mélange correspond à 3% et 5%. Les résultats sur les poutres composites ont été comparés à ceux obtenus sur poutre simple pour les mêmes conditions ($e_c = 100\%$ et $w_{opn} = 16,6\%$).

La raideur en flexion augmente avec le pourcentage des fibres (figure 87). A titre d'exemple, et pour les mêmes conditions (figure 87), cette raideur est multipliée par deux par rapport à une poutre sans renforcement (274,8 N/mm contre 434,21 N/mm). La charge maximale est elle aussi multipliée par deux (figure 87) et l'endommagement intervient pour des flèches deux fois plus grandes. A titre d'exemple et en utilisant les résultats de Ammeri (2009), une poutre dopée à 3% de sisal commence à s'endommager pour une déformation de 1% alors que la même poutre non renforcée s'endommage pour une déformation de la fibre la plus tendue de 0,3% dans les mêmes conditions (figure 77). L'endommagement de la poutre est localisé et la propagation de la fissure limitée par les fibres.

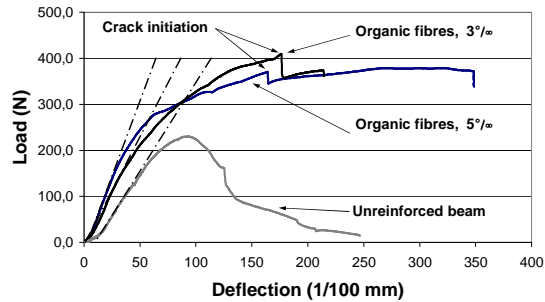


FIG. 87: Effet des fibres de sisal sur le comportement en flexion ($w = 16.6\%$ et $e_c = 100\%$) d'après Ammeri (2009).

Cette étude préliminaire montre que le renforcement est une bonne solution dans le cas des couches d'argile en flexion. Ce renforcement permet d'augmenter la capacité portante de la couverture argileuse, même dans le cas de forte teneur en eau. Le matériau devient alors plus fragile et supporte sans se rompre des charges plus importantes. Malheureusement, la mise en œuvre sur site d'un tel matériau est plus difficile (car le matériau est plus rigide). En conséquence, pour obtenir les mêmes garanties d'étanchéité, il faudra utiliser une énergie de compactage plus importante. Une étude expérimentale sur site doit donc être menée pour apporter des éléments en faveur de l'utilisation d'un tel composite. Malheureusement ces expériences sont coûteuses et cette voie de recherche sur des ouvrages géotechniques ne sera pas envisagée dans un avenir proche.

2.4 Application industrielle

L'influence des tassements différentiels au sein des déchets sur la couverture de l'installation de stockage des déchets faiblement radioactifs (ISD-TFA) peut être mise en évidence en soumettant la barrière argileuse à de la flexion. Deux types d'essais peuvent être effectués, des essais de tassement (figure 88) et des essais de soulèvement (figure 89). Pour des raisons pratiques et à des fins d'observation de la fissuration, seul l'essai de soulèvement a été réalisé sur site. Une modélisation de cet essai, utilisant le code commercial PLAXIS a été envisagée. Elle s'appuie sur les résultats numériques et expérimentaux des chapitres précédents.

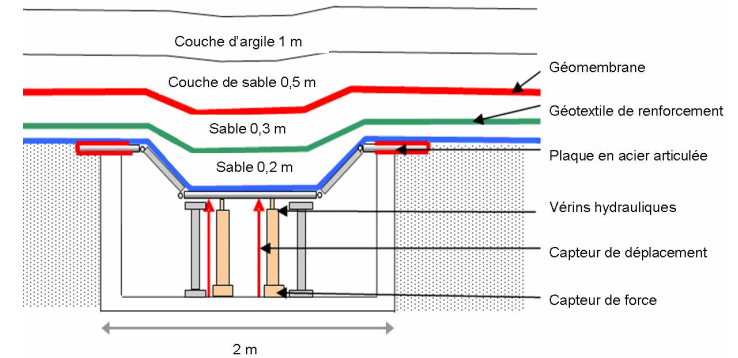


FIG. 88 : Présentation de l'essai de tassement sur site d'après Camp (2008).

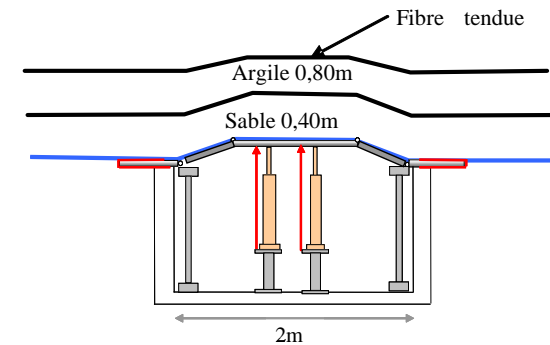


FIG. 89 : Présentation de l'essai de soulèvement sur site d'après Camp (2008).

2.4.1 Présentation des essais en vraie grandeur

L'essai de soulèvement permet d'observer l'initialisation et la propagation des fissures dans la couche d'argile au niveau de la fibre la plus tendue. Pour la réalisation de cet essai, une fosse en béton armé ($2\text{ m} \times 2\text{ m} \times 10\text{ m}$) a été construite sur le lieu du site de stockage

(figure 90). Une plaque métallique articulée de $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ est placée sur la fosse (figure 91). Un système hydraulique à 4 vérins est installé dans la fosse pour déplacer vers le haut ou vers le bas la plaque métallique (figure 92). Les vérins hydrauliques sont synchronisés pour assurer à la plaque le même déplacement sur toute sa surface. Une série de capteurs de déplacement (LVDT) et de capteurs de force est installée dans la fosse. Le déplacement vertical maximal de la plaque est de 25 cm.



FIG. 90 : Fosse en béton armé avec emplacement de la plaque (à droite) d'après Camp (2008).

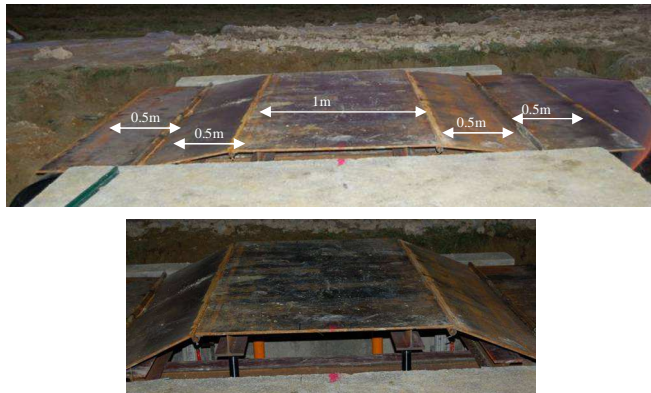


FIG. 91 : Plaque métallique articulée d'après Camp (2008).



FIG. 92 : Emplacement des vérins sous la plaque d'après Camp (2008).

Des marqueurs sont installés à la surface de la couche d'argile (figure 93). Une série de photographies, de cette surface, est réalisée en cours d'essai. L'analyse de ces photos permet de déterminer le champ de déplacements de la surface supérieure de la couverture argileuse. Après la mise en œuvre des matériaux, des tranchées sont réalisées autour de la planche d'essais, elles permettent de libérer la planche testée du reste de la structure et de pouvoir faire des observations.

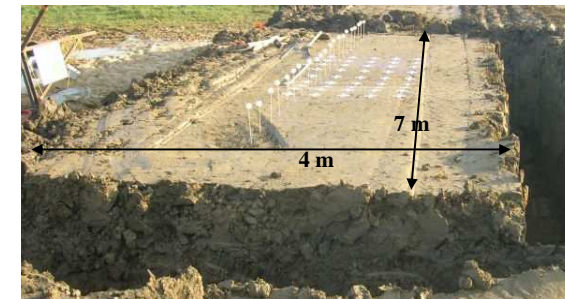


FIG. 93 : Plaque d'essai sur site d'après Camp (2008).

L'argile utilisée pour ces tests est la même que celle qui est utilisée pour la couverture définitive du centre de stockage de déchets. Trois essais (T1, T2, T3) de soulèvement ont été réalisés (tableau 12). Dans un premier temps, un géotextile est positionné sur la plaque métallique. Il permet d'éviter que les matériaux du sol ne remplissent la fosse lors du soulèvement. Ce géotextile de séparation ne présente aucune résistance à la flexion. Suite à cette opération une couche de sable lâche est mise en place. Cette couche, existante dans les conditions réelles, permet de protéger le dispositif géotextile-géomembrane lors du compactage de la couche d'argile sus-jacente. Suite à cette opération, l'argile est répartie sur la couche de sable. Après un contrôle de la teneur en eau, cette argile est compactée en deux couches à l'aide d'un compacteur « pied dameur ». La surface supérieure de la couche d'argile est ensuite « raclée » sur une dizaine de centimètre afin d'obtenir l'épaisseur désirée.

Enfin un compacteur à bille vient « lisser » la surface et refermer les porosités. Les caractéristiques des couches mises en œuvre sont rassemblées dans le tableau 12.

		T1	T2	T3
Argile	w (%)	19.1	19	20.7
	e _c (%)	140	140	140
	γ _d (kN/m ³)	17.2	17.3	16.7
	γ _h (kN/m ³)	20.5	20.5	20.1
	S _r (%)	90.35	91.33	90.47
	épaisseur : h _c (m)	0.6	0.8	0.9
Sable	γ _d	18	18	18
	e _c (%)	0	0	0
	épaisseur : h _s (m)	0.5	0.2	0.2

TAB. 12 : Caractéristiques des planches d'essais sur site d'après Camp (2008).

Pour chaque planche d'essais, la force appliquée F et le déplacement au niveau de chaque vérin sont enregistrés. Pour chaque planche, l'augmentation de la force est très rapide pour les 40 premiers millimètres de déplacement, puis la force diminue légèrement (figure 94). Les résultats obtenus pour les 4 vérins lors d'une planche d'essai sont tout à fait comparable, ce qui témoigne d'une répartition des charges bien homogène. Les résultats permettent également de confirmer que la plaque reste bien horizontale lors de la montée des vérins.

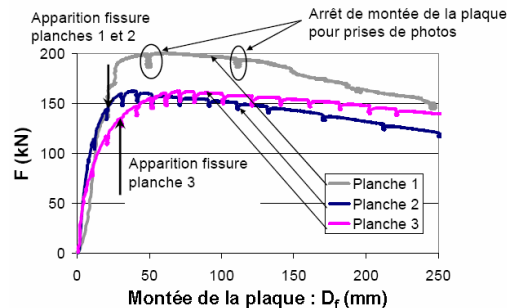


FIG. 94 : Evolution de la charge totale F en fonction du déplacement de la plaque pour les 3 planches d'essais d'après Camp (2008).

2.4.2 Analyse des résultats des planches d'essai

Lors de la réalisation des essais les déplacements des marqueurs à la surface de l'argile sont suivis par la prise de photos dans le plan (X, Y). Les tranchées réalisées autour de la planche d'essai permettent d'analyser le déplacement de la couverture dans la direction Z. A la fin des essais, une coupe verticale est réalisée sur toute l'épaisseur de la couverture (sable + argile). Cette coupe permet d'apprécier la profondeur de pénétration des fissures et d'analyser le comportement aux interfaces.

A la fin de l'essai (déplacement de la plaque D_f = 0.25 m), la planche T1 (figures 95 et 96) présente 2 fissures principales (1A et 1B). Elles sont verticales et situées approximativement

au niveau des charnières de la plaque en acier. Ces fissures s'initient à partir de la surface de l'argile. Elles présentent un espacement de 72 cm et une profondeur de 48 cm. Un décollement (1C) entre la couche d'argile et la couche de sable est mis en évidence de chaque côté de la plaque. Il présente une ouverture de 5 cm sur une longueur de 60 à 75 cm. A la base de la première couche d'argile, des fissures (1D) apparaissent. Ces fissures s'initient à l'interface argile / argile dans une zone en traction ou le matériau est confiné.

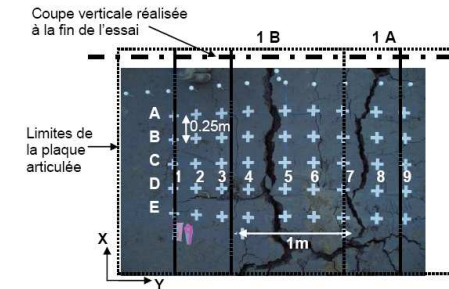


FIG. 95 : Vue de dessus de la planche T1 à la fin de l'essai d'après Camp (2008).

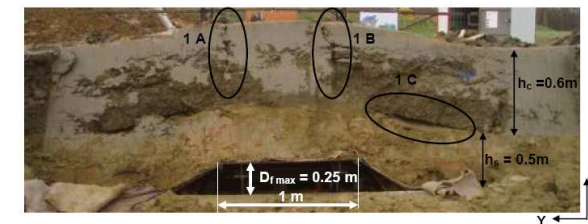


FIG. 96 : Coupe verticale de la planche T1 à la fin de l'essai d'après Camp (2008).

A la fin de l'essai (déplacement de la plaque D_f = 0.25 m), la planche T2 (figures 97 et 98) présente 2 fissures principales (2A et 2B) nettement ouvertes (espacement de 40 cm, profondeur de 35 cm). Lors de l'essai, 2 autres fissures latérales (2E) (figures 97 et 98), moins ouvertes, apparaissent également. Une cavité (2C) se forme au sein de la couche d'argile, au dessus des premières charnières de la plaque métallique (ouverture de 7 cm et longueur de 60 cm). Aucune discontinuité entre la couche d'argile et la couche de sable n'est mise en évidence. Une fissuration (2D) se développe également à la base de la couche d'argile au niveau des charnières terminales de la plaque.

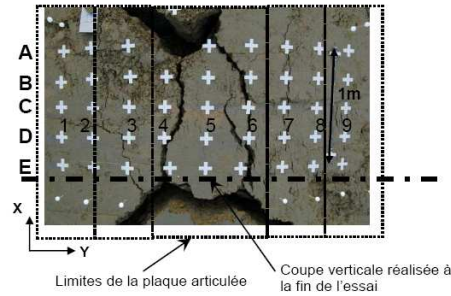


FIG. 97 : Vue de dessus de la planche T2 à la fin de l'essai d'après Camp (2008).

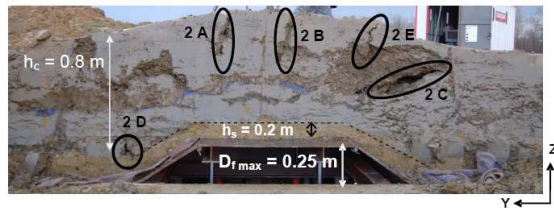


FIG. 98 : Coupe verticale de la planche T2 à la fin de l'essai d'après Camp (2008).

A la fin de l'essai (déplacement de la plaque $D_f = 0.25$ m), la planche T3 (figures 99 et 100) présente en surface une unique fissure centrale nettement ouverte pour un déplacement de la plaque de 0.25 m. Cette fissure présente une ouverture de 15 cm sur une profondeur de 55 cm. Deux fissures latérales nettement moins importantes, au niveau des charnières centrales, sont tout de même visibles en vue de dessus. Aucune fissuration n'est visible à la base de la couche d'argile. Aucun décollement n'est mis en évidence aux interfaces.

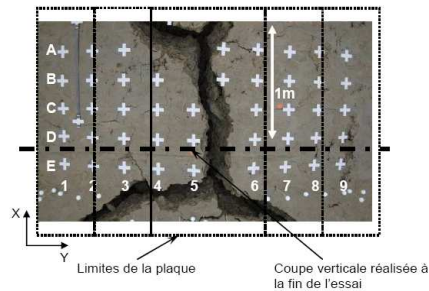


FIG. 99 : Vue de dessus de la planche T3 à la fin de l'essai d'après Camp (2008).

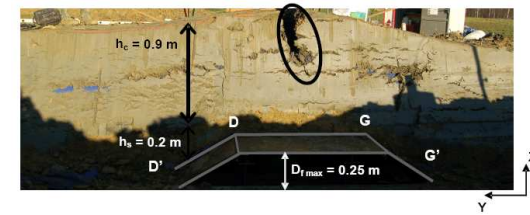


FIG. 100 : Coupe verticale de la planche T3 à la fin de l'essai d'après Camp (2008).

La méthodologie d'analyse des photos est identique à celle utilisée pour les essais de flexion 4 points. Les photos sont prises pour chaque palier de 10 mm de montée de la plaque. Le logiciel Image J est utilisé pour définir le positionnement de chaque marqueur à chaque palier de déplacement. A partir de ces informations, il est possible de construire le champ de déplacements sur les coupes verticales des planches d'essais (direction Z). L'analyse du champ de déplacement des marqueurs dans le plan (X, Y) reste approximative car, par manque de moyens techniques ad-hoc, le déplacement hors plan n'a pas été analysé. A titre d'exemple, nous donnons sur la figure 101, le champ de déplacement vertical (dans la direction Z) de la fibre supérieure de la planche d'essai T3. Les profils ont été déterminés pour un déplacement de la plaque de 20, 50 et 80 mm. Les analyses ont été faites sur les marqueurs espacés de 300 mm à partir des photos présent dans la tranchée. La fissure sur la couche supérieure de l'argile apparaît pour un déplacement de la plaque compris entre 20 mm et 30 mm. Après cette valeur la fissure s'ouvre sur 1,2 m i.e. entre les marqueurs A et E (figure 99).

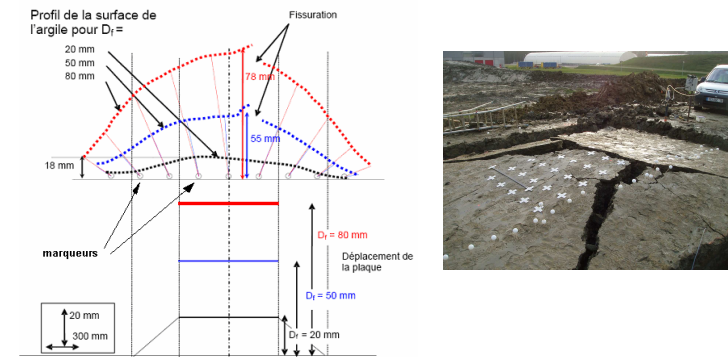


FIG. 101 : Evolution du profil vertical de la planche d'essai T3 d'après Camp (2008).

Une analyse du champ de déplacements dans le plan (X, Y) permet de déterminer le champ de déformations. La technique utilisée est la même que précédemment décrite (essais de flexion 4 points). Les résultats de cette analyse, sur la planche d'essai T3, sont rassemblés dans le tableau 13. Ces informations sont, par la suite, comparées aux résultats analysés sur la coupe verticale en fin d'essai (entre les marqueurs D et E, figure 99).

Marqueurs	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
$D_f = 10 \text{ mm}$	$\epsilon (\%)$							
Ligne A	0.23	-0.10	-0.24	-0.70	-0.38	-0.24	0.07	0.22
Ligne B	0.25	-0.08	-0.45	-0.69	-0.56	-0.12	0.04	0.33
Ligne C	0.16	-0.00	-0.41	-0.61	-0.55	-0.18	0.10	0.16
Ligne D	0.26	-0.06	-0.54	-0.54	-0.55	-0.21	0.17	0.14
Ligne E	0.21	-0.01	-0.52	-0.41	-0.48	-0.10	0.08	0.07
Moyenne	0.22	-0.05	-0.43	-0.59	-0.50	-0.17	0.08	0.18
$D_f = 30 \text{ mm}$ (initialisation fissure)	$\epsilon (\%)$							
Ligne A	0.67	-0.10	-0.82	-3.44	-1.06	-0.97	0.50	0.84
Ligne B	0.75	0.02	-1.35	-3.39	-1.53	-0.59	0.35	1.00
Ligne C	0.89	-0.01	-1.62	-2.34	-2.30	-0.68	0.56	0.80
Ligne D	0.87	0.09	-1.60	-2.05	-2.50	-0.69	0.69	0.73
Ligne E	0.83	0.09	-2.00	-1.64	-2.02	-0.48	0.48	0.74
Moyenne	0.80	0.02	-1.48	-2.57	-1.88	-0.68	0.52	0.82

TAB. 13 : Evaluation du champ de déformation dans le plan (X,Y) pour la planche d'essai T3 d'après Camp (2008).

Les fissurations à la surface de l'argile apparaissent pour des faibles déplacements de la plaque métallique (T1 : $D_f = 20 \text{ mm}$, T2 : $D_f = 20 \text{ mm}$, T3 : $D_f = 30 \text{ mm}$). Les distorsions correspondantes sont déterminées à partir de l'équation (1) et sont équivalentes à 0,02 pour les essais T1 et T2 et équivalentes à 0,03 pour l'essai T3. Ces valeurs sont faibles comparées à celles trouvées dans la littérature pour des tassements différentiels mesurés en surface (Daniel, 1992; Jessberger et Stone, 1991 ; Viswanadham et Mahesh, 2002). A partir d'observations in-situ ou d'essais expérimentaux, ces auteurs trouvent des distorsions comprises entre 0,05 et 0,4. Néanmoins, les conditions de sollicitation ne sont pas identiques. Dans le cas des planches d'essais réalisées, la fibre supérieure de l'argile est non confinée. Ces conditions de sollicitation sont plus critiques que dans le cas d'un confinement, ce qui pourrait expliquer la faible valeur de la distorsion. L'analyse des champs de déplacements dans le plan (X, Y) et sur la coupe verticale, permet d'estimer la déformation moyenne de la fibre tendue à l'apparition de la fissure. Ces déformations sont de -0,3% pour les planches T1 et T2 et de -0,6% pour la planche T3. Le tableau 14 fait la synthèse des résultats des essais in-situ.

	T1	T2	T3
Caractéristiques à l'initialisation de la fissure en surface			
D_f (m)	0,02	0,02	0,03
δ	0,02	0,02	0,03
ϵ_i (%)	-0,3	-0,3	-0,6
Caractéristiques à la fin de l'essai			
D_f (m)	0,255	0,255	0,255
δ	0,25	0,25	0,25
F (kN)	200	159	161
Caractéristiques des fissures			
Nombre	2 verticales	2 verticales	1 centrale
Ouverture (m)	0,07	0,09	0,15
Profondeur (m)	0,48	0,35	0,55

TAB. 14 : Synthèse des résultats expérimentaux des planches d'essai sur site d'après Camp (2008).

2.4.3 Expérience numérique

Comme pour les essais de flexion 4 points, l'analyse des champs précédents ne permet pas de passer simplement des déformations aux contraintes. Dans ces conditions, une aide au dépouillement utilisant un code numérique a été envisagée. S'agissant d'une modélisation par éléments finis, seul le comportement pré-fissuré a été étudié. Les tests numériques ont été menés à l'aide du logiciel PLAXIS. La modélisation est réalisée en déformation plane à partir de l'analyse des coupes verticales des planches d'essai sur site. Comme pour les modélisations précédentes, la loi de comportement considérée est une loi élasto-plastique de type Mohr-Coulomb. Une attention particulière a été portée à la définition géométrique du modèle (figure 102). Ainsi, un déplacement incrémental, de forme trapézoïdale, est imposé à la base de la couche de sable. La couche de sable est surmontée d'une couche d'argile (figure 102). Pour des raisons de simplicité, les épaisseurs des couches de sable et d'argile modélisées correspondent aux épaisseurs moyennes des planches d'essais T1, T2 et T3 (tableau 12). Les paramètres nécessaires à la modélisation sont rassemblés dans le tableau 15. Les caractéristiques mécaniques du sable lâche proviennent des données de l'Andra (2005). Le sable présente un angle de frottement apparent de 31° et une cohésion nulle. Cependant pour le calcul numérique une cohésion non nulle est nécessaire. Elle sera prise arbitrairement égale à 1 kPa (tableau 15). L'argile présente une teneur en eau moyenne de 19,6%. Compte tenu de cette valeur, les caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile sont très proches de celles déjà utilisées pour la modélisation de l'essai de flexion 4 points (tableau 7). En conséquence et à des fins comparatives, nous utiliserons le même jeu de paramètres (tableau 15). Pour des raisons de symétrie, seule la moitié de la planche d'essais est modélisée. Le maillage est réalisé de façon automatique.

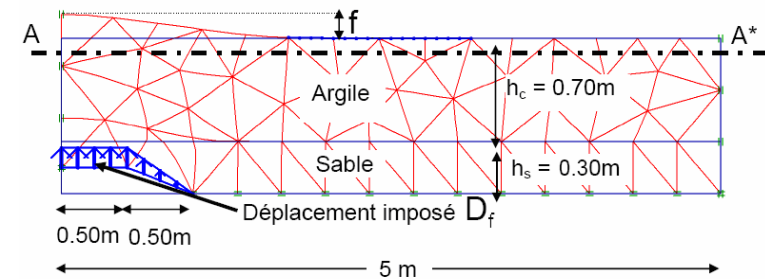


FIG. 102 : Schéma du maillage et géométrie du modèle utilisé pour les planches d'essai d'après Camp (2008).

Loi de comportement de Mohr Coulomb	Argile	Sable
e_c énergie de compactage (%)	140	0
w teneur en eau (%)	19.13	0
γ_s poids volumique sec (kN/m^3)	17.2	18
γ_h poids volumique humide (kN/m^3)	20.5	
γ_{sat} poids volumique saturé (kN/m^3)	21.5	
c_{app} cohésion apparente (kPa)	84	1
ϕ_{app} angle de frottement apparent ($^\circ$)	3.4	31
ψ angle de dilatance ($^\circ$)	0	10
ν coefficient de Poisson	0.4	0.3
Module d'Young (MPa) - traction et compression	3	13
R_t Coupure en traction (kPa)	-15	0
Eléments finis 15 nœuds, Déformation plane, Conditions drainées		

TAB. 15 : Paramètres utilisés pour la modélisation PLAXIS d'après Camp (2008).

Un déplacement est imposé à la base de la couche de sable (figure 102). Des déplacements croissants sont réalisés jusqu'à l'apparition des coupures en traction. La modélisation numérique montre que la fissure par traction apparaît en surface pour un déplacement imposé $D_f = 9$ mm. Ce déplacement engendre un soulèvement à la surface, f de 6,5 mm. La longueur de la zone déformée, pour un déplacement en surface > 1 mm, est de $L/2 = 1,35$ m à partir de l'axe central. In situ, la déformation de la fibre tendue est calculée sur environ 2,50 m i.e. 1,25 m à partir de l'axe central. Les déformations moyennes, par tranche de 30 cm, calculées par le code numérique sont comparées à celle déterminées expérimentalement, sur la planche T3, pour un déplacement de la plaque métallique de 10 mm (figure 103). Les comparaisons ont été faites à partir de cette planche car c'est elle qui a été la plus dépouillée en particulier, au niveau des champs de déformations. Les résultats sont rassemblés dans le tableau 16.

Marqueurs	5-6	6-7	7-8	8-9
	ϵ (%)			
Planche T3 (valeurs moyennes)	-0.50	-0.17	0.08	0.18
Modélisation	-0.4	-0.08	0	0.15

TAB. 16 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux pour un même déplacement vertical de la couverture de 10 mm.

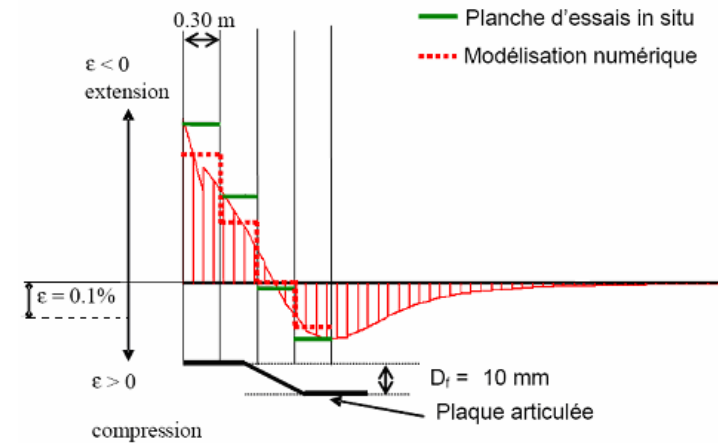


FIG. 103 : Comparaison des champs de déformations.

Les déformations sont tout à fait comparables pour un même déplacement de la plaque (tableau 16). La déformation moyenne dans la zone tendue (entre les marqueurs 5 et 7) est de -0,24% pour le numérique contre -0,33% pour la planche T3. Cependant, la fissure in-situ s'initie pour un déplacement de la plaque plus important (23 mm en moyenne), donnant une déformation moyenne de la zone tendue de -0,4%. Cette différence peut être expliquée par la difficulté à observer l'initialisation de la fissure sur les planches d'essai ou encore par une mauvaise estimation de la rigidité de l'argile et/ou de la résistance à la traction de ce matériau. Néanmoins cette expérience numérique nous permet de compléter notre analyse qualitative par des informations quantitatives sur la couverture argileuse. De plus, la modélisation numérique permet d'obtenir le champ de contraintes (figure 104). A titre d'exemple, nous avons analysé, sur la figure 104, les contraintes de cisaillement pour un déplacement de la plaque de 10 mm. Dans ce cas, les contraintes de cisaillement sont maximales à la base de la couche d'argile au droit des charnières principales et équivalente à 12 kPa i.e. très inférieure à celle déterminée expérimentalement. En conséquence, l'argile ne pourra pas s'endommager par cisaillement. Quand la couche d'argile est surchargée par une couche de sable de 3 m, la contrainte de cisaillement diminue (6 kPa). L'argile est confinée et donc sera plus résistante au cisaillement pour les mêmes sollicitations extérieures. Ainsi, il semble que la cinématique de l'essai in-situ soit bien reproduite rendant possible l'analyse des champs de contraintes avant fissuration. Extrapoler ces résultats à la flexion d'une couverture sous le tassement différentiel de déchets sous-jacent n'est pas si simple. La planche d'essai correspondante n'ayant pas été réalisée dans le cadre de ce travail, l'extension des comportements précédents à ceux d'un cas plus réaliste (figure 88) n'a pas été fait.

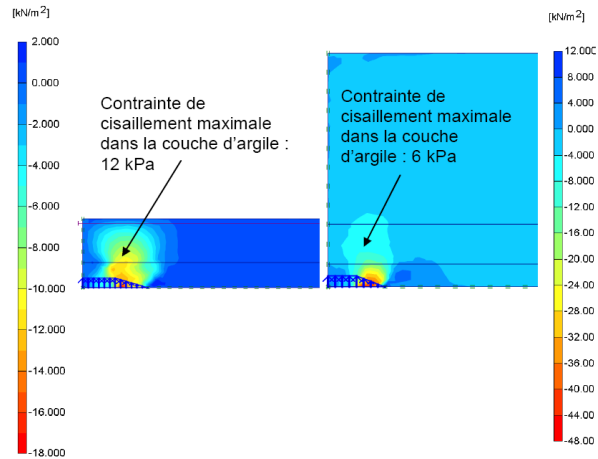


FIG. 104 : Champ de contraintes de cisaillement lors des essais de soulèvement ($D_f = 9mm$) sans surcharge et avec une surcharge de 3m de sable d'après Camp (2008).

Cependant, les résultats obtenus par les essais expérimentaux et numériques réalisés à différentes échelles sont tout à fait comparables, notamment en ce qui concerne la déformation par extension. La cinématique des essais semble aussi bien reproduite. Par contre, la modélisation est limitée au comportement de la couverture avant l'initialisation de la fissuration. Cela peut-être suffisant dans le cas d'un dimensionnement sans fissuration. Mais, pour une analyse plus spécifique, il faudra envisager d'utiliser d'autres outils.

2.5 Conclusions

Ce travail a donné lieu à la publication de 6 articles (voir ci-après) dans des revues internationales ou actes internationaux à comité de lecture ([A7], [A9], [A10], [A11], [B7] et [B8]). Il a permis :

- de sélectionner le matériau à mettre en œuvre et de le caractériser d'un point de vue mécanique,
- de réaliser des expériences non conventionnelles sur l'argile (flexion 4 points et traction directe),
- de réaliser des expériences uniques de soulèvement d'un complexe géomembrane-sable-argile en vraie grandeur,
- de proposer une solution pour améliorer les performances mécaniques d'une couche argile en barrière étanche par une technique de renforcement par des fibres,
- de prendre en compte la sensibilité de l'argile à la déformation pour garantir l'étanchéité de la barrière,
- de proposer des critères en contraintes et en déformations sécuritaires pour l'argile utilisée en couverture étanche d'installation de stockage de déchets.

D'un point de vue pratique, les résultats de cette étude permettent d'envisager de :

- diminuer l'énergie de compactage lors de la mise en œuvre de l'argile,
- diminuer l'épaisseur de la couverture argileuse au strict minimum,
- mettre en œuvre un composite argile/fibres.

De plus, la valorisation du travail se poursuit puisque, sur le sujet, deux autres articles ([A12], [A13]) sont en cours d'évaluation.

2.6 Références

- ANDRA, Centre de stockage de l'Aube: Structure expérimentale de couverture, Interprétation des mesures 2004-2005, rapport Hydro-expert, 2005, 200 p.
- Ajaz A. and Parry R.H.G., Analysis of bending stresses in soil beams, *Géotechnique*, Vol. 25, No. 3, 1975, pp586-591.
- Allan M.L., Kukacka L.E., Permeability of microcracked fiber-reinforced containment barriers, *Waste Management*, vol. 15, n°2, 1995, pp171-177.
- Al-Wahab R.M., Al-Qurna H.H., «Fiber reinforcement cohesive soils for application in compacted earth structures», *Proceedings of Geosynthetics 95, IFAI*, vol. 2, pp433-446.
- Alshihabi O., Mieussens C., Shahrou I., Etude à l'appareil triaxial de la résistance d'un sol compacte quasi saturé, 15^{ème} congrès Français de Mécanique, Nancy, 3 – 7 Septembre 2001, pp540-546.
- Ammeri A., Jamei M., Bouassida M., Ple O., Villard P., Gourc JP., Numerical study of bending test on compacted clay by DEM: tensile strength determination“, *International Journal of Computer Applications in Technology*, Inderscience Publishers, Vol. 34, N°1, 2009, pp13-22.
- Andersland, O.B., Khattack A.S., Shear strength of Kaolinite fiber soil mixture, *Proc. 1st Int. Conf. on soil reinforcement*, vol. 1, Paris, France, 1979, pp11-16.
- Barral C., Contribution à l'étude du couplage hydromécanique dans les couvertures de centres de stockage de déchets, stage M2R TUE, UJF Grenoble, juin 2005.
- Bishop AW., The principle of effective stress, *Teknisk Ukebladi*, 1959, 30 p.
- Caquot A., Kerisel J., *Traité de mécanique des sols*, 4^{ème} édition, Gauthier-Villard, Paris, 1966, 506 p.
- Camp S., Recherche sur les couvertures argileuses des centres de stockage de déchets, stage d'école d'ingénieurs, juin 2003.
- Camp S., Etude du comportement des argiles des barrières sommitales dans les centres de stockage de déchets, stage M2R TUE, UJF Grenoble, juin 2004.
- Camp S., Comportement sous flexion d'une argile : application a la couverture d'une ISD TFA, thèse 3^{ème} cycle, UJF Grenoble, 12 décembre 2008, 348 p.
- Camp S., Gourc JP., Plé O., Essais in situ sur barrière de couverture en centre de stockage de déchet, *Rencontres AUGC 2008*, Nancy, 4-6 juin 2008, 8 p.
- Camp S., Plé O., Gourc JP., Proposed protocol for characterizing a clay layer subjected to bending, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM Publishers, Vol. 32, N°3, 2009, pp273-279.
- Camp S., Gourc JP., Plé O., Villard P, Mechanical behaviour of a clay layer for landfill caps cover application: experimental investigation and numerical modelling, [Theoretical and Numerical Unsaturated Soil Mechanics](#), Springer Publishers, Vol. 113, 2007, pp 203-209
- Craig, W.H., Gallagher, E.M.G., Centrifuge modeling of landfill capping systems subject to differential settlement, *Proc 14th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, 1997.
- Daniel D., Wu YK, Compacted clay liners and covers for arid sites, *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, Vol. 119, N° 2, 1993, pp223-237.
- Delaunay B., Sur la sphère vide, *Izvestia Akademii Nauk SSSR, Otdelenie Matematicheskikh Estestvennykh Nauk*, Vol. 7, 1934, pp793-800.
- Edelmann, L., Katzenbach, P., Amann, P., Weiss, J., large-scale deformation tests on soil layers for landfills, *Environmental Geotechnics*, Kamon (ed), 1996, pp205-209.
- Faure YH., Pierson P., Baudoin A., Plé O., A contribution for predicting geotextile clogging during filtration of suspended solids“, *Geotextiles and Geomembranes*, Elsevier Publishers, Vol. 24, N°1, 2006, pp11-20.
- Gorniak J., Experimental and numerical modelling of reinforced fine grained soils for cap cover application-experimental study, stage M2R MEI, UJF Grenoble, juin 2008.
- Griffith A.A., The phenomena of rupture and flow in solids, *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 1921.
- Holtz RD., Kovacs WD., *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1981, 733 p.
- Indraratna B., Lasek G., Laboratory evaluation of the load-deflection behaviour of clay beams reinforced with galvanised wire netting, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 14, 1996, pp555-573.
- Jessberger HL., Stone K., Subsidence effect on clay barriers, *Géotechnique*, Vol. 41, 1991.
- Kleppe J., Olson RE., *Desiccation Cracking of Soil Barriers*, Hydraulic Barriers in Soil and Rock, STP 874, ASTM, Philadelphia, 1985, pp263-275.
- Lambe TW., Whitman RV., *Soil mechanics*, SI Version, 1979, 553 p.
- Leonards GA., Narain J., Flexibility of clay and cracking of earth dams, *J. of Soil Mechanics and Foundation division*, Vol. 89, N°2, 1963, pp47-98.
- Le Thi Ngnoc Hà, Expérimentation et modélisation de sols fins renforcés, thèse 3^{ème} cycle, UJF Grenoble, fin 2009.
- Ha Lé, Plé O., Villard P., Modélisation expérimentale et numérique du comportement des sols fins proche de la saturation, *Rencontres AUGC 2008*, Nancy, 4-6 juin 2008, 8p.
- Li C., Zornberg J.G., Validation of Discrete Framework for the Design of Fiber-Reinforced Soil, *Geosynthetics Research and Development in Progress, Eighteenth Geosynthetic Research Institute Conference (GRI-18)*, Austin, Texas, USA, 2005, 12p.

- Lushnikov VV., Vulis PD., Litvinov BM., Relationship of the moduli of deformation in soil compression and tension, *Soil Mech. and Fdn Engng*, 10(6), 1973.
- Maher MH., Ho YC., Mechanical-properties of kaolinite fiber soil composite, *J. of Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, ASCE, vol. 129, n°2, 1994, pp1381-1393.
- Mayer R., Essais de caractérisation d'une argile d'un centre de stockage de déchets, stage licence UJF Grenoble, juin 2003.
- Piery F., Etude des systèmes d'étanchéité des centres de stockage de déchets (étude expérimentale et modélisation des transferts), stage maitrise UJF Grenoble, juin 2003.
- Plé O., Gorniak J., Skrzycki M., Critères de fissuration pour une argile en barrière de confinement, *Rencontres AUGC 2008*, Nancy, 4-6 juin 2008, 8p.
- Plé O., Ha Lè., Gotteland P., Mechanical approach for fibre-reinforced clay in landfill caps cover application, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Hermes Science, Vol. 13, N°1-2, 2009, pp53-69.
- Ramanathan B. and Raman V., Split tensile strength of cohesive soils, *Geotechnical Engineering*, Vol. 3, 1974, pp71-75.
- Satyanarayana B., Satyanarayana R., Measurement of tensile strength of compacted soils, *Geotechnical Engineering*, Vol. 3, 1972, pp61-66.
- Saadi LA., Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses, Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2003, 305 p.
- Skrzycki M., Behaviour of fine grained soils – numerical study, stage M2R MEI, UJF Grenoble, juin 2008.
- Villard P., Plé O., Camp S., Gourc JP., *Discrete analysis of clay layer tensile strength*, Powders & Grains 2009, Balkema Publishers.
- Viswanadham, BVS., Mahesh, KV., Modeling deformation behaviour of clay liners in a small centrifuge, *Can. Geotech. J.*, Vol. 39, 2002, pp1406-1418.
- Ziegler S., Leshchinsky D., Ling HI., Perry EB., Effect of short polymeric fibers on crack development in clays, *Soils and Foundations*, vol. 38, n° 1, 1998, pp247-253.
- Zonberg JG., Li C., Design of fiber-reinforced soil, 12th Panamerican Conf. of Soil Mechanics and Geotech. Engrg., Cambridge, MA, vol. 2, 2003, pp2193-2200.

3 Perspectives

Le travail prospectif rapporté dans ce paragraphe a été initié dans le cadre de la thèse de LE Thi Ngoc Hà. Il est relatif à la modélisation discrète de la couverture sommitale d'une installation de stockage de déchets. L'objectif est de dépasser le cadre de la mécanique des milieux continus en prenant en compte l'endommagement de l'argile constitutive de la barrière étanche.

3.1 Introduction

Comme nous venons de le voir dans les chapitres précédents, la majorité des pathologies observées sur les couvertures des installations de stockage proviennent du tassement différentiel des déchets sous-jacents. La conséquence est un endommagement par flexion-cisaillement de la barrière passive, c'est-à-dire de la couche d'argile. Ce phénomène a été mis expérimentalement en évidence en soumettant la couverture à des sollicitations de flexion. Les résultats provenant des essais in situ ont clairement montrés que la résistance à la traction de l'argile est très sensible à la déflexion de la couverture. De nombreuses lois de comportement existent dans la littérature sur la résistance à la compression sous faible et fort confinement et sur la résistance au cisaillement des argiles plastiques non saturées. Malheureusement, la résistance à la traction directe ou indirecte de ce genre de matériau n'est pas très souvent étudiée et les références bibliographiques associées sont parfois contradictoires. Les expériences de traction directe ou indirecte sur ce matériau étant difficiles à réaliser et à interpréter, une méthode utilisant une modélisation discrète est proposée comme solution alternative. Déjà très largement développée sur les matériaux granulaires (Cundall et Strack, 1979), cette technique n'est habituellement pas utilisée pour reproduire le comportement des matériaux cohérents comme l'argile. Dans un premier temps, la méthode discrète a d'abord été calibrée avec les lois de référence du code de calcul PFC^{2D} et appliquée à la simulation d'expériences biaxiales. Différentes lois de contact ont ensuite été testées pour comprendre comment les interactions entre les particules rendent compte d'un comportement macroscopique élasto-plastique. Une extension de ces résultats à la résistance à la traction d'une argile plastique montre que la simulation numérique est capable de reproduire les mécanismes d'endommagement observés en laboratoire. Une application de cette approche à la modélisation de la planche d'essai T3 (chapitre 2.4) a été réalisée. Une étude comparative avec les résultats de cet essai montre clairement l'intérêt de ce genre de modélisation dans le dimensionnement des ouvrages géotechniques.

3.2 Procédure numérique

Dans une première étape, des échantillons numériques sont réalisés sur la base des échantillons expérimentaux. Les essais axisymétriques de laboratoire sont modélisés par des essais numériques biaxiaux. Les échantillons numériques sont fabriqués par la méthode ERDF (Expansion de Rayon de Diminution de Frottement) développée par Chareyre et Villard (Chareyre et Villard, 2003). Les échantillons sont limités à un volume donné. Les particules ou disques sont générés aléatoirement à l'intérieur du volume avec un rayon réduit et aucun frottement n'est pris en compte entre les disques et les frontières du volume. A l'issue du remplissage, le rayon des particules est augmenté jusqu'à ce que la porosité désirée pour l'échantillon, notée n , soit atteinte. Par suite, les paramètres microscopiques du modèle sont sélectionnés pour tester différentes conditions de chargement et différentes conditions limites. 6 paramètres sont sélectionnés pour la modélisation : k_n et k_s représentant la raideur normale et tangentielle, a_n et a_s représentant l'adhérence normale et tangentielle, n représentant la

porosité et μ représentant le frottement entre les disques. L'interaction entre les particules, noté F (figure 105), est rendue, au niveau local, par l'association d'une force normale F_i^n et d'une force tangentielle F_i^s à chaque pas de calcul de la façon suivante :

$$F_i = F_i^n + F_i^s \text{ et } F_i^n = k_n \times U_n \text{ et } \Delta F_i^s = k_s \times \Delta U_s \quad (42)$$

Avec U_n et ΔU_s les déplacements relatifs entre les particules.

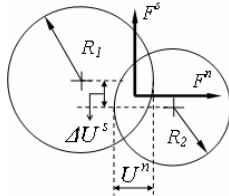


FIG.105 : Interaction entre particules, R_1 et R_2 rayons des disques.

3.2.1 Modélisation du sable

Les caractéristiques mécaniques du sable à modéliser sont rappelées dans le tableau 17 ci-dessous. Afin de reproduire son comportement, un assemblage granulaire est réalisé à partir de clusters. Le milieu présente une faible densité et chacun des clusters est le résultat de l'association de deux disques inséparables de diamètre D et $0,9 \times D$. L'échantillon numérique est réalisé avec deux tailles de clusters dont le rapport est égal à 2 et la proportion équivalente (50%). Le comportement macroscopique de l'échantillon est obtenu en utilisant 5000 clusters soumis à différents cas de chargement. Les valeurs des microparamètres qui rendent compte du comportement macroscopique du sable le plus proche de la réalité sont données dans le tableau 18.

	γ_d (kN/m ³)	C_{app} (kPa)	ϕ_{app} (°)	E_{app} (MPa)	R_t (kPa)	R_c (kPa)
Sable	18	0	31	13	0	/

TAB. 17 : Caractéristiques mécanique du sable lâche d'après Andra (2005).

k_n (kN/m)	k_s (kN/m)	a_n (kN/m)	a_s (kN/m)	n (%)	μ
$52,8 \cdot 10^3$	$26,4 \cdot 10^3$	0	0	20,15	0,455

TAB. 18 : Paramètres microscopiques pour le sable lâche.

Le comportement macroscopique, caractéristique du sable lâche, est donné sur la figure 106 avec σ la contrainte normale totale et P la pression de confinement. Une interprétation des résultats dans le plan de Mohr permet de déduire l'angle de frottement apparent et la cohésion non drainée apparente du sable (figure 107).

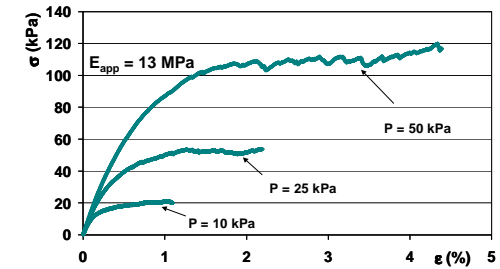


FIG.106 : Simulation d'essais biaxiaux sur sable lâche.

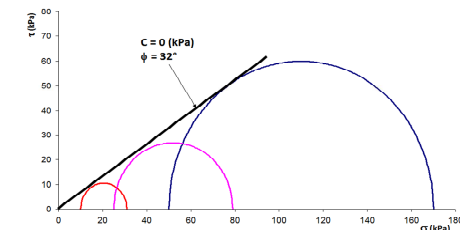


FIG.107 : Plan de Mohr et courbe intrinsèque pour le sable lâche.

3.2.2 Lois de contact et critère de rupture pour l'argile

Pour l'argile ce sont la résistance à la traction et la rigidité du matériau qui contrôlent les mécanismes d'endommagement par flexion. Les caractéristiques mécaniques de l'argile de la planche d'essai T3 sont rappelées dans le tableau 19 ci-dessous.

	γ_n (kN/m ³)	C_{app} (kPa)	ϕ_{app} (°)	E_{app} (MPa)	R_t (kPa)	R_c (kPa)
Argile	20,5	84	3,4	3	- 15	175

TAB. 19 : Caractéristiques mécanique de l'argile étudiée.

La difficulté numérique principale réside dans la détermination des paramètres microscopiques qui sont capables de simuler en même temps les essais de traction directe et les essais de compression simple. C'est pourquoi, la loi de contact de référence du code de calcul PFC^{2D} a du être améliorée. Dans sa configuration initiale, PFC^{2D} propose un critère d'endommagement fonction de la rupture par traction et par cisaillement. Pour la composante normale, le critère peut-être écrit sous la forme suivante:

$$F^n > C^n \quad (43)$$

Dans cette expression, $C^n = a_n \times D_{min}/2$ représente la cohésion normale limite. Le critère de rupture par cisaillement peut être écrit sous la forme suivante :

$$F^s < \text{Max} \{C^s; F^n \times \mu\} \quad (44)$$

Dans cette expression, $C^s = a_s \times D_{\min} / 2$ représente la cohésion tangentielle limite. Quand les contacts sont rompus, la cohésion est perdue. Cette simple loi de contact est généralement réservée aux matériaux granulaires. La figure 108 ci-dessous schématise le critère utilisé pour la loi de référence du code de calcul PFC2D.

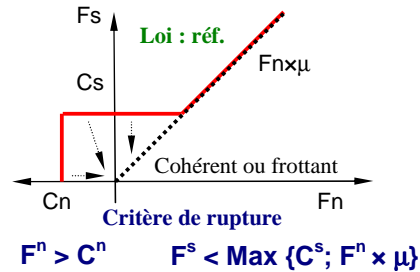


FIG. 108 : Schématisation de la loi de référence de PFC2D.

Pour prendre en compte la nature des matériaux testés (argile plastique), le critère de rupture par cisaillement a du être amélioré de trois façons différentes. La première expression est écrite sous la forme suivante :

$$F^s < C^s + F^n \times \mu \quad (45)$$

Comme pour la loi de référence, la cohésion est perdue lorsque le contact est rompu. A ce moment là, le frottement entre les particules est toujours conservé et $F^s = F^n \times \mu$. Cette expression sera notée loi N°1. Ce critère est schématisé sur la figure 109.

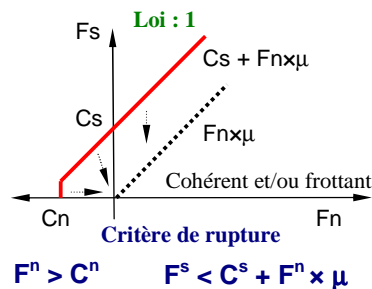


FIG. 109 : Schématisation de la loi N°1.

La seconde expression peut-être écrite sous la forme suivante :

$$F^s < \text{Max} (C^s; F^n \times \mu) \quad (46)$$

Lorsque le critère de rupture est atteint, la cohésion est conservée. Le matériau présente alors un comportement cohésif et frottant. Cette expression sera notée loi N°2. Ce critère est schématisé sur la figure 110 ci-dessous.

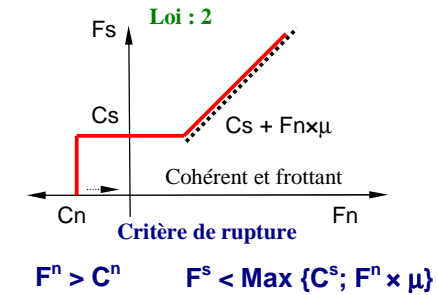


FIG. 110 : Schématisation de la loi N°2.

Finalement, la troisième expression peut-être écrite sous la forme suivante:

$$F^s < (C^s + F^n \times \mu) \quad (47)$$

Lorsque le critère de rupture est atteint, la cohésion est conservée. Le matériau présente alors un comportement cohésif et frottant. Cette expression sera notée loi N°3. Ce critère est schématisé sur la figure 111 ci-dessous.

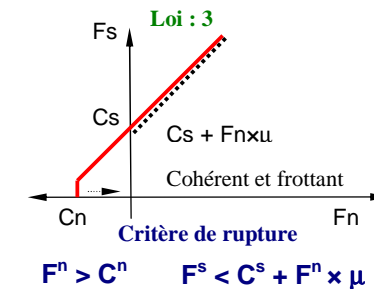


FIG. 111 : Schématisation de la loi N°3.

Dans toute la suite de l'étude, les échantillons numériques seront réalisés à partir d'un ensemble de 5000 disques testés sous différents cas de chargement. Chaque assemblage granulaire sera réalisé à partir d'une granulométrie donnée, variant entre D_{\min} et D_{\max} avec $D_{\max} / D_{\min} = 3$, pour une porosité désirée n . Afin de comparer les différentes lois de contact des nouvelles simulations ont été faites avec les paramètres du tableau 20. La figure 112 montre l'évolution de la contrainte normale en fonction de la déformation pour les différentes lois de contact. La contrainte maximale de compression est située entre 195 kPa et 368 kPa, c'est-à-dire dans un rapport de 1,88. Les déformations correspondantes sont situées entre 2.48 % et 4.72 % relevant ainsi de l'influence des différentes lois de contact.

k_n (kN/m)	k_s (kN/m)	a_n (kN/m)	a_s (kN/m)	n (%)	μ
$20 \cdot 10^3$	$20 \cdot 10^3$	400	400	15,9	0,2

TAB. 20 : Paramètres microscopiques préliminaires pour l'argile.

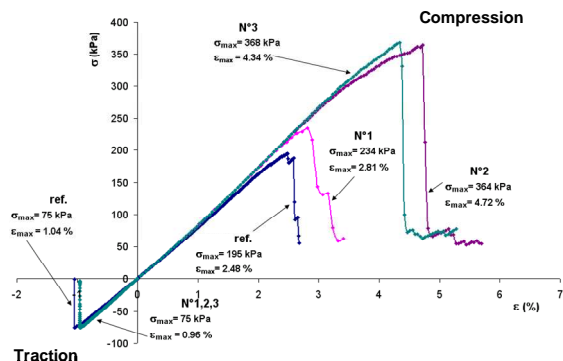


FIG. 112 : Simulation d'essais de traction et de compression sur l'argile.

Une étude numérique complète a été entreprise afin de déterminer les micro-paramètres qui reproduisent le comportement macroscopique de l'argile. Une attention particulière a été portée à la détermination du module d'Young, de la résistance à la traction et du rapport R_t/R_c . Il est à noter que la rigidité de l'échantillon est directement liée aux paramètres microscopiques k_n et k_s . La relation entre les deux est linéaire. Des raideurs microscopiques faibles donnent un matériau moins rigide. D'autre part, la résistance à la traction n'est pas influencée par l'adhérence tangentielle (a_s). Par contre, la résistance à la traction diminue lorsque l'adhérence normale (a_n) diminue. De plus, (a_s) et μ permettent de faire évoluer le rapport R_t/R_c . Ces paramètres (a_n , a_s et μ) semblent donc être les plus importants. Cependant, s'agissant d'un modèle granulaire, la porosité du milieu doit être prise en compte. Chareyre et Villard (Chareyre et Villard, 2003) ont montrés qu'à adhérence normale et tangentielle équivalente, un matériau plus dense est globalement plus résistant c'est-à-dire à la fois en compression et en traction. En conséquence, ce dernier paramètre n'aura pas d'influence sur le rapport R_t/R_c .

Les paramètres microscopiques retenus pour simuler le comportement de notre argile sont rassemblés dans le tableau 21. Ces paramètres seront utilisés pour modéliser la couverture de l'installation de stockage de déchets.

k_n (kN/m)	k_s (kN/m)	a_n (kN/m)	a_s (kN/m)	n (%)	μ
$10 \cdot 10^3$	$10 \cdot 10^3$	100	400	15,93	0,2

TAB.21 : Paramètres microscopiques définitifs pour l'argile plastique.

3.3 Application à un cas réel

Pour le sable lâche, le modèle numérique est réalisé à partir d'un ensemble de 2000 clusters et des paramètres microscopiques du tableau 18. Pour l'argile, l'assemblage granulaire comporte 8000 grains. Les paramètres microscopiques définitifs retenus pour l'argile proviennent du tableau 21. La loi de contact retenue est la loi N°2 ou 3 car elle donne un rapport entre la résistance à la compression et la résistance à la traction important (figure 112) et rend compte d'un comportement cohérent et frottant.

La géométrie du modèle est proche de la réalité de l'essai en vraie grandeur (0,2 m de sable et 0,9 m d'argile). L'échantillon numérique est réalisé par la méthode ERDF sous gravité. Les conditions limites du problème sont imposées par l'intermédiaire de murs mobiles. L'essai de soulèvement est obtenu par le déplacement à vitesse constante d'un mur horizontal. L'effort résultant sur le mur est mesuré en continu et des images de la simulation sont prises au cours du processus d'endommagement (figure 113 et figure 114).

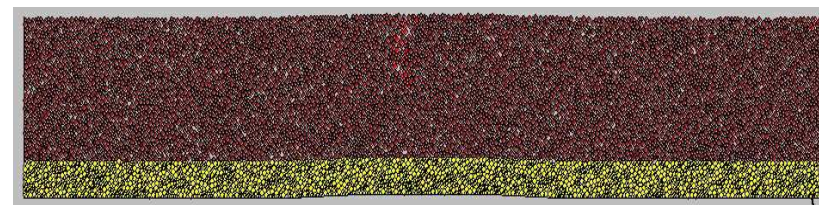


FIG. 113 : Modélisation du soulèvement, initialisation de la fissure dans la couche d'argile (points rouges).

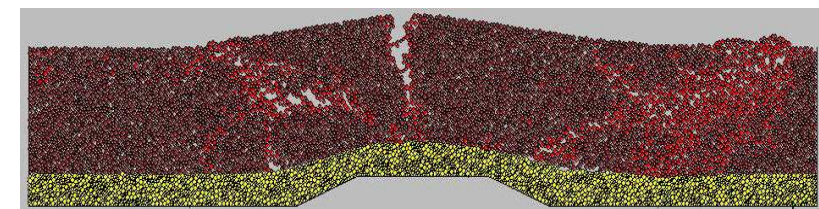


FIG. 114 : Modélisation du soulèvement, fin de la simulation (déplacement de 19 cm).

La courbe représentant l'évolution de l'effort en fonction du déplacement du mur horizontal est donnée sur la figure 115. La première partie verticale de cette courbe (figure 115) correspond au poids des matériaux. La partie linéaire de la courbe correspond au comportement élastique de l'ouvrage. La fin de la droite correspond au début de la propagation de la fissure dans la couche d'argile. La charge maximale est atteinte lorsque la fissure forme des blocs distincts. La propagation est alors représentée sur la figure 114. Les résultats numériques sont tout à fait comparables avec les résultats et les observations relevés in situ (figure 116). L'initialisation de la fissure apparaît, pour le modèle numérique (figure 9), pour un déplacement du mur horizontal de 1,7 cm contre 2 cm dans l'essai in situ (figure 116). A la fin de l'essai numérique l'effort résultant est de l'ordre de 40 kN/m². Pour la planche d'essai T3, l'effort de poussée des vérins est de 160 kN pour un déplacement de la

plaque de 25 cm. Dans ce cas, la plaque pousse sur une surface équivalente à $S = (1,5 + 1 + 0,5) \times 2 \text{ m}^2$ (figure 117). La poussée résultante in situ est de l'ordre de $26,6 \text{ kN/m}^2$ plus le poids surfacique des sols ($0,2 \times 18 + 0,9 \times 20,3$) soit une poussée résultante totale de $48,4 \text{ kN/m}^2$ c'est-à-dire tout à fait comparable à celle déterminée numériquement. De plus les mécanismes d'endommagement sont très comparables avec une large fissure de traction dans la partie centrale de la couverture (figure 116). Aucune fissure n'a été observée dans la couche de sable lâche (figure 114 et figure 116).

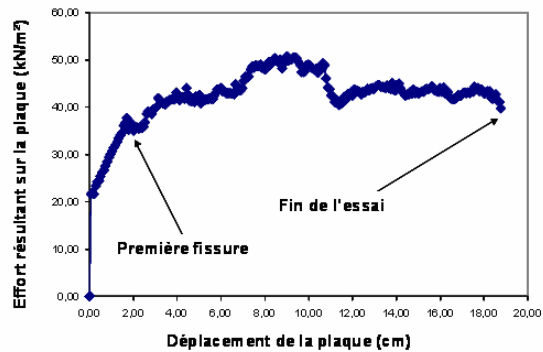


FIG. 115 : Effort résultant sur le mur horizontal.

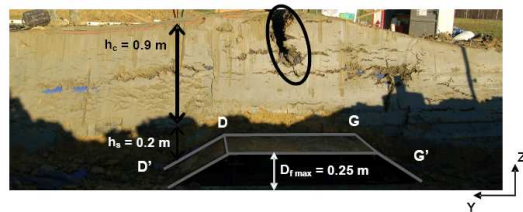


FIG. 116 : Coupe verticale de la planche T3 à la fin de l'essai d'après Camp (2008).

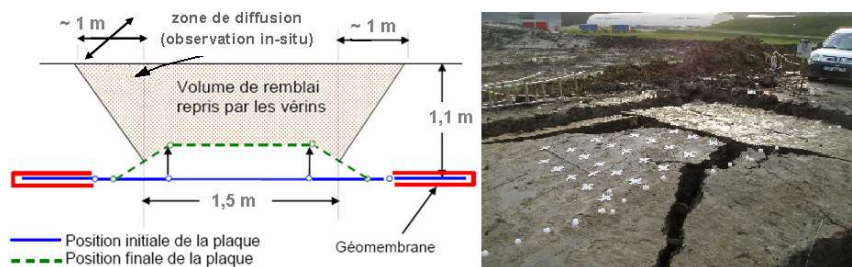


FIG. 117 : Schématisation de la poussée de la plaque in-situ.

3.4 Références

- ANDRA, Centre de stockage de l'Aube: Structure expérimentale de couverture, Interprétation des mesures 2004-2005, rapport Hydro-expert, 2005, 200 p
- Ammeri A., Jamei M., Bouassida M., Plé O., Villard P., Gourc J.P., Numerical study of bending test on compacted clay by DEM: tensile strength determination, International Journal of Computer Applications in Technology, Inderscience Publishers, Vol. 34, N°1, 2009, pp13-22.
- Camp-Devernav S., Comportement sous flexion d'une argile: application à la couverture d'une ISD TFA, Thèse de 3^{ème} cycle de l'Université Joseph Fourier, 2008, 350 p.
- Camp S., Plé O., Gourc J.P., Proposed protocol for characterizing a clay layer subjected to bending, Geotechnical Testing Journal, ASTM Publishers, Vol. 32, N°3, 2009, pp 273-279.
- Chareyre B., Villard P., Discret element modeling of curved geosynthetic anchorages with known macro-properties, 1^{er} Inter. PFC Symp. (Gelsenkitchen, Germany, 6/7-11-2002), Konietzky (ed), 2003, pp 197-203.
- Cundall P.A., Strack O.D.L., A discrete numerical model for granular assemblies » Geotechnique, vol. 29, N° 1, 1979, pp47-65.

CONCLUSION GENERALE

Les études expérimentales à grandes échelles demeurent indispensables et préalables à toutes réalisations d'ouvrages prototypes. Malheureusement elles sont coûteuses et souvent difficiles à mener en particulier sur des matériaux composites ou argileux non saturés comme c'est le cas dans le chapitre 2. En conséquence, une approche numérique peut-être proposée comme une solution alternative. Compte tenu d'un environnement scientifique favorable à Grenoble en matière de modélisation numérique la méthode des éléments discrets a été choisie pour simuler le comportement d'ouvrages géotechniques. Elle permet de rendre compte du comportement du matériau au-delà de la mécanique des milieux continus. En particulier elle est capable, comme nous venons de le voir dans le chapitre 3, de reproduire les mécanismes d'endommagement. Cependant pour rendre cette méthode prédictive elle a besoin d'un étalonnage. Profitant de l'expérience Grenobloise en matière de mécanique des sols, différents essais prototypes ont été mis au point et réalisés (traction directe, flexion 4 points et essai in situ). Nous n'avons présenté, dans la partie relative aux perspectives, que des résultats préliminaires. Le travail de recherche en géotechnique doit donc être poursuivi. En particulier, nous devons désormais nous attacher à améliorer les différentes lois de contact utilisées dans la méthode des éléments discrets pour rendre mieux compte des comportements macroscopiques des matériaux cohérents. En effet, à l'analyse de la figure 111 du chapitre 3, nous voyons que quel que soit la loi de contact retenue, le comportement numérique en compression simple ou en traction directe reste fragile alors que les résultats expérimentaux sur l'argile (chapitre 2), à des teneurs en eau proche de la saturation, ne le montrent pas. Nous devons donc poursuivre nos investigations à la fois en démarrant d'autres campagnes expérimentales sur les matériaux argileux (traction directe, compression simple) et en faisant des choix plus éclairés pour les paramètres microscopiques numériques. Cette partie du travail, en cours de finalisation, devrait voir son aboutissement dans le cadre de la thèse de Le Thi Ngoc Hà. Cette approche nous permettra alors d'envisager, en perspective, la modélisation d'une partie d'un ouvrage géotechnique en s'appuyant sur les résultats expérimentaux des trois planches d'essais de la thèse de Sophie Camp (figures 95, 96, 97 et 98). Si la calibration donne de bons résultats elle sera étendue à la modélisation en flexion d'une couverture étanche d'une installation de stockage de déchets. Malheureusement, cette modélisation ne pourra être comparée qu'à des données partielles recueillies sur les sites de stockages ou tirées de la littérature. Néanmoins, elle devrait être prédictive et donc avoir de l'intérêt pour les industriels. Suite à ce travail et pour être complet sur le sujet des installations de stockage de déchets il faudra s'intéresser, à moyen terme, aux dispositifs d'étanchéité par géosynthétiques (DEG) sur pente comme le montre la figure 118.

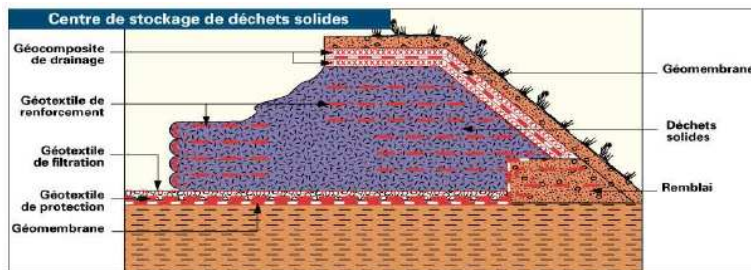


FIG. 118 : Dispositifs d'étanchéité sur un centre de stockage de déchets.

Dans de nombreuses applications industrielles c'est cette partie de l'ouvrage qui pose problème. En effet, l'optimisation des ouvrages géotechniques utilisant des dispositifs d'étanchéité par géosynthétiques (DEG) conduit à réaliser un raidissement maximal des talus (figure 119). Ce raidissement engendre des problèmes de stabilité sur pentes et notamment à l'intérieur du complexe géosynthétiques. Le calcul de la stabilité de ce complexe nécessite alors la caractérisation sous faibles contraintes normales du frottement entre les différents matériaux constitutifs et la prise en compte des conditions hydrauliques. A l'heure actuelle, les dimensionnements que l'on peut faire restent basés sur des études simples ou empiriques. En effet, il existe très peu de dispositifs expérimentaux qui permettent d'analyser tous les types de complexes sur pente. Nous avons la chance à Grenoble de pouvoir disposer d'un tel dispositif (figure 120).



FIG. 119 : Dispositif d'étanchéité sur un talus d'une installation de stockage de déchets d'après AFITEX (2009).

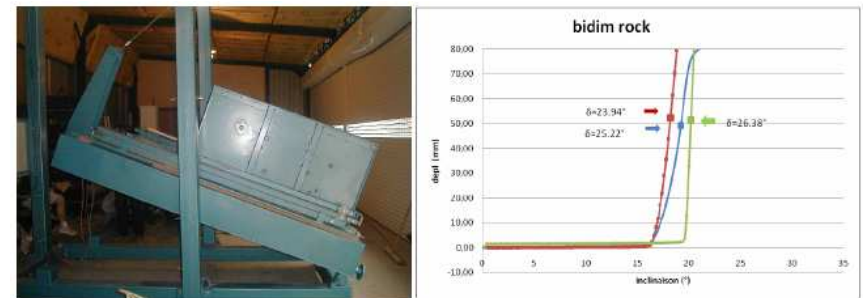


FIG. 120 : Plan incliné et analyse en déplacement du frottement (δ) aux interfaces d'après Rebouah (2009).

Cet équipement prototype, installé sur la plate forme I2E de l'INP de Grenoble est constitué d'un boîtier inférieur inclinable sur lequel repose un boîtier supérieur, ce dernier est muni d'un système de guidage et peut se déplacer sur des rails disposés de part et d'autre du boîtier

inférieur. Les deux boîtiers peuvent être remplis de sol, leurs dimensions (2×1,2×0,3 m pour le boîtier inférieur et 1×1×0,5 m pour le boîtier supérieur) permettent de réaliser des essais sur des éprouvettes de géosynthétiques de grandes tailles. La surface de frottement testée peut atteindre 1 m². Les géosynthétiques sont disposés entre les deux boîtiers, selon l'interface à tester : ils peuvent être fixés au boîtier supérieur ou en amont du boîtier inférieur à des mors d'ancrage couplés à des capteurs de forces qui mesurent les tensions dans les géosynthétiques. L'espace réglable entre les deux boîtiers permet de tester des complexes d'épaisseur variable (un à quatre géosynthétiques). Un treuil motorisé piloté informatiquement gère l'inclinaison du plan à des vitesses de montée variables et contrôlées (0,5° à 3,5°/min). Cet appareillage permet de réaliser des essais selon la norme européenne EN ISO 12957-2 et des essais plus complexes. Notamment, selon la procédure envisagée, une analyse en force à partir du bilan des efforts moteurs et résistants appliqués à l'interface considérée peut être conduit. De plus, ce plan incliné peut être disposé en "configuration hydraulique" avec la mise en place de parois étanches et de systèmes assurant l'humidification des géosynthétiques. Un écoulement dans le sol peut-être simulé permettant ainsi de tester les DEG dans des conditions réelles vis-à-vis de la sécurité de l'ouvrage géotechnique.

Cette étude expérimentale couplée à une analyse numérique par élément discret permettra de poursuivre les investigations sur les lois de contact et d'interfaces, de prendre en compte les conditions hydrauliques et d'améliorer, d'une façon générale, les modèles utilisés pour rendre compte des comportements des sols naturels utilisées dans les installations de stockage de déchets. Un rapprochement avec les fabricants de matériaux géosynthétiques (AFITEX, TenCate) est d'ailleurs envisagé dans le cadre d'une thèse Cifre qui devrait démarrer ce sujet particulier, sous ma direction, dans le courant de l'année 2010.

CURRICULUM VITAE DETAILLE

OLIVIER PLE

3 rue Jacquard
38190 Froges

Tél. : 04 76 82 63 48 / 71 50

E-mail : olivier.ple@ujf-grenoble.fr

44 ans – vie maritale – deux enfants

MAITRE DE CONFERENCES sept 98 - 9^{ème} échelon

- 60^{ème} Section
- Spécialité Géomécanique – L3S-R
- Agrégé de Génie Civil, ENS de Cachan

Formation

- 1993-1998 **Thèse** en Géophysique et Géomécanique, au Laboratoire de Glaciologie et Géophysique de l'Environnement, UPR CNRS 5151, Grenoble I. **Mention très honorable avec les félicitations du jury.**
Thème de la thèse : *Contribution à l'étude de l'endommagement de la glace columnaire S2 en compression uniaxiale*, rapporteurs: D. Rouby, JP. Bournazel ; examinateurs : P. Duval, J. Lanier, JR. Grasso ; directeur : J. Meyssonnier, soutenance du 12 janvier 1998.
- 1991-1992 **DEA** de Mécanique des Milieux Géophysiques et Environnement, Grenoble I. **Mention Assez Bien.**
Thème du stage : *Contribution à l'étude de la fissuration de la glace de lac en compression uniaxiale*, rapporteur : J. Desrues ; directeur : J. Meyssonnier.
- 1990-1991 **Agrégation** de Génie Civil à l'ENS de Cachan. **Rang 14ème.**
- 1988-1990 **Service militaire actif** en aide technique.
- 1986-1988 **ENS de Cachan, Licence et Maîtrise** de Technologie de la Construction de l'Université Paris 6.
- 1983-1986 **Classes préparatoires** physique et technologie, Lycée technique du Mans.
- 1983 **Baccalauréat série E**

Déroulement de carrière

- Depuis 2002 **Maître de Conférences à l'IUT 1 de Grenoble.**
Enseignement : Département Génie Civil (matériaux, mathématiques : 1^{er} année).
Recherche : LIRIGM, EA 3111 de 2002 à 2006.
L3S-R, UMR 5521 depuis 2007.
- 1998-2002 **Maître de Conférences à l'ENS de Cachan.**
Enseignement : Département Génie Civil (matériaux, physique appliquée : préparation à l'agrégation).
Recherche : LMT ENS de Cachan, UMR 8536.
- 1996-1998 **Agrégé préparateur ENS de Cachan.**
Enseignement : Département Génie Civil (matériaux, physique appliquée : L3 et M1).
Recherche : LMT ENS de Cachan, UMR 8536.
LGGE, UPR 5151.

- 1992-1996 **Agrégé en Lycée** (Maximilien Perret 94).
Enseignement : post BAC (équipement technique : 2^{ème} année de BTS).
- 1991-1992 **Agrégé stagiaire en Lycée** (Louis Lachenal 74).
Enseignement : pré BAC (matériaux, DAO : première STI).
- 1988-1990 **Enseignant du contingent service national**.
Enseignement : Ecole Supérieure d'Electronique de l'Armée de Terre de Rennes (Mathématiques et physique : classes préparatoires).

Résumé de l'activité scientifique

- 2007-2009 **en poste au L3S-R/CNRS/UJF/INPG de Grenoble :**
Etude des argiles renforcées ou non. Approche du comportement des matériaux par l'expérimentation, utilisation de méthode aux éléments discrets.
Directions : 1 thèse MENESR, 3 stages M2R, 1 stage L3
Publications: articles = 4, actes à CL = 2, congrès internationaux = 4.
- 2002-2006 **en poste au LIRIGM/EA/UJF de Grenoble :**
Comportement des barrières sommitales des centres de stockage de déchets. Analyse expérimentale de la sensibilité des matériaux à la fissuration.
Directions : 1 thèse CIFRE, 2 stages M2R, 4 stages M1 ou L3.
Publications: articles = 3, actes à CL = 1, congrès internationaux = 5.
- 1996-2002 **en poste au LMT/CNRS/P6/ENS de Cachan :**
Etude du comportement des bétons à ultra haute performance. Modélisation des hétérogénéités à plusieurs échelles, utilisation de modèle d'inclusion et de méthode aux éléments finis.
Directions : 3 thèses, 7 stages M2R, 2 stages M1.
Publications: articles = 3, actes à CL = 5, congrès internationaux = 5.

Contrats de recherche

- 2007 **BQR UJF** *réhabilitation presse doubles vérins* (50 KEuros HT).
- 2006-2009 **ANR Rempare**, Direction Scientifique P. Gotteland (3S-R), Direction du projet entreprise Razel (105 KEuros HT).
- 2005-2008 **Contrat CIFRE** Scetauroute/Andra/Benedetti, Direction Jean-Pierre Gourc (45 KEuros HT).
- 2003-2006 **Coopération franco brésilienne** EGIDE/COFECUB, Contrat N° 473/04.
- 2002-2005 **Coopération franco tunisienne**, EGIDE/CMCU 02F1003, Contrat N° 991727118449.
- 2000-2001 **Contrat** HT25-C2001-008/BG-EDF/LMT, 30 janvier 2001, (170KF HT).
- 1998-1999 **Contrat** LERM/LMT/SOLLAC, 9 octobre 1998, (65KF HT).
- 1997-1999 **Contrat Projet Réactif Bétons Ductiles** 97 T 0087, REACTIF /ENSLMT /BOUYGUES /Mécanique /BME/151097, 17-septembre 1997, (1,5MF HT).

Responsabilités administratives

- 2008 **Membre externe du comité de sélection 60^{ème} section**, collège B pour Toulouse-UPS.
- Depuis 2006 **Membre du comité d'organisation** des rencontres de l'AUGC.
Organisateur des 23^{èmes} rencontres de l'AUGC à Grenoble (France), les 26 – 27 mai 2005.
- Depuis 2006 **Membre externe de la commission de spécialistes 60^{ème} section**, collège B pour l'ENS de Cachan.
- Depuis 2005 **Responsable Poursuite d'études GC** de l'IUT 1 de Grenoble.
- Depuis 2004 **Membre de la commission de spécialistes 35-36-37-60^{ème} section**, collège B pour Grenoble-INP.
- Depuis 2003 **Membre du Conseil d'Administration de L'association Universitaire de Génie Civil (AUGC)**.
Responsable du prix « René HOUPERT ».
- 2000-2002 **Directeur adjoint du département Génie Civil** de l'ENS de Cachan.
- 1996-2000 **Responsable du Magistère Génie Civil** de l'ENS de Cachan et de Marne la Vallée.

ENCADREMENTS

Thèses

- 2006-2009 **Encadrement de la thèse MENESR** de Le Thi Ngnoc Hà : "*Expérimentation et modélisation de sols fins renforcés*", thèse dirigée par P. Villard (50%-L3S-R) et O. Plé (50%-L3S-R).
- 2005-2008 **Encadrement de la thèse CIFRE** de Sophie Camp : "*Barrières de confinement sommitales des centres de stockage de déchets*", thèse dirigée par JP. Gourc (50%-LTHE) et O. Plé (50%-L3S-R), soutenance du 12 décembre 2008.
- 2003 **Encadrement de la thèse** de Olivier Bayard sur le thème : "*Comportement multi-échelles des bétons de poudres réactives*", thèse dirigée par A. Ibrahimbegovic (0%-LMT), G. Bernier (50%-LMT) et O. Plé (50%-LMT), soutenance du 16 janvier 2003.
- 2002 **Encadrement de la thèse** de Esteban Astudillo de la Véga sur le thème : "*Comportement des bétons de poudres réactives sous sollicitations multiaxiales*", Thèse dirigée par J. Mazars (0%-L3S), G. Bernier (50%-LMT) et O. Plé (50%-LMT), soutenance du 5 juin 2002.
- 2000 **Encadrement de la thèse** de Arnaud Schwartzentruber sur le thème : "*Conception d'outils d'emboutissage en béton pour la mise en forme de tôles minces*", Thèse dirigée par JP. Bournazel (80%-LMT) et O. Plé (20%-LMT), soutenance du 10 février 2000.

M2R

- 2008 **Encadrement du stage M2R MEI, option internationale** (UJF de Grenoble) de Joanna Gorniak sur le thème : "*Experimental and numerical modelling of reinforced fine grained soils for cap cover application-experimental study*".
- 2008 **Encadrement du stage M2R MEI, option internationale** (UJF de Grenoble) de Piotr Kurzawa sur le thème : "*Behaviour of topsoil under localised load*", avec P. Gotteland (50%-L3S-R).
- 2008 **Encadrement du stage M2R MEI, option internationale** (UJF de Grenoble) de Michal Skrzycki sur le thème : "*Behaviour of fine grained soils – numerical study*".
- 2005 **Encadrement du stage M2R STUE, option terre solide** (UJF de Grenoble) de Camille Barral sur le thème : "*Contribution à l'étude du couplage hydromécanique dans les couvertures de centres de stockage de déchets*", avec P. Pierson (50%-LTHE).
- 2004 **Encadrement du stage M2R STUE, option terre solide** (UJF de Grenoble) de Sophie Camp sur le thème : "*Etude du comportement des argiles des barrières sommitales dans les centres de stockage de déchets*".
- 2002 **Encadrement du stage de DEA Matériaux Avancés – Ingénierie des Structures et Environnement** (LMT ENS de Cachan) de Mulumba Kanema sur le thème : "*Expérimentation et modélisation du comportement d'une poutre en BPR (Béton de Poudres Réactives fibrés)*".
- 2001 **Encadrement du stage de DEA Matériaux Avancés - Ingénierie des Structures et des**

Enveloppes (LMT ENS de Cachan) de Nabila Lokmane sur le thème : "*Tenue intrinsèque des fondations de pylônes*", avec Y. Berthaud (80%-LMT).

- 2000 **Encadrement du stage de DEA Matériaux Avancés – Intégrité des Structures et Environnement** (LMT ENS de Cachan) de Alireza Alvandi sur le thème : "*Etude du comportement d'un BPR fibré, essais et caractérisation*".
- 1999 **Encadrement du stage de DEA Matériaux Avancés - Intégrité des Structures et des Enveloppes** (LMT ENS de Cachan) de Mohamed Bekhtaoui sur le thème : "*Caractérisation des bétons de poudres réactives renforcés de fibres métalliques, effet d'échelle*", avec G. Bernier (50%-LMT).
- 1999 **Encadrement du stage de DEA Solides Structures et Systèmes Mécaniques** (LMT ENS de Cachan) de Pascal Bolzinger sur le thème : "*Comportement à l'échelle microscopique des fibres métalliques dans un béton de poudres réactives*".
- 1998 **Encadrement du stage de DEA Matériaux Avancés - Intégrité des Structures et des Enveloppes** (LMT ENS de Cachan) de Esteban Astudillo de la Vega sur le thème : "*Caractérisation de bétons de poudres réactives fibrés*", avec G. Bernier (50%-LMT).
- 1997 **Encadrement du stage de DEA Matériaux Avancés - Intégrité des Structures et des Enveloppes** (LMT ENS de Cachan) de Bruno Zuber sur le thème : "*Prédiction du risque de formation de la glace dans les BHP et BTHP exposés au gel*", avec JP. Bournazel (50%-LMT).

Stages

- 2009 **Encadrement du stage L3 Mécanique** (UJF de Grenoble) de Marie Rebouah sur le thème : « Caractérisation du frottement aux interfaces géosynthétiques à l'aide d'un plan incliné », avec L. Briançon (50%-CNAM Paris).
- 2006 **Encadrement du stage L3 Mécanique** (UJF de Grenoble) de Lin Möllenhoff et Axel Charpentier sur le thème : "*Fondations superficielles sur sols renforcés : Etude phénoménologique*", avec P. Gotteland (50%-L3S-R).
- 2003 **Encadrement du stage M1** de Sophie Camp sur le thème : "*Recherche sur les couvertures argileuses des centres de stockage de déchets*", avec D. Rey (50%-Egis).
- 2003 **Encadrement du stage de L3 STU** (UJF de Grenoble) de Rémi Mayer sur le thème : "*Essais de caractérisation d'une argile d'un centre de stockage de déchets*".
- 2003 **Encadrement du stage de M1** (UJF de Grenoble) de François Piery sur le thème : "*Etude des systèmes d'étanchéité des centres de stockage de déchets (étude expérimentale et modélisation des transferts)*".
- 2001 **Encadrement du stage M1** (UST de Masuku, Gabon) de Nzao Mabika Landry sur le thème : "*Comportement d'éléments en béton fibré*".
- 1999 **Encadrement du stage M1** (EPF Sceaux) de Bertrand Marx sur le thème : "*Etude numérique des transferts thermiques en milieux poreux*".

PUBLICATIONS

Articles

- 2010 [A13] S. CAMP, JP. GOURC, O. PLÉ: “Mechanical behaviour of landfill clay barrier submitted to bending”, Applied Clay Science, Elsevier Publishers. (**revisions requested**)
- 2010 [A12] O.PLE: “Study and design of a clay cover for radioactive waste storage”, Technical note in Canadian Geotechnical Journal, NRCC Publishers. (**soumis**)
- 2009 [A11] O. PLE, LE HA, P. GOTTELAND: “Mechanical approach for fibre-reinforced clay in landfill caps cover application”, European Journal of Environmental and Civil Engineering, Hermes Science, Vol. 13, N°1, 2009, pp53-69. (**réf. WOS**)
- 2009 [A10] S. CAMP, O. PLE, JP. GOURC: “Proposed protocol for characterizing a clay layer subjected to bending”, Geotechnical Testing Journal, ASTM Publishers, Vol. 32, N°3, 2009, pp 273-279. (**réf. WOS**)
- 2009 [A9] A. AMMERI, M. JAMEI, M. BOUASSIDA, O. PLE, P. VILLARD, J.P GOURC: “Numerical study of bending test on compacted clay by DEM: tensile strength determination”, International Journal of Computer Applications in Technology, Inderscience Publishers, Vol. 34, N°1, 2009, pp13-22.
- 2008 [A8] P. GOTTELAND, O. PLÉ, O. BENOIT: “In-place determination of topsoil shear properties for off road vehicle traffic”, Studia Geotechnica et Mechanica, Wroclaw University of Technology Publishers, Vol. 30, N°1-2, 2008, pp269-275.
- 2006 [A7] Y. H. FAURE, P. PIERSON, A. BAUDOIN, O. PLÉ : “A contribution for predicting geotextile clogging during filtration of suspended solids”, Geotextiles and Geomembranes, Elsevier Publishers, Vol. 24, N°1, 2006, pp11-20. (**réf. WOS**)
- 2005 [A6] O. PLÉ, O. BAYARD: “Preliminary modeling of internal heterogeneities in fibre reinforced concrete”, Materials and Structures, RILEM Publications, Vol. 38, N° 277, 2005, pp359-366. (**réf. WOS**)
- 2003 [A5] O. BAYARD, O. PLÉ : “Fracture Mechanics of Reactive Powder Concrete: Material Modelling and Experimental Investigations”, Engineering Fracture Mechanics, Elsevier Publisher, Vol. 70, N° 7, pp839-851. (**réf. WOS**)
- 2002 [A4] O. PLÉ, O. BAYARD: “Preliminary study of multiscale analysis in fibre reinforced concrete”, Materials and Structures, RILEM Publications, Vol. 35, pp279-284. (**réf. WOS**)
- 2002 [A3] E. ASTUDILLO, G. BERNIER, O. PLE : “Le BPR fibré sous sollicitation biaxiale : Etude expérimentale du comportement mécanique en bitraction du Béton de Poudres Réactives (BPR) fibré”, European Journal of Environmental and Civil Engineering, Hermes Science Publications, Vol. 6, N° 5, pp709-722.
- 1997 [A2] O. PLÉ, J. MEYSSONNIER: “Preparation and Preliminary Study of Structure-Controlled S2 Columnar Ice”. Journal of Physical Chemistry B, Vol. 101, N° 32, pp6118-6122. (**réf. WOS**)

- 1995 [A1] O. PLE, J. MEYSSONNIER, J. WEISS, B. FIORIO : “Glaciologie et Génie Civil”, La Houille Blanche, Vol. 5/6, pp148-153. (**réf. WOS**)

Actes avec comité de lecture

- 2009 [B8] TNH. LE, O. PLE, P. VILLARD, P. GOTTELAND, JP. GOURC: “Discrete analysis of clay layer tensile strength”, Powders & Grains 2009, AIP Proceedings, Balkema Publishers, Vol. 1145, 2009, pp881-884. (**réf. WOS**)
- 2007 [B7] S. CAMP, JP. GOURC, O. PLE, P. VILLARD: “Mechanical behaviour of a clay layer for landfill caps cover application: experimental investigation and numerical modelling”, Theoretical and Numerical Unsaturated Soil Mechanics, Springer Publishers, Vol. 113, 2007, pp 203-209. (**réf. WOS**)
- 2004 [B6] O. BAYARD, O. PLÉ, G. BERNIER : “Internal heterogeneity in a reactive powder concrete reinforced by fibres”, Fibre-reinforced Concretes, PRO 39 BEFIB 2004, RILEM Publications, Vol. 2, pp1271-1280.
- 2002 [B5] O.PLÉ, G. BERNIER, O. BAYARD, E. ASTUDILLO: “Biaxial tensile behaviour of the reactive powder concrete”, ACI Publication SP 209, Vol. 20, pp369-387. (**réf. WOS**)
- 2001 [B4] O. BAYARD, O. PLÉ: “Fracture mechanics of fibre-reinforced concrete: material modelling and experimental technique”, Fracture mechanics of concrete structures, Vol. 1, pp3-10. (**réf. WOS**)
- 2000 [B3] O. BAYARD, O. PLÉ: “An analysis of crack nucleation in fibre-reinforced concrete”, Micro Materials 2000, Vol. 3, pp 718-721. (**réf. WOS**)
- 1999 [B2] J. MEYSSONNIER, O. PLÉ: “An analysis of crack nucleation during creep of S2 columnar ice under uniaxial compression”, Port and Ocean Engineering under arctic Conditions, POAC99, Vol. 2, pp. 470-479.
- 1996 [B1] O. PLE, J. MEYSSONNIER, J. WEISS: “Microcrack nucleation in different kinds of artificial ice during uniaxial compression creep experiments”, Micromechanics of Plasticity and Damage of Multiphase Materials, Kluwer Academic Publishers, Vol. 46, pp223-230.

Edition d'ouvrages

- 2005 P. GOTTELAND, J.P. OLLIVIER, O. PLE éditeurs de : “Génie Civil : Risque et Environnement”, Revue Européenne de Génie Civil, Hermes Science Publications, Vol. 10, N° 3, p261, 2006.

Congrès internationaux

- 2007 [C15] S. CAMP, JP. GOURC, O. PLÉ, JL.KAELIN, C. ROUND: “field tests on landfill clay barrier submitted to local subsidence”, 11 International Waste Management and Landfill Symposium (SARDINIA 2007), S. Margherita di Pula, Sardinia Italy, 1-5 October 2007.
- 2007 [C14] S. CAMP, JP. GOURC, O. PLE, JL.KAELIN, A. MARCHIOL, C. ROUND: “Behaviour of the clay cover of a site for very low level nuclear waste: bending fields tests”, 3rd International Meeting on clays in natural and engineered Barriers for radioactive Waste confinement, Lille, France, 17-20 September 2007.

- 2007 [C13] S. CAMP, JP. GOURC, O. PLE, A. MARCHIOL, C. ROUND: "Behaviour of the clay cover of a site for storing nuclear waste of very low activity submitted to differential settlement of underlying waste: laboratory and field bending tests", 7th Japanese-Korean-French Seminar on Geo-Environmental Engineering (GEE07), Grenoble, France, 22-24 May 2007.
- 2007 [C12] S. CAMP, JP. GOURC, O. PLÉ, P. VILLARD: "Mechanical behaviour of a clay layer for landfill caps cover application: experimental investigation and numerical modelling", 2nd International Conference on Mechanics of Unsaturated Soils (US²2007), Bauhaus Universität Weimar, Allemagne, 7-9 March 2007.
- 2006 [C11] PH. GOTTELAND, O. BENOIT, O. PLÉ: "In-place determination of topsoil shear properties for mobility study", International Conference of ISTVS, Budapest (Hongrie), October 2006.
- 2006 [C10] A. AMMERI, M. JAMEI, H. GUIRAS, M. BOUASSIDA, P. VILLARD, O. PLÉ, S. CAMP, J.P GOURC : " A Numerical study of compacted clay tensile strength", First Euro Mediterranean In Advance on Geomaterials and Structures, Hammamet, Tunisie, 3-5 May 2006.
- 2005 [C9] S. CAMP, JP. GOURC, O. PLÉ, P. VILLARD, D. REY: "Landfill cap cover issue : improvement of the capability to sustain differential settlement", Tenth International Waste Management and Landfill Symposium (SARDINIA 2005), S. Margherita di Pula, Sardinia Italy, 3-7 October 2005.
- 2004 [C8] O. BAYARD, O. PLÉ , G. BERNIER : "Internal heterogeneity in a reactive powder concrete reinforced by fibres", 6th International RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes, Varenna-Lecco, Italie, 20-22 September 2004.
- 2003 [C7] J.P. GOURC, O. PLÉ, P. VILLARD, M. JAMEI: "Landfill cap cover issue", African Regional Conference ISSMGE- Marrakech, Maroc, December 8-11 2003.
- 2002 [C6] E. ASTUDILLO, O. PLÉ, G. BERNIER, O. BAYARD : "Biaxial tensile behaviour of the reactive powder concrete (RPC)", ACI 5th International Conference, Cancun, Mexico, December 10 - 13, 2002.
- 2001 [C5] O. BAYARD, O. PLÉ AND A. ALVANDI: "Fracture Mechanics of Fibre-Reinforced Concrete: Material Modeling and Experimental Technique", 4th International Conference FRAMCOS4, Cachan, France, 28 May – 1 June, 2001.
- 2000 [C4] O. PLÉ , O. BAYARD : "An analysis of crack nucleation in Fibre Reinforced concrete", Communication à la 3^{ème} Int. Conf. On Micro Materials, Berlin, Allemagne, 17 - 19 Avril 2000.
- 1999 [C3] J. MEYSSONNIER, O. PLÉ : "An analysis of crack nucleation during creep of S2 columnar ice under uniaxial compression", 15th Int. Conf. On Port and Ocean Engineering under Artic Conditions, Helsinki, Finlande, 23 - 27 Août 1999.
- 1996 [C2] O. PLÉ, J. MEYSSONNIER: "Preparation and experimental study of model columnar ice". International Symposium PCI96, Hanover, New Hampshire, U.S.A., 26 - 30 Août 1996.

- 1995 [C1] O. PLÉ, J. MEYSSONNIER, J. WEISS: "Microcrack nucleation in different kinds of artificial ice during uniaxial compression creep experiments". International Symposium IUTAM95, Sèvres, France, 29 Août - 1 Septembre 1995.

Séminaires invités

- 2004 O. PLE: "Some aspects of the geotechnical behaviour of waste and landfill cap cover", Conference EGIDE/COFECUB, CAPES N° 473/04, Brazil, 29 Novembre-9 December 2004.
- 2002 O. PLE : "Modélisation à plusieurs échelles : application au cas des BPR", Séminaire – Ecole du (RF)²B, Toulouse, France, 18 mars 2002.
- 1998 O. PLE : "Comportement viscoplastique et endommagement de la glace S2 : étude d'un matériau modèle". Séminaire Ile de France, LMT ENS de Cachan, France, 8 Février 1998.

Autres communications

- 2009 LE HA, O. PLE, P. VILLARD, JP. GOURC : "Modélisation discrète de la résistance à la traction d'une couche d'argile", Rencontres AUGC 2009, Saint Malo, 3-5 juin 2009, 8p.
- 2008 LE HA, O. PLE, P. VILLARD : "Modélisation expérimentale et numérique du comportement des sols fins proche de la saturation", Rencontres AUGC 2008, Nancy, 4-6 juin 2008, 8p.
- 2008 O. PLE, J. GORNIK, M. SKRZYCKI : "Critères de fissuration pour une argile en barrière de confinement", Rencontres AUGC 2008, Nancy, 4-6 juin 2008, 8p.
- 2008 S. CAMP, JP. GOURC, O. PLE : "Essais in situ sur barrière de couverture en centre de stockage de déchets", Rencontres AUGC 2008, Nancy, 4-6 juin 2008, 8p.
- 2007 PH. GOTTELAND, O. PLE, O. BENOIT: "In place determination of topsoil shear properties for mobility study", 14^{ème} colloque Franco-Polonais, Mécanique des Sols et des Roches, CFM 2007, 29-31 Août 2007, Grenoble, France.
- 2006 S. CAMP, JP. GOURC, O. PLE, D. REY, JL. KAELIN : "Comportement mécanique de l'argile de couverture d'un centre de stockage de déchets très faiblement radioactifs", Rencontres AUGC 2006, Nîmes, 1-2 juin 2006, 8p.
- 2004 S. LAMBERT, P. GOTTELAND, O. PLE, F. NICOT : "Modélisation du comportement mécanique de cellules de matériaux confinés", JNGG-2004, Lille, 28-30 Juin 2004, 10p.
- 2004 S. CAMP, JP. GOURC, P. PIERSON, O.PLE, P. VILLARD, J. MEHREZ : "Etude du comportement des argiles des barrières sommitales dans les centres de stockage de déchets", JNGG-2004, Lille, 28-30 Juin 2004, 10p.
- 2002 O. PLE : "modèle d'inclusion à double échelles: application au cas des BPR fibré", Journées Scientifiques du LMT, Fréjus, France, 22 – 24 Avril 2002, 4 p.
- 2001 O. BAYARD, O. PLE, G. BERNIER : "Modélisation multi échelles du comportement

d'un BPR fibré". Journées Scientifiques du (RF)²B, Laval, Québec, 30 – 31 Août 2001, 4 p.

- 2001 E. ASTUDILLO DE LA VEGA, G. BERNIER, O. PLE : "Comportement en traction biaxiale du BPR fibré". Journées Scientifiques du (RF)²B, Laval, Québec, 30 – 31 Août 2001, 4 p.
- 2001 O. BAYARD, O. PLE, G. BERNIER : "Etude d'une modélisation multi-echelles sur un BPR fibré.". Journées Scientifiques du LCPC, Paris, France, le 15 Juin 2001, 4 p.
- 2001 E. ASTUDILLO DE LA VEGA, G. BERNIER, O. PLE : "Etude expérimentale du comportement d'un BPR fibré en traction biaxiale.". Journées Scientifiques du LCPC, Paris, France, le 15 Juin 2001, 4 p.
- 1995 O. PLE, J. MEYSSONNIER, J. WEISS : "Endommagement de la glace en Compression : étude expérimentale d'un matériau modèle". 12ème Congrès Français de Mécanique, Strasbourg, 4 - 8 Septembre 1995, éditions de l'AUM, Vol. 4, pp233-236, 4 p.
- 1995 O. PLE, J. MEYSSONNIER, J. WEISS, B. FIORIO : "Glaciologie et Génie Civil en Glaciologie et Nivologie". Etat des recherches et des connaissances à la fin du XXe siècle". 151ème Session de la SHF, Grenoble, France, 15 - 16 Février 1995, 15 p.

ENSEIGNEMENT

ENS de Cachan Département Génie Civil

Recruté en septembre 1998 sur un poste de Maître de Conférences au département Génie Civil de l'ENS de Cachan, j'ai d'abord eu la charge d'une partie du cours de physique de l'enveloppe puis du cours de matériaux en préparation à l'agrégation.

1°) Pour le cours de physique des enveloppes, j'ai été responsable du cours de thermique, d'équipements techniques et de climatisation.

- Thermique et équipements techniques en L3, il s'agissait d'une introduction à la physique de l'enveloppe en relation avec le second œuvre du bâtiment (30hCR + 30hTD/projet, 40 étudiants, mise à disposition de photocopiés).
- Climatisation en M1, il s'agissait de l'étude du rafraîchissement des locaux et des équipements associés (30hTD, 20 étudiants, mise à disposition de photocopiés).
- BE équipements techniques en préparation à l'agrégation, il s'agissait de préparer les étudiants au concours de l'agrégation (32hTD, 10 étudiants).

2°) Pour le domaine des matériaux, j'ai été responsable du cours connaissance des matériaux et des comportements.

- Connaissance des matériaux, il s'agissait de préparer les étudiants au concours de l'agrégation (30hCR, 20 étudiants, mise à disposition de photocopiés).
- Leçons de laboratoire, il s'agissait de préparer les étudiants aux épreuves orales du concours de l'agrégation (40 hTD, 20 étudiants).

Pendant cette période, j'ai été amené à rédiger 8 photocopiés (50 pages en moyenne) et 2 documents de synthèse technique (100 pages) à l'intention des étudiants.

IUT 1 de Grenoble Département Génie Civil

Recruté par mutation, en septembre 2002 sur un poste de Maître de Conférences au département Génie Civil de l'IUT 1 de Grenoble, j'ai en charge une partie du cours de matériaux et une partie du cours de mathématiques appliquées. Ces cours sont enseignés en formation initiale et en formation continue en première année à l'IUT 1 de Grenoble au département Génie Civil.

1°) Pour le domaine des matériaux, je suis responsable du cours de matériaux généraux (MX1 : http://iut-bdr.ujf-grenoble.fr/odf/affichage_detail_form.php?for=42), et du cours matériaux sols (MX2 : http://iut-bdr.ujf-grenoble.fr/odf/affichage_detail_form.php?for=42) qui ont été entièrement révisés dans le cadre du nouveau PPN.

- Pour MX1, l'étude des matériaux est abordée en fonction des utilisations envisagées avec pour objectifs de reconnaître les matériaux utilisés et d'identifier les propriétés physiques et mécaniques pour une utilisation dans un environnement (12hCR + 8hTD + 8hTP, 140 étudiants, mise à disposition d'un photocopié). Ce cours enseigné en présentiel à l'IUT 1 de Grenoble en formation initiale et continue est également accessible en ligne (<http://iut-tice.ujf-grenoble.fr/tice-portail/PORTAIL/index.asp?nivid=4&speid=3&p=2>), sous ma responsabilité, pour un public de sportifs de hauts niveaux. Cette partie de mon activité d'enseignement est intégrée à la cellule TICE de l'IUT 1 de Grenoble. Il a demandé un investissement

important (création, validation, mise en ligne) en partie pris en charge financièrement dans le cadre d'un contrat état région.

- Pour MX2, l'étude des matériaux des sols est abordée en fonction de la classification GTR 92 avec pour objectifs la reconnaissance par caractérisation expérimentale pour une utilisation donnée (12hTD + 8hTP, 140 étudiants, mise à disposition d'un polycopié).

2°) Pour le domaine des mathématiques appliqués, je suis responsable du cours statistiques et probabilités (MX4 : http://iut-bdr.ujf-grenoble.fr/odf/affichage_detail_form.php?for=42) qui a été révisé dans le cadre du nouveau PPN. L'objectif du cours est d'utiliser les outils statistiques pour analyser des données et faire des prévisions sur des exemples concrets (28hTD, 140 étudiants, mise à disposition d'un polycopié).

Pendant cette période, j'ai été amené à rédiger 3 polycopiés (50 pages en moyenne) et élaborer un cours en ligne (60 pages HTML).

CONTRIBUTION A L'ETUDE DE L'ENDOMMAGEMENT DES GEOMATERIAUX : APPLICATIONS INDUSTRIELLES

OLIVIER PLE

Soutenance du 4 décembre 2009 - 14h00, Amphi J ENSE³

RESUME

Les thèmes de recherche développés dans le mémoire d'HdR se rapportent à l'étude de l'endommagement des géomatériaux. Ils associent toujours des expériences et des modélisations pour répondre à des exigences industrielles.

La première partie de l'exposé portera sur l'étude du comportement des bétons de fibres à ultra haute performance (BFUHP). Ce travail de recherche, réalisé à plusieurs échelles, a mis en évidence l'impact d'une hétérogénéité locale sur le comportement global d'une structure en béton. La deuxième partie a pour objet l'étude du comportement des barrières argileuses des centres de stockage de déchets industriels spéciaux. Ce travail de recherche a permis, entre autre, de définir pour l'argile un critère de flexion sans fissuration qui tient compte des conditions de mise en oeuvre.

Pour ces deux travaux de recherche, la démarche scientifique retenue, a conduit au développement d'expériences spécifiques souvent uniques et non-conventionnelles pour les matériaux étudiés (bitraction sur le béton et flexion sur l'argile). De plus, ce travail a utilisé des modélisations non usuelles dans lesquelles ont été intégrées les particularités relatives aux problèmes posés (couplages modèles d'inclusion et éléments finis, modélisations discrètes et matériaux cohérents). Dans les deux cas l'objectif était de maîtriser la mise en oeuvre et le comportement jusqu'à la ruine des matériaux afin d'optimiser leurs performances mécaniques.

ABSTRACT

The research topics developed in this report refer to the study of the damage of the geomaterials. They always associate experiments and modelling to answer industrial requirements.

The first part will be related to the study of the behaviour of the fibre reinforced concrete (BFUHP). This research, realized at several scales, focuses on the impact of a local heterogeneity on the total behaviour of a concrete structure.

The second part aims to the study of the behaviour of the argillaceous barriers for cap cover application. This research focuses, particularly, on to define for clay a criterion of inflection without cracking which takes into account conditions of implementation.

For these two researches, the scientific step selected led to the development of specific experiments. Moreover, this work uses specific numerical simulations in which the characteristics relating to the problems arising were integrated. In both cases the objective was to control the implementation and the behaviour until the damage of materials in order to optimize their mechanical characteristics.