



COMPORTEMENT SOUS FLEXION D'UNE ARGILE : APPLICATION A LA COUVERTURE D'UNE ISD TFA

Sophie Camp Ép Devernay

► To cite this version:

Sophie Camp Ép Devernay. COMPORTEMENT SOUS FLEXION D'UNE ARGILE : APPLICATION A LA COUVERTURE D'UNE ISD TFA. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2008. Français. NNT : . tel-00364436

HAL Id: tel-00364436

<https://theses.hal.science/tel-00364436>

Submitted on 26 Feb 2009

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.

Année 2008

THESE

Présentée devant
L'UNIVERSITE JOSPEH FOURIER
Pour l'obtention du
DIPLÔME DE DOCTORAT

Ecole Doctorale de Terre Univers Environnement

Par
Sophie CAMP DEVERNAY

Intitulée
**COMPORTEMENT SOUS FLEXION D'UNE ARGILE :
APPLICATION A LA COUVERTURE D'UNE ISD TFA**

Soutenue le 12 Décembre 2008 devant la commission d'examen

Farimah MASROURI
Dominique GUYONNET
Jean-Pierre GOURC
Olivier PLE
Pascal VILLARD
Yves GUERPILLON
Philippe DREVON
Jean-Louis KAELIN

Rapporteur
Rapporteur
Directeur de thèse
Co-directeur de thèse
Examineur
Examineur
Invité
Invité

<i>Professeur</i>	LAEGO, ENSG
HDR	BRGM
<i>Professeur</i>	LTHE, UJF
<i>MDC</i>	3SR, UJF
<i>Professeur</i>	3SR, UJF
<i>Directeur</i>	Egis Géotechnique
	Benedetti
	ANDRA

Remerciements

Voici venu le moment tant redouté de l'exercice de la page des « traditionnels » remerciements. Il s'agit là sans doute d'une des tâches les plus ardues de ces trois années : n'oublier personne et être à la hauteur des conseils, du soutien et de l'amitié reçus.

Je tiens à remercier en premier lieu mon directeur de thèse, M. Jean Pierre Gourc. Depuis mon stage de fin d'étude, et maintenant encore, il m'a soutenue, a su écouter mes motivations, mes envies, à diriger mes recherches tout en me laissant une autonomie me permettant d'orienter mes recherches vers les domaines m'intéressant particulièrement. Malgré un emploi du temps plus que chargé, il a toujours été disponible. Il m'a énormément apporté, tant d'un point de vue scientifique que personnel. Malgré que je n'aie failli à la tradition qui s'acharne sur lui, ma petite Emilie en est la preuve, j'espère cependant avoir été à la hauteur de la confiance sans cesse renouvelée dont il a fait preuve à mon égard.

Je remercie également mon co-directeur de thèse, M. Olivier Plé qui, malgré la scission du laboratoire, m'a beaucoup aidé, notamment lors de la réalisation et de l'analyse des essais de laboratoire ainsi que de la modélisation numérique.

Je remercie les rapporteurs de cette thèse, M. Dominique Guyonnet et Mme Farimah Masrouri d'avoir porté tant d'intérêt à mon mémoire. Leur regard critique et avisé m'a permis de prendre du recul vis-à-vis du travail réalisé et de clarifier certains points.

Merci également aux autres membres du jury qui ont accepté de juger ce travail : M. Pascal Villard, M. Yves Guerpillon, M. Pascal Drevon, M.J.L. Kaelin, assisté de M. Albert Marchiol.

Merci aux acteurs financiers de la thèse, sans qui rien n'aurait été possible : Egis Géotechnique, l'ANDRA et l'entreprise Benedetti. J'espère que cette thèse constitue pour eux, une source d'information à la hauteur de l'investissement.

Merci également aux techniciens du laboratoire d'Egis géotechnique, de m'avoir appris, conseiller, aider à charrier les centaines de kilo d'argile... Merci pour ces journées de bonnes humeur, tandis que je concassais, tamisais, et emballais, et concassait, et tamisais et emballais et ... Merci à Camille Barral d'avoir pris part à quelques unes de ces réjouissances...

Merci à Bertrand Lacaille, pour son aide précieuse à la conception des essais in situ, à ses astuces, ainsi qu'à Alain Riondet qui nous a également accompagnés dans l'hiver froid et humide de l'Aube. Merci pour leur aide pour vidanger la fosse pleine de pluie le lundi matin, pour les belles glissades sur l'argile glacée, permettant tout de même la réalisation de somptueuses poteries d'argile. Merci pour finir d'avoir participé au succès de ces essais.

Merci à l'ensemble du personnel administratif et technique du laboratoire et d'Egis.

Merci enfin aux thésards (Oliver, Guillaume, Camille, Marie, Jacques ...) et collègue de bureau (Fatna, ...) avec qui l'on a partagé tant de bons repas au RU, et qui m'ont aidé à traverser les périodes les plus délicates.

Merci à mes parents, qui ont toujours été là, même malgré la distance, évidemment, ils n'y sont pas pour rien.

Enfin, Yannick, merci, d'être là, merci de m'avoir permis de tenir le coup, et de m'avoir tant soutenue, merci d'avoir donné les biberons, changé les couches... pendant que j'écrivais les dernières pages de cette thèse.

SOMMAIRE

RESUME	5
NOMENCLATURE.....	7
INTRODUCTION GENERALE.....	11
Chapitre I: Introduction.....	13
I.1 Présentation de la réglementation pour les centres de stockage de déchets	13
I.1.1 Classification des déchets.....	13
I.1.2 Classification des centres de stockage.....	15
I.2 Barrière de fond	16
I.3 La couverture	18
I.3.1 La couverture standard des centres de stockage de déchets	18
Fonctions et composition de la couverture	18
Différents types de couverture	19
I.3.2 Différentes modalités d'étanchéité de la couverture	22
Couche d'argile.....	22
Géomembrane.....	26
Discussion géomembrane / argile	28
La barrière capillaire.....	29
I.4 Comportement des couvertures de centres de stockage de déchets : Présentation d'études de cas.....	33
I.4.1 Le centre de la Manche	33
Présentation générale	33
Description des composants.....	34
Fonctions de la couverture du centre de la Manche	36
Quelques éléments de justification de la structure de couverture	36
Suivi réalisé	38
Observations, constats de la surveillance et hypothèses explicatives	38
Nécessité de mettre en œuvre une couverture pérenne	40
Conclusion	40
I.4.2 Planche d'essais : la Structure Expérimentale de Couverture (SEC)	41
Le centre de l'Aube.....	41
La SEC.....	42
I.5 Présentation du centre de stockage de déchets très faiblement radioactifs	44
I.5.1 Les déchets TFA.....	44
I.5.2 Choix du site	45
I.5.3 Concept d'exploitation	46
Présentation du concept global	46
Concept de stockage	46
Types de colis	49
Exploitation.....	50
Assainissement	50
I.5.4 La couverture du centre de stockage TFA.....	50
Structure.....	50
Problèmes posés par la couverture.....	56
Apport des retours d'expérience à l'étude du comportement de la couverture du TFA.....	59
I.5.5 Conclusion.....	61
I.6 Justification des recherches entreprises.....	62
I.6.1 Problèmes posés par la barrière passive de couverture	62
I.6.2 Lacunes dans les recommandations actuelles et dans les connaissances.....	62
I.6.3 But de l'étude et méthodologie	63
I.7 Organisation du manuscrit et méthodologie de notre étude	63

Chapitre II: Mise en œuvre d'une argile en couverture d'un centre de stockage de déchets

67

II.1	Introduction.....	67
II.2	Méthode de caractérisation des argiles	67
II.2.1	Caractérisation physique	67
	Caractérisation microscopique.....	67
	Caractérisation macroscopique	71
II.2.2	Caractérisation mécanique	73
	Les essais Proctor	74
	L'indice portant immédiat	77
	Les essais de compression simple.....	78
	Les essais triaxiaux	79
	Les essais de traction	81
	Essais œdométriques.....	89
	Conclusion : représentativité des essais de laboratoire, le problème du compactage	91
II.2.3	Caractérisation hydraulique.....	91
	Essais en laboratoire	91
	Essais in situ	93
	Représentativité des essais	96
II.2.4	Conclusion.....	98
II.3	Comportement d'une argile en fonction du compactage.....	98
II.3.1	Les différents types de compactage.....	98
	En laboratoire.....	99
	In situ	100
II.3.2	Comportement d'une argile en fonction du compactage	101
	Conséquences du compactage sur les propriétés physiques d'une argile	101
	Conséquences du compactage sur le comportement mécanique d'une argile.....	108
	Conséquences du compactage sur les propriétés hydrauliques d'une argile.....	123
II.4	Comportement d'une argile mise en œuvre en couverture en fonction de la sollicitation.....	129
II.4.1	Sollicitation mécanique	129
	Types de sollicitations mécaniques.....	129
	Comportement de l'argile en flexion	129
	Renforcement de l'argile	134
II.4.2	Sollicitation hydraulique et thermique	136
	Problématique	136
	Théorie de la dessiccation.....	137
	Représentativité des essais de laboratoire.....	143
	Retour d'expérience, observations sur site	144
	Influence des caractéristiques de l'argile sur la dessiccation	148
	Conséquences de la dessiccation sur la perméabilité de l'argile.....	150
	Minimiser les risques de dessiccation.....	150
	Application au site du TFA.....	152
II.5	Conclusion : Recommandations concernant la mise en œuvre d'argile en couverture	153

Chapitre III: Caractérisation à partir d'essais standards de l'argile en fonction des conditions de compactage

157

III.1	Objectifs et paramètres d'étude.....	157
III.2	Présentation du matériau étudié.....	158
III.2.1	Caractérisation physique.....	158
	Caractéristiques minéralogiques	158
	Caractéristiques physiques.....	159
III.2.2	Caractérisation mécanique.....	161
	Essais de compactage.....	161
	Essais de compression	175

III.2.3	Approche du comportement hydromécanique : essais de dessiccation	196
	Méthode des solutions salines.....	196
	Caractéristiques des éprouvettes soumises à la dessiccation	198
	Déroulement des essais	198
	Résultats des essais	199
	Comportement hydromécanique	201
III.2.4	Caractérisation hydraulique	203
III.3	Conclusions.....	206
Chapitre IV:	Comportement de l'argile de l'Aptien soumise à de la flexion.....	207
IV.1	Problématique et démarche adoptée	207
IV.2	Caractérisation de l'aptitude à l'extension sans fissuration.....	209
IV.2.1	Objectifs	209
IV.2.2	Essais de traction indirecte	209
	Par fendage	209
	Par poinçonnement	214
IV.2.3	Conclusions	220
IV.3	Essais de flexion en laboratoire.....	221
IV.3.1	Protocole expérimental	221
	Préparation des briques d'argile.....	221
	Déroulement des essais	222
	Méthodologie d'analyse des essais	224
IV.3.2	Résultats expérimentaux.....	230
	Observations générales	230
	Comportement en flexion en fonction du compactage de l'argile	232
IV.3.3	Suivi de la fissuration par rayons X.....	238
IV.3.4	Conclusion sur les essais de flexion en laboratoire	240
IV.4	Corrélation entre les différents essais de laboratoire	241
IV.5	Couplage flexion / perméabilité	245
IV.6	Modélisation des essais de flexion 4 points	249
IV.6.1	Hypothèses de modélisation	249
IV.6.2	Paramètres de la loi de comportement.....	250
IV.6.3	Définition des paramètres analysés	253
IV.6.4	Observations	254
IV.6.5	Conclusion sur la modélisation numérique des essais de flexion de laboratoire	256
IV.7	Conclusions.....	256
Chapitre V:	Comportement de la barrière argileuse de couverture soumise au tassement des déchets sous-jacents	259
V.1	Planches d'essais de flexion in situ	259
V.1.1	Problématique et objectifs	260
	Faisabilité.....	260
	Déformation, fissuration	260
	Perméabilité	261
V.1.2	Présentation des essais	262
	Définition des paramètres	262
	Mesures réalisées	263
	Présentation générale des planches d'essais	265
	Les matériaux.....	272
	Réalisation des planches d'essais.....	273
V.1.3	Résultats et analyse des planches d'essais.....	290
	Mise en œuvre de l'argile	290
	Mesures de la force de soulèvement et du déplacement vertical	290
	Déplacements et fissuration	292
	Poids volumique sec et teneur en eau après déformation.....	307

Les essais de laboratoire	310
V.1.4 Conclusions sur la réalisation des planches d'essais in situ	311
Mise en œuvre de l'argile	313
Déformabilité.....	313
Influence de l'augmentation de la teneur en eau.....	314
Transposition des résultats à la couverture définitive	315
Programme d'essais complémentaires : Essais de tassement in situ.....	316
V.2 Essais en centrifugeuse	317
V.2.1 Principe des essais en centrifugeuse.....	317
V.2.2 Modélisation des essais sur site.....	317
V.2.3 Etude du renforcement de l'argile et du sable	323
V.2.4 Conclusion sur les essais en centrifugeuse	326
V.3 La modélisation numérique.....	327
V.3.1 Hypothèses de modélisation.....	327
V.3.2 Modélisation des essais de soulèvement sur site	328
Caractéristiques géométriques	328
Paramètres.....	328
Résultats de la modélisation et comparaison avec les planches d'essais in situ	329
Influence de la surcharge	332
V.3.3 Modélisation d'essais de tassement.....	333
Caractéristiques géométriques	333
Résultats.....	333
Influence de la surcharge	334
V.4 Conclusion	335
CONCLUSION GENERALE	339
REFERENCES	343

RESUME

La barrière imperméable de couverture des Installations de Stockage de Déchets non dégradables et dangereux est la plupart du temps composée d'une couche d'argile et / ou d'une géomembrane. La problématique très actuelle de l'optimisation des conditions de stockage des déchets radioactifs prévoit un stockage de surface pour les déchets très faiblement (TFA), faiblement et moyennement radioactifs à vie courte (FMAVC) ce qui justifie l'importance de l'étude du comportement de la couverture argileuse.

Cette étude est appliquée au cas particulier d'une ISD TFA située dans l'Aube dont la couverture est composée d'une couche d'argile de l'Aptien surmontant une géomembrane mais est généralisable au cas des couvertures argileuses des ISD de déchets dangereux.

L'argile de couverture d'une ISD doit conserver ses propriétés, notamment sa perméabilité $k < 10^{-9}$ m/s, durant toute la période de suivi du site (300 ans pour le TFA) et ceci malgré les différentes sollicitations qui peuvent engendrer de la fissuration. Parmi ces sollicitations, les tassements différentiels des déchets sous-jacents, engendrant de la flexion, sont une des sollicitations les plus critiques envisageables. La réglementation actuelle concernant la mise en œuvre en couverture d'une couche d'argile présente des lacunes, notamment en ce qui concerne la prise en compte de la déformabilité de l'argile. L'étude bibliographique met en évidence la difficulté pour obtenir des corrélations entre propriétés physiques (plasticité, teneur en eau) et propriétés hydro-mécaniques (déformabilité, résistance, perméabilité). Optimiser les conditions de compactage et concilier les caractéristiques de perméabilité, de retrait, de résistance et de déformabilité sont des objectifs difficiles à atteindre.

L'étude présentée a pour l'intérêt de coupler des essais de laboratoire (essais de flexion 4 points et essais de traction indirecte par fendage et par poinçonnement) à des planches d'essais de flexion in situ réalisées en grandeur réelle et à leur modélisation en centrifugeuse. Ces essais ont également été modélisés numériquement par éléments finis. On montre une bonne compatibilité des résultats obtenus en laboratoire, in situ, en centrifugeuse et par modélisation numérique, notamment en ce qui concerne la définition des conditions d'initiation de la fissure par flexion.

Tous ces essais confirment la très faible déformabilité de l'argile et mettent en évidence une amélioration de la déformabilité lorsque la teneur en eau augmente.

La modélisation numérique et les essais en centrifugeuse ont permis d'étendre l'étude à des cas non traités in situ, compte tenu de la lourdeur des essais en vraie grandeur. La modélisation des essais de tassement montre que le confinement de l'argile engendre un comportement en cas de tassement très différent de celui mis en évidence lors de la réalisation des essais de soulèvement : la rupture de l'argile ne se fait pas par traction mais par cisaillement. Les essais en centrifugeuse montrent que la fissuration est retardée lorsque l'argile est renforcée par fibres.

MOTS CLES

Argile, Flexion, Couverture, Déchets Très Faiblement Radioactifs, Installation de Stockage

NOMENCLATURE

a	m	Dimension du côté de la brique
A	m ²	Section de l'éprouvette
A ₀	m ²	Section initiale de l'éprouvette
A _i	m ²	Section de l'éprouvette pour une application de F _i
Ac	- -	Coefficient d'activité de Skempton
Cc	- -	Indice de compressibilité
Cs	- -	Indice de gonflement
c _u	kPa	Résistance au cisaillement / cohésion non drainée
Cv	m ² /s	Coefficient de consolidation primaire
C _α	m/s	Coefficient de consolidation secondaire
C _{αe}	- -	Indice de fluage
D	m	Diamètre de l'éprouvette
D _f	mm	Montée de la plaque de sollicitation lors des essais in situ
D _m	mm	Montée de la plaque lors des essais en centrifugeuse
e	- -	Indice des vides
e _c	%	Energie de compactage équivalente
e ₀	- -	Indice des vides initial
E _v	kPa	Module tangent en déformation
E	kN.m/m ³	Energie de compactage
E _d	kN.m/m ³	Energie de compactage dynamique type Proctor
E _d ⁿ	kN.m/m ³	Energie Proctor normale
E _{oed}	kPa	Module oedométrique
E _p	kN.m/m ³	Energie de pétrissage
E _{stat}	kN.m/m ³	Energie de compactage statique
f	mm	Flèche zone tendue, essais de flexion 4 points Flèche zone tendue lors de tassement
f _{is}	mm	Flèche zone comprimée, à la surface lors de tassement
f*	mm	Flèche zone tendue, à la surface essais de soulèvement
F	N	Force
g	m.s ⁻²	Accélération de la pesanteur, g = 9.81 m.s ⁻²
h	m	Charge hydraulique
h _c	m	Epaisseur de la couche d'argile
h _s	m	Epaisseur de la couche de sable
H	m	Hauteur de l'éprouvette
H ₀	m	Hauteur initiale de l'éprouvette
Hr	%	Humidité relative
i	m	Gradient hydraulique
Ic	- -	Indice de consistance
I _R	%	Indice de retrait
I _p	%	Indice de plasticité
J	kN/m	Raideur
k	m/s	Perméabilité
k _g	m ²	Perméabilité au gaz
l ₁	m	Essais de flexion : Distance entre les rouleaux supérieurs
l ₂	m	Essais de flexion : Distance entre les rouleaux inférieurs
L	m	Longueur échantillon
L _D	m	Zone d'influence du tassement ou du soulèvement

L_0	m	Longueur initiale
L_i	m	Longueur à l'initiation de la fissure
m_h	kg	Masse humide
m_s	kg	Masse sèche
m_w	kg	Masse d'eau
M_f	kN.m	Moment fléchissant
P	kN	Charge
P_p	Pa	Pression partielle de la vapeur d'eau
P_s	Pa	Pression de la vapeur saturante
q	Pa	Déviateur
r	m	Rayon de courbure
R	$J.K^{-1}.mol^{-1}$	Constante des gaz parfait
R_0	m	Rayon initial de l'éprouvette
R_{max}	m	Rayon de l'éprouvette après application de F_{max}
R^2	- -	Coefficient de corrélation
s	Pa	Succion matricielle
S_r	%	Degré de saturation
t	s	Temps
T	°C	Température
u_{ad}	Pa	Succion liée à l'eau adsorbée
u_c	Pa	Succion capillaire
u_g	Pa	Pression de gaz
u_o	Pa	Succion osmotique
u_w	Pa	Pression d'eau
v	m/s	Vitesse de sollicitation
V	m^3	Volume total
VBS	$g_{bleu}/100g_{sol}$	Valeur au bleu de méthylène
V_d	m^3	Volume de l'échantillon sec
V_h	m^3	Volume humide
V_s	m^3	Volume solide
V_v	m^3	Volume des vides
V_w	m^3	Volume d'eau
w	%	Teneur en eau massique
w_L	%	Limite de liquidité
w_{opt}	%	Teneur en eau à l'optimum
w_p	%	Limite de plasticité
w_R	%	Limite de retrait
w_{Re}	%	Limite de retrait effectif
δ	- -	Distorsion lors de tassement, mesure dans zone comprimée
ΔH	mm	Ecrasement vertical
ΔH_s	mm	Ecrasement vertical apparition plan de glissement
ε	%	Déformation
ε_t	%	Déformation en traction
ε_c	%	Déformation en compression
ε_s	%	Déformation éprouvette apparition plan de glissement
ε_{xx}	%	Déformation horizontale
ϕ	°	Angle de frottement du sol
ϕ_u	°	Angle de frottement non drainé
γ_d	kN/m^3	Poids volumique sec
$\gamma_{d\ opt}$	kN/m^3	Poids volumique sec à l'optimum
γ_h	kN/m^3	Poids volumique humide
γ_s	kN/m^3	Poids volumique des grains

γ_{sat}	kN/m ³	Poids volumique saturé
γ_w	kN/m ³	Poids volumique de l'eau
θ	%	Teneur en eau volumique
ψ	°	Angle de dilatance
ν	- -	Coefficient de Poisson
ρ_w	kg/m ³	Masse volumique de l'eau
σ	kPa	Contrainte
σ_c	kPa	Contrainte de compression
$\sigma_{c \text{ max}}$	kPa	Résistance en compression
σ_i	kPa	Contrainte à la rupture
σ_p	kPa	Contrainte de pré consolidation
σ_s	kPa	Pression de gonflement
σ_s^*	N/m	Tension capillaire
σ_t	kPa	Contrainte de traction
$\sigma_{t \text{ max}}$	kPa	Résistance en traction
σ_v	kPa	Contrainte verticale
σ_{xx}	kPa	Contrainte horizontale
σ_1	kPa	Contrainte axiale
σ_3	kPa	Pression hydraulique
τ	kPa	Contrainte tangentielle

Certains indices sont utilisés afin de décliner les paramètres présentés ci-dessus :

Indice	
m	modélisation en centrifugeuse
n	modélisation numérique
R	valeur réelle calculée à partir du modèle en centrifugeuse
F	essais de fendage
FI	essais de flexion
P	essais de poinçonnement non confiné
el	valeur à la limite élastique
i	valeur à l'initiation de la fissure
max	valeur maximale

INTRODUCTION GENERALE

Le confinement des déchets dans un centre de stockage est assuré par l'association de barrières imperméables (déchets non dégradables et dangereux) ou semi-perméables (pour les ordures ménagères notamment) et de couches de drainage, en fond, au niveau des flancs et en couverture des alvéoles de stockage.

Cette thèse s'inscrit dans la problématique très actuelle de l'optimisation des conditions de stockage des déchets radioactifs : il est prévu un stockage profond (en cours d'étude) pour les déchets de haute activité et de moyenne activité à vie longue. Par contre, un stockage de surface est réservé aux déchets très faiblement radioactifs, faiblement radioactifs et moyennement radioactifs à vie courte.

Cette étude est appliquée au cas particulier d'une Installation de Stockage de Déchets Très Faiblement Radioactifs (ISD TFA) située dans l'Aube dont le concept de confinement est proche de celui d'un centre de classe 1.

La réglementation française actuelle impose de mettre en œuvre en couverture des centres de stockage de déchets non dégradables une couverture dite « imperméable » composée le plus souvent d'une couche d'argile d'épaisseur supérieure ou égale à un mètre et / ou d'une géomembrane. La couverture du centre de stockage TFA présente la particularité d'être composée d'une couche d'argile (argile de l'Aptien) surmontant une géomembrane. Les résultats obtenus dans le cadre de la présente recherche devraient être applicables aux ISD Dangereux.

Dans cette étude, on s'intéresse plus particulièrement au comportement de la composante argileuse de la barrière de couverture. Les recommandations concernant la mise en œuvre d'une couche d'argile en couverture d'un centre de stockage prennent en compte les critères de retrait, de perméabilité et de résistance au cisaillement. Les caractéristiques de l'argile doivent être conservées durant toute la période de suivi du site (environ 300 ans dans le cas du site du TFA) et ceci malgré les différentes sollicitations hydrauliques, thermiques, mécaniques et chimiques qui peuvent notamment engendrer une fissuration de la couche d'argile. Cependant, le critère de déformabilité apparaît nettement plus important que le critère de résistance en cisaillement compte tenu des sollicitations qui peuvent apparaître au sein de la couverture argileuse.

Parmi ces sollicitations, les tassements différentiels des déchets sous-jacents se sont imposés comme une des sollicitations les plus critiques envisageables. C'est celle-ci qui fera l'objet principal de nos recherches. Ainsi, nous nous focaliserons sur l'étude du comportement en déformation de l'argile notamment lorsque celle-ci est soumise à de la flexion.

Le programme d'étude a été défini en accord avec les partenaires de cette thèse CIFRE, EGIS, Benedetti et ANDRA.

Après une caractérisation « classique » de l'argile de l'Aptien (plasticité, essais Proctor, IPI, compression simple, triaxiale, oedométrique), des essais de traction indirecte (fendage et poinçonnement) sont réalisés afin d'appréhender notamment les conditions d'initiation de la fissure. Afin de se rapprocher des sollicitations réelles en cas de tassement des déchets sous-jacents, des essais de flexion 4 points sont mis au point et réalisés en laboratoire sur des briques d'argile compactée.

Les principaux objectifs de cette étude seront de caractériser la déformabilité de l'argile et d'optimiser sa mise en œuvre afin d'améliorer ses caractéristiques en déformation. Ainsi, l'influence des conditions de compactage sur le comportement de l'argile est étudiée. Dans cette perspective, les essais de laboratoire sont réalisés sur des éprouvettes d'argile compactée avec différents types et énergies de compactage et à différentes teneurs en eau.

Afin de s'affranchir du biais engendré notamment par une mise en œuvre différente et par un effet d'échelle, des essais de flexion inversée (soulèvement) sont réalisés in situ sur une barrière argileuse. Une structure et une sollicitation identiques sont modélisées en centrifugeuse. Une modélisation numérique par éléments finis des essais de flexion 4 points de laboratoire et des essais in situ est réalisée. L'objectif est de pouvoir limiter la réalisation très lourde des essais à l'échelle 1 dans les études futures ce qui serait possible si les résultats des essais de flexion, de la modélisation numérique et des essais in situ s'avèrent être compatibles.

La sollicitation hydraulique est également envisagée à travers une étude de la dessiccation de l'argile. Il s'agit notamment de définir les conditions de mise en œuvre de l'argile qui vont permettre de minimiser les risques de dessiccation et donc la fissuration associée. La problématique repose principalement dans la détermination des conditions hydriques des différentes couches de la couverture, des transferts existants et ainsi l'évolution des caractéristiques hydrauliques de l'argile avec le temps. Dans le cas du TFA, il apparaît après analyse de la structure de couverture que le principal risque de dessiccation concerne les talus, puisque dans ces zones, l'argile est mise en œuvre directement sous une couche de drainage granulaire connectée avec l'atmosphère.

Chapitre I: Introduction

1.1 Présentation de la réglementation pour les centres de stockage de déchets

1.1.1 Classification des déchets

Sur le plan réglementaire, les déchets sont classés en fonction de leur origine et de leur toxicité. Le type et la structure de stockage dépendent de la nature et des caractéristiques des déchets. Les textes réglementaires actuels distinguent trois grandes classes de déchets :

A/ Déchets inertes : sont définis par la directive européenne 1999/31/CE du 26 avril 1999, comme ne subissant dans le temps « aucune modification physique, chimique ou biologique importante. Les déchets inertes ne se décomposent pas, ne brûlent pas et ne produisent aucune réaction physique ou chimique, ne sont pas biodégradables et ne détériorent pas d'autres matières avec lesquelles ils entrent en contact, d'une manière susceptible d'entraîner une pollution de l'environnement ou de nuire à la santé humaine. La production totale de lixiviats et la teneur des déchets en polluants ainsi que l'écotoxicité des lixiviats doivent être négligeables et, en particulier, ne doivent pas porter atteinte à la qualité des eaux de surface et/ou des eaux souterraines » Il s'agit principalement des déchets minéraux ou assimilables au substrat naturel non pollué.

B/ Déchets dangereux : Selon le décret n° 2002-540 du 18 avril 2002 relatif à la classification des déchets, sont considérés comme dangereux les déchets qui présentent une ou plusieurs des propriétés suivantes : Explosif, comburant, facilement inflammable, inflammable, irritant, nocif, cancérigène, corrosif, infectieux, mutagène, toxique pour la reproduction, substances et préparations qui, au contact de l'eau, de l'air ou d'un acide, dégagent un gaz toxique ou très toxique, substances et préparations susceptibles, après élimination, de donner naissance, par quelque moyen que ce soit, à une autre substance, par exemple un produit de lixiviation, qui possède l'une des caractéristiques énumérées ci-dessus, écotoxique.

L'arrêté du 19 janvier 2006 modifiant l'arrêté du 9 septembre 1997 relatif aux installations de stockage de déchets ménagers et assimilés ne distingue plus les déchets ménagers et assimilés mais définit uniquement les déchets non dangereux.

C/ Déchets non dangereux : sont définis dans l'arrêté du 19 janvier 2006 modifiant l'arrêté du 9 septembre 1997 modifié comme étant tout déchet qui n'est pas défini comme dangereux par le décret n°2002-540 du 18 avril 2002 .

Les déchets non dangereux sont répartis en deux catégories en fonction de leur comportement prévisible en cas de stockage et des modalités alternatives d'élimination:

- **Catégorie D** : déchets dont le comportement en cas de stockage est fortement évolutif et conduit à la formation de lixiviats chargés et de biogaz par dégradation. Il s'agit notamment des ordures ménagères, des objets encombrants d'origine domestiques avec composants fermentescibles, des déchets verts... Ces déchets ne sont en général pas ultimes notamment parce que leur caractère polluant peut encore être réduit.
- **Catégorie E** : déchets dont le comportement en cas de stockage est peu évolutif, la capacité de dégradation est faible. Ces déchets présentent un caractère polluant

modéré. Il s'agit notamment des déchets plastiques de métaux et ferrailles, de verre, des cendres et mâchefers...

La loi française sur l'élimination des déchets et la récupération des matériaux du 13 juillet 1992 interdit le stockage des déchets bruts qui ne peuvent être considérés comme des déchets ultimes ou stabilisés. Cette interdiction est effective en France depuis le 1er juillet 2002.

Un déchet est considéré comme ultime s'il résulte ou non du traitement des déchets et qu'il n'est plus susceptible d'être traité dans les conditions techniques et économiques du moment. Un déchet est considéré comme stabilisé quand sa perméabilité à l'eau et sa fraction lixiviable ont été réduites et quand sa tenue mécanique a été améliorée.

Les **déchets radioactifs** sont traités tout à fait indépendamment. Ils sont caractérisés en fonction de deux paramètres :

- La durée de l'activité radioactive : calculée à partir de la période radioactive, elle définit la durée de nuisance
- Le niveau de radioactivité qui conditionne la dangerosité (voir Tableau 1). Il s'agit de la quantité d'éléments radioactifs contenus par unité de masse mesurée en Becquerel (Bq). La radioactivité naturelle moyenne est de 1 Bq/g.

4 catégories de déchets radioactifs sont définies en fonction de l'activité et de la durée de vie (voir Tableau 2) :

- Les déchets de haute activité HA
- Les déchets de faible et moyenne activité à vie courte FMAVC: $T < 30$ ans, durée de vie < 300 ans
- Les déchets de faible et moyenne activité à vie longue FAVL: il s'agit des déchets radifères et graphites
- Les déchets de très faible activité TFA.

Très faible activité	1Bq/g à 100 Bq/g
Faible activité	0.1 à $10 \cdot 10^6$ Bq/g
Moyenne activité	$100 \cdot 10^6$ Bq/g
Haute activité	$> 10^9$ Bq/g

Tableau 1. *Activité des déchets radioactifs*

La période radioactive T correspond au temps au bout duquel l'activité A_0 de l'élément est divisée par 2 (voir Figure 1). La durée équivalente à 10 périodes définit la durée de vie de l'élément.

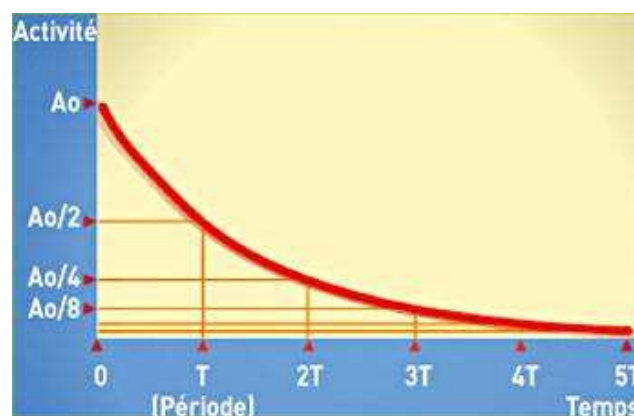


Figure 1. *Définition de la période des éléments radioactifs*

PÉRIODE ACTIVITÉ	Très courte durée de vie	Courte durée de vie	Longue durée de vie
	Moins de 100 jours	≤ à 30 ans	> à 30 ans
Très faible activité	Gestion par décroissance radioactive	Stockage dédié en surface (TFA). Filières de recyclage	
Faible activité		Stockage en surface (FMA), sauf certains déchets tritiés et certaines sources scellées.	Filière à l'étude dans le cadre de l'article 4 de la loi du 28 juin 2006 pour le stockage FA-VL
Moyenne activité			Filière à l'étude dans le cadre de l'article 3 de la loi du 28 juin 2006
Haute activité		Filière à l'étude dans le cadre de l'article 3 de la loi du 28 juin 2006	

Tableau 2. Gestion des déchets radioactifs

1.1.2 Classification des centres de stockage

Plusieurs classes de centres de stockage de déchets sont définies en fonction des déchets stockés :

- Classe 1 pour les déchets industriels spéciaux ou dangereux. Destinés aux déchets non biodégradables
- Classe 2 pour les déchets non dangereux ménagers et assimilés comme les déchets industriels banals.
- Classe 3 pour les déchets inertes.

L'étude réalisée concerne le stockage de déchets très faiblement radioactifs et ne rentre pas dans la classification présentée ici. Le stockage des déchets très faiblement radioactifs se fait en surface et peut être assimilé à un centre de classe 1 (voir Tableau 2). Cependant, des précautions particulières doivent être prises dans le cadre du stockage de déchets radioactifs afin de tenir compte d'un rayonnement des déchets (notamment diffusion gazeuse de radon lors de la désintégration de l'uranium)

Dans tous les cas, lorsque l'exploitation d'un centre de stockage est terminée, celui-ci fait l'objet d'un suivi afin notamment de :

- Contrôler la qualité du ou des aquifères susceptibles d'être pollués par l'installation de déchets
- Mesurer et contrôler les eaux collectées en fond de casier de stockage (analyse des lixiviats)
- Analyser les biogaz
- Réaliser des observations visuelles (mise en évidence d'instabilité mécanique, de tassement, de fissuration, d'érosion...)

Une instrumentation plus importante peut être mise en œuvre afin de suivre le comportement de la couverture avec le temps, notamment le suivi des tassements, de la température, des pressions interstitielles...

Ces contrôles post exploitation évoluent selon l'âge du stockage. Ainsi, la fréquence et la densité du réseau de mesures effectuées auront tendance à diminuer lorsque les déchets vieillissent puisqu'ils deviennent de moins en moins polluants (dans le cas d'un stockage de déchets radioactifs, c'est la radioactivité qui décroît avec le temps, voir Figure 1). Ainsi, les risques de pollution du milieu extérieur sont de plus en plus faibles.

1.2 Barrière de fond

Le confinement des déchets, prévu dans les réglementations françaises, a pour objectif principal de contrôler les échanges entre les déchets et l'environnement (atmosphère, sol, nappe...), notamment les entrées et sorties d'eaux du site (voir Figure 2) et d'assurer un drainage efficace des lixiviats afin d'éviter toute percolation à travers le sol. Le confinement des déchets repose sur la présence de barrière en fond et en talus et d'une couverture. Ces barrières diffèrent selon la classe du centre de stockage et de la nature des déchets (voir Figure 3 et Figure 4). Par exemple, dans le cas de déchets dangereux, la percolation P_i devra être quasi nulle tandis que dans le cas de déchets dégradables, une percolation minimale devra être assurée afin de permettre la dégradation des déchets.

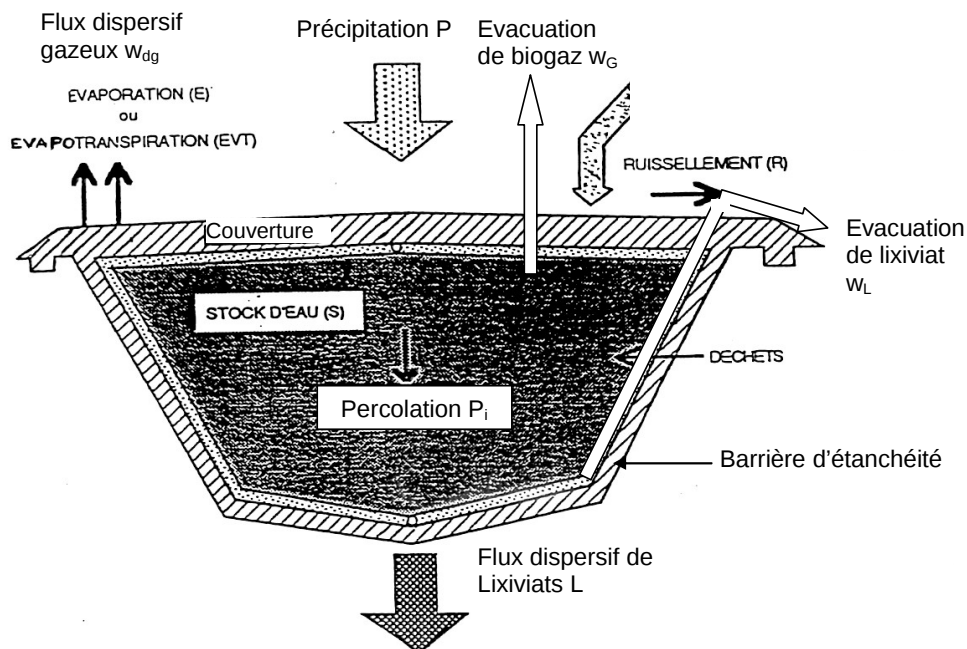


Figure 2. Bilan des entrées sorties au niveau d'une alvéole de stockage

La pérennité du système de confinement doit être assurée pendant plusieurs dizaines d'années, selon l'évolution des déchets.

L'arrêté du 9 septembre 1997 modifié spécifie les composantes de cette barrière de confinement pour les centres de stockage de déchets non dangereux (classe 2). L'arrêté du 18 décembre 1992 concerne les déchets dangereux (centres de stockage de classe 1).

Le confinement des déchets est réalisé au niveau du fond et des flancs d'une part et au niveau du toit des casiers de stockage d'autre part.

En ce qui concerne le confinement en fond et sur les flancs des casiers de stockage, deux niveaux de sécurité sont mis en place :

- La sécurité active : elle assure l'indépendance hydraulique du casier, le drainage et la collecte des lixiviats et évite la sollicitation de la barrière passive. Elle est constituée d'un complexe associant des géosynthétiques (géomembrane, géotextile) et des matériaux naturels (couche drainante).

- La sécurité passive : elle doit permettre d'assurer à long terme la prévention de la pollution des sols, des eaux souterraines et de surface par les déchets et les lixiviats. En fond de casier, elle est composée du milieu géologique naturellement en place ou reconstituée artificiellement par un matériau rapporté et/ ou traité. Cette barrière passive est constituée (voir Figure 3) :

Pour les déchets non dangereux : un mètre de sol de perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s surmontant cinq mètres de sol de perméabilité inférieure à 10^{-6} m/s,

Pour les déchets dangereux : cinq mètres de sol de perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s.

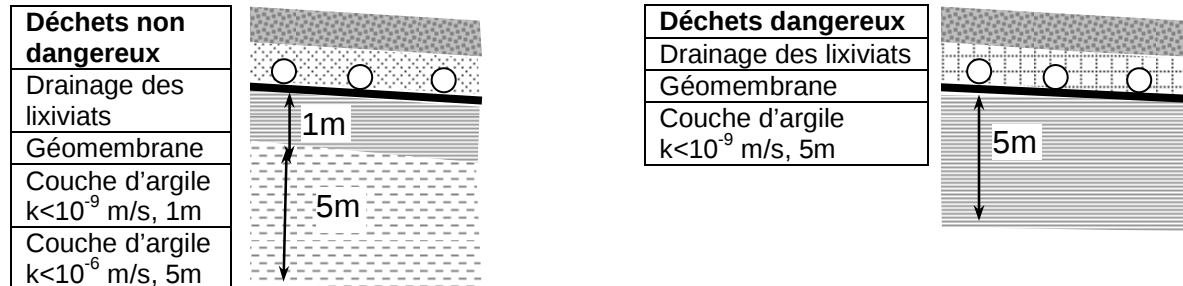


Figure 3. Principe de confinement en fond d'alvéole en fonction de la nature des déchets, recommandations française

Afin de s'assurer des performances hydrauliques du fond et des flancs des alvéoles de stockage, le guide technique de novembre 1997 du Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement relatif aux centres de stockage de déchets ménagers et assimilés recommande au moins un point de mesure de la perméabilité par hectare. Il est cependant nécessaire de resserrer la maille des essais en cas d'hétérogénéité. Sur une même verticale, une mesure doit être réalisée tous les mètres de 0 à 5 m.

Il est important de noter que ces deux niveaux de sécurité sont complémentaires. La barrière de sécurité active permet la collecte, notamment en vue de leur traitement, des flux polluants liquides au moins durant la période où ces flux sont les plus importants, c'est à dire où les lixiviats sont les plus chargés. Cependant, il faut envisager le cas où cette barrière active ne fonctionnerait pas à long terme, les niveaux drainants pouvant se colmater avec le temps. Les géomembranes vieillissent et peuvent présenter des ruptures de nature diverse. La barrière passive sera dans ce cas sollicitée, en tout cas à long terme, mais à un moment où les lixiviats seront moins chargés (le gros de la charge polluante a été traité).

Principe d'équivalence de la barrière passive

Le guide de recommandations à l'usage des tiers - experts pour l'évaluation de « l'équivalence » en étanchéité passive de centre de stockage (ministère de l'écologie et du développement durable, Juillet, 2002) définit les conditions permettant de considérer comme équivalentes deux barrières passives. Ainsi, il s'agit de s'assurer qu'un même niveau de protection en termes d'impact potentiel du site de stockage sur une ressource en eau souterraine est assuré. Les barrières actives et passives étant complémentaires, un renforcement d'une des barrières ne peut pallier une insuffisance de l'autre. Le calcul d'équivalence effectué pour la barrière passive ne considérera que les éléments de cette barrière. Ce principe d'équivalence peut dans certains cas permettre de réduire l'épaisseur de la barrière passive à mettre en œuvre tout en garantissant un même niveau de protection. Cependant, l'épaisseur de la barrière passive apparaît comme un gage de sécurité, dans la mesure où elle réduit la probabilité d'interconnexion de part et d'autre de la barrière. Un des principaux produits pouvant se substituer à la barrière argileuse est le géosynthétique bentonitique (GSB). Un GSB est constitué d'une couche de bentonite prise en sandwich entre deux géotextiles et présente une épaisseur de l'ordre du centimètre. Afin de comparer différentes configurations de barrières passives, il est possible de définir le flux massique

(masse émise par unité de temps) pour chaque configuration. Une autre méthode consiste à déterminer l'équation de bilan de masse qui décrit le transfert des particules dissoutes dans l'eau et à calculer leur effet sur une ressource en eau souterraine.

Les recommandations au niveau européen concernant les barrières de confinement en fond des casiers de stockage sont présentées Tableau 3.

	Déchets non dangereux		Déchets dangereux	
	h (m)	k (m/s)	h (m)	k (m/s)
Union européenne	1	$1 \cdot 10^{-9}$	5	$1 \cdot 10^{-9}$
Allemagne	0,75	$5 \cdot 10^{-10}$	1,5 3	$5 \cdot 10^{-10}$ $1 \cdot 10^{-7}$
Autriche	0,5 ou 0,75	$5 \cdot 10^{-10}$ ou $1 \cdot 10^{-9}$	0,5	$5 \cdot 10^{-10}$
Belgique	3	$1 \cdot 10^{-9}$	1	nd
France	1 5	$1 \cdot 10^{-9}$ $1 \cdot 10^{-6}$	5	$1 \cdot 10^{-9}$
Republique Tchèque	1	$1 \cdot 10^{-9}$	1 3	$1 \cdot 10^{-9}$ $1 \cdot 10^{-7}$
Suisse	0,5 10	$1 \cdot 10^{-9}$ $1 \cdot 10^{-7}$		

nd: non déterminé

Tableau 3. *Recommandations pour le confinement en fond de casier pour différents pays*

1.3 La couverture

L'étude présentée est focalisée sur le comportement de la couverture et plus précisément sur la caractérisation et l'étude du comportement des matériaux naturels de couverture.

1.3.1 La couverture standard des centres de stockage de déchets

Fonctions et composition de la couverture

Lorsque l'exploitation est terminée, la couverture est mise en œuvre. L'ensemble {couverture - barrière de fond} doit garantir le confinement des déchets.

Les couvertures des sites de stockage de déchets ont pour principales fonctions de permettre : (ADEME BRGM, 2001)

- De confiner les déchets
- De contrôler les entrées d'eau dans les déchets
- De limiter les flux de gaz vers l'atmosphère
- De limiter les entrées d'air atmosphérique dans les déchets
- De renforcer la stabilité mécanique du stockage
- D'intégrer le site dans son environnement paysager.

Les contraintes à prendre en compte afin de définir les caractéristiques de la couverture permettant de remplir ces différentes fonctions sont nombreuses :

- La nature des déchets (potentiel de biodégradation, compressibilité, caractère polluant, radioactif...)
- La géométrie de la couverture (pentes, épaisseur...)
- La configuration du site (fosse, tumulus...)

- La disponibilité du matériau
- Les conditions d'aménagement du site
- Les conditions climatiques (précipitations, évapotranspiration, érosion, gel, sécheresse)
- Le devenir du site.

D'une façon générale, l'analyse des fonctions et des performances à atteindre par une couverture conduit à préconiser cinq couches élémentaires assurant chacune au moins une fonction : (du haut vers le bas)

- Une couche superficielle : permet l'intégration du site dans son environnement naturel, réduit les effets de fluctuation des températures et d'humidité et protège le système de couverture de l'érosion.
- Une couche de protection : protège la couche de faible perméabilité contre les intrusions animales et végétales et contre les cycles climatiques (gel-dégel, humidification- sécheresse)
- Une couche drainante : collecte les eaux de pluie non évacuées par le ruissellement de surface, réduit le gradient hydraulique sur la couche de faible perméabilité, augmente la stabilité de la couverture en diminuant les pressions interstitielles
- Une couche de faible perméabilité : limite ou évite les infiltrations d'eau dans les déchets et empêche la remontée des gaz
- Une couche de support immédiatement au dessus des déchets : assure une assise homogène, stable et nivelée au reste de la couverture.

Différents types de couverture

Deux principaux concepts de couverture sont préconisés en fonction du caractère dégradable ou non des déchets sous-jacents.

Remarque : Les perméabilités préconisées sont des valeurs de perméabilité de Darcy (k) dans des conditions saturées. In situ, lors de la mise en œuvre des matériaux, ceux-ci ne sont généralement pas dans des conditions saturées.

Déchets non biodégradables : La réglementation impose, dans le cadre de la réalisation d'un centre de stockage de déchets non dégradables (déchets inertes ou catégorie E) de mettre en œuvre une couverture dite « imperméable ». Les échanges entre les déchets et l'extérieur sont ainsi minimisés. En pratique, une couverture de type imperméable est composée d'une géomembrane ou équivalent (perméabilité inférieure ou égale à 10^{-11} m/s, usuellement, épaisseur de la géomembrane > 1.5 mm), surmontant une couche de sol d'épaisseur supérieure ou égale à un mètre et de perméabilité inférieure ou égale à 10^{-9} m/s, souvent composée d'argile compactée. Cette couche est basée sur une couche d'interface avec le déchets ou couche de régulation. Un dispositif de protection contre le poinçonnement de la géomembrane doit être prévu, souvent un géotextile. Les eaux pluviales infiltrées dans la couverture sont drainées par une couche de perméabilité supérieure ou égale à 10^{-4} m/s mis en œuvre au-dessus de la barrière imperméable de couverture (voir Figure 4 et Figure 5).

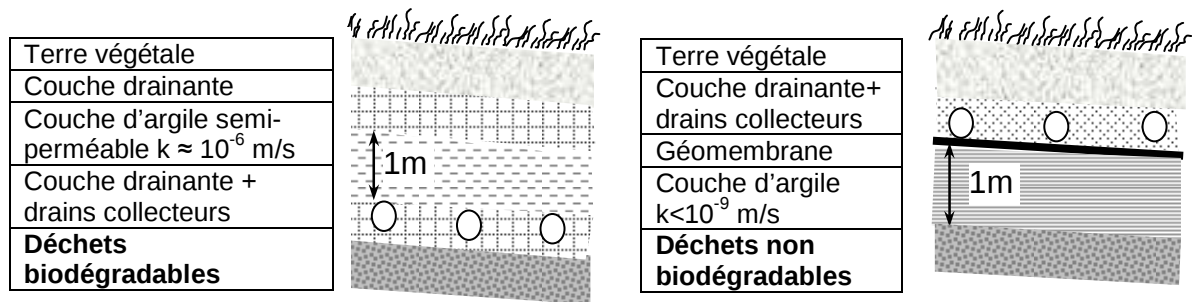
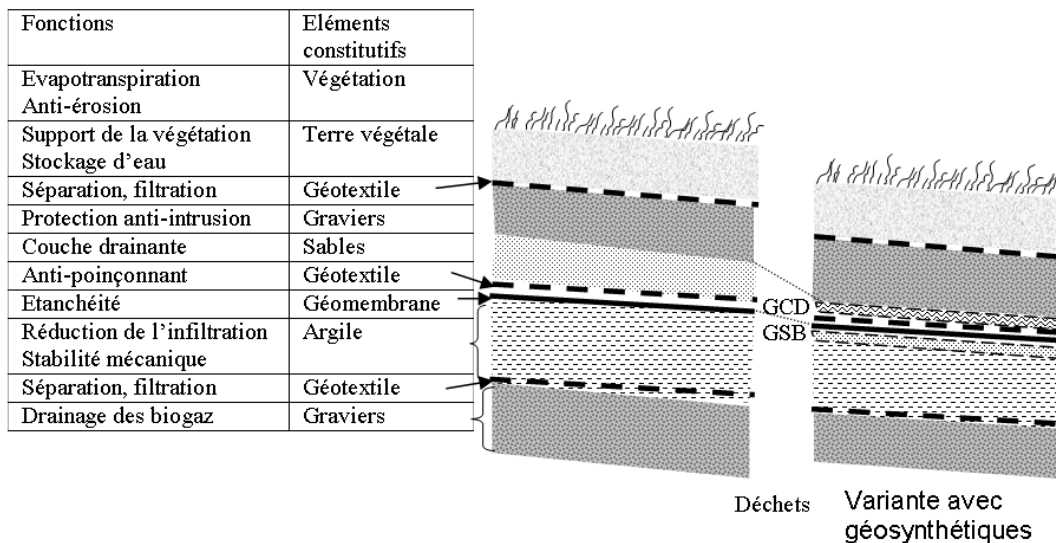


Figure 4. Principe de confinement en couverture en fonction de la nature des déchets, recommandations française



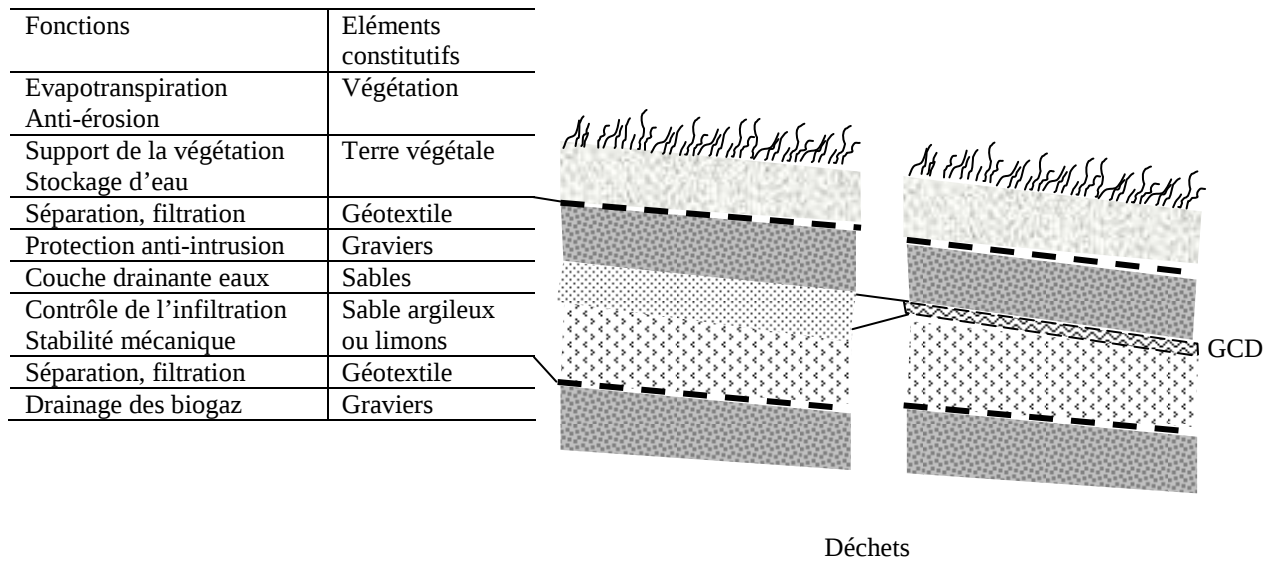
GSB : géosynthétique bentonitique

GCD : géocomposite de drainage

Figure 5. Exemple de coupes d'une couverture dite imperméable, sans recirculation (ADEME BRGM, 2001)

Déchets dégradables : La réglementation française concernant le stockage des déchets ménagers et assimilés est contenue dans l'arrêté ministériel de 2001. La dégradation des déchets ménagers ou assimilés (catégorie D) nécessite une teneur en eau minimale. Une infiltration contrôlée est donc autorisée. Deux types de couverture peuvent être mises en place dans le cas de ces déchets :

- Une couverture dite semi-perméable. Elle est composée de matériaux naturels argileux remaniés et compactés sur une épaisseur d'au moins un mètre et de perméabilité maximale 10^{-6} m/s (ou équivalent, voir § 1.2). Une couche drainante supérieure permet de limiter l'infiltration des eaux. Une autre couche inférieure permet de drainer les biogaz (voir Figure 4). Les couches de drainage sont généralement composées de matériaux granulaires ou d'un géocomposite de drainage (voir Figure 6).
- Une couverture dite imperméable, de même type que celle présentée dans le cas des déchets non dégradables (voir Figure 5), avec en plus un système permettant la recirculation des fluides. La recirculation de fluides au sein du massif de déchets a pour but de promouvoir l'activité biologique et donc de favoriser la dégradation des déchets.



GCD : géocomposite de drainage

Figure 6. Exemple de coupes d'une couverture dite semi-perméable, sans recirculation (ADEME BRGM, 2001)

Les recommandations concernant la structure de couverture des casiers de stockage de déchets pour différents pays sont présentées Tableau 4

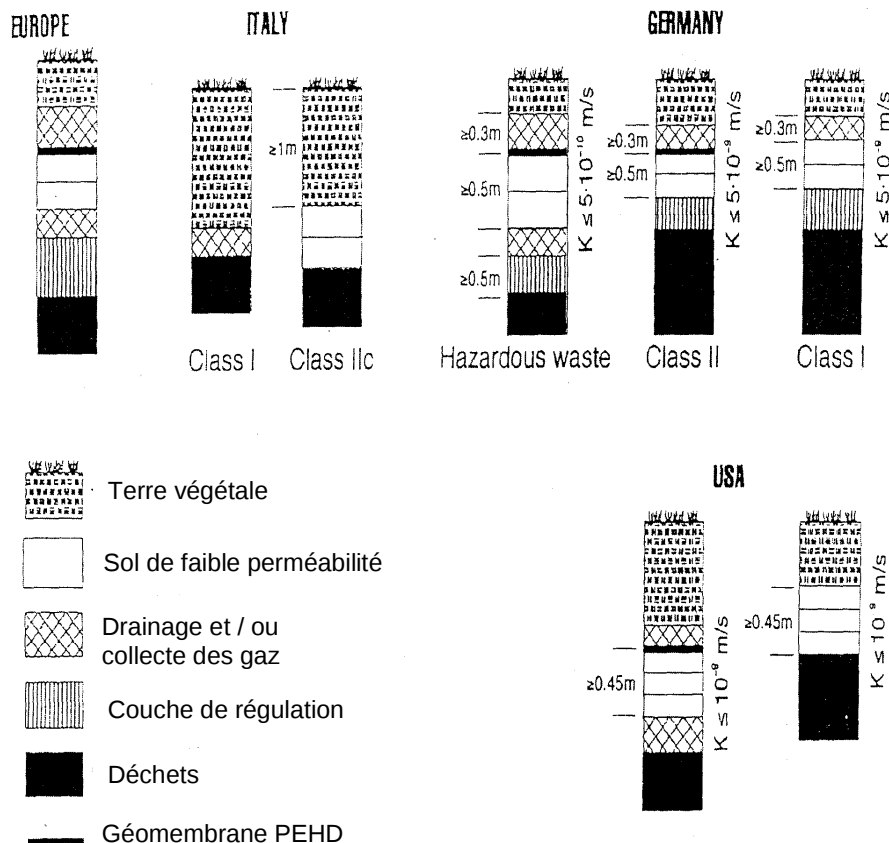


Tableau 4. Recommandations pour le confinement des déchets en couverture pour différents pays (Van Impe, ITC5, 1998)

I.3.2 Différentes modalités d'étanchéité de la couverture

L'étude présentée est réalisée dans le cadre de la création d'un centre de stockage de déchets très faiblement radioactifs (voir § I.5) dont la conception est basée sur la réglementation des centres de classe 1. Dans le travail qui suit, on s'intéressera donc aux couvertures dites imperméables et plus précisément à l'étude de la couche d'argile.

Couche d'argile

La réglementation actuelle en France préconise que la barrière minérale de couverture des casiers de stockage de déchets dangereux (classe 1) soit composée d'au moins un mètre d'argile de perméabilité inférieure ou égale à 10^{-9} m/s (voir Tableau 4). Il s'agit donc de définir la structure de la couverture et les conditions de mise en œuvre du matériau permettant d'atteindre les objectifs fixés par le cahier des charges propre à chaque site.

Des caractéristiques de perméabilité, de résistance au cisaillement et de retrait compatibles avec une mise en œuvre en couverture d'un centre de stockage de déchets ont été proposées par le TC5 de l'ISSMFE (voir Figure 7). Pour un sol donné, ces caractéristiques varient en fonction des conditions de compactage (voir chapitre 2).

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 termes de perméabilité correspond à la ligne des optimums (limite 1, voir Figure 7 et § 0).

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 œuvre acceptable en terme de retrait (limite 2, voir Figure 7).

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 (voir Figure 7).

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.

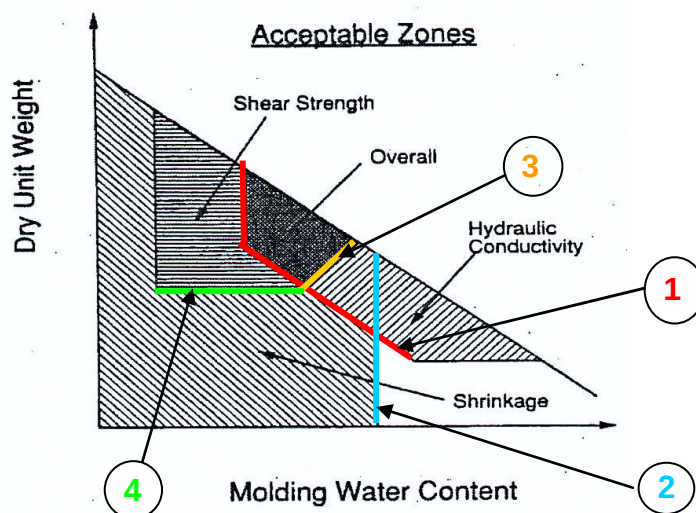


Figure 7. Recommandations du Technical Committee (ISSFME) concernant la mise en œuvre de la barrière imperméable de couverture des centres de stockage

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 (voir Figure 8). Selon le BRGM, la zone acceptable est typiquement celle correspondant à une mise en œuvre à une teneur en eau de $w_{opt} + 2\%$ à $w_{opt} + 6\%$.

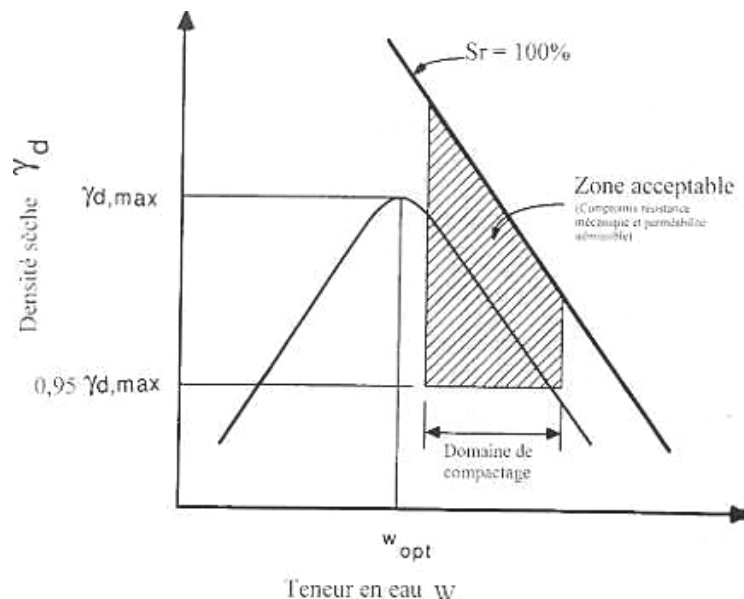


Figure 8. Caractéristiques recommandées pour la mise en œuvre de la barrière imperméable de couverture des centres de stockage (ADEME, BRGM, 2001)

Nous reviendrons plus en détail au chapitre 2 sur les critères concernant les caractéristiques physiques d'un matériau destiné à être mis en œuvre en barrière étanche de couverture d'un centre de stockage.

La déformabilité de la couche d'argile

Il ne nous semble par nécessairement pertinent de rechercher une résistance au cisaillement élevée, mais plutôt de privilégier la déformabilité de la couche de sol. Dans le Tableau 5 sont présentées les valeurs moyennes des déformations d'extension en traction simple à la rupture pour les différents matériaux d'étanchéité susceptibles d'être mis en œuvre en couverture. Les conditions optimales de mise en œuvre devront être définies de façon à supporter une déformabilité maximale. Un renforcement de l'argile peut être envisagé afin d'améliorer la déformabilité (voir § 0 et § V.2.3).

Couche	Déformation ϵ (%) point de seuil
Argile non confinée	0.2 à 1.5
Géomembrane Polyéthylène haute densité PeHD	15
Géosynthétique bentonitique	20
Géomembrane bitumineuse	50
Géomembrane polypropylène PP	50

Tableau 5. Capacité de déformation de l'argile et de différents géosynthétiques en traction simple

Afin de caractériser la déformation, plusieurs paramètres seront considérés par la suite (voir Figure 9):

- La flèche f (m) qui caractérise l'amplitude du tassement

- La portée L_0 (m) qui caractérise la zone d'emprise du tassement
- La distorsion $\delta = 2f / L_0 = \tan \theta$
- Le rayon de courbure r (m)
- La longueur de la fibre tendue L (m)

La déformation de la fibre tendue $\varepsilon = \Delta L / L_0 = (L - L_0) / L_0$

Pour de très petits tassements (f très petit devant L_0), il est possible en première approximation, de considérer une déformée équivalente triangulaire (voir Figure 9). Sous ces hypothèses,

$$[\text{eq.1.}] \quad L = \sqrt{(4f^2 + L_0^2)} = 2f / \sin \theta$$

Pour des tassements plus importants, cette approximation devient moins bonne, une déformée en arc de cercle est considérée (voir Figure 9). Le rayon de courbure est défini par :

$$[\text{eq.2.}] \quad r = f/2 + L_0^2 / 8f$$

Ainsi,

$$[\text{eq.3.}] \quad \theta' = \arcsin (L_0 / 2r)$$

$$[\text{eq.4.}] \quad L = 2 \theta' r = 2 \arcsin (L_0 / 2r) (f/2 + L_0^2 / 8f)$$

Enfin, en posant l'hypothèse d'une déformation en arc de cercle, la déformation est déterminée à partir de la flèche par

$$[\text{eq.5.}] \quad \varepsilon = 2 \theta' r / L_0 - 1$$

La relation $\varepsilon = f$ (f) obtenue pour une zone de tassement de longueur $L_0 = 2\text{m}$ dans le cas d'une déformée en arc de cercle est présentée Figure 10.

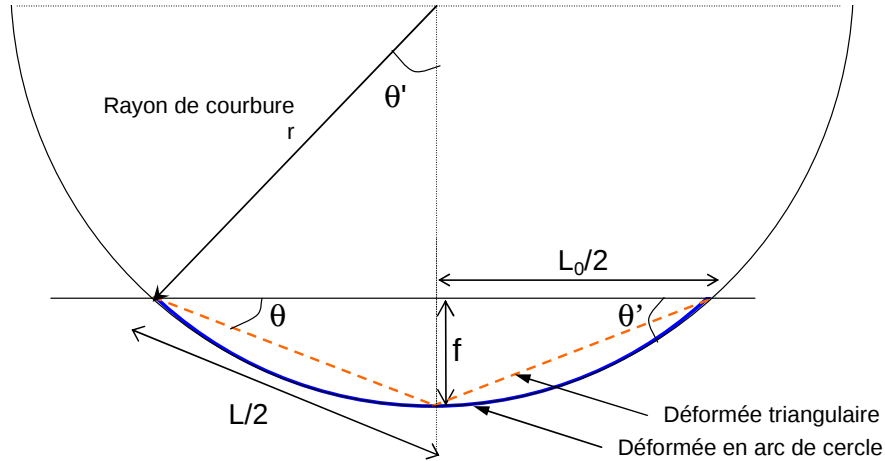


Figure 9. Déformation de la fibre tendue

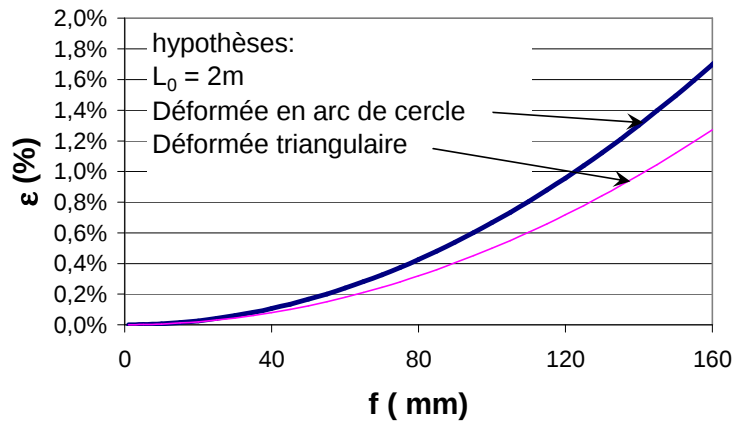


Figure 10. Relation flèche / Déformation de la fibre tendue pour une portée $L_0 = 2m$, hypothèse d'une déformation en arc de cercle ou d'une déformation triangulaire

En prenant l'hypothèse d'une déformation en arc de cercle (voir Figure 9), une déformation $\varepsilon = 0.5\%$ (valeur moyenne de la déformation acceptable de l'argile en traction) représente une flèche $f = 8.5$ cm sur une portée $L_0 = 2$ m (voir [eq.5.]) ce qui correspond à une distorsion $\delta = 0.08$. En prenant l'hypothèse d'une déformation triangulaire, la même déformation correspond à une flèche $f = 10$ cm.

Cas spécifique du stockage de déchets très faiblement radioactifs

Dans le cas spécifique du stockage en surface de déchets très faiblement radioactifs, les caractéristiques suivantes de l'argile semblent être primordiales :

- Etanchéité vis-à-vis des nucléides. Les différentes études menées au préalable par ANDRA (dossier argile 2005) montrent que l'argile est le milieu géologique le plus apte à recevoir des déchets radioactifs. En effet, il a été montré que les radioéléments sont principalement transportés par diffusion dans l'argile. Or, l'argile présente une très faible perméabilité ce qui permet de limiter la circulation d'eau et donc le déplacement des éléments chimiques dissous. De plus, l'argile est formée de feuillets (voir § 0) qui sont chargés électriquement et qui permettent de retenir certains éléments comme le Césium et le Strontium. Ces deux phénomènes permettent un retardement important de la libération des radionucléides vers l'atmosphère ou la nappe phréatique, ce qui laisse donc le temps aux isotopes de se désintégrer. Ainsi, l'argile, de part sa faible constante de diffusion et sa bonne sorption à un grand nombre d'éléments joue un rôle de barrière vis-à-vis des nucléides. Cette étanchéité doit être pérenne : pour les déchets très faiblement radioactifs à vie courte, la durée de vie des éléments radioactifs est de quelques dizaines d'années, mais la sécurité impose une durée dix fois supérieure. La couche d'argile qui présente une épaisseur minimale de 1 mètre doit assurer une protection à long terme, empêchant ainsi la migration des radionucléides de vie longue (Uranium, Plutonium, Thorium, Zirconium, Nickel, Chlore, Carbone...). Dans le cas du TFA (voir § 0) la migration des radionucléides à vie courte (Fer, Cobalt, Césium, Hydrogène, Manganèse...) sera empêchée par la géomembrane, beaucoup plus fine (2 millimètres) qui doit assurer une protection à court terme.
- Déformabilité de l'étanchéité.
 - Sollicitations hydrauliques : L'argile mise en œuvre en couverture doit présenter un potentiel de retrait / gonflement faible. En effet, les variations volumiques de l'argile en cas de modifications des conditions hydriques peuvent engendrer de la fissuration en cas de retrait important (voir § II.4.2). Au contraire, en cas

d'hydratation, l'argile peut présenter une augmentation de volume (potentiel de gonflement).

- Sollicitations mécaniques : La déformabilité en extension de l'argile doit être maximale afin de diminuer le risque de fissuration en cas de tassements différentiels des déchets sous-jacents.

Géomembrane

La structure de couverture du centre de stockage TFA est présentée au § 1.5.4. Il est important de noter que l'étanchéité de la couverture est assurée par l'association d'une couche d'argile mise en œuvre au dessus d'une géomembrane. Classiquement, la géomembrane est mise en œuvre au dessus de la couche d'argile.

Plusieurs aspects sont à prendre en compte pour juger de l'efficacité d'une géomembrane en barrière imperméable de couverture :

La déformabilité

Dans un premier temps, il est nécessaire d'envisager l'influence d'un effondrement localisé de la masse déchets sur la couverture sus-jacente. La géomembrane étant mise en œuvre en dessous de l'argile, on considérera dans ce qui suit que la géomembrane fonctionne suivant « l'effet parachute » en supportant la masse de sol supérieure (couche d'argile incluse), ce qui est le comportement le plus probable. Afin de remplir ce rôle sans se rompre, la géomembrane doit donc présenter une résistance en traction et une déformabilité en extension suffisante. Cependant, afin d'éviter la fissuration de la couche d'argile, il faut que la flèche f de la géomembrane soit compatible avec la déformation maximale de la couche d'argile. Ainsi, l'extension de la géomembrane doit être inférieure à la déformée maximale de la fibre tendue de l'argile. La déformabilité sera caractérisée par la déformation d'extension $\varepsilon = \Delta L/L_0$. Il s'agit donc de la capacité à un certain allongement moyen ΔL pour une longueur dépliée de la membrane L associé à une perméabilité qui doit rester inférieure à 10^{-11} m/s. Une géomembrane en PEHD peut supporter sans être déchirée et en conservant ses caractéristiques d'imperméabilité, une déformation d'environ 15%. La géomembrane présente une déformabilité nettement plus importante que l'argile (voir Tableau 5). Si une déformation en arc de cercle est considérée, une géomembrane pourra supporter une flèche $f = 0.48$ m sur une portée $L_0 = 2$ m ($\delta = 0.48$) tandis qu'une argile sera fissurée pour un tassement $f = 0.085$ m environ.

Lorsqu'une géomembrane (ou complexe géosynthétique) est mise en œuvre sous une couche d'argile (surcharge verticale due à la couverture q), il est nécessaire de définir la raideur minimale qu'elle doit présenter pour soutenir le poids (charge q répartie linéairement) de la couche sus-jacente (terre végétale, couche de drainage, altérites et couche d'argile, voir Figure 29). Les efforts engendrés par le poids de la couverture à soutenir sont repris par des efforts de traction T . Lorsque la raideur du géosynthétique est forte, la déformation est faible et l'effort de traction pour l'équilibre est très fort. Une raideur plus faible autorise des déformations plus fortes et donc nécessite des efforts de traction plus faibles (voir Figure 11). Ainsi, en considérant une déformation maximale admissible de l'argile de 0.5%, il est possible de définir la raideur minimale J du géosynthétique à mettre en œuvre :

Hypothèses :

- $\varepsilon_{\max} = 0.5\%$
- $L_0 = 2$ m
- Tassement axisymétrique
- $\nu = 0.3$
- Déformation en arc de cercle : $f_{\max} = 0.085$ m

$$[\text{eq.6.}] \quad 2*f_{\max} / L_0 = (1 - \cos \theta') / \sin \theta' \quad (\text{Gourc, 1982})$$

$$[\text{eq.7.}] \quad \frac{q}{J} * \frac{\pi L_0^2}{4} = (1 + \nu) * (\theta' - \sin \theta') * \pi L_0 \quad (\text{Gourc, 1982})$$

Ainsi, sous ces hypothèses, d'après [eq.6.] $\theta' = 0.17 \text{ rad}$.

On considère une charge q équivalente à une épaisseur de sol ($\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$) de 2 m soit $q = 40 \text{ kN/m}^2/\text{ml}$.

D'après [eq.7.], $J = 18\,800 \text{ kN/m}$.

Une raideur plus faible engendrerait, sous une même charge, des déformations plus fortes et donc une rupture de la l'argile.

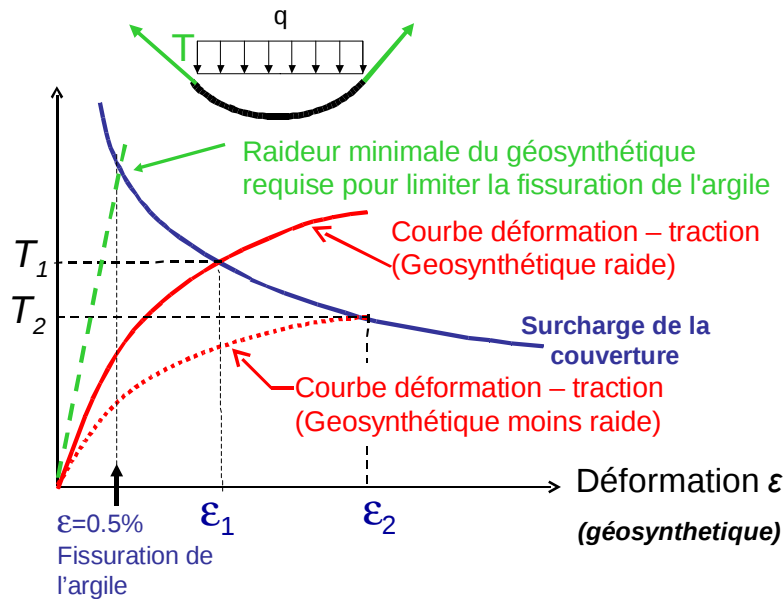


Figure 11. Effet membrane (Gourc, 1982)

Dans le cas d'un tassement global, la géomembrane doit également suivre en tout point la déformée réelle et irrégulière du matériau sous-jacent afin de garantir une bonne étanchéité.

L'expansion thermique

Dans le cas où les déchets sont exothermiques ou si la géomembrane est soumise aux variations climatiques (exposition à l'air libre par exemple), la géomembrane risque de présenter des plis ce qui peut nuire à l'étanchéité. Une géomembrane en PEHD présente une expansion thermique de l'ordre de $2.10^{-4} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. Sur une portée de 20m, une augmentation de 20°C engendre un allongement de la membrane de 8 cm.

L'inertie chimique

La géomembrane doit être une barrière au dégagement de radons, malgré sa faible épaisseur.

Le vieillissement d'une géomembrane PEHD est assimilé à la perte des anti-oxydants. En effet, bien qu'une géomembrane en PEHD ne comprenne que 0.5% d'anti-oxydants, leur présence est fondamentale car elle empêche la dégradation du polymère. Hsuan et Koerner (1998) distinguent trois phases de vieillissement :

- La phase A qui correspond à la perte progressive des anti-oxydants,
- La phase B est une phase transitoire,
- La phase C est la phase effective de dégradation.

Jusqu'à la fin de la phase A, aucune perte des propriétés hydro-mécaniques n'est observée. Un système de double étanchéité construit en 1988 a été exhumé (Eith et Koerner, 1997). Les géomembranes PEHD ont été exposées, pendant 8 ans à du lixiviat, des contraintes

dynamiques et statiques. Des échantillons ont été prélevés et leurs propriétés physiques, mécaniques, et d'endurance ont été testées. Selon Eith et Koerner (1997) après 8 ans d'utilisation, aucune dégradation des propriétés des géomembrane n'a pas été mise en évidence.

Rowe (2005) montre qu'il existe maintenant une expérience dépassant 25 ans sur les géomembranes PEHD utilisées en fond de stockage, qui est globalement une utilisation plus sévère qu'en couverture de stockage. Tarnowski et al. (2005) présentent les caractéristiques (vieillesse suite à des températures élevées, à l'exposition aux UV, présence de fissures) d'une géomembrane PEHD 30ans après sa mise en œuvre en étanchéité en fond d'étang (Allemagne). Sur les talus, la géomembrane est directement en contact avec l'atmosphère et les UV. Les essais réalisés sur la géomembrane montrent que ses caractéristiques mécaniques n'ont pas été significativement modifiées. Dans un des cas cependant, l'élongation à la rupture a diminué de 17% sur les 30ans d'utilisation de la géomembrane.

Selon Rowe et Sangam (2002), la durée de vie de membranes peut varier entre plusieurs siècles et moins d'une décade selon leur nature et les conditions d'expositions. Hsuan et Koerner (1998) pronostiquent une durée de vie de plus de 200 ans.

Discussion géomembrane / argile

Le choix du type d'étanchéité d'une couverture passe par l'analyse des avantages et des inconvénients de chacune des possibilités. Dans cette étude, on se limitera à la comparaison géomembrane / argile. Il faut noter cependant que d'autres variantes existent (géomembrane bitumineuse notamment). Dans le Tableau 6 sont répertoriées les principales faiblesses, les précautions de mise en œuvre et les avantages des deux méthodes d'étanchéité considérées.

	Argile	Géomembrane PEHD
Perméabilité	$< 10^{-9}$ m/s	10^{-11} m/s
Epaisseur	> 1 m	Quelques mm
Déformabilité	0.5% (conditions non confinée) Risque de fissuration en cas de tassements des déchets sous jacents : mise en œuvre après une stabilisation au moins partielle du massif Envisager un renforcement	15%
Points délicats lors de la mise en oeuvre	Obtention de la teneur en eau désirée Homogénéité de l'argile Compactage dans zone singulière (près des puits de visite...) Présence d'hétérogénéités	Soudure Liaison aux zones singulières (puits de visite par exemple) Risque de poinçonnement donc augmentation de la perméabilité
Sensibilité	Aux variations hydriques et thermiques (gonflement, dessiccation, fissuration donc augmentation de la perméabilité)	Aux variations thermiques (expansion thermique, présence de plis)
Barrière aux nucléides (déchets radioactifs)	A long terme Efficacité augmentée avec l'épaisseur de la couche d'argile	A court terme (absence de retour d'expérience sur de longues périodes)

Tableau 6. Etude comparative de l'étanchéité en couverture par argile et par géomembrane

La barrière capillaire

Dans certains cas, en substitution à la couche dite imperméable, ou afin d'améliorer son efficacité, une barrière capillaire est mise en œuvre dans des structures de couvertures multicouches. Le fonctionnement d'une barrière capillaire résulte de la mise en œuvre de deux couches de matériaux perméables de granulométrie différente et présentant ainsi des propriétés hydrauliques différentes. Une barrière capillaire est donc un système bicouche composé par un sol grossier surmonté d'un sol fin. Les courbes perméabilité / succion capillaire de ces matériaux sont telles que (voir Figure 12) :

- A forte saturation, donc à faible succion, la perméabilité de la couche grossière est de plusieurs ordres de grandeur supérieure à celle de la couche de sable fin. Dans l'exemple présenté sur la Figure 12 (Stormont et al., 1996), pour une succion de 2 mm (verticale A), le sable présente une perméabilité de $2 \cdot 10^{-4}$ m/s tandis que le gravier présente une perméabilité de $5 \cdot 10^{-2}$ m/s. Le gravier est donc drainant sur toute la gamme de succion correspondant à la zone 1, l'infiltration ne se fait pas dans le sable.
- A faible saturation, donc à forte succion, au contraire, la perméabilité de la couche grossière est de plusieurs ordres de grandeur inférieure à celle de la couche de sable fin. Dans l'exemple présenté sur la Figure 12 (Stormont et al., 1996), pour une succion de 20 mm (verticale B), le sable présente une perméabilité de $2 \cdot 10^{-4}$ m/s tandis que le gravier présente une perméabilité de 10^{-6} m/s. Le sable fin est donc drainant sur toute la zone 2.

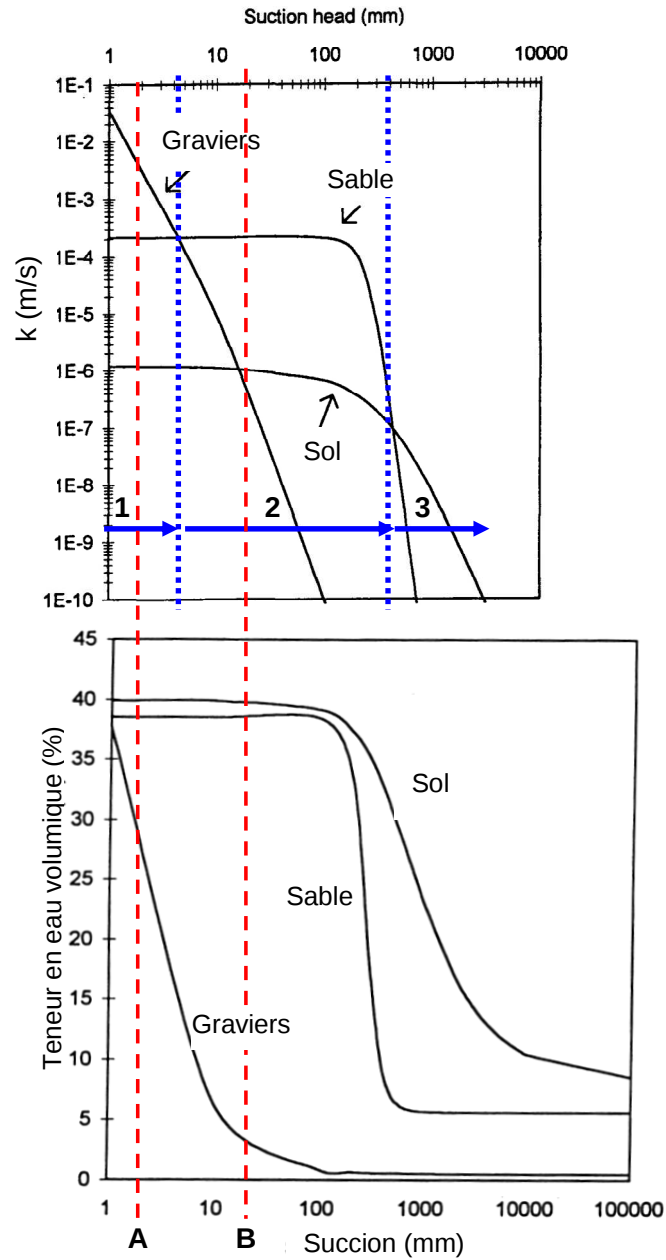


Figure 12. Perméabilité et teneur en eau de sols de différentes granulométries en fonction de la succion (Stormont et al., 1996)

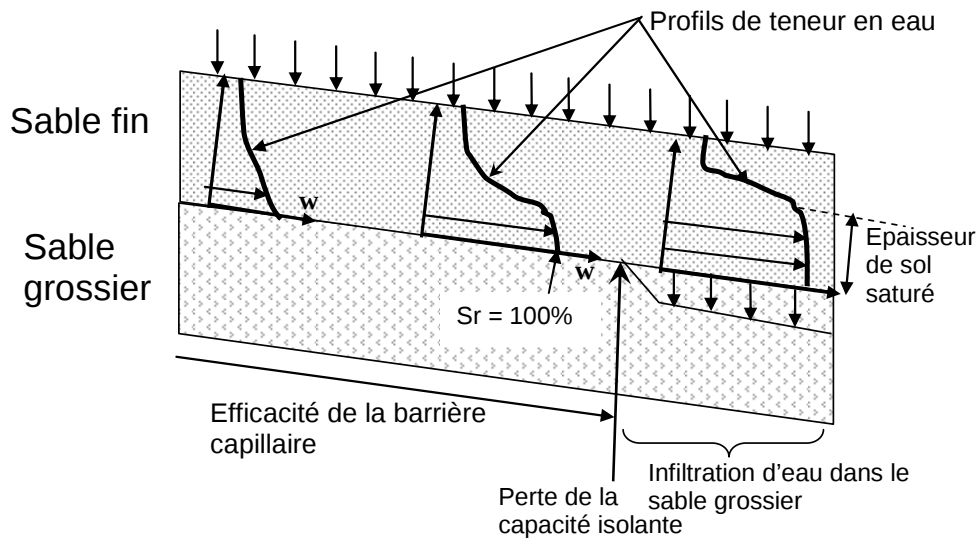


Figure 13. Fonctionnement d'une barrière capillaire

Ainsi, lorsque ce système est soumis à une infiltration d'eau, à partir d'un état de faible saturation, donc de forte succion, l'eau s'infiltré et est stockée par la couche fine, qui présente une capacité capillaire, c'est-à-dire une capacité à stocker de l'eau par augmentation de sa saturation, maximale. De plus, la couche grossière présente une perméabilité plus faible que la couche fine et joue donc le rôle d'une barrière étanche qui empêche l'infiltration à travers l'interface entre les couches. Le dispositif constitue donc une barrière à l'écoulement gravitaire. Lorsque la saturation de la couche fine augmente, et que la succion diminue, les perméabilités des deux couches tendent à s'égaliser. L'eau commence donc à envahir la couche grossière, dont la capacité capillaire augmente lorsque la saturation augmente. La barrière capillaire a alors perdu sa capacité isolante (voir Figure 13).

Ainsi, la succion au niveau de l'interface doit rester supérieure à une valeur seuil, dépendant notamment de la granulométrie des sols. Il est possible de définir également une capacité d'emmagasinement de la barrière capillaire qui représente la quantité d'eau que la couche de sol fin peut accepter sans que la barrière ne se rompe.

Afin d'éviter une saturation de la couche supérieure trop importante aboutissant à une rupture de l'isolation, l'ensemble de la structure présente en général une inclinaison qui permet à l'eau de s'écouler le long de l'interface entre les deux couches de sable. La collecte des eaux se fait alors à l'extrémité basse du multicouche.

La barrière capillaire joue donc un rôle de barrière étanche en ce qui concerne les infiltrations d'eau gravitaire (mouvement d'eau descendant). Dans le cas d'évaporation (mouvement d'eau ascendant), partant d'un état saturé, la couche grossière déstocke l'eau en premier. Au fur et à mesure de l'évaporation, la succion augmente dans la couche grossière ce qui a pour conséquence de diminuer la perméabilité. La remontée de l'eau devient alors impossible au-dessus d'une frange capillaire de hauteur faible (quelques centimètres dans le sable grossier). La couche grossière ne se désature donc pas totalement. Si l'évaporation est poursuivie, c'est la couche fine sus-jacente qui commence alors à se désaturer. L'interface entre les deux couches de sables se comporte donc comme une limite étanche.

Ainsi, une barrière capillaire intercepte les écoulements descendants mais peut également éviter le dessèchement de couche de la couverture en contrôlant les mouvements ascendants. Ainsi, dans le cas où la barrière capillaire est mise en œuvre au dessus d'une couche d'argile, elle permet de réduire les variations de teneur en eau dans cette couche, ce qui réduit les risques de dessiccation.

Plusieurs auteurs ont montré l'efficacité d'une barrière capillaire pour limiter les infiltrations d'eau à travers la couverture et ceci, même en région humide. Melchior et al. (1994) réalisent

une étude à proximité de Hambourg, en Allemagne (précipitations annuelles : 800 mm). Dans ces conditions, ils montrent qu'une barrière capillaire utilisée en association avec une barrière argileuse peut réduire la percolation jusqu'à la rendre quasi nulle. Khire et al. (1994) ont étudié l'influence d'une barrière capillaire sur le comportement hydraulique d'une couverture. Deux configurations sont étudiées : dans le premier cas, la barrière est composée uniquement de limon, dans le second cas, une couche de sable est mise en œuvre sous la couche de limon. L'étude est réalisée à Washington (climat semi aride, précipitations annuelles moyennes : 230 mm). Khire et al. montrent que la percolation à travers la barrière capillaire est de 1.1% des précipitations tandis qu'elle est de 2.2% dans le cas de la couverture simple. L'ensemble des résultats est présenté Tableau 7.

	Sans barrière capillaire	Avec barrière capillaire
Ruissellement (% des précipitations)	4.6%	4.5%
Evapotranspiration (% des précipitations)	96%	85%
Percolation (% des précipitations)	2.2%	1.1%
Observations	Limon sec et fissuré par dessiccation	Limon de surface humide Couche de sable sec au niveau de la partie supérieure de la couche, qui limite la percolation Humide plus en profondeur

Tableau 7. Effet de la barrière capillaire (Khire et al., 1994)

Stormont (1996) teste deux barrières capillaires : l'une dite homogène (A), composée de 0.9 m de sol local (en conditions saturées, $k = 1.2 \cdot 10^{-6}$ m/s), l'autre est composée d'une alternance de couches de sol local et de couches de sable fin (en conditions saturées, $k = 2.1 \cdot 10^{-4}$ m/s, B). Les courbes granulométriques (voir Figure 15) et de succion (voir Figure 12) pour les trois sols utilisés (sol local, sable et graviers) ont été déterminées.

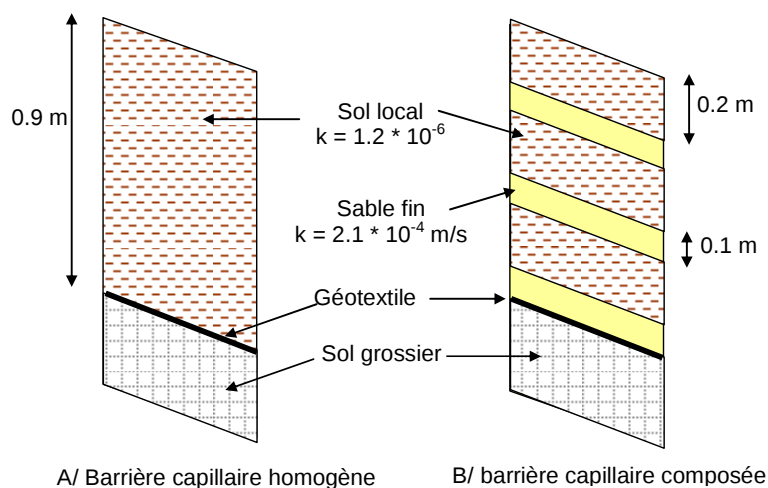


Figure 14. Barrières capillaires étudiées par Stormont (1996)

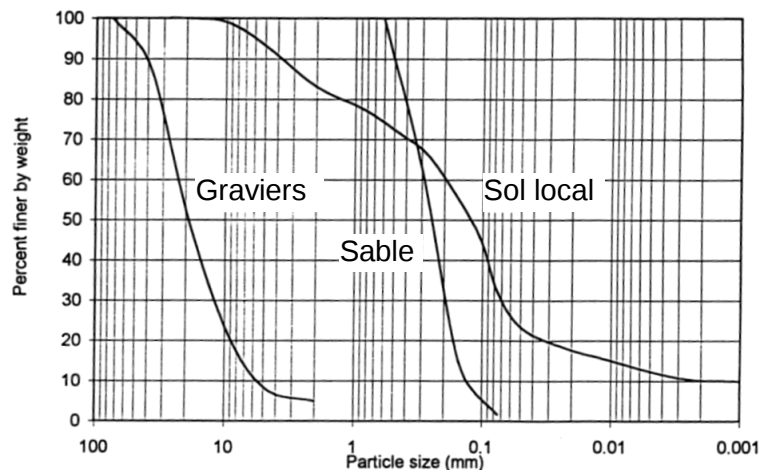


Figure 15. Courbes granulométriques et de succions des sols étudiés (Stormont, 1996)

Dans les deux cas la couche de sol de 0.9 m est mise en œuvre au dessus d'un sol grossier (en conditions saturées : $k = 0.1$ m/s). Un géotextile est mis en œuvre entre la couche de sol fin et la couche de sol grossier. L'efficacité de ces barrières est testée pour une pente de 5% et de 10%. Stormont montre l'efficacité de la barrière capillaire B. Les couches de sables fins se sont avérées suffisamment perméables pour drainer les eaux infiltrées dans le sol local sus-jacent. Dans le cas de la barrière homogène A, l'eau infiltrée ne peut être drainée que par le sol grossier, le sol local n'étant pas assez perméable. La couverture ne joue plus son rôle de barrière capillaire. Ainsi, afin de garantir l'efficacité d'une barrière capillaire, une couche doit être mise en œuvre pour permettre le drainage des eaux au-dessus de la couche grossière. Des résultats identiques sont obtenus pour les configurations à 5% et 10%. Stormont et Anderson (1999) montrent que le choix du matériau grossier influence fortement l'efficacité de la barrière capillaire. Notamment, cela influe sur la valeur de la succion pour laquelle la barrière capillaire garde son efficacité. D'après Suzuki et al. (2005), la présence d'une barrière capillaire permet de réduire le taux d'infiltration à 2% à 3% alors qu'il est de 40% à 50% dans le cas d'une couverture simple composée uniquement de cendres volcaniques (en conditions saturées, $k = 4 \cdot 10^{-8}$ m/s).

1.4 Comportement des couvertures de centres de stockage de déchets : Présentation d'études de cas

Dans ce qui suit, nous allons présenter 2 études de cas en particulier pour lesquelles nous disposons d'informations (ANDRA, documentation interne). Cependant, nous ne disposons pas de la totalité des données concernant ces deux études de cas et nous ne pouvons donc malheureusement pas plus préciser ces résultats..

Ce chapitre n'est pas destiné à faire une revue générale de retours d'expériences concernant le comportement de la couverture d'un centre de stockage.

1.4.1 Le centre de la Manche

Présentation générale

Le centre de la Manche s'est ouvert en 1969 à La Hague. Il est le premier centre de surface en France destiné au stockage de surface de colis de déchets radioactifs. Il s'étend sur une surface de 14 Ha. De 1969 à 1994, ANDRA exploite ce centre destiné aux déchets radioactifs de faible et moyenne activité à vie courte (voir Tableau 1 et Tableau 2). Quelques

525 000 m³ de déchets y sont stockés. Le centre représente un volume de 600m x 250m x 10m. Le stockage des déchets est de deux types :

- En monolithe : stockage des fûts de déchets dans des cubes de béton. Du béton est coulé afin de stabiliser les colis de déchets.
- En tumulus : fûts de déchets stockés au-dessus de la surface du sol, sur un radier en béton armé et stabilisés par du gravier.

Description des composants

De bas en haut se rencontrent (voir Figure 18):

- l'assise géologique du stockage comprenant :
 - le substratum géologique constitué de grès et schistes plus ou moins altérés,
 - les formations superficielles de recouvrement constituées de limons, d'argiles silteuses et parfois de remblais,
- les déchets radioactifs conditionnés en colis stockés :
 - sur des plates-formes en remblai (de type tumulus) ou
 - dans des ouvrages en béton (de type monolithe)
- la couverture composite, avec de bas en haut : (voir Figure 16)
 - une couche de forme en remblai constituée de matériaux naturels de déblai du site, destinée à donner la pente de base à la couverture
 - un complexe d'étanchéité – drainage dont le cœur est une membrane géotextile bitume encadrée par deux couches sableuses drainantes équipées de drains en bas de pente,
 - une barrière biologique protégeant la membrane, constituée de matériaux naturels du site et des environs, elle constitue un obstacle aux rongeurs et aux racines,
 - une couche de terre végétale engazonnée, favorisant l'évapotranspiration.

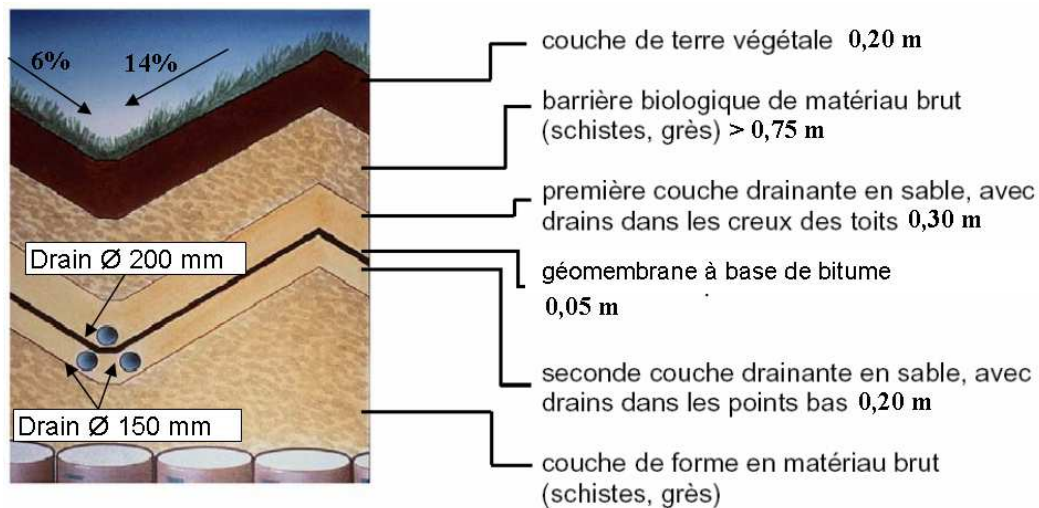


Figure 16. Structure de la couverture du centre de la Manche

En plan, la couverture se répartit entre une zone de toit structurée en panneaux (pente des pans sud : 6%, pans nord : 14%, voir Figure 16) et une bande de talus périphériques également structurée en panneaux (voir Figure 17 et Figure 19) interceptée par la route périphérique (pente au dessus de la route périphérique : 2,3H / 1V, pente en dessous de la route périphérique : 3H / 2V). La géométrie type toit d'usine avait pour but d'assurer le drainage des eaux de surface sur des bassins versants de faibles dimensions. La collecte des eaux est réalisée en pied de chaque panneau du toit (voir Figure 17 et Figure 18). La couverture du centre a été mise en œuvre du nord vers le sud en trois tranches, qui se sont

achevées en 1992 pour la première tranche, en 1994 pour la deuxième tranche et en 1997 pour la troisième tranche.

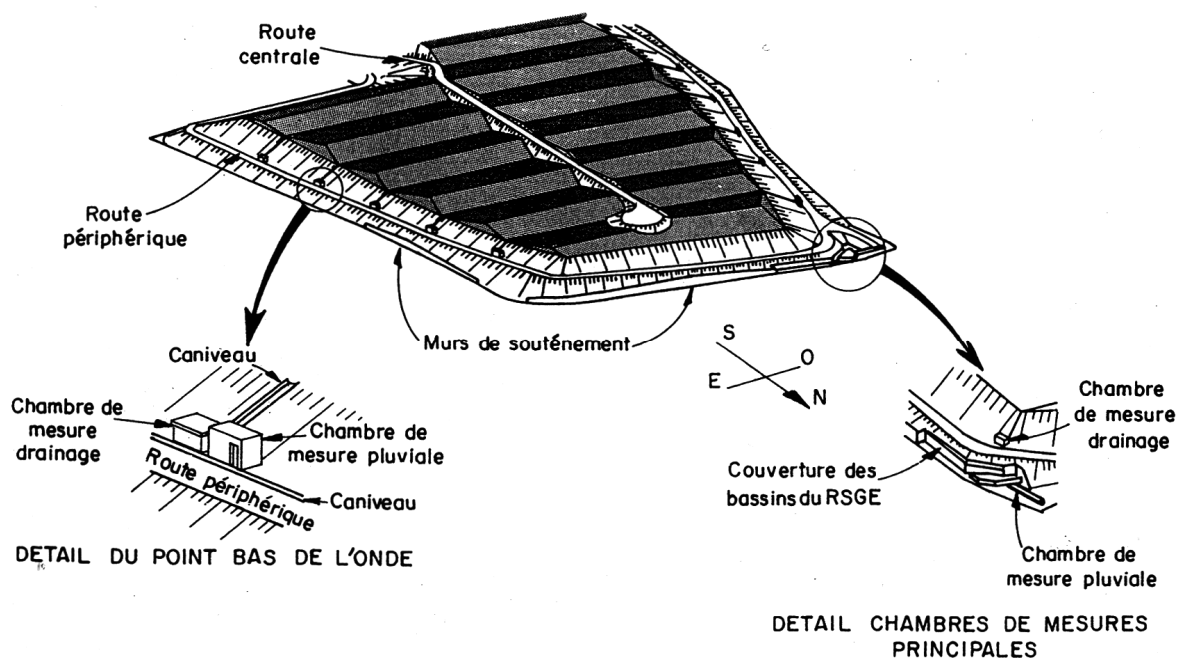


Figure 17. Profil général du centre de stockage de la manche

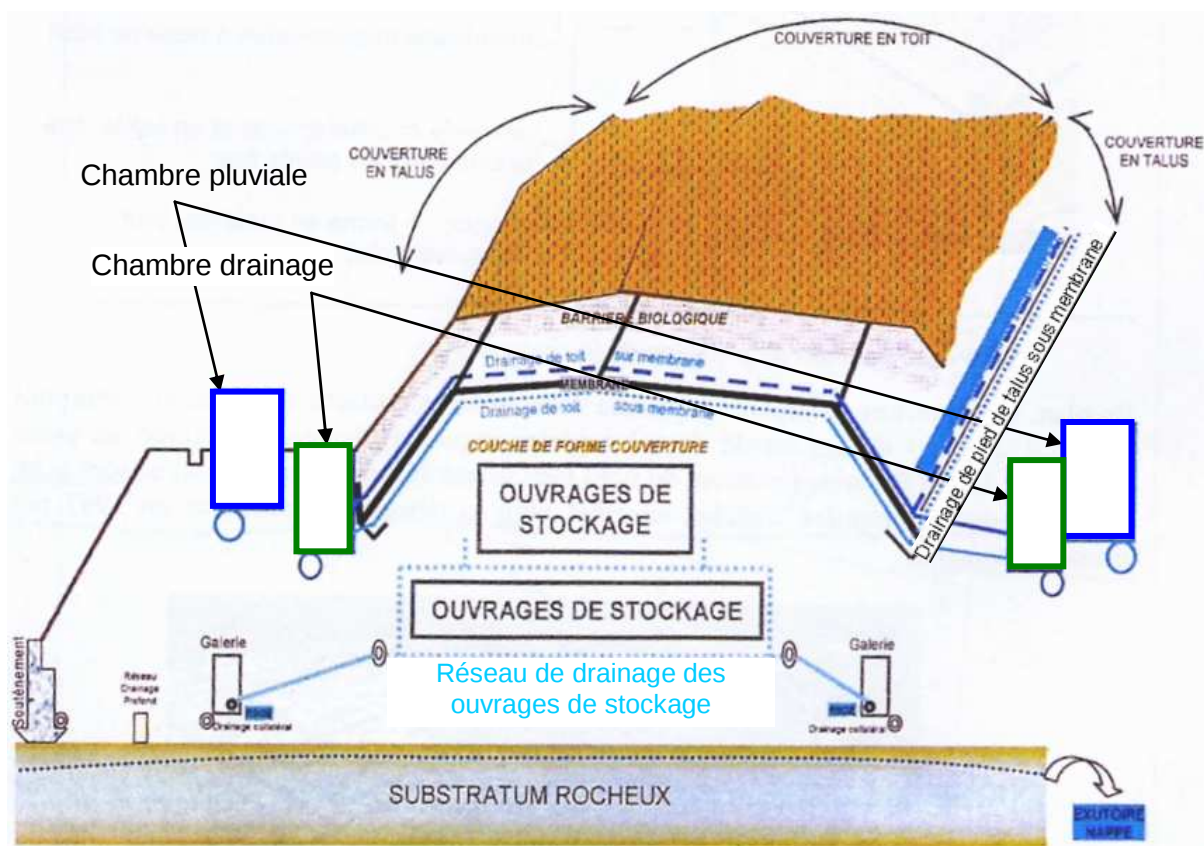


Figure 18. Principe de stockage en phase de surveillance



Figure 19. Vue de dessus du centre de la manche, couverture mise en œuvre sur la totalité de la surface du site

Fonctions de la couverture du centre de la Manche

L'objectif du confinement est de protéger de manière immédiate et différée l'homme et l'environnement de la nocivité des déchets stockés en empêchant notamment l'exposition aux rayonnements, la dissémination des radionucléides par l'eau ou par l'air. Ainsi, la couverture doit s'opposer à l'infiltration des eaux météoriques et protéger les déchets contre d'autres facteurs d'agressions externes (climatiques, biologiques). La couverture doit conserver ses fonctions pendant toute la période de surveillance du stockage, soit environ 300 ans (durée pour que la radioactivité des déchets atteigne la valeur de la radioactivité naturelle, voir Figure 20) et ceci malgré les contraintes liées au tassement des colis et/ou des ouvrages, les agressions externes potentielles (humaine, animale, végétale, chimique, physiques)...

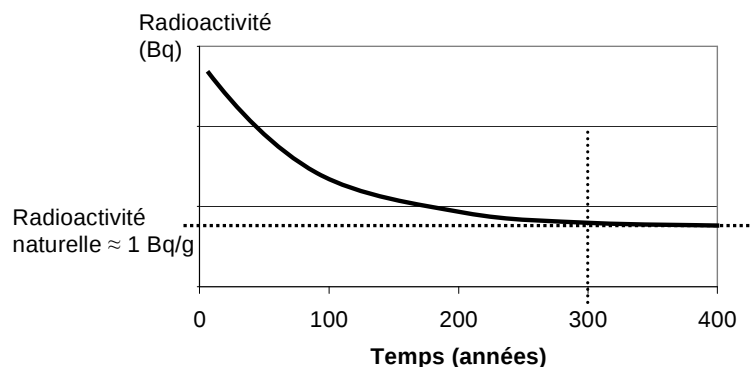


Figure 20. Décroissance de la radioactivité (cas des déchets à vie courte)

Quelques éléments de justification de la structure de couverture

Trois principaux critères doivent être remplis par la couverture :

- Critère d'étanchéité : la quantité maximale d'eau de pluie susceptible de traverser la couverture a été fixée à 1,5 l/m²/an
- Critère de pérennité : les qualités de la couverture doivent être assurées pendant une période de 300 ans
- Critère de protection : barrière au rayonnement radioactif.

La solution de la mise en œuvre d'une géomembrane bitumineuse en couverture a été retenue afin de remplir le rôle de barrière imperméable. En effet, la géomembrane bitumineuse offre des qualités d'imperméabilité très satisfaisantes ($k \leq 10^{-11}$ m/s en service normal ou sous allongement admissible). Elle présente de plus des qualités en déformation ($\varepsilon_i = 87\%$) lui permettant de s'adapter aux tassements différentiels. En revanche, le retour d'expérience actuel sur de tels produits ne permet pas d'assurer une pérennité sur 300 ans.

L'étude de la couverture définitive est en cours. La structure de couverture finale prévoit que l'imperméabilité soit assurée par l'association d'une couche d'argile et d'une géomembrane bitumineuse. Cependant, dans un premier temps, seule la membrane bitumineuse a été mise en œuvre. En effet, il a été choisi d'attendre que les ouvrages de stockage soient stabilisés avant de mettre en œuvre l'argile qui pourrait être endommagée suite aux tassements puisqu'elle présente des caractéristiques en déformation plus faibles que la géomembrane bitumineuse (voir Tableau 5).

Si l'on considère, comme il a été présenté au § 0 une problématique d'effondrement localisé, il est possible de déterminer, connaissant les caractéristiques de la géomembrane ainsi que la surcharge, la flèche maximale pouvant apparaître sans rupture de la géomembrane (Gourc, 1982).

Hypothèses de calcul :

- Caractéristiques de la géomembrane bitumineuse :
 $\sigma_{ti} = 28$ kN/m, $\varepsilon_i = 87\%$ ce qui donne une raideur $J = 32.2$ kN/m.
- Surcharge :
 0.2 m de terre végétale
 0.8 m de barrière biologique
 0.3 m de couche drainante
 soit 1.30 m, γ_n moyen = 20 kN/m³, d'où une surcharge uniformément répartie $q = 26$ kN/m².
- Tassement circulaire de diamètre $L_0 = 2$ m
 $\nu = 0.3$

L'équation [eq.7.] donne sous ces hypothèses $\theta' = 1.26$ rad.

L'équation [eq.6.] donne $f_{max} = 0.73$ m.

Gourc (1982) détermine l'effort de traction σ_t dans la géomembrane

$$[\text{eq.8.}] \quad \sigma_t = J (1 + \nu) (\theta' - \sin \theta') / \sin \theta'$$

Il vient, d'après [eq.8.], $\sigma_t = 13.6$ kPa $< \sigma_{ti}$ ce qui confirme qu'il n'y a pas, sous ces conditions, rupture de la géomembrane. Cependant, dans ces conditions de déformation, l'argile sous-jacente serait fissurée. En effet, en considérant une déformation en arc de cercle, $f = 0.73$ m donne $\varepsilon = 32\%$ ce qui est nettement supérieur à la déformation admissible d'une argile (voir Tableau 5).

Si l'on ne considère que les caractéristiques de la géomembrane ($\sigma_{t \max} = 28$ kN/m, $J = 32.2$ kN/m), pour un tassement de 2 m de diamètre, il vient d'après [eq.8.] et [eq.7.] que la charge maximale que peut reprendre la géomembrane sans rupture est de $q_{\max} = 55$ kPa. La flèche résultant de cet effondrement est de $f_{\max} = 1.1$ m ([eq.6.]).

Certaines réserves doivent être mises concernant le résultat de ce calcul : La valeur de la raideur de la géomembrane est très probablement sous-estimée, compte tenu du fait que la relation contrainte déformation n'est certainement pas linéaire. Cependant, nous ne disposons pas de cette courbe et cette valeur de J est donc prise en première approximation. De plus, il apparaît que des zones de « faiblesse », correspondant aux joints de la géomembrane, existent mais ne sont pas prises en compte dans ce calcul.

Il semble néanmoins qu'en cas d'effondrement localisé, la déformation de la géomembrane bitumineuse engendre la fissuration de l'argile.

Suivi réalisé

Depuis la mise en œuvre de la couverture et l'arrêt d'exploitation du site, une phase de suivi très active est en cours. Les mesures réalisées visent à analyser le comportement de la couverture et à détecter toute baisse de son efficacité ou tout évènement susceptible de l'affecter. La couverture est équipée d'un dispositif de surveillance : contrôle de sa stabilité, observation interne des canalisations, contrôle hydraulique des réseaux de drainage disposés sur et sous la géomembrane bitumeuse, contrôle de la nappe phréatique autour des ouvrages de stockage.

Les trois principaux paramètres de la surveillance sont les suivants:

- Le volume d'eau collecté sous couverture. La structure de couverture mise en place sur l'ouvrage de stockage vise à limiter au maximum les infiltrations d'eau dans les déchets. L'objectif est de ne pas dépasser un niveau de fuite supérieur à 1.5 l/m²/an. La collecte des eaux d'infiltration est assurée par deux couches de drainage (association sable et drain) en dessus et en dessous de la géomembrane. Un des objectifs du suivi hydraulique est de quantifier les sollicitations hydrauliques imposées sur la géomembrane. L'évolution du ratio drainage sur la géomembrane / drainage total (ensemble des volumes d'eau recueillis aux différents niveaux de drainage) est étudiée. Une augmentation significative du ratio témoignerait d'une détérioration significative des qualités d'étanchéité de l'ensemble des couches surmontant la géomembrane.
- L'évolution de la topographie de la couverture traduisant en surface les éventuels mouvements profonds et superficiels affectant le stockage et/ou la couverture et susceptibles de déformer la membrane au-delà du seuil de rupture,
- Le vieillissement intrinsèque de la membrane, contrôlé par prélèvements in situ d'échantillons de membrane.

Observations, constats de la surveillance et hypothèses explicatives

Les volumes d'eau collectés sous la couverture montrent que les critères d'efficacité de la couverture sont respectés à l'échelle de la surface totale du stockage (12 ha).

Par endroit cependant, les volumes d'eau collectés dans les drains sont nettement supérieurs aux autres zones. Trois phénomènes semblent pouvoir expliquer ces observations :

- Des chemins préférentiels d'écoulement ont été mis en évidence à l'interface de la structure « souple » que constitue la couverture avec la structure « rigide » que constitue l'ouvrage de génie civil de la chambre de drainage (voir Figure 17 et Figure 18).
- Les investigations entreprises en crête de talus conduisent à envisager en quelques points une déchirure ou un décollement de la membrane fortement sollicitée par le glissement du talus et l'affaissement observé. Ces désordres au niveau de la géomembrane peuvent engendrer une augmentation des quantités d'eau infiltrées.
- Les glissements affectant les talus et, dans une moindre mesure, les affaissements locaux sont à l'origine de désordres du réseau de drainage : déboîtement de certains drains, déformations et modifications des fils d'eau des caniveaux de surface (voir Figure 17).

Ce suivi hydraulique met également en évidence des variations saisonnières concernant le système de drainage. A partir de la fin de l'automne, une période de drainage intense est mise en évidence. Les coefficients de restitution du système drainant sont maximaux et relativement constants d'une année à l'autre. A partir du printemps, l'évapotranspiration, favorisée par l'engazonnement prend le relais du drainage pour évacuer le flux pluviométrique.

Le suivi topographique de la couverture montre qu'elle est affectée par des déplacements horizontaux et verticaux. Les inspections visuelles effectuées à la surface du site montrent la présence de quelques dépressions, de glissements et de fissurations.

En toit, deux panneaux sont concernés par une dépression de la surface : l'une a une extension limitée (8 m sur 4 m en plan) et une profondeur maximale de 46 cm. L'autre présente une profondeur maximale de 20 cm sur une faible largeur. Les tassements de colis ou d'ouvrages semblent être à l'origine de ces déplacements. Selon l'amplitude des tassements, la membrane pourra présenter des déchirures. Lors du dimensionnement de la couverture, des tassements admissibles sont définis (en fonction de la déformation admissible de la membrane) mais il apparaît que seule une expertise de la membrane peut renseigner de façon certaine sur l'état de celle-ci suite à des tassements. Les déplacements en toits sont localisés dans des zones pour lesquelles la densité du massif de déchets est plus faible.

Les talus périphériques sont affectés dans leur ensemble par des glissements plus ou moins marqués se traduisant par l'apparition de fissurations récurrentes en crête et, pour certains talus, de bombements du pied de talus.

Les glissements au niveau des talus du centre de la Manche sont des glissements plans qui interviennent dans une structure multi couche. Le calcul du facteur de sécurité est basé sur la méthode de Koerner et Hwu (1991) (voir Figure 21).

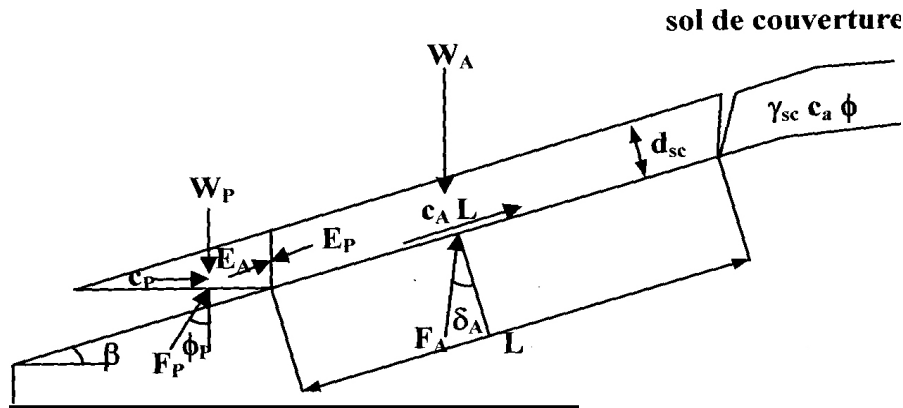


Figure 21. Calcul de stabilité, glissement plan, méthode de Koerner et Hwu (1991)

Hypothèses de calcul :

- Méthode des blocs avec intersection verticale des deux blocs, bloc amont actif, bloc aval passif
- Epaisseur de sol de couverture uniforme le long de la pente
- Le glissement est supposé se produire à l'interface
- Surface critique de glissement horizontale à la base du bloc passif
- Force inter bloc avec une inclinaison égale à la pente du talus
- Longueur de la pente grande devant l'épaisseur de la couche de sol de couverture

La rupture se produit le long de l'interface qui présente les plus faibles caractéristiques. Le facteur de sécurité F.S est défini comme le rapport entre les forces de frottements maximales susceptibles d'être mobilisées à l'interface et les efforts réellement mobilisés. La stabilité est assurée si le facteur de sécurité est supérieur à 1. L'équilibre des efforts appliqués au bloc actif (voir Figure 21) permet de déterminer l'effort inter bloc E_A exercé par le bloc passif. De même, l'équilibre des efforts appliqués sur le bloc passif permet de définir l'effort E_P appliqué par le bloc actif. L'égalisation de E_A et E_P aboutit à l'équation du second degré suivante :

$$[\text{eq.9.}] \quad a F.S^2 - b F.S + c = 0$$

Avec (voir Figure 21) :

$$a = 0.5 \gamma_{sc} L d_{sc} \sin (2\beta)$$

$$b = \gamma_{sc} L d_{sc} \cos^2 \beta \tan \delta_a \sin (2\beta) + c_a L \cos \beta \sin (2\beta) + 2 c d_{sc} \cos \beta + \gamma_{sc} d_{sc}^2 \tan \phi + \gamma_{sc} L d_{sc} \tan \phi + \sin^2 \beta \sin (2\beta)$$

$$c = \tan \phi \sin \beta \sin (2\beta) [\gamma_{sc} L d_{sc} \cos \beta \tan \delta_a + c_a L]$$

Ceci engendre sur la géomembrane un effet de cisaillement. S'il n'est pas équilibré par la réaction en cisaillement sur l'interface inférieure, la géomembrane est en traction.

Le bureau d'études consulté a présenté un calcul de stabilité suivant ce principe avec comme hypothèses :

- les cohésions des schistes et sables sont considérées nulles,
- angles de frottement : $\phi_{schiste} = 34^\circ$, $\phi_{sable} = 33^\circ$
- interface sable / membrane bitumineuse $\phi = 25^\circ$

Sous ces hypothèses, l'étude de la stabilité en talus de tête (2H /1V) donne un facteur de sécurité égal à 1,27.

De façon plus globale, l'instabilité peut être attribuée à :

- A un dimensionnement de pente trop proche des caractéristiques limites des matériaux :
- Au plan de glissement préférentiel que constitue la face supérieure de la membrane bitumineuse,
- Au mauvais drainage intrinsèque du matériau de couverture (remblais peu perméables),
- A la perturbation du réseau de drainage sur membrane suite aux glissements favorisant ainsi la saturation des talus et leur glissement.

Certains mouvements pourraient aussi être dus à des tassements de l'assise des ouvrages de stockage, en particulier sous les ouvrages construits sur des remblais et non sur le substratum naturel.

Les analyses effectuées sur les échantillons de membrane n'ont pas montré d'évolution physique ou chimique notable de la membrane cinq ans après sa mise en œuvre.

Nécessité de mettre en œuvre une couverture pérenne

Le retour d'expérience sur le comportement de la couverture montre que celle-ci nécessite une surveillance active: tonte, traitement de certaines plantes, rebouchage des fissures en crête de talus, réparation des drains et caniveaux. Or, compte tenu de la durée pluriséculaire de la période de surveillance, cette surveillance doit être progressivement réduite au cours du temps d'où l'intérêt de « mettre en place une couverture plus pérenne ».

Conclusion

Le centre la Manche constitue une source importante d'informations concernant le comportement des couvertures des centres de stockage de déchets en surface. Les observations mettent en évidence des instabilités de plusieurs types pouvant apparaître à plus ou moins long terme et engendrant des déformations au niveau de la couverture :

- En talus : glissements aux interfaces, problèmes de dimensionnements, problèmes de drainage
- En dôme : tassement des déchets ou de l'assise.

Ces tassements peuvent engendrer un mauvais fonctionnement de la couverture qui ne peut alors plus remplir son rôle de barrière étanche. Des fissures peuvent apparaître, créant ainsi des zones d'infiltration et d'écoulement préférentiel. Les déformations au sein de la couverture peuvent également engendrer des dommages au sein du réseau de drainage, solidaire de celle-ci.

Pour les tassements mis en évidence au centre de la Manche, une stabilisation naturelle n'est pas attendue. En effet, les glissements en talus engendrent de la fissuration, qui crée un apport d'eau au niveau de la couverture dont le drainage est de plus endommagé. Ceci favorise alors le glissement. Il est ainsi nécessaire de repenser la couverture afin de minimiser les actions à mener sur le long terme pour assurer le bon fonctionnement de celle-ci, c'est-à-dire pour assurer sa pérennité.

Les observations faites au centre de la Manche mettent en évidence l'importance d'étudier le comportement des matériaux de couverture soumis au tassement des déchets sous jacents et également soumis à de la traction lors de glissements sur pente par exemple. Dans ce qui suit, on s'intéressera aux problèmes d'instabilité en dôme résultant de tassements au sein des déchets.

1.4.2 Planche d'essais : la Structure Expérimentale de Couverture (SEC)

Le centre de l'Aube

Le centre de l'Aube est un centre de stockage pour les déchets de faible et moyenne activité à vie courte (voir Tableau 1 et Tableau 2). Le confinement des déchets est assuré par trois niveaux de barrières :

- les colis (qui contiennent les déchets),
- les ouvrages de stockage en béton armé (cases de stockage et galeries souterraines de surveillance),
- la géologie du site.

Les déchets sont stockés dans des fûts métalliques ou dans des coques en béton fibré. Le colis est composé de 15 % de déchets proprement dits (gants, bottes, outils... ayant été en contact avec des matières radioactives) et de 85 % d'enrobage (béton, mortier, résine, bitume) qui constitue une première barrière à la radioactivité. Les ouvrages de stockage ont pour fonction principale d'isoler les colis de l'environnement, et surtout de l'eau. Ainsi, les colis sont stockés dans des cases de stockage en béton armé de 25 m de côté et de 8 m de haut. Les colis sont bloqués, soit par du béton (fûts métalliques), soit par du gravier (coques béton). Lorsqu'une case est remplie, elle est fermée par une dalle de béton et recouverte d'une couche de polyuréthane imperméable. L'étanchéité de ces cases est contrôlée grâce à un réseau de collecte des eaux éventuellement infiltrées dans les ouvrages. Ce réseau se situe dans des galeries souterraines sous les ouvrages et est régulièrement contrôlé. Les cases de stockage sont construites sur une couche de sable au dessus d'une couche d'argile de très faible perméabilité qui constitue une barrière naturelle, en cas de dispersion accidentelle d'éléments radioactifs vers la nappe souterraine. Dans la couche sableuse, les eaux sont drainées vers un exutoire unique (ruisseau) qui facilite la surveillance de l'environnement. Enfin, le stockage est situé dans une zone géologiquement stable qui ne présente pas de risque sismique.

A terme, les espaces entre les ouvrages de stockage en béton doivent être comblés. Une couverture sera mise en œuvre sur la totalité des ouvrages de stockage. Le concept de stockage implique que des tassements différentiels peuvent apparaître : les tassements seront quasi nuls à l'aplomb des ouvrages de stockage dans lesquels les colis sont bloqués et pourront être plus importants dans les zones entre les cases de béton.

L'étude réalisée par la suite dans le cadre de la couverture du centre de stockage de déchets TFA (voir § 1.5), notamment concernant l'étude du comportement en flexion d'une barrière argileuse (voir chapitres 4 et 5) est une approche tout à fait intéressante dans le cas de la couverture du centre de l'Aube, pour les éventuels tassements différentiels attendus aux interfaces ouvrages – béton / couverture (espaces inter-ouvrages et talus).

La SEC

Depuis 1995, une planche d'essai, appelée Structure Expérimentale de Couverture (SEC) fait l'objet d'un suivi régulier. Il s'agit d'un système multicouche conçu pour tester, en vraie grandeur, les conditions de mise en œuvre (faisabilité) ainsi que le comportement hydraulique (aspect sûreté) de la future couverture du centre de l'Aube. Ici, aucune étude sur le comportement en cas de sollicitation mécanique n'est réalisée, les tassements différentiels ne sont pas étudiés.

La structure se compose notamment d'un horizon d'argile de l'Aptien (argile également mise en œuvre en couverture du TFA, objet de la présente étude) remaniée et compactée, de 0.60m d'épaisseur sur la parcelle de gauche et de 1.50m d'épaisseur sur la parcelle de droite. Il s'agit notamment d'étudier l'influence de l'épaisseur de la barrière de matériau de très faible perméabilité sur le comportement hydraulique de l'ensemble de la structure dans l'optique d'optimiser l'épaisseur à mettre en œuvre en couverture définitive. La structure de la SEC est présentée Tableau 8 et Figure 22. Il faut noter que les deux géomembranes séparées par une couche de sable est un système d'instrumentation permettant le suivi des débits infiltrés. Il ne s'agit pas d'un élément de la structure de couverture à modéliser.

L'objectif principal est de valider le concept de couverture à base d'argile en vérifiant son aptitude à réduire le flux d'eau au niveau des colis à une valeur maximale de 1,5 l/m²/an.

Fonction	Matériaux	Epaisseur	
Barrière Biologique	Argile de l'Albien altérée enrichie (sable + compost)	0.20 m	
	Argile de l'Albien altérée	0.80 m	
Couche drainante n°1	Concassé + sable	0.50 m	
Barrière imperméable	Argile de l'Aptien inférieur	0.60m à gauche	1.50m à droite
Couche drainante n°2	Sable de l'Aptien	0.30 m	
Géomembrane 1	Géomembrane bitumineuse	0.30 m	} système d'instrumentation
Couche drainante n°3	Sable de l'Aptien		
Géomembrane 2	Géomembrane bitumineuse		
Couche de forme (pour régler la pente)	Sable	1.80m à 4.10m à gauche	0.90m à 3.20m à droite

Tableau 8. Structure multicouche de la « SEC » en parcelle gauche et droite

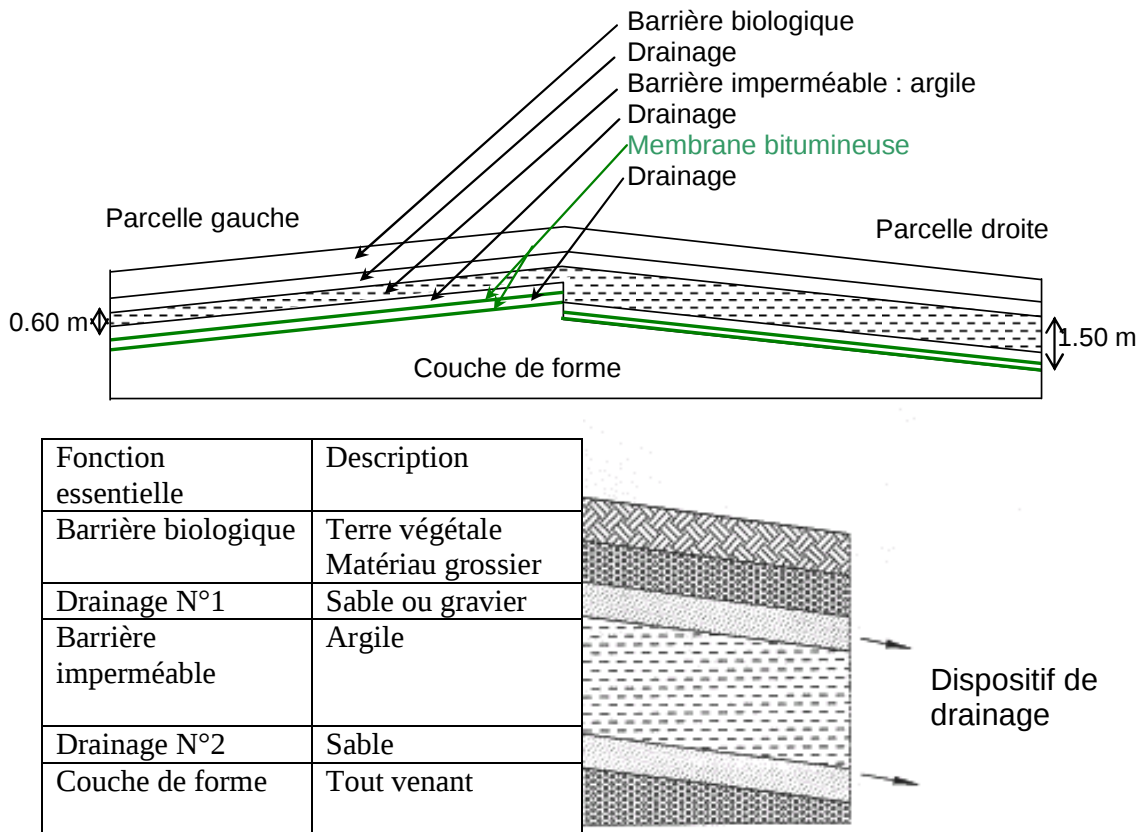


Figure 22. Coupes de la « SEC »

La **barrière biologique** possède trois fonctions essentielles :

- Réguler les débits parvenant sur la couche d'argile
- Permettre le bon développement racinaire de la végétation afin de favoriser l'évapotranspiration.
- Assurer la protection des barrières imperméables contre divers facteurs d'agressions (érosion, cycles gel - dégel, organismes vivants...)

La **couche drainante** a pour but d'évacuer les eaux infiltrées dans la barrière biologique et d'éviter que l'argile ne se mette en charge hydraulique.

La fonction étanchéité est assurée par la **couche d'argile**.

Une **seconde couche drainante** est mise en œuvre sous l'argile afin d'évacuer l'eau éventuellement infiltrée au travers de l'argile ; elle permet d'étudier le phénomène de barrière capillaire (mise en œuvre d'une couche fine au dessus d'une couche plus grossière) en créant un tri-couche à perméabilité contrasté « drain/imperméable/drain ».

Enfin, la **couche de forme** donne la forme en double pan de toit d'usine, caractéristique de la couverture définitive.

Afin de recueillir et de quantifier les éventuelles eaux infiltrées à travers la barrière imperméable, une membrane bitumineuse est mise en œuvre en dessous de la couche drainante n°2. Afin d'être certain de récupérer la totalité des eaux infiltrées, une deuxième géomembrane a été mise en place sous la seconde. Ces deux géomembranes sont séparées par une couche drainante. Ce système composé de deux géomembranes et d'une couche drainante fait partie du système instrumental de la SEC et non de sa structure. Trois types de suivis sont réalisés :

- Suivi météorologique :
 - Pluviomètres
 - Mesure de la température de l'air, de la pression atmosphérique et vitesse et direction du vent

- Suivi du comportement hydraulique :
 - Suivi du débit des drains
 - Ruissellement en surface
 - Infiltration sur, dans et sous l'argile
 - Suivi de la teneur en eau par sondes neutronique, capacitive et TDR
 - Pression interstitielle de l'eau par tensiomètres de surface et profonds
- Suivi de la stabilité mécanique de l'ouvrage
 - Mesure des tassements par extensomètre et par plaque tassométrique.

Les résultats du suivi (publications en cours) montrent que les vitesses débitantes mesurées en moyenne sous l'argile sont de l'ordre de $1.1\text{ l/m}^2/\text{an}$ pour la parcelle gauche (0.60m d'argile) et presque nulles pour la parcelle droite (1.50m d'argile). Les valeurs obtenues sont donc inférieures à la valeur d'infiltration retenue pour les calculs de sûreté ($1.5\text{ l/m}^2/\text{an}$). Ceci confirme donc la bonne performance de l'argile et du concept de multicouche.

Les profils hydriques montrent une tendance à l'accumulation d'eau en base de la couche de terre végétale confirmant l'effet de barrière capillaire de la couche de drainage. En effet, le concassé présente un fort pouvoir drainant, de faibles teneurs en eau et donc une perméabilité plus faible que celle de l'horizon supérieur. Les teneurs en eau les plus fortes sont relevées dans l'argile puis dans la terre végétale puis dans le concassé.

Dans l'argile, les fluctuations à court terme de l'humidité restent globalement limitées ($< 2\%$). Des cycles annuels sont mis en évidence depuis 1999. Les teneurs en eau baissent au début de l'année puis augmentent avec la même amplitude au printemps.

Les teneurs en eau moyennes de chaque couche ont augmenté de $0.7\% / \text{an}$ à $1.1\% / \text{an}$ en parcelle droite et de $1.2\% / \text{an}$ à $1.7\% / \text{an}$ en parcelle gauche.

Les mesures réalisées sur la SEC depuis 1996 montrent que la teneur en eau des différentes couches tend à augmenter avec le temps tout en subissant des fluctuations annuelles de relativement faibles amplitudes. La couverture ne présente donc sous ces conditions, aucun risque de désaturation.

Au paragraphe 0 est présentée une comparaison entre la configuration de la SEC et celle de la couverture du TFA.

1.5 Présentation du centre de stockage de déchets très faiblement radioactifs

Afin de stocker les déchets très faiblement radioactifs (TFA), ANDRA (Agence Nationale des Déchets Radioactifs) a ouvert un nouveau site de stockage de déchets. Le site a une superficie de 45ha. Il est situé sur les communes de Morvilliers et de La Chaise, à l'Est de Troyes et à proximité du centre de l'Aube. Ce centre doit recevoir $650\,000\text{ m}^3$ de déchets sur 30 ans. Il est en exploitation depuis l'été 2004.

1.5.1 Les déchets TFA

Les déchets de très faible activité proviennent principalement du démantèlement des installations nucléaires arrêtées, de quelques industries (chimie ou métallurgie) et de l'assainissement et de la réhabilitation de sites anciennement pollués. On distingue :

- Les déchets minéraux inertes (béton, gravats, terres)
- Les déchets assimilables aux déchets industriels banals (DIB)
- Les déchets assimilables aux déchets industriels spéciaux (DIS)

La production des déchets TFA est estimée à 25 000 tonnes par an pendant les 30 prochaines années soit 750 000 tonnes. La radioactivité des déchets TFA (de 1 à 100 Bq/g en moyenne, parfois plus pour de très faible volume de déchets) décroît en quelques dizaines d'années jusqu'à un niveau moyen de quelques Bq/g . Les études antérieures menées par l'ANDRA montrent que les colis de déchets très faiblement radioactifs ne sont pas (ou très peu) exothermiques. L'augmentation de température qu'ils peuvent engendrer est tout à fait négligeable pour l'étude du comportement de la couverture.

I.5.2 Choix du site

Contraintes vis à vis du site

Le site doit être stable, éloigné des zones inondables, avec une topographie "douce" pour éviter l'érosion. Le stockage doit s'inscrire dans un horizon peu perméable, non baigné par une nappe et suffisamment puissant pour garantir la pérennité du stockage et l'absence d'impact sur l'environnement sur le long terme (jusqu'à décroissance de la radioactivité jusqu'au niveau de la radioactivité naturelle). Un site présentant une formation argileuse, de faible perméabilité, homogène, régulière et dépourvue d'anomalies a été retenu pour répondre à ces objectifs.

Contexte géologique et hydrogéologique du site retenu

La structure géologique du bois de Morvilliers se compose d'une formation argileuse de très faible perméabilité ($<10^{-9}$ m/s) d'une puissance de 25 m reposant sur un horizon de sables argileux. Ces argiles (argile de l'Aptien inférieur) sont présentes sur la totalité de la surface du site et à faible profondeur. Elles présentent une bonne homogénéité à l'échelle du site. Les nombreuses campagnes de reconnaissance réalisées en amont de la création du site ont permis de caractériser cette formation. Tableau 9 sont présentées les caractéristiques moyennes obtenues lors des différentes campagnes de reconnaissance.

Caractéristiques mécaniques	$\phi_u=22^\circ$, $c_u=90\text{kPa}$	$\phi'=24^\circ$, $c'=15\text{Pa}$
Classification GTR : A2	$\gamma_h = 21 \text{ à } 22 \text{ kN/m}^3$	$w_{\text{nat}} = 12\% \text{ à } 19\%$
Granulométrie	$< 2 \mu\text{m} : 34 \text{ à } 53\%$	$< 80 \mu\text{m} : 90 \text{ à } 95\%$
Plasticité	$I_p : 17 \text{ à } 24$	$w_p : 20 \text{ à } 24\% ; w_L : 42 \text{ à } 46\%$

Tableau 9. Principales caractéristiques de l'argile de l'Aptien

C'est cette argile qui est utilisée dans le cadre de cette étude, elle sera caractérisée en détail dans le chapitre 2.

Une nappe captive est située profondément dans les silt du Barrémien. L'implantation du site a été choisie afin que les alvéoles de stockage se trouvent entièrement au-dessus de la surface de cette nappe captive (+2m), sans réaménagement majeur du site (voir Figure 23).

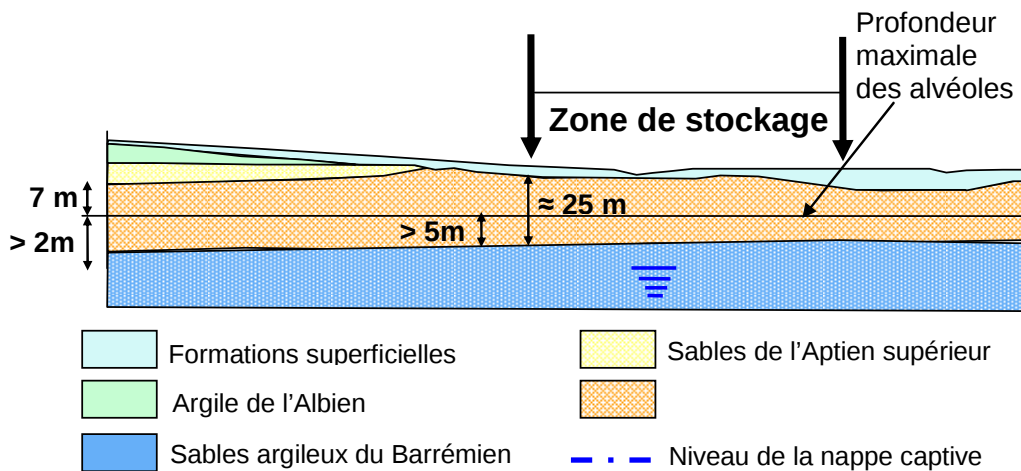


Figure 23. Coupe géologique au droit du centre de stockage TFA

I.5.3 Concept d'exploitation

Présentation du concept global

Le site est constitué de 4 zones principales (voir Figure 24):

- Une zone industrielle (accueil et traitement des déchets) (1)
- L'aire de stockage des déchets en 3 tranches distinctes (2)
- Les bassins d'orage et de décantation pour écrêter, réguler et décanter les eaux du site (3)
- Une aire de dépôt des terres pour une gestion optimisée de l'exploitation (4)

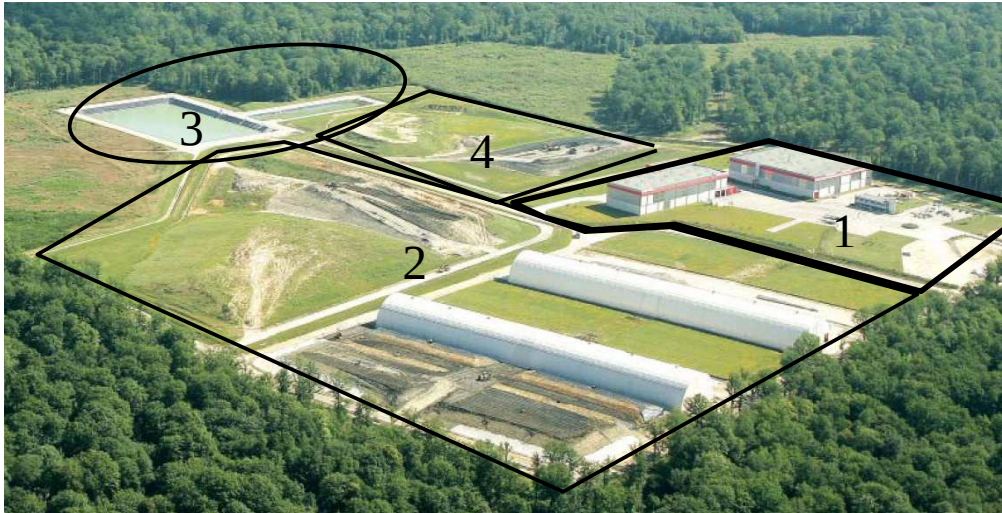


Figure 24. Vue aérienne, organisation du centre TFA

Concept de stockage

Les déchets TFA sont stockés dans des alvéoles creusées dans l'argile de l'Aptien inférieur. Dans un premier temps, les alvéoles étaient dites « simples ». Afin d'optimiser la capacité de stockage du centre (en diminuant notamment le volume occupé par la rampe d'accès au fond des alvéoles), le choix d'alvéoles doubles a finalement été retenu pour la suite.

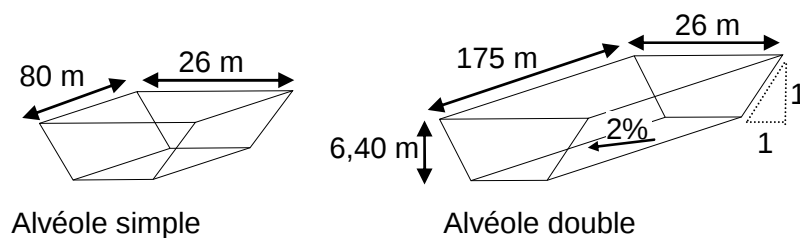


Figure 25. Géométrie des alvéoles de stockage

Pendant les phases de terrassement, d'équipement, d'exploitation et jusqu'à la mise en œuvre de la géomembrane supérieure (couverture provisoire), ces alvéoles sont isolées des eaux météoriques par un bâtiment abris démontable, constitué d'une charpente semi-circulaire en acier galvanisé et d'une couverture en PVC (voir Figure 27). Le bâtiment repose des longrines amovibles. Lorsque la mise en œuvre de la géomembrane est terminée, le bâtiment abris est déplacé sur l'alvéole suivante (voir Figure 26).

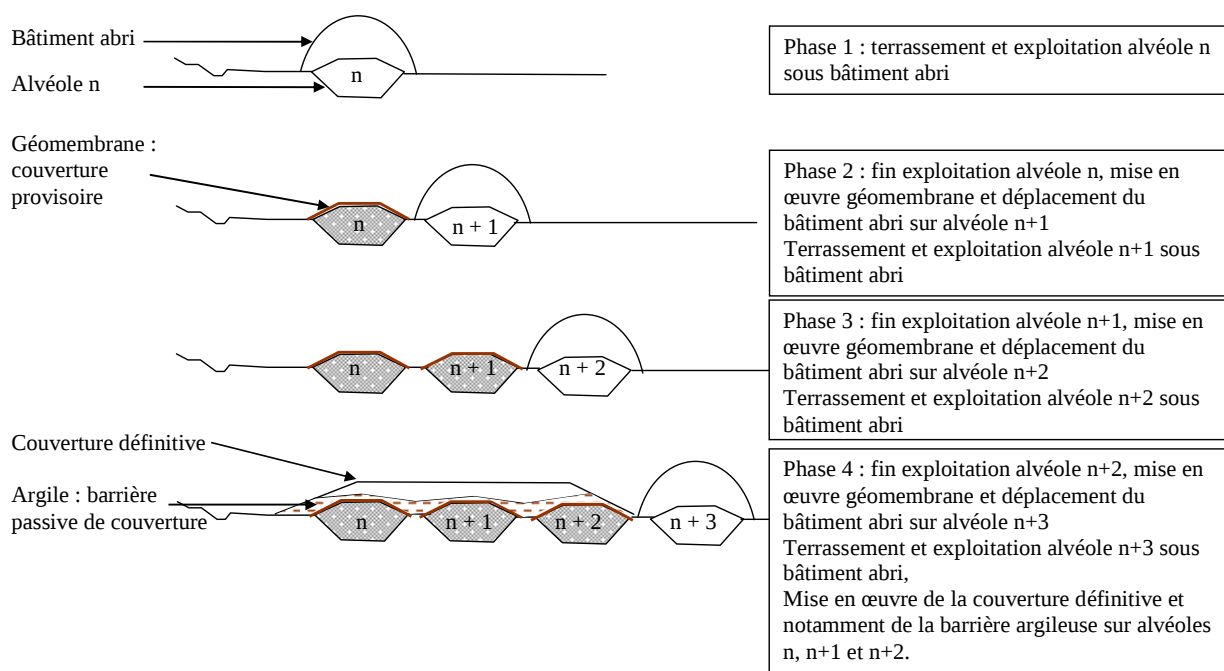


Figure 26. Phasage : terrassement, exploitation, couvertures provisoire et définitive

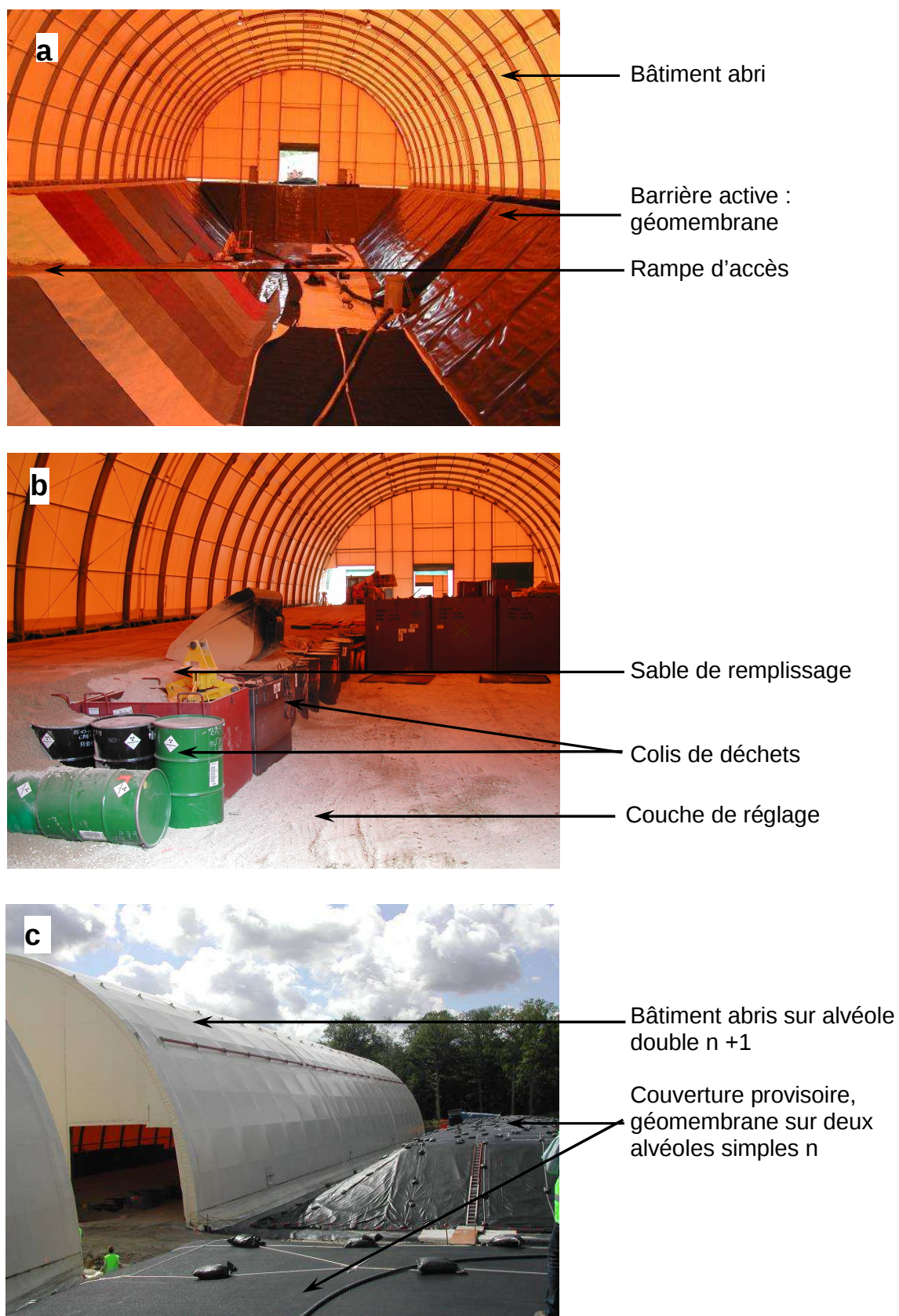


Figure 27. Alvéoles en cours d'étanchéification en fond et en talus [a] (barrière active), en exploitation [b], recouverte de la couverture provisoire [c]

L'étanchéité du fond et des talus des alvéoles est assurée par l'association de la barrière passive (argile hôte) protégée par une barrière active (Dispositif d'Etanchéité par Géomembrane) (voir Figure 30).

Les caractéristiques du site permettent d'avoir en tout point une barrière passive, constituée par les argiles de l'Aptien, d'épaisseur supérieure ou égale à 7 m (ce qui est supérieur à la réglementation qui recommande 5 m) et de perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s.

La barrière de sécurité active est composée d'une géomembrane PEHD de 2 mm disposée entre 2 géotextiles de protection anti-poinçonnement (Figure 27 a) et d'une couche drainante, (0.5m de matériaux drainants 20/40 + drains perforés) mise en place sur la géomembrane au fond de chaque alvéole afin de récupérer gravitairement les éventuels lixiviats.

Chaque alvéole est équipée d'un puits de visite dont la fonction principale est de contrôler l'évolution du stockage et sa conformité par rapport aux prévisions (instrumentation du puits possible). En outre, ces puits permettront de vérifier l'absence d'eau dans les déchets et éventuellement, la reprise par pompage des lixiviats. Les puits sont constitués d'éléments préfabriqués en béton armé et montés à l'avancement de l'exploitation (voir Figure 28).

Le puits de visite constitue une hétérogénéité au sein du massif de déchets. Notamment, en cas de tassement des déchets, la présence du puits sera un point dur, engendrant ainsi des tassements différentiels au niveau de la couverture. La déformation de la couverture à l'aplomb du puits sera donc différente de celle à l'aplomb du massif de déchets. De plus, en termes d'étanchéité, il s'agit également d'un point sensible car la présence du puits nécessite de réaliser plusieurs raccords au niveau de la géomembrane. Le raccord au niveau de la géomembrane est réalisé de façon à pouvoir supporter un certain tassement différentiel sans engendrer la rupture de la membrane, ceci afin d'éviter la création de chemins préférentiels d'écoulement au droit du puits de visite. Enfin, la présence du puits crée également une hétérogénéité au sein de la couverture, rendant le compactage de celle-ci très délicat à proximité du puits.

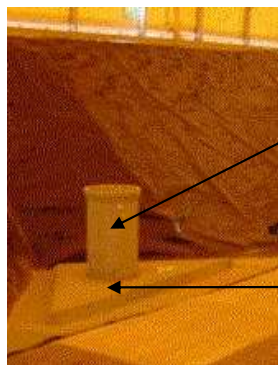
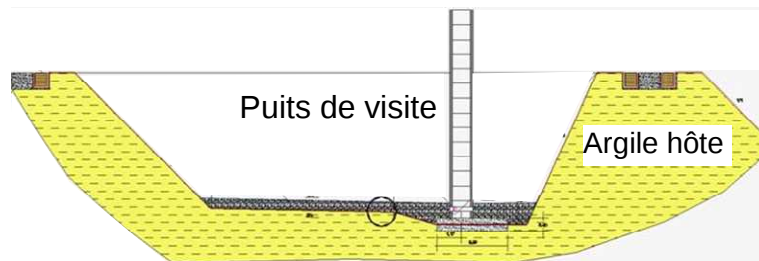


Figure 28. Puits de visite

Types de colis

70% des déchets (gravats et ferrailles non compactables) reçus au centre TFA sont orientés vers la zone de stockage après avoir transité par un bâtiment d'entreposage. 30% des

déchets font l'objet de traitements spécifiques sur site. Les déchets de faible densité sont compactés sous une presse à balles, les ferrailles légères dans une presse à paquets. Les DIS sont traités par l'unité de solidification/ inertage (boues devant être stabilisées chimiquement ou solidifiées) puis mélangés à un liant hydraulique. Les déchets sont stockés en fûts, en big-bag ou casiers métalliques de formes géométriques variables (voir Figure 27 b).

Exploitation

Les déchets sont placés par couches successives dans les alvéoles suivant une disposition permettant de limiter le taux de vide (voir Figure 27 b). Les vides résiduels sont comblés au mieux par du sable sec. Entre chaque couche de déchets, une couche de réglage est mise en œuvre. Les opérations de mise en place des déchets s'effectuent sous le bâtiment abri par des moyens simples de manutention (engins sur pneus, grues...). Les déchets sont stockés dans les alvéoles construites en déblai sur une hauteur d'environ 7m et hors sol sur une hauteur d'environ 4m (soit une hauteur totale de stockage d'environ 11m).

Assainissement

La collecte des effluents du centre est basée sur le principe d'une gestion séparée des flux internes et externes du site en fonction de leurs provenances et de leurs risques de contamination associés. La conception du réseau d'assainissement minimise l'infiltration d'eau dans les alvéoles pendant les phases de terrassement et d'exploitation.

Les eaux pluviales internes sont collectées et dirigées vers le bassin d'orage, qui permet de réguler les débits rejetés dans le milieu naturel. Le bassin est doté des équipements nécessaires à son entretien et au contrôle de qualité des eaux rejetées dans le milieu naturel.

Les eaux de ruissellement des aires de stockage des terres, riches en matières en suspension, transitent par un bassin de décantation avant d'être dirigées par surverse vers le bassin d'orage. Ces deux bassins sont étanchés par une géomembrane.

Les éventuels lixiviats des alvéoles ainsi que les effluents de procédés issus des bâtiments de traitement et d'entreposage des déchets sont collectés et recyclés directement au niveau de l'installation d'inertage des DIS dans le processus de traitement.

I.5.4 La couverture du centre de stockage TFA

Structure

Bien que le centre de stockage TFA ne s'apparente à aucun des types de centres présentés au § I.1.2 (classes 1, 2 ou 3), faisant l'objet de réglementations, la conception s'appuie fortement sur l'Arrêté Ministériel du 18 décembre 1992 relatif au stockage de certains déchets industriels spéciaux ultimes et stabilisés.

La mise en œuvre de la couverture des alvéoles du TFA est caractérisée par 2 phases principales : mise en œuvre d'une couverture provisoire (géomembrane) puis mise en œuvre de la couverture définitive surmontant cette géomembrane.

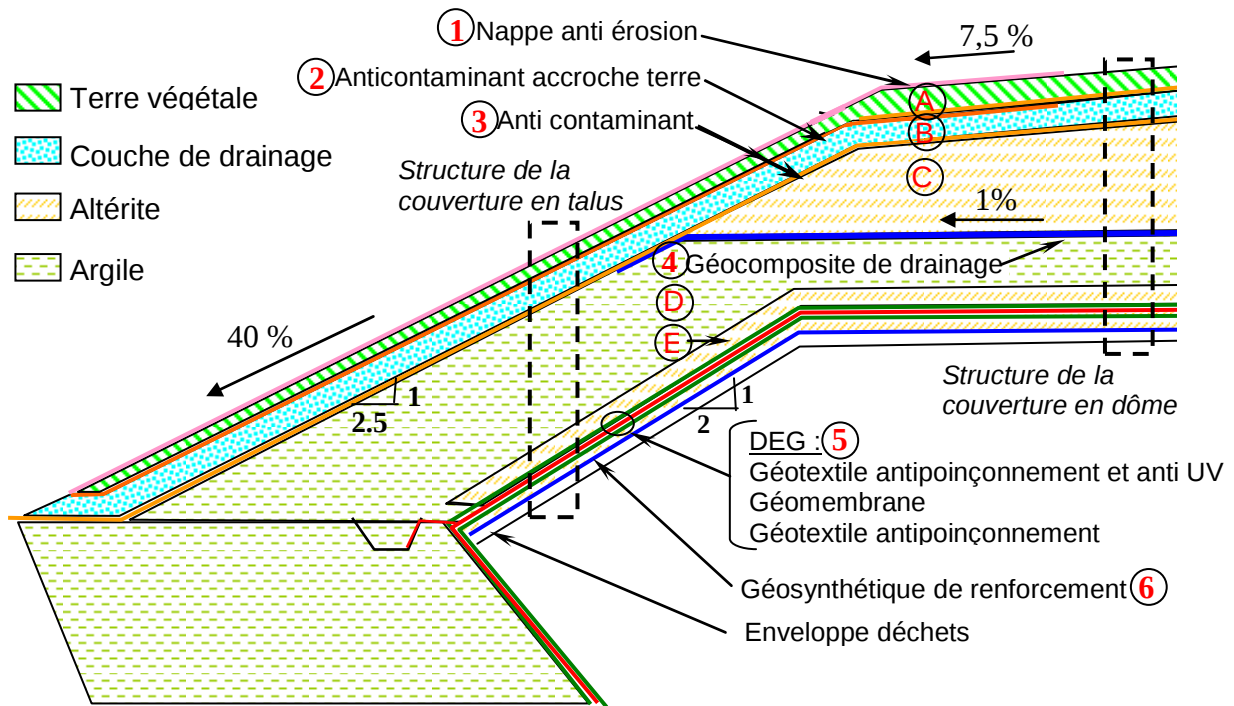


Figure 29. Coupe transversale d'une alvéole, structure de la couverture

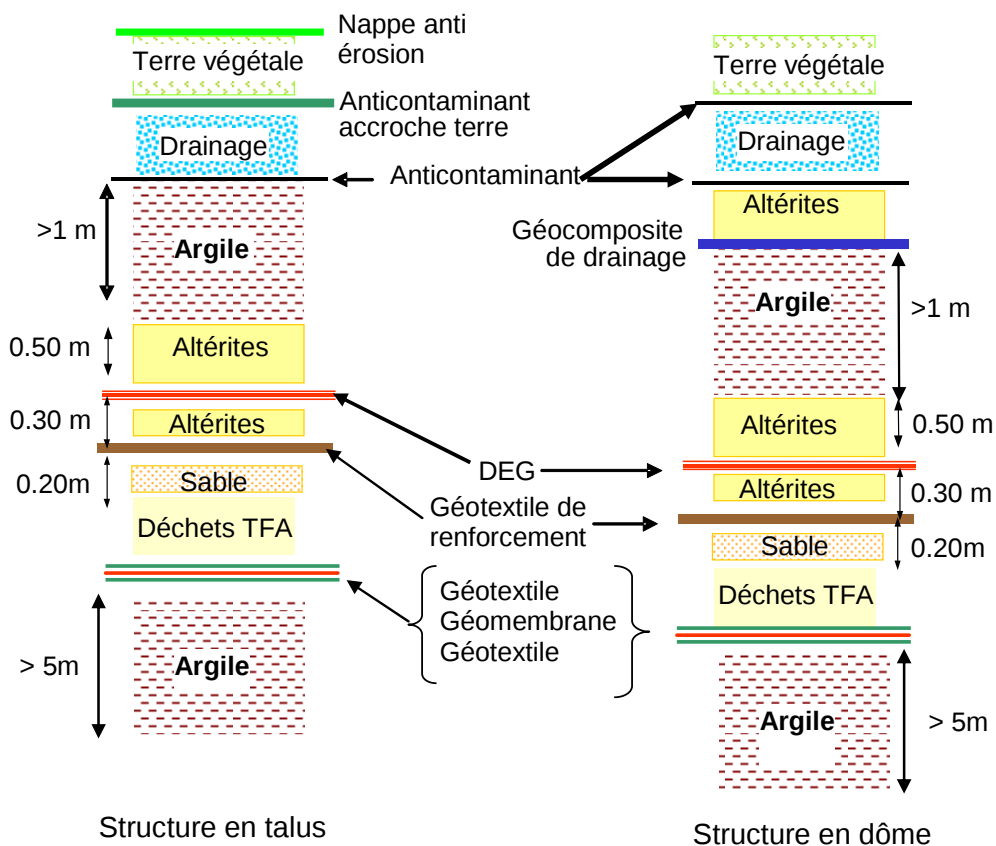


Figure 30. Coupes types au droit d'une alvéole de stockage au niveau du dôme et des talus

En fin de remplissage de l'alvéole, une **couche de forme** (ou régulation) est disposée au-dessus des déchets, de façon à constituer un support permettant la pose de la

géomembrane et protégeant cette dernière des risques de poinçonnement par les déchets sous-jacents (voir Figure 30). D'épaisseur moyenne 0,50 m, elle est constituée par 0,20 m de sable de l'Aptien compacté et par 0,30 m de matériaux du site compacté (altérites). Les altérites sont de natures sablo - argileuse, argile limoneuse ou argile sableuse (argiles de l'Aptien supérieur) de classe A1 A2 et B6 (Classement GTR). Les principales caractéristiques des altérites sont données dans la Tableau 10.

lithologie	γ_h (kN/ m ³)	à court terme		à long terme	
		ϕ_u (°)	c_u (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Argiles de l'Aptien inférieur	21	24	30	24	15
Altérites	18	25	0	25	0

Tableau 10. Caractéristiques mécaniques des matériaux naturels mis en couverture

Au milieu de cette couche de forme, un géosynthétique de renforcement (6, voir Figure 29) est mis en œuvre pour limiter la déformation de la géomembrane causée par les éventuels tassements différentiels des déchets et réduire le risque de poinçonnement. Pour le dimensionnement, un fontis de 2m de diamètre sous une charge de 10m de remblai est considéré. La flèche maximale du géosynthétique à long terme est limitée à $f = 0.25m$ ce qui correspond à une déformation $\varepsilon = 4\%$ et à une distorsion $\delta = 0.25$.

La couverture dite provisoire est ensuite mise en œuvre. Une **géomembrane (5)** étanche en PEHD d'épaisseur minimale 2 mm est mise en place sur la couche de forme. Pour chaque alvéole, les lés de géomembrane contigus sont raccordés entre eux de façon étanche par thermosoudage et l'ensemble est raccordé aussi par thermosoudage à la géomembrane installée sur le fond et les flancs de chaque alvéole.

De part et d'autre de la géomembrane, un géotextile anti-poinçonnant est mis en œuvre. Le géotextile inférieur assure la pose de la géomembrane. Le géotextile supérieur sert de support aux altérites, il a également un rôle de drainage. Il est traité anti-UV pour une exposition de 5 ans puisqu'il est laissé à l'air libre pendant la phase de couverture provisoire. L'ensemble formé de la géomembrane et des deux géotextiles anti-poinçonnant est appelé DEG (dispositif d'étanchéité par géomembrane). La durée d'exposition maximale de la couverture provisoire est de 5 ans.

A la fin de cette phase, le bâtiment abri est alors démonté et transféré sur l'alvéole suivante (phase 2 Figure 26).

Lorsque l'exploitation de 3 alvéoles successives est terminée, la structure complète de la **couverture définitive** est mise en place de façon à restituer une étanchéité complémentaire sur chaque alvéole (phase 4 Figure 26).

Une seconde **couche d'altérites (E)**, voir Figure 29) d'épaisseur 0,50 m et non compactée est mise en œuvre au-dessus du DEG (voir Figure 30). Elle est destinée à protéger le DEG lors du compactage de la couche d'argile sus-jacente. Elle permet également d'obtenir un compactage homogène de la couche d'argile en jouant un rôle de couche de répartition des forces.

Une **couche d'argile de l'Aptien (D)**, voir Figure 29) est mise en place par compactage de couches minces successives afin d'obtenir un écran d'au moins 1m d'épaisseur et dont le coefficient de perméabilité doit être inférieur ou égal à 10^{-9} m/s. Il s'agit de la barrière passive de couverture.

Il est important de noter que le choix de mettre en œuvre le DEG en dessous de la couche d'argile est tout à fait particulier à ce site. Dans les recommandations présentées au début

de ce chapitre (voir § 0), la géomembrane est mise en œuvre au dessus de la couche d'argile. De nombreux auteurs ont d'ailleurs montré que la présence de la géomembrane sus-jacente protège l'argile de la dessiccation (voir § 0). Cependant, dans le cas de la couverture du TFA, il y a nécessité d'une barrière de couverture « provisoire ». Dans un souci de gain de temps et d'argent et afin d'assurer une double protection en couverture, cette couverture « provisoire », composée de la géomembrane, est laissée dans la structure finale de couverture. La géomembrane, protégée par un géotextile traité anti-UV (voir Figure 32) est donc laissée à l'air libre jusqu'à la mise en place du reste de la couverture (durée maximale d'exposition = 5 ans) et doit néanmoins conserver ses caractéristiques d'imperméabilité puisqu'elle rentre en jeu dans la structure globale de couverture. Pour ces raisons, et pour un problème d'encombrement (pente des talus notamment et épaisseur de couche), l'argile ne peut être mise en œuvre en couverture dite provisoire ce qui explique que la géomembrane soit mise en œuvre sous l'argile.

Le système de confinement des déchets, en fond, en talus et en couverture, est donc constitué d'une succession de deux barrières imperméables (géomembrane et argile). La géomembrane doit assurer une protection à court terme. En cas de dégradation de la géomembrane à plus ou moins long terme, la couche d'argile prend alors le relais pour assurer la protection à long terme en empêchant la migration des radionucléides non encore désintégrés.

Un **géocomposite de drainage** (4, voir Figure 29) est mis en œuvre au-dessus de la couche d'argile en dôme afin de drainer les éventuelles eaux infiltrées dans le remblai de modelage sus-jacent ou provenant des altérites. Il évite une mise en charge de la barrière argileuse. Il assure le drainage vers la couche drainante sur les talus de la couverture. Ce géocomposite de drainage est composé d'une âme drainante (géospaceur) et d'un géotextile filtrant de part et d'autre de l'âme drainante. Pour la fonction drainante, le géospaceur placé entre 2 filtres présente une capacité de débit dans le plan (NF EN ISO 12958) $\geq 8.24 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ (sous une contrainte de 100 kPa et un gradient hydraulique de 0,10).

On retiendra donc que la barrière d'argile, objet de notre étude, est comprise, en dôme, entre un géocomposite drainant en partie supérieure et une couche d'altérite en partie inférieure et en talus, entre une couche granulaire de drainage en partie supérieure et une couche d'altérite en partie inférieure. Ces couches drainantes étant en communication avec l'atmosphère via des collecteurs, le problème de l'échange d'humidité entre la couche d'argile et l'atmosphère peut se poser sur le long terme.

Un remblai supplémentaire, en dôme uniquement, constitué des altérites du site (C) permet l'obtention du modelé final de la couverture (voir Figure 31). D'une épaisseur de 3 m à 4,60 m, il constitue une enveloppe semi-perméable. Il crée une surcharge sur l'argile et augmente la distance entre la couche d'argile et l'atmosphère.

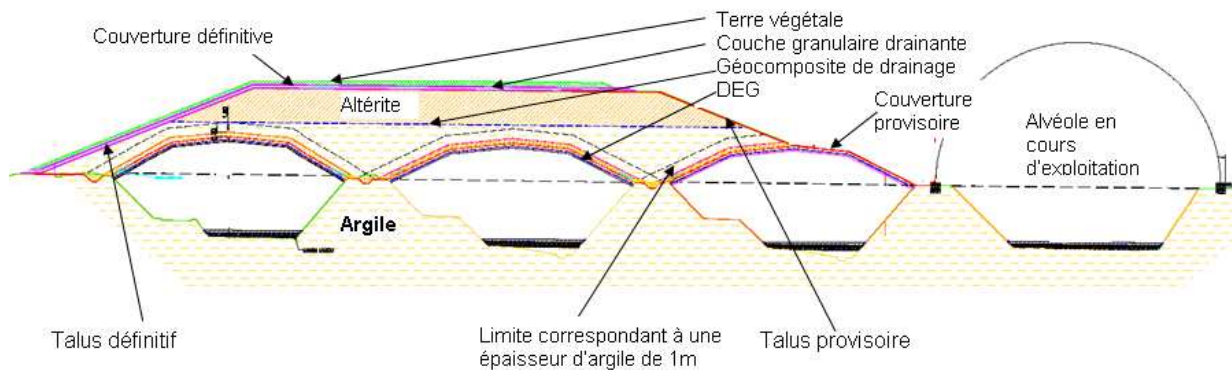


Figure 31. Coupe de la couverture des alvéoles, couvertures provisoire et définitive

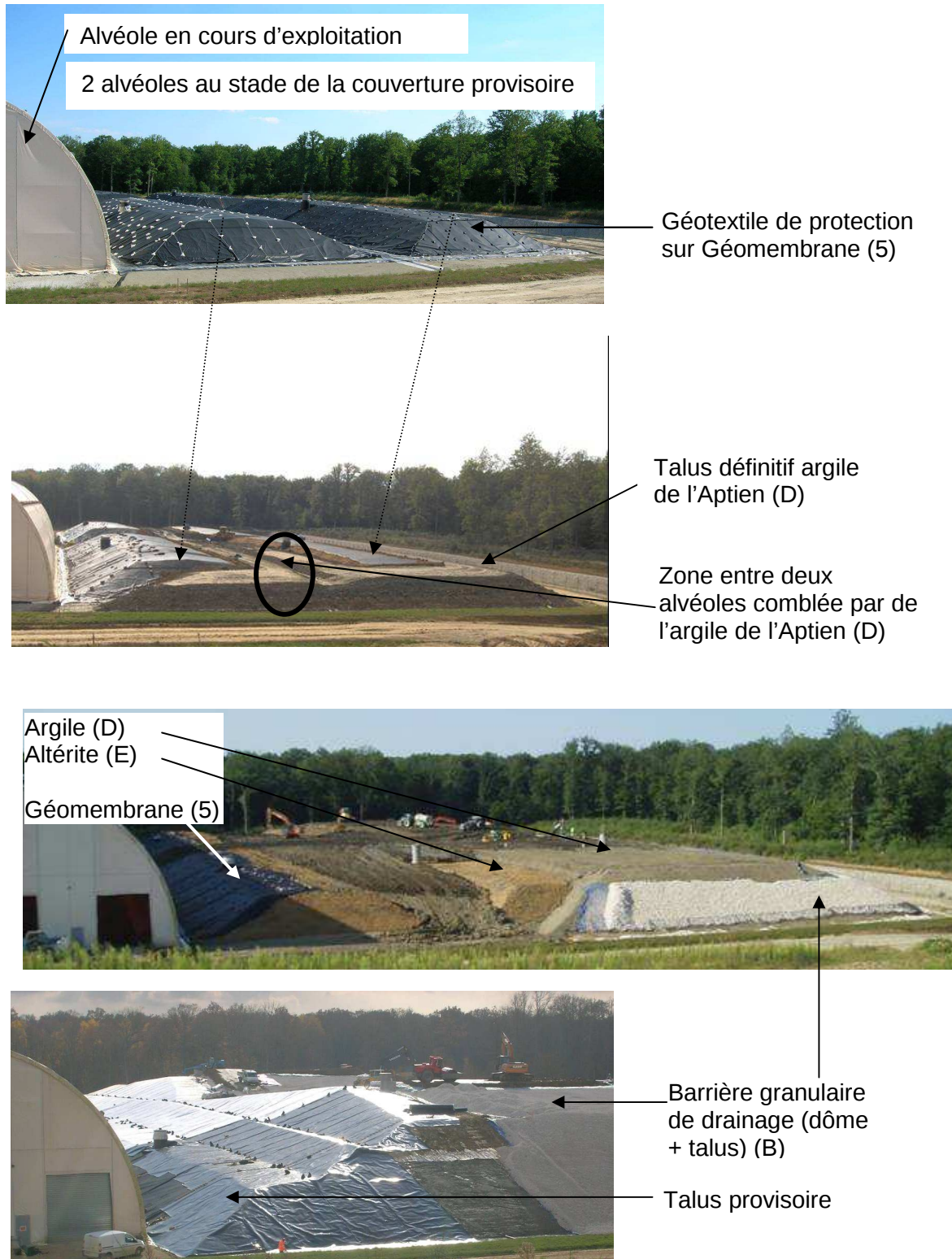


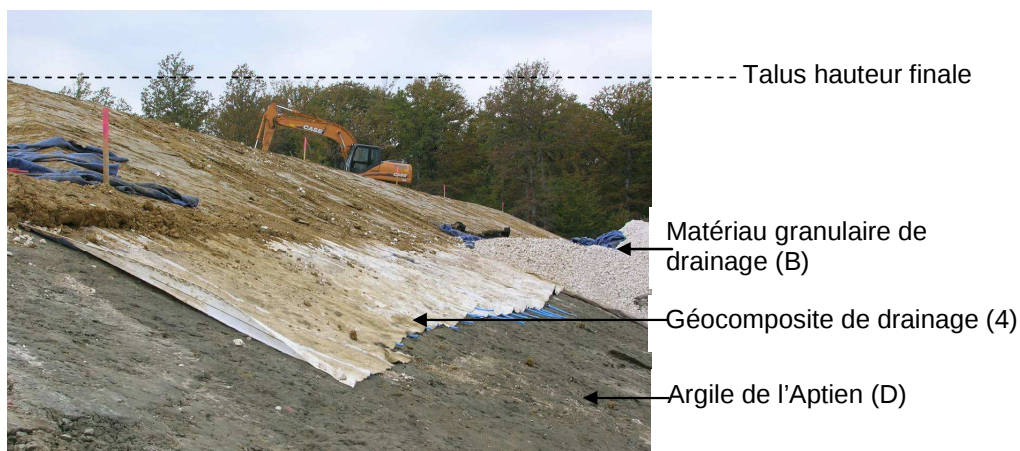
Figure 32. Couverture provisoire et définitive

Un **niveau drainant (B)** est ensuite mis en œuvre (voir Figure 32). Il assure le drainage, la collecte des eaux infiltrées au travers de la terre végétale et minimise les infiltrations dans les altérites sous-jacentes. Ce niveau drainant est constitué d'une couche de matériau granulaire de 0.50m d'épaisseur de perméabilité supérieure à 8.10^{-4} m/s, de drains et de géotextiles de filtration. Ces géosynthétiques de filtration (2 et 3, voir Figure 29) sont mis en

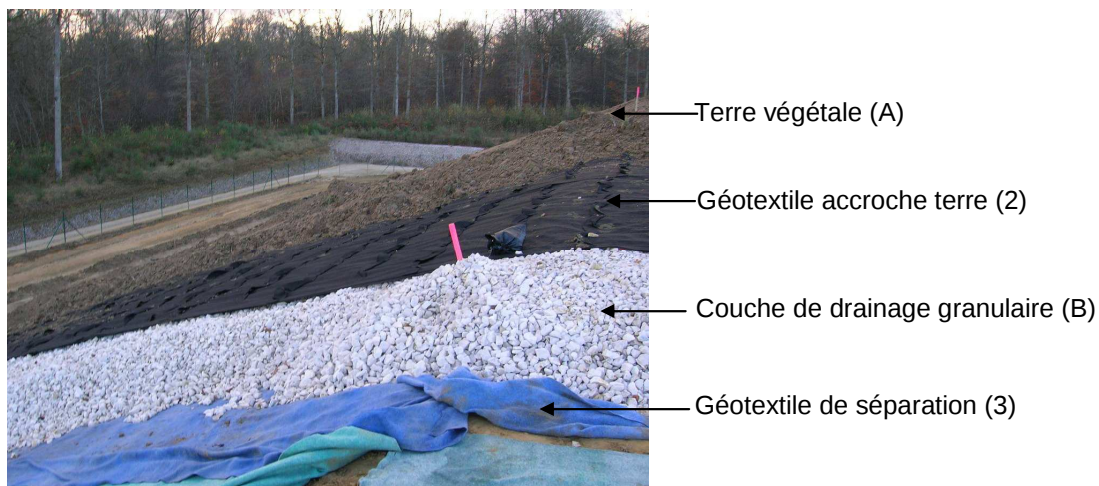
œuvre de part et d'autre de la couche granulaire afin d'éviter le colmatage des matériaux drainants par des fines.

Sur le géotextile de filtration (2) placé sur la couche granulaire en talus définitifs un système d'accroche terre est mis en œuvre afin d'éviter un glissement entre la terre végétale et la couche granulaires de drainage. Il est composé d'une nappe tridimensionnelle (type de structure géotextile) de 10 mm d'épaisseur solidaire d'un géosynthétique de renforcement reportant les efforts en tête de talus.

Les matériaux granulaires mis en œuvre en couche de drainage (B) présentent une granulométrie entre 20 mm et 60 mm. Ces matériaux doivent être non gélifs et concassés à partir d'une roche massive de caractéristiques : Los Angeles < 45, MDE < 45. Les eaux collectées par ce niveau drainant sont dirigées par des drains ou des fossés internes vers le bassin d'orage. Cette couche protège également les couches sous-jacentes des intrusions végétales et animales. En talus, cette couche est mise en œuvre immédiatement au dessus de la couche d'argile. En dôme, la couche de drainage granulaire repose sur la couche d'altérite (voir Figure 33 et Figure 34).



Talus périphérique définitif : mise en place de la couche de drainage



Talus périphérique définitif : mise en place de la terre végétale

Figure 33. Mise en œuvre de la couverture définitive en talus

Une **couche de terre végétale (A)** d'au moins 0,30 m d'épaisseur est mise en place afin de permettre le développement d'une végétation destinée à limiter l'érosion de surface et à favoriser l'évapotranspiration. Le choix des espèces végétales vise à minimiser le risque d'intrusion racinaire en profondeur qui serait de nature à entraîner une dégradation des

dispositifs d'étanchéité de la couverture. La végétalisation doit être effectuée dès que possible après la fin des travaux de couverture. En talus, un géosynthétique biodégradable anti-érosion et de stabilisation est mis en œuvre sur la terre végétale (1). Celui-ci garantit la stabilité de la terre végétale et prévient de l'érosion les talus non encore végétalisés.

L'association de la terre végétale et de la couche de drainage granulaire joue le rôle de barrière biologique. Cette barrière biologique doit permettre de :

- Réguler les débits parvenant sur la couche d'argile,
- Assurer un bon développement racinaire,
- Favoriser l'évapotranspiration,
- Limiter la colonisation par des espèces à racines profondes
- Protéger les barrières imperméables, notamment de l'érosion, des cycles gel-dégel, des organismes vivants...

Problèmes posés par la couverture

Mise en œuvre

Lors du compactage de la couche d'argile de l'Aptien, il est primordial de ne pas endommager le DEG sous-jacent. Ainsi, le compactage ne doit pas nécessiter une énergie trop importante. Nous avons mené (voir chapitres 2, 3 et 4) une étude sur l'influence de l'énergie de compactage sur les caractéristiques de l'argile afin de pouvoir minimiser l'énergie de compactage tout en garantissant l'obtention des objectifs de perméabilité et de poids volumique fixés.

Phasage

Le phasage de la mise en œuvre de la couverture est défini de façon à minimiser l'exposition de l'argile de couverture au gel, à la pluie, au soleil... afin d'éviter une dessiccation de l'argile. Le phénomène de dessiccation et les précautions permettant de réduire le risque de fissuration en résultant sont présentés au § II.4.2.

Comportement du massif de déchets

Le massif de déchets est composé de colis de déchets hétérogènes stockés en plusieurs couches, de couches de sables intercalés entre les couches de colis, de vides entre les colis comblés avec du sable sec et inévitablement de vides résiduels persistants. Le massif étant très hétérogène, des tassements différentiels peuvent apparaître au cours du temps suite à un réarrangement des matériaux de remplissage notamment. De plus, la surcharge due à la présence de la couverture peut provoquer un mouvement (basculement) des colis.

Comportement des barrières imperméables

Les tassements différentiels au sein des déchets peuvent engendrer des modifications dans les caractéristiques des barrières de couverture. En particulier, une déformation trop importante suite au tassement des déchets peut engendrer de la fissuration au sein de l'argile et éventuellement une rupture de la géomembrane. Les critères de perméabilité fixés ne sont alors plus respectés.

Pour l'étude du comportement de la barrière argileuse, il est nécessaire de prendre en compte la contrainte verticale appliquée sur l'argile, principalement due à la surcharge de la couverture. En dôme, la surcharge maximale appliquée sur l'argile correspond à 4.60 m d'altérite surmontée de 0,5 m de matériaux granulaire et 0,3 m de terre végétale soit une surcharge verticale maximale statique d'environ 100 kPa. Lors du compactage, une surcharge dynamique supplémentaire est appliquée sur l'argile. Le compacteur utilisé a une masse de 21 000 kg ce qui correspond à une contrainte de 30 kPa au niveau de chacun des pneus (diffusion à 22° du poids d'une roue) à la base d'une couche d'argile de 1 m d'épaisseur (voir § 0).

Stabilité de la couverture

- En talus

Les problèmes de stabilité sont majeurs au niveau des talus, où les pentes sont les plus fortes. Cette stabilité est en grande partie conditionnée par la stabilité des interfaces entre les différentes couches qui constituent cette structure. Ainsi, l'évaluation de la stabilité de la couverture passe par une détermination des cohésions et angles de frottement aux différentes interfaces. Plusieurs études antérieures montrent que l'interface la plus défavorable en termes de stabilité au glissement est celle composée par une géomembrane lisse. Reyes Ramirez (2003) réalise des essais à la boîte de cisaillement et au plan incliné. A la boîte de cisaillement, l'angle de frottement entre une argile et une géomembrane polypropylène est 13.8°. L'angle de frottement passe à 18° lorsqu'il s'agit d'une géomembrane bitumineuse. Pour l'essai au plan incliné, l'angle de frottement à l'interface sable lâche, géomembrane PEHD est de 19° en moyenne. Dans le cas d'un sable dense, l'angle de frottement est de 27°. D'après Koerner (1997), l'angle de frottement à l'interface géomembrane PEHD / sable est de 18° tandis qu'il peut atteindre 30° dans le cas d'un géotextile aiguilleté. L'interface présentant les caractéristiques les moins bonnes en termes de stabilité est l'interface géomembrane / géotextile qui selon les caractéristiques du géotextile varie de 6° (cas d'un géotextile cousu) à 11° (cas d'un géotextile thermo soudé) (Koerner, 1997).

- En dôme

En dôme, les problèmes de stabilité résultent du tassement qui peut se produire au sein du massif de déchets sous jacent. Dans cette zone en effet, l'épaisseur de déchets est maximale, les risques de tassements sont maximums.

Ces problèmes de stabilité ont été mis en évidence lors de l'étude du comportement de la couverture du centre de la Manche (voir § I.4.1).

Transferts hydriques

En dôme, le drainage des eaux est assuré par l'association d'un géocomposite de drainage et d'une couche granulaire. En talus, seule la couche granulaire est présente (voir Figure 30). La présence de barrières d'étanchéité et de couches de drainage au sein du complexe de couverture engendre des flux hydriques au sein de la couverture (voir Figure 34). Le bon fonctionnement de la couverture nécessite de maintenir une certaine humidité au sein de celle-ci et notamment au niveau de la couche d'argile. Un départ d'eau trop important aurait pour conséquence de soumettre la barrière argileuse à de la dessiccation, pouvant entraîner une fissuration de l'argile et ainsi une augmentation de la perméabilité. En talus, la couche d'argile est en contact direct avec la couche de drainage, elle-même en contact avec l'atmosphère à ses extrémités. Ainsi, si l'air de la couche de drainage vient à se désaturer, un départ d'eau de l'argile vers la couche de drainage risque de produire une dessiccation de l'argile. Le bon fonctionnement de la couche de drainage nécessite également de maintenir une certaine humidité. Une diminution de la saturation entraîne une augmentation de la succion ce qui a pour conséquence de diminuer fortement la perméabilité des matériaux granulaires et ainsi de réduire la capacité de drainage de cette couche.

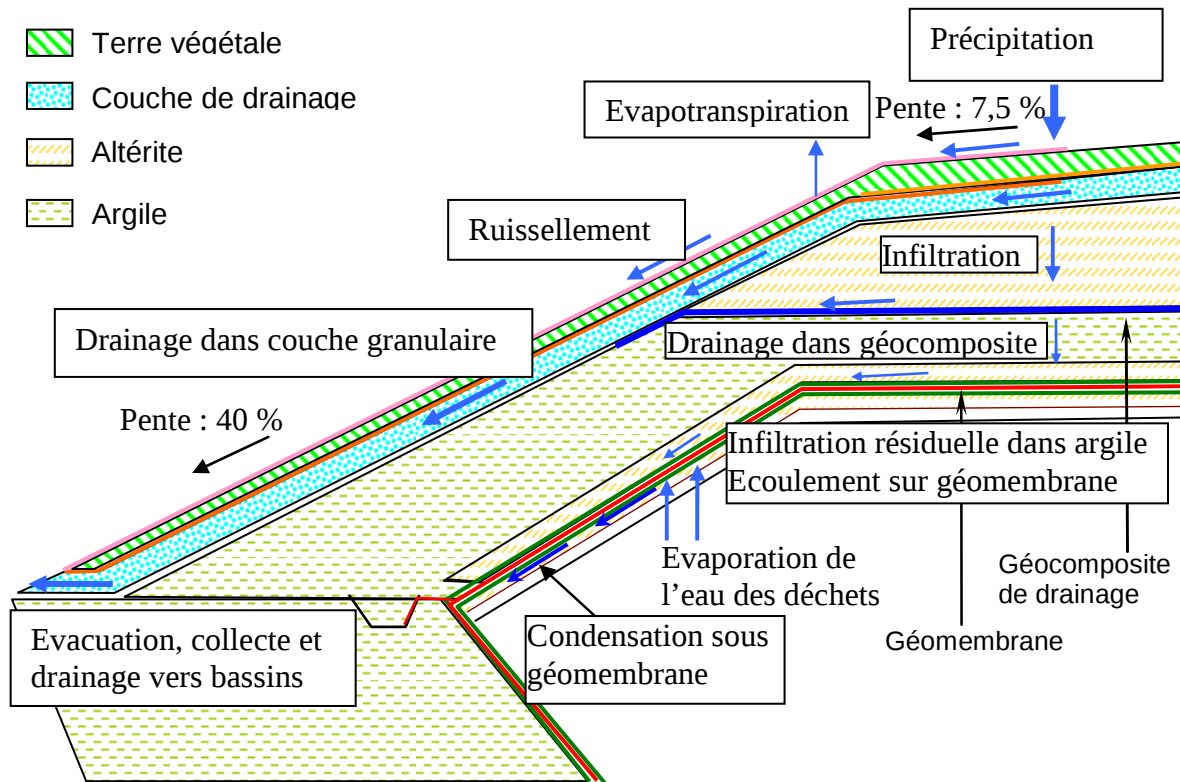


Figure 34. Principe d'écoulement des eaux provenant des précipitations dans la couverture définitive du TFA

Le suivi réalisé après la mise en œuvre de la géomembrane montre une condensation sous la membrane importante. Cette eau provient nécessairement des déchets, qui, malgré les précautions prises lors de l'exploitation, contiennent de l'eau. Bien que les études réalisées par ANDRA montrent que les déchets ne dégagent pas de chaleur, des contrastes de température peuvent tout de même exister au sein de la couverture. En effet, les variations de température au niveau de la géomembrane, notamment en phase de couverture provisoire sont importantes puisque la géomembrane est soumise aux variations climatiques. Ainsi, lorsque la géomembrane est chaude, il y a des mouvements hydriques ascendants sous forme de vapeur d'eau puis, au contact de la géomembrane refroidie, l'eau se condense, d'où la présence d'eau liquide.

D'autres mouvements ascendants peuvent se produire dans le cas d'un départ d'eau de la couverture vers l'atmosphère. Les matériaux de la couverture perdent de l'eau, ils sont soumis à de la dessiccation. Ceci peut se produire lorsque les matériaux sont au contact d'une atmosphère présentant une humidité relative plus faible que celle des pores du matériau.

Des mouvements hydriques descendants apparaissent lorsque l'atmosphère est plus humide que la couverture.

Des transferts transversaux peuvent également avoir lieu. Il y a un écoulement au sein des couches de drainage ou aux interfaces entre deux couches de perméabilités distinctes, du dôme vers les talus.

Les transferts hydriques au sein de la couverture et au sein du massif de déchets sont donc complexes et de nombreuses questions restent en suspens : Une teneur en eau suffisante pour garantir l'efficacité du complexe de couverture est-elle maintenue ? Comment les différents paramètres (teneurs en eau, perméabilité des couches...) évoluent-ils avec le temps ? L'étude de la SEC donne une ébauche de réponse à ces questions mais des réserves doivent être mises du fait notamment des différences de structure qui existent (voir § 0). L'instrumentation de la couverture du TFA suite aux premières phases de mise en œuvre doit permettre d'appréhender l'évolution des teneurs en eau dans l'argile avec le

temps. Cependant, cette instrumentation est mise en place depuis seulement un an et nous ne disposons pas actuellement de données permettant de préciser le comportement hydraulique de la couverture avec le temps.

Comportement à long terme

Le suivi de la couverture définitive doit permettre de démontrer ses performances et de s'assurer de son bon fonctionnement durant toute la phase de surveillance du site. Il doit également permettre de mettre en évidence un éventuel dysfonctionnement de la couverture auquel il doit être possible de pallier dans des délais les plus courts possibles. Il n'est donc pas satisfaisant d'attendre que les conséquences du dysfonctionnement soient visibles extérieurement, à la surface de la couverture par exemple. En effet, le tassement différentiel des déchets sous-jacents ne provoque pas nécessairement de tassement en surface à court terme. L'effondrement en surface peut être différé suite à la présence de frottements négatifs (effet voûte) dans la zone de tassement. De même, les transferts d'eau sont des phénomènes à long terme. Ceci implique de mettre au point un système de surveillance permettant de :

- suivre les déformations de la couverture,
- suivre l'évolution des températures,
- suivre l'évolution des teneurs en eau au sein de chacune des couches,
- mesurer les débits provenant des différentes couches de drainage.

Apport des retours d'expérience à l'étude du comportement de la couverture du TFA

Le suivi de la SEC (voir § I.4.2) depuis 1995 permet d'appréhender l'évolution des conditions hydriques et des propriétés hydrauliques des différents constituants d'une couverture multicouche (terre végétale, couche de drainage granulaire, et couche d'argile). Cependant, les structures de la SEC et de la couverture du TFA ne sont pas identiques (voir Tableau 11). Les résultats obtenus par cette expérimentation sur site ne peuvent pas être intégralement transposés au cas de la couverture du TFA.

	TFA	SEC
Barrière imperméable de couverture	1m argile Aptien	0.60m et 1m50 argile Aptien
Couverture de la couche d'argile (de haut en bas)	Terre végétale 0.50m Couche de drainage 0.50m Altérite jusqu'à 4.50m	Argile Albien 1m Couche de drainage 0.50m
Drainage	2 niveaux	1 niveau
Pente en toit	7.5% pour terre végétale et drainage granulaire en longitudinal, 1% pour géocomposite de drainage	8% pour toutes les couches

Tableau 11. Comparaison de la structure de la SEC et de la couverture du TFA

Drainage

Dans le cas de la couverture du TFA, l'argile de l'Aptien est surmontée en dôme par 2 couches de drainage (voir Figure 29), dans la SEC, une seule couche de drainage est mise en œuvre (voir Tableau 8). La présence d'une couche de drainage supplémentaire a pour but de diminuer les infiltrations dans la couche d'argile. La pente du géocomposite de drainage du TFA (1%, voir Figure 34) est très faible comparée à la pente de la couche de drainage de la SEC (8%, voir Figure 22) ce qui engendre des écoulements plus lents et donc

une infiltration éventuelle plus forte. Cependant, compte tenu de la présence d'une première couche de drainage dans le cas du TFA, l'écoulement attendu dans le géocomposite est faible. Les pentes des couches de drainage granulaire du TFA et de la SEC sont comparables en dôme.

En talus, seule une couche de drainage est présente en couverture du TFA, la pente est de 40% (voir Figure 34). L'argile est directement mise en œuvre sous la couche de drainage. Ainsi, les sollicitations hydriques et mécaniques de l'argile en dôme et en talus du TFA apparaissent très différentes. En termes de configuration, l'argile en talus du TFA présente relativement la même couverture que dans le cas de la SEC, cependant, les pentes sont nettement plus fortes, afin de drainer également les eaux provenant de l'infiltration au niveau du dôme.

Confinement de l'argile

La couverture surmontant l'argile du TFA présente une épaisseur plus importante que dans le cas de la SEC hormis à proximité et au niveau des talus où l'épaisseur de la couche d'altérite est plus faible voire inexistante (voir Figure 29). L'augmentation de l'épaisseur de couverture surmontant l'argile engendre deux principales conséquences :

- L'influence des conditions climatiques (variation de température ou d'humidité) est diminuée, les échanges avec l'atmosphère sont réduits.
- L'argile est plus fortement confinée ce qui a des conséquences sur le comportement mécanique de l'argile notamment en ce qui concerne l'amplitude des tassements. Cependant, compte tenu du confinement, ils ne seront pas forcément plus préjudiciables. L'influence du confinement sur le comportement de l'argile soumise à des tassements est étudiée au chapitre 5 (voir § 0).

Influence du support

Dans le cas de la SEC, le support n'est à priori soumis à aucun tassement différentiel, contrairement au cas du TFA.

Epaisseur de la couche d'argile

L'épaisseur de la couverture argileuse est, elle aussi différente. Au minimum 1m dans le cas du TFA, 0.60m et 1m50 dans le cas de la SEC. Cependant, la valeur de l'épaisseur de la couche d'argile du TFA est encadrée par les deux valeurs de la SEC, ce qui permet d'estimer le comportement pour une épaisseur d'un mètre.

Conclusion

Les nombreuses correspondances qui existent entre la SEC et la structure de couverture du TFA font de la SEC une source d'informations importantes sur le comportement de l'argile en couverture du TFA :

- Il s'agit de la même argile, argile de l'Aptien inférieur;
- L'argile est surmontée de couche de protection et de couche de drainage;
- Les conditions climatiques auxquelles est soumise l'argile sont les mêmes (les deux sites sont distants de quelques kilomètres).

Ainsi, les conclusions suivantes sont retenues pour l'étude de l'argile en couverture du TFA :

- Bonne performance de l'argile et du concept mutli-couche en termes d'infiltration dans la couverture
- Epaisseur de 1m d'argile suffisante pour garantir un débit maximal inférieur à 1.5 l/m²/an
- Effet de barrière capillaire du concassé sous-jacent à la couche de terre végétale, accumulation d'eau à la base de la couche de terre végétale
- Teneur en eau plus faible dans la couche de drainage granulaire que dans l'argile sous-jacente
- La couverture subit les fluctuations saisonnières en termes de teneur en eau.

Par contre, l'évolution de la teneur en eau de la couche d'argile avec le temps ne sera pas forcément la même dans le cas de la SEC et du TFA. La présence de deux couches de drainage et d'une épaisseur d'altérite importante au dessus de l'argile influence probablement la teneur en eau au sein de l'argile. Au niveau des talus, la pente importante engendre un écoulement plus rapide et diminue probablement la stagnation de l'humidité au-dessus de l'argile. Le contact direct entre la couche de drainage et l'atmosphère en pied de talus joue également probablement un rôle dans l'humidité de la couche de drainage et donc dans les échanges avec l'argile (voir Figure 34).

I.5.5 Conclusion

Ce concept de stockage permet d'avoir des alvéoles de stockage indépendantes, individuellement contrôlables, facilitant la localisation d'éventuelles anomalies ainsi que les opérations de réparation. Il permet d'assurer une réversibilité du stockage des déchets. La gestion des déchets TFA trouve une solution industrielle dans un centre de stockage implanté en milieu argileux. Le confinement de la radioactivité repose sur l'interrelation de deux barrières, l'une artificielle et de faible épaisseur, la géomembrane, l'autre naturelle et d'épaisseur minimale 1 m, la couche d'argile. En cas de défaillance de la géomembrane, l'argile doit assurer le confinement des déchets sur le long terme. L'enjeu repose donc sur une bonne caractérisation du comportement du matériau argileux, nécessitant ainsi la réalisation d'essais fiables et permettant une caractérisation complète du matériau afin de garantir une mise en œuvre adaptée de l'argile.

Le concept de stockage nécessite de prendre en compte un certain nombre de points clés lors de l'étude du comportement de la couverture :

- Hétérogénéité au sein du massif des déchets (présence des puits de visite, diversité des colis de déchets, présence du sable entre les colis...)
- Risque de tassements différentiels au sein du massif de déchets, notamment en dôme
- Problèmes de stabilité au niveau des talus, notamment aux interfaces des géosynthétiques
- Présence de transferts hydriques au sein de la couverture, pouvant engendrer une modification des teneurs en eau des différentes couches. Une attention particulière doit être portée au cas des talus, où l'argile est en contact direct avec la couche de drainage
- Présence de transferts hydriques au sein des déchets comme en témoigne la condensation mise en évidence in situ sous la géomembrane
- Présence de la géomembrane sous-jacente à la couche d'argile. Ceci nécessite des précautions de mise en œuvre afin de ne pas endommager la géomembrane lors du compactage de l'argile sus-jacente. De plus, en l'absence d'une géomembrane au-dessus de l'argile, il est nécessaire de s'interroger sur le risque de dessiccation de la barrière argileuse de couverture.

Les retours d'expérience sur le comportement des couvertures de centres de stockage de déchets sont peu nombreux et difficilement transposables à d'autres centres compte tenu des nombreux paramètres qui influencent le comportement de la couverture (structure de la couverture, caractéristiques des matériaux, conditions climatiques, conditions de mise en œuvre, caractéristiques des déchets sous-jacents...). Passer par la modélisation numérique de la couverture pour prédire le comportement à long terme reste difficile car de nombreux phénomènes couplés existent. De nombreuses hypothèses sont nécessaires concernant la description de l'état de contrainte, la relation teneur en eau - volume, l'initiation et la propagation de fissures, les écoulements dans les structures à porosité multi-modale, l'évolution des caractéristiques des déchets, l'évolution des conditions climatiques...

1.6 Justification des recherches entreprises

1.6.1 Problèmes posés par la barrière passive de couverture

La mise en œuvre d'une couche d'argile en barrière imperméable des sites de stockage est souvent choisie et parfois complétée par une géomembrane. L'argile présente effectivement des propriétés considérées traditionnellement comme pérennes (selon les conditions de mise en œuvre et de sollicitation de l'argile au sein de la couverture) alors que les géomembranes relativement récentes présentent encore un retour d'expérience insuffisant pour affirmer leur efficacité sur plusieurs centaines d'années et leur faible épaisseur augmente le risque lié à l'endommagement.

Cependant, cette barrière argileuse pose de nombreux problèmes notamment au niveau de sa mise en œuvre. Les conditions de mise en œuvre de l'argile (teneur en eau, épaisseur des couches, énergie et type de compactage...) doivent être définies de façon à optimiser les caractéristiques de l'argile après compactage. Le compactage de l'argile doit permettre d'atteindre les critères de perméabilité fixés. Ceci n'est pas toujours aisé compte tenu que le support de l'argile est constitué de déchets dont la portance n'est pas optimale.

De plus, il faut pouvoir assurer le maintien des caractéristiques physiques et mécaniques de la couche d'argile pendant toute la durée de surveillance du site. Ainsi, pour les centres de classe 1, la perméabilité doit rester inférieure à 10^{-9} m/s et ceci malgré les éventuels tassements différentiels au sein des déchets ainsi que les différentes agressions externes et internes notamment thermiques et hydriques qui peuvent soumettre l'argile au gel ou à la dessiccation et entraîner une fissuration.

Le dimensionnement et l'étude du comportement de la couverture argileuse doivent prendre en compte ces diverses sollicitations. Dans l'étude qui suit, le comportement des couvertures dites imperméables et plus particulièrement de la couche de matériau de perméabilité inférieure ou égale à 10^{-9} m/s est étudié.

1.6.2 Lacunes dans les recommandations actuelles et dans les connaissances

Actuellement, les connaissances sur le comportement d'un sol fin sous faible confinement (un à deux mètres de terre) soumis aux tassements différentiels des déchets sous-jacents et aux variations des conditions hydriques et thermiques sont très sommaires ainsi que les prescriptions trouvées dans la littérature.

Les recommandations actuelles concernant la mise en œuvre d'un sol en couverture d'un centre de stockage de déchets prennent en compte uniquement les caractéristiques en termes de retrait, de résistance au cisaillement et de perméabilité (voir Figure 7 et Figure 8). Aucune recommandation n'est faite quant aux conditions de mise en œuvre permettant d'optimiser les caractéristiques de déformabilité et de pérennité de l'argile de couverture.

Compte tenu de la durée de vie et de la période de suivi d'un centre de stockage de déchets radioactifs, il est nécessaire d'envisager le comportement de la couverture sur le long terme. Cependant, aucun essai ne permet actuellement de renseigner de façon fiable sur la durabilité de la couche d'argile en couverture. La caractérisation de l'argile en termes de déformabilité n'est pas non plus appréhendée (déformation acceptable de l'argile sans fissuration...). L'évolution de la teneur en eau de l'argile au sein de la couverture selon les variations des conditions atmosphériques reste difficile à estimer ainsi que les conséquences de telles variations sur les caractéristiques physiques, hydrauliques et mécaniques et de l'argile.

Le comportement du complexe de couverture doit être appréhendé dans sa globalité (interaction entre les différents composants de la couverture notamment aux interfaces avec les géosynthétiques) et dans des conditions de mise en œuvre (compactage, surcharge...) et de sollicitations (importance des tassements, évolution de la teneur en eau...) identiques aux conditions in situ.

I.6.3 But de l'étude et méthodologie

L'étude est focalisée sur la caractérisation physique et le comportement de l'argile. Il s'agit de :

- définir les conditions optimales de mise en œuvre de l'argile en couverture permettant de respecter les conditions de sécurité, de stabilité et de durée de vie. Une méthodologie de caractérisation des matériaux de couverture en fonction des conditions de compactage (teneur en eau, énergie et type de compactage) à partir d'essais standard est mise au point.
- caractériser l'aptitude à l'extension sans fissuration (déformations admissibles) d'une argile en fonction des conditions de mise en œuvre. Il s'agit notamment de définir les caractéristiques (w , γ_d) pour lesquelles la déformation acceptée par l'argile sans fissuration est maximale, ceci afin de garantir la sécurité du site pour des tassements différentiels au sein du massif de déchets maximaux. Le comportement de la couverture en cas de tassement des déchets sous-jacents est étudiée à différentes échelles (essais de laboratoire, sur site en grandeur réelle et en centrifugeuse) et pour différentes conditions de mise en œuvre. L'étude est complétée par une modélisation numérique.
- étudier le comportement de la couverture en cas de variation des conditions hydriques

1.7 Organisation du manuscrit et méthodologie de notre étude

Ce premier chapitre a permis de mettre en évidence l'importance de la barrière imperméable de couverture, et notamment de la couche d'argile, sur la sécurité des centres de stockage de déchets non dégradables et en particulier dans le cas de déchets très faiblement radioactifs et aussi les nombreuses lacunes concernant le comportement de la barrière argileuse. Les recommandations sont succinctes et ne concernent que les critères de perméabilité de retrait et de résistance. Or, nous avons vu, à travers les études de cas, que la connaissance du comportement en déformation de la couverture est primordiale tandis que le critère en résistance semble secondaire dans le contexte des couvertures des centres de stockage de déchets. Dans le cas du centre de stockage des déchets très faiblement radioactifs, l'hétérogénéité du massif de déchets peut être source de tassements différentiels, qui se répercuteraient alors sur la couverture ce qui justifie l'importance de l'étude du comportement de l'argile soumise à de la flexion. L'étude doit également envisager une éventuelle réduction de l'énergie de compactage afin de ne pas détériorer la géomembrane sous-jacente. Enfin, la structure de la couverture du TFA nécessite également d'envisager une dessiccation de l'argile.

Dans le chapitre 2, les essais permettant de caractériser physiquement, mécanique et hydrauliquement une argile sont présentées. Une étude bibliographique permet de :

- Proposer des corrélations entre les différents paramètres de caractérisation physique, mécanique et hydraulique de l'argile,
- Mettre en évidence les différents facteurs influençant les caractéristiques et le comportement d'une argile, notamment, les conditions de mise en œuvre (énergie et type de compactage, teneur en eau). Le comportement de l'argile en cas de sollicitation mécanique et hydraulique est envisagé.

Ce chapitre essentiellement bibliographie permet d'aboutir à des recommandations générales de mise en œuvre et à la définition des paramètres à prendre en compte dans l'étude du comportement de l'argile en couverture.

Le chapitre 3 présente les résultats des essais standards de laboratoire (présentés au chapitre 2) réalisés sur l'argile de couverture du centre de stockage TFA. L'influence de l'énergie, du type de compactage et de la teneur en eau de mise en œuvre sur les caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques de l'argile est en particulier étudiée. Les corrélations proposées dans la littérature et présentées au chapitre 2 sont confrontées aux résultats obtenus sur l'argile de l'Aptien.

Le chapitre 4 présente les résultats d'essais de laboratoire visant à étudier le comportement de l'argile soumise à de la traction. Une étude approfondie des conditions d'apparition de la fissuration est menée. Il s'agit notamment de caractériser la « déformabilité » de l'argile en fonction des conditions de mise en œuvre. Dans un premier temps, des essais standards de laboratoire sont réalisés (fendage et poinçonnement non confiné). Afin de se rapprocher des sollicitations réelles de l'argile en cas de tassements différentiels des déchets sous-jacents, des essais de flexion quatre points sont réalisés en laboratoire. L'influence des conditions de mise en œuvre de l'argile sur son comportement est étudiée. Une tentative de corrélation entre les différents essais de traction indirecte réalisés est menée afin, par la suite, de pouvoir restreindre l'étude du comportement de l'argile à la réalisation d'un seul type d'essai standard.

Compte tenu des nombreux paramètres qui influencent le comportement de l'argile (type de compactage notamment) et les problèmes de représentativité des essais présentés au chapitre 2, des planches d'essais sur site sont réalisées. Ces planches d'essais, présentées au chapitre 5, consistent à soumettre une barrière argileuse à de la flexion dans des conditions de mise en œuvre identiques à celles du site. Des essais en centrifugeuse (collaboration avec l'Université de Bombay) visant à modéliser les planches d'essais ainsi qu'une modélisation numérique par éléments distincts des essais de laboratoire et des essais in situ sont réalisés. Les résultats obtenus par les essais de flexion en laboratoire, les essais en centrifugeuse et la modélisation numérique sont comparés à ceux des planches d'essais réalisés in situ. La concordance des résultats numériques et expérimentaux permettrait de justifier la modélisation physique (centrifugeuse) ou numérique d'essais non réalisés in situ (notamment, essais de tassement et influence du renforcement de l'argile) et par la suite de s'affranchir de la réalisation des essais in situ, lourds économiquement et expérimentalement (voir Figure 35).

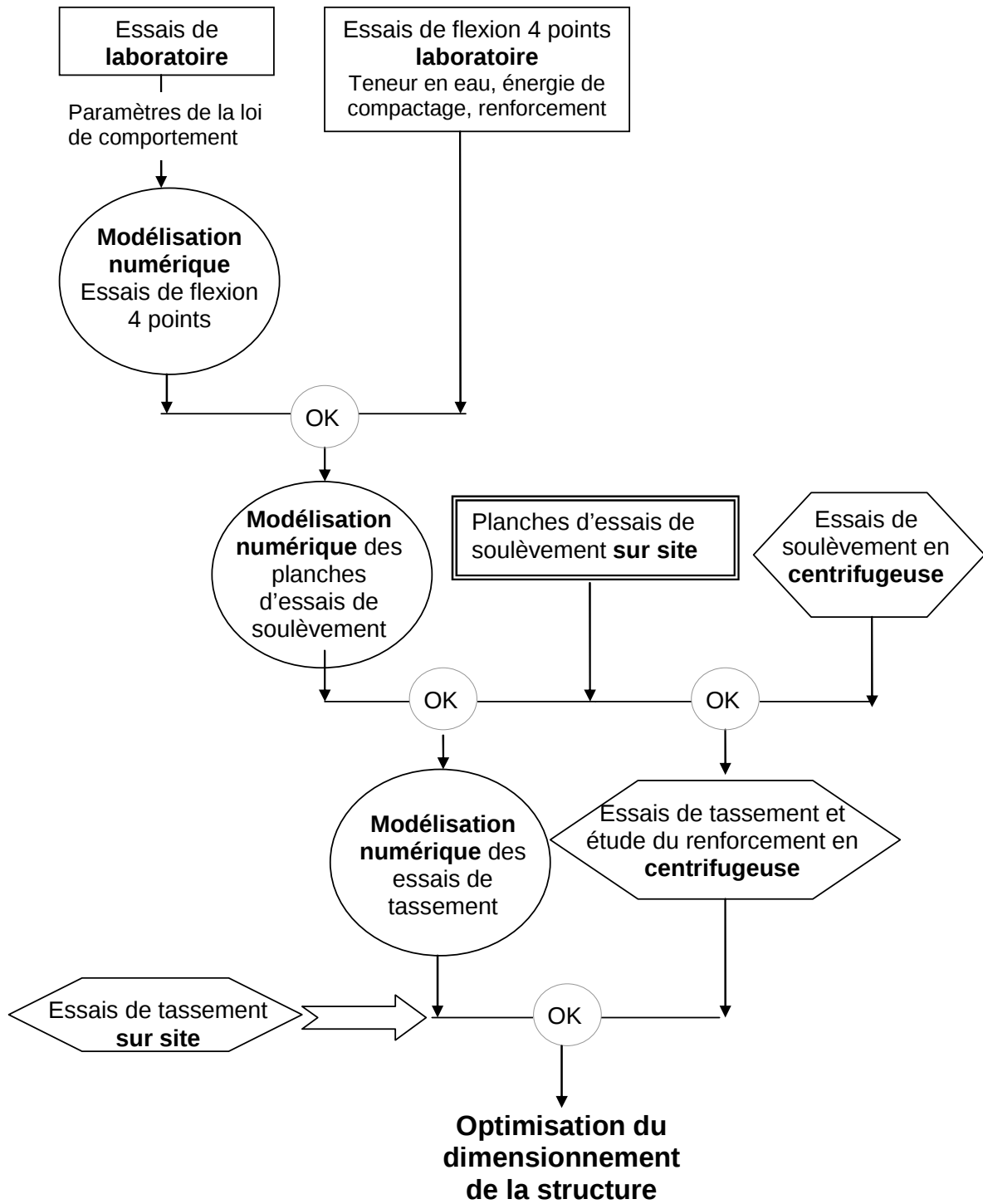


Figure 35. Méthodologie de l'étude

Chapitre II: Mise en œuvre d'une argile en couverture d'un centre de stockage de déchets

II.1 Introduction

Dans ce chapitre sont tout d'abord présentés les différents paramètres et essais utilisés pour caractériser physiquement, mécaniquement et hydrauliquement une argile et son comportement. Les méthodes d'analyse des essais ainsi que les hypothèses nécessaires sont définies. La question de la représentativité des essais est posée. Afin de définir le programme d'essais à réaliser (type d'essais, paramètres d'étude...) une analyse des paramètres influençant les propriétés physiques et mécaniques d'une argile est menée. Une attention particulière est portée sur l'influence des conditions de mise en œuvre. Dans le chapitre 1, il a été mis en évidence l'importance de l'étude de la déformabilité de l'argile, notamment en cas de sollicitation en traction. Ainsi, les résultats des études antérieures sur le comportement en traction, et plus particulièrement en flexion, de l'argile sont présentés et analysés afin de définir les lacunes existantes et les essais à mener dans le cadre de cette étude. Le chapitre 1 a également mis en évidence la complexité et l'importance de l'étude de la dessiccation de l'argile. Dans ce chapitre, la théorie, le mécanisme ainsi que les paramètres influençant la dessiccation sont présentés afin de proposer, en première approche, les conditions de mise en œuvre qui permettent de réduire les risques de dessiccation.

Il s'agit donc ici de sélectionner les essais à réaliser par la suite et d'orienter le choix concernant les conditions de mise en œuvre (notamment énergie de compactage, domaine (w , γ_d)) pour la mise en œuvre de l'argile en couverture.

II.2 Méthode de caractérisation des argiles

Les argiles sont impliquées dans un grand nombre de problèmes de géotechnique : problèmes de stabilité de pente, de tassement, construction des barrages, utilisation en carrière, utilisation en centres de stockage de déchets. Les sols argileux appartiennent du point de vue du comportement mécanique et physique (porosité, résistance, compressibilité) à une classe intermédiaire entre les sols et les roches. Leur comportement mécanique varie significativement avec la teneur en eau et avec la contrainte de consolidation. Les argiles sont caractérisées par de fortes interactions entre la phase solide et la phase liquide (Coll, 2005). Certaines, comme les argilites (très compactes et très consolidées) ont des propriétés physiques et mécaniques semblables à celles des roches. La transition entre les argiles de type sol et celles de type roche peut être identifiée par le module d'Young E_y et la résistance en compression simple $\sigma_{c \text{ max}}$. Ainsi, une argile sera considérée comme un sol pour un module d'Young inférieur à 2000 MPA (Berést et al. 2000) et une résistance en compression simple inférieure à 0.5 MPA (Johnston et Novello, 1994) alors qu'une roche présentera une résistance en compression simple supérieure à 25 MPa.

II.2.1 Caractérisation physique

Caractérisation microscopique

Le terme roche argileuse désigne des roches sédimentaires contenant au moins 50% de minéraux argileux. En génie civil, les argiles sont définies par leur granulométrie. Les particules argileuses sont les éléments « fins » des sols, elles correspondent aux particules inférieures à 2 μm .

D'un point de vue minéralogique, les argiles sont des minéraux aluminosilicatés, le plus souvent de la famille des phyllosilicates. Les structures unitaires sont de deux types :

- Tétraédrique ou siliceuse (T)
- Octaédrique ou alumineuse (O)

Lorsque ces structures se combinent, elles forment les feuillets. Il existe deux familles de feuillets : (voir Figure 36)

- TO ou 1:1 composé d'une couche tétraédrique et 1 couche octaédrique. Ces feuillets ont une épaisseur moyenne de 0.7 nm, correspondent à la kaolinite
- TOT ou 2:1 composé d'une couche octaédrique entre 2 couches tétraédriques. Ces feuillets ont une épaisseur moyenne de 0.9 nm, correspondent à l'illite ou à la smectite.

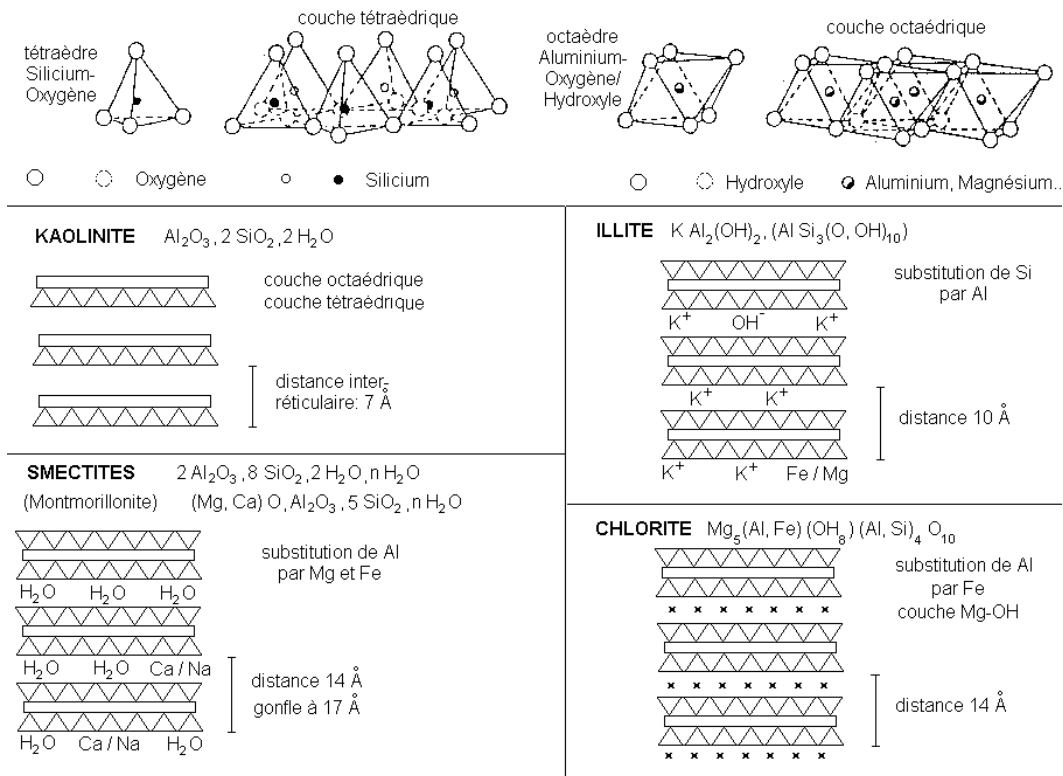


Figure 36. Représentation schématique des différentes familles d'argile (cours de sédimentologie, Beauchamp, 2005)

L'empilement des feuillets forme les particules d'argile (voir Figure 36). Cinq familles d'argile sont définies selon l'empilement des feuillets (type de feuillets, nature des forces entre les éléments, nature des espaces interfoliaires, surface spécifique interfoliaire):

- Les kaolinites,
- Les illites
- Les smectites
- Les chlorites
- Les interstratifiés

La surface spécifique des argiles est définie par la surface latérale des particules d'argile rapportée à la masse (ou au volume) des particules. Compte tenu de la granulométrie et de la structure des argiles, les minéraux argileux présentent des surfaces spécifiques très élevées (de 5 m²/g pour les kaolinites et les chlorites à 800 m²/g pour les smectites). Ceci implique un pouvoir d'adsorption (addition de molécules d'eau sur la surface des grains) très

important. Les propriétés des argiles (plasticité, gonflement, résistance, perméabilité, succion) sont fortement influencées par certaines caractéristiques de la microstructure des argiles et notamment la composition minéralogique (nature des minéraux), l'arrangement (disposition des particules les unes par rapport aux autres et nature des liaisons entre les particules) et la présence d'eau.

Le terme argile sera la plus souvent utilisé de manière abusive aussi bien pour parler des argiles pures (kaolinite, illite....) que des sols argileux présentant un mélange de minéraux argileux (défini par la proportion d'éléments fins ($< 2 \mu\text{m}$)), de limon, de sable...D'après la classification du GTR, un sol appartient à la classe des sols fins (classe A) si la proportion de passant au tamis $80 \mu\text{m}$ est supérieure à 35%. Les sols argileux sont de plus caractérisés par un indice de plasticité $I_p > 12$ (voir § 0). Les caractéristiques d'un sol argileux dépendront ainsi de la proportion d'argile mais également du type de minéraux argileux. Dans le cas d'un sol argileux, il est donc important de préciser si les études sont réalisées sur le mélange dans sa globalité ou uniquement sur la fraction argileuse.

Gonflement des argiles

Le gonflement peut être mécanique. La diminution des contraintes effectives appliquées sur le matériau saturé engendrant une dilatation. Il s'agit d'un phénomène viscoplastique. Il concerne tous les types d'argiles mais est souvent de faible ampleur.

Le gonflement peut également être chimique. Le gonflement chimique peut être inter particulaire (osmotique) ou intra particulaire (résultant d'une hydratation). Il concerne principalement les smectites (notamment montmorillonite) et peut engendrer une augmentation de volume très importante. L'étude minéralogique d'un sol est réalisée par diffractométrie aux rayons X. Elle renseigne sur la nature des minéraux, notamment sur la présence d'argile gonflante. Le gonflement d'une argile est dû à l'expansion des particules et des agrégats par un apport d'eau. Les argiles sèches placées au contact d'air humide ou d'eau ont la propriété de s'imbiber. Certaines d'entre elles s'hydratent sans montrer d'augmentation de volume. Ce sont essentiellement les kaolinites et les illites de grande taille. D'autres, au contraire, montrent une importante augmentation de volume occasionnée par un gonflement des espaces inter foliaires (par fixation des molécules d'eau dans l'espace inter foliaire) et une réorganisation complète de l'espace poral inter particulaire. C'est le cas en particulier des smectites mais également des vermiculites de petite taille et des inter stratifiés illite/smectite. Cependant, le gonflement engendré par l'hydratation d'une argile est fonction notamment des conditions de confinement. Ainsi, le gonflement résultant d'une humidification diminue lorsque la contrainte appliquée sur l'argile augmente.

Les smectites présentent une capacité de rétention d'eau cinq fois plus importante que les kaolinites, une capacité d'échange en cations très forte, et ainsi une aptitude à la compaction supérieure aux autres argiles (Djéran et al., 1998). Dans le cas des argiles non saturées, le phénomène de succion capillaire peut également engendrer un gonflement. Ce dernier est négligeable dans le cas d'argiles fortement compactées (Coll, 2005).

De manière à caractériser relativement facilement la susceptibilité d'un sol à changer de volume, les caractéristiques suivantes, facilement mesurables, sont utilisées: l'indice de plasticité I_p , le pourcentage de passant au tamis de $80 \mu\text{m}$, la valeur au bleu VBS (voir § 0) et la limite de retrait w_R (voir [eq.10.]). A titre d'exemple, on peut citer les travaux de Gromko (1974) qui relie le potentiel de gonflement à l'indice de plasticité I_p (voir § 0). Des éprouvettes de sols de hauteur initiale H_0 présentant une teneur en argile de 8% à 65% ont été compactées à la teneur en eau optimale w_{opt} et au poids volumique maximal $\gamma_{d\ opt}$ (voir § 0) puis placées dans une cellule oedométrique en présence d'eau sous une surcharge de 7 kPa. Le taux de gonflement ($\Delta H/H$) d'une éprouvette de sol est estimé en fonction de l'indice de plasticité I_p du sol. Gromko (1974) propose une classification du potentiel de gonflement

de sols en fonction de la limite de retrait w_R , de l'indice de plasticité I_p et de la fraction inférieure à $1\mu\text{m}$ (voir Tableau 12).

$\%<1\mu\text{m}$	I_p (%)	w_R (%)	Taux de Gonflement (%)	Potentiel de Gonflement
<15	<18	>15	<10	Faible
13-23	15-28	10-16	10-20	Moyen
20-31	25-41	7-12	20-30	Fort
>28	>35	<11	>30	Très fort

Tableau 12. Classification du potentiel de gonflement des sols (Gromko, 1974)
(contrainte de compression : 7 kPa)

Retrait des argiles

Les sols argileux présentent un retrait volumique lors de l'évaporation de l'eau interstitielle. Le retrait volumique augmente linéairement lorsque la teneur en eau diminue et ceci jusqu'à une teneur en eau appelée limite de retrait w_R . La limite de retrait est définie comme la teneur en eau pondérale conventionnelle de dessiccation d'un sol remanié au dessous de laquelle le volume de l'échantillon est supposé ne plus varier. Elle est définie à partir des caractéristiques humides et sèches de l'échantillon.

[eq.10.]
$$w_R = m_h - \rho_w (V_h - V_d) / m_s - 1$$

- ρ_w masse volumique de l'eau
- m_h masse humide initiale de l'échantillon
- V_h volume initial de l'échantillon
- m_s masse de sol sec
- V_d volume de l'échantillon après dessiccation complète par étuvage

L'indice de retrait est défini par $I_R = w_L - w_R$, avec w_L , la limite de liquidité (voir § 0).

La limite de retrait effectif w_{Re} est la teneur en eau pondérale du sol au dessous de laquelle le matériau ne présente plus de variation géométrique notable au cours de sa dessiccation. La limite de retrait effectif est déterminée graphiquement, en traçant l'évolution de la déformation axiale $\Delta H / H_0$ en fonction de la teneur en eau w (voir Figure 37).

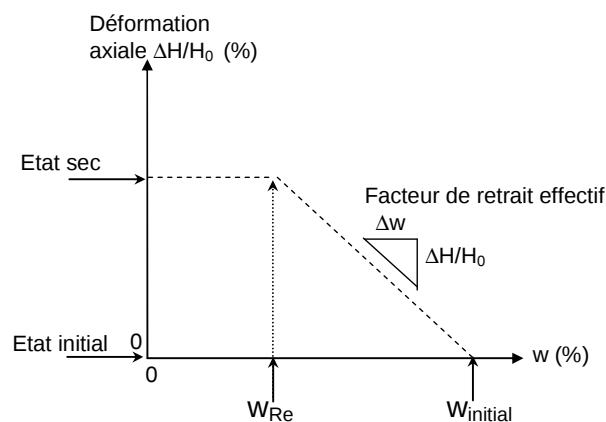


Figure 37. Définition de la limite de retrait effectif

Caractérisation macroscopique

II.2.1.1.1 Paramètres intrinsèques

Analyse granulométrique et sédimentométrie

Cette analyse consiste à déterminer la répartition massique des grains selon leurs dimensions. Pour les éléments supérieurs à 80 μm , l'analyse granulométrique est réalisée par tamisage. Pour les éléments inférieurs à 80 μm , l'analyse est réalisée par sédimentation. La fraction <80 μm est la fraction fine. La teneur en argile d'un sol est définie par la proportion d'éléments inférieurs à 2 μm . La fraction entre 2 μm et 20 μm correspond aux limons. De 20 μm à 200 μm , il s'agit de sable fin. Ainsi, la fraction fine d'un sol comprend des argiles, des limons et des sables fins.

Argilosité d'un sol

L'argilosité d'un sol peut être définie par la valeur au bleu de Méthylène VBS ou par l'indice de plasticité I_p .

La valeur au bleu de méthylène permet de mesurer la capacité des éléments fins d'un sol à adsorber du bleu de méthylène et ainsi d'estimer la proportion d'argile dans le sol (NF P 94-068). Le bleu de méthylène étant adsorbé préférentiellement par les argiles, les matières organiques et les hydroxydes de fer, cette capacité augmente lorsque la surface spécifique du sol augmente. Une valeur de VBS inférieure à 0.1 caractérise un sol non argileux.

L'Indice de plasticité I_p d'un sol est déduit des limites d'Atterberg (NF P 94-051). Ces limites représentent les teneurs en eau qui délimitent les différents états de consistance du sol. La limite de liquidité w_L est la teneur en eau pour laquelle le sol passe d'un état plastique à un état liquide, et la limite de plasticité w_p celle pour laquelle le sol passe d'un état plastique à un état solide. L'indice de plasticité I_p correspond à la teneur en eau nécessaire pour faire passer un sol d'un état solide ($w < w_p$) à un état liquide ($w > w_L$)

[eq.11.] $I_p = w_L - w_p.$

Il définit l'intervalle de teneur en eau pour lequel le sol reste souple et déformable (domaine plastique) tout en conservant une certaine résistance au cisaillement. Al-Shayea (2001) montre que d'une façon générale, l'indice de plasticité, la limite de liquidité et de plasticité d'un sol argileux augmentent lorsque la teneur en argile ($\% < 2\mu\text{m}$) augmente. Pour une kaolinite pure, I_p varie environ de 10 à 25, pour une illite pure, de 20 à 35.

Casagrande (1947) classifie les sols fins à partir de l'indice de plasticité I_p et de la limite de liquidité w_L avec pour relation frontière la droite d'équation [eq.12.] :

[eq.12.] $I_p = 0.73 (w_L - 20)$

Il définit différentes classes de plasticité (voir Figure 38).

Popovic et Sarac (1980) montrent que les sols étudiés (argiles sableuses à très plastiques, I_p de 25% à 70%) sont situés sur une ligne quasi parallèle à la ligne A et d'équation :

[eq.13.] $0.72 (w_L - 13.12)$

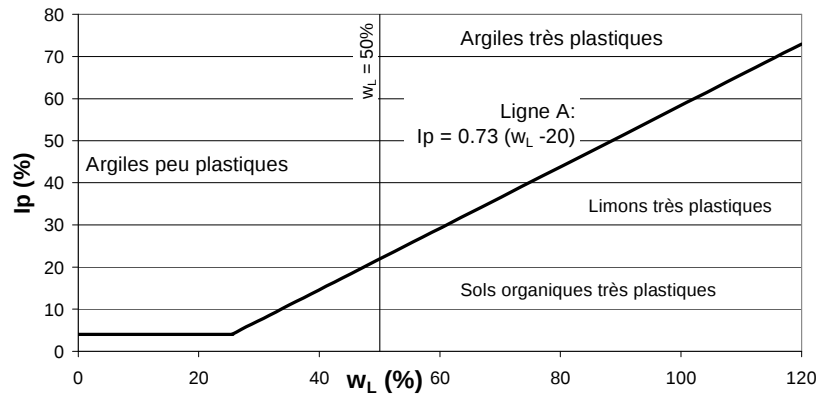


Figure 38. Diagramme de Casagrande

Le coefficient d'activité de Skempton est défini comme le rapport de l'indice de plasticité sur la proportion d'élément inférieur à $2\mu\text{m}$ (fraction argileuse) $A_c = I_p / <2\mu\text{m}$ (voir Tableau 13).

A_c	Activité
< 0.75	Inactif
$0.75 \text{ à } 1.25$	Normal
$1.25 \text{ à } 2$	Actif
> 2	Très actif

Tableau 13. Activité d'un sol argileux

Terzaghi (1936) utilise l'indice de liquidité L_L défini par $L_L = (w - w_p) / I_p$ afin de définir les argiles raides. Une argile à une teneur en eau w est considérée raide si $L_L < 0.5$. L'indice de consistance est défini par : $I_c = (w_L - w) / I_p$ (voir Tableau 14).

I_c	Consistance du sol
< 0	Liquide
$0 \text{ à } 0.25$	Pâteux, très mou
$0.25 \text{ à } 0.5$	Mou
$0.5 \text{ à } 0.75$	Ferme
$0.75 \text{ à } 1$	Très ferme
> 1	dur

Tableau 14. Indice de consistance

Poids volumique spécifique des particules solides des sols γ_s

[eq.14.] $\gamma_s = m_s / V_s * g$

m_s la masse de sol sec,

V_s le volume des particules solides,

g accélération de la pesanteur 9.81m/s^2 .

Dans ce qui suit, la valeur de γ_s pour l'argile de l'Aptien sera prise égale à 26.5 kN/m^3 .

II.2.1.1.2 Paramètres d'état

Les paramètres d'état d'un sol dépendent de la mise en œuvre du sol, de son environnement.... Les principaux paramètres d'état sont :

La teneur en eau

On distingue la teneur en eau massique w et la teneur en eau volumique θ .
La teneur en eau massique (w en %) est le rapport de la masse d'eau contenue dans le sol sur la masse de sol sec.

$$[\text{eq.15.}] \quad w = \frac{m_h - m_s}{m_s} * 100 = \frac{m_w}{m_s} * 100$$

La teneur en eau volumique (θ en %) est le rapport du volume d'eau contenue dans le sol sur le volume total de sol.

$$[\text{eq.16.}] \quad \theta = V_w / V * 100$$

Dans ce qui suit, on utilisera le terme teneur en eau pour la teneur en eau massique.
La saturation S_r d'un sol est définie par le rapport entre le volume d'eau V_w et le volume des vides V_v .

$$[\text{eq.17.}] \quad S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{w * \gamma_d * \gamma_s}{\gamma_w (\gamma_s - \gamma_d)}$$

Les poids volumiques secs et humides γ_d et γ_h

Il s'agit du rapport de la masse de sol sec m_s ou humide m_h à un volume V donné.

$$[\text{eq.18.}] \quad \text{Poids volumique humide : } \gamma_h = \frac{m_h}{V} * g$$

$$[\text{eq.19.}] \quad \text{Poids volumique sec : } \gamma_d = \frac{m_s}{V} * g = \frac{\gamma_h}{1 + w}$$

Les courbes de saturation ($S_r = \text{constante}$) sont définies par la relation suivante :

$$[\text{eq.20.}] \quad \gamma_d = (S_r \gamma_s) / (S_r + w \gamma_s / \gamma_w)$$

II.2.2 Caractérisation mécanique

Comme il est rappelé dans le compte rendu de l'ITC 5 (Van Impe, 1998), il est primordial de quantifier correctement les caractéristiques hydrauliques et le comportement en contrainte -déformation d'un sol. Ceci passe par la réalisation d'essais de laboratoire et / ou in situ (voir Tableau 15). Si cette analyse préliminaire n'est pas réalisée correctement, aucune autre analyse de mécanique des sols en découlant ne peut procurer alors des résultats utilisables et peut même mener à des conclusions faussées.

Essai	Norme
Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux par étuvage	NF P 94-050
Analyse granulométrique par tamisage à sec	NF P 94-056
Analyse granulométrique par sédimentation	NF P 94-057
Détermination de la teneur en carbonates	NF P 94-048
Détermination des limites des sols fins : limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité au rouleau	NF P 94-051
Essai au bleu de méthylène sur un sol par l'essai à la tâche	NF P 94-068
Essai de compactage Proctor- essai Proctor normal et modifié	NF P 94-093
Essai de compression uniaxiale sur des sols fins	NF P 94-077
Résistance à la traction, essai brésilien (ou de fendage)	NF P 94-422
Essai de pénétration statique sur échantillon : détermination de l'Indice Portant immédiat ou CBR immédiat	NF P 94-078
Essais de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers à l'oedomètre	XP P 94-090-1
Essai à l'appareil triaxial de révolution	NF P 94-070
Essai triaxial non consolidé non drainé	NF P 94-512-8
Résistance à la flexion sur éprouvettes	NF EN 12390-5
Détermination de la conductivité hydraulique de matériaux poreux saturés à l'aide d'un perméamètre à paroi rigide	ISO 17312
Infiltrmètre à simple ou double anneau fermé	NF X 30-420
Infiltrmètre à double anneau ouvert	NF X 30-418
Coefficient de perméabilité d'un terrain par essai à charge variable en forage fermé	NF X 30-425
Méthode au gammadensimètre à pointe, détermination de la masse volumique d'un matériau en place	NF P 94-061

Tableau 15. Normes des différents essais mentionnés dans cette étude

Les essais Proctor

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau qui, pour un sol donné et des conditions de compactage fixées, conduit au meilleur compactage possible ou encore à une capacité portante maximale. Cet essai est réalisé conformément à la norme N.F.P. 94-093.

L'essai consiste à compacter dans un moule, à l'aide d'une dame, l'échantillon de sol à étudier afin de mesurer sa teneur en eau et son poids volumique sec après compactage. Le compactage est dit dynamique. L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des éprouvettes compactées à différentes teneurs en eau. La courbe Proctor (w , γ_d) présente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale w_{opt} et l'ordonnée le poids volumique sec optimal $\gamma_{d\ opt}$ (voir Figure 39). Le côté sec de la courbe est défini pour des teneurs en eau $w < w_{opt}$, le côté humide pour des teneurs en eau $w > w_{opt}$. Les courbes obtenues sont plus ou moins convexes suivant que le matériau est sensible ou non à l'eau.

Proctor en 1933 propose une théorie de compactage basée d'une part sur la notion de force capillaire et d'autre part sur l'action de l'eau en tant qu'agent lubrifiant. Les forces capillaires rapprochent les particules augmentant ainsi le frottement et créant alors une force qui s'oppose au compactage. L'eau, en tant qu'agent lubrifiant, réduirait les frottements entre les particules. Cependant cette théorie s'est avérée fausse pour certains minéraux tels le quartz, les feldspaths et la calcite.

La forme de la courbe de compactage (courbe Proctor) s'explique selon les auteurs de différentes façons. Ainsi, Hogentofler (1936) présente une théorie basée sur la viscosité de l'eau. Pour de faibles valeurs de teneur en eau ($w < w_{opt}$), l'eau présente une forte viscosité

et s'oppose donc fortement au compactage. Les poids volumiques secs obtenus suite au compactage sont faibles. Lorsque la teneur en eau augmente, la viscosité diminue, la résistance au compactage également. Le poids volumique augmente jusqu'à un maximum qui correspond au minimum de la viscosité de l'eau ($w = w_{opt}$). Si la teneur en eau continue à augmenter ($w > w_{opt}$), l'eau ne sert plus qu'à écarter les grains de sol ce qui provoque une diminution du poids volumique sec.

Lambe (1958) prend en compte les interactions physico-chimiques du système sol - eau. Pour de faibles teneurs en eau, les forces d'attraction des particules sont prédominantes, ce qui engendre une structure floculée, un arrangement désordonné des particules, un faible poids volumique. L'augmentation de la teneur en eau permet le développement de la double couche. Celle-ci est constituée d'une première couche, composée de la particule et d'une couche d'eau adsorbée, non mobilisable, de charge résultante négative. La seconde couche est composée du reste de l'eau de moins en moins liée, mobilisable pour un écoulement, de charge résultante positive. Ceci engendre une augmentation des forces de répulsion, la structure est plus orientée, le poids volumique sec augmente. Si la teneur en eau continue à augmenter (au-delà de la teneur en eau à l'optimum), la double couche continue de se développer, les forces de répulsions à augmenter, la structure devient encore plus orientée mais l'eau présente en grande quantité tend à éloigner les particules de sol, le poids volumique diminue.

Olson (1963) propose une théorie de compactage basée sur les contraintes effectives résultant du compactage. Lors du compactage de type Proctor et pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum, l'action répétée de l'effort provoque des augmentations successives du poids volumique sec dues à des déformations de cisaillement accompagnées d'expulsion d'air. Si la teneur en eau continue à augmenter, la phase gazeuse devient discontinue, la perméabilité à l'air diminue, les variations de volumes sont empêchées. La teneur en eau à l'optimum est atteinte, il n'y a plus d'augmentation du poids volumique sec. Côté humide de l'optimum, Olson explique la diminution du poids volumique par l'augmentation de la résistance du sol au compactage qui peut être due à la présence de pressions interstitielles négatives ou à l'augmentation de la force portante du sol suite à la pénétration dans le sol en profondeur de l'outil de compactage.

L'optimum Proctor est la teneur en eau w_{opt} pour laquelle le sol atteint, pour une énergie de compactage dynamique E_d donnée, un poids volumique sec maximal noté $\gamma_{d\ opt}$. L'énergie de compactage dynamique E_d est définie par :

$E_d = (\text{Nombre de coups par couche}) \times (\text{Nombre de couches}) \times (\text{Masse de la dame}) \times (\text{Accélération de la pesanteur } g) \times (\text{Hauteur de chute de la dame}) / (\text{Volume utile du moule})$.

[eq.21.]
$$E_d = (n \times N \times m \times g \times H) / V$$

Deux types de moules dont les dimensions diffèrent peuvent être utilisés : moule Proctor ou CBR. Dans le cadre de cette étude des moules CBR sont utilisés. Ainsi, les éprouvettes présentent une section $A = 182,4 \text{ cm}^2$ et une hauteur $H = 0,152 \text{ m}$. Pour une énergie dite « Proctor normal », prise comme l'énergie de référence, $n = 56$, $N = 3$, $H = 0,305 \text{ m}$. Dans ces conditions, l'énergie Proctor normale est égale à $E_d = E_d^n = 450 \text{ kN.m} / \text{m}^3$. En faisant varier le nombre de coups par couche n , plusieurs courbes Proctor correspondant à différentes énergies de compactage E_d sont déterminées. L'énergie équivalente de compactage e_c ainsi obtenue est donnée par rapport à la référence Proctor normal E_d^n ($e_c = E_d / E_d^n \times 100$). Dans cette étude, les courbes Proctor de 4 énergies de compactage correspondant à $e_c = 80\%$, 90% , 100% et 140% sont déterminées. Ces énergies correspondent respectivement à $n = 6$, 7 , 8 et 11 séquences de 7 coups par couches (voir Tableau 16). Tous les autres paramètres (nombre de couches, masse de la dame, hauteur de chute et volume du moule) étant conservés.

n	E (kN.m / m ³)	e _c (%)
42	337.5	80%
49	393.75	90%
56	450	100%
77	618.75	140%

Tableau 16. Energies de compactage étudiées

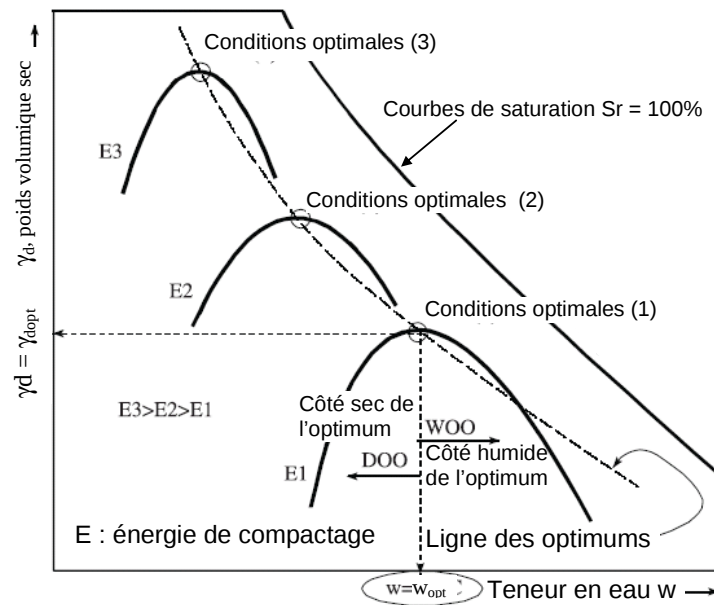


Figure 39. Courbes Proctor, ligne des optimums et courbe de saturation

Les courbes Proctor sont tangentes asymptotiquement aux courbes de saturation du sol $S_r = \text{constante}$ (voir [eq.20.]).

Cabot et Le Bihan (1993) expliquent en effet qu'il existe un état de teneur en eau pour une énergie de compactage donnée pour lequel la porosité est minimale. Une addition d'eau au-delà de cet état se traduit par une substitution des particules solides par de l'eau, engendrant une diminution du poids volumique. Ceci, dans le cas des argiles, se fait à degré de saturation relativement constant peu influencé par l'énergie de compactage. La branche humide des courbes Proctor est donc parallèle aux iso-courbes de saturation ce qui témoigne de la présence de bulles d'air occluses, difficiles à expulser du fait de la non connexion entre elles. Il y a donc un degré de saturation résiduel en air. Les bulles d'air occluses sont également responsables du matelassage lors du compactage in situ. Le matelassage d'un sol résulte de la compression élastique des bulles d'air qui reprennent leur volume initial après le passage de l'engin.

La ligne reliant les optimums pour les différentes énergies est appelée ligne optimale de compactage (LOC) ou ligne des optimums (voir Figure 39). Lorsqu'un état de compactage se trouve sous la LOC (côté sec de l'optimum), le matériau est susceptible de présenter des défauts macroscopiques, la texture est dite agrégée. Sur et au-delà de la LOC (côté humide de l'optimum), la texture est homogène et scellée, la phase gazeuse discontinue. Fredlund et Morgenstern (1977) montrent que sur et au-delà de la LOC, le sol présente un degré de saturation supérieur à 90%.

Popovic et Sarac (1980) et plus récemment Fleureau et al. (2002) ainsi que Gress et Autret (2002) proposent des corrélations reliant les caractéristiques à l'optimum à la limite de liquidité w_L (voir Tableau 17). D'après Sivrikaya (2008) les corrélations pour définir les caractéristiques à l'optimum sont plus justes lorsqu'elles sont fonctions de la limite de

plasticité que de la limite de liquidité. D'après Gurtug et Sridharan (2004), il existe une relation linéaire entre la teneur en eau à l'optimum et la limite de plasticité. Les auteurs s'accordent à dire que la teneur en eau à l'optimum augmente avec la limite de plasticité et la limite de liquidité (Sivrikaya, 2008, Gurtug et Sridharan, 2004).

	Plage de validité		Energie
Popovic et Sarac (1980)	w_L 25% à 70%	$w_{opt} = 8.14 + 0.257 w_L$	OPN
Gress et Autret (2002)	w_L 20% à 60%	$w_{opt} = 7.92 + 0.268 w_L$ $\gamma_{d\ opt} = (2.09 - 0.00927 w_L) * g$	OPN
Fleureau et al. (2002)	w_L 17% à 170%	$w_{opt} = 1.99 + 0.46 w_L - 0.0012 (w_L)^2$ $\gamma_{d\ opt} = 21 - 0.113 w_L + 0.00024 (w_L)^2$	OPN
		$w_{opt} = 4.55 + 0.32 w_L - 0.0013 (w_L)^2$ $\gamma_{d\ opt} = 20.56 - 0.086 w_L + 0.00037 (w_L)^2$	OPM
Sivrikaya (2008)	w_L 28% à 74% I_p 12% à 46%	$w_{opt} = 0.94 w_p$ $w_{opt} = 0.52 w_L$ [1] ou $0.38 (20.76 + w_L)$ [2] $\gamma_{d\ opt} = 0.22 (96.32 - w_p)$ $\gamma_{d\ opt} = 0.09 (225.78 - w_L)$ $\gamma_{d\ opt} = 21.97 - 0.27 w_{opt}$ ou $51.05 w_{opt}^{-0.39}$ ou $23.45 e^{-0.018 w_{opt}}$	OPN
Gurtug et Sridhana (2004)		$w_{opt} = 0.92 w_p$	

OPM : énergie Proctor modifiée, $E_d = 2435 \text{ kN.m/m}^3$, $e_c = 460\%$

Tableau 17. Corrélations entre les limites d'Atterberg et les caractéristiques à l'optimum

Les corrélations [eq.22.] et [eq.23.] proposées par Blotz et al.(1998) définissent les caractéristiques à l'optimum à partir de la limite de liquidité tout en prenant en compte l'influence de l'énergie de compactage.

[eq.22.] $\gamma_{d\ opt, E} = \gamma_{d\ opt, k} + (2.27 \log w_L - 0.94) \log (E/E_k)$

[eq.23.] $w_{opt, E} = w_{opt, k} + (12.39 - 12.21 \log w_L) \log (E/E_k)$

E et E_k : énergie de compactage

$\gamma_{d\ opt, k}$ et $w_{opt, k}$: respectivement poids volumique et teneur en eau optimales pour une énergie de compactage E_k .

$\gamma_{d\ opt, E}$ et $w_{opt, E}$: respectivement poids volumique et teneur en eau optimales pour une énergie de compactage E .

L'indice portant immédiat

L'Indice Portant Immédiat (IPI) est la grandeur utilisée pour évaluer l'aptitude d'un sol à supporter la circulation des engins notamment en phase de chantier. Il permet de caractériser l'état hydrique dans lequel se trouve le sol pour un compactage donné. Il caractérise la portance d'un sol.

L'essai, réalisé selon la norme NF P 94-078, consiste à mesurer la force à appliquer sur un poinçon cylindrique en acier ($D = 49.6 \text{ mm}$) pour le faire pénétrer à vitesse constante ($1,27 \text{ mm/min}$) jusqu'à une profondeur de 13 mm dans une éprouvette de matériau réalisée suite à un compactage dynamique type Proctor et retenue dans son moule. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué les enfoncements de 2.5 mm et 5 mm sont

alors rapportées aux valeurs de 13.35 kN et 20 kN qui sont les forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements. Par définition, l'IPI est la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$[\text{eq.24.}] \quad \frac{\text{Effort de pénétration à 5mm d'enfoncement (kN)} * 100}{20} \quad \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5mm d'enfoncement (kN)} * 100}{13.35}$$

Il ne s'agit pas d'une caractéristique intrinsèque du sol car cette valeur dépend notamment de la teneur en eau, du poids volumique sec et du degré de saturation de l'échantillon qui sont des caractéristiques d'état, fonctions des conditions de mise en œuvre et d'environnement. Dans le cadre de cette étude, les mesures ont été effectuées sur des éprouvettes réalisées à différentes teneurs en eau et à différentes énergies de compactage (voir § III.2.2.1.3). L'évolution de l'IPI en fonction de la teneur en eau traduit l'évolution de la résistance au poinçonnement du sol.

La limite de traficabilité est fixée pour un IPI de 5 selon le GTR (guide des terrassements routiers) Pour des valeurs d'IPI inférieures, la circulation d'engins est impossible. Il est donc nécessaire de connaître l'évolution de l'IPI avec la teneur en eau afin de définir la gamme de teneur en eau pour laquelle la circulation des engins est possible.

Les essais de compression simple

L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique à une sollicitation en compression par l'intermédiaire d'un plateau de chargement se déplaçant à vitesse constante ($v = 0.01 \text{ mm/s}$) jusqu'à la rupture de l'éprouvette (NF P 94-077). La force appliquée (F) en fonction de l'écrasement de l'éprouvette (ΔH) est enregistrée.

$\sigma_{c \text{ max}}$ est la contrainte maximale verticale qu'une éprouvette non confinée peut supporter. $\sigma_{c \text{ max}}$ est appelée résistance en compression et est donnée par la formule [eq.25.].

$$[\text{eq.25.}] \quad \sigma_{c \text{ max}} = \frac{F_{\text{max}}}{\pi R_{\text{max}}^2}$$

$\sigma_{c \text{ max}}$ résistance en compression [Pa]

F_{max} charge verticale maximale appliquée sur l'éprouvette [N]

R_{max} rayon de l'éprouvette lors de l'application de la charge F_{max} , pour un déplacement de la presse de ΔH_{max} [m]

Afin de tenir compte de la déformation dite en tonneau de l'éprouvette, une correction est réalisée sur la valeur de la section de l'éprouvette. La section initiale de l'éprouvette est définie par :

$$[\text{eq.26.}] \quad A_0 = \pi \times R_0^2, \quad R_0 : \text{rayon initial de l'éprouvette.}$$

En prenant en compte la déformation en tonneau, la section de l'éprouvette A pour un déplacement vertical du plateau de compression ΔH est définie par:

$$[\text{eq.27.}] \quad A = \pi \times R^2 = A_0 \times (1 + \Delta H / 2H_0) / (1 - \Delta H / H_0).$$

A l'application de la charge maximale, sous une hypothèse de déformation en tonneau, la section de l'éprouvette A_{max} est définie par :

$$[\text{eq.28.}] \quad A_{\text{max}} = \pi \times R_{\text{max}}^2 = A_0 \times (1 + \Delta H_{\text{max}} / 2H_0) / (1 - \Delta H_{\text{max}} / H_0).$$

Durant l'essai, l'initialisation du plan de glissement est repérée (voir Figure 40). La contrainte appliquée sur l'éprouvette lors de la rupture est notée σ_i et la déformation correspondante est donnée par :

[eq.29.] $\varepsilon_i = \Delta H_i / H_0$

ΔH_i : raccourcissement vertical de l'éprouvette [m] à l'apparition des plans de glissement,
 H_0 : hauteur initiale de l'éprouvette [m].

A titre d'exemple, les courbes contrainte déformation obtenues pour deux essais de compression simple réalisés sur l'argile étudiée (Argile de l'Aptien) sont présentées Figure 40.

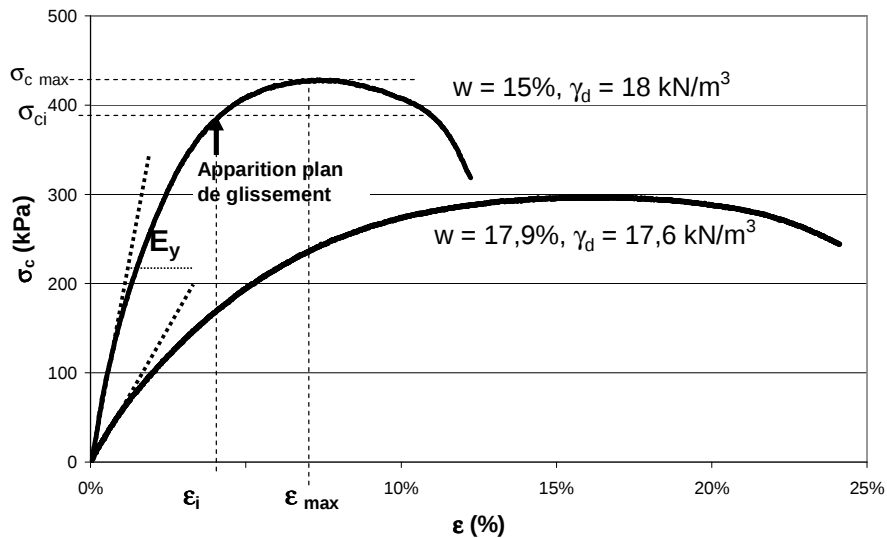


Figure 40. Courbes contrainte déformation obtenues lors des essais de compression simple, définition du module d'Young

Dans le cas des essais sur l'argile, l'essai est considéré non drainé compte tenu de la faible perméabilité des échantillons et de la faible durée des essais. La cinématique est imposée à vitesse de déplacement faible et constante (en considérant des éprouvettes de 200 mm de hauteur, vitesse de déformation $\approx 5 \cdot 10^{-5}$ /s).

Une approximation de la cohésion apparente non drainée c_u ou résistance au cisaillement non drainé est donnée à partir de la résistance à la compression uniaxiale du sol $\sigma_{c \max}$ par :

[eq.30.] $c_u = \sigma_{c \max} / 2$

Les essais de compression simple permettent de définir un module apparent tangent initial qui sera apparenté au module d'Young E_y . En ce qui nous concerne, nous avons considéré par la suite pour le calcul du module d'Young tangent E_y la valeur de la tangente des courbes contrainte /déformation à l'origine (voir Figure 40).

Les essais triaxiaux

L'essai de compression triaxiale consiste à soumettre une éprouvette à un champ de contrainte homogène qui a pour composantes une pression hydraulique σ_3 appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant la cellule (pression de confinement) et une contrainte axiale σ_1 ou déviateur $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ appliquée par l'intermédiaire d'un piston. La contrainte moyenne totale est définie par : $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$. La contrainte axiale σ_1 est augmentée jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

Différents types d'essais triaxiaux peuvent être réalisés :

- Essai de compression simple, $\sigma_3 = 0$ (voir § 0)
- Essai UU : essai non consolidé non drainé (NF P 94-512-8)

- Essai CU + u: essai consolidé non drainé sur sol saturé avec mesure de la pression interstitielle
- Essai CU : essai consolidé non drainé (sur sol saturé ou non)
- Essai CD : essai consolidé drainé (sur sol saturé ou sable sec)

La résistance au cisaillement est déterminée à la rupture de l'éprouvette. La courbe intrinsèque est l'enveloppe des différents cercles de Mohr correspondant aux états de contraintes à la rupture de plusieurs éprouvettes cisailées après application de différentes contraintes de confinement. Il s'agit du critère de rupture de Mohr Coulomb (voir Figure 42).

Compte tenu de la très faible perméabilité de l'argile étudiée, il a été décidé de réaliser des essais non consolidés non drainés. En théorie, pour l'essai UU, $\phi_u = 0^\circ$. Cependant, ici, les éprouvettes d'argile ont été au préalable compactées et sont donc pré-consolidées par compactage à une contrainte σ_p . La méthodologie de compactage, que ce soit pour les éprouvettes compactées in situ ou en laboratoire, ne nous permet pas de connaître la valeur de la contrainte de pré-consolidation. Ainsi, l'échantillon sera donc surconsolidé si $\sigma_3 < \sigma_p$.

Il existe trois domaines :

- Celui du comportement d'une argile surconsolidée non saturée pour σ_3 petit
- Un deuxième, pour σ_3 voisin de σ_p , en non saturé où le comportement est celui d'un sol normalement consolidé
- Et enfin, pour σ_3 grand devant σ_p , un comportement non consolidé non drainé UU.

D'après l'essai oedométrique réalisé sur l'argile de l'Aptien et présenté au § 0.C, la contrainte de préconsolidation σ_p est inférieure à 100 kPa. On définit mécaniquement 2 zones avec zone 1 : ϕ_u^1, c_u^1 et zone 2, ϕ_u^2, c_u^2 (voir Figure 42).

A titre d'exemple, les courbes déviateur / déformation obtenues pour des essais triaxiaux réalisés sur l'argile de l'Aptien à $\sigma_3 = 100$ kPa, 150 kPa et 200 kPa sont présentées (voir Figure 41) et les cercles de Mohr en résultant sont présentés Figure 42.

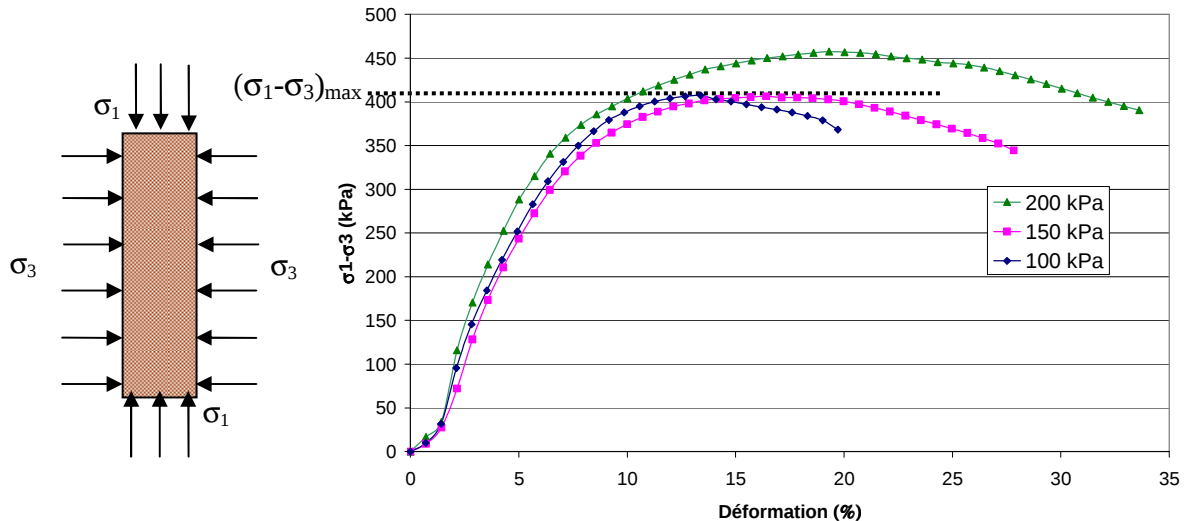


Figure 41. Essais triaxiaux : Principe de sollicitation et courbes contrainte / déformation

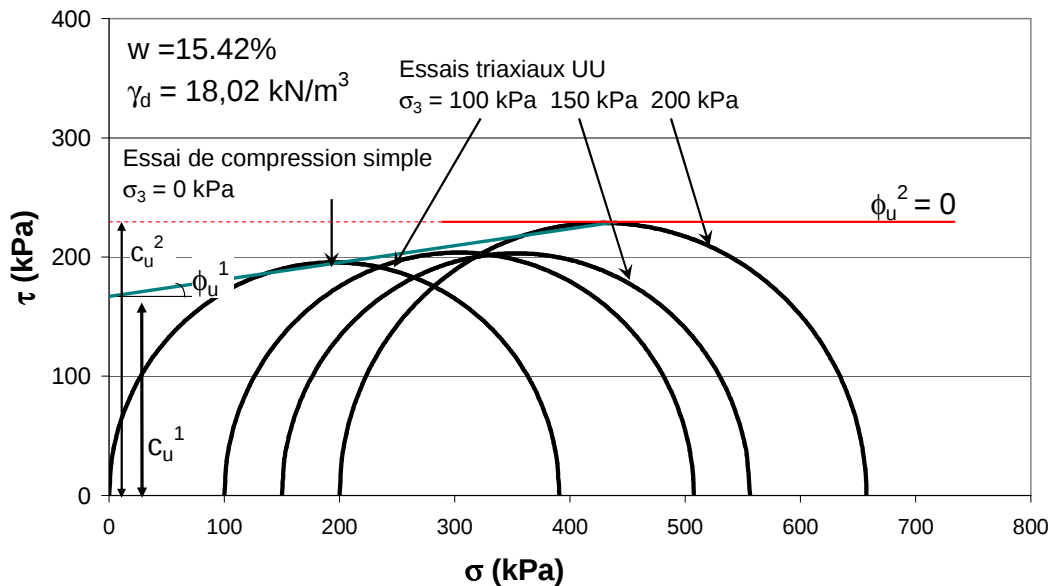


Figure 42. Résultats d'essais de compression simple et d'essais triaxiaux UU dans le plan de Mohr

Dans le cadre de la présente étude, les essais triaxiaux réalisés sont des essais UU sur des éprouvettes d'argile quasi saturées préconsolidées par le compactage. Ainsi, ces essais permettent de déterminer par ajustement linéaire, un angle de frottement apparent ϕ_u et de déduire une cohésion apparente c_u .

Les essais de traction

Le comportement des sols fins en traction est très mal connu. Pourtant, la dessiccation, le gel, l'instabilité de pente, la flexion sont des sollicitations induisant de la traction au sein des sols. Lorsque les contraintes ou les déformations en traction sont supérieures respectivement à la résistance du sol en traction ou à la déformation maximale admissible, des fissures vont apparaître au sein de l'argile. La résistance en traction des sols fins étant faible, l'apparition des fissures par traction est favorisée.

En laboratoire, différentes méthodes sont utilisées afin de caractériser le comportement d'un sol en traction.

II.2.2.1.1 Traction directe

La résistance en traction directe d'un sol est définie comme la contrainte maximale appliquée sur une éprouvette soumise à un essai de traction directe. La résistance en traction est définie par :

$$[\text{eq.31.}] \quad \sigma_{t \max} = F_{t \max} / A$$

A section de l'éprouvette perpendiculaire à la direction d'application de la force F_t .

L'essai de traction direct permet de déterminer le comportement en contrainte – déformation d'un sol soumis à de la traction sans hypothèses sur le comportement du sol. Cependant, cet essai, bien adapté dans le cas de béton ou de sol traité est très difficilement réalisable sur des matériaux argileux naturels.

Madjoudj (2001) a réalisé quelques essais de traction directe sur des éprouvettes parallélépipédiques d'argile ($< 80 \mu\text{m} = 71\%$, $< 2 \mu\text{m} = 25\%$, $w_L = 75\%$, $w_p = 35.4\%$, argile très plastique, $w_{\text{opt}} = 22.6\%$) (voir Figure 43 et Figure 44).

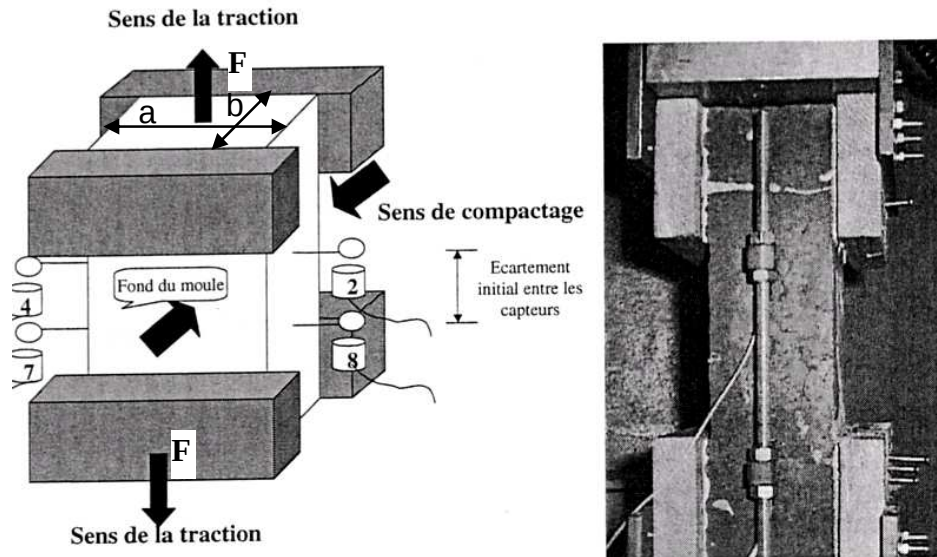


Figure 43. Essais de traction directe (Madjoudj, 2001)

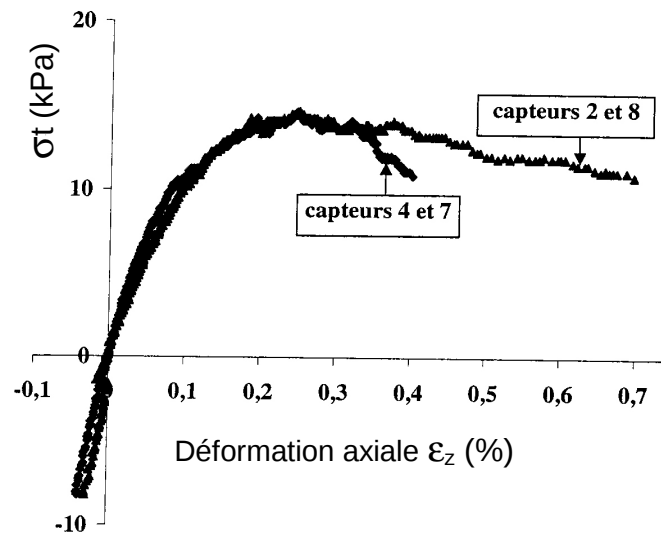


Figure 44. Essais de traction directe (Madjoudj, 2001) (repères sur Figure 43)

Essai à $w = 27.6\% = w_{opt} + 5\%$, $\gamma_d = 14.2 \text{ kN/m}^3$
La déformation (Figure 44) est mesurée non pas entre mors mais en partie centrale.

II.2.2.1.2 Traction indirecte

Poinçonnement

L'essai de traction indirecte par poinçonnement consiste à enfoncer un poinçon de diamètre a à vitesse constante dans des éprouvettes de diamètre D compactés dynamiquement à différentes énergies de compactage et différentes teneurs en eau. Le principe de l'essai est globalement le même que celui de l'IPI, cependant ici, l'éprouvette est démoulée avant l'essai. Il peut donc y avoir des déformations latérales. L'essai est poursuivi jusqu'à la fissuration du sol. Il s'agit d'un essai de poinçonnement non confiné (voir Figure 45). A titre d'exemple, la courbe force F – enfoncement du piston obtenue pour un essai réalisé à l'optimum et $e_c = 90\%$ sur l'argile de l'Aptien est présentée Figure 46.

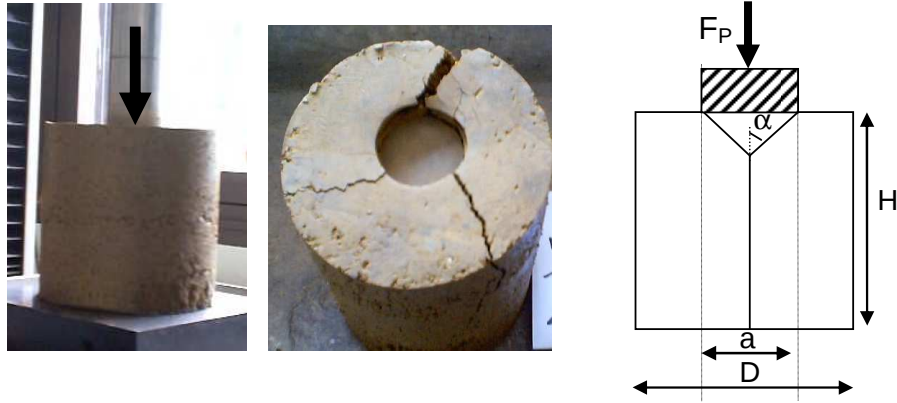


Figure 45. Essais de poinçonnement non confiné

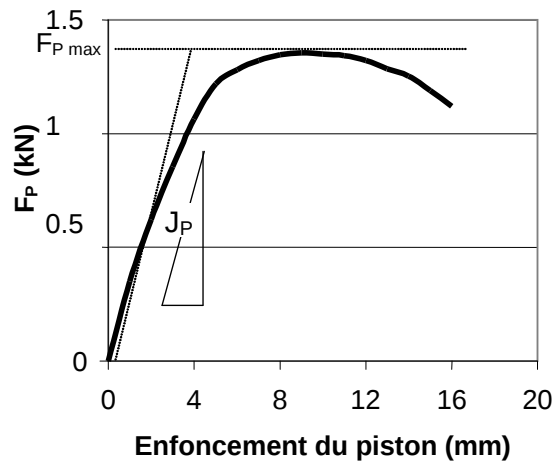


Figure 46. Essais de poinçonnement non confiné

L'analyse de l'essai de poinçonnement non confiné est basée sur la théorie de la plasticité. Deux principales hypothèses sont posées pour cette théorie. Tout d'abord, les déformations locales en compression et en traction doivent être suffisantes pour permettre l'application des théorèmes sur l'analyse limite d'un sol parfaitement plastique. Le comportement du sol est régi par la loi de Mohr Coulomb (notamment définition du critère de rupture). L'équilibre des différentes forces est considéré. Pour cela, le cône de rupture (voir Figure 45) est considéré rigide et son déplacement engendre un refoulement latéral. Le champ de vitesse est défini. Les vecteurs de vitesse relative sont situés sur la surface du cône et inclinés d'un angle ϕ (angle de frottement du sol). Dans ce qui suit, les contraintes de traction seront considérées positives. L'égalité entre le travail extérieur exercé par l'application de la force F_P par le poinçon et celui résultant des sollicitations internes permet de définir la résistance en traction indirecte par poinçonnement $\sigma_{tP \max}$ (valeur maximale de la contrainte de traction) à partir de la force maximale appliquée $F_{P \max}$ selon la formulation suivante (Fang et Fernandez, 1981):

$$[\text{eq.32.}] \quad \sigma_{tP \max} = \frac{F_{P \max}}{\pi \times (K \times D / 2 \times H - a^2 / 4)}$$

$\sigma_{tP \max}$ résistance en traction par poinçonnement [Pa]
 $F_{P \max}$ charge maximale appliquée [N]
 H hauteur de l'éprouvette [m]
 D diamètre de l'éprouvette [m]

a diamètre du poinçon ($4.96 \cdot 10^{-2}$ m)
 K coefficient fonction de l'angle de frottement ϕ du sol, du ratio résistance en compression / résistance en traction et du ratio taille du poinçon / taille de l'éprouvette. Ainsi

[eq.33.] $K = \tan (2\alpha + \phi)$

α angle du cône de rupture (voir Figure 45), fonction des conditions géométriques et du rapport résistance en compression / résistance en traction.

Fang et Fernandez (1981) proposent pour des sols stabilisés et naturels des valeurs de K selon les dimensions de l'éprouvette. En ce qui nous concerne, les essais sont réalisés dans des moules CBR sur des sols non traités, une valeur de $K = 0.8$ sera prise pour les calculs de la résistance en traction, comme il est recommandé par Fang et Fernandez (1981).

La pente de la tangente à l'origine des courbes force - déplacement permet de définir une raideur J_F (kN/m) (voir Figure 46). L'initialisation de la fissure à la surface de l'échantillon est repérée pour chaque essai, la force appliquée à la fissuration F_i ainsi que l'enfoncement du piston à la fissuration sont déterminés.

Fendage

L'essai de fendage (ou essai brésilien), réalisé selon la norme NF P-94-422, consiste à soumettre une éprouvette cylindrique à une force de compression diamétrale F par l'intermédiaire d'une presse. A titre d'exemple, la courbe force – enfoncement du piston obtenue pour un essai réalisé à l'optimum et $e_c = 90\%$ sur l'argile de l'Aptien est présentée (voir Figure 47). La charge est appliquée à vitesse constante sur deux génératrices de l'éprouvette diamétralement opposées.

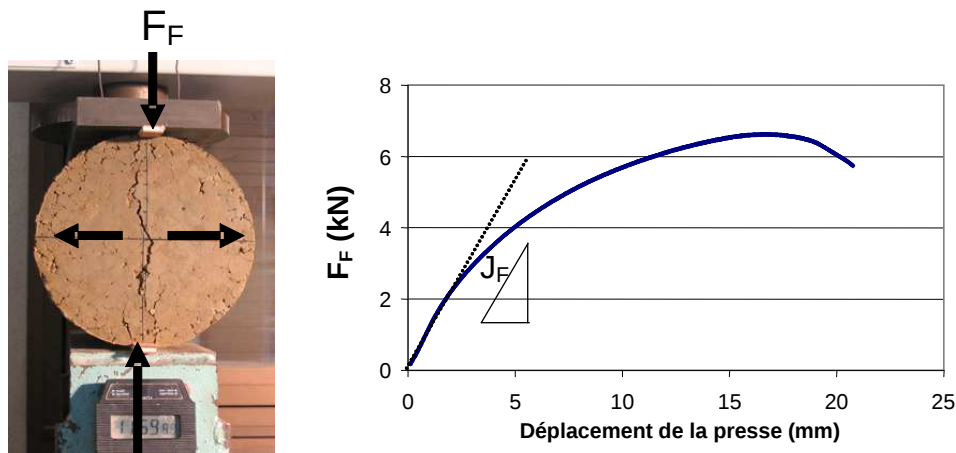


Figure 47. Courbe force / déplacement pour un essai de fendage réalisé sur l'argile de l'Aptien ($w = w_{opt} - 3\%$, $e_c = 140\%$)

Le long du diamètre vertical reliant les deux génératrices se développent des contraintes de traction dans la direction perpendiculaire à celle de l'application de la force. Il s'agit également d'un essai de traction indirecte. Dans ce qui suit, les contraintes de traction seront considérées positives. La formule conventionnelle définissant la résistance en traction par fendage (valeur maximale de la contrainte de traction) est rappelée ci-dessous :

[eq.34.]
$$\sigma_{t F \max} = \frac{2F_{F \max}}{\pi \times D \times H}$$

$\sigma_{t F \max}$ résistance en traction par fendage [Pa]
 $F_{F \max}$ charge maximale appliquée [N]

H hauteur de l'éprouvette [m]
D diamètre de l'éprouvette [m]

Cet essai est essentiellement utilisé pour les roches. En effet, la définition de la contrainte de traction suppose que le matériau présente un comportement élastique linéaire jusqu'à la rupture (comportement élasto-fragile), ce qui est rarement le cas dans le cas d'un sol. Les contraintes sont celles définies dans la zone centrale où les champs de contraintes sont les plus homogènes. Au niveau des contacts, les contraintes tendent vers l'infini. Dans le cas des essais réalisés dans le cadre de cette étude, l'argile présente une raideur variable en fonction des conditions de compactage et de teneur en eau. L'application de la charge se fait donc, dans le cas d'une argile compactée à forte teneur en eau (argile molle), sur un cylindre écrasé aux points d'application de la charge.

Une raideur apparente J_F peut être définie, comme dans le cas des essais de poinçonnement non confiné, par la pente de la tangente à l'origine de la courbe charge – déplacement (voir Figure 47).

Flexion

L'essai de flexion consiste à soumettre une éprouvette prismatique à de la flexion pure (effort tranchant nul) jusqu'à la ruine de l'éprouvette. Cet essai est couramment réalisé sur des éprouvettes béton (norme NF EN 12390-5). Son application à des éprouvettes argileuses est peu fréquente. Dans le cas des barrières passives de couverture des centres de stockage de déchets, l'argile soumise au tassement différentiel des déchets sous-jacents est soumise à de la flexion. Ainsi, dans le cadre de cette étude, une attention particulière a été portée à la mise au point et à la réalisation d'essais de flexion en laboratoire. En effet, il s'agit des essais de laboratoire se rapprochant le plus des sollicitations réelles de l'argile en couverture. Cet essai est de plus le seul qui permette d'observer à la fois la fibre comprimée et la fibre tendue d'une éprouvette. Des essais de flexion 3 points (un seul point d'application de la charge, voir Figure 48) ou de flexion 4 points (voir Figure 49) peuvent être réalisés.

Pour les essais de flexion 3 points, l'éprouvette prismatique repose sur deux rouleaux espacés de l_2 . La force F est appliquée au niveau de l'axe central de l'éprouvette (voir Figure 48).

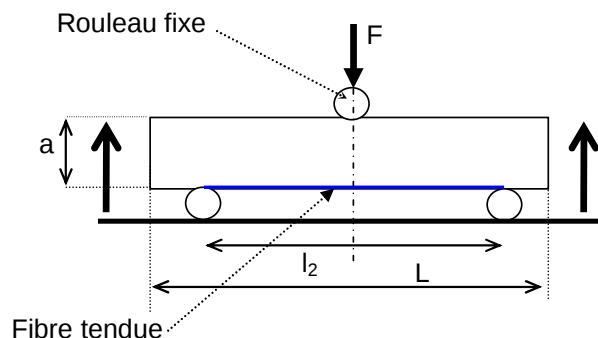


Figure 48. Essais de flexion 3 points

Les essais de flexion réalisés dans le cadre de cette étude sont des essais de flexion 4 points. Les essais de flexion 4 points sont réalisés sur des éprouvettes prismatiques : a étant la longueur du côté de la section carrée ($a * a$). L'éprouvette est disposée sur deux rouleaux inférieurs distants de $l_2 = 3a$. Deux rouleaux supérieurs distants de $l_1 = a$ se déplacent verticalement à vitesse constante (0.2mm/min) appliquant ainsi une charge F_F sur l'éprouvette (charge $F_F/2$ au niveau de chacun des deux rouleaux) (voir Figure 49). Le protocole des essais est présenté précisément au chapitre 4 (voir § IV.3).

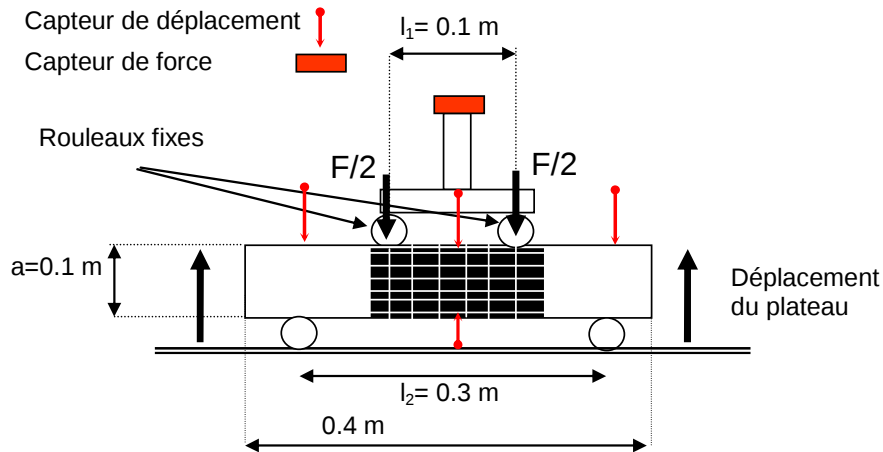


Figure 49. Essai de flexion 4 points

Cet essai a été choisi car il permet d'avoir un moment de flexion constant dans la partie centrale de la brique, entre les appuis supérieurs. Il n'y a pas d'effort tranchant, la rupture ne peut donc pas apparaître par cisaillement (voir Figure 50).

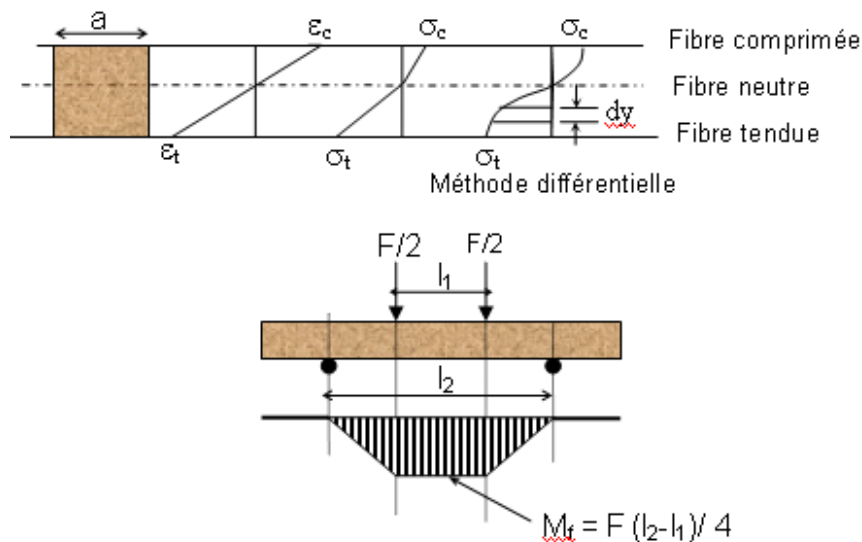


Figure 50. Diagramme des contraintes et des moments lors d'un essai de flexion 4 points

Différentes méthodologies sont proposées afin de déterminer les contraintes appliquées lors des essais de flexion. Dans tous les cas, il est considéré que lors de l'essai de flexion les sections planes restent planes. Ceci a été confirmé à l'aide de mesures par radiographie de la poutre durant l'essai (Prentis, 1951). Les essais doivent être suffisamment courts pour que le fluage puisse être négligé.

Pour déterminer les contraintes appliquées lors des essais de flexion trois méthodes analytiques sont proposées (Ajaz et Parry, 1975). Ces méthodes diffèrent par les hypothèses posées :

Méthode de la flexion élastique :

Hypothèse 1 : le module d'Young a la même valeur en traction et en compression. Les contraintes en traction et en compression des fibres extrêmes sont identiques et valent :

$$[\text{eq.35.}] \quad \sigma_{c \text{ Fl}} = \sigma_{t \text{ Fl}} = \frac{M_f \times v}{I_x}$$

v distance de la fibre la plus tendue de l'axe neutre, [m]
 M_f Moment fléchissant [N.m] constant entre les deux sections de chargement,

$$[\text{eq.36.}] \quad M_f = F_{Fl} \times (l_2 - l_1) / 4$$

F_{Fl} charge appliquée à l'éprouvette, [N]
 l_2 distance entre les deux appuis inférieurs, [m]
 l_x moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de l'éprouvette, [m⁴]

$$[\text{eq.37.}] \quad I_x = a \times h^3 / 12$$

a largeur de l'éprouvette, [m]
 h hauteur de l'éprouvette, [m], pour une section carrée, $a=h$

Hypothèse 2 : Si de plus on considère que l'axe neutre est médian $v = h/2$, alors la contrainte en traction sur la fibre la plus tendue est donnée par :

$$[\text{eq.38.}] \quad \sigma_{t \text{ Fl}} = \frac{6 M_f}{a \times h^2} = \frac{3}{2} \times F_{Fl} \times \frac{(l_2 - l_1)}{a \times h^2}$$

En prenant en compte les proportions géométriques considérées ici : $l_2 = 3a$, $l_1 = a$, $a = h$ (voir Figure 49) il vient : $\sigma_{t \text{ Fl}} = 3 F_{Fl} / a^2$.

La contrainte maximale de traction à la rupture $\sigma_{t \text{ Fl max}}$ appelée résistance en traction, sur la fibre la plus tendue est donnée par :

$$[\text{eq.39.}] \quad \sigma_{t \text{ Fl max}} = \frac{3}{2} \times F_{Fl \text{ max}} \times \frac{(l_2 - l_1)}{a \times h^2}$$

$F_{Fl \text{ max}}$ charge maximale appliquée à la rupture, [N]

Méthode directe :

Hypothèse 3 : Les modules en compression et en traction sont différents.

Les contraintes en traction et en compression sont définies par :

$$[\text{eq.40.}] \quad \sigma_{c \text{ Fl}} = \frac{3 M_f}{a \times h^2} \times \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_t|}{|\varepsilon_c|} \quad \sigma_{t \text{ Fl}} = \frac{3 M_f}{a \times h^2} \times \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_t|}{|\varepsilon_t|}$$

où ε_c et ε_t sont respectivement les déformations en compression et en traction mesurées respectivement au niveau de la fibre comprimée et de la fibre tendue dans la partie située entre les points d'application de la force, zone dans laquelle le moment est constant).

Méthode différentielle :

Hypothèse 4 La contrainte est une forme différentielle de la déformation (voir Figure 50).

$$\sigma_{c,t} = f(\varepsilon_{c,t})$$

Dans chaque section de la brique, les forces de compression et de traction sont fonctions du champ de déformation.

$$[\text{eq.41.}] \quad F_c = \int_0^v a \cdot \sigma_{c,t} \cdot dy = \frac{a \cdot v}{\varepsilon_c} \int_0^{\varepsilon_c} f(\varepsilon_{c,t}) d\varepsilon_{c,t}$$

$$[\text{eq.42.}] \quad F_t = \int_{v-h}^0 a \cdot \sigma_{c,t} \cdot dy = \frac{a(h-v)}{\varepsilon_t} \int_{\varepsilon_t}^0 f(\varepsilon_{c,t}) d\varepsilon_{c,t}$$

Le moment fléchissant est alors défini par :

$$[\text{eq.43.}] \quad M = \frac{ah^2}{(\varepsilon_t + \varepsilon_c)^2} \int_{\varepsilon_t}^{\varepsilon_c} f(\varepsilon_{c,t}) \varepsilon_{c,t} d\varepsilon_{c,t}$$

L'intégration par rapport à ε_c et ε_t permet de déterminer σ_c et σ_t après la résolution d'un système non linéaire avec deux équations différentielles qui sont fonctions du moment qui dépend lui-même des déformations en compression et en traction.

$$[\text{eq.44.}] \quad \sigma_{c \text{ Fl}} = \frac{1}{\varepsilon_c + \varepsilon_t} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial \varepsilon_c} \quad \sigma_{t \text{ Fl}} = \frac{1}{\varepsilon_c + \varepsilon_t} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial \varepsilon_t}$$

avec

$$[\text{eq.45.}] \quad \xi = \frac{M(\varepsilon_c + \varepsilon_t)^2}{bh^2}$$

Les contraintes de traction (respectivement de compression) au niveau de la fibre inférieure (respectivement supérieure) sont donc obtenues en dérivant ξ par rapport à ε_t (respectivement ε_c).

Ainsi, la détermination des contraintes lors d'un essai de flexion suppose des hypothèses et/ou une modélisation. Les méthodes basées sur la théorie de la flexion élastique et la méthode directe sont rapides, moins laborieuses et souvent utilisées pour l'analyse des contraintes pour des essais de flexion mais nécessitent des hypothèses sur la loi de comportement du matériau (notamment sur le module d'Young). Ainsi, la méthode différentielle, qui n'est basée sur aucune loi contrainte – déformation préférentielle, est considérée comme étant plus réaliste que les deux autres méthodes mais est beaucoup plus délicate à appliquer.

Dans les méthodes présentées ci-dessus, le poids propre de la brique est négligé. La prise en compte du poids propre de la brique représenté par une force uniformément répartie sur toute la longueur de la brique, $q = \gamma_h a^2$ en plus de la force appliquée F_{Fl} donne un moment fléchissant au centre de la brique

$$[\text{eq.46.}] \quad M_f = F_{Fl} (l_2 - l_1) / 4 + q L (L/2 - l_2) / 4.$$

Ainsi, le moment fléchissant est fonction des dimensions de l'éprouvette et des caractéristiques géométriques de l'essai (notamment espacement des points d'appuis) mais également de la force appliquée, elle-même dépendante des dimensions de l'éprouvette.

En prenant $l_2 = 3a$, $l_1 = a$, $L = 4a$, il vient :

$$[\text{eq.47.}] \quad M_f = F_{Fl} \cdot a / 2 + \gamma_h a^4$$

soit, en utilisant la méthode élastique

$$[\text{eq.48.}] \quad \sigma_{t \text{ Fl}} = 3F_{Fl}/a^2 - 6\gamma_h a$$

Remarque : Dans les essais réalisés par la suite sur l'argile de l'Aptien, une force maximale de 200N est appliquée en moyenne pour les différents essais. En considérant un poids volumique moyen de 20 kN/m³, il n'apparaît pas réellement justifié de négliger l'action du poids volumique ($6 * 20 * 0.1 = 12$ kPa) devant l'action de la force appliquée ($3 * 0.2 / 0.1^2 = 60$ kPa) dans le calcul de la contrainte de traction.

De plus, dans les essais de flexion présentés au chapitre 4, il sera considéré que la flèche résultant du poids propre est incluse dans la flèche f mesurée lors des essais.

Dans le cadre de notre étude, la méthode de la flexion élastique (hypothèse d'un même module d'Young en compression et en traction) est utilisée pour les calculs et les modélisations numériques des essais de flexion 4 points. Une attention particulière est placée dans l'analyse des déformations des briques d'argile. Ainsi, les essais de flexion vont

permettre de déterminer la force à l'apparition de la fissure et la force maximale appliquée sur la brique d'argile en fonction des caractéristiques (w , γ_d) de celle-ci. L'allongement de la fibre tendue à la fissuration va permettre de définir la déformation admissible en flexion en fonction des caractéristiques (w , γ_d) de l'argile.

Essais œdométriques

Plusieurs types d'essais œdométriques peuvent être réalisés. Les principaux sont les essais de tassement par paliers de chargement et les essais de fluage. Les essais œdométriques consistent à imposer la contrainte verticale σ_v sur un échantillon. Les déformations latérales sont nulles.

La première étape consiste à placer l'échantillon dans la cellule œdométrique après l'avoir mesuré et pesé. L'échantillon est ensuite saturé. Cette étape peut être relativement longue pour les sols fins de faible perméabilité. Lorsqu'il s'agit d'une argile, un gonflement est possible lors de la saturation (voir § 0). Ce gonflement est empêché par l'application d'une contrainte sur l'échantillon : la contrainte appliquée sur l'échantillon pour empêcher le gonflement de l'argile est la pression de gonflement. Lorsque l'argile est saturée et que les déformations sont nulles (gonflement empêché), une contrainte σ_v est appliquée.

L'évolution du tassement ΔH en fonction du temps t sous une contrainte σ_v donnée est enregistrée. La courbe de consolidation représente l'évolution du tassement en fonction du logarithme du temps pour une contrainte donnée $\Delta H = f(\log t)$. Les phases de tassement instantané, de consolidation primaire et de compression secondaire sont définies (voir Figure 51).

Pour l'essai œdométrique de chargement par paliers, une charge est appliquée, la déformation $\Delta H/H_0$ est mesurée jusqu'à ce qu'elle soit stabilisée. Classiquement, la charge est laissée 24h. Puis la charge est augmentée et les mesures de déformations sont poursuivies pour cette nouvelle charge et ainsi de suite. A la fin de l'essai, l'échantillon est déchargé, pesé est mis à l'étuve afin de déterminer l'indice des vides. L'interprétation de l'essai consiste à tracer la courbe donnant la variation de l'indice des vides lors de chaque palier en fonction de la contrainte imposée. Il s'agit de la courbe œdométrique $e = f(\log \sigma_v)$ (voir Figure 52). L'indice des vides à l'instant t est calculé au moyen de la formule :

$$[\text{eq.49.}] \quad e = \frac{H_t - H_s}{H_s}$$

H_t la hauteur de l'échantillon à l'instant t

H_s la hauteur de solide équivalente $H_s = \frac{m_s \times g}{\gamma_s \times A}$

m_s masse du sol sec

A section droite de l'échantillon

γ_s poids volumique des grains, $\gamma_s = 26.5 \text{ kN/m}^3$

g accélération de la pesanteur

Le module œdométrique E_{oed} est défini par

$$[\text{eq.50.}] \quad E_{\text{oed}} = (1+e_0) \Delta \sigma_v / \Delta e.$$

e_0 indice des vides initial et

$$[\text{eq.51.}] \quad \Delta H/H_0 = \Delta e / (1+e_0)$$

Le module œdométrique peut être tangent ou sécant. Les contraintes pour lesquelles il est calculé doivent être précisées. La courbe œdométrique permet de déterminer (voir Figure 52):

- La pression de pré consolidation σ_p
- L'indice de compressibilité C_c

- L'indice de gonflement C_s

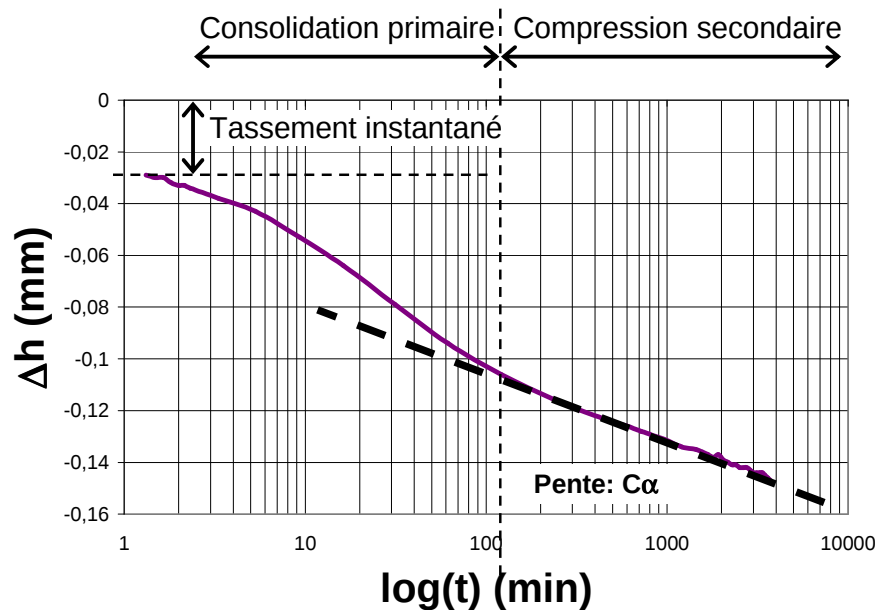


Figure 51. Courbe de consolidation

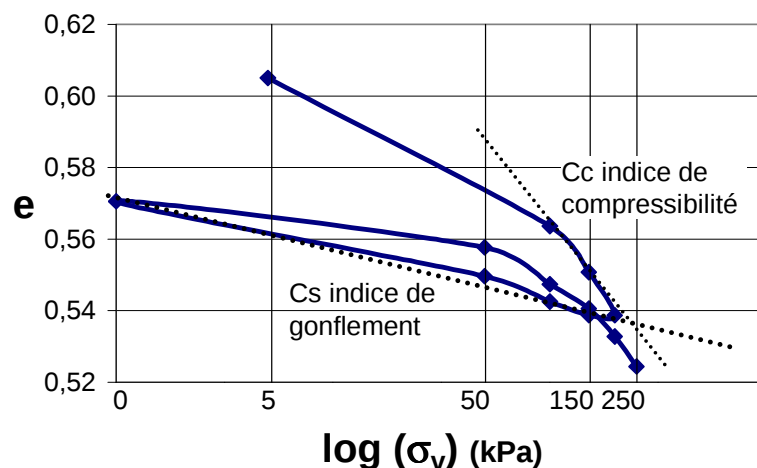


Figure 52. Courbe oedométrique

En phase normalement consolidée, $\sigma_v > \sigma_p$, le comportement en compression est caractérisé par la pente C_c . Sridharan et Gurtug (2005) remettent en cause l'utilisation de l'indice de compressibilité C_c pour la détermination des tassements pouvant se produire. En effet, ils mettent en évidence une non linéarité de la courbe $e = f(\log \sigma_v)$ selon la plasticité du sol et la teneur en eau initiale ce qui engendre que l'indice de compressibilité n'est pas constant.

Les essais de fluage consistent en la réalisation de trois paliers de chargement successifs. Pour chaque palier, la charge est laissée au moins 7 jours. L'essai de fluage est utilisé pour les sols fins dont les tassements différés sont importants. En effet, pour qu'il y ait des tassements dans le cas de sols saturés, il faut au préalable que les pressions interstitielles se dissipent, ce qui n'est pas instantané dans le cas de sols présentant une faible perméabilité. La déformation de l'échantillon est fonction du temps sous chargement constant. L'essai de fluage permet une étude de la compression secondaire (voir Figure 51). Le taux de compression secondaire C_α (voir Figure 51) est la pente de la partie finale de la

courbe $\Delta H/H = f(\log t)$. L'indice de fluage $C_{\alpha\epsilon}$ est défini par la pente de la partie finale linéaire de la courbe $e = f(\log t)$.

Les courbes de consolidation permettent de déterminer la valeur du coefficient de consolidation C_v , en utilisant la méthode de Casagrande ou celle de Taylor (voir § 0). Ce coefficient est ensuite utilisé pour les calculs de tassement du sol.

Conclusion : représentativité des essais de laboratoire, le problème du compactage

Les caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile dépendent fortement du compactage (voir § II.3.2). La plupart des essais de caractérisation et des essais mécaniques de laboratoire sont effectués sur des échantillons remaniés, compactés en laboratoire avec un compactage dynamique type Proctor ou avec un compactage statique (voir § II.3.1). Bien que des efforts soient faits pour se rapprocher des conditions in situ, la structure des éprouvettes préparées en laboratoire est différente de celle du sol compacté in situ. De plus, la présence d'éventuelles hétérogénéités au sein du sol étudié (éléments grossiers, fissuration...) ne peut que difficilement être prise en compte en laboratoire. Les éprouvettes compactées sont hétérogènes, du fait même du compactage. Cette hétérogénéité dépend du type de compactage (gradient de densité dans le cas du compactage Proctor par exemple). Celle-ci n'est pas représentative des conditions in situ. Par la suite, la question de l'influence du mode de compactage sur les caractéristiques de l'argile est posée. Ceci permet également de mettre en évidence l'ensemble des paramètres entrant en jeu dans la transposition de résultats d'essais de laboratoire effectués sur des échantillons remaniés au comportement du sol mis en œuvre in situ.

II.2.3 Caractérisation hydraulique

Le comportement hydraulique d'un sol est caractérisé principalement par sa perméabilité (ou conductivité hydraulique) notée k (m/s). Différents types d'essais de laboratoire ou in situ permettent d'obtenir une mesure de la perméabilité du sol.

Essais en laboratoire

Différents essais de laboratoire permettent de déterminer la perméabilité d'un sol. Dans tous les cas, les mesures de perméabilité se font en condition saturée et en régime permanent. L'essai consiste à soumettre des échantillons de sol à un écoulement d'eau. L'échantillon de sol est soumis à une charge hydraulique connue, constante ou variable. Le volume d'eau qui traverse l'échantillon pendant un temps donné est mesuré. Pour les calculs de perméabilité, la loi de Darcy est utilisée.

[eq.52.] $Q = k \times \Delta h / L \times A = k \times i \times A$

Q	débit d'écoulement (m^3/s)
k	coefficient de perméabilité de Darcy (m/s)
Δh	différence de charge entre l'entrée et la sortie de l'échantillon (m)
L	longueur de l'échantillon dans la direction de l'écoulement (m)
i	gradient hydraulique (.)
A	section de l'échantillon normale à la direction de l'écoulement (m^2)

Les essais sont réalisés à température constante puisque celle-ci influe sur la viscosité de l'eau et donc sur la mesure de la perméabilité. La valeur de perméabilité est la valeur corrigée à 20°C. La perméabilité de Darcy peut s'exprimer en fonction de la perméabilité intrinsèque K indépendant du fluide :

[eq.53.] $k = K g/v$

avec v viscosité cinématique du fluide

Les principales méthodes de mesures de perméabilité en laboratoire sont présentées ci-dessous.

II.2.3.1.1 Le perméamètre à parois rigides

Le perméamètre à paroi rigide (X 30-441) permet de mesurer des perméabilités de 10^{-5} m/s à 10^{-11} m/s. L'essai consiste à isoler l'échantillon entre deux pierres poreuses. L'essai est réalisé à volume constant, aucun gonflement ni dilatation latérale n'est possible. S'agissant d'une mesure de perméabilité en conditions saturées, l'essai comporte une première phase de mise à saturation. Un gradient hydraulique est appliqué sur l'échantillon. Le débit qui traverse l'échantillon en régime permanent est mesuré (voir Figure 53).

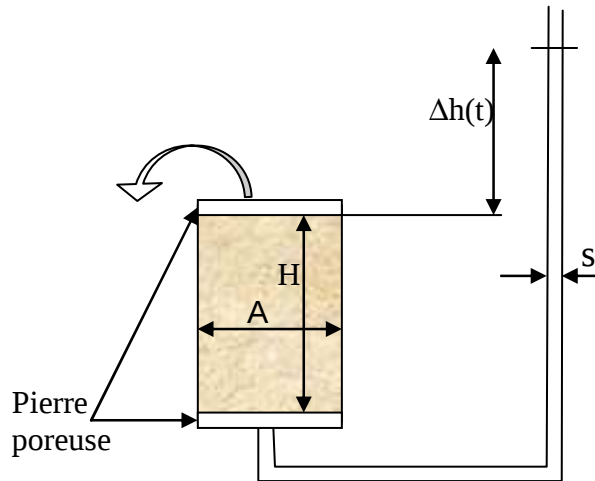


Figure 53. Principe du perméamètre à paroi rigide

Cet essai peut être réalisé dans des moules CBR. Ceci présente l'avantage de pouvoir compacter directement le sol dans le moule servant pour la mesure de perméabilité. Cependant, pour les sols de très faible perméabilité, l'augmentation de la hauteur de l'échantillon engendre un temps de saturation et un délai afin d'obtenir un régime permanent qui augmentent nettement. Pour les sols de faible perméabilité, notamment les argiles, les essais à charge hydraulique variable sont couramment réalisés en cellule oedométrique (X 30-442), l'échantillon présente ainsi des dimensions nettement moins importantes. De plus, un essai en cellule oedométrique permet l'application d'une contrainte axiale sur l'échantillon. La loi de Darcy appliquée à ce type d'essai donne le coefficient de perméabilité k (m/s):

$$[eq.54.] \quad k = 2.3 (s \cdot H \cdot \log(h_0/h_1)) / (A \cdot (t_1 - t_0))$$

s section du tube d'alimentation (m^2)

H hauteur de l'échantillon (m)

h_0 et h_1 hauteurs d'eau dans le tube d'alimentation respectivement au temps t_0 et t_1

A section de l'échantillon (m^2)

En posant $A / (2.3 \cdot s \cdot H) = a$, il vient que $k \cdot a$ est la pente de la droite $\log(h_0/h_1) = f(t_1 - t_0)$ (voir § III.2.4).

II.2.3.1.2 Le perméamètre triaxial

L'éprouvette, comme dans le cas d'un essai triaxial classique est soumise à une contrainte axiale et latérale. L'éprouvette est saturée et consolidée puis un gradient hydraulique constant entre les deux extrémités de l'éprouvette est appliqué.

Essais in situ

II.2.3.1.3 Les infiltromètres

La perméabilité est mesurée en surface. La méthode d'estimation de la perméabilité par infiltromètres repose sur la mesure d'un débit surfacique d'eau s'infiltrant verticalement sous une charge hydraulique. Les mesures sont effectuées après saturation du sol. Il s'agit de mesurer le volume d'eau infiltré pendant un temps (détermination d'une vitesse d'infiltration sous une charge hydraulique donnée) suffisamment long pour permettre l'obtention d'un écoulement quasi permanent. A titre d'exemple, pour une perméabilité de 10^{-9} m/s, 10h d'essai sont nécessaires.

Deux principaux types d'infiltromètres existent : le simple et le double anneau. Le double anneau est composé d'un anneau interne, dans lequel se fait la mesure de l'infiltration et d'un anneau externe, l'anneau de garde, qui permet de maintenir un écoulement vertical dans l'anneau interne. La charge est la même dans les deux anneaux. Le simple anneau est composé d'un unique anneau. Chaque type d'infiltromètre peut être fermé ou ouvert. Les anneaux fermés permettent d'appliquer une charge hydraulique plus importante et sont donc adaptés à des mesures sur des sols de faible perméabilité. Les anneaux fermés permettent également de diminuer les risques d'évaporation de l'eau. Dans chaque cas, le débit Q en régime permanent est mesuré pendant l'essai. La loi de Darcy donne

[eq.55.] $Q = k A i$

A surface d'infiltration = section de l'anneau (m^2) (anneau interne dans le cas du double anneau)

k perméabilité (m/s)

i gradient hydraulique (m/m)

Le débit surfacique est donné par $v = Q/A$ d'où $v = k i$.

La détermination du gradient hydraulique i permet de déterminer la perméabilité k et repose sur l'hypothèse d'un écoulement « piston », c'est-à-dire qu'un front de saturation est présent à la profondeur z_w (voir Figure 54 et Figure 55). Ainsi,

[eq.56.] $i = (h + z_w) / z_w \quad (i > 1)$

h hauteur d'eau dans les anneaux (m)

z_w profondeur de pénétration du front de saturation (m)

Infiltromètre ouvert (voir Figure 54)

Cet essai, réalisé selon la norme X 30-418, s'applique sur des sols dont la perméabilité est comprise entre 10^{-6} m/s et 10^{-9} m/s. L'écoulement vertical se fait sous une charge hydraulique modérée (0.10m à 0.30m d'eau), limitée par la hauteur de l'anneau hors sol. Dans le cas du double anneau ouvert, les niveaux d'eau dans les deux anneaux sont à la pression atmosphérique.

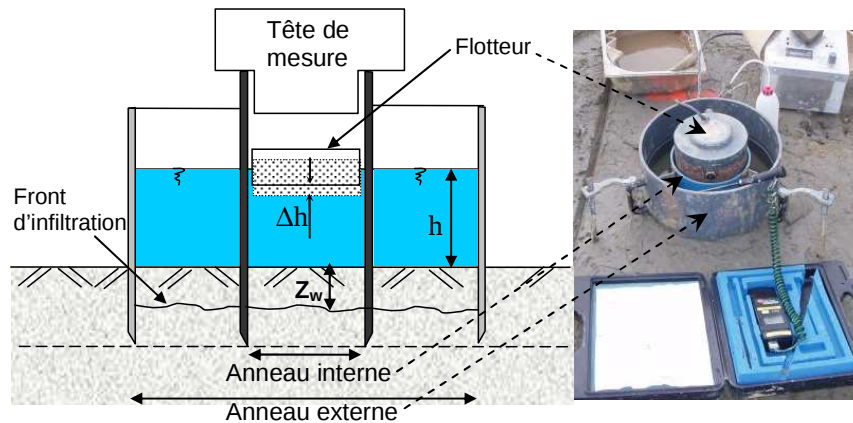


Figure 54. Double anneau ouvert

La tête de mesure permet de suivre les variations de niveau d'eau dans l'anneau interne. Lorsque la perméabilité des sols est faible, les variations de la hauteur d'eau Δh dans l'anneau central sont négligeables par rapport à la hauteur h . Ainsi, il est tout à fait acceptable de considérer que l'écoulement dans le terrain se fait à charge constante. La tête de mesure est composée d'un flotteur disposé à la surface de l'eau dont les variations de position sont mesurées grâce à un capteur de déplacement.

Infiltromètre fermé (voir Figure 55)

L'infiltromètre est composé d'un anneau fermé par un couvercle muni de deux vannes sur sa surface supérieure. L'anneau est enfoncé dans le sol et rempli d'eau. La charge hydraulique régnant dans l'anneau est supérieure à la hauteur de l'anneau, contrairement au cas des anneaux ouverts. La hauteur d'eau h est maintenue constante grâce à un contrôleur pression volume (CPV). Cette charge peut varier de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres. Cet essai, réalisé selon la norme X30-420, est applicable à des sols dont la perméabilité est inférieure à 10^{-7} m/s. Les charges hydrauliques imposées sont nettement plus importantes que dans le cas des infiltromètres ouverts et permettent ainsi de diminuer les durées nécessaires à l'obtention d'une vitesse d'écoulement stabilisée.

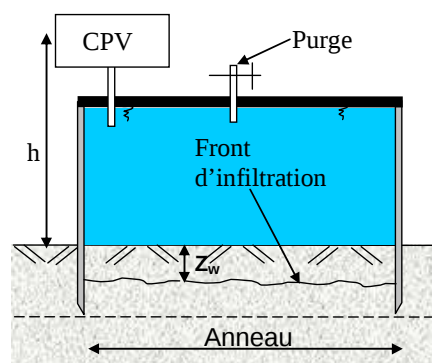


Figure 55. Simple anneau fermé

II.2.3.1.4 Infiltromètre à disques

Cet essai n'est pas normalisé. Il permet de mesurer in situ la conductivité hydraulique des sols. Le principe est de mesurer le flux axisymétrique de l'eau dans le sol à travers un disque. La pression à l'interface sol/disque est constante durant l'essai et est prédéterminée par l'opérateur en fonction des caractéristiques du sol testé.

Cet essai présente l'intérêt, contrairement aux autres infiltromètres (voir § 0) et au pulse test, de permettre la mesure de la perméabilité dans des conditions non saturées.

L'appareil est composé d'un disque creux muni à sa base d'une membrane en contact avec le sol (voir Figure 56). Cette membrane présente une porosité parfaitement calibrée. Le disque est alimenté par un réservoir d'eau gradué et fermé en sa partie supérieure par une pince de Mohr. Au fur et à mesure de l'infiltration de l'eau dans le sol, le niveau d'eau dans le tube diminue. Pour que l'eau quitte le réservoir et s'infiltré dans le sol, celle-ci doit être au fur et à mesure remplacée par un volume identique d'air. L'entrée d'air dans ce tube se fait par un tube relié au vase de Mariotte. Ce vase de Mariotte permet de régler la pression de l'eau au niveau de la surface du sol. L'air transite du vase de Mariotte (A→B→C) vers le disque (D) (voir Figure 56).

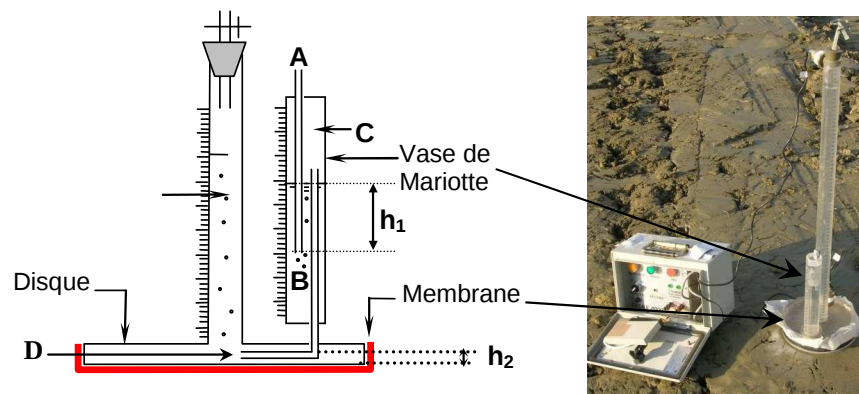


Figure 56. Principe de l'infiltromètre à disques.

Dans ces conditions expérimentales :

$$\begin{aligned} P_A &= P_B = \text{pression atmosphérique } (P_{\text{atm}}) \\ P_C &= P_D = P_A - \gamma_w \cdot h_1 \\ P_{\text{sol}} &= P_{\text{atm}} - \gamma_w \cdot h_1 + \gamma_w \cdot h_2 = P_{\text{atm}} + \gamma_w \cdot (h_2 - h_1) \end{aligned}$$

La valeur h_2 est déterminée en plaçant l'infiltromètre à l'air libre et en remontant le tube AB dans le tube de Mariotte (diminution progressive de h_1) jusqu'à ce que l'écoulement s'amorce. Lorsque l'écoulement s'amorce (remontée de bulles dans le tube réservoir) on a $P_{\text{disque}} = P_{\text{atm}} = P_{\text{sol}}$ donc $h_2 = h_1$.

Ce dispositif permet donc de contrôler et de maintenir constante la pression à l'interface sol / disque en réglant la position du tube AB (donc en modifiant la hauteur h_1). Pour une pression donnée P_{sol} , la diminution de la hauteur d'eau dans le tube de réserve en fonction du temps est enregistrée. Cette relation entre temps et volume d'eau infiltrée permet de déterminer un débit à travers une surface d'infiltration connue (ici disque de 20 cm de diamètre). La perméabilité du sol k^* est déterminée en fonction de la pression imposée P_{sol} et dans des conditions non saturées. Selon la pression imposée P_{sol} , ce sont des pores de différentes tailles qui participent à l'écoulement. L'essai peut donc être réalisé au même endroit pour différentes valeurs de P_{sol} , ce qui permet de solliciter des pores de tailles différentes.

II.2.3.1.5 Pulse test

Cet essai est réalisé selon la norme NF X 30-425. Il s'agit de la mesure du coefficient de perméabilité d'un terrain par essai à charge variable en forage fermé.

La norme précise que « cet essai permet de déterminer in situ le coefficient de perméabilité à l'eau d'un terrain en place ou rapporté, dans un forage où l'on a isolé une cavité fermée, par application d'un choc hydraulique. Ce choc hydraulique, appliqué de

manière instantanée, peut engendrer une variation positive ou négative par rapport à la pression initiale de l'eau régnant dans la cavité d'essai » (voir Figure 57).

Cet essai s'applique aux sols saturés, de perméabilité inférieure à 10^{-8} m/s. Le coefficient de perméabilité déterminé se rapproche d'autant plus de la valeur de la perméabilité horizontale, k_h que l'élancement du forage est important (supérieur à 5).

Dans le cas où le terrain en place n'est pas saturé naturellement, une mise en eau préalable de la cavité est réalisée pour se rapprocher des conditions normales d'essai.

La méthode consiste à enregistrer la variation de la pression dans la cavité isolée après application du choc impulsionnel en fonction du temps. L'évolution de la pression est fonction de la transmissivité T ($T = k \cdot L$, k perméabilité du sol, L hauteur de la cavité isolée), du coefficient d'emmagasinement S du terrain dans lequel se situe la cavité et de la géométrie générale de cette cavité. Le coefficient d'emmagasinement S (-) est le rapport du volume d'eau libéré ou emmagasiné par unité de surface du terrain testé, à la variation de la charge hydraulique correspondante, en un temps illimité.

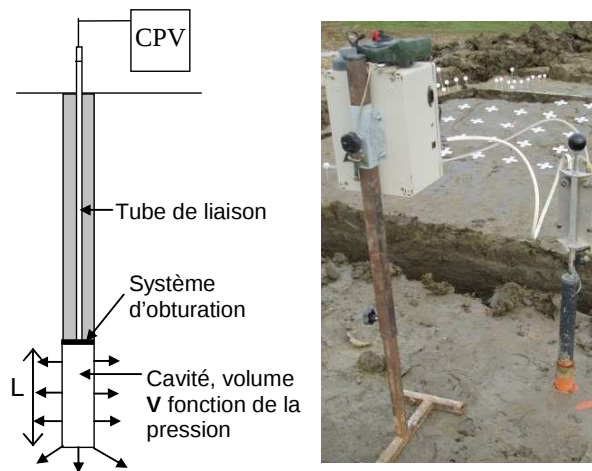


Figure 57. Pulse test

La variation de volume ΔV_0 de la cavité correspondant à la variation de pression $\Delta P_0 = \Delta h_0 \cdot \gamma_w$ du fluide dans le système de mesure et dans la cavité de mesure est enregistrée. L'évolution de la charge en fonction du temps $\Delta h(t)$ dans la cavité jusqu'au retour à la pression d'équilibre est enregistrée. La mesure de $\Delta h(t)$ permet, via des abaques ou une solution analytique de déterminer le coefficient d'emmagasinement du sol S ainsi que la transmissivité T et donc le coefficient de perméabilité k . La méthodologie d'analyse de cet essai est présenté en détail dans Ait Saadi (2003).

Représentativité des essais

Les essais de perméabilité en laboratoire présentent certains avantages comparés aux mesures in situ. Ils permettent une meilleure maîtrise des conditions opératoires et sont ainsi plus fiables. La plage de valeurs de perméabilité mesurables est plus grande. Les essais in situ sont conditionnés par les conditions météorologiques. De plus, les essais in situ étant longs à réaliser sur des matériaux peu perméables, ils sont parfois difficilement compatibles avec l'activité du site. Cependant, le problème de représentativité des essais de laboratoire présenté pour l'étude du comportement mécanique (notamment influence du type de compactage, voir § II.3.1) se pose également pour l'étude des mesures en laboratoire de la perméabilité d'un sol. En effet, les mesures de perméabilité en laboratoire sont la plupart du temps réalisées sur des échantillons reconstitués, remaniés. L'effet d'échelle est également à prendre en compte. D'après Silver et Joseph (1999), la perméabilité d'un sol est contrôlée par la fabrication des échantillons. Ils préconisent ainsi la réalisation de planche d'essais in – situ afin de définir correctement les caractéristiques hydrauliques d'un sol.

II.2.3.1.6 Dimension des échantillons

Benson et al. (1994-1) définissent les dimensions des échantillons nécessaires afin qu'ils soient représentatifs des conditions in situ. Ils montrent que, lorsque le sol est compacté côté sec de l'optimum ou à une faible énergie de compactage, l'échantillon doit être de taille importante, afin de bien représenter le réseau de pores qui régit les écoulements. Au contraire, lorsque le sol est compacté côté humide ou à une forte énergie de compactage, l'échantillon représentatif est de petite taille. Ainsi, dans le cas de sols fins, ils recommandent des échantillons de 0.30m de diamètre et de 0.15m de hauteur pour les mesures de perméabilité en laboratoire. D'après Nadeo et al. (2001), les perméabilités mesurées en laboratoire augmentent avec les dimensions des échantillons.

II.2.3.1.7 Influence de la teneur en eau sur la représentabilité des mesures de perméabilité en laboratoire

Une comparaison des mesures de perméabilité réalisées en laboratoire k_{lab} et in situ $k_{in-situ}$ est menée par Benson et Boutwell (2000). Cette étude reprend les mesures de perméabilité réalisées en laboratoire et in situ sur 51 argiles selon leur indice de plasticité et le compactage. Les résultats montrent que pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum $w < w_{opt}$, la perméabilité $k_{lab} < k_{in-situ}$. Ceci s'explique en particulier par la présence de macropores ($d > 1\mu m$) sur site qui ne sont pas présents en laboratoire. En effet, côté sec, les agrégats sont rigides, l'énergie de compactage sur site ne permet pas de les casser. Ainsi, en présence de macropores, la perméabilité est augmentée. Pour des teneurs en eau proches de l'optimum, ces macropores disparaissent puisque les mottes sont moins raides et sont donc plus faciles à détruire. Pour des teneurs en eau supérieures ou égales à l'optimum, $k_{in-situ}$ et k_{lab} sont comparables. D'après Benson et Boutwell (2000), lorsque 80% à 90% des points de mesures ont des teneurs en eau supérieures à l'optimum et lorsque le degré de saturation est de 2% à 4% supérieur au degré de saturation à l'optimum, $k_{in-situ}$ et k_{lab} sont équivalents. Cependant, même dans ces conditions, il n'est pas certain d'obtenir $k_{in-situ} = k_{lab}$ car de nombreux paramètres, autres que les conditions de compactage, peuvent influencer la valeur de la perméabilité in situ. Ainsi, la dessiccation, le gel, des hétérogénéités qui ne peuvent pas être pris en compte dans les mesures réalisées en laboratoire, peuvent induire des fissures et/ou créer des chemins préférentiels d'écoulement qui auront pour conséquence d'augmenter significativement la perméabilité in situ.

Guler et Bozbey (2001) mettent en évidence des valeurs de perméabilités in situ (infiltrmètre à double anneau) 20 à 200 fois plus importantes que les valeurs mesurées en laboratoire (perméamètre à paroi flexible). Ils expliquent cette différence notamment par l'influence du type de compactage et la mauvaise représentation de la répartition des pores. De plus, dans ce cas, en laboratoire, les échantillons sont compactés à des teneurs en eau de 2% à 3% supérieures à l'optimum Proctor alors que sur site, les mesures montrent des teneurs en eau en grande majorité inférieures à l'optimum. Cette différence de teneur en eau s'ajoute à la différence de type de compactage, toutes deux favorisant la présence de macropores, donc des perméabilités plus importantes.

D'après Mazzieri et Van Impe (2001), les mesures de perméabilité réalisées en laboratoire et in situ donnent des résultats très comparables.

II.2.3.1.8 Paramètres influençant les mesures de perméabilité

D'après Elsbury et al. (1990), les mesures de perméabilité réalisées in situ sont jusqu'à 3000 fois supérieures aux mesures effectuées en laboratoire. Ils déterminent alors les nombreux facteurs qui influencent la perméabilité in situ. Moussaï (1993) présente un tableau de Daniel dans lequel sont récapitulées toutes les sources de divergence entre les mesures de perméabilité en laboratoire k_{lab} et sur site $k_{in-situ}$. Pour chaque source potentielle d'erreur, un ordre de grandeur du rapport $k_{in-situ} / k_{lab}$ est donné (voir Tableau 18).

Source potentielle d'erreur	$k_{in-situ} / k_{lab}$
Teneur en eau plus élevée en laboratoire	10 à 1000
Energie de compactage plus forte en laboratoire	10 à 1000
Substances nuisibles non présentes en laboratoire	10 à 1000
Taille des mottes plus petites en laboratoire	10 à 100
Compactage statique en laboratoire	1 à 10
Saturation imparfaite pour les mesures en laboratoire	1 à 10
Gradient hydraulique trop fort entraînant la migration des fines	1 à 10
Ecoulement permanent non atteint	1 à 10
Echantillon de laboratoire petit (non représentatif)	1 à 1000
Fissures de dessiccation sur chantier	Pas de données

Tableau 18. Facteurs influençant les valeurs de perméabilité obtenues en laboratoire (Daniel, cité dans Moussaï, 1993)

La représentabilité des mesures effectuées en laboratoire est dépendante de très nombreux paramètres. L'estimation de « l'erreur » de mesure entre les valeurs obtenues en laboratoire et les valeurs réelles in situ est donc très délicate. Dans le cas où le sol étudié présente des hétérogénéités (éléments grossiers, fissures, présence de racines...), la représentabilité des essais de laboratoire est encore plus discutable.

II.2.4 Conclusion

La caractérisation de l'argile est donc un travail préparatoire tout à fait primordial, pour une étude plus approfondie de son comportement, tout en étant délicat compte tenu des nombreux paramètres rentrant en jeu.

L'analyse de la problématique concernant la couverture d'un centre de stockage de déchets et des sollicitations attendues (chapitre 1) ainsi que l'analyse des hypothèses de calcul et des difficultés expérimentales pour les différents essais présentés (chapitre 2) ont permis de définir le programme d'essais à suivre afin de caractériser l'argile et d'étudier son comportement lorsqu'elle est mise en œuvre en couverture de centre de stockage de déchets. Les essais réalisés et les résultats sont présentés dans les chapitres 3 et 4.

II.3 Comportement d'une argile en fonction du compactage

La barrière argileuse de couverture est compactée, la plupart du temps avec un compacteur pied dameur. En laboratoire, les essais sont réalisés la plupart du temps sur des éprouvettes compactées dynamiquement (type Proctor) ou statiquement. Il s'agit dans ce qui suit de préciser l'influence du compactage (énergie et type de compactage, teneur en eau) sur les propriétés physiques d'une argile, notamment sa structure et sa porosité, sur le comportement mécanique et hydraulique d'une argile. L'objectif de cette étude principalement bibliographique est d'optimiser le compactage et de prédire le comportement d'une argile in situ à partir d'essais de laboratoire. Compte tenu des sollicitations attendues in situ, une attention particulière est portée sur le comportement de l'argile soumise à de la flexion.

II.3.1 Les différents types de compactage

D'une façon générale, le compactage a pour objectif d'améliorer les caractéristiques mécaniques (augmentation de la résistance, de la stabilité en pente, diminution de la

compressibilité et de la capacité de tassement notamment) et hydrauliques (diminution de la perméabilité) d'un sol en réduisant l'indice des vides et en augmentant le poids volumique sec. Le compactage permet également de limiter les effets préjudiciables causés par les modifications volumiques résultant d'un retrait (gel, dessiccation) ou d'un gonflement (imbibition).

En fonction de l'utilisation faite du matériau compacté (structure de chaussée, barrage, remblais autoroutiers, couverture de centre de stockage de déchets...), les objectifs du compactage diffèrent. Dans l'étude présentée ici, l'argile est mise en œuvre en couverture de centres de stockage de déchets. Dans ce contexte, le compactage des couches argileuses présente trois principaux objectifs : augmentation du poids volumique sec, diminution de la perméabilité sans trop réduire la déformabilité. Les études sur l'optimisation du compactage sont généralement relatives à des remblais d'infrastructures routières ou ferroviaires ou bien de barrages. L'objectif ici est plus proche de l'étude relative aux noyaux d'argile des barrages même si il en diffère, il est en tout cas très différent de l'objectif de résistance mécanique recherché pour les remblais d'infrastructures.

Afin de pouvoir appréhender, à partir d'essais de laboratoire, le comportement mécanique et hydraulique de l'argile in situ, il est nécessaire de définir l'influence du type de compactage sur les propriétés mécaniques et hydrauliques de l'argile.

En laboratoire

Etant donné la difficulté et le coût important des essais in situ, la caractérisation et l'étude du comportement des matériaux sont réalisées la plupart du temps en laboratoire. Les éprouvettes testées sont en grande majorité compactées en laboratoire (matériaux remaniés). Il est donc nécessaire d'étudier l'influence du type de compactage sur les caractéristiques et le comportement du sol.

En laboratoire, différents type de compactage sont utilisés : compactage statique (Moussai, 1993, Mesbah et al., 1999), dynamique, par pétrissage (Kouassi et al., 2000), par cisaillement giratoire (Cétin et al., 2007, Mazzieri et Van Impe, 2001, Sivakumar et Wheeler, 2000).

Le compactage statique consiste à compacter l'échantillon de sol dans un moule en imposant les dimensions finales de l'éprouvette, et donc le déplacement de la presse. Lorsque le moule a des parois rigides, non déformables, le chemin de sollicitation est dit oedométrique. Lorsque la dilatation latérale est permise, le chemin de sollicitation est dit triaxial. D'après Biarez (1980), le chemin triaxial se rapproche du compactage sur site pour lequel la dilatation latérale est présente. Afin d'améliorer l'homogénéité des éprouvettes, notamment de minimiser la présence d'un gradient de densité, un compactage avec effet double piston (compactage à la fois par le dessus et par le dessous) est réalisé. L'énergie de compactage statique E_{stat} est prise égale à l'aire A sous les courbes Force – Déplacement (voir Figure 58, zone hachurée) enregistrées lors du compactage des éprouvettes ramenée au volume final de l'éprouvette V.

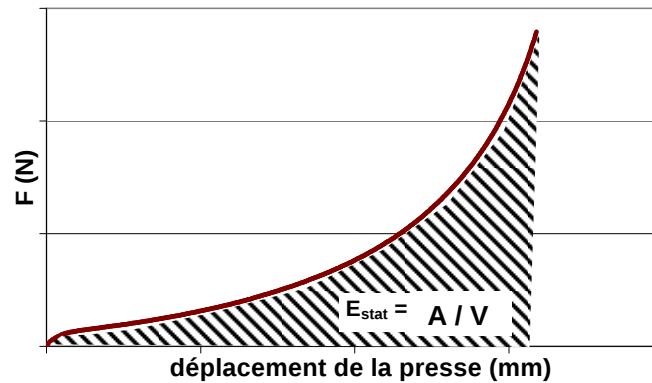


Figure 58. *Energie de compactage statique en laboratoire*

Le compactage dynamique type Proctor est présenté au paragraphe 0. Initialement, l'essai Proctor était censé représenter le compactage produit par les rouleaux à pieds dameurs, la chute de la dame correspondant aux enfoncements répétés des pieds dameurs dans le sol. L'essai Proctor, lorsqu'il est réalisé à des énergies proches du Proctor normal ($e_c = 100\%$, $E_d^n = 450 \text{ kN.m/m}^3$) rend assez bien compte des énergies de compactage pratiquées pour les remblais. La mise en œuvre en couche de forme et en couche de chaussée est étudiée par la réalisation d'essais Proctor à des énergies plus importantes (Proctor modifié, $e_c = 460\%$, $E_d = 2435 \text{ kN.m/m}^3$). D'un point de vue pratique, l'essai Proctor permet, en utilisant les recommandations pour les terrassements routiers, de définir les conditions de compactage les mieux appropriées pour un matériau donné (teneur en eau et poids volumique) et l'énergie à fournir in situ afin d'obtenir le poids volumique recherché.

Le compactage par pétrissage (compactage Harvard miniature, pétrissage au vérin...) est mis au point de façon à se rapprocher de l'effet d'un compacteur type pied dameur. L'essai Harvard miniature permet d'estimer les propriétés de faibles quantités de sol. Le sol est compacté dans un moule (diamètre = 33 mm, $H = 71.6 \text{ mm}$) à l'aide d'un piston (diamètre = 12.7 mm). La pression de compactage est calibrée à l'aide d'un ressort à 1.405 MPa. Daoud (1996) a mis au point un essai de pétrissage afin de compacter le sol dans un moule Proctor (diamètre = 101.6 mm). Le piston de diamètre 20 mm est appliqué 50 fois sur chacune des 5 couches avec un effort de 1.6 MPa.

Les compactages statique et dynamique type Proctor seront utilisés pour nos essais de laboratoire présentés par la suite. Deux énergies de compactage dynamique E_d et statique E_{stat} seront considérées équivalentes à une même énergie relative e_c (%) lorsqu'elles aboutissent à des caractéristiques (w , γ_d) identiques.

Les essais de laboratoire permettent de définir des contraintes et des objectifs pour la mise en œuvre des matériaux. Cependant, ils n'intègrent pas l'influence des facteurs externes de compactage comme l'épaisseur des couches compactées, la déformabilité du sol support, le matériel de compactage... Le compactage n'est pas effectué dans les mêmes conditions qu'in situ. Des planches d'essais in situ doivent donc être réalisées afin de déterminer les conditions de mise en œuvre du sol in situ et les caractéristiques de l'argile compactée in situ.

In situ

Les compacteurs sont classés en deux familles : les compacteurs à pieds de moutons (ou pied dameurs) et les compacteurs lisses. Certains sont de plus vibrants. Compte tenu des caractéristiques initiales du sol, de l'épaisseur de sol à compacter, des objectifs de compactage (caractéristiques mécaniques et hydrauliques finales visées), des contraintes

géométriques du site...les conditions du compactage doivent être définies. La méthodologie à suivre afin de définir les caractéristiques de compactage est présentée dans le Guide des terrassements routiers. Celui-ci définit deux classes d'objectifs de compactage dépendant de la fonction remplie par le matériau compacté : couches de forme ou remblais. Les objectifs fixés par le guide sont des objectifs en poids volumique uniquement. Les conditions de compactage requises (épaisseur des couches, nombre d'application de charge, la vitesse de translation du compacteur) sont définies en fonction de l'objectif de densification, des caractéristiques du matériau (classification GTR) et du compacteur choisi.

Dans le cas de la mise en œuvre d'argile en couverture de centres de stockage de déchets, il est nécessaire, comme nous l'avons vu au chapitre 1, de prendre en compte également un critère de perméabilité. Ainsi, des planches d'essais de compactage sont très souvent réalisées afin de vérifier que le critère de perméabilité fixé (non pris en compte dans le GTR) est respecté. Ces planches d'essais permettent donc de valider ou non l'atelier de compactage mais également de définir la teneur en eau et la dimension des agrégats avant compactage de l'argile permettant d'obtenir une perméabilité en accord avec les prescriptions. Ainsi, il pourra être nécessaire d'humidifier l'argile, ou au contraire de la sécher, de la broyer... pour obtenir les caractéristiques de perméabilité et de poids volumique souhaitées après compactage. Ces « choix essentiels » pour la mise en œuvre de l'argile en barrière hydraulique de couverture sont repris par Elsbury et al. (1990).

II.3.2 Comportement d'une argile en fonction du compactage

Conséquences du compactage sur les propriétés physiques d'une argile

II.3.2.1.1 Influence de la teneur en eau sur la structure de l'argile

Le compactage d'une argile a pour principale conséquence de la densifier, augmentant ainsi son poids volumique sec et diminuant la proportion de vides. Le compactage des argiles modifie leur structure.

Structure

Lambe (1958) a montré que la structure d'une argile compactée dépend de la teneur en eau lors du compactage. Il distingue le comportement côté sec et côté humide de l'optimum. Une argile compactée côté sec de l'optimum présente une structure dite « floculée ». Inversement, lorsque l'argile est compactée du côté humide de l'optimum, la structure est dispersée (voir Figure 59 et Figure 60).

La théorie des mottes proposée par Olson (1963) repose sur le fait qu'une argile compactée à de faibles teneurs en eau (côté sec) présente des agrégats durs et peu déformables. La présence de vides de taille importante entre les agrégats, les macropores, engendre un poids volumique sec faible. Lorsque la teneur en eau de l'argile est plus importante, les agrégats d'argile deviennent de moins en moins raides et de plus en plus déformables. Les macropores disparaissent. Le poids volumique sec augmente. Lorsque la teneur en eau devient très importante, le poids volumique sec diminue car des pores remplis d'air persistent mais ne sont pas connectés entre eux. L'air ne peut s'échapper. Les particules d'argiles s'orientent. Le comportement de l'argile devient alors anisotrope.

Plus récemment, Célin et al. (2007) ont montré qu'une argile compactée du côté sec de l'optimum présente une orientation des particules aléatoire. Lorsque la teneur en eau augmente, et ceci jusqu'à l'optimum, les particules s'orientent de plus en plus. Ceci est en accord avec la théorie de Lambe. Cependant, d'après Célin et al. (2007) l'augmentation de la teneur en eau au-delà de l'optimum engendre une diminution de l'orientation préférentielle. En effet, la structure est caractérisée par de longs enchaînements de groupe de particules qui sont orientés différemment. Au sein d'un paquet de particules par contre, l'orientation

préférentielle des particules est nettement marquée. Ainsi, selon Cétin et al. (2007), le degré d'orientation préférentielle est donc maximal pour une teneur en eau optimale.

Enfin, d'après Mitchell et al. (1965), l'augmentation de l'énergie de compactage conduit à l'augmentation du degré de parallélisme des particules de sol.

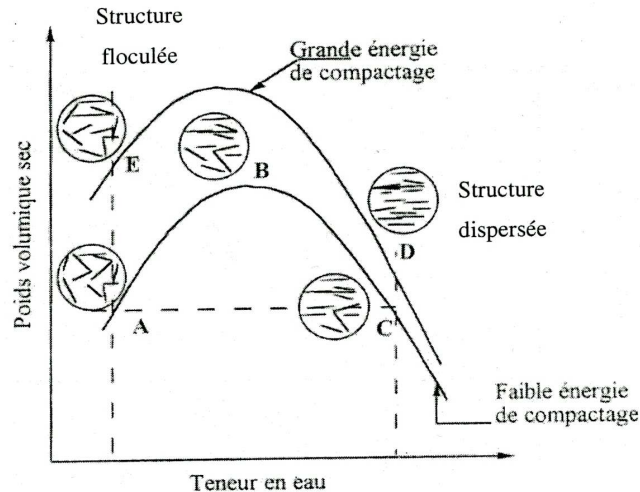


Figure 59. Effet du compactage sur la structure (Lambe, 1958)

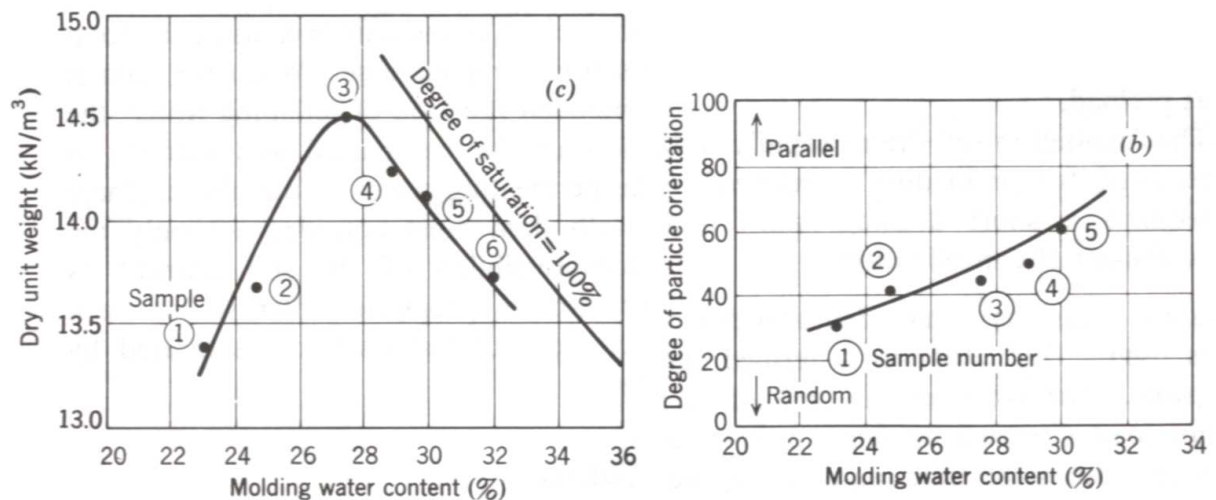


Figure 60. Structure d'une argile compactée en fonction de la teneur en eau (d'après Lambe et Whitman, 1979)

Porosité

Une étude réalisée par Montes Hernandez (2002) sur des échantillons compactés à l'état sec met en évidence, à même teneur en eau, une diminution de la taille des macropores et/ou mésopores ainsi qu'une diminution significative de la porosité totale lorsque le poids volumique sec apparent augmente, c'est-à-dire lorsque l'énergie de compactage augmente (mesure réalisée par porosimétrie au mercure sur une bentonite MX80). En revanche, Montes Hernandez (2002) montre que le compactage ne suffit pas pour altérer la microporosité (voir Figure 61 et Figure 62).

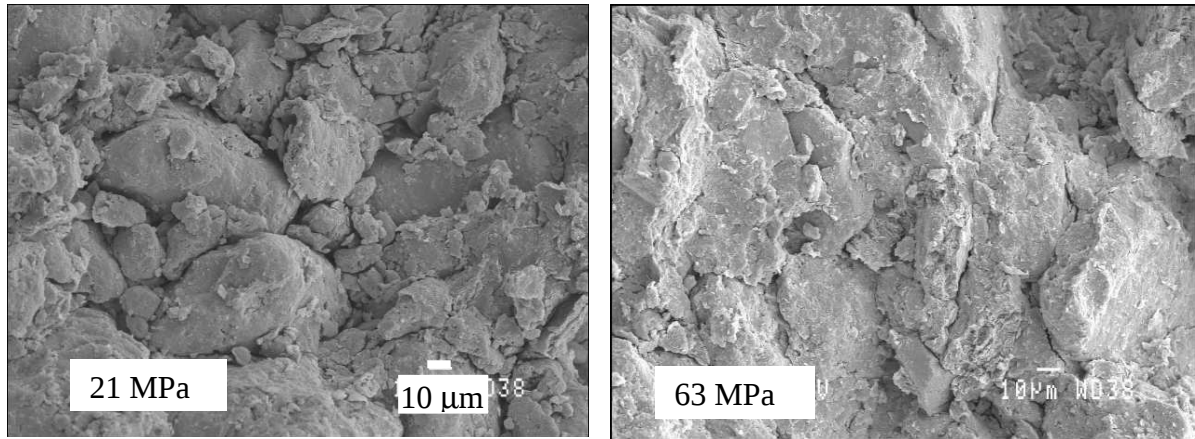


Figure 61. Comparaison de la structure poreuse d'une bentonite MX80 lorsque la pression de compactage augmente (Montes Hernandez, 2002)

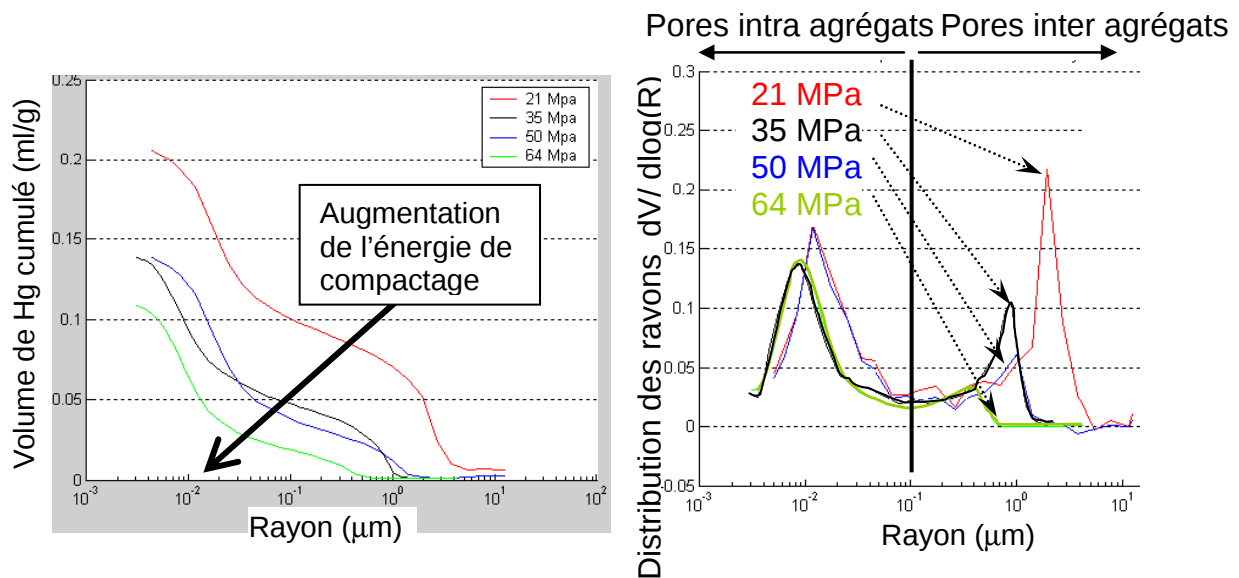


Figure 62. Courbes cumulées d'intrusion de mercure et diagramme de distribution en taille de pore sur la bentonite MX80 compactée (Montes Hernandez, 2002).

Heibrock et al. (2003) ont montré qu'une argile compactée côté sec de l'optimum présente des agrégats de 2 à 10 μm . Les pores entre les agrégats (inter agrégats) ont des dimensions supérieures à 0.1 μm , tandis que ceux à l'intérieur des agrégats (intra agrégats) ont des dimensions nettement inférieures à 0.1 μm . D'après Heibrock et al. (2003), le nombre et la taille des pores inter agrégats dépendent du type de compactage et de la teneur en eau. En effet, lorsque l'argile est compactée du côté humide de l'optimum, le volume des pores inter agrégats diminue. Selon Heibrock et al. (2003), le nombre et la taille des pores intra agrégats dépendent principalement des forces entre les particules et ne sont pas significativement influencés par le compactage, contrairement aux pores inter agrégats. Ceci est en accord avec les résultats de Montes Hernandez (2002) (voir Figure 62).

Ahmed et al. (1974) étudient l'influence de la teneur en eau lors du compactage sur le comportement d'une argile du commerce, une illite. Trois types de compactage sont utilisés : compactage dynamique type Proctor, pétrissage (Harvard), et compactage statique. Dans tous les cas, le compactage est effectué de façon à obtenir, pour une teneur en eau donnée, un poids volumique sec équivalent à celui obtenu par compactage Proctor normal, ce qui revient à dire, d'après notre définition, que les échantillons sont compactés à une énergie de compactage équivalente e_c identique. Selon Ahmed et al. (1974), à même énergie de

compactage la distribution de la taille des pores est fortement influencée par la teneur en eau. Une variation de teneur en eau de 2% suffit à modifier la répartition de la taille des pores alors que la porosité totale n'est quasiment pas modifiée. Afin de comparer la répartition de la taille des pores en fonction de la teneur en eau, Ahmed et al. (1974) définissent arbitrairement trois classes de porosité : « grossière » de 600 μm à 50 μm , « moyenne » de 50 μm à 0.5 μm et « fine » inférieure à 0.5 μm (voir Tableau 19).

	grossière 600 μm à 50 μm	moyenne 50 μm à 0.5 μm	fine < 0.5 μm	Porosité totale mesurable au mercure
$w_{\text{opt}} - 5\%$	7%	40%	27%	74%
$w_{\text{opt}} - 1.5\%$	13%	19%	49%	81%
w_{opt}	9%	17%	49%	75%
$w_{\text{opt}} + 4.5\%$	7%	19%	53%	79%

Tableau 19. Répartition de la taille des pores pour différentes teneurs en eau de compactage (Ahmed et al., 1974)

Ainsi, d'après Ahmed et al. (1974), la valeur totale ainsi que la fraction grossière de la porosité sont peu influencées par la teneur en eau de compactage. La fraction de pores de taille moyenne (50 μm à 0.5 μm) est multipliée par 2 tandis que la fraction fine (< 0.5 μm) est divisée par 2 lorsque la teneur en eau est diminuée de $w_{\text{opt}} - 1.5\%$ à $w_{\text{opt}} - 5\%$. Ainsi, la teneur en eau de compactage influe nettement sur la répartition des pores de taille inférieure à 50 μm (voir Tableau 19).

D'après Mazzieri et Van Impe (2001), lors de l'humidification d'un sol, la teneur en eau des agrégats augmente avec la taille de l'agrégat, d'où une certaine hétérogénéité en termes de teneur en eau au sein du sol. La taille des agrégats n'influence pas les courbes de compactage. Ce résultat est en opposition avec les conclusions de Benson et Daniel (1990). Cependant, dans l'étude de Mazzieri et al. (2001) les agrégats sont relativement souples, même pour de faibles teneurs en eau et la granulométrie des agrégats est bien graduée. Ainsi, les petits agrégats remplissent les vides laissés entre les plus gros ce qui réduit l'influence de la présence d'agrégats de grande dimension.

Compte tenu de la forme des courbes Proctor, il est possible, pour une énergie de compactage donnée, d'obtenir deux échantillons de même poids volumique, l'un compacté du côté sec, l'autre du côté humide. L'échantillon compacté du côté sec présente donc de nombreux macropores, une structure floculée, des agrégats durs et denses. L'échantillon compacté côté humide ne présente pas de macropores, les pores sont principalement remplis d'eau. Les pores remplis d'air ne sont pas connectés, l'argile présente une structure orientée.

II.3.2.1.2 Influence du type de compactage sur la structure de l'argile

Deux approches différentes peuvent être menées afin de comparer d'un point de vue énergie les différents types de compactage. S'il est possible de calculer les énergies pour les différents modes de compactage (dynamique, statique et pétrissage), les énergies de compactage E_{stat} , E_d et E_p peuvent être comparées. Dans notre cas, notre dispositif expérimental ne nous a pas permis de déterminer systématiquement E_{stat} . Ainsi, afin de comparer les résultats obtenus pour les différents types de compactage, nous proposons de considérer les résultats en termes de (w , γ_d). Deux énergies statique E_{stat} et dynamique E_d seront considérées équivalentes (et non pas égales), donc correspondant à une même e_c , si elle aboutissent à des caractéristiques (w , γ_d) identiques.

Homogénéité de l'éprouvette

D'après Silver et Joseph (1999) et Heibrock et al. (2003), le compactage type Proctor provoque d'importantes variations de densité au sein de l'éprouvette tandis que le compactage statique délivre à l'ensemble de l'éprouvette une même force de compactage. Heibrock et al. (2003) montrent que des éprouvettes préparées avec un compactage type Proctor présentent des pores inter-agrégats plus petits à la base de l'échantillon qu'en haut ce qui se traduit par une résistance en traction des échantillons prélevés à la base plus forte que pour les échantillons prélevés en surface.

Selon Moussaï (1993), l'homogénéité des éprouvettes est nettement améliorée lorsque le compactage est réalisé par vibration.

Poids volumique sec

D'après Daoud (1996), à même énergie de compactage $E_{stat} = E_d = E_p$, le poids volumique d'un échantillon de limon ($w_L = 53$, $I_p = 23$) compacté statiquement (pression de compactage 1 MPa) est plus faible que celui obtenu par compactage dynamique type Proctor normal et par pétrissage (voir Figure 63). Selon Kouassi et al. (1998), à teneur en eau donnée et pour $E_p = E_d$, les poids volumiques obtenus par pétrissage sont généralement plus élevés que par compactage dynamique type Proctor normal.

Selon Ahmed et al. (1974), le type de compactage n'influence pas la courbe de répartition de la taille des pores.

Type de structure

Les efforts de cisaillement pendant le compactage aboutissent à un réarrangement des particules. Or selon Mitchell et al. (1965), le compactage Proctor ou par pétrissage produit un cisaillement plus fort que le compactage statique. Ceci résulte, à même énergie de compactage ($E_{stat} = E_d = E_p$) et même teneur en eau, en une structure plus dispersée et des poids volumiques plus forts. Le compactage statique engendre de faibles déformations en cisaillement ce qui résulte en une structure floculée (Moussaï, 1993). De même, Seed et Chan (1959) montrent que du côté humide de l'optimum, les échantillons compactés statiquement présentent une structure floculée et donc un potentiel de gonflement plus fort et un potentiel de retrait plus faible que les échantillons compactés par pétrissage. Les efforts de cisaillement pendant le compactage sont importants du côté humide de l'optimum. Selon Seed et Chan (1959), du côté sec de l'optimum, le type de compactage n'a aucune influence sur la structure de l'échantillon ce qui est expliqué par les faibles déformations par cisaillement engendrées par le pétrissage pour de faibles teneurs en eau. Le compactage statique et le pétrissage engendrent donc des structures semblables pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum (Seed et Chan, 1959).

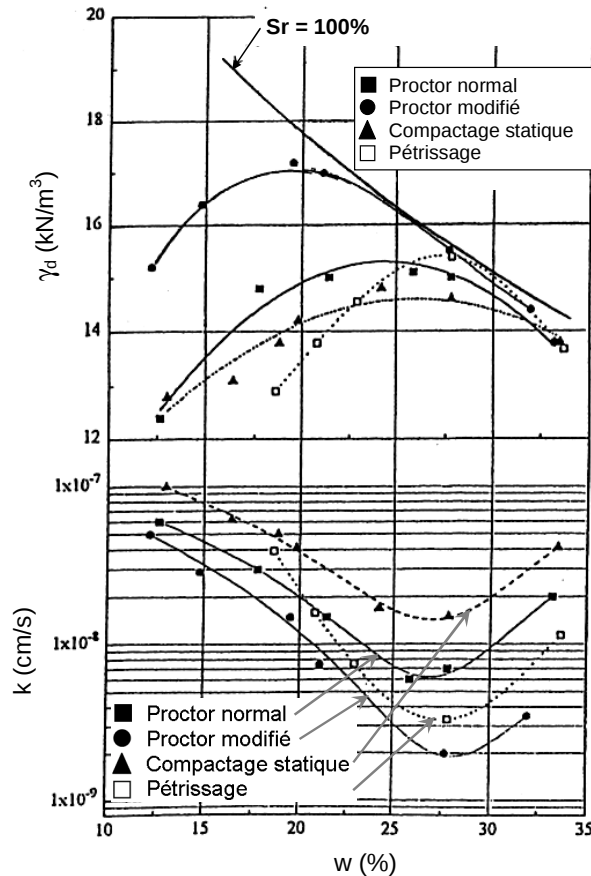


Figure 63. Courbes de compactage et variation de la perméabilité en fonction de la teneur en eau pour différents type de compactage (Daoud, 1996)

II.3.2.1.3 Influence du type de compactage d'un point de vue Energie

Mesbah et al. (1999) mettent en évidence des pertes d'énergie importantes lors du compactage type Proctor (pertes par vibration, par frottement sur les parois...) par rapport au compactage statique. Ainsi, Mesbah et al. (1999) déterminent les énergies statique et dynamique équivalentes permettant d'aboutir à des caractéristiques finales en termes de teneur en eau et de poids volumique identiques. Ils montrent en effet que pour obtenir un même couple (w , γ_d), si une énergie Proctor $E_d = 550 \text{ kN.m/m}^3$ est utilisée, une énergie statique $E_{\text{stat}} = 330 \text{ kN.m/m}^3$ est nécessaire. Ainsi, pour une énergie équivalente e_c identique, $E_{\text{stat}}/E_d = 0.6$. Ces résultats sont en désaccord avec les résultats de Moussaï (1993) et de Subba Rao (1972).

Selon Subba Rao (1972), pour une argile peu plastique ($w_L = 45\%$, $I_p = 25.3\%$), le compactage Proctor normal ($E_d = 450 \text{ kN.m/m}^3$) correspond à une énergie statique de $E_{\text{stat}} = 1300 \text{ kN.m/m}^3$ dans le cas du chemin oedométrique soit $E_{\text{stat}}/E_d = 2.9$. Cette valeur est divisée par trois dans le cas d'un chemin triaxial. Ainsi, le compactage statique en chemin oedométrique semble être très consommateur d'énergie. La différence de poids volumique sec obtenu entre chemin oedométrique et triaxial peut s'expliquer par les frottements importants sur les parois du moules en chemin oedométrique, frottements qui n'existent pas dans le cas du chemin triaxial puisque les déformations latérales sont autorisées. Il ne semble pas que les frottements puissent expliquer la différence de consommation d'énergie entre le compactage statique type oedométrique et le compactage Proctor pour lequel les frottements restent importants.

Moussaï (1993) définit les énergies de compactage statique et dynamique qui permettent d'obtenir le poids volumique optimal $\gamma_{d \text{ opt}}$ pour une énergie équivalente Proctor normal. L'énergie de compactage statique E_{stat} à fournir pour obtenir $\gamma_{d \text{ opt}}$ est plus forte que l'énergie de compactage dynamique E_d . Le rapport $E_{\text{stat}}/E_d (>1)$ pour obtenir un même γ_d augmente lorsque la teneur en argile diminue.

Les courbes de compactage statique et dynamique ne présentent pas la même allure (Moussaï, 1993 ; Daoud, 1996, voir Figure 63). Selon Moussaï (1993) les teneurs en eau optimales obtenues en compactage statique sont différentes de celles obtenues en compactage dynamique. Le décalage entre les teneurs en eau varie entre -3% et +3%. Daoud (1996) montre que le pétrissage donne une teneur en eau à l'optimum plus élevée que le Proctor normal (voir Figure 63)

II.3.2.1.4 Particularités du compactage in situ

Selon Elsbury et al. (1990), la vibration n'améliore pas la densité et ne diminue pas la perméabilité comparée à un compactage statique. L'utilisation d'un pulvimixeur, notamment dans le cas des argiles fortement plastiques, permet d'améliorer l'homogénéité en termes de teneur en eau et de diminuer la taille des mottes (Elsbury et al., 1990).

Influence de l'épaisseur des couches d'argile à compacter

L'augmentation du poids volumique sec des sols fins après compactage est d'autant meilleure que l'épaisseur des couches est faible et que le support est rigide. Selon Elsbury et al. (1990) et Benson et Daniel (1994), plus les couches d'argiles sont épaisses plus la perméabilité diminue et moins il y a de chances pour que les défauts présents dans l'argile (microfissures par exemple) soient connectés entre eux et permettent un écoulement préférentiel à travers l'épaisseur globale de l'argile. Ainsi, Benson et Daniel (1994) compilent les résultats de 53 mesures de perméabilités réalisées in situ sur différents sites. La probabilité d'obtenir une perméabilité supérieure à 10^{-9} m/s est inférieure à 5% pour une épaisseur d'argile de 0.75m (en l'absence de sollicitation comme la dessiccation, le gel, des tassements ou autres sollicitations chimiques). Une épaisseur d'argile de 0.60 m à 0.90 m semble donc suffire à ce que des éventuels chemins préférentiels d'écoulement ne traversent la totalité de la couche d'argile.

Evolution du poids volumique sec avec la profondeur

Morel (cité dans Moussaï 1993) montre que le poids volumique sec tend à diminuer avec la profondeur. En effet, dans le cas d'une grave limoneuse compactée au rouleau vibrant automobile, le poids volumique en surface est de 22 kN/m^3 , tandis qu'à 60 cm de profondeur, le poids volumique est de 21 kN/m^3 . Holtz et Kovacs (1981) présentent l'évolution de la densité en fonction de la profondeur. Cette étude permet de définir les épaisseurs maximales des couches compactées afin de garantir une densité minimale (voir Figure 64).

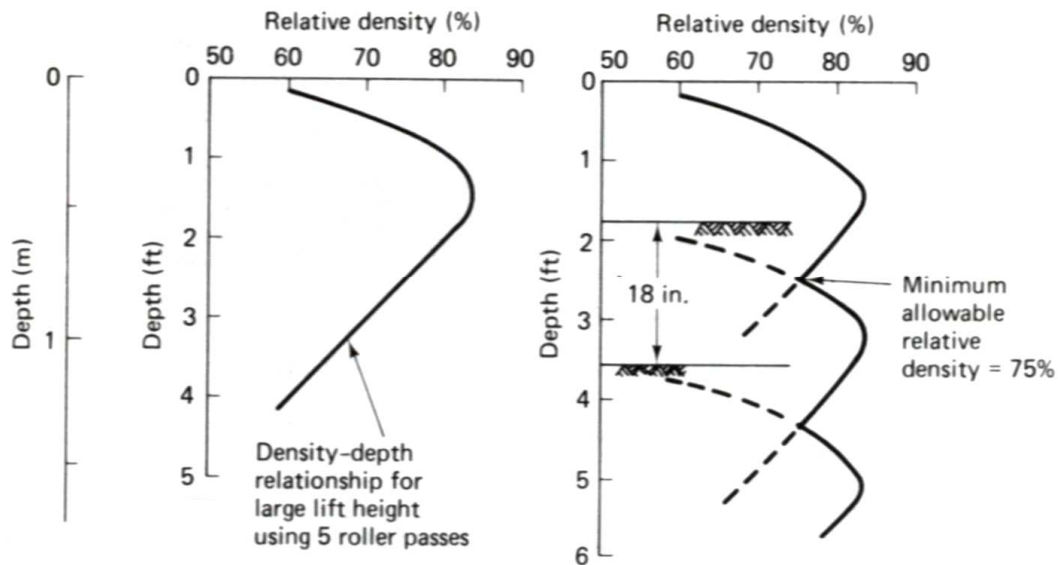


Figure 64. Evolution de la densité d'un sol compacté en fonction de la profondeur, définition de l'épaisseur maximale des couches à compacter (Holtz et Kovacs, 1981)

Conséquences du compactage sur le comportement mécanique d'une argile

II.3.2.1.5 Influence du type de compactage sur le comportement mécanique d'une argile

Kouassi et al. (2000) ont mis au point en laboratoire un essai de pétrissage proche de l'action in situ des rouleaux à pieds dameurs, souvent utilisés pour le compactage des sols fins. Ainsi, d'après Kouassi et al. (2000), à même (w , γ_d), le compactage statique donne un module initial tangent lors des essais triaxiaux nettement plus élevé que le pétrissage, notamment du côté humide de l'optimum. De plus, la résistance au cisaillement à court terme des matériaux in situ est supérieure à celle des matériaux compactés statiquement et par pétrissage en laboratoire.

Sivakumar et Wheeler (2000) réalisent des essais triaxiaux sur des éprouvettes de kaolinite non saturées compactées statiquement et dynamiquement (Proctor). Aucune influence significative du type de compactage n'est mise en évidence. Cependant, ceci n'est pas applicable à toutes les argiles et pour toutes les teneurs en eau. Il semble notamment qu'il y ait une influence du type de compactage sur le comportement du sol à partir d'une certaine teneur en eau (Seed et Chan, 1959). D'après Mitchell et al. (1965) le comportement du sol n'est influencé par le type de compactage que pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum.

Ainsi, il semble donc que le type de compactage ait une influence sur le comportement mécanique d'une argile du côté humide de l'optimum.

II.3.2.1.6 Influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique en cisaillement et en compression

Les performances de la couche de sol (perméabilité, résistance, et potentiel de retrait et de gonflement...) sont très dépendantes de la teneur en eau. Si lors du compactage, le sol est trop sec, la perméabilité obtenue après compactage risque très probablement d'être trop forte ($> 10^{-9}$ m/s) (voir Tableau 23). Si le sol est trop humide, d'autres problèmes peuvent

apparaître. Notamment, la mise en œuvre peut s'avérer très difficile, impliquant la circulation des engins sur un sol mou, très peu portant. Des problèmes d'instabilité au niveau des pentes peuvent apparaître à cause d'une très faible résistance. De plus, les sols très humides sont susceptibles de subir un retrait important et une fissuration par dessiccation. Il est donc primordial d'étudier l'influence de la teneur en eau sur le comportement d'une argile afin de définir les conditions optimales de mise en œuvre.

Comportement en déformation

D'une façon générale, les sols compactés du côté sec de l'optimum pourront subir des tassements plus importants sous une charge donnée. En effet, la présence de macropores entre les agrégats engendre une capacité de réarrangement du sol, et donc une capacité de tassement plus importante. Ils ont de plus une capacité de gonflement plus importante que ceux compactés côté humide. En effet, la teneur en eau du sol étant faible lors de la mise en œuvre, celle-ci peut augmenter de façon très significative ce qui peut engendrer, en fonction de la nature du sol, un gonflement important (voir § 0).

Par contre, un sol compacté côté humide de l'optimum présente un retrait plus important qu'un sol plus sec, la quantité d'eau susceptible de quitter le milieu étant plus importante (voir Figure 65).

Le module des courbes contrainte – déformation est plus fort pour les sols compactés côté sec. (Holtz et Kovacs, 1981)

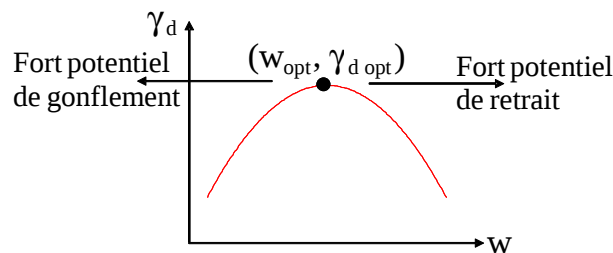


Figure 65. Potentiel de gonflement et de retrait d'un sol en fonction de la teneur en eau (d'après Holtz et Kovacs, 1981)

D'après Ahmed et al. (1974), la rupture du côté sec de l'optimum ($w_{opt} - 5\%$) lors des essais triaxiaux UU est fragile et apparaît pour de faibles déformations. Côté humide de l'optimum ($w_{opt} + 4.5\%$), la rupture se fait par cisaillement et apparaît pour de fortes déformations.

Une relation entre les modules de déformations à la teneur en eau w_x (E_x) et à l'optimum w_{opt} (E_0) est donnée par Cabot et Le Bihan (1993) :

$$[eq.57.] \quad E_x/E_0 = 10^{-0.17 \Delta w_x} \text{ avec } \Delta w_x = (w_x - w_{opt})$$

D'après Cabot et Le Bihan (1993), cette relation est valable pour les modules sécants obtenus en compression simple à la moitié de la contrainte de rupture et à la rupture et pour $-2\% \leq \Delta w_x \leq +5\%$.

Résistance

Lambe et Whitman (1979) ont montré un changement du comportement en fonction de la teneur en eau lors d'essais de compression simple. Pour une même énergie de compactage, la résistance en compression simple (voir [eq.25.]) lorsque la teneur en eau augmente. La rupture est fragile pour de faibles teneurs en eau et plastique pour des teneurs en eau supérieures à la teneur en eau optimum (voir Figure 66).

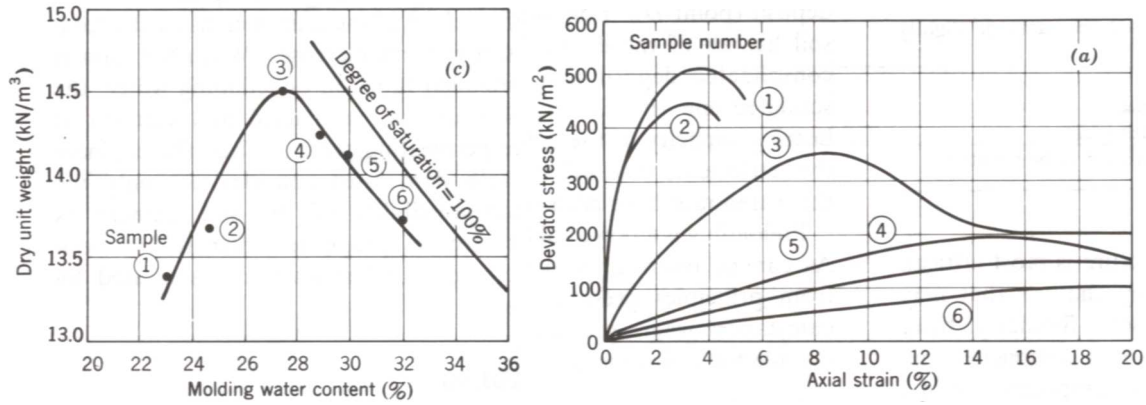


Figure 66. Essais de compression simple pour différents teneurs en eau et pour une même énergie de compactage (Lambe et Whitman, 1979)

Popovic et Sarac (1980) ont réalisé de nombreux essais sur des argiles du type sableuses à celui d'argiles très plastiques. Les essais triaxiaux CU, de compression simple et de cisaillement direct réalisés sur des éprouvettes compactées à différentes teneurs en eau montrent que la résistance (en compression et en cisaillement) diminue lorsque la teneur en eau augmente.

Côté sec de l'optimum, une augmentation de la teneur en eau se traduit par une diminution de la résistance bien que le poids volumique sec augmente. Les auteurs expliquent cette diminution de résistance par le fait que l'augmentation du poids volumique sec reste faible (pour une augmentation de la teneur en eau de 90% w_{opt} à 95% w_{opt} , le poids volumique sec augmente de 3%). Le ratio du déviateur en contrainte maximale $(\sigma_1 - \sigma_3)_{w=95\% w_{opt}} / (\sigma_1 - \sigma_3)_{w=90\% w_{opt}} = 0.832$.

Lorsque la teneur en eau augmente significativement au-delà de l'optimum, et pour un même compactage Proctor normal, le poids volumique sec diminue, ce qui engendre une diminution de la résistance plus importante. Les essais de cisaillement réalisés sur des éprouvettes compactées à 95% et 120% w_{opt} montrent que la résistance au cisaillement est plus faible pour les éprouvettes plus humides $\tau_{120\%opt} / \tau_{95\%opt} = 0.742$ (Popovic et Sarac, 1980).

D'après Alshihabi (2002), la résistance au cisaillement maximale s'obtient pour une teneur en eau inférieure à w_{opt} et un poids volumique inférieur à $\gamma_{d\ opt}$.

Selon Sharma et Bora (2003), il existerait une relation linéaire, qui dépend du type de sol, entre le logarithme décimal de la cohésion non drainée ($\log c_u$) et celui de la teneur en eau ($\log w$). Ils vérifient cette relation pour des teneurs en eau inférieures à la limite de plasticité à des teneurs en eau supérieures à la limite de liquidité et pour des limites de liquidité de 33.8% à 82%.

Leroueil et al. (1992) ont proposé une relation entre la cohésion non drainée c_u , la teneur en eau à l'optimum w_{opt} , l'indice de plasticité I_p et la teneur en eau de compactage w :

$$[\text{eq.58.}] \quad c_u \text{ (kPa)} = 140 \exp (-5.8 (w - w_{opt}) / I_p)$$

Cette relation est vérifiée pour $(w - w_{opt}) / I_p > -0.06$ et pour des argiles présentant des indices de plasticité $11\% < I_p < 47\%$ et repose sur l'hypothèse que $w_p \approx w_{opt}$.

Ahmed et al. (1974) ont réalisé des essais triaxiaux non confinés non drainés sur une illite compactée à différentes teneurs en eau. La résistance maximale (490 kPa) est obtenue pour des éprouvettes compactées à l'optimum Proctor. Pour un même poids volumique et

une même énergie de compactage, la résistance des éprouvettes compactées côté humide et environ égale au 2/3 de la résistance côté sec.

Cui et al. (2001) ont étudié le comportement en compression simple d'un limon ($I_p = 18\%$, $w_L = 37\%$, $<2 \mu m : 34\%$, $<80 \mu m : 96\%$, $w_{opt} = 18\%$, $\gamma_{d\ opt} = 16.7 \text{ kN/m}^3$). Les essais réalisés sur des éprouvettes à même poids volumique sec montrent que la résistance en compression diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. Du côté sec de l'optimum, la résistance est pratiquement 3 fois plus grande que du côté humide. De plus, à même teneur en eau, la résistance augmente lorsque le poids volumique sec augmente.

Selon Al-Shayea (2001), la cohésion d'un sol (mélanges sable - argile en différentes proportions) augmente avec la teneur en eau jusqu'à une certaine valeur puis diminue tandis que l'angle de frottement dans la plupart des cas diminue avec l'augmentation de la teneur en eau.

Craig et Gallagher (1997) ont réalisé des essais triaxiaux non consolidés non drainés sur une argile ($w_L = 34\%$, $w_p = 18\%$, $w_{opt} = 17\%$ et $\gamma_{dopt} = 17.5 \text{ kN/m}^3$) compactée à l'énergie Proctor normale à différents teneurs en eau. Ils montrent une évolution linéaire entre la cohésion non drainée c_u (kPa) et la teneur en eau w (%) (voir [eq.59.]).

[eq.59.]
$$c_u = -14 w + 323.5$$

Cabot et Le Bihan (1993) ont étudié l'influence de la teneur en eau sur la résistance en compression d'une argile issue d'un noyau de barrage. Soit σ_{cx} la résistance en compression à Δw_x ($\Delta w_x = w_x - w_{opt}$), σ_{c0} la résistance en compression à w_{opt} . Pour les 2 sols étudiés, ($w_L = 37$ (resp. 46), $I_p = 23$ (resp. 29), $w_{opt} = 14.6$ (resp. 18.2)), la résistance en compression simple diminue lorsque la teneur en eau augmente, elle est définie à une teneur en eau w_x par :

[eq.60.]
$$\sigma_{cx} = \sigma_{c0} * 10^{-0.123 \Delta w_x}$$

Daniel et Wu (1993) ont montré que la résistance en compression simple diminue lorsque la teneur en eau de compactage augmente et que pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum, la résistance en compression diminue lorsque l'énergie de compactage diminue. Selon Daniel et Wu (1993), il y a très peu d'influence de l'énergie de compactage sur la résistance en compression pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum.

Les résultats présentés ci-dessus sont récapitulés dans le Tableau 20.

Auteurs	Essais	Tendances
Popovic et Sarac (1980)	Triax CU- RC- Cisaillement	$\sigma_{c \max}$ et $\sigma_{t \max} \downarrow$ quand $w \uparrow$
Heibrock et al. (2003)	Traction	$\sigma_{t \max}$ maximal pour $S_r = 87\%$
Leroueil et al. (1992)		$c_u \downarrow$ quand $w \uparrow$
Ahmed et al. (1974)	Triaxiaux UU	σ maximal pour $w = w_{opt}$ σ coté humide = $2/3 \sigma$ coté sec
Cui et al. (2001)	RC	$\sigma_{c \max} \downarrow$ quand $w \uparrow$ $\sigma_{c \max}$ coté humide = $1/3 \sigma_{c \max}$ coté sec $\sigma_{c \max} \uparrow$ quand $e_c \uparrow$
Al-Shayea (2001)		$c_u \uparrow$ puis $\downarrow$ quand $w \uparrow$ $\phi \downarrow$ quand $w \uparrow$
Craig et Gallagher (1997)	Triaxiaux	$c_u \downarrow$ quand $w \uparrow$
Cabot et Le Bihan (1993)	RC	$\sigma_{c \max} \downarrow$ quand $w \uparrow$
Daniel et Wu. (1993)	RC	$\sigma_{c \max} \downarrow$ quand $w \uparrow$ $\sigma_{c \max} \uparrow$ quand $e_c \uparrow$ coté sec
Satyanarayana et Rao (1972)	Traction directe, fendage, flexion	$\sigma_{t \max}$ maximal pour $w_{opt} - 1\%$ à 2%
Nahlawi et al. (2004)	Traction directe	$\sigma_{t \max} \downarrow$ quand $w \uparrow$ Fissuration retardée quand $w \uparrow$
Ajaz et Parry (1975)	Traction directe	$\sigma_{t \max} \downarrow$ quand $w \uparrow$ Fissuration retardée quand $w \uparrow$
Krishnayya et al. (1974)	Traction directe	$\sigma_{t \max} \downarrow$ quand $w \uparrow$ Fissuration retardée quand $w \uparrow$ $\sigma_{t \max} \uparrow$ quand $e_c \uparrow$ coté sec

RC essai de compression simple
Triax CU essai triaxial consolidé non drainé
Triax UU essai triaxial non consolidé non drainé

Tableau 20. Comportement mécanique d'une argile en fonction de la teneur en eau

Cette synthèse met en évidence les contradictions qui existent entre les différentes études.

II.3.2.1.7 Influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique en traction

Origine de la résistance en traction d'un sol

Tschebotarioff et al. (1953) étudient l'influence de la minéralogie sur le comportement en traction d'argiles composées de montmorillonite, d'illite et de kaolinite. Ils montrent que la

montmorillonite présente une résistance et une déformation en traction maximales tandis que pour la kaolinite ces caractéristiques sont minimales.

La résistance en traction d'un sol est faible bien que la résistance en traction d'un agrégat soit nettement plus élevée. En effet, la résistance en traction d'un sol résulte des forces transmises entre les agrégats (voir Figure 83). Dans le cas d'un sol non saturé, les forces sont transmises par les ponts d'eau entre les agrégats et par les pores encore saturés. Ainsi, la résistance en traction d'un sol est directement liée à sa teneur en eau. Lorsque le sol est proche de son état de saturation, la proportion de particules solides comparée à la quantité d'eau présente dans le sol diminue ce qui diminue la résistance en traction. Ainsi, en partant d'un état saturé, la résistance en traction d'une argile compactée augmente lorsque la saturation diminue jusqu'à un taux de saturation d'environ 90%. Lorsque la teneur en eau continue à diminuer, la résistance en traction diminue car la quantité de ponts d'eau entre les agrégats diminue. D'après Heibrock et al. (2003), la résistance en traction d'un sol est maximale pour une saturation d'environ 87%.

Relativement peu de données sont disponibles dans la littérature concernant le comportement en traction des sols fins. Les essais de traction directe sont difficiles à réaliser sur des sols fins et les essais de traction indirecte sont délicats à interpréter.

Traction directe

D'après Scherbeck et Jessberger (1993) les déformations par traction directe pour des éprouvettes d'argile compactées dynamiquement à l'énergie Proctor normal sont comprises entre 1.5% et 4.4%.

Les essais de traction directs réalisés par Nahlawi et al. (2004) ; Ajaz et Parry (1975) et Krishnayya et al. (1974) montrent que, pour une même énergie de compactage E_d , lorsque la teneur en eau w augmente la résistance en traction $\sigma_{t \max}$ diminue tandis que la déformation par traction à l'apparition de la fissure ε_i augmente.

De plus, Krishnayya et al. (1974) ont montré que, du côté sec de l'optimum, la résistance en traction d'un sol augmente lorsque l'énergie de compactage augmente tandis que du côté humide, la résistance en traction est très peu influencée par l'énergie de compactage.

Ajaz et Parry (1975) ont réalisé des essais de traction directe sur des éprouvettes de deux argiles compactées à l'énergie Proctor normal et à différentes teneurs en eau. Les essais de traction directe (voir § II.2.2.1.1) sont réalisés sur des éprouvettes parallélépipédiques (229mm * 25mm * 51mm). La fissuration se produit dans un plan normal à l'application de la force, dans la zone centrale de l'échantillon, où la contrainte est relativement uniforme. Selon Ajaz et Parry (1975) le module sécant diminue tandis que la déformation maximale augmente lorsque la teneur en eau augmente. Ceci suggère donc de compacter l'argile à une teneur en eau forte si de la déformation par traction est susceptible d'avoir lieu.

Traction indirecte

Fang et Fernandez (1981) réalisent des essais de poinçonnement non confinés (voir § II.2.2.1.2) sur des argiles silteuses compactées à l'énergie Proctor normal. Les argiles silteuses sont composées d'un mélange d'argile limoneuse ($w_L = 30$, $I_p = 10$) avec différents pourcentages de sable, de bentonite et de biotite. La résistance en traction déterminée à partir des essais de poinçonnement (voir [eq.32.]) augmente lorsque l'indice de plasticité augmente. D'après Fang et Fernandez (1981), les sols peu plastiques sont plus sensibles à la variation de la teneur en eau que les sols très plastiques. En effet, la résistance en traction d'un sol peu plastique ($I_p = 4.9$) est multipliée par 20 lorsque la teneur en eau passe d'un état sec à w_{opt} . Pour un sol fortement plastique ($I_p = 78.2$) la résistance en traction n'est multipliée que par 4 lorsque la teneur en eau passe d'un état sec à w_{opt} .

Flexion

Des essais de flexion sur des éprouvettes parallélépipédiques (voir Figure 67) sont réalisés en laboratoire par différents auteurs.

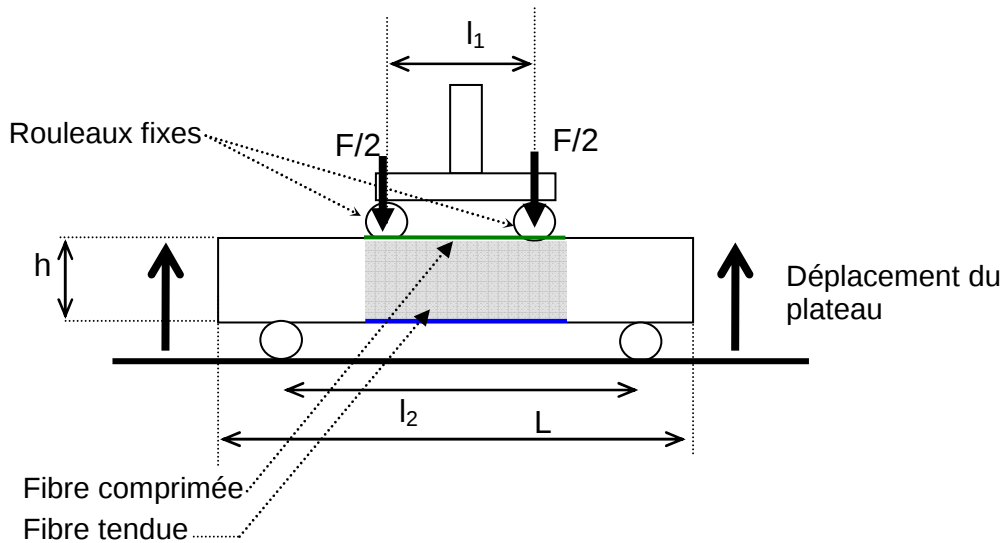


Figure 67. Essai de flexion 4 points en laboratoire

Les principaux résultats d'essais de flexion trouvés dans la littérature sont présentés dans le Tableau 22. Cependant, dans la plupart des cas, toutes les hypothèses de réalisation d'essais (cinétique, géométrie, espacement des points d'application de la force ...) ou d'analyse (méthodologie de calcul de la contrainte, calcul des déformations et notamment zone d'étude) ne sont pas explicitées.

Satyanarayana et Satyanarayana Rao (1972) [1] réalisent des essais de flexion 3 points ($L = 500\text{mm}$, $a = h = 50\text{mm}$) sur des éprouvettes compactées statiquement à différentes teneurs en eau. Pour une énergie de compactage donnée la résistance en traction du sol augmente avec l'augmentation de la teneur en eau, jusqu'à des teneurs en eau de 1% à 2% en dessous de l'optimum puis diminue lorsque la teneur en eau continue à augmenter.

Leonards et Narain (1963) [2] réalisent des essais de flexion 4 points sur des éprouvettes d'argile ($L = 560\text{mm}$, $h = 76\text{mm}$, $a = 70\text{mm}$) à différentes teneurs en eau et différentes énergies de compactage. Ils utilisent une méthode numérique basée sur la théorie de l'élasticité pour interpréter les courbes contraintes de traction - déformation. Les courbes contraintes déformation sont relativement linéaires jusqu'à la rupture. Selon Leonards et Narain (1963), la capacité d'une argile, sollicitée en traction, à se déformer sans subir de dégradation (flexibilité) diminue lorsque l'énergie de compactage augmente. Pour une énergie de compactage donnée, la « flexibilité » de l'argile augmente jusqu'à l'optimum, mais ne continue pas à augmenter pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum ($w_{\text{opt}} + 3\%$). Le compactage des éprouvettes à $w_{\text{opt}} - 2\%$ réduit la flexibilité de 40% comparé à un compactage à w_{opt} . Le compactage à $w_{\text{opt}} + 2\%$ engendre une faible diminution de la flexibilité à court terme. Selon Leonards et Narain (1963), l'indice de plasticité s'avère être un indicateur non sûr pour estimer le potentiel de flexibilité.

Ajaz et Parry (1975) [3] réalisent des essais de flexion 4 points sur deux types d'argile. Les briques ($L = 245\text{ mm}$, $a = h = 51\text{ mm}$, $l_1 = 152\text{ mm}$, $l_2 = 229\text{ mm}$) sont compactées à l'énergie Proctor normal et à différentes teneurs en eau. La charge est appliquée par

incréments jusqu'à la rupture de la brique. La déformation de la fibre tendue est déterminée - dans la partie centrale de l'éprouvette, de longueur $l_c = l_1/2 = 76$ mm. Ajaz et Parry (1975) montrent que la fissuration est initiée en traction, à proximité de l'axe central (entre les deux points supérieurs d'application de la charge) de la brique, dans la partie basse. La déformation de la fibre tendue correspondant à la force maximale appliquée est comprise entre 0.1% et 0.7%. Cette valeur augmente lorsque la teneur en eau augmente. La valeur de la contrainte de compression est inférieure à la résistance en compression du sol, ce qui justifie que la rupture se produise dans la zone tendue et non dans la zone comprimée.

Indraratna et Lasek (1997) [4] étudient l'effet de la mise en œuvre sur la fissuration de l'argile soumise à un essai de flexion 4 points. L'argile étudiée est fortement plastique ($I_p = 30.5\%$, $w_L = 51.8\%$, $w_{opt} = 19\%$, $\gamma_{d\ opt} = 16.9$ kN/m³, $<75\ \mu m = 68\%$). Les briques d'argile ($L = 500$ mm, $a = h = 100$ mm, $l_1 = 170$ mm) sont compactées dynamiquement (compactage type Proctor normal) à différentes teneurs en eau. La flèche résultant uniquement de l'action du poids propre des briques d'argile non renforcée varie entre 0.5 mm et 1 mm. La charge est appliquée à vitesse constante (1.5 mm / min) par l'action des deux rouleaux supérieurs. La raideur J_{FI} est définie comme étant la pente de la courbe charge / déflexion à 50% de la charge maximale. Les résultats des essais de flexion réalisés par Indraratna et Lasek (1997) sont présentés Tableau 21. La déformation maximale de la fibre tendue correspondant à la flèche maximale f_{max} est calculée en prenant l'hypothèse d'une déformée en arc de cercle (voir § 0) et $l_2 = 0.4$ m (valeur exacte non précisée par les auteurs). Les contraintes sont calculées en utilisant la méthode de la flexion élastique (voir [eq.35.]).

w (%)	$F_{FI\ max}$ (N)	Mf (kNm)	$\sigma_{FI\ max}$ (kPa)	f_{max} (mm)	ϵ_{max} (%)	J_{FI} (kN/m)
$w_{opt}=19\%$	210	$15.8 * 10^{-3}$	94.5	1.4	0.003	100
17.6%	137		61.7	2.1	0.007	52
18.2%	176		79.2	1.5	0.003	80
20.1%	174		78.3	1.6	0.004	75
22.6%	37		16.7	0.7	0.0008	60
24.3%	30		13.5	0.7	0.0008	35

Tableau 21. Résultats d'essais de flexion 4 points sur des briques d'argile non renforcée (Indraratna et Lasek, 1997)

Les briques présentent pour de très petites déformations un comportement en charge f(flèche) quasi linéaire- élastique. Le comportement pré-pic est élasto-plastique. Une modification du comportement avec la teneur en eau est mise en évidence. La rupture est fragile pour $w < w_{opt} + 1\%$, et devient ductile pour $w > w_{opt} + 2\%$ (voir Figure 68). Selon Indraratna et Lasek (1997), la raideur J_{FI} ainsi que la force maximale appliquée $F_{FI\ max}$ présentent un maximum pour des teneurs en eau proches de l'optimum. L'argile compactée côté sec de l'optimum semble supporter une déflexion plus importante avant la fissuration. L'augmentation de la teneur en eau engendre une diminution de la force maximale et de la rigidité. Dans tous les cas de teneurs en eau, des déflexions très faibles engendrent une fissuration.

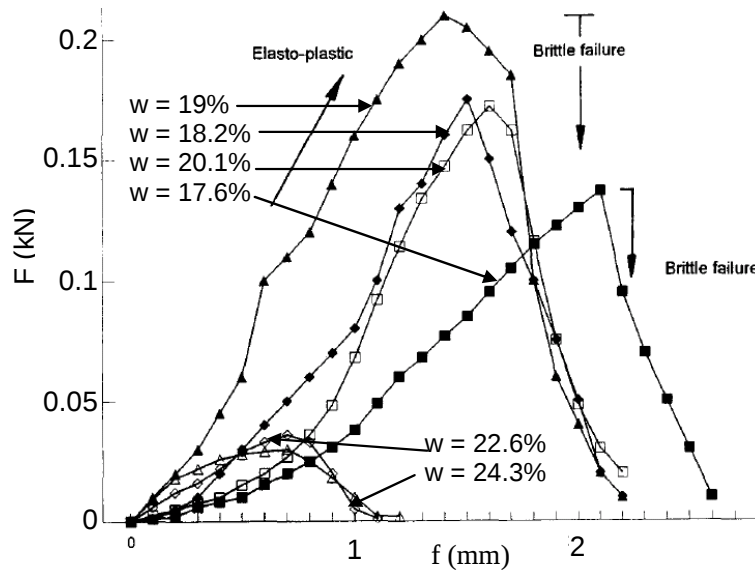


Figure 68. Essais de flexion réalisés sur des briques non renforcées (Indraratna et Lasek, 1997)

Des essais de flexion 4 points ont été réalisés sur des mélanges sable – bentonite par Tripathi (2005) [5]. La teneur massique sèche en bentonite varie entre 5% et 25%. Les essais de flexion 4 points sont réalisés sur des briques ($L = 250$ mm, $h = 40$ mm, $a = 50$ mm) compactées dynamiquement à l'énergie Proctor normal en 3 couches. Les rouleaux supérieurs sont espacés de $l_1 = 75$ mm, les rouleaux inférieurs de $l_2 = 222.5$ mm. La cinétique de l'essai est imposée ($v = 0.24$ mm / min). Deux teneurs en eau sont testées : w_{opt} et $w_{opt} + 15\%$. La charge appliquée sur la brique à l'apparition de la fissure diminue de façon considérable lorsque la teneur en eau augmente. La force maximale appliquée est divisée par un facteur 5 lorsque la teneur en eau augmente de 15%. La déflexion au niveau de la partie basse de la brique à l'apparition de la fissure, varie de 0.6 mm à 0.8 mm soit, avec l'hypothèse d'une déformation en arc de cercle, une déformation d'environ 0.003%. Cette valeur augmente lorsque la teneur en eau augmente et lorsque la teneur en bentonite augmente.

Hallett et Newson (2005) [6] réalisent des essais de flexion 4 points sur des éprouvettes de kaolinite compactée et des mélanges de bentonite et de sable fin ($L = 140$ mm, $a = h = 25$ mm, bentonite : $l_p = 31.7$, $w_L = 63.5\%$). Préalablement à l'essai de flexion, la fissure est initiée au centre de l'éprouvette. L'ouverture et la propagation de la fissure sont analysées. Au démarrage du chargement, la relation entre la force appliquée et l'extension est linéaire témoignant du caractère élastique de la déformation. La pente de cette courbe donne une estimation du module d'Young. Après un point critique, il y a une zone de transition entre le comportement élastique et plastique. Puis, la fissure se propage ce qui se traduit par une diminution brutale de la force appliquée. Enfin, la propagation de la fissure se fait à charge stabilisée. Il s'agit d'un phénomène ductile, la force est relativement constante (voir Figure 69).

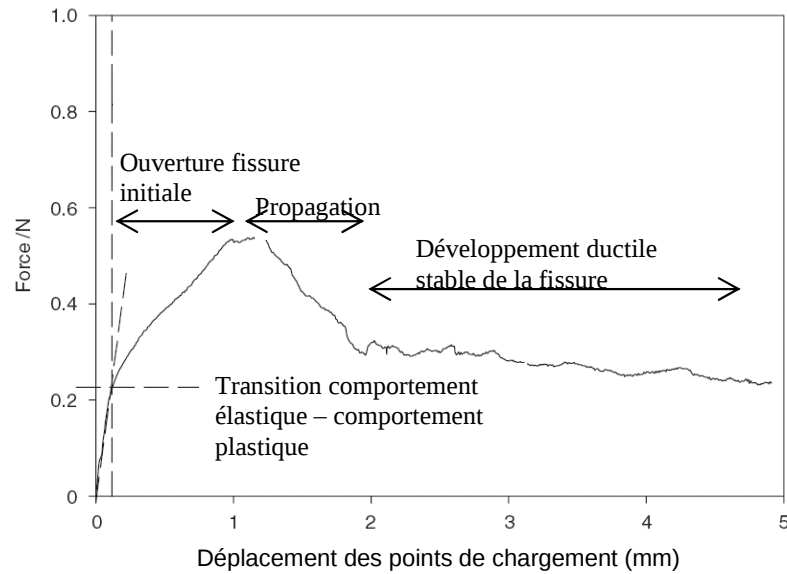


Figure 69. Différentes phases de propagation de la fissure pendant un essai de flexion (Hallett et Newson, 2005)

Les résultats présentés ci-dessus sont récapitulés dans le Tableau 22. Les références entre crochets [] correspondent à la numérotation du Tableau 22, première colonne.

réf	Dimension échantillon mm*mm*mm	%<2 μ m w_L lp	Type sol	w_{opt} (%)	Caract. essais Type compactage	Observations	ε_{max}
[1]	500*50*50	25% 46% 20%	Argile	25	3 points statique	$\sigma_{t max} \uparrow$ avec w jusqu'à w_{opt} -1% à -2%	
[2]	560*70*76	2 sols non plastiques + 4 sols w_L : 9 à 72 lp : 8 à 45	Noyaux de barrage	10.2 à 25.9	3 points	$f_{max} \downarrow$ quand $e_o \uparrow$ $f_{max} \uparrow$ quand $w \uparrow$ jusqu'à $w_{opt} + 3\%$ $f_{max} \uparrow$ avec lp $f_{max}(w_{opt}-2\%) = 0.6 * f_{max}(w_{opt})$	0.15% à 0.32% méthode numérique
[3]	254*51*51	56% 73% 39%	Argile de Gault	24.6	4 points Proctor normal	Rupture en traction $\varepsilon_{max} = 0.1\%$ à 0.7% $\varepsilon_{max} \uparrow$ quand $w \uparrow$	0.2% à 0.7% méthode différentielle calcul sur la partie centrale de longueur $L/3$
		25% 34% 14%	Argile de Balderhead	13			
[4]	500*100*100	-a 51.8% 30.5%		19	4 points Proctor normal étude renforcement	$f_{poids propre} = 0.5\text{mm}$ à 1mm (J et F_{max}) max pour w_{opt} $w < w_{opt} + 1\%$ Rupture fragile $w > w_{opt} + 2\%$ Rupture ductile $f_{max} \uparrow$ coté sec	0.0008% à 0.007% hypothèse : déformation arc de cercle Calcul sur l_2 (hyp : $l_2 = 0.40\text{ m}$)
[5]	250*40*50		Argile + bentonite		4 points Proctor normal	$F_{max} \downarrow$ quand $w \uparrow$ $f_{max} \uparrow$ quand $w \uparrow$ et quand teneur en bentonite $\uparrow$	0.002% à 0.003% hypothèse : déformation arc de cercle Calcul sur l_2
[6]	140*25*25	-a 63.5% 31.7%			4 points	Comportement élastique pour de faibles charges	

Tableau 22. Récapitulatif des essais de flexion réalisés par différents auteurs

Il apparaît que les valeurs de déformation calculées à partir d'une hypothèse de déformée en arc de cercles sont très faibles comparées aux valeurs déterminées par la méthode différentielle ou par méthode numérique. Cependant, il faut noter que la zone d'étude (calcul de ε sur l_2 , sur l_1 ou autre) n'est pas non plus homogène d'un auteur à l'autre et n'est par toujours précisée. Ce paramètre influence nettement la valeur de la déformation. Plus la

zone de calcul est grande devant la dimension l_2 , plus la valeur de la déformation calculée sera faible.

LaGatta et al. (1997) présentent un récapitulatif de plusieurs études déterminant la déformation en traction à la rupture de plusieurs sols argileux. La déformation à l'apparition de la fissure pour des argiles compactées varie de 0.07% à 0.84%. Ces valeurs sont du même ordre de grandeur que les valeurs données par Jessberger et Stone (1991) et par Daniel (1992) (voir § II.4).

L'analyse des résultats des essais de laboratoire donnés dans la littérature mène aux conclusions suivantes :

- Les argiles fortement plastiques sont plus flexibles que les argiles de faible plasticité.
- Lors des essais de flexion la rupture se fait par traction dans la partie centrale de l'éprouvette.
- La déformabilité de l'argile soumise à de la flexion tend à augmenter lorsque la teneur en eau augmente et lorsque l'énergie de compactage diminue.
- La déformation au niveau de la fibre tendue à la fissuration est comprise entre 0.1% et 4%.
- La distorsion acceptable par l'argile est inférieure à 0.1.

Des tendances globales de comportement en flexion ressortent de ces différentes études. Cependant, il est parfois difficile de comparer les résultats présentés puisque les paramètres des essais ainsi que les méthodologies d'analyse des essais sont variées. De plus, selon les études, les résultats pourront être donnés en termes de force, de contrainte (théorie de l'élasticité ou autre), de déformation (moyenne, maximale, à la fissuration...), de distorsion, de flèche. Les matériaux testés (argile plus ou moins plastique, mélange sable – bentonite...), la cinétique des essais, les dimensions des briques, les teneurs en eau, la méthodologie de réalisation des éprouvettes... sont autant de paramètres qui peuvent varier d'une étude à l'autre.

II.3.2.1.8 Conclusions sur l'influence de la teneur en eau sur le comportement d'une argile

A travers les différentes études présentées précédemment, l'influence de la teneur en eau de compactage sur la structure, le comportement hydraulique et mécanique de l'argile a été mise en évidence. Notamment, les propriétés et le comportement de l'argile sont différents que le compactage soit réalisé du côté sec ou du côté humide de l'optimum (Tableau 23).

Propriétés	Côté sec	Côté humide
Arrangement des particules	Plus aléatoire	
Saturation	Nombreux pores non saturés	
Gonflement	Important à plus faible pression capillaire	
Perméabilité	Plus forte	Plus faible
Compressibilité	Forte pour de fortes pressions	Forte pour de faibles pressions
Consolidation	plus rapide	
Résistance		
Lors du compactage	Très forte	Nettement plus faible
Après saturation Non drainé	Très élevée si gonflement empêché	Assez élevée si gonflement
Après saturation Drainé	Assez élevé	
Module en contrainte déformation	Très fort	Nettement plus faible
Sensibilité à l'eau	Très forte	Nettement plus faible

Tableau 23. Propriétés d'une argile, compactage côté sec / côté humide de l'optimum (Holtz et Kovacs, 1981)

Pour la mise en œuvre d'une argile en couverture d'un centre de stockage de déchets, le critère de perméabilité est primordial tandis que le critère de résistance ne semble pas majeur. Une sensibilité à l'eau importante est également néfaste. Ainsi, une mise en œuvre du côté humide de l'optimum semble s'imposer.

II.3.2.1.9 Etude comparative du comportement en compression, en traction directe et en traction indirecte

Le comportement comparé de l'argile obtenu à partir de différents essais de traction et de compression a fait l'objet d'études assez nombreuses mais les résultats sont parfois contradictoires.

Fang et Fernandez (1981) réalisent des essais de fendage et des essais de poinçonnement non confinés sur des mélanges d'argile limoneuse ($w_L = 30\%$, $I_p = 10$) avec différents pourcentages de sable, de bentonite et de biotite. Les éprouvettes sont compactées à l'énergie Proctor normal. Selon Fang et Fernandez (1981), la résistance déterminée à partir des essais de poinçonnement (voir [eq.32.]) est tout à fait comparable à celle obtenue à partir des essais de fendage (voir [eq.34.]). Le ratio entre la résistance en compression simple $\sigma_{c \max}$ (voir [eq.25.]) et la résistance en traction obtenue à partir des essais de poinçonnement non confiné $\sigma_{t P \max}$ est étudié en fonction du type de sol et de la teneur en eau. Pour des sols fortement plastiques, l'influence de la teneur en eau paraît plus importante que le type de sol. Pour des sols faiblement plastiques, le pourcentage d'argile et la teneur en eau présentent une influence tout aussi importante sur le ratio $\sigma_{c \max} / \sigma_{t P \max}$. Le ratio $\sigma_{c \max} / \sigma_{t P \max}$ tend à diminuer lorsque l'indice de plasticité augmente. Pour $I_p > 20$, le ratio $\sigma_{c \max} / \sigma_{t P \max}$ est indépendant de l'indice de plasticité et tend vers une valeur constante égale à 14 dans l'étude de Fang et Fernandez.

Ajaz et Parry (1975) réalisent des essais de traction directe, de flexion et de compression simple sur des éprouvettes de deux argiles compactées à l'énergie Proctor

normal et à différentes teneurs en eau. Selon Ajaz et Parry (1975), le module sécant à la contrainte maximale en compression et en traction augmente et la déformation maximale diminue quand les teneurs en eau diminuent (voir Figure 59). Ceci suggère de compacter l'argile à une teneur en eau forte si de la déformation par traction peut avoir lieu.

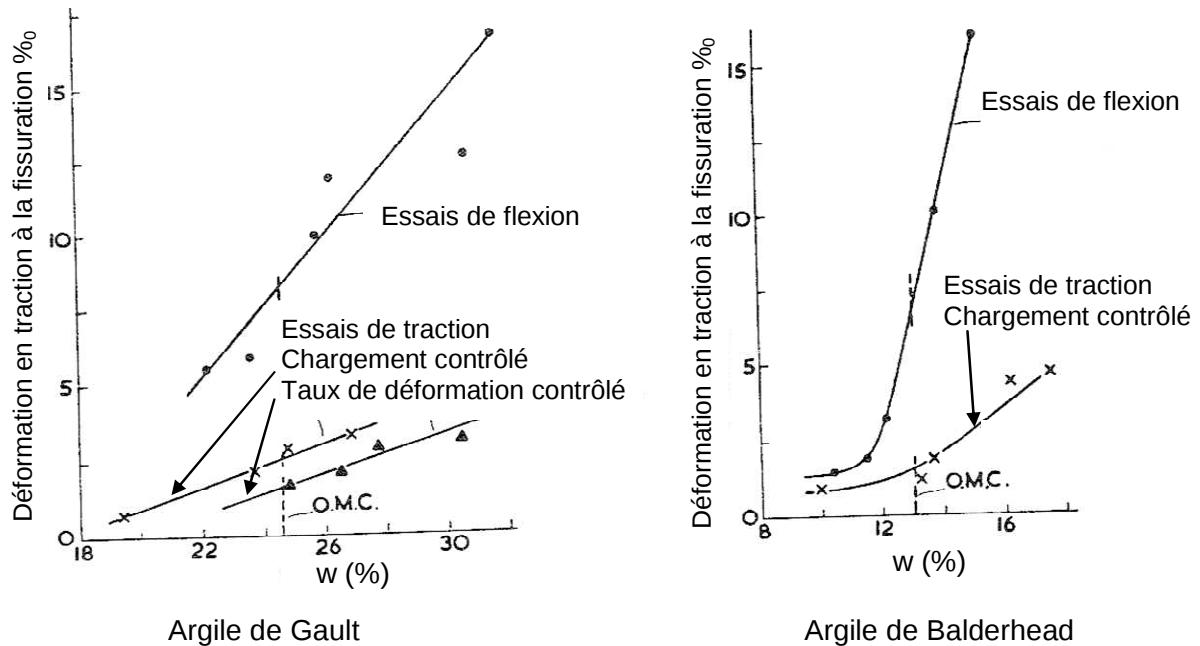


Figure 70. Evolution de la déformation à la rupture en fonction de la teneur en eau pour 2 types d'argile et pour des essais de flexion et de traction (Ajaz, Parry, 1975)

D'après Ajaz et Parry (1975), la déformation maximale en flexion (calculée sur le tiers central de la brique au niveau de la fibre tendu) reste, quelque soit la teneur en eau, supérieure à la déformation maximale en traction directe : 0.06% en moyenne pour la flexion et 0.02% pour la traction directe. Les modules sécants (à la contrainte maximale) obtenus en compression (E_{sc}) et en traction (E_{st}) ainsi que les modules tangents initiaux sont issus des courbes contrainte-déformation. Le rapport des modules E_{st}/E_{sc} varie de 2,3 à 4,8 selon l'argile. Les valeurs relatives des modules dépendent de la teneur en eau. La même observation est faite pour les modules tangents initiaux. Ainsi, l'utilisation de valeurs identiques pour les modules en traction et en compression n'est pas justifiée puisque les modules (initiaux ou sécants) seraient plus importants en traction qu'en compression. (Ajaz, Parry, 1975). Les contraintes de traction sont déterminées en utilisant la méthode différentielle (voir [eq.44.]). Les résultats montrent qu'à même teneur en eau $\sigma_{c \max} \gg |\sigma_{t \text{ FI}}| > |\sigma_{t \text{ max directe}}|$ (Ajaz et Parry, 1975). D'une façon générale, la résistance en traction diminue lorsque la teneur en eau augmente. L'évolution de la résistance en compression en fonction de la teneur en eau varie selon le type d'argile. La résistance en compression diminue pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum. Le comportement avant l'optimum dépend de l'argile (voir Figure 71).

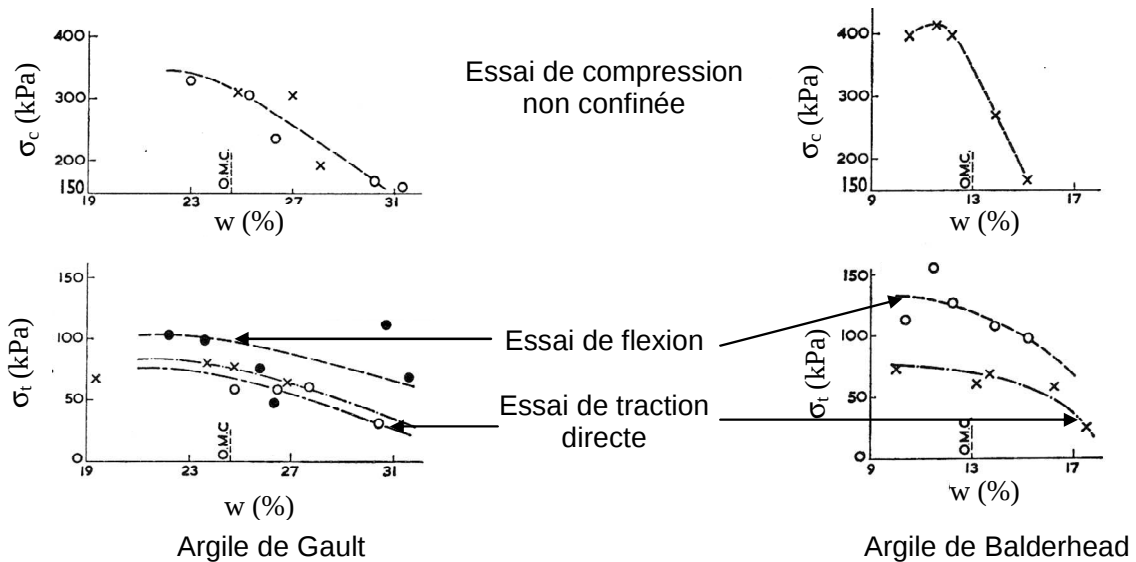


Figure 71. Résistance en traction et en compression en fonction de la teneur en eau pour deux types d'argiles (Ajaz, Parry, 1967)

Selon Lushnikov et al. (1973), en opposition avec Ajaz et Parry (1975) les modules de déformation en compression sont environ trois fois plus importants qu'en traction et la différence entre les modules diminue avec l'augmentation de la teneur en eau

D'après Leonards et Narain (1963) (voir § 0), le ratio de la déformation en traction sur la déformation en compression à la fissuration $\epsilon_{ti} / \epsilon_{ci}$ varie de 0.014 à 0.11. Pour une déformation correspondant à l'apparition de la fissure en traction, la courbe contrainte déformation en compression est linéaire. Selon Leonards et Narain (1963), les modules de déformation en compression et en traction sont comparables.

Satyanarayana et Satyanarayana Rao (1972) montrent que les essais de flexion aboutissent à des résistances $\sigma_{t \text{ Fl max}}$ plus fortes que les essais de traction directe σ_t , elles mêmes plus fortes que pour les essais de fendage $\sigma_{t \text{ F max}}$ (voir Tableau 24). Cependant, les valeurs obtenues lors des essais de flexion paraissent très élevées, ce qui peut s'expliquer par une mauvaise estimation de la position de l'axe neutre pour le calcul des contraintes (voir § II.2.2.1.2). D'après Satyanarayana et Satyanarayana Rao (1972), la résistance en traction obtenue à partir des essais de flexion 3 points, de traction directe et de fendage présente un maximum pour une teneur en eau $w_{\text{opt}} - 1$ à 2%.

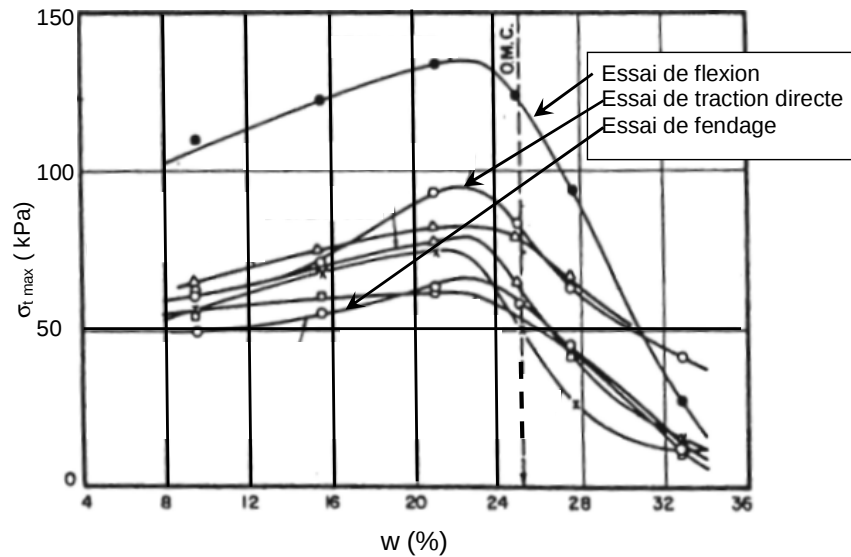


Figure 72. Comparaison des résistances en traction obtenues pour différents essais en fonction de la teneur en eau et à même énergie de compactage (Satyanarayana et Satyanarayana Rao, 1972)

Jamei et al. (2002) ont réalisé des essais de fendage, de flexion et de compression simple sur une argile compactée statiquement à une énergie équivalente $e_c = 100\%$ et à la teneur en eau w_{opt} . Ils définissent les modules de déformation en compression E_c et en traction E_t à partir des essais de fendage (voir § II.2.2.1.2) en utilisant les formules suivantes :

[eq.61.] $E_t \approx F_F / (\Delta H * H) (v + 0.27324)$

[eq.62.] $E_c \approx 0.6366 F_F / (\Delta V * H) (v + 3)$

F_F Charge axiale,
 ΔV Déplacement vertical,
 ΔH Allongement horizontal,
 v Coefficient de poisson
 H Hauteur de l'éprouvette

Le module de déformation en traction est également défini à partir des essais de flexion ($L = 160$ mm, $a = h = 40$ mm) par :

[eq.63.] $E_t = F_{Fi \max} l_1^3 / (f_{\max} * 16 * a^4)$

F_i charge à fissuration (daN),
 f_i flèche à fissuration (mm),
 a côté de la brique (mm),
 l_1 espacement des points d'application de la charge (mm)

Pour les essais de compression simple, le module en déformation E_c considéré est la pente de la partie linéaire de la courbe contrainte déformation à 0.2% de déformation.

Selon Jamei et al. (2002), les modules de compression déterminés à partir de l'essai brésilien sont inférieurs à ceux déterminés par les essais de compression simple. Le module en traction déterminé par l'essai de flexion est trois fois plus grand que celui déterminé à partir de l'essai brésilien. La résistance en traction par flexion est environ 5 fois plus grande que la résistance en traction par fendage. La valeur de résistance en traction obtenue par l'essai brésilien est approximativement le cinquième de la résistance en compression (Jamei et al., 2002) (voir Tableau 24).

Auteurs	Contraintes à la rupture	Module	Déformation à la rupture
Fang et Fernandez (1981)	$\sigma_{p \max} \approx \sigma_{t F \max}$ $\sigma_c / \sigma_t \downarrow$ quand $l_p \uparrow$		
Ajaz et Parry (1975)	$\sigma_t \downarrow$ quand $w \uparrow$ $\sigma_c \downarrow$ quand $w \uparrow$ pour $w > w_{opt}$ $\sigma_{C \max} > \sigma_{t FI \max} > \sigma_{T \max}$	E_T et $E_C \uparrow$ quand $w \downarrow$ $E_T > E_C$	$\varepsilon_{FI} > \varepsilon_T$ ε_T et $\varepsilon_C \downarrow$ quand $w \downarrow$
Lushnikov et al. (1973)		$E_C = 3 E_T$ $E_C / E_T \downarrow$ quand $w \uparrow$	
Leonards et Narain (1963)			$\varepsilon_T / \varepsilon_C = 0.011$ à 0.14
Satyanarayana et Satyanarayana Rao (1972)	$\sigma_{t FI \max} > \sigma_{T \max} > \sigma_{t F \max}$		
Scherbeck et Jessberger (1993)	$\sigma_t \downarrow$ quand $w \downarrow$		ε_t de 1.5% à 4.4% $\varepsilon \downarrow$ quand $w \downarrow$
Jamei et al. (2002)	$\sigma_{t FI \max} = 5 \sigma_{t F \max}$ $\sigma_{c F \max} = 1/5 \sigma_{C \max}$	$E_{c F} < E_C$ $E_{FI} = 3 E_{t F}$	

FI essai de flexion

C essai de compression simple

c F essai fendage, calcul en compression

t caractéristiques en traction

p essai de poinçonnement

T essai de traction directe

t F essai fendage, calcul en traction

c caractéristiques en compression

Tableau 24. Comparaison des contraintes et déformations obtenues en compression et en traction

Il apparaît donc que la valeur de la résistance en traction dépend fortement de l'essai utilisé pour sa détermination. La résistance en compression est supérieure à la résistance en traction. Les différentes études présentées s'accordent à montrer que les essais de flexion donnent les valeurs de résistances les plus fortes, devant les essais de traction directe et de fendage. De plus, les essais de fendage et de poinçonnement donnent approximativement les mêmes valeurs. Les modules de déformation en compression sont différents des modules en traction. Dans le cadre de la modélisation numérique et des différents calculs, il n'apparaît donc pas justifié de prendre des modules en compression et en traction égaux.

Nous nous sommes efforcés, dans ce qui précède, de présenter avec un maximum de précisions les différents résultats. Cependant, il faut noter que pour certaines études, la méthode de détermination des paramètres (module, contrainte, déformation) n'est pas justifiée, ce qui rend la comparaison des différentes études délicates.

Conséquences du compactage sur les propriétés hydrauliques d'une argile

Les écoulements dans les milieux poreux se font à travers des séries de pores interconnectés, de taille et de forme différentes. D'une façon générale, la perméabilité d'un sol dépend du volume, de la taille et de la répartition des pores. La perméabilité d'un sol est principalement contrôlée par les gros pores, appelés macropores et caractérisés par un diamètre effectif supérieur à 1 μm . Or, la répartition et la taille des pores dépendent de la

structure du sol. Dans le cas d'une argile compactée, trois types de pores sont définis : (i) les pores entre les agrégats (ou mottes) d'argile, (ii) les pores au sein des agrégats, et enfin éventuellement, en cas d'une déformation due à des sollicitations mécanique ou hydraulique (iii) les pores dus à la fissuration de l'argile. Ces derniers sont ceux qui contrôlent en grande partie les écoulements à travers une couche d'argile. Dans le cadre de cette étude, la fissuration est considérée inexistante (argile intacte) dans un premier temps. Il sera étudié par la suite les conditions d'apparition de ces fissures. Les pores inter et intra agrégats sont donc les seuls considérés dans l'étude de la perméabilité initiale (avant sollicitation mécanique, hydraulique ou thermique de l'argile autre que résultant de la mise en œuvre).

Le compactage, modifiant la structure d'un sol, engendre donc la modification de sa perméabilité. Les conditions de mise en œuvre de l'argile doivent être définies de façon à créer une structure permettant de réduire suffisamment la perméabilité afin de respecter les réglementations ($k < 10^{-9}$ m/s dans notre cas). Une structure dispersive augmente la tortuosité des pores et diminue leur dimension. Ainsi, sur site, lors de la mise en œuvre, le compactage devra induire des efforts de cisaillement au sein de l'argile suffisamment importants afin d'obtenir une structure dispersive et non floculée (voir § 0).

Les facteurs clés influençant la perméabilité des sols fins compactés et utilisés dans les barrières hydrauliques sont déterminés en fonction des étapes de réalisation (Elsbury et al., 1990, voir Tableau 25).

	Facteurs influençant la perméabilité
Stade de la conception	
	Type de sol : Ouvrabilité Granulométrie
	Surcharges
	Epaisseur de la barrière
	Stabilité du sol compacté, de la fondation et des flancs
Stade de la réalisation	
	Couple teneur en eau de compactage (degré de saturation) – poids volumique sec
	Epaisseur de la couche compactée
	Energie (nombre de passes) et type de compactage (type de compacteur et poids)
	Dimensions des mottes
	Préparation du sol avant compactage
Stade post-réalisation	
	Conditions climatiques : Gel Dessiccation

Tableau 25. Facteurs clés influençant la perméabilité des sols fins compactés utilisés dans les barrières hydrauliques (adapté de Elsbury et al., 1990)

Concernant l'influence du type de sol sur la perméabilité d'une argile, Al-Shayea (2001) montre que la perméabilité diminue lorsque la teneur en argile augmente jusqu'à 40%. Au-delà, la diminution de la perméabilité n'est plus significative. La perméabilité diminue lorsque l'activité ($I_p / (\% < 2\mu m)$) de l'argile augmente. D'après Benson et al. (1994-2), la perméabilité d'une argile diminue lorsque la plasticité augmente, particulièrement pour des valeurs d'indice de plasticité passant de 10 à 30. Au-delà ($I_p > 30$), la diminution de la perméabilité

est très faible lorsque la plasticité augmente. Une perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s peut être atteinte pour des valeurs $w_L \geq 20\%$ et $I_p \geq 7\%$. De plus, un pourcentage de fines ($< 80\mu\text{m}$) d'au moins 30% et un pourcentage d'argile ($< 2\mu\text{m}$) d'au moins 15% paraît nécessaire à l'obtention d'une perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s (Benson et al., 1994-2). Benson et al. (1994-2) recommandent, pour obtenir une perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s d'utiliser un sol dont l'activité est supérieure à 0.3.

Dans le cas particuliers de la mise en œuvre d'une argile en couverture d'un centre de stockage de déchets, la perméabilité de la barrière de couverture peut également être modifiée par l'action de :

- Sollicitations mécaniques suite à un tassement des déchets sous jacents, à la circulation d'engins...
- Intrusion racinaire
- Action de produits chimiques (lixiviats...)

Mitchell et al. (1965), Benson et Trast (1995), Benson et al. (1999) s'accordent à dire que lors du compactage de l'argile, l'énergie de compactage et la teneur en eau sont les principaux paramètres influençant la perméabilité. Par la suite, une attention particulière sera donc portée à l'étude de l'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur le comportement de la barrière argileuse de couverture.

II.3.2.1.10 Influence de la teneur en eau sur les propriétés hydrauliques d'une argile

Différentes études montrent que la perméabilité est très fortement influencée par la teneur en eau lors du compactage (Lambe, 1958, Mitchell et al., 1965, Moussaï, 1993). Deux théories peuvent expliquer l'influence de la teneur en eau sur la perméabilité : Théorie de l'orientation des particules (Lambe, 1958) et théorie des mottes (Olson, 1963)

La théorie des mottes proposée par Olson suppose que l'écoulement dans les sols fins se fait par les pores inter-agrégats et non par les agrégats eux-mêmes. Dans le cas d'une argile compactée à de faibles teneurs en eau (côté sec), les pores inter-agrégats sont de taille importante (macroporosité), du fait que les agrégats sont durs et peu déformables. La perméabilité est donc forte. Lorsque la teneur en eau de l'argile est plus importante, les agrégats d'argile deviennent de moins en moins raides et de plus en plus déformables. Les macropores disparaissent, la perméabilité diminue. A l'échelle microscopique, l'augmentation de la teneur en eau lors du compactage permet une réorientation des particules d'argile ce qui a pour conséquence de modifier la répartition en diamètres des différents pores (Ahmed et al., 1974, voir Tableau 19). Ceci a pour effet de diminuer la perméabilité de l'argile (Benson et al. 1994-2). Un sol compacté côté humide de l'optimum présentera une perméabilité plus faible de plusieurs ordres de grandeur qu'un sol compacté côté sec (Mitchell et al., 1965, Holtz et Kovacs, 1981, Moussaï, 1993).

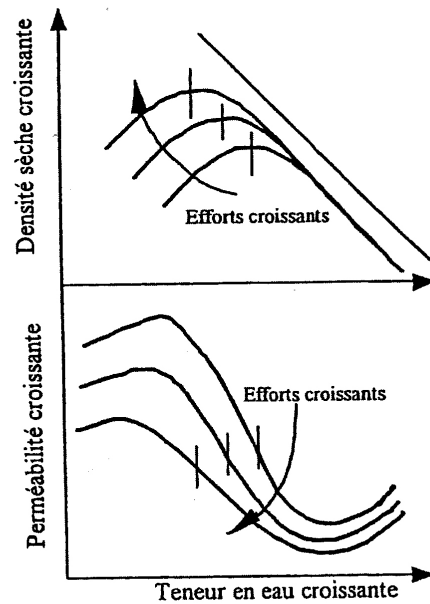


Figure 73. Influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur la conductivité hydraulique (Elsbury et al., 1990)

La perméabilité en saturée minimale est atteinte pour des teneurs en eau de compactage de 2% à 4% supérieures à l'optimum (Benson et al., 1994-2, Elsbury et al., 1990, voir Figure 73). Selon Elsbury et al. (1990), la perméabilité est diminuée d'un ordre de grandeur lorsque la saturation passe de 90% ($w \approx w_{opt}$) à 95% ($w \approx w_{opt} + 3\%$ à 4% environ). D'après Daniel et Wu (1993), la perméabilité d'une argile sableuse ($w_{opt} = 14\%$, $\gamma_{dopt} = 18.4 \text{ kN/m}^3$, $w_L = 30\%$, $I_p = 12\%$, graviers : 2%, sable : 65%, $< 5\mu\text{m}$: 15%) diminue lorsque la teneur en eau augmente jusqu'à $w_{opt} + 2\%$, à même énergie de compactage. Si la teneur en eau continue à augmenter, la perméabilité augmente. Daniel et Wu (1993) ont vérifié cette tendance pour différentes énergies de compactage.

D'après Moussaï (1993) la perméabilité des échantillons compactés côté sec de l'optimum est très fortement influencée par la taille des mottes. Du côté humide, la perméabilité est indépendante de la taille initiale des mottes et ceci quelque soit le mode de compactage (Moussaï, 1993). Ceci s'explique par le fait que côté humide, les grosses mottes présentes avant compactage s'écrasent, faisant ainsi disparaître les macropores.

II.3.2.1.11 Influence du type de compactage sur les propriétés hydrauliques d'une argile

Le type de compactage influence la perméabilité de l'argile (Mitchell et al., 1965; Moussaï, 1993). Moussaï (1993) a montré qu'à même teneur en eau (côté humide de l'optimum) et même poids volumique, donc à même énergie de compactage équivalente, le compactage dynamique permet d'obtenir une perméabilité environ 50% inférieure à celle obtenue en compactage statique. Du côté sec de l'optimum, les perméabilités sont similaires pour les deux types de compactage (voir Figure 74). Selon Moussaï (1993), la perméabilité des échantillons compactés statiquement est moins influencée par la taille des mottes que les échantillons compactés dynamiquement. De plus, la perméabilité des échantillons préparés avec un sol présentant avant compactage des petites mottes ($< 5 \text{ mm}$) est quasi indépendante du type de compactage et donc de la structure du sol. Au contraire, la perméabilité des échantillons préparés avec des sols présentant des grosses mottes ($> 5 \text{ mm}$ et $< 20 \text{ mm}$) est très influencée par le mode de compactage du côté sec (Moussaï, 1993).

La faible perméabilité associée au compactage dynamique et au pétrissage est due à des contraintes de cisaillement plus importantes et à une structure plus dispersée (Mitchell et al., 1965, Daoud, 1996, voir § 0). Ces contraintes facilitent le remodelage des agrégats et la

réorientation des particules d'argile ce qui diminue la taille des pores qui contrôlent l'écoulement. La perméabilité s'en trouve elle aussi diminuée (Benson et Boutwell, 2000). Le compactage statique engendre des vides de tailles relativement importantes qui créent des chemins préférentiels d'écoulement en ainsi une augmentation de la perméabilité (Silver et Joseph, 1999).

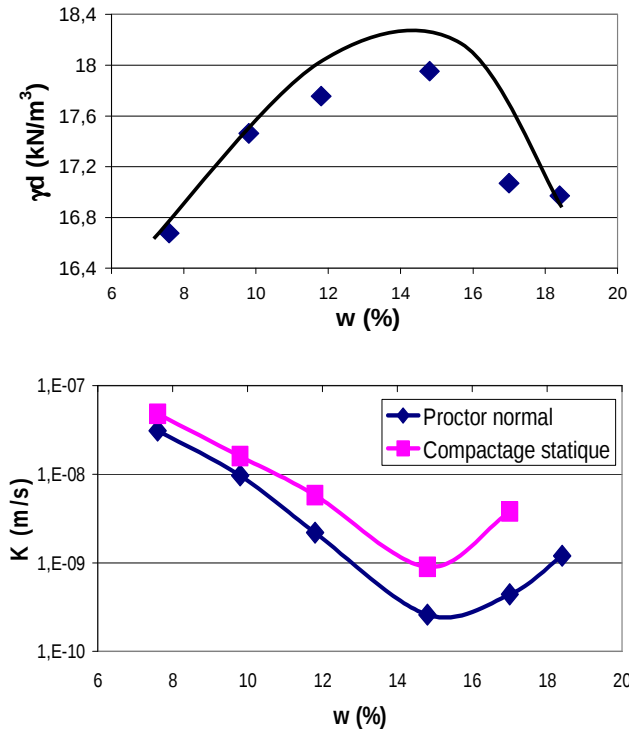


Figure 74. Evolution de la perméabilité en fonction de la teneur en eau et du type de compactage à énergie de compactage équivalente identique, d'après Moussai (1993)

In situ, pour le compactage des argiles de couverture, un compacteur à pieds de mouton est en général utilisé car celui-ci permet une bonne interpénétration des couches successives d'argile et fragmente les mottes. Selon Benson et al. (1994-2), les perméabilités obtenues grâce à un compacteur à pieds de moutons sont approximativement 4 fois plus faibles que celles obtenues avec à un compacteur lisse. D'une façon générale la perméabilité diminue lorsque le poids du compacteur augmente, tous autres paramètres identiques, c'est-à-dire lorsque l'énergie de compactage augmente (Benson et al. ,1994-2).

Les essais réalisés par Moussaï (1993) montrent que la perméabilité d'échantillons de marne compactés statiquement en laboratoire est 7 à 16 fois plus forte que la perméabilité des échantillons compactés en place à même (w , γ_d). Selon Moussai (1993), ceci provient du fait que l'engin de compactage produit un meilleur arrangement des grains par rapport au compactage statique.

II.3.2.1.12 Influence de l'énergie de compactage sur les propriétés hydrauliques d'une argile

Selon Moussaï (1993), l'influence de la teneur en eau sur la perméabilité d'un sol est d'autant plus importante que l'effort de compactage est faible, surtout du côté sec de l'optimum. Une énergie de compactage relativement faible ne permet pas de casser les mottes de sols, qui du côté sec sont raides. La perméabilité est donc plus importante lorsque le sol est compacté côté sec de l'optimum et pour de faibles énergies de compactage (Moussaï, 1993). Lorsque l'énergie de compactage augmente, les mottes sont cassées, elles

s'imbriquent. La perméabilité diminue donc. Ceci est en accord avec les résultats de Daniel et Wu (1993) (voir Figure 75).

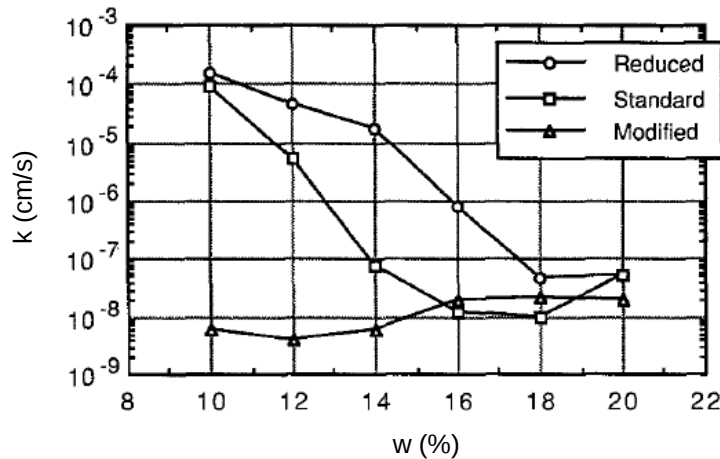


Figure 75. Evolution de la perméabilité en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage (Daniel et Wu, 1993)

Guler et Bozbey (2001) ont étudié l'influence de l'énergie de compactage en laboratoire et in situ sur la perméabilité d'un même sol ($w_L = 49\%$, $I_p = 17$, $<2 \mu m = 40\%$). En laboratoire, la perméabilité est mesurée avec un perméamètre à paroi flexible sur des échantillons compactés dynamiquement avec des énergies Proctor normal, réduit et modifié avec des teneurs en eau de 2% à 3% supérieures à l'optimum. In situ, la perméabilité est mesurée à l'infiltromètre à double anneau. In situ, le sol est compacté avec un compacteur à pneus, du côté sec de l'optimum et à différentes énergies de compactage. Pour la zone faiblement compactée, la pression de compactage est de 400 kPa. Pour la zone fortement compactée, la pression de compactage est de 700 kPa. Dans tous les deux cas, les poids volumiques obtenus varient de 80% $\gamma_{d \text{ opt}}$ à 110% $\gamma_{d \text{ opt}}$. Selon Guler et Bozbey (2001), la perméabilité n'est pas influencée par l'énergie de compactage. Ces conclusions sont en opposition avec les résultats de Moussaï (1993). Cependant, il est difficile de tirer des enseignements des mesures réalisées in situ par Guler et Bozbey puisqu'il n'est pas précisé notamment l'évolution du poids volumique sec en fonction de l'énergie de compactage. Ces conclusions tendent à penser que l'énergie de compactage mise en œuvre sur le site, même dans la zone fortement compactée, n'est pas suffisante à casser les mottes d'argile pour de faibles teneurs en eau.

II.3.2.1.13 Conclusion sur l'influence du compactage sur les propriétés hydrauliques d'une argile

Outre la teneur en eau, l'énergie et le type de compactage, d'autres paramètres influent sur la perméabilité de l'argile. La barrière argileuse n'est qu'un composant de la structure multi couche de couverture. Ainsi, l'ensemble de la structure doit être pris en compte dans l'étude des caractéristiques hydraulique de l'argile. Par exemple, la présence d'une surcharge sur la couche d'argile permet de diminuer la perméabilité de celle-ci en empêchant le gonflement, en refermant les fissures et en diminuant les vides entre les particules (Daniel, 1987). La présence d'une couche de drainage peut engendrer une diminution de la teneur en eau de l'argile et éventuellement une augmentation de sa perméabilité.

Les conditions de mise en œuvre doivent permettre de minimiser la perméabilité de l'argile mais le comportement mécanique (résistance et déformation) doit également être pris en compte. L'augmentation de la teneur en eau de l'argile tend à diminuer la perméabilité mais engendre également une diminution de la résistance de l'argile, une augmentation du

pouvoir de retrait...Il est nécessaire de définir les caractéristiques fondamentales que doit présenter l'argile en barrière de couverture afin d'obtenir une combinaison optimale des paramètres de mise en œuvre.

De plus, comme il a été dit précédemment, les pores responsables en grande partie de l'écoulement de fluide à travers des couches d'argile compactée sont ceux résultant d'une fissuration de l'argile. Ainsi, il est primordial d'empêcher cette fissuration de l'argile, que ce soit pendant la mise en œuvre de celle-ci en couverture ou après la fermeture des alvéoles. Il est donc nécessaire de définir les risques de fissuration de l'argile en fonction des différents facteurs externes et internes et des sollicitations. La définition de ce risque doit également prendre en compte le facteur temps, et ainsi, l'évolution des caractéristiques de l'argile au sein de la couverture avec le temps. La conception du centre de stockage, le choix de l'argile, les conditions de mise en œuvre de celle-ci doivent permettre de minimiser le risque de fissuration.

II.4 Comportement d'une argile mise en œuvre en couverture en fonction de la sollicitation

II.4.1 Sollicitation mécanique

Types de sollicitations mécaniques

Les couvertures des centres de stockage de déchets, et en particulier la couche argileuse, peuvent être soumises à de nombreuses sollicitations mécaniques. Citons par exemple le cas d'instabilité au niveau des talus, de circulation d'engins, de pénétration d'animaux ou de racines, de tassement des déchets sous-jacents...

Des tassements de 5% à 30% apparaissent souvent dans les centres de stockage de déchets suite à la dégradation des déchets (Spikula, 1997 ; Olivier et Gourc, 2007) Spikula (1997) a mesuré des tassements supérieurs à 10% de la hauteur du site sur 3 ans. L'hétérogénéité des déchets induit des tassements différentiels qui ont pour conséquence de rendre les surfaces de centre de stockage ondulées. En cas de tassement des déchets sous-jacents, l'argile de couverture est soumise à de la flexion. Certaines zones sont sollicitées en traction, d'autres en compression. Cependant, l'argile étant nettement moins résistante en traction qu'en compression, ce sont donc les sollicitations en traction qui vont être préjudiciables. D'autres types de sollicitations (hydraulique ou thermique et notamment dessiccation, ou gel...) soumettent également l'argile à de la traction. Par la suite, nous nous sommes concentrés sur les sollicitations mécaniques directes à conditions hydrauliques constantes. Dans le cas où la sollicitation en contrainte (respectivement en déformation) de l'argile est supérieure à sa résistance (respectivement à la déformation admissible), de la fissuration apparaît créant ainsi des chemins d'écoulement préférentiels. L'argile peut ne plus remplir son rôle de barrière étanche. Il est donc primordial d'étudier le comportement de l'argile en traction puis plus précisément en flexion. C'est plus particulièrement ce dernier type de sollicitation qui est étudié par la suite.

Comportement de l'argile en flexion

D'après Gilbert et Murphy (1987), la barrière de couverture d'un centre de stockage est plus sensible à des tassements se produisant sur des courtes distances qu'à des tassements relativement uniformes sur de grandes distances. Ainsi, une distorsion δ importante (voir § 0) engendre des déformations induites au sein de la couche d'argile plus importantes. Lorsque la déformation induite en traction est supérieure à la déformation admissible, des fissures se développent. D'après Jessberger et Stone (1991), la couverture argileuse ne peut supporter des tassements différentiels, résultant d'une distorsion δ , supérieurs à 0.10, sans se fissurer. Daniel (1992) a montré que l'argile ne peut pas supporter des déformations en traction supérieures à 0.1% à 1% correspondant à une distorsion de 0.05 à 0.15. Ainsi, un

tassement supérieur à 0.15m à 0.45m au niveau d'un fontis circulaire de 6m de diamètre engendre la fissuration de l'argile. Dans les couvertures de centres de stockage, des tassements de 0.1m à 1m sur une distance horizontale de 1 à 10m sont relativement fréquents.

LaGatta et al. (1997) présentent un récapitulatif de plusieurs études (Tschebotarioff et al., 1953 ; Leonards et Narain, 1963 ; Ajaz et Parry, 1975 ; Scherbeck et al., 1991 et Scherbeck et Jessberger, 1993) menées à différentes échelles. Ces études montrent que la déformation par traction admissible d'une argile compactée est de 0.1% à 4%. Selon LaGatta et al. (1997) la déformation admissible pour un géosynthétique bentonitique est de 1 à 10% et de 20% à 100% pour une géomembrane.

Les études concernant le comportement d'une couche de sol compactée soumise à un tassement différentiel sont réalisées à différentes échelles : essais de laboratoire sur échantillons décimétriques, essais en centrifugeuse, essais en grandeur réelle.

De plus, il faut noter que les différents auteurs ne mesurent pas systématiquement les mêmes paramètres. Notamment, en cas de tassement, certains mesurent le tassement en surface, noté f_{is} , d'autres mesurent le tassement à la base de la couche de sol, noté f .

II.4.1.1.1 Les essais en centrifugeuse

Les essais de flexion de laboratoire (voir § II.3.2.1.7) sont réalisés sur des éprouvettes de dimensions décimétriques. Afin de prendre en compte le facteur d'échelle et de se rapprocher de la sollicitation réelle de la barrière argileuse soumise au tassement différentiel des déchets sous jacents, une modélisation en centrifugeuse est utilisée par plusieurs auteurs (Viswanadham et Mahesh, 2002 ; Craig et Gallagher, 1997 ; Jessberger et Kockel, 1993). Les essais en centrifugeuse permettent de soumettre un modèle réduit d'une couverture d'un centre de stockage par exemple, à une accélération centripète qui est nettement supérieure à l'attraction de la terre g . L'accélération est choisie de façon à augmenter le poids volumique du sol testé dans la même proportion que la réduction des dimensions du modèle. Les essais menés en centrifugeuse permettent d'appréhender l'influence de la teneur en eau (Sterling et Ronayne, 1984), de la surcharge (Scherbeck et Jessberger, 1993 ; Craig et Gallagher, 1997, Viswanadham et Mahesh, 2002), des caractéristiques de l'argile et notamment de sa plasticité (Craig et Gallagher, 1997), de l'épaisseur de la couche d'argile (Viswanadham et Mahesh, 2002) d'un renforcement au sein de l'argile (Gourc et al., 2007, Viswanadham et Jessberger, 2005) sur le comportement en flexion de l'argile. Dans ce qui suit les dimensions réelles H_R sont calculées à partir des dimensions de modèle H_m et de l'accélération N_g tels que $H_R = H_m * N$.

Influence de la surcharge

D'après Craig et Gallagher (1997), une augmentation de la surcharge diminue le risque de fissuration.

Viswanadham et Mahesh (2002) réalisent de nombreux essais en centrifugeuse afin d'étudier l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement d'une couche d'argile soumise au tassement des déchets sous-jacents (voir Figure 76) : épaisseur de la couche d'argile ($h_{CR} = 1.5 \text{ m}$ à 3 m), consistance (I_c de 0.63 à 1.03) et surcharge (de 0 kPa à 80 kPa). L'argile étudiée est une kaolinite ($w_L = 45\%$, $I_p = 16 \%$, $< 2\mu\text{m} = 63 \%$). L'accélération imposée est 150 g. La déformation finale correspond à un tassement en surface de $f_{isR} = 1.5 \text{ m}$ sur une zone d'influence de $L_{OR} = 7.5 \text{ m}$ ce qui correspond à une distorsion $\delta = 0.40$ et à une déformation $\varepsilon = 10\%$ (hypothèse d'une déformation en arc de cercle, voir § 0).

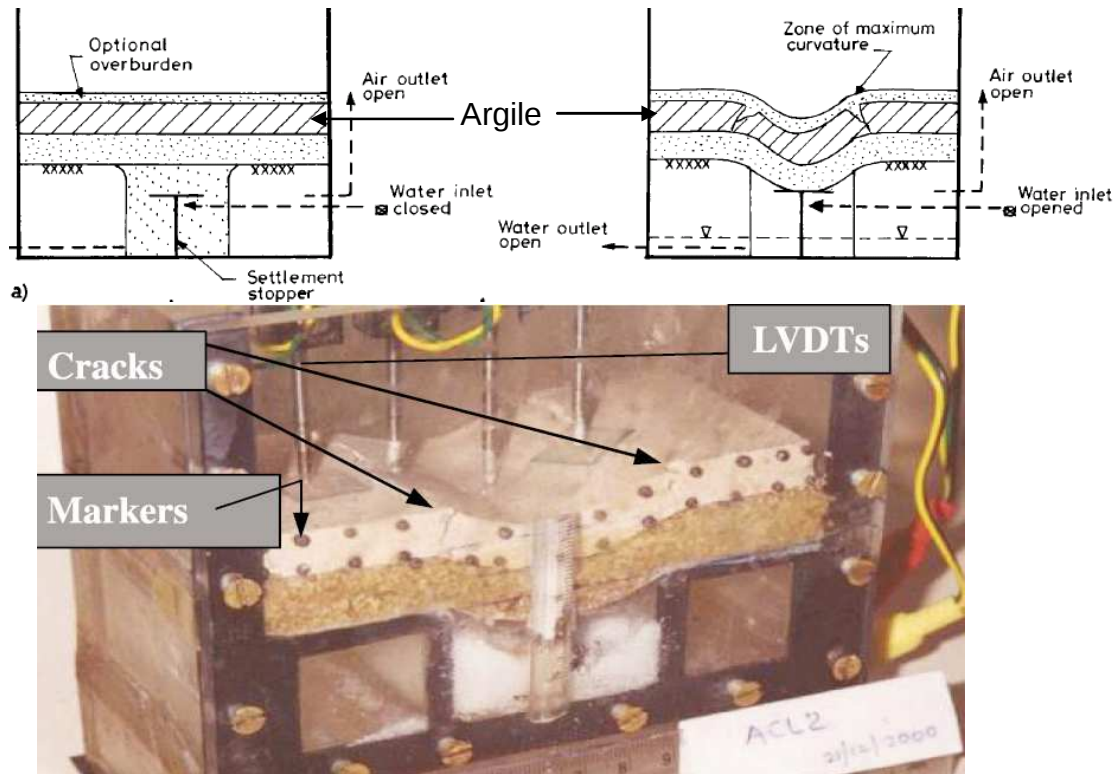


Figure 76. Essais de tassement en centrifugeuse (Viswanadham et Mahesh, 2002)

Dans tous les cas, les fissures se développent à partir de la surface de la couche d'argile, au niveau de la zone de flexion maximale, de façon relativement symétrique par rapport à l'axe central. Lorsqu'il n'y a aucune surcharge, l'argile présente des fissures profondes et bien ouvertes. Ces fissures sont initiées par traction. Sans surcharge, les fissures se développent pour un tassement en surface de $f_{isR} = 0.225$ m à 0.3 m. La profondeur et l'ouverture des fissures diminuent lorsque l'épaisseur de la couche d'argile augmente. Viswanadham et Mahesh (2002) et Jessberger et Kockel (1993) montrent que la fissuration par traction est remplacée par du cisaillement lorsque la pression due à la surcharge augmente (voir Figure 77). Selon Viswanadham et Mahesh (2002), les fissures sont de moins en moins marquées jusqu'à être quasi inexistantes lorsque la surcharge augmente. Ainsi, une argile avec une consistance $I_c = 0.8$, une épaisseur de $h_{cR} = 1.5$ m et une surcharge de 80 kPa ne se fissure pas même pour un tassement de surface $f_{isR} = 1,3$ m. Ainsi, d'après Viswanadham et Mahesh (2002), l'argile conserve ses propriétés d'imperméabilité dans ces conditions.

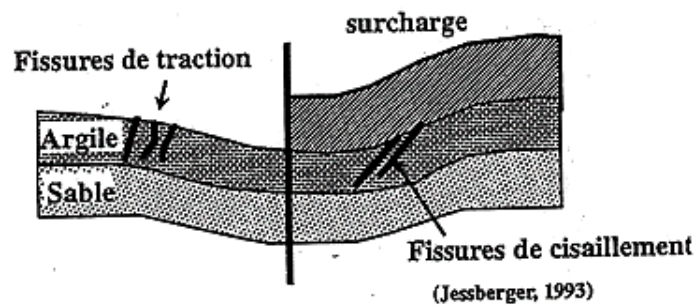


Figure 77. Test de flexion en centrifugeuse (Jessberger et Kockel, 1993)

Influence de la teneur en eau

Craig et Gallagher (1997) réalisent des essais en 2 dimensions en centrifugeuse (voir Figure 78). L'accélération choisie est 25 g ce qui permet de modéliser une longueur de $L_{OR} = 18,25$ m de couverture. Le tassement différentiel maximal imposé est $f_R = 1$ m ($f_m = 40$ mm). La couche d'argile mise en œuvre mesure 1m d'épaisseur (modèle : $h_{cm} = 40$ mm) ($w_L = 34\%$, $I_p = 16\%$, $w_{opt} = 17\%$, $\gamma_{d\ opt} = 17.5$ kN/m³). L'argile est compactée avec une énergie Proctor normal. Des marqueurs mis en place à la surface de l'argile permettent de mettre en évidence la présence de plans de cisaillement ou de fissures de traction. Des couches de sable sont compactées au dessus de l'argile. Un tassement au centre du modèle est alors simulé par l'abaissement d'une plaque mobile.

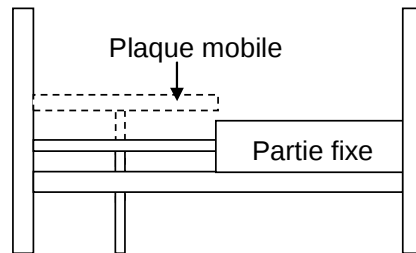


Figure 78. Vue en coupe du modèle de Craig et Gallagher (1997)

Selon Craig et Gallagher (1997), la mise en œuvre de l'argile à l'optimum Proctor ou pour des valeurs justes supérieures permet d'optimiser son comportement en cas de tassements différentiels. Pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum, la rupture se produit par cisaillement et non par traction. L'augmentation de la surcharge augmente les contraintes de compression et minimise les risques de rupture par traction. Selon Craig et Gallagher (1997), la présence d'une géomembrane sus-jacente produit un certain confinement de l'argile autour de la zone de tassement différentiel empêchant la propagation de fissures de traction sur toute l'épaisseur de la couche d'argile.

II.4.1.1.2 Les essais grandeur réelle

La réalisation d'essais en grandeur réelle sur site permet de s'affranchir totalement des effets d'échelles et de se placer dans des conditions de mise en œuvre (compactage notamment) identiques aux conditions réelles lors de la réalisation de la barrière argileuse de couverture. Cependant, la réalisation d'essais sur site se heurte souvent à de nombreux problèmes : difficultés de contrôler les caractéristiques des essais sur site, coût et temps de réalisation importants, aléas climatiques...

Edelmann et al. (1996) étudient la déformation à grande échelle d'une couche d'argile et de limon (épaisseur : 0,6 m, diamètre : 4,2 m) en simulant les tassements différentiels par l'affaissement de la barrière. Le sol est mis en œuvre en 12 couches de 5 cm d'épaisseur. Les éléments supérieurs à 30 mm sont supprimés. Les matériaux sont compactés avec un compacteur à pieds de mouton vibrant côté humide de l'optimum, et le poids volumique sec est supérieur à 97.5% du poids volumique sec optimal. Dans la partie centrale du modèle, les couches de sols reposent sur des coussins remplis d'eau. Un tassement au sein des déchets sous jacents à la barrière est simulé par la vidange des coussins. La vitesse d'affaissement est de 4 mm /j pendant une période maximale de 3 mois. Une lame d'eau de 0.6 m d'épaisseur recouvre la surface du sol.

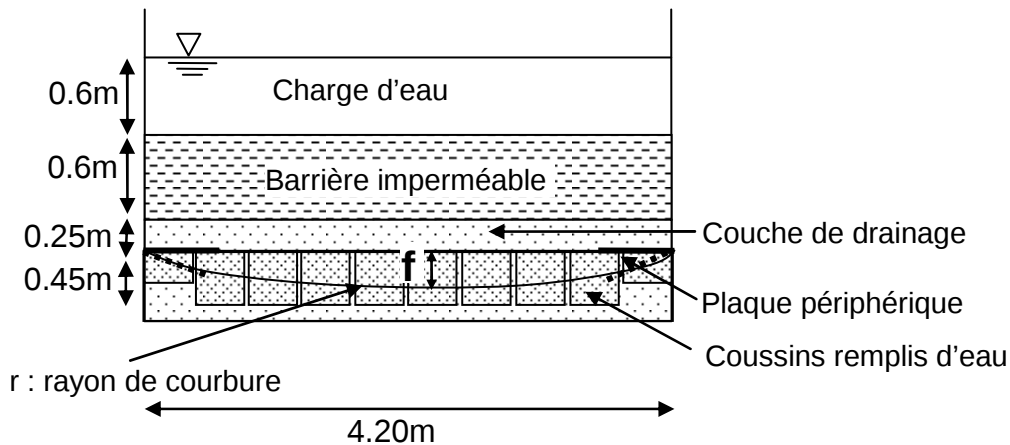


Figure 79. Essai d'affaissement en grandeur réelle d'une barrière (Edelmann et al., 1996)

L'endommagement éventuel du sol est mis en évidence par l'augmentation du flux à travers ce sol. Dans le cas du limon (sol faiblement plastique, $w_L = 31.4\%$, $I_p = 11.3\%$, $w_{opt} = 15.2\%$, $\gamma_{d\ opt} = 17.75\text{ kN/m}^3$, $< 80\ \mu\text{m} = 89\%$, $< 2\ \mu\text{m} = 18\%$), la fissuration apparaît pour un tassement de 3.1 cm à 4.1 cm soit une distorsion $\delta = 0.014$ à 0.02 (voir § 0). Dans le cas de l'argile (argile moyennement plastique, $w_L = 43\%$, $I_p = 22\%$, $w_{opt} = 16.7\%$, $\gamma_{d\ opt} = 17.46\text{ kN/m}^3$, $< 80\ \mu\text{m} = 92\%$, $< 2\ \mu\text{m} = 48\%$, faible potentiel gonflant), le tassement maximal appliqué ($f_{max} = 38\text{ cm}$ soit un rayon de courbure $r = 6\text{ m}$, une distorsion $\delta = 0.18$) n'engendre pas de la fissuration. L'argile, dans cet état de déformation, continue à remplir son rôle de barrière étanche. Edelmann et al. (1996) ont observé que la déformée de la fibre tendue de la couche d'argile est un arc de cercle. L'analyse par éléments finis permet de déterminer la déformation horizontale moyenne à la base de la couche de sol. Dans le cas de l'argile, la déformation maximale est $\varepsilon = 1.3\%$ et n'atteint donc pas la valeur critique. Cet essai montre donc, que dans ces conditions de déformation, une argile moyennement plastique peut subir d'importantes déformations tout en continuant à jouer son rôle de barrière « imperméable » (Edelmann et al., 1996).

Une étude à grande échelle du comportement en flexion de l'argile a été entreprise (Aupicon et al., 2002). Deux planches d'essais ont été mises en place et instrumentées afin d'étudier le comportement de l'argile non renforcée ($h_c = 1\text{ m}$) et renforcée à sa base par un géotextile ($h_c = 0.60\text{ m}$). La couche d'argile a été placée au-dessus d'une cavité de $2\text{ m} \times 2\text{ m}$. L'argile est compactée par couches de 0.3 à 0.4 m à une teneur en eau $w_{opt} + 5\%$ et un poids volumique sec $\gamma_d = 93\% \gamma_{dopt}$. L'argile est une argile très plastique ($w_L = 72\%$, $w_p = 24\%$). Un suivi photo est réalisé afin d'obtenir une carte des déformations en surface de l'argile. Afin de mesurer la flèche, des inclinomètres sont mis en place dans l'argile à deux niveaux différents (à la base de l'argile et à l'interface entre les deux couches d'argile, voir Figure 80). Cependant, il s'est avéré que les tubes inclinométriques influençaient fortement le comportement de l'argile soumise au tassement.

Dans les deux cas, l'argile présente une fissure horizontale à l'interface des deux couches, probablement due à la mise en place de l'inclinomètre. Une désolidarisation des deux couches d'argile est mise en évidence, accentuée par le fait que les inclinomètres ont été placés à l'interface entre 2 couches compactées.

Dans le cas renforcé, le géotextile sous-jacent suit la déformation de la couche inférieure d'argile. Le déplacement maximal de la couche inférieure étant relativement faible ($f_{max} = 0.01\text{ m}$), le géotextile n'a pas été sollicité. La couche supérieure d'argile ne s'est que très peu déformée sous son propre poids témoignant de la forte rigidité de la couche d'argile. Par la suite, la surface de l'argile a été chargée par des blocs de béton. A la fin de l'essai, le déplacement vertical à la base de la couche inférieure d'argile $f_{max} = 0.14\text{ m}$.

Dans le cas de l'argile non renforcée, le déplacement à la base de l'argile est plus important qu'en cas de renforcement ($f = 0.4\text{m}$). La couche supérieure n'a pas bougée.

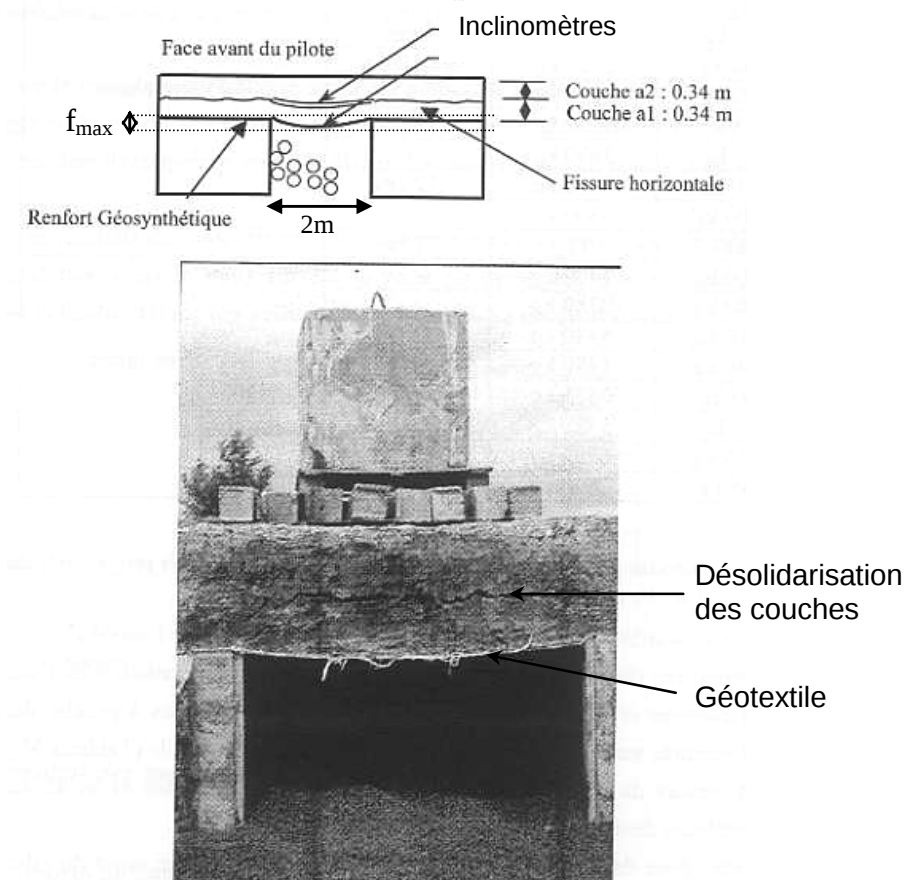


Figure 80. Essai grandeur réelle : Comportement en flexion d'une argile renforcée par des géotextiles (Aupicon et al., 2002)

Renforcement de l'argile

De très nombreuses études ont été menées sur l'influence d'un renforcement de l'argile sur son comportement. Kumar et al. (1999) étudient l'influence d'un micro-renforcement par fibres naturelles et synthétiques d'un sable limoneux ($w_{\text{opt}} = 9.2\%$, $\gamma_{d \text{ opt}} = 19.1 \text{ kN/m}^3$, $c = 63 \text{ kPa}$, $\phi = 32^\circ$). Selon Kumar et al. (1999), pour une teneur en fibre de 0.4% en masse, le renforcement augmente la résistance en compression (+ 30%), la déformation à la rupture (jusqu'à + 80%), l'angle de frottement (+ 28%), la cohésion et la valeur au CBR (+ 28%). Le renforcement n'influe pas de façon significative sur la courbe de compactage. Cependant, une teneur en fibres trop importante diminue la déformation admissible et la masse volumique. Selon Kumar et al. (1999), la teneur optimale en fibres est de 0.3% à 0.4%.

Jamei et al. (2002) étudient l'influence du renforcement par fibres sur le comportement d'une argile ($< 80\mu\text{m} = 98\%$, $w_L = 98\%$, $I_p = 49\%$, $w_{\text{opt}} = 33\%$, $\gamma_{d \text{ opt}} = 13.7 \text{ kN/m}^3$). Il s'agit de fibres végétales (sisal : longueur des fibres : 3 cm, résistance en traction : 580 MPa, Module de traction pour 6% de déformation : 18 000 MPa). Des essais de compression, de flexion ($L = 160 \text{ mm}$, $a = h = 40 \text{ mm}$) et de fendage sont réalisés sur des éprouvettes présentant 0%, 0.1%, 0.3% et 0.5% en masse de fibres. Selon Jamei et al. (2002), le renforcement par fibres diminue la rigidité du sol et augmente la résistance en traction et en compression. Les modules de traction déterminés à partir des essais de flexion sont peu influencés par le renforcement.

Indraratna et Lasek (1997) étudient l'effet du renforcement sur la fissuration de l'argile soumise à un essai de flexion 4 points (voir § II.3.2.1.7). Les briques d'argile sont compactées dynamiquement à différents teneurs en eau. Dans un premier temps, Indraratna et Lasek étudient l'influence d'un renforcement par grillage en acier galvanisé (ouverture de 12.5 mm, épaisseur 0.56 mm). La flèche résultant uniquement de l'action du poids propre des briques d'argile non renforcée varie entre 0.5 mm et 1 mm. Dans le cas de l'argile renforcée, la flexion sous le poids propre de la brique est quasi nulle. Selon Indraratna et Lasek (1997) pour les éprouvettes renforcées, et compactées du côté sec de l'optimum, la force maximale appliquée sur les éprouvettes est augmentée de 50% à 100% et la flèche à fissuration est quasiment doublée par rapport au cas non renforcé. Pour une teneur en eau w_{opt} , la force maximale appliquée est augmentée d'environ 65% lorsque les briques sont renforcées. Après fissuration, les échantillons renforcés continuent à reprendre une certaine charge tandis que les échantillons non renforcés présentent une diminution brutale de la charge reprise. Le renforcement par géotextile est également étudié. Un géotextile non tissé (épaisseur : 1.4mm, poids spécifique : 120 g/m²) est mis en place au dessus de la première couche compactée (25 mm au dessus de la base de la brique). La résistance obtenue pour une même teneur en eau est augmentée par rapport à une brique non renforcée mais est plus faible que dans le cas du renforcement par grillage. Un problème d'interface engendre une fissuration prématurée.

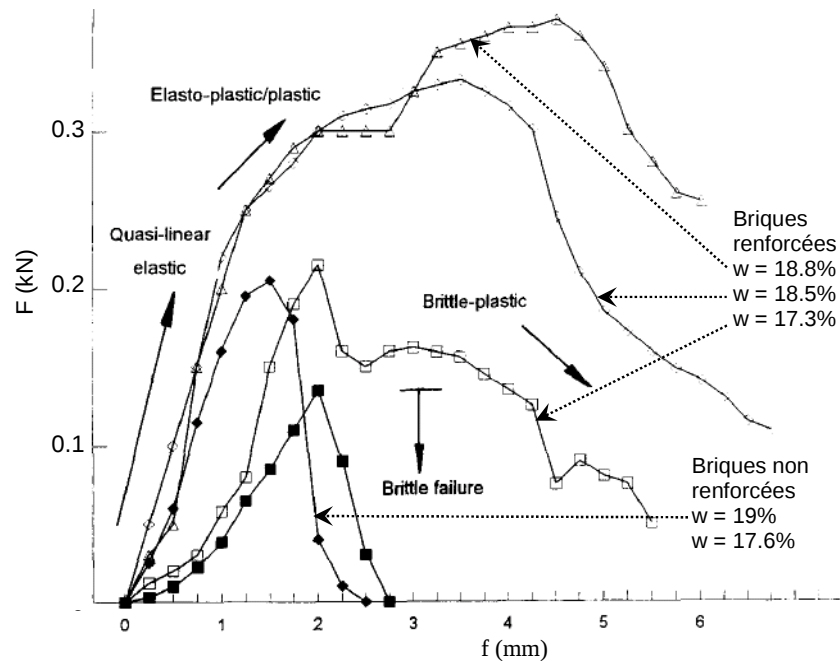


Figure 81. Courbes charge / flèche pour des briques compactées du côté sec de l'optimum, comparaison briques renforcées par grillage, non renforcées (Indraratna et Lasek, 1997)

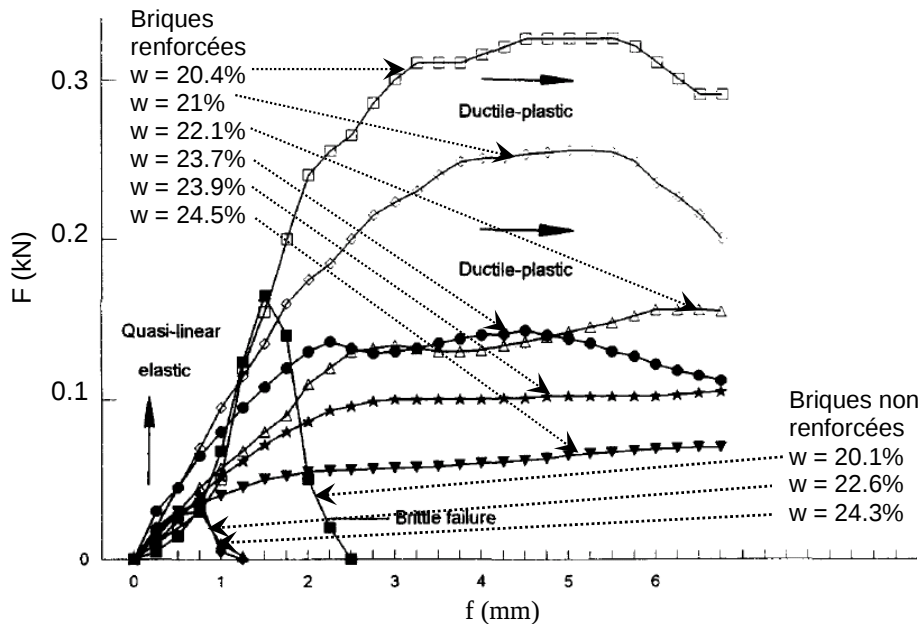


Figure 82. Courbes charge / flèche pour des briques compactées du côté humide de l'optimum, comparaison briques renforcées par grillage, non renforcées (Indraratna et Lasek, 1997)

II.4.2 Sollicitation hydraulique et thermique

Problématique

Si l'argile est soumise à des alternances de cycles de gel / dégel ou d'humidification / drainage, elle risque de se fissurer et sa perméabilité d'augmenter. Dans le cadre de cette étude, le phénomène de dessiccation de l'argile est principalement abordé. La dessiccation de l'argile résulte d'une modification des conditions hydriques ou thermiques.

Les modifications thermiques peuvent résulter des modifications climatiques. Des études ont montré que l'argile pouvait subir les variations saisonnières ce qui se traduit par une variation de la teneur en eau de l'argile et de sa température (Khire et al., 1997 ; Benson et al., 2002 ; Giurgea et al., 2003 ; Weeks et Wilson, 2005 ; Sadek et al., 2007 ; mesures de la SEC, voir § I.4.2). Dans le cas de la couverture d'une ISD de déchets biodégradables, une augmentation de température peut également résulter de la dégradation aérobie des déchets. Dans le cadre du stockage des déchets TFA, des études préliminaires ont montré que la présence des déchets sous-jacents n'engendre pas d'augmentation de température au sein de la couche d'argile.

L'argile, en couverture d'un centre de stockage est à proximité de l'atmosphère (couverture faible) et la structure de couverture comporte différentes couches présentant des humidités et des perméabilités différentes. Ainsi, la couverture est le siège d'échanges d'humidité (des milieux les plus humides vers les milieux les moins humides). Un départ d'eau de l'argile vers les couches sus ou sous-jacentes ou vers l'atmosphère peut engendrer sa dessiccation.

L'étude de la dessiccation de la couverture argileuse est très complexe puisqu'elle fait intervenir de nombreux paramètres. Plusieurs questions se posent alors :

- Quelles conditions engendrent la dessiccation de l'argile ? (conditions climatiques, selon la couverture au dessus de l'argile, selon les caractéristiques initiales de l'argile...)

- En cas de dessiccation, une diminution du volume de l'argile par retrait est observée (voir § 0).
- Quelle est la valeur de cette déformation ?
- Quelle est la déformation maximale qui n'engendre pas de fissuration ?
- En l'absence de fissuration, y a-t-il une influence sur la perméabilité de l'argile ?
- En cas de fissuration de l'argile :
- Quelle épaisseur d'argile est concernée ?
- Quelles sont les conséquences d'une fissuration de l'argile sur la perméabilité de celle-ci ?
- Les fines présentes dans les couches sus-jacentes peuvent-elles migrer vers ces fissures et les combler (autocicatrisation) ?
- Les contraintes exercées par la surcharge peuvent-elles permettre la fermeture de ces fissures, au moins partiellement ?
- L'argile retrouve-t-elle ses caractéristiques, notamment de perméabilité, lorsqu'elle est réhumidifiée ?

La perméabilité de la barrière de couverture doit rester inférieure à 10^{-9} m/s. Il est donc nécessaire de minimiser les risques de fissuration et donc la dessiccation. L'étude présente les différents paramètres qui influencent la dessiccation ainsi que les recommandations de mise en œuvre qui permettent de réduire les risques de fissuration par dessiccation.

Théorie de la dessiccation

Lorsqu'elle est laissée à l'air libre, l'argile sèche se mettant en équilibre de vapeur avec l'atmosphère. Les molécules d'eau qui se trouvent à la surface s'évaporent et deviennent gaz. Les forces de traction capillaire ainsi créées engendrent un resserrement des grains (voir Figure 83). Le départ d'eau se traduit par un changement de couleur de l'argile, une perte progressive de plasticité, une perte de masse, des déformations volumiques par retrait. La dessiccation résulte de transferts d'humidité qui apparaissent lorsqu'il y a des gradients de température (dégradation des déchets, ensoleillement...) ou d'humidité.

II.4.2.1.1 Définition des paramètres utilisés pour l'étude de la dessiccation

Succion

La succion totale s d'un sol présente différentes composantes : succion capillaire u_c , succion liée à l'eau adsorbée u_{ad} et succion osmotique u_o .

La succion capillaire u_c (N/m²) résulte de la présence de tension de surface au contact air / eau. Ces forces engendrent la formation d'un ménisque incurvé au sein du pore (voir Figure 83). Cette tension est d'autant plus forte que le diamètre des ménisques est faible. La relation entre le rayon de courbure du ménisque eau - air et la différence de pression entre l'air u_g et l'eau u_w est donnée par la loi de Laplace, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques de diamètre d et qui prend l'expression de la loi de Jurin :

[eq.64.] $u_c = u_g - u_w = 4 \sigma_s^* \cos\theta^* / d$

σ_s^*	tension capillaire (N/m)
θ^*	angle de raccordement entre le ménisque et le solide
d	diamètre du pore (m)

Au niveau du ménisque, la pression d'eau est inférieure à la pression d'air. La succion capillaire est donc positive.

Pour l'eau, et pour une température de 20°C, les valeurs suivantes sont considérées : $\sigma_s^* = 73.5 \times 10^{-3}$ N/m et $\cos\theta^* = 1$.

La pression atmosphérique étant prise comme référence, la pression de l'eau dans les sols est négative, la succion capillaire u_c est donc positive.

Le potentiel capillaire est défini par $-u_c$.

La loi de Jurin peut également s'exprimer en fonction de la charge hydraulique h (m) = u_c/γ_w . Ainsi,

[eq.65.] $h = 4 \sigma_s^* \cos\theta^* / (\gamma_w d)$

La succion capillaire engendre des forces d'attraction entre les grains (voir Figure 83), engendrant à l'échelle macroscopique une augmentation de la cohésion et de la rigidité apparente du sol (Boutonnier, 2007).

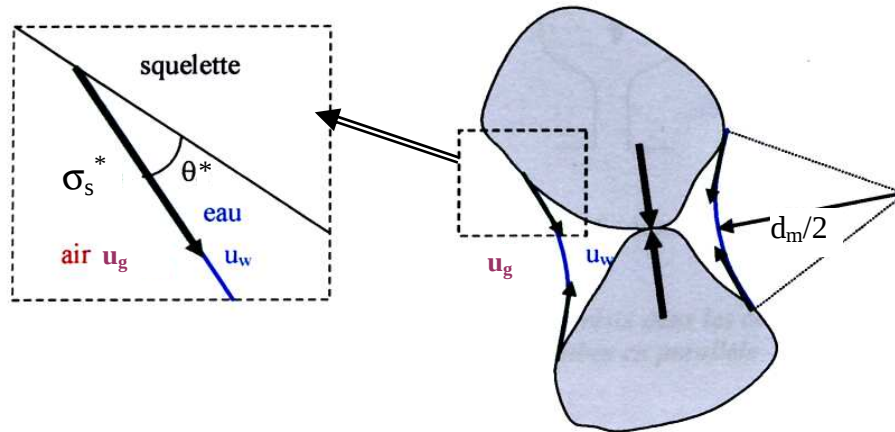


Figure 83. *Succion capillaire : représentation des ménisques et augmentation des forces de contact liant les grains de sol (Boutonnier, 2007)*

La succion liée à l'eau adsorbée u_{ad} augmente à proximité des particules d'argile. L'épaisseur de la couche d'eau adsorbée est liée au type de feuillet.

Enfin, la succion osmotique provient de la présence de sels dans l'eau interstitielle. La pression osmotique est négligée dans le cadre de cette étude.

La succion matricielle est la somme de la succion capillaire et de la succion d'adsorption, $s_m = u_c + u_{ad}$, $s = s_m + u_o$. On utilise également $pF = \log(-h) = \log(s)$ avec h en cm et s en hPa.

Courbes de rétention

Les courbes de rétention d'eau donnent la relation entre la succion et le degré de saturation d'un sol S_r (ou la teneur en eau w). Sur un chemin de drainage (diminution du degré de saturation), la succion d'entrée d'air s_{air} correspond au point où l'air commence à rentrer dans l'échantillon. Sur un chemin d'humidification, la succion d'expulsion d'air correspond au moment où la phase gazeuse devient discontinue. La différence entre succion d'entrée d'air et succion d'expulsion d'air est liée à l'hystérésis entre les courbes de drainage et d'humidification (voir Figure 84).

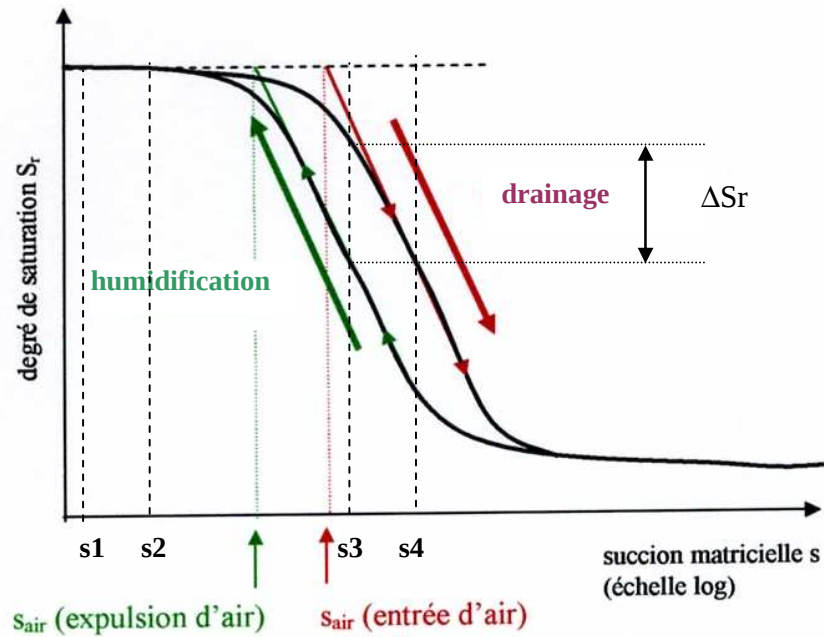


Figure 84. Courbes de rétention d'eau (Boutonnier, 2007) avec $s = u_c + u_{ad} + u_o$

La courbe de rétention renseigne sur la capacité d'un sol non saturé à attirer et retenir l'eau. Ces courbes sont déterminées en soumettant les échantillons de sol à des cycles de séchage – humidification par application de paliers de succion croissante (drainage) puis décroissante (humidification). Elles donnent en quelques sortes une représentation de la répartition de la taille des pores. En effet, d'après la loi de Jurin, à température constante, la succion imposée est inversement proportionnelle au diamètre des pores. La succion s_i (voir Figure 84) assimilée à la succion capillaire u_{ci} correspond à la désaturation des pores de diamètre $d_i = 4 \sigma_s^* \cos \theta^* / u_{ci}$ (voir [eq.64.]). La courbe présentée Figure 84 montre que la proportion des pores de diamètre compris entre d_1 et d_2 (correspondant respectivement à la succion u_1 et u_2) est faible tandis qu'elle est forte pour les pores de diamètre compris entre d_3 et d_4 .

Humidité relative

L'humidité relative (Hr en %) est définie comme la pression partielle de la vapeur d'eau P_p rapportée à la pression de la vapeur d'eau saturante P_{vs} (Pression partielle de la vapeur au contact d'une interface eau - air plane). Il s'agit donc du taux de saturation de la vapeur. Pour donner quelques ordres de grandeurs de l'humidité relative, une journée ensoleillée et sèche est caractérisée par une humidité relative d'environ 40% tandis qu'une atmosphère pluvieuse présentera une humidité relative d'environ 99%. La loi de Kelvin définit la relation entre l'humidité relative et la succion totale.

$$[\text{eq.66.}] \quad s = - \gamma_w RT / gM \times \ln Hr$$

$Hr = P_p / P_{vs}$: humidité relative

s : succion (kPa)

γ_w : poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$)

M : masse molaire de l'eau ($M = 18 \times 10^{-3} \text{ kg.mol}^{-1}$)

g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m.s}^{-2}$)

R : constante molaire des gaz ($R = 8.314 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$)

T : température absolue (K)

A 20°C, $\gamma_w RT / gM = 135.4 \text{ MPa}$.

Cette relation est indépendante du sol. A température constante, la succion est donc proportionnelle au logarithme népérien de l'humidité relative.

Un échantillon initialement saturé et laissé suffisamment longtemps au contact d'une atmosphère à une humidité relative donnée atteindra un état d'équilibre en termes de teneur en eau. Les suctions deviennent très fortes pour des humidités relatives inférieures à 98%. La loi de Kelvin [eq.66.] associée à la loi de Jurin [eq.64.] à 20°C donne une succion de 2.8 MPa pour une humidité relative de 98%, ce qui correspond à un diamètre de pore de 0.1 μm . A de telles valeurs de succion, seuls les sols fins argileux, dont les diamètres de pores sont suffisamment faibles, peuvent retenir de l'eau. Les pores inter-granulaires d'un sable propre sont complètement désaturés pour de telles suctions. Montes Hernandez (2002) montre que les pores intragrégats d'une bentonite ont un diamètre d'environ 0.02 μm . Une succion de 14 MPa est nécessaire pour désaturer ces pores. Arifin et al. (2006) ont étudié une bentonite calcique ($\gamma_s = 27.5 \text{ kN/m}^3$, $w_L = 180\%$, $w_p = 33\%$). La courbe de rétention ($s = f(w)$) permet de définir les diamètres de pores désaturés en fonction de la succion. Les teneurs en eau à l'équilibre obtenues pour une humidité relative donnée sont mesurées. Pour cette bentonite, une diminution de l'humidité relative de 3% engendre une diminution de la teneur en eau de 15% (voir Tableau 26).

w	s (MPa)	Hr	d (μm)
42%	0,3	99,8%	9,8E-01
35%	1	99,3%	2,9E-01
27%	5	96,4%	5,9E-02
13%	100	48,4%	2,9E-03
7%	300	11,3%	9,8E-04

Tableau 26. Relation teneur en eau, succion, humidité relative et taille des pores d'une bentonite calcique (Arifin et al., 2006)

II.4.2.1.2 Déformations volumiques

Les sols fins, comme l'argile, possèdent une aptitude à une forte variation de volume dès que les conditions d'équilibre sont modifiées (voir § 0). Ainsi, les déformations volumiques (retrait ou gonflement) des sols fins peuvent être attribuées à trois phénomènes :

- La modification des contraintes externes
- L'effet physico-chimique
- La modification des pressions interstitielles, conséquence de la variation des conditions hydriques. En cas de séchage, les pressions interstitielles diminuent, engendrant un retrait. C'est ce phénomène de dessiccation qui est étudié par la suite.

Haines (1923) décrit le processus de séchage d'un sol saturé comme une succession de deux étapes : le séchage primaire et le séchage résiduel (voir Figure 85)

- Le séchage primaire est la première étape du séchage, caractérisée par un départ d'eau sans entrée d'air. Tant que l'air ne rentre pas dans l'échantillon, la variation de volume de l'échantillon est égale au volume d'eau qui est partie de l'échantillon (voir Figure 85).
- Si la teneur en eau continue à décroître, en certain endroit, les particules de sols vont être en contact, ce qui engendre une certaine « résistance » à une diminution de volume. L'air rentre dans l'échantillon et remplace l'eau. Ainsi, le retrait se poursuit avec une amplitude de plus en plus faible jusqu'à devenir nulle. Il s'agit de la phase de séchage résiduel.

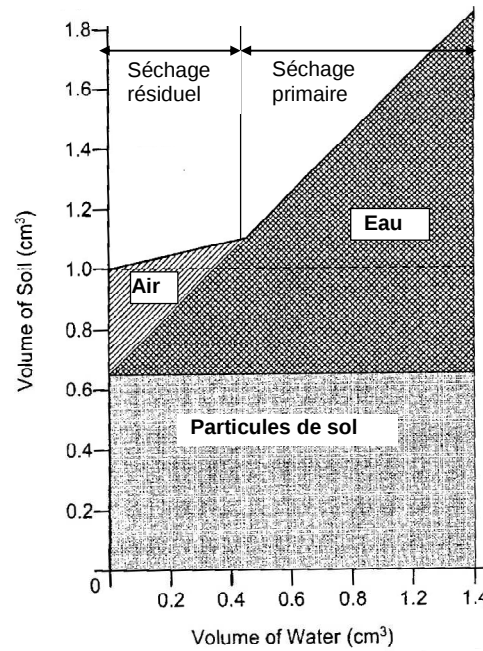


Figure 85. Définition des phases de retrait selon Haines (1923)

D'après Bronswijk (1988) dans le cas des sols cohésifs, la majorité de la déformation volumique (retrait) se fait lors du séchage primaire.

Witt et Zeh distinguent 4 types de retrait (voir Figure 86). Pour un matériau très humide, le retrait « structurel » correspond à une phase où la diminution de volume est inférieure à la perte d'eau. Pendant le retrait normal, la diminution de volume est égale à la perte d'eau. La phase de retrait résiduelle est suivie d'une phase où le retrait est nul.

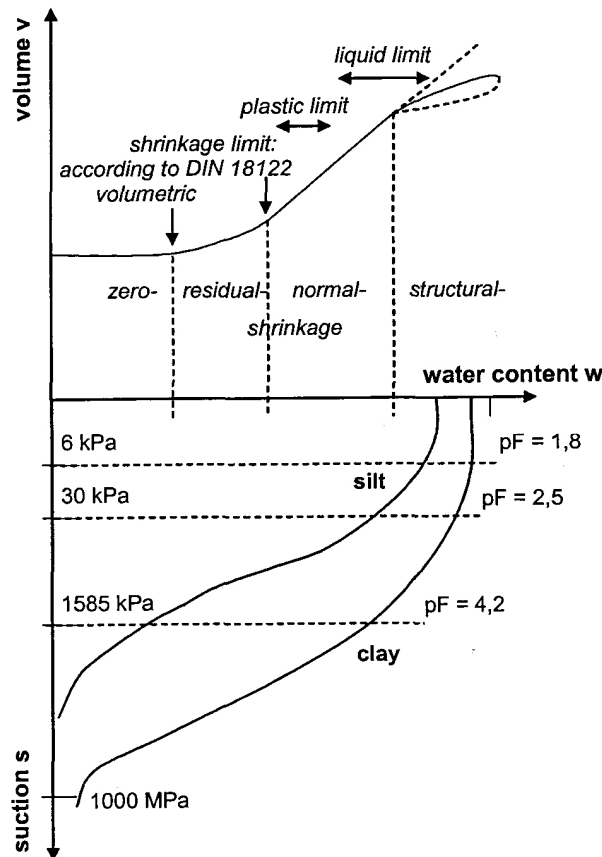


Figure 86. Courbe type de retrait (Witt et Zeh, 2005)

II.4.2.1.3 Conditions hydriques d'un sol, contraintes effectives

Les modifications des conditions hydriques d'un sol conduisent à une modification des pressions interstitielles. Dans un sol, la contrainte effective est liée à la contrainte totale, à la pression de gaz et à la pression de l'eau qui règnent dans les pores.

$$[\text{eq.67.}] \quad \sigma' = F(\sigma - u_g) + G(u_g - u_w)$$

$G(u_g - u_w)$ est le terme de succion.

Dans le cas d'un sol saturé, la pression des gaz est nulle. On a alors la relation suivante :

$$[\text{eq.68.}] \quad \sigma' = \sigma - u_w$$

Pour une contrainte totale donnée et une pression des gaz constante, une diminution de la pression interstitielle u_w entraîne une augmentation de la succion ce qui se traduit par une augmentation de la contrainte effective. L'augmentation de la contrainte effective se traduit alors par une compression du sol et donc un tassement en surface qui se poursuivra jusqu'à un état d'équilibre. L'augmentation de la succion du sol peut donc être provoquée par tous les phénomènes conduisant à une diminution de la teneur en eau du sol (évaporation de surface, succion par les végétaux, diminution du niveau de la nappe...)

II.4.2.1.4 La fissuration par dessiccation

La dessiccation, c'est-à-dire un départ d'eau, entraîne une augmentation de la succion dans la partie superficielle du sol entraînant un retrait et qui peut donc engendrer des fissures. De la fissuration est observée notamment dans le cas où la dessiccation n'est pas répartie de manière homogène, ce qui est notamment le cas lorsque la surface d'exposition à la dessiccation est localisée. La succion critique (pour laquelle les fissures apparaissent)

dépend des paramètres physiques et mécaniques du sol (minéraux, plasticité, structure du sol, compactage, teneur en eau initiale, surcharge...).

Succion à l'apparition des fissures

Selon Witt et Zeh (2005) il existe une relation entre la succion (ou la teneur en eau) et la résistance en traction (ou le module E). Cette relation est cependant très complexe car les phénomènes couplés apparaissent lors de la dessiccation. Sadek et al. (2007) considèrent que la fissuration apparaît lorsque la teneur en eau devient inférieure à la limite de plasticité, ce qui correspond à des succions de l'ordre de 1800 kPa à 4000 kPa et à des humidités relatives de 97% à 98.1% (pour une température de 20°C). D'après Sivrikaya (2008) et Gurtug et Sridharan (2004) cela correspond à une teneur en eau de 1.06 à 1.09 w_{opt} (voir Tableau 17) et donc à un degré de saturation supérieur à 90% (Fredlund et Morgenstern, 1977). Ainsi, en cas de désaturation, la fissuration par dessiccation peut apparaître dans l'argile même pour un taux de saturation élevé et pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum.

Déformation à l'apparition des fissures

La valeur de la déformation volumique par retrait pouvant se produire sans fissuration dépend de plusieurs paramètres (caractéristiques de l'argile, teneur en eau...).

Représentativité des essais de laboratoire

La problématique de la dessiccation est abordée par des observations réalisées in situ (retour d'expérience) et par des études de laboratoire. Le problème de la représentativité des essais de retrait au laboratoire est posé de la même façon que pour l'étude du comportement mécanique et hydraulique.

Facteur d'échelle

Dans le cas d'éprouvettes de laboratoire de faibles dimensions, la surface soumise à la dessiccation est forte : toutes les faces de l'éprouvette sont soumises à la dessiccation et l'épaisseur de l'éprouvette est faible. Dans le cas d'une couche de sol in situ, il y a la plupart du temps uniquement une face qui est soumise à la dessiccation.

Certaines études ont montré, qu'après un certain temps, les fissures se propagent sur la totalité de l'épaisseur de la couche d'argile (Montgomery et Parsons, 1989 ; Corser et Cranston, 1991 ; Benson et Khire, 1995 ; Albrecht, 1996 ; Khire et al., 1997 ; Melchior, 1997). Cependant, in situ, il est fréquent que les fissures ne pénètrent pas dans la totalité de la couche d'argile. La perméabilité de la totalité de la couche d'argile est ainsi contrôlée par la partie saine, non fissurée de la couche d'argile. En laboratoire, du fait de la très faible épaisseur des éprouvettes, la totalité de l'éprouvette d'argile est concernée par la fissuration. La perméabilité mesurée sera ainsi supérieure à la perméabilité in situ si toute l'épaisseur de la couche d'argile n'était pas fissurée.

Conditions d'humidité in situ

Il est difficile de déterminer les conditions d'humidité auxquelles va être soumise l'argile au sein de la couverture d'un centre de stockage de déchets. L'évolution de l'humidité au sein de la couche d'argile va dépendre entre autre des caractéristiques initiales de mise en œuvre de l'argile, de la configuration de la structure de la couverture (caractéristiques des couches sous jacentes et sus jacentes à l'argile), des conditions climatiques... Des essais sur site pratiqués à long terme (au moins un an pour avoir l'influence de l'alternance des saisons, et plus longtemps pour avoir l'effet du temps) paraissent indispensables afin d'étudier les transferts d'humidité qui se produisent au sein de la couverture, entre les différents constituants et afin de définir l'influence des conditions climatiques sur les teneurs en eau des différentes couches de la couverture. En effet, les études de laboratoire ne permettent pas d'étudier ces différents aspects dans des conditions représentatives des conditions in situ. Une fois les principaux paramètres déterminés in situ (quantification et qualification des transferts d'humidité au sein de la couverture notamment) des modélisations peuvent être réalisées afin d'étudier le comportement hydrique de la couverture en fonctions des paramètres extérieurs notamment.

Cycle drainage humidification

Les essais de laboratoire consistent à soumettre les éprouvettes à des cycles d'humidification et de séchage. Il s'agit alors de déterminer si l'éprouvette doit tout d'abord être soumise à une humidification ou à un séchage afin de se rapprocher des conditions in situ : faut-il considérer que lors de la mise en œuvre, l'argile est saturée et ainsi commencer par une phase de saturation, ou doit-on considérer que celle-ci est momentanément non protégée et donc proie à la dessiccation ? Les cycles drainage–humidification commenceraient donc par une phase de séchage des échantillons (Nwaiwu et Osinubi, 2002).

Présence d'une couche sus-jacente : migration de fines, influence de la surcharge...

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence d'une couche sus-jacente sur le comportement d'une couche d'argile fissurée sous jacente et notamment sur la capacité des fines de la couche supérieure à remplir les fissures ouvertes en cas de lessivage. Dans ce cas, il apparaît que la perméabilité de l'argile serait plus faiblement influencée par la fissuration. Benson et Khire (1997) ; Albrecht (1996) ; Khire et al. (1997) montrent que les fissures in situ ne sont pas remplies de fines (voir Tableau 27).

De plus, la couche sus- jacente joue également un rôle de protection par rapport aux sollicitations externes notamment en diminuant l'effet des variations climatiques, en augmentant la distance à l'atmosphère. Enfin, celle-ci crée une surcharge sur la couche d'argile. L'augmentation de la contrainte appliquée (surcharge) tend à diminuer la perméabilité du sol en créant un refermement partiel des fissures (Boynton et Daniel, 1985 ; Sims et al., 1996). La perméabilité ne retrouve cependant pas sa valeur initiale (Albrecht et Benson, 2001). Mais les contraintes effectives présentes dans le cas d'une couche d'argile utilisée en couverture ne sont pas suffisantes pour permettre aux fissures de se refermer (Mallwitz, 1998). En laboratoire, la prise en compte de la présence d'une couche sus-jacente est très délicate.

Retour d'expérience, observations sur site

Des planches d'essais sur site et des observations de couvertures en place ont été réalisées par différents auteurs afin d'étudier le comportement hydrique à long terme de l'argile (voir Tableau 27).

II.4.2.1.5 Présence de fissures dans l'argile

Montgomery et Parsons (1989) montrent que sous un climat humide, une couche d'argile compactée surmontée d'une couverture de terre végétale de 0,45 m laissée en place pendant 3 ans est très endommagée sur les 25 premiers centimètres. Des fissures apparaissent sur toute l'épaisseur d'argile (voir Tableau 27). Les racines pénètrent dans l'argile jusqu'à une profondeur de 0.75 m. Ils montrent également la difficulté à maintenir l'efficacité d'une couche capillaire sur le long terme (voir § 0).

Albright et al. (2006) étudient pendant 4 ans l'évolution des propriétés hydrauliques d'une couverture mise en œuvre en Georgie. Le climat est humide. La couverture est composée d'une couche de 0.45 m de sable argileux compacté recouvert d'une couche de sable argileux non compacté. La perméabilité initiale de la couverture est de 10^{-9} m/s. Après une période sèche, le taux de percolation à travers la couverture est multiplié par 4. La période de sécheresse a provoqué par dessiccation des fissures qui sont connectées et forment des chemins d'écoulement préférentiels. Des racines sont souvent présentes dans ces fissures. La perméabilité est augmentée de trois ordres de grandeur pendant les 4 ans de service de cette couverture principalement à cause de la présence des fissures.

Sadek et al. (2007) modélisent par éléments finis une couche d'argile de 0.45 m d'épaisseur surmontée par une couverture de sol végétal de 0.15 m d'épaisseur. Selon Sadek et al. (2007), dans le cas où la couverture supérieure est non endommagée, la percolation à travers la couverture est de 2% de la pluviométrie pour une perméabilité $k = 10^{-9}$ m/s et de 30% pour $k = 10^{-7}$ m/s. Lorsque la couverture supérieure est fissurée, la percolation peut atteindre 60% de la pluviométrie. Ces résultats sont en accord avec ceux de

Khire et al. (2000) dont les mesures sur des sites en climat aride aboutissent également à des taux de percolation de 60%. Ce fort taux est attribué à la création de chemins préférentiels d'écoulement suite à de la fissuration par dessiccation ou à des intrusions animales.

	Montgomery et Parsons, 1989	Corser et Cranston, 1991	Benson et Khire, 1997	Albrecht, 1996	Khire et al., 1997	Melchior, 1997
Couverture au dessus de l'argile (h_u)	Couche de surface 0.150 m ou 0.450 m	0.61 m de sol de couverture avec ou sans Gmb au dessus de l'argile	Couche de surface 0.150 m + couche de protection 0.60 m	Couche de surface 0.150 m	Couche de surface 0.150 m	0.25 m : couche de drainage, sable 0.75 m couche de surface non compactée
Epaisseur de la couche d'argile (h_c)	1,22 m	0.915 m		0.6 m	0.6 m	0.4m / 0.6 m
Localisation géographique	Wisconsin	Californie	Wisconsin	Wisconsin	Washington	Allemagne
Climat Précipitations annuelles	Humide 700 mm	380 mm	Humide 700 mm	Humide 700 mm	Semi aride 200 mm	900 mm
Observations						
Temps après construction	4 ans	Après plusieurs mois / après 3 ans	5 ans		2 ans	8 ans de suivi
Présence de fissures dans l'argile	sur toute l'épaisseur d'argile	sans gmb: sur toute l'épaisseur de l'argile avec gmb : pas de fissure	Nombreuses	Nombreuses, faible ouverture	Nombreuses fissures peu ouvertes	Important réseau
Remplissage des fissures par les fines		NON	NON	NON	NON	
Présence de fines racines dans les fissures			OUI	OUI		OUI
Perméabilité				multipliée par 100 pour échantillons fissurés	taux de percolation * 5, pics de percolation juste après fortes pluies	
Percolation (en % des précipitations)	initiale : < 1% Après 4ans : 7%				initiale : 3% Après 3 ans : 8%	initiale : < 1% après 8 ans : 17% pour $h_c=0.6m$ 26% pour $h_c=0.4m$
Commentaires	Existence de chemins d'écoulement préférentiels		présence de racines indiquant la présence d'eau dans les fissures	Argile rigide et sèche	Boue à la surface des fissures = écoulement d'eau à travers les fissures	

Gmb : géomembrane

Tableau 27. Observations in situ de la dessiccation

II.4.2.1.6 Influence de la structure de couverture

Présence d'une couche de drainage

Selon Gottheil et Brauns (1997), une couche minérale au sein d'un composite est plus susceptible d'être soumise à la dessiccation si elle surmonte une couche de forte perméabilité, comme par exemple la couche de drainage des lixiviats. Des simulations numériques réalisées par Doll et al. (1997) montrent que la couche de drainage ne doit pas être mise en œuvre directement en dessous de la couche d'argile compactée, à moins que cette couche de drainage ne reste dans un état de forte saturation, ce qui nécessite une humidification constante et permanente. En effet, l'argile est couramment mise en œuvre à des teneurs en eau supérieures à l'optimum. L'équilibre entre le sol et la phase gazeuse est alors réalisée pour un taux d'humidité de 99.5%. Ainsi, si l'humidité relative de la phase gazeuse du sol sous-jacent est inférieure à 99.5%, l'argile peut alors sécher et éventuellement se fissurer (Didier, 1992).

On mémoriserait que dans le cas de la couverture du TFA, l'argile est mise en œuvre en talus directement sous la couche de drainage. Il semble donc, d'après les différentes études présentées ci-dessus qu'une désaturation même faible ($H_r < 99.5\%$) de la couche de drainage granulaire provoquerait un départ d'eau de l'argile vers la couche de drainage, engendrant un risque de fissuration, pour une humidité relative inférieure à 98% environ (Sadek et al., 2007).

Présence d'une géomembrane

Selon Corser et Cranston (1991), la mise en œuvre d'une géomembrane au dessus d'une couche d'argile permet, sous certaines conditions, une protection efficace de l'argile vis-à-vis de la dessiccation sur une période de trois ans et en climat semi-aride. En effet, si un bon contact est assuré entre l'argile et la géomembrane, aucune fissure n'est mise en évidence au sein de l'argile. Dans les zones où le contact entre l'argile et la géomembrane est mauvais, l'argile présente des fissures. En effet, si le contact entre la géomembrane et l'argile n'est pas parfait, il y a une couche d'air sous la géomembrane, au contact de l'argile. Cet air n'étant pas saturé, un départ d'eau de l'argile vers l'air se produit jusqu'à l'obtention d'un équilibre entre l'humidité de l'argile et l'humidité de cette couche d'air. Le départ d'eau de l'argile peut engendrer la fissuration. Ainsi, afin de protéger efficacement l'argile de la dessiccation, la géomembrane doit être elle-même surmontée d'une couche de sol créant une surcharge et permettant d'assurer le contact avec l'argile sous-jacente. De plus, si la géomembrane est au contact ou à proximité de l'atmosphère, elle peut atteindre des températures relativement importantes. Ce réchauffement entraîne une évaporation de l'eau de la couche sous-jacente à la géomembrane. L'eau transite sous forme de vapeur sous la géomembrane. Elle se condense au contact de la géomembrane pendant les périodes froides dans les zones de bon contact ce qui entraîne une humidification de l'argile dans ces zones et une diminution de la teneur en eau de l'argile dans les zones où le contact n'est pas assuré entre l'argile et la géomembrane engendrant une hétérogénéité de la couche d'argile en termes de teneur en eau. La présence d'une couche sus-jacente à la géomembrane permet également de réduire les variations de température au niveau de la géomembrane.

En l'absence de géomembrane, lorsque l'argile est recouverte uniquement d'un sol de couverture de 0,60 m d'épaisseur, Corser et Cranston (1991) mettent en évidence des fissures au bout de 6 mois au sein de la couche d'argile sur une profondeur de 10 cm. Dans cette zone, la teneur en eau est diminuée de 6%. Au bout de 3 ans, les fissures se sont propagées sur toute l'épaisseur de la couche d'argile soit 0.915 m (voir Tableau 27).

Épaisseur de la couche d'argile

Melchior (1997) montre que, tous autres paramètres identiques, l'augmentation de l'épaisseur de la couche d'argile de 0.4m à 0.6m permet de limiter l'augmentation de la percolation résultant de la dessiccation (voir Tableau 27).

II.4.2.1.7 Evolution des caractéristiques d'une argile au sein de la couverture en fonction du temps

Henken-Mellies (2007) étudie le comportement in situ (Allemagne) d'une structure de couverture (voir Figure 87). Deux épaisseurs de couche de protection sont étudiées (sable + terre végétale : 1.50 m et 2.00 m). La barrière imperméable est mise en œuvre en 2 couches de 0.25 m compactées à $\gamma_d > 98\%$ $\gamma_{d\text{ opt}}$ et à $w \approx w_{\text{opt}} - 1\%$ à $- 2\%$. Des mesures de succion (tensiomètre), de teneur en eau volumique (FDR : frequency domain reflectometry) et de température (thermocouple) sont réalisées à différentes profondeurs.

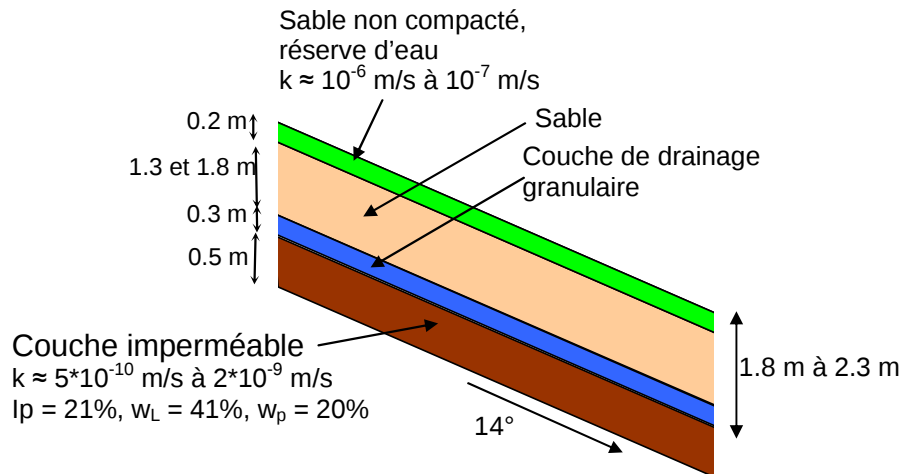


Figure 87. Structure de couverture étudiée par Henken-Mellies (2006)

Dans la structure présentant une épaisseur de protection plus faible (1.5 m), une diminution de la teneur en eau au sein de l'argile est mise en évidence au moins jusqu'à une profondeur de 2.10m (pas de mesure en dessous). La teneur en eau passe de 45% à 35% en 5 mois (de début Août à fin Décembre). La teneur en eau retrouve une valeur de 42% début Janvier. L'analyse des résultats des mesures effectuées sur 2 ans ne mettent pas en évidence d'influence de ces variations sur l'imperméabilité de la couche d'argile.

Pour une épaisseur de couche de protection plus élevée (2 m), une diminution de la teneur en eau au sein de la couche de protection est mise en évidence jusqu'à 1.80m. Aucune diminution de la teneur en eau au sein de l'argile n'est mise en évidence (mesures à 2.40 m et 2.60 m).

Selon Henken Mellies (2007), une couche permettant un stockage d'eau au dessus de l'argile est nécessaire afin d'éviter la dessiccation. Cette couche doit avoir une épaisseur minimale de 2 m afin de rendre les modifications de teneur en eau au sein de l'argile sous-jacente négligeables.

Ces résultats sont relativement contradictoires avec les observations faites sur la SEC (voir § 0). En effet, les mesures réalisées sur la SEC pendant plus de 10 ans montrent une augmentation de la teneur en eau de l'argile. Ces observations « contradictoires » justifient la nécessité de réaliser des planches d'essais sur site dans des conditions identiques aux conditions réelles in situ (même structure de couverture, même mise en œuvre, mêmes conditions climatiques, mêmes caractéristiques (w , γ_d) initiales, même pente...) afin de déterminer l'évolution des conditions hydriques au sein de la couverture. A défaut, une instrumentation de la couverture en place permettra de suivre l'évolution de la teneur en eau de l'argile et éventuellement de réaliser des adaptations de la structure dans le cas où la teneur en eau de l'argile diminue jusqu'à des valeurs pouvant engendrer une fissuration de l'argile.

Remarque : Dans l'étude d'Henken Mellies (2007), l'argile est au contact d'une couche de drainage granulaire ce qui est également le cas en talus de la couverture du TFA. Cependant, dans le cas de la couverture en talus périphériques du TFA, l'épaisseur de sol surmontant l'argile est beaucoup plus faible (0.50m de couche de drainage granulaire et 0.30 m de terre végétale, voir § 0). Les variations de teneurs en eau au sein de l'argile seront probablement plus fortes.

II.4.2.1.8 Conclusions

Plusieurs expériences réalisées sous différents climats, ont montré que l'argile, même protégée par une couverture superficielle supérieure à un mètre, est soumise à de la dessiccation pendant les périodes sèches mais semble protégée du gel (Benson et Khire, 1995 ; Albrecht, 1996). Les fissures peuvent alors se propager sur plus d'un mètre, augmentant ainsi significativement le taux de percolation à travers la couverture argileuse. La mise en œuvre d'une géomembrane au dessus de la couche d'argile permet de protéger celle-ci de la dessiccation. Cependant, afin de remplir son rôle, la géomembrane doit être elle-même surmontée d'une couche de sol afin d'assurer le bon contact entre la géomembrane et l'argile. Ceci permet également d'éviter l'exposition de la géomembrane à l'air libre qui peut entraîner un réchauffement important de celle-ci engendrant donc un gradient de température au sein de l'argile et donc un gradient de teneur en eau. La condensation sous la géomembrane en cas de refroidissement entraîne alors une augmentation de la teneur en eau de la partie supérieure de la couche d'argile. La présence d'une couche de drainage en contact direct avec l'argile diminue la teneur en eau de l'argile à moins que la saturation de l'air dans la couche de drainage reste quasi-totale. En l'absence de géomembrane, la mise en œuvre au dessus de la couche d'argile d'une couche de sol pouvant jouer un rôle de stockage d'eau semble également diminuer le risque de dessiccation en régulant les apports d'eau à l'argile.

Influence des caractéristiques de l'argile sur la dessiccation

Influence de la plasticité

Pour une même humidité relative ambiante, un échantillon de sol retiendra d'autant mieux l'eau que celui-ci est plastique. Ainsi, pour une humidité relative ambiante donnée, la teneur en eau à l'équilibre est d'autant plus forte que le sol est plastique.

Les argiles fortement plastiques sont susceptibles de subir des variations de volume importantes : fort potentiel de gonflement (voir Tableau 12), fort potentiel de retrait (Daniel, 1991).

Influence du pouvoir gonflant

Selon Albrecht et Benson (2001), le pouvoir gonflant des argiles tend à diminuer l'effet de la dessiccation en limitant la propagation verticale de la fissuration, notamment en cas d'humidification de l'argile suite à la fissuration.

Influence de la teneur en argile

Le retrait augmente quasi linéairement avec l'augmentation de la teneur en argile. D'après Dejong et Warkentin (1965), pour des teneurs d'argile inférieures à 33%, il n'y a pas ou peu de retrait. Selon Kleppe et Olson (1985) aussi le retrait augmente avec l'augmentation de la teneur en argile.

Influence de la mise en œuvre

Teneur en eau

Les éprouvettes compactées à des teneurs en eau proches de l'optimum, w_{opt} , présentent, pour une énergie de compactage donnée, un poids volumique sec maximal, c'est à dire qu'elles présentent un volume de particules solides maximal et donc un volume de vides minimal par unité de volume de sol (voir courbes Proctor, Figure 39). Ainsi, les

éprouvettes compactées dans ces conditions sont susceptibles de subir des diminutions de volume minimales (Albrecht et Benson, 2001, voir Figure 89), elles présentent un potentiel de retrait minimal.

Lorsque les teneurs en eau s'éloignent de l'optimum Proctor, que ce soit du côté humide ou du côté sec, le poids volumique sec diminue ce qui signifie que pour une unité de volume, il y a moins de particules solides et un volume de vides plus important. Il y a donc plus d'espace disponible pour que les particules se déplacent et se rapprochent les unes des autres pendant les phases de séchage ce qui se traduit par un retrait plus important. Les éprouvettes compactées du côté humide contiennent une plus grande quantité d'eau et pourront ainsi subir des déformations volumiques plus importantes que les éprouvettes compactées du côté sec de l'optimum (voir Figure 89) (Albrecht et Benson, 2001 ; Daniel et Wu, 1993). Le retrait augmente avec l'augmentation de la teneur en eau (Kleppe et Olson, 1985 ; Daniel et Wu, 1993) (voir Figure 88).

Cependant, dans le cadre de la mise en œuvre en couverture d'un centre de stockage de déchets, et compte tenu des nombreux paramètres à prendre en compte (perméabilité, résistance, déformabilité, voir Figure 7) l'argile est mise en œuvre du côté humide de l'optimum et est donc susceptible de subir du retrait. Des précautions doivent donc être prises afin de minimiser les risques de retrait (voir § 0).

Energie de compactage

Selon Kleppe et Olson (1985), le retrait est indépendant de l'énergie de compactage tandis que d'après Daniel et Wu (1993), pour de faibles teneurs en eau, le retrait diminue légèrement (3% à 1%) lorsque l'énergie de compactage diminue (de $e_c = 460\%$ Proctor modifié à $e_c = 60\%$ Proctor réduit, voir Figure 88).

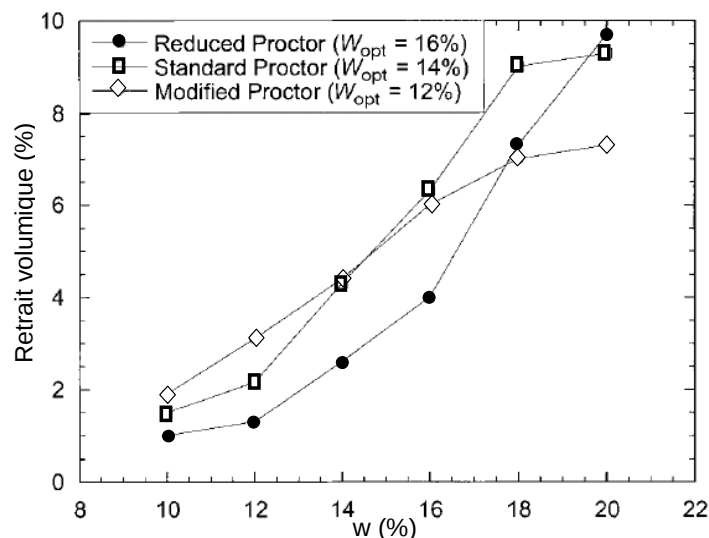


Figure 88. Evolution du retrait en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage (Daniel et Wu, 1993)

Selon Albrecht et Benson (2001), les échantillons compactés à de faibles énergies de compactage présentent pour une même teneur en eau, des déformations par retrait plus importantes (voir Figure 89).

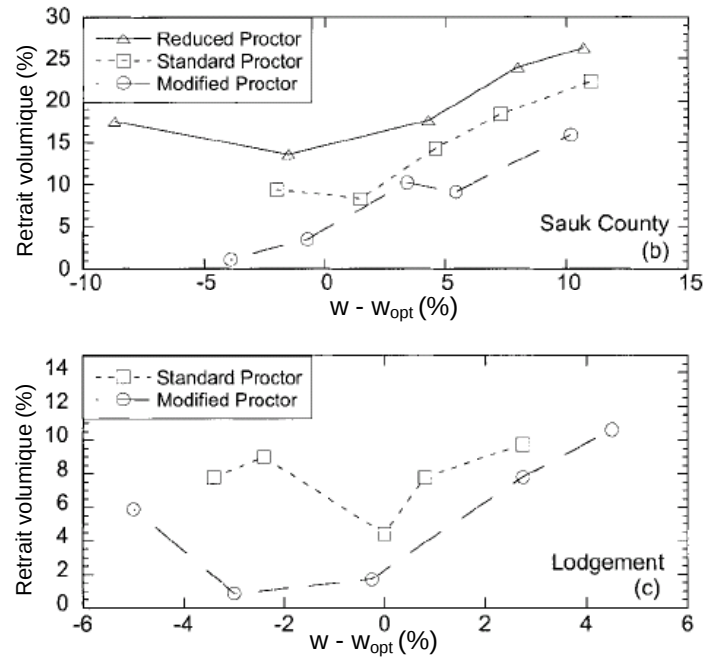


Figure 89. Evolution du retrait en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage (Albrecht et Benson, 2001)

Conséquences de la dessiccation sur la perméabilité de l'argile

En cas de dessiccation, la perméabilité de l'argile peut être augmentée de 1 à 3 ordres de grandeurs (Boynton et Daniel, 1985 ; Benson et al., 1993 ; Phifer et al., 1995, Albrecht et Benson, 2001). Une modélisation numérique par éléments finis aboutit aux mêmes conclusions (Sadek et al., 2007). Selon Witt et Zeh (2005), même dans le cas d'un retrait sans fissuration, il peut y avoir une augmentation de la perméabilité de la couche d'argile bien que la structure se densifie.

La dessiccation est un phénomène en partie irréversible : en cas de réhumidification, la perméabilité de l'argile diminue mais ne retrouve pas sa valeur initiale (McBrayer et al., 1997). En cas de dessiccation, l'augmentation de la perméabilité est plus importante pour les échantillons compactés côté humide de l'optimum (Albrecht et Benson, 2001 ; Johnston et Haug, 1992).

Minimiser les risques de dessiccation

II.4.2.1.9 Structure de couverture

Witt et Zeh (2005) présentent quelques principes de conception qui permettent de réduire les probabilités d'apparition de fissures par dessiccation. Ainsi, afin de diminuer la succion imposée à la couche d'argile lors de modification des conditions climatiques, l'épaisseur de la couche sus-jacente doit être augmentée et ses propriétés, notamment sa porosité, doivent être adaptées de façon à permettre un stockage d'eau pendant les périodes humides, et à libérer cette eau à la couche d'argile sous-jacente lors des périodes sèches. Ceci permet alors de réguler les arrivées d'eau au niveau de l'argile et de lisser les variations de teneurs en eau au sein de l'argile. L'argile ne doit pas être au contact d'une couche de forte perméabilité qui ne serait pas dans des conditions saturées (Gottheil et Brauns, 1997). Enfin, la mise en œuvre d'une géomembrane sus-jacente, elle-même surmontée d'une couche de sol est recommandée pour éviter la dessiccation de la couche d'argile (Corser et Cranston, 1991 ; Melchior, 1997).

II.4.2.1.10 Phasage de réalisation

Afin de minimiser les risques de dessiccation, la mise en œuvre de l'argile ne doit pas être effectuée pendant les périodes estivales où les températures sont importantes et le phasage de réalisation de la couverture doit permettre de minimiser le temps d'exposition de l'argile à l'air libre.

II.4.2.1.11 Choix de l'argile

Afin de limiter le potentiel de retrait et ainsi les risques de fissuration par dessiccation, l'argile mise en œuvre ne doit pas présenter une forte plasticité ni une forte teneur en argile ($< 2 \mu\text{m}$) (Daniel, 1991, Dejong et Warkentin, 1965, Kleppe et Olson, 1985).

II.4.2.1.12 Renforcement

Ziegler et al. (1998) étudient l'influence d'un renforcement d'une l'argile sur la fissuration et le gonflement liés aux cycles dessiccation / humidification. Il s'agit de fibres courtes (25 mm) en polypropylène. L'argile est reconstituée à partir d'un mélange de kaolinite et bentonite. Les éprouvettes sont compactées dynamiquement à un poids volumique $\gamma_d = 95\% \gamma_{d \text{ opt.}}$. Les éprouvettes sont soumises à des cycles séchage humidification. Selon Ziegler et al. (1998) la présence de fibres réduit la fissuration par dessiccation qui se développe dans l'argile desséchée. Des cycles de séchage sont réalisés en plaçant les éprouvettes à 48°C pendant 24h. Les cycles d'humidification consistent à immerger les éprouvettes dans de l'eau distillée pendant 24h. Le retrait et l'étendue de la fissuration sont mesurés. La résistance et la ductilité du matériau sont augmentées grâce aux fibres. Cependant l'efficacité des fibres concernant la réduction de la fissuration lors des cycles dessiccation / gonflement n'est pas significative (Ziegler et al., 1998).

De même Harianto et al. (2008) montrent que la présence de fibres en polypropylène diminue le retrait.

II.4.2.1.13 Caractéristiques de mise en œuvre

Witt et Zeh (2005) montrent que la tolérance de l'argile à la fluctuation de teneurs en eau peut être améliorée en compactant l'argile du côté sec. Cependant, ceci ne paraît pas envisageable pour une mise en œuvre en couverture d'un centre de stockage de déchets. En effet, pour des teneurs en eau de mise en œuvre inférieures à l'optimum, il n'est pas possible d'obtenir les perméabilités requises ($k < 10^{-9} \text{ m/s}$) (voir § II.3.2.1.10).

Le retrait (Kleppe et Olson, 1985 ; Daniel et Wu, 1993) et les modifications de perméabilité (Albrecht et Benson, 2001 ; Johnston et Haug, 1992) suite à la dessiccation sont minimisés lorsque l'argile est mise en œuvre à des teneurs en eau proches de l'optimum.

Les principaux paramètres devant être pris en compte pour l'étude du risque de dessiccation d'une argile mise en œuvre en couverture d'un centre de stockage sont:

- Les caractéristiques initiales de l'argile, notamment sa teneur en eau,
- La structure globale de la couverture (succession de couches imperméables et de drainage, épaisseur et caractéristiques de la couche sus-jacente et sous-jacente à l'argile, présence d'une géomembrane...),
- Le principe de drainage des eaux au sein de la couverture,
- Les conditions climatiques,
- Les caractéristiques des déchets sous-jacents (notamment réaction exo thermique lors de la dégradation).

II.4.2.1.14 Conclusion

Ainsi, la mise en œuvre en couverture d'une ISD d'un sol de relativement faible plasticité, présentant un taux d'argile relativement faible et compacté à des teneurs en eau proches, voire inférieures à l'optimum permet de minimiser le retrait. Les risques de dessiccation peuvent être réduits en augmentant l'épaisseur de couverture au-dessus de l'argile et en favorisant un stockage d'eau dans la couche sus-jacente à l'argile. Dans le cas

où une géomembrane est mise en œuvre au dessus de l'argile, elle-même surmontée d'une couche de sol, la dessiccation semble être évitée.

Les recommandations données ici ne considèrent que le risque de dessiccation. Les critères de perméabilité, de déformabilité et de résistance ne sont pas pris en compte.

Application au site du TFA

La structure de couverture du centre du TFA est présentée au § I.5.4. Il apparaît que le risque majeur de dessiccation de la couche d'argile est localisé au niveau des talus. En effet, l'argile, en talus, est mise en œuvre directement en dessous de la couche de drainage granulaire (voir Figure 90).

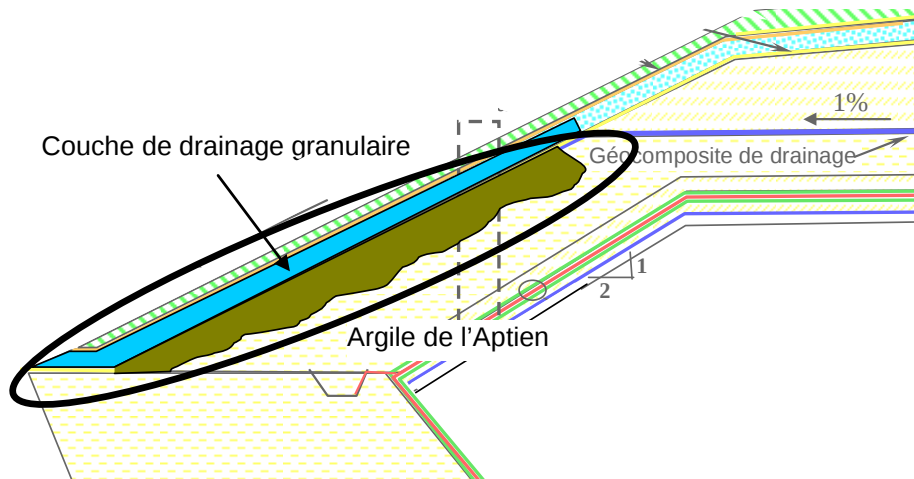


Figure 90. Localisation du risque majeur de dessiccation de la couche d'argile au sein de la couverture du TFA

Ainsi, en cas de désaturation de la couche de drainage granulaire, l'argile risque de perdre de l'eau (Gottheil et Brauns, 1997). Il apparaît nécessaire de suivre l'évolution de l'humidité au sein de la couche de drainage afin d'estimer l'état hydrique de l'argile à long terme. La pente du système bicouche argile – drain peut aussi influencer sur le comportement à long terme puisque en cas de condensation l'eau percolera gravitairement dans la couche drainante jusqu'à l'exutoire bas. Cependant, au niveau des talus, l'épaisseur de la couche d'argile est très nettement supérieure au un mètre minimal requis. Une fissuration engendrée par la dessiccation sur une profondeur limitée n'engendrera pas d'augmentation globale de la perméabilité de la barrière argileuse puisque la perméabilité globale sera alors celle de la partie saine de l'argile. Si la partie non fissurée de l'argile conserve une épaisseur de plus de un mètre, il sera alors considéré que la barrière argileuse reste efficace en termes de perméabilité. Il est cependant très difficile d'estimer la profondeur de pénétration des fissures pouvant apparaître puisque celle-ci dépend de nombreux paramètres (caractéristiques de l'argile, surcharge...) et nécessite en particulier la connaissance de l'état hydrique de la couche de drainage granulaire sus-jacente. Il est également difficile de prévoir et d'étudier l'apparition de fissures en cas de dessiccation à partir de modèles compte tenu du fait notamment que le comportement mécanique des sols est modifié lorsque la teneur en eau change.

Enfin, la couverture au-dessus de l'argile en talus est faible. L'influence des conditions climatiques, notamment des fortes températures, fortes pluies, période de sécheresse prolongée, gel, doit également être appréhendée afin d'estimer le risque d'endommagement de la barrière.

Quelques essais de principe réalisés afin de caractériser le comportement de l'argile de l'Aptien soumise à différents états hydriques sont présentés dans le chapitre 5 (voir § 0). Une instrumentation est mise en place au sein de la couverture du TFA déjà réalisée afin de suivre notamment l'évolution de l'état hydrique de l'argile. Cependant, nous ne disposons pas actuellement des résultats des mesures.

II.5 Conclusion : Recommandations concernant la mise en œuvre d'argile en couverture

Le chapitre 1 a présenté les qualités requises d'une couverture d'un centre de stockage de déchets dans le cas particulier d'un stockage de déchets très faiblement radioactifs. Le chapitre 2 a mis en évidence l'influence des paramètres de mise en œuvre sur le comportement de la barrière argileuse. Les différents paramètres influençant le comportement de l'argile soumise à des sollicitations mécaniques et hydriques ont été présentés. Cette étude a permis d'obtenir de nombreuses informations concernant les conditions optimales de mise en œuvre en fonction de la sollicitation considérée. Dans ce qui précède, les différentes sollicitations ont été étudiées indépendamment les unes des autres. Comme nous l'avons vu au chapitre 1, dans le cadre de la mise en œuvre d'une argile en barrière imperméable de couverture, les principaux critères à considérer sont la perméabilité, la déformabilité, le potentiel de retrait et dans une moindre mesure la résistance, notamment en traction. Or, l'étude révèle les difficultés de compatibilité des propriétés hydrauliques et mécaniques et donc la nécessité de définir les critères majeurs. Par exemple, une mise en œuvre du côté sec de l'optimum est favorable à un retrait faible mais ne permet pas d'obtenir une perméabilité suffisamment faible et réduit nettement la déformabilité de l'argile. Une forte énergie de compactage augmente la résistance mais diminue la déformabilité de l'argile. Une argile très fortement plastique présente une déformabilité plus forte, une résistance en traction plus forte mais un potentiel de retrait plus fort...

Benson et al. (1994) et Daniel et Wu (1993) ont étudié d'une façon plus précise les gammes (teneur en eau, indice de plasticité, liquidité...) compatibles avec la mise en œuvre d'une argile en couverture de centre de stockage.

Ainsi, selon Benson et al. (1994), une perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s peut être atteinte pour des valeurs d'indice de plasticité de plus 7% et des limites de liquidité de plus de 20%. Ils n'ont fixé aucune valeur maximale. Cependant, un autre critère à prendre en compte est celui de la faisabilité. En effet, pour des indices de plasticité supérieurs à 30% à 40%, il peut être difficile de compacter le sol. De plus, les argiles fortement plastiques présentent l'inconvénient d'être plus difficiles à mélanger, à hydrater et à homogénéiser sur site que les argiles faiblement à moyennement plastiques. La teneur en eau maximale à laquelle peut être mise en œuvre une argile sur site correspond à la limite de traficabilité des engins. Cette traficabilité semble assurée pour des valeurs de cohésion non drainées supérieures à 30 kPa, ce qui d'après Leroueil et al. (1992) est le cas pour $(w - w_{opt}) / I_p < 0.3$, avec w la teneur en eau lors du compactage.

Daniel et Wu (1993) ont réalisé des essais sur une argile sableuse ($w_{opt} = 14\%$, $\gamma_{d\ opt} = 18.4$ kN/m³, $w_L = 30\%$, $I_p = 12\%$, graviers : 2%, sable : 65%, $< 5\mu m = 15\%$) afin de définir la gamme de teneur en eau et de poids volumique qui permet d'obtenir une perméabilité, un potentiel de retrait et une résistance au cisaillement compatible avec une mise en œuvre en couverture d'un centre de stockage de déchets. Daniel et Wu fixent arbitrairement une résistance minimale au cisaillement de 200 kPa. Ils montrent que plus l'énergie de compactage est forte, plus la plage de teneurs en eau permettant d'obtenir une perméabilité $k < 10^{-9}$ m/s est forte. Le sol utilisé dans l'étude de Daniel et Wu (1993) peut être compacté légèrement du côté sec de l'optimum (énergie Proctor normale ou modifiée) et présenter tout de même une perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s ce qui est favorable en termes de potentiel de retrait.

Cependant, les études réalisées ne considèrent pas le critère de déformabilité qui, comme nous l'avons démontré, est primordial dans le cadre d'une couverture d'un centre de stockage.

Dans le Tableau 28 sont présentées les caractéristiques de l'argile (teneur en argile et plasticité) et de sa mise en œuvre (teneur en eau et énergie de compactage) qui permettent d'obtenir des caractéristiques optimales pour chacun des critères cités précédemment.

Caractéristique	Perméabilité	Déformabilité	Retrait	Résistance en traction	Mise en oeuvre
Objectif	$< 10^{-9}$ m/s	Maximale	Minimal	Supérieure à une valeur à définir en fonction des caractéristiques du projet	OK
Teneur en argile	> 15% au-delà de 40%, pas d'influence		- -		
Activité	> 0.3				
Plasticité	+ + $I_p > 10\%$	+ +	- -		
Teneur en eau de mise en oeuvre	+ + $w > w_{opt}$	+ +	- -	Proche de l'optimum	$w - w_{opt} / I_p < 0.3$
Energie de compactage	+ + coté sec ? coté humide	- -	Pas d'influence pour $w > w_{opt}$? pour $w < w_{opt}$	+ +	

- - le plus faible possible

+ + le plus élevé possible

? pas de données ou résultats contradictoires des différentes études

Tableau 28. Influence des principaux paramètres sur les principaux critères considérés pour la mise en œuvre d'une argile en couverture

Par la suite, les méthodes de caractérisation présentées au début du chapitre 2 vont être appliquées au cas de l'argile de l'Aptien afin d'étudier son comportement en couverture des alvéoles en cas de sollicitations mécaniques et hydriques et d'optimiser sa mise en oeuvre. Dans le Tableau 29 sont récapitulés l'ensemble des essais réalisés ainsi que les paramètres déduits.

Types d'essais	Paramètres déduits
Essais de retrait	Limite de retrait w_R Limite de retrait effectif w_{Re} Indice de retrait $I_R = w_L - w_R$
Granulométrie et sédimentométrie	Fraction fine : % < 80 μm Fraction argileuse : % < 2 μm
Essai au bleu	Argilosité du sol
Détermination des limites d'Atterberg	Limite de liquidité w_L Limite de plasticité w_p Indice de plasticité $I_p = w_L - w_p$ Indice de consistance $I_c = (w_L - w) / I_p$ Activité $A_c = I_p / \% < 2 \mu m$
Essais Proctor	($\gamma_{d\ opt}$, w_{opt}) pour différentes énergies de compactage
Indice portant immédiat	IPI
Compression simple	Résistance en compression $\sigma_{c\ max}$ Déformation maximale ϵ_{max} Contrainte à l'initiation des plans de glissement σ_{ci} Déformation à l'initiation des plans de glissement ϵ_i Module en déformation initial tangent E_Y
Compression triaxiale UU	Φ_{uu} , c_{uu}
Traction directe	Résistance en traction $\sigma_{t\ max} = F_{max} / A$ Déformation maximale ϵ_{max}
Essais de chargement par palier à l'oedomètre	Module oedométrique E_{oed} Pression de préconsolidation σ_p Indice de compressibilité C_c Indice de gonflement C_s
Essais de fluage	Taux de compression secondaire C_α Indice de fluage $C_\alpha \epsilon$ Coefficient de consolidation C_v
Essais de poinçonnement non confiné	Raideur J_p résistance en traction $\sigma_{t\ p\ max} = F_{p\ max} / [\pi (K \cdot D / 2 \cdot H - a^2 / 4)]$ Raccourcissement du diamètre vertical maximal et à l'apparition de la fissure
Essais de fendage	Raideur J_f résistance en traction $\sigma_{t\ f\ max} = F_{f\ max} / (\pi \cdot D \cdot H)$ enfoncement du poinçon max et à l'apparition de la fissure
Essais de flexion	Raideur J_{fl} flèche maximale f_{max} et à l'apparition de la fissure f_i déformation de la fibre tendue maximale ϵ_{max} et à l'apparition de la fissure ϵ_i moment fléchissant dans partie centrale (flexion 4 points) $M_f = F_{fl} (l_2 - l_1) / 4$ résistance en traction $\sigma_{t\ fl\ max} = M_f \cdot v / I_x$
Essais de perméabilité	Perméabilité de Darcy en saturée k (sauf essais infiltromètre à disques)
Essais de dessiccation	Courbe de rétention d'eau, Courbe de retrait Succion d'entrée d'air

Tableau 29. Récapitulatif des essais de caractérisation et des paramètres déduits

Chapitre III: Caractérisation à partir d'essais standards de l'argile en fonction des conditions de compactage

III.1 Objectifs et paramètres d'étude

L'objectif est de définir les caractéristiques de mise en œuvre d'une argile en couverture d'un centre de stockage de déchets en fonction du cahier des charges (déformabilité, résistance, retrait, imperméabilité) à partir de ses caractéristiques physiques (w_L , $\gamma_{d\text{ opt}}$, w_{opt}). Pour cela, l'argile est caractérisée physiquement, mécaniquement et hydrauliquement à partir d'essais standards présentés au chapitre précédent. Des corrélations acceptables doivent permettre de déterminer les propriétés de l'argile (par exemple le comportement en traction) à partir des caractéristiques physiques « basiques » de l'argile (w , γ_d , I_p). Les essais choisis doivent être simples à mettre en œuvre et ne nécessiter que des appareillages classiques dans un laboratoire de mécanique des sols. En ce qui concerne la caractérisation physique et mécanique, des essais Proctor, des essais Indice Portant Immédiat (IPI) et des essais de compression simple (RC), triaxiale et oedométrique sont réalisés. Pour la caractérisation hydraulique, des essais de laboratoire au perméamètre à parois rigides et des essais in situ au simple et double anneau sont réalisés.

C'est en effet une procédure classique que de réaliser en laboratoire de mécanique des sols une série d'essais Proctor (normal ou modifié selon l'utilisation future du sol testé) et d'effectuer des essais IPI sur les éprouvettes compactées à différents teneurs en eau. Des essais de compression simple peuvent par la suite être réalisés sur des éprouvettes compactées le plus souvent statiquement et dont les caractéristiques désirées (w , γ_d) sont déterminées à partir de la courbe Proctor.

Ici, il s'agit de caractériser l'argile en fonction des paramètres de compactage à savoir, l'énergie et le type de compactage ainsi que la teneur en eau lors du compactage. Les essais Proctor et les IPI sont réalisés sur des éprouvettes compactées dynamiquement (compactage type Proctor) à différents teneurs en eau et différentes énergies de compactage. Les essais de compression simple sont réalisés sur des éprouvettes compactées en laboratoire statiquement et dynamiquement à différents niveaux d'énergie mais aussi sur des éprouvettes prélevées suite au compactage in situ (compacteur statique pied de mouton) afin d'appréhender l'influence du type de compactage sur les propriétés mécaniques de l'argile. Les essais de perméabilité sont réalisés sur des échantillons compactés en laboratoire et in situ. Le comportement mécanique et hydraulique de l'argile in situ pourra ainsi être appréhendé à partir d'essais de laboratoire (voir Tableau 30).

Type d'essais	Type de compactage	Gamme de teneur en eau	Gamme énergie de compactage
Proctor	Dynamique	w = 11.5% à 20.5%	4 énergies de compactage
IPI	Dynamique	w = 11.5% à 22.5%	4 énergies de compactage
Compression simple	Dynamique Statique In situ	w = 11.5% à 22.5%	De $e_c < 80\%$ à $e_c > 140\%$
Compression oedométrique	In situ	w=19%	$e_c \approx 80\%$
Triaxiaux	In situ Statique	w = 19% à 20% w $\approx w_{opt}$	$e_c \approx 140\%$ $e_c \approx 140\%$
Perméabilité en laboratoire	Dynamique	w = 14.6% et 17.3%	$e_c < 80\%$
Perméabilité in situ	In situ	w = 19% et 20.5%	$e_c \approx 140\%$ et $e_c < 80\%$

Tableau 30. Essais réalisés et modalités de compactage

III.2 Présentation du matériau étudié

L'argile étudiée est l'argile mise en œuvre en barrière d'étanchéité de couverture du centre de stockage de déchets très faiblement radioactifs présenté au chapitre 1. Cette argile constitue également la barrière d'étanchéité passive en fond des alvéoles. Il s'agit de l'argile de l'Aptien inférieur. Les principales caractéristiques de l'argile sont présentées dans ce qui suit.

Les campagnes de reconnaissances effectuées en amont de la création du centre de stockage de déchets montrent une bonne homogénéité de l'argile à l'échelle du site. Ainsi, les prélèvements effectués (argile en place) afin de réaliser les essais de laboratoire sont représentatifs de l'argile en tout point du site.

III.2.1 Caractérisation physique

Caractéristiques minéralogiques

La composition minéralogique de l'argile de l'Aptien a été déterminée lors des différentes campagnes de reconnaissance menées en amont de la création du site du TFA (voir Tableau 31).

	avant 1990	2001	2002
Kaolinite	31%	50%	45 à 57 %
Illite	25%	43%	36 à 48 %
Chlorite	5%	7%	5 à 10%
Smectite	22%		
Glaucanie	8%		
% CaCO ₃		0,8 à 3,4 %	1 à 3,5 %

Tableau 31. Composition minéralogique de l'argile définie pour les différentes campagnes de reconnaissance

L'argile de l'Aptien est donc essentiellement composée de kaolinite et d'illite, toutes deux présentant une faible capacité d'échange cationique et ainsi un pouvoir de gonflement faible. Les campagnes de reconnaissances témoignent pour la plupart de l'absence de smectites qui présentent un pouvoir de gonflement important.

Caractéristiques physiques

Analyse granulométrique et sédimentométrique :

La granulométrie de l'argile a été caractérisée préalablement à la réalisation des essais mécaniques de laboratoire (voir Figure 91).

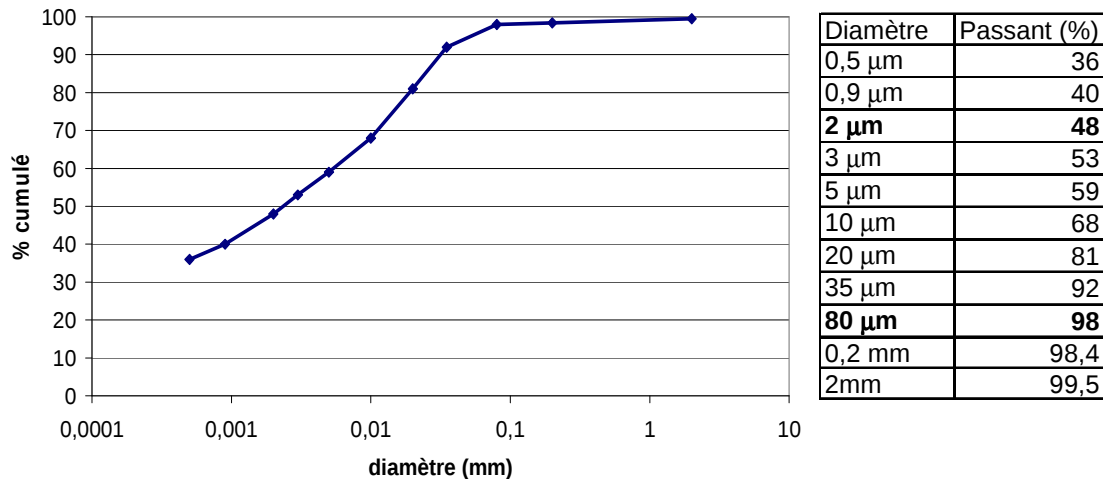


Figure 91. Analyse granulométrique et sédimentométrique de l'argile

La Figure 91 présente les résultats de nos essais tandis que le Tableau 32 présente les résultats des anciennes campagnes de reconnaissances.

	1985-1987	2000-2001	2001	2002
< 2 μm	30 à 73%	34 à 53%	50%	46 à 51%
< 80 μm			98%	

Tableau 32. Fraction fine (<80 μm) et argileuse (<2 μm) de l'argile de l'Aptien, résultats des différentes campagnes de reconnaissance

Les valeurs de la Figure 91 seront retenues par la suite soit :

% < 2 μm = 48%

% < 80 μm = 98%

Le poids volumique des particules solides γ_s n'a pas été mesuré. Dans l'étude qui suit, il sera pris de façon arbitraire égal à $\gamma_s = 26.5 \text{ kN/m}^3$.

Argilosité du sol :

Les essais au bleu de méthylène donnent une valeur au bleu VBS = 3,27 (gramme de bleu pour 100 g de sol sec). Les limites d'Atterberg (voir § II.2.1.1.1) caractérisant la plasticité de l'argile ont été définies lors des campagnes de reconnaissance antérieures à notre étude (1985-1987 et 2000-2001). Nous avons également déterminé les limites d'Atterberg sur les prélèvements d'argile (voir Tableau 33, résultats 2006)

	1985 -1987	2000-2001	2006
W_p	22%	22%	22%
W_L	43%	46%	44%
I_p	21%	24%	22%

Tableau 33. Limites d'Atterberg, plasticité de l'argile de l'Aptien

Dans le cadre de cette étude, nous retiendrons les valeurs des limites de liquidité et de plasticité que nous avons mesurées (campagne 2006, Tableau 33).

La valeur de l'indice de plasticité correspond bien à une valeur intermédiaire entre la kaolinite et l'illite.

L'argile étudiée est moyennement plastique d'après le diagramme de Casagrande (voir § 0 et Figure 92).

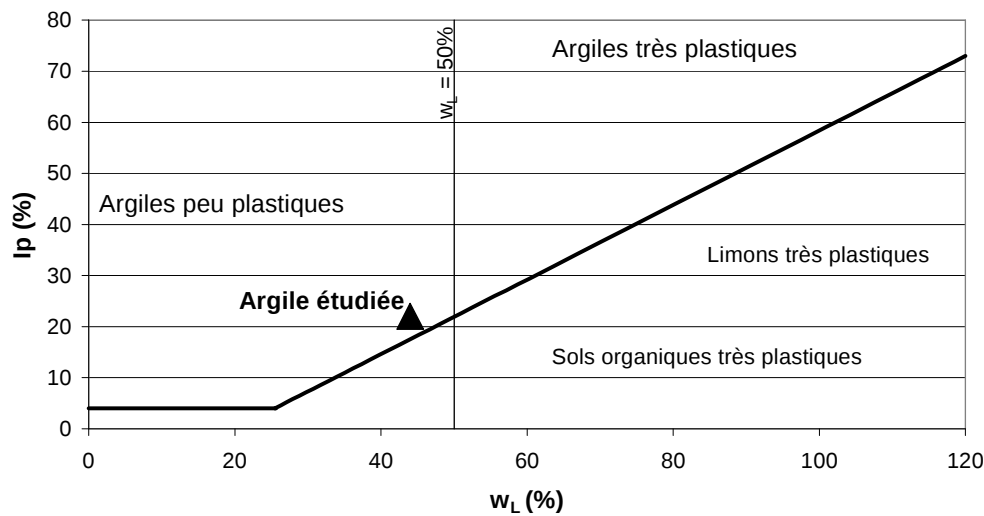


Figure 92. Plasticité de l'argile étudiée, Diagramme de Casagrande / ligne A

Les différentes campagnes d'essais réalisées afin de caractériser l'argile d'un point de vue minéralogique et plasticité montrent que l'argile est sur l'ensemble du site très homogène et que les essais réalisés par la suite caractérisent bien un même matériau.

L'argile étudiée est classée A2 dans le GTR ($D_{max} < 50\text{mm}$; $\leq 80\mu\text{m} > 35\%$, $12\% < I_p \leq 25\%$; $2.5 < VBS \leq 6$) ce qui caractérise des matériaux qui se prêtent à l'emploi de la plus large gamme d'outils de terrassement si la teneur en eau n'est pas trop élevée (sables fins argileux, limons argileux et marnes peu plastiques, arènes...). En fonction de la valeur de l'IPI, de l'indice de consistance I_c (voir § II.2.1.1.1), ou de la teneur en eau par rapport à l'optimum, le GTR définit les conditions de mise en œuvre en remblai (voir Tableau 34).

$IPI \leq 2$ ou $Ic \leq 0.9$ ou $w \geq 1.3 w_{opt}$	A ₂ th	Inutilisable en l'état
$2 < IPI \leq 5$ ou $0.9 < Ic \leq 1.05$ ou $1.1 w_{opt} \leq w < 1.3 w_{opt}$	A ₂ h	Difficile à mettre en œuvre car la portance est faible
$5 < IPI \leq 15$ ou $1.05 < Ic \leq 1.2$ ou $0.9 w_{opt} \leq w < 1.1 w_{opt}$	A ₂ m	Pas de problème de mise en œuvre
$1.2 < Ic \leq 1.4$ ou $0.7 w_{opt} \leq w < 0.9 w_{opt}$	A ₂ s	Nécessite un compactage intense
$Ic > 1.4$ ou $w < 0.7 w_{opt}$	A ₂ ts	Inutilisable en l'état

Tableau 34. Classification GTR et recommandations pour la mise en œuvre en remblai

Limite de retrait : $w_R = 13\%$.

Les campagnes de reconnaissances antérieures réalisées sur l'argile de l'Aptien donnent une valeur de limite de retrait de 14.1%.

D'après Gromko (1974) (voir Tableau 12) les valeurs de l'indice de plasticité et de la limite de retrait de l'argile correspondent à une argile présentant un potentiel de gonflement moyen (10% à 20%).

Coefficient d'activité de Skempton : $A_c = I_p / (\% < 2\mu m)$ (voir Tableau 13)

L'argile étudiée présente un coefficient d'activité $A_c = 22 / 48 = 0.46$, ce qui caractérise une argile inactive. Les campagnes réalisées antérieurement donnent une activité A_c de 0.57. Ceci est compatible avec les conclusions de Benson et al. (1994-2) qui recommandent une activité d'au moins 0.3 pour une argile devant être mise en couverture (voir § II.5).

III.2.2 Caractérisation mécanique

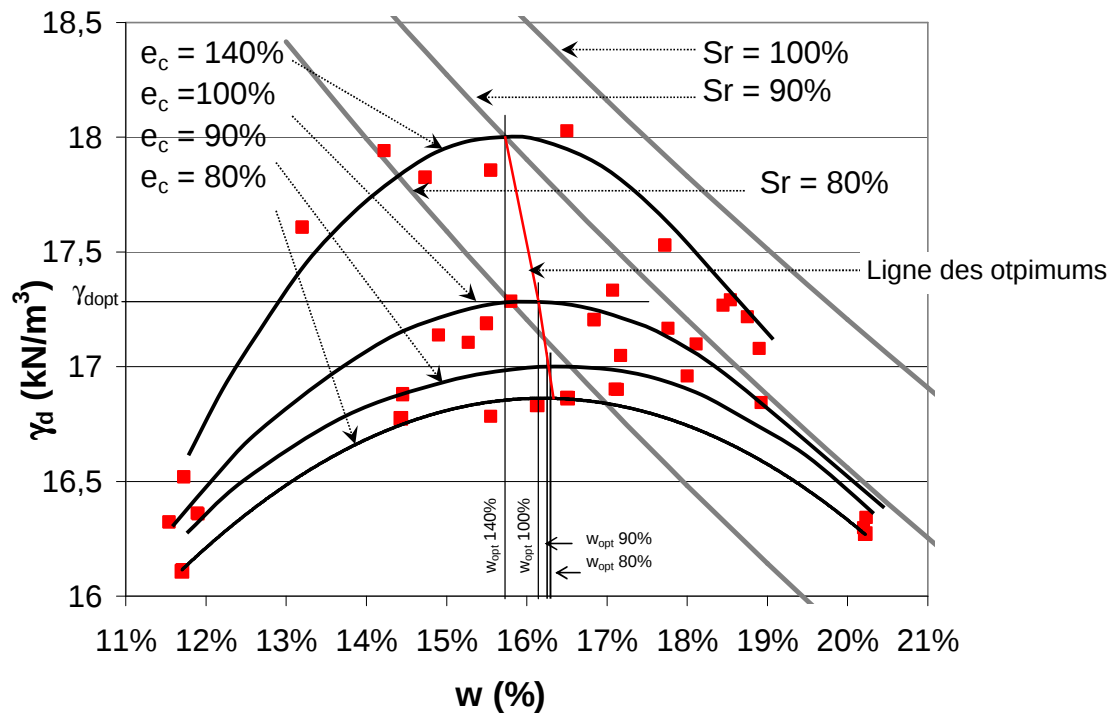
Essais de compactage

III.2.2.1.1 Proctor

Les essais Proctor sont présentés au § 0.

4 énergies de compactage dynamique ($e_c = E/E_d^n * 100$) sont étudiées : $e_c = 80\%$, 90% , 100% , 140% correspondant respectivement à $n = 6, 7, 8, 10$ séquences de 7 coups par couche (voir Tableau 16).

Les courbes Proctor obtenues pour l'argile de l'Aptien (voir Figure 93) permettent de définir les caractéristiques optimales (w_{opt} , $\gamma_{d\ opt}$) pour chacune des énergies de compactage (voir Tableau 35).



Un décalage de l'optimum avec l'énergie de compactage est noté. La teneur en eau à l'optimum diminue tandis que le poids volumique à l'optimum augmente lorsque l'énergie de compactage augmente.

	γ_d (kN/m ³)	w (%)
$e_c = 140\%$	18	15.7%
$e_c = 100\%$	17.25	16.1%
$e_c = 90\%$	17	16.23%
$e_c = 80\%$	16.9	16.26%

Tableau 35. Récapitulatif des caractéristiques (w_{opt} , $\gamma_{d\ opt}$) pour différentes e_c

Une approximation des courbes Proctor est donnée par les équations suivantes : (R^2 : coefficient de corrélation, voir Tableau 36).

e_c (%)	
140	$\gamma_d = -0.0861 w^2 + 2.7058 w - 3.285$ $R^2 = 0.96$
100	$\gamma_d = -0.0454 w^2 + 1.4638 w + 5.4586$ $R^2 = 0.97$
90	$\gamma_d = -0.0329 w^2 + 1.0683 w + 8.2925$ $R^2 = 0.99$
80	$\gamma_d = -0.0367 w^2 + 1.1936 w + 7.1912$ $R^2 = 0.997$

Tableau 36. Equations des courbes Proctor de l'argile de l'Aptien

Sur la Figure 93, les courbes de saturation $S_r = 80\%$, 90% , 95% et 100% sont représentées. Pour une énergie Proctor normal ($e_c = 100\%$), l'argile présente une saturation de 81% pour une teneur en eau optimale ce qui est légèrement inférieur aux valeurs citées dans la littérature. Fredlund et Morgenstern (1977) définissent un état de saturation d'environ 90% pour une teneur en eau optimale. Classiquement, en France la couverture argileuse d'un centre de stockage de déchets est mise en œuvre à $w_{opt} + 2\%$ et $\gamma_d > 95\% \gamma_{d\ opt}$. Dans le cas de l'argile étudiée, ces critères correspondent à une teneur en eau de compactage de 18.1% et un poids volumique minimal de 16.4 kN/m^3 en considérant une énergie de compactage Proctor normal ($e_c = 100\%$) ce qui caractérise un état de saturation $S_r = 78\%$.

La corrélation proposée par Sivrikaya (2008) (voir Tableau 17) reliant la teneur en eau à l'optimum au poids volumique sec à l'optimum pour une énergie de compactage Proctor normal est tout à fait applicable à l'argile étudiée (voir Figure 94).

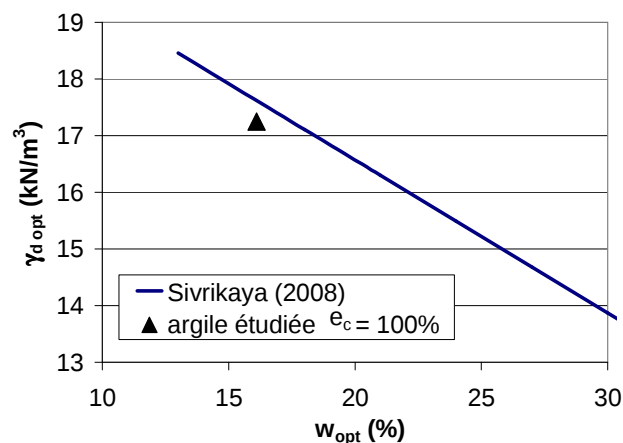


Figure 94. Relation $\gamma_{d\ opt} / w_{opt}$ d'après Sivrikaya (2008)

En plus des éprouvettes compactées dynamiquement en laboratoire (compactage type Proctor), nous avons également réalisé des essais sur des éprouvettes :

- Compactées statiquement en laboratoire (voir § 0)

Il s'agit d'un compactage sous chemin oedométrique (pas de déformations latérales). L'énergie de compactage est définie comme étant l'aire sous les courbes force – déplacement lors du compactage (voir § 0),

- Prélevées in situ sur les planches d'essais (voir Figure 216).

Les caractéristiques (w , γ_d) des éprouvettes testées sont présentées sur les courbes Proctor (voir Figure 99). Pour ces essais, l'énergie de compactage n'a pu être directement

déterminée. Seule la comparaison avec les courbes Proctor permet de déduire l'énergie de compactage « équivalente ». Notons que le compactage in situ réalisé lors des planches d'essais correspond en moyenne à une énergie de compactage e_c supérieure à 140% pour des teneurs en eau élevées ($w \approx w_{opt} + 3\%$ à 4%). Dans ces conditions, l'argile est proche de la saturation.

Relation plasticité / caractéristiques de compactage optimales pour $e_c = 100\%$

L'argile étudiée présente une limite de liquidité $w_L = 44\%$. De nombreux auteurs ont cherché à relier les caractéristiques de plasticité aux caractéristiques de compactage optimales (w_{opt} , $\gamma_{d\ opt}$) pour une énergie Proctor normal ($e_c = 100\%$). Les corrélations présentées au chapitre 2 (voir Tableau 17) sont confrontées au cas de l'argile étudiée (voir Figure 95, Figure 96, Figure 97, Figure 98).

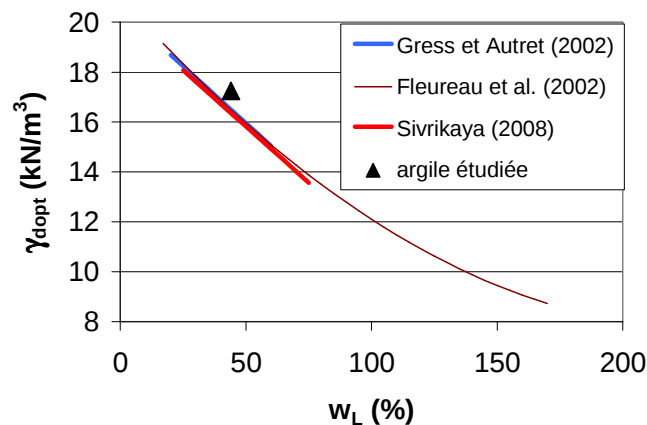


Figure 95. Relation $\gamma_{d\ opt} / w_L$ pour $e_c = 100\%$

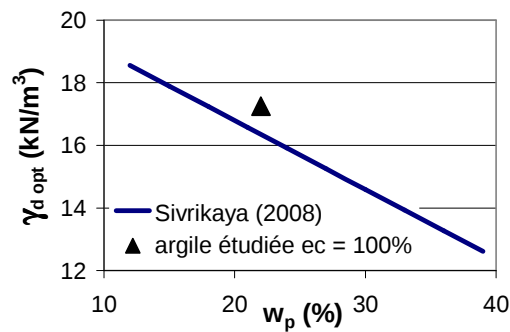


Figure 96. Relation $\gamma_{d\ opt} / w_p$ pour $e_c = 100\%$ d'après Sivrikaya (2008)

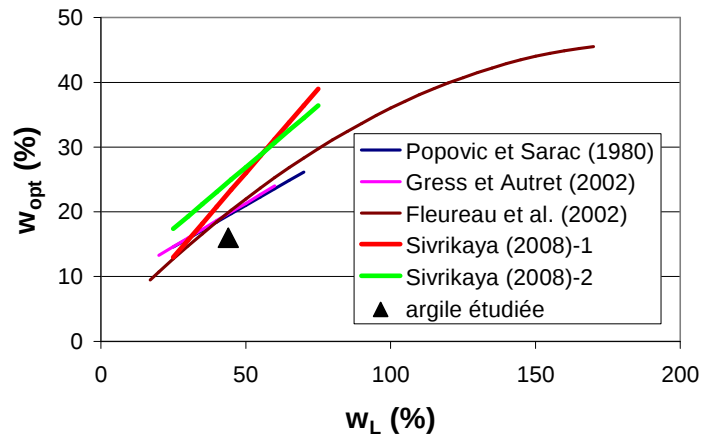


Figure 97. Relation w_{opt} / w_L pour $e_c = 100\%$

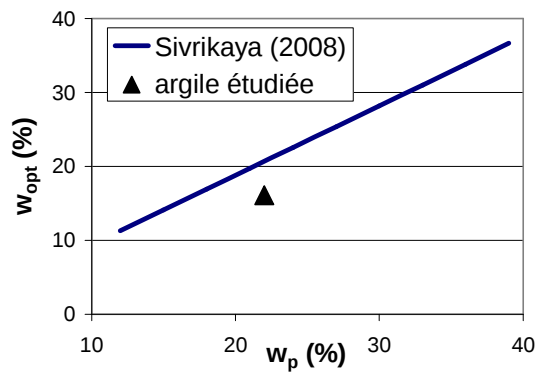


Figure 98. Relation w_{opt} / w_p pour $e_c = 100\%$ d'après Sivrikaya (2008)

Les corrélations reliant les caractéristiques à l'optimum (w_{opt} , $\gamma_{d\ opt}$) à la limite de liquidité et à la limite de plasticité sont raisonnablement valables dans le cas de l'argile étudiée.

III.2.2.1.2 **Energie et type de compactage**

L'énergie statique nécessaire pour obtenir un échantillon à (w , γ_d) est comparée à l'énergie Proctor nécessaire à l'obtention d'un même couple (w , γ_d). Deux énergies statique E_{stat} et dynamique E_d sont considérées équivalentes si elles aboutissent au même couple (w , γ_d) (voir § II.3.1).

Les caractéristiques (w , γ_d) des éprouvettes compactées statiquement sont placées sur les courbes Proctor (voir Figure 99).

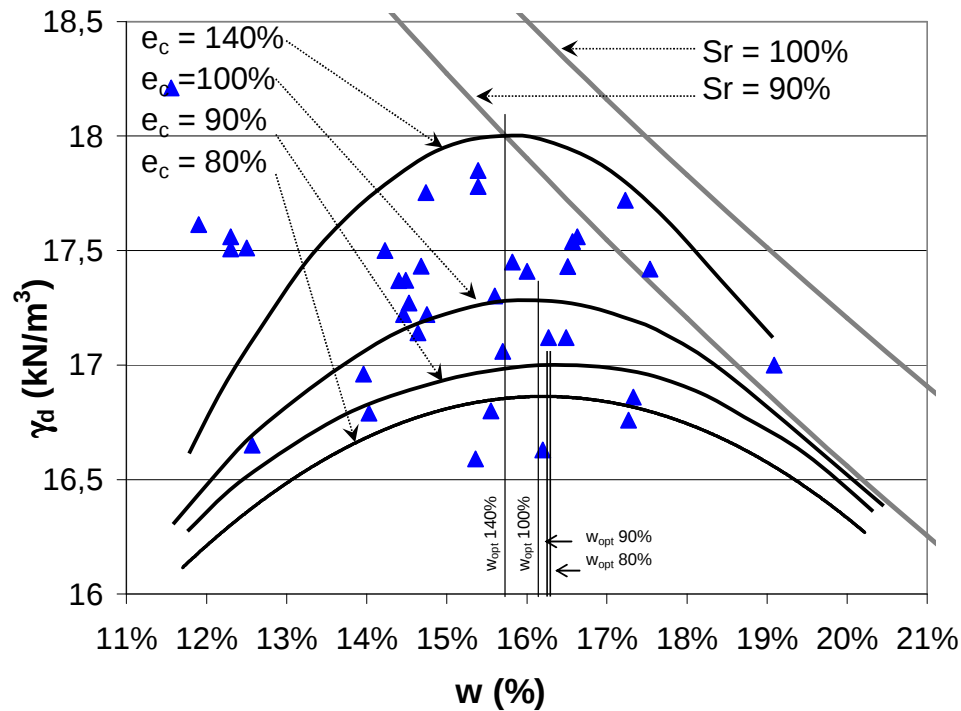


Figure 99. Caractéristiques des éprouvettes compactées statiquement en laboratoire

Des courbes de compactage de l'argile de l'Aptien sont présentées Figure 100. Il s'agit de compactage statique (chemin oedométrique) d'éprouvettes dans une bague oedométrique ($H = 20\text{mm}$, $A = 3848\text{ mm}^2$). Les caractéristiques finales des éprouvettes sont présentées sur les courbes Proctor. Les aires hachurées Figure 100 correspondent aux énergies de compactage statique respectives des trois éprouvettes rapportées au volume de l'éprouvette. La démarche consiste à déterminer l'énergie dynamique équivalente en plaçant les points (w, γ_d) sur les diagrammes Proctor (courbes iso-énergie de compactage). Dans l'exemple de la Figure 100, l'éprouvette 1 présente des caractéristiques de poids volumique sec et de teneur en eau correspondant à une énergie $e_c = 140\%$ et donc à une énergie dynamique E_d de 630 kN.m/m^3 . Le calcul de l'énergie de compactage statique nous donne $E_{stat} = 132\text{ kN.m/m}^3$. Les résultats obtenus pour les trois essais sont récapitulés dans le Tableau 37.

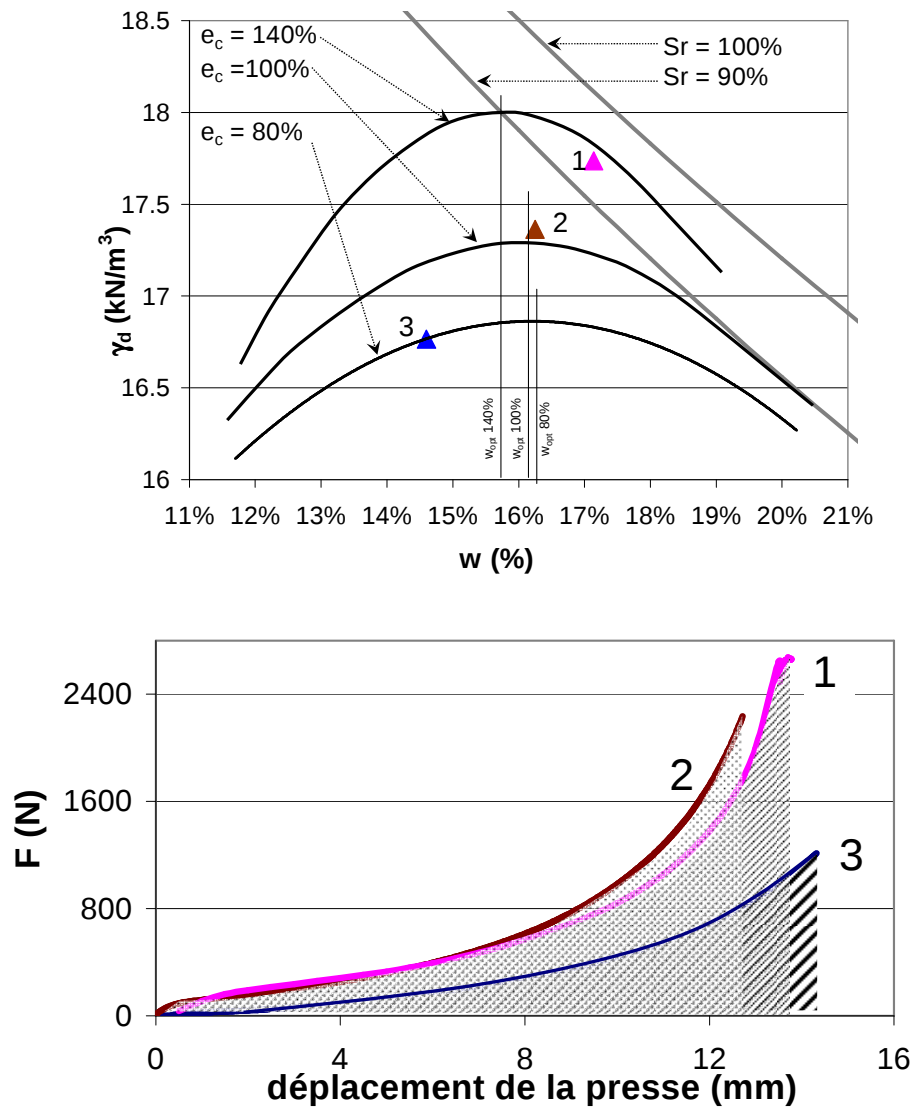


Figure 100. Energie de compactage statique en laboratoire : exemple sur l'argile de l'Aptien

N°essai	w (%)	γ_d (kN/m³)	e_c (%)	E_{stat} (kN.m/m³)	E_d (kN.m/m³)	E_{stat}/E_d
3	14,60%	16,77	80%	60	360	0,17
2	16,25%	17,36	100%	101	450	0,22
1	17,14%	17,74	140%	132	630	0,21

Tableau 37. Comparaison énergies de compactage dynamique / statique

Dans ces conditions, $E_{stat} / E_d = 0.17$ à 0.22 . Ces observations sont en accord avec les observations Mesbah et al. (1999) mais sont contradictoires avec les conclusions de Subba Rao (1972, voir § 0). Selon Moussaï, dans le cas de l'argile de l'Aptien, une pression statique de 1100 kPa serait nécessaire pour obtenir le poids volumique maximal défini par compactage Proctor Normal ($E_d = 450$ kN.m/m³).

Relation plasticité / caractéristiques de compactage optimales pour différentes énergies de compactage

Les courbes de compactage caractéristiques de l'argile étudiée, et ainsi les poids volumiques et teneurs en eau à l'optimum ont été déterminés pour différentes énergies de compactage (voir Figure 93 et Tableau 35). La teneur en eau et le poids volumique à l'optimum définis à partir des courbes Proctor sont confrontés aux valeurs obtenues en utilisant les corrélations proposées par Blotz et al. (1998) (voir Tableau 17). Les caractéristiques à l'optimum pour une énergie Proctor normal ($e_c = 100\%$) sont prises comme référence ($\gamma_{d \text{ opt}} = 17.25 \text{ kN/m}^3$, $w_{\text{opt}} = 16.1\%$) afin de calculer les valeurs pour les autres énergies de compactage.

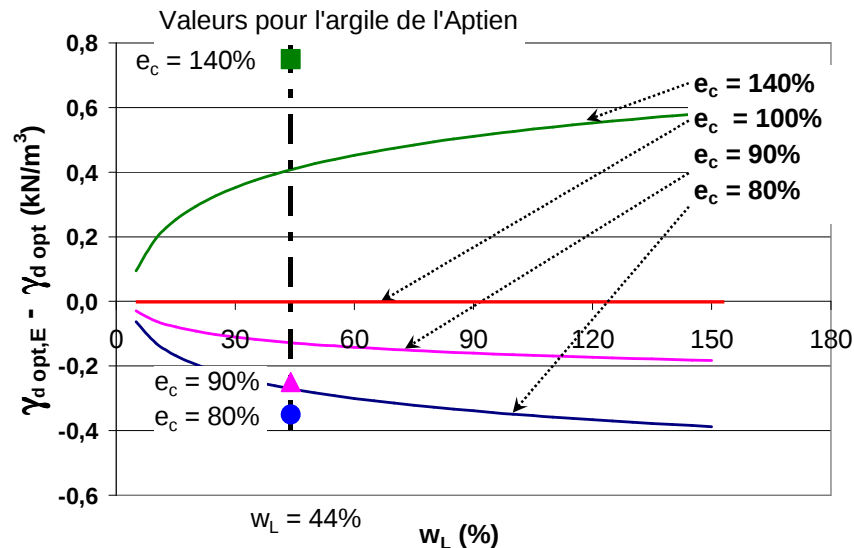


Figure 101. Détermination de $\gamma_{d \text{ opt}}$ pour différentes énergies de compactage (corrélations proposées par Blotz et al., 1998)

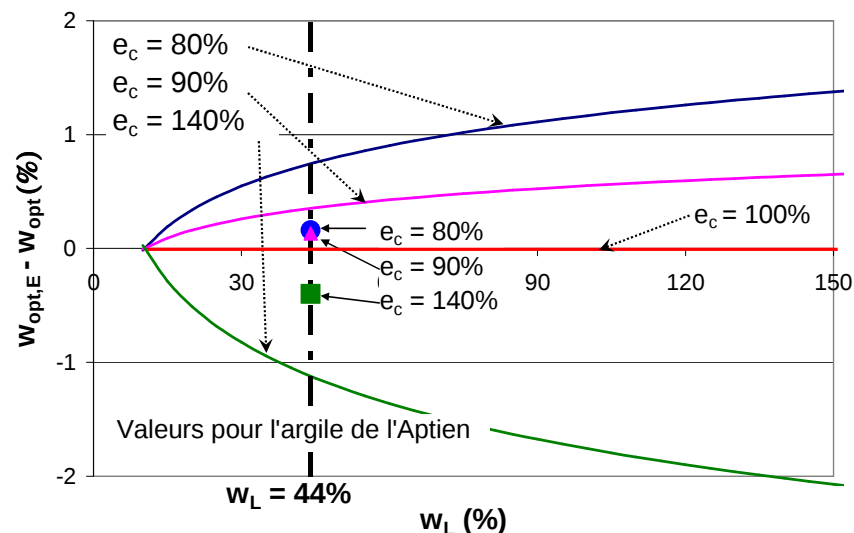


Figure 102. Détermination de w_{opt} pour différentes énergies de compactage (corrélations proposées par Blotz et al., 1998)

Les corrélations proposées par Blotz et al. (1998) reliant la limite de liquidité aux caractéristiques optimales pour différentes énergies de compactage sous estiment la teneur en eau et le poids volumique à l'optimum pour une forte énergie de compactage ($e_c = 140\%$).

Pour les énergies de compactage plus faibles ($e_c = 80\%$ et 90%), les corrélations représentent mieux les caractéristiques à l'optimum de l'argile (voir Figure 101, Figure 102), mais globalement les résultats sont peu pertinents.

III.2.2.1.3 IPI

Les essais sont présentés au § 0.

Les essais sont réalisés sur des éprouvettes compactées dynamiquement (type Proctor) à différentes teneurs en eau et à différentes énergies de compactage.

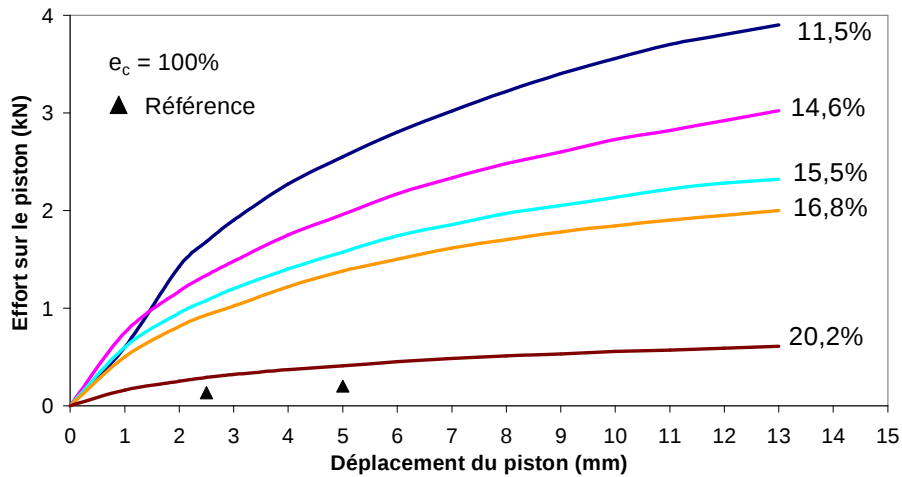


Figure 103. Essais IPI : Courbes force/déplacement pour différentes teneurs en eau ($e_c = 100\%$)

Pour une même énergie de compactage, l'effort appliqué sur le piston pour un enfoncement donné augmente lorsque la teneur en eau diminue (voir Figure 103).

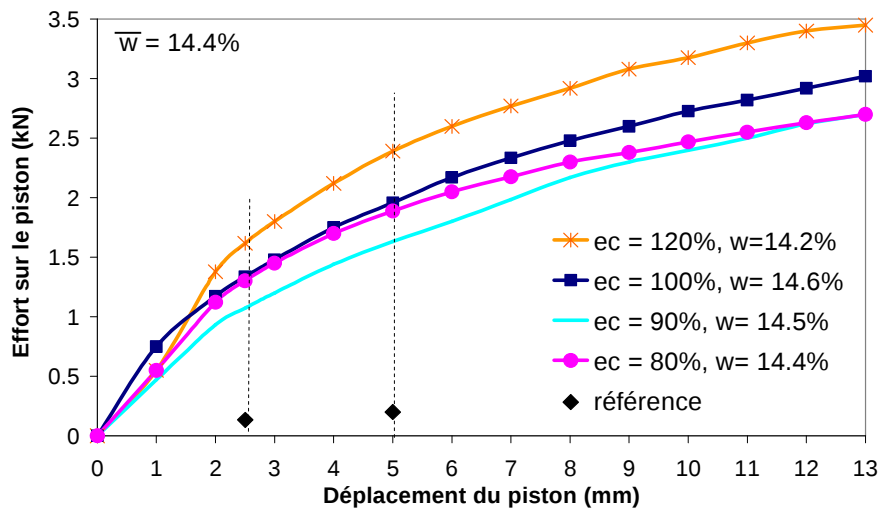


Figure 104. Essais IPI : Courbes force/déplacement pour différentes énergies de compactage ($\bar{w} = 14.4\%$)

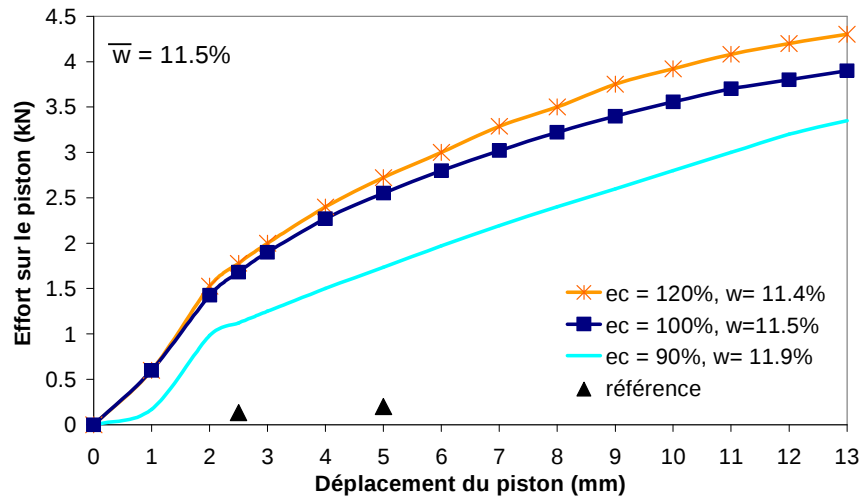


Figure 105. Essais IPI : Courbes force/déplacement pour différentes énergies de compactage ($\bar{w} = 11.5\%$)

Pour une même teneur en eau, l'effort appliqué sur le piston pour un enfoncement donné augmente lorsque l'énergie de compactage augmente (voir Figure 104 et Figure 105). Les résultats des essais IPI sont récapitulés dans le Tableau 38.

e_c (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	IPI
80	11.7	16.11	14.15
80	14.43	16.78	9.75
80	16.13	16.83	6.22
80	16.51	16.86	5.22
80	17.95	16.96	3.75
80	20.22	16.27	2.49
90	11.89	16.36	8.68
90	14.45	16.88	8.16
90	17.17	17.05	6.12
90	17.1	16.90	4.42
90	22.42	15.77	1.31
100	11.54	16.32	12.76
100	15.5	17.19	8.07
100	16.84	17.21	6.96
100	20.23	16.34	2.16
120	11.36	17.14	13.61
120	14.22	17.94	11.96
120	16.8	17.67	6.00

Tableau 38. Essais IPI : résultats des essais

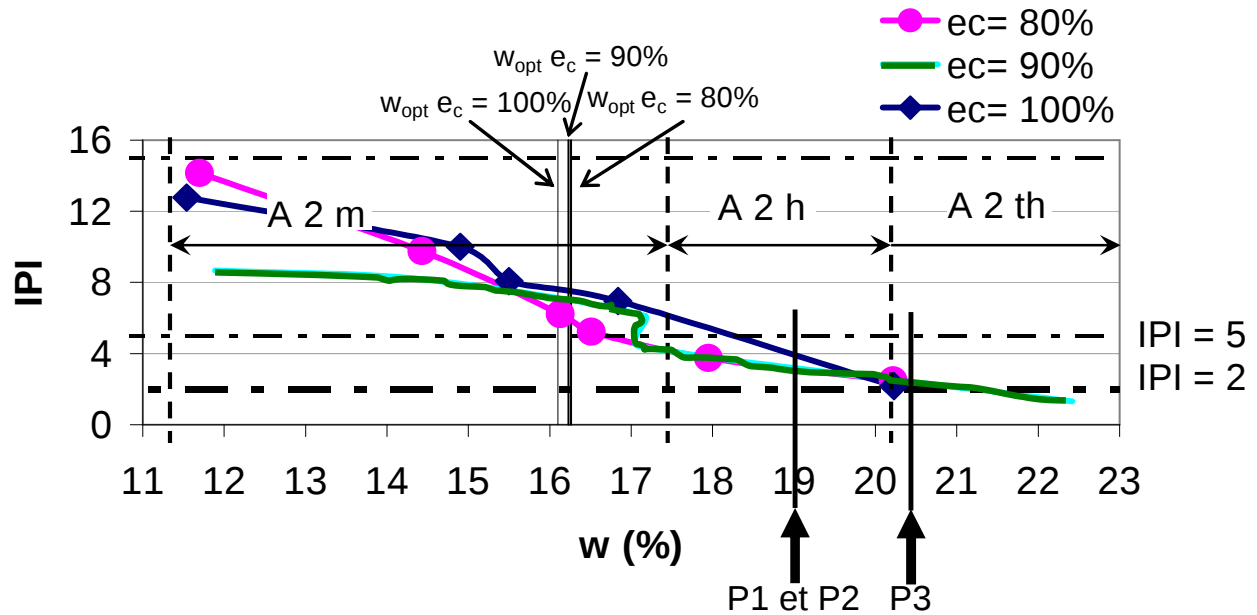


Figure 106. Evolution de l'IPI en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage

Dans les gammes d'énergies de compactage étudiées ($e_c = 80\%$ à 100%), l'augmentation de l'énergie de compactage n'améliore pas significativement la portance du sol (voir Figure 106).

Le GTR caractérise l'état hydrique de l'argile (classe A2) en fonction de la valeur de l'IPI (voir Tableau 34). La Figure 106 permet ainsi de relier, selon les critères du GTR, la teneur en eau aux critères de mise en œuvre (voir Tableau 39).

Les teneurs en eau des planches d'essais réalisées in situ (voir § 0) sont précisées sur la Figure 106. Il apparaît que, pour la planche d'essais 3 (P3) l'argile doit être mise en œuvre à $w = 20.5\%$. Dans ces conditions, en considérant la valeur de l'IPI à cette teneur en eau et le GTR, l'argile est dans un état très humide et est considérée comme étant non utilisable en l'état. Ainsi, la première étape de la planche d'essais 3 va consister à tester la faisabilité d'une mise en œuvre à $w = 20.5\%$. Pour une teneur en eau de mise en œuvre de $w_{opt} + 2\%$ soit environ 18% , ce qui est usuellement prescrit et pour les planches d'essais P1 et P2, l'argile est dans un état humide et présente, d'après le GTR, une faible portance (voir Tableau 39).

$IPI \leq 2$	A ₂ th	$w \geq 20.2\%$	Inutilisable en l'état
$2 < IPI \leq 5$	A ₂ h	$17.4\% \leq w < 20.2\%$	Difficile à mettre en œuvre car la portance est faible
$5 < IPI \leq 15$	A ₂ m	$11.3\% \leq w < 17.4\%$	Pas de problème de mise en œuvre

Tableau 39. Correspondance état hydrique / IPI selon le GTR

Les essais de compactage (Proctor et IPI) présentés ci-dessus sont réalisés sur des éprouvettes préparées en laboratoire. Afin de s'assurer de la faisabilité de mise en œuvre de l'argile, des caractéristiques obtenues in situ ainsi que du niveau d'énergie de compactage obtenu, des planches d'essais de compactage sont réalisées in situ.

III.2.2.1.4 Compactage in situ

Planche de compactage

Dans le cadre de la création du centre de stockage, les valeurs de références utilisées sur site sont un peu différentes des valeurs que nous avons définies lors de nos essais en laboratoire. Les objectifs de compactage définis au préalable sont :

- un poids volumique moyen $\gamma_d > 98.5\%$ $\gamma_{d \text{ opt}}$ soit $\gamma_d = 17.25 \text{ kN/m}^3$ ($\gamma_{d \text{ opt}}$ considéré : 17.5 kN/m^3).
- une teneur en eau $w = w_{\text{opt}} + 2\%$ à $\pm 0.5\%$ soit entre 19.2% et 20.2% (w_{opt} considérée : 17.7%).
- une perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s .

Des planches de compactage ont été réalisées sur site afin de définir les conditions de compactage qui permettent d'obtenir les caractéristiques de l'argile désirées et notamment afin de :

- Valider la méthodologie de préparation de l'argile avant mise en œuvre (humidification, broyage, traitement, homogénéisation...)
- Définir la teneur en eau de mise en œuvre permettant d'obtenir une perméabilité et un poids volumique respectant les recommandations
- Valider l'atelier de compactage (type de compacteur, nombre de passes)
- Définir l'épaisseur maximale des couches unitaires à compacter : s'assurer de l'efficacité du compactage
- Vérifier les caractéristiques obtenues (perméabilité, teneur en eau et poids volumique) par des essais in situ et des prélèvements pour essais en laboratoire

Pour la réalisation des planches d'essais de compactage, un malaxeur et une arroseuse sont utilisés afin de mettre l'argile à la bonne teneur en eau, de l'homogénéiser et de réduire la taille des agrégats. Le nombre de passes de l'arroseuse est défini en fonction de la différence entre la teneur en eau initiale de l'argile et la teneur en eau visée. L'argile est mise en œuvre au compacteur statique pied dameur SP1 (voir Figure 107). qui effectue donc des passages sur l'argile non comptabilisés dans les passes de compactage puis elle est compactée avec ce même compacteur.



Figure 107. Argile compactée

L'argile est compactée en trois couches. Chaque couche d'argile a une épaisseur foisonnée d'environ 25 cm à 30 cm soit une épaisseur compactée d'environ 20 cm. La détermination de la masse volumique de l'argile compactée se fait par la méthode du gammadensimètre à pointe (NF P 94-061), ici type Troxler®. La mesure est basée sur l'adsorption par le sol des photons gamma, émis par une source radioactive enfoncée dans la couche de sol soumise à l'essai. Il ne s'agit pas d'une mesure ponctuelle de la masse volumique mais d'une mesure moyenne sur une zone d'influence autour de la sonde. Dans ce qui suit, on assimilera

cependant la mesure réalisée lors de l'enfoncement de la sonde à une profondeur Z au poids volumique à cette même profondeur Z . L'appareil est de plus équipé d'une sonde neutronique qui permet de mesurer la teneur en eau w . Des mesures de teneurs en eau par étuvage sur des prélèvements ainsi que des mesures de perméabilité par simple anneau fermé sont réalisées sur la dernière couche mise en œuvre.

3 mesures au gammadensimètre sont effectuées sur la dernière couche après 4 passes de compacteur (soit 8 applications de charge d'après le GTR puisque le compactage est assuré par les roues avant et arrière pour ce type de compacteur) puis après 8 passes (16 applications de charge). Suite au passage du compacteur pied dameur, la surface est décapée, aplanie pour permettre les mesures au gammadensimètre. Deux mesures sont réalisées à 15 cm de profondeur sous la surface décapée soit à environ 25 cm de profondeur de la surface initiale, 1 mesure est réalisée à 10 cm de profondeur.

Les mesures effectuées après 8 passes sont localisées le plus près possible des zones de mesures réalisées après 4 passes. Le résultat des mesures effectuées est présenté Tableau 40. Les mesures de perméabilité sont présentées au § III.2.4.

	Profondeur de mesure	objectif	w (%)	γ_d (kN/m ³)	$\gamma_d / \gamma_{dopt} * 100$
			19.2 à 20.2	≥ 17.25	≥ 98.5
4 passes	10 cm		18.9	17.48	100.4
	15 cm		18.5	17.31	99.5
	15 cm		19.4	17.12	98.3
		Moyenne	18.9	17.3	99.4
8 passes	10 cm		19	17.12	98.3
	15 cm		18.5	17.21	98.8
	15 cm		19.6	17.08	98.1
		Moyenne	19	17.14	98.4

Tableau 40. Poids volumiques secs et teneurs en eau de la planche de compactage

Les valeurs des teneurs en eau sont un peu faibles comparées aux teneurs en eau visées. Le passage supplémentaire du compacteur ne semble pas modifier la teneur en eau puisque celle-ci n'est pas modifiée entre 4 et 8 passes. L'homogénéité en termes de teneur en eau n'est pas tout à fait satisfaisante ($w_{max} - w_{min} = 1.1\%$). Les poids volumiques sont plus faibles que les objectifs initiaux. L'augmentation du nombre de passes ne permet pas d'augmenter le poids volumique. Cependant, il a tout de même été décidé d'effectuer 8 passes pour la mise en œuvre de l'argile en couverture en plus des allers-retours effectués lors de la mise en place des argiles.

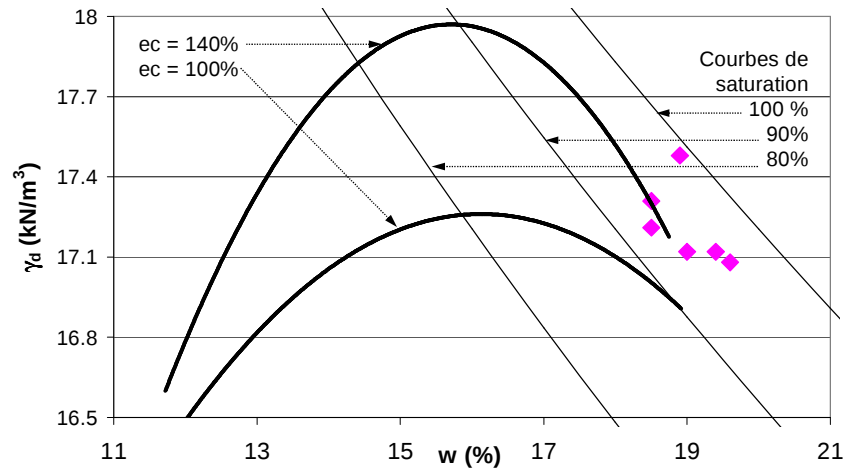


Figure 108. Caractéristiques (w , γ_d) de l'argile des planches de compactage (résultats des essais au gammadensimètre)

Les poids volumiques et les teneurs en eau obtenues lors des planches de compactage sont placés sur les courbes Proctor déterminées précédemment en laboratoire. Le compactage réalisé présente une énergie équivalente $e_c \approx 140\%$ (voir Figure 108). Dans ces conditions, l'argile est dans un état de saturation moyen de 95%. Les études présentées au chapitre 2 (Leroueil et al., 1992 ; Daniel et Wu, 1993 ; Benson et al., 1994-2) confirment que cet état de poids volumique et de teneur en eau est bien compatible avec une utilisation en couverture d'un centre de stockage de déchets : les points sont situés au dessus de la ligne des optimums. D'après Benson et al. (1994-2) les conditions de compactage (w , γ_d par rapport à l'optimum), et les caractéristiques de l'argile ($I_p > 10\%$, $w_L > 20\%$, $<80\mu\text{m}> 30\%$, $<2\mu\text{m}> 15\%$, $A_c > 0.3$) sont compatibles avec l'obtention d'une perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s (voir § II.5). Des essais de perméabilité (voir § III.2.4) sont réalisés afin de vérifier la perméabilité obtenue.

Planches d'essais sur site

Ces planches d'essais sont présentées au chapitre 5. Les caractéristiques (w , γ_d) des prélèvements intacts effectués après compactage (voir Figure 216) sur site de l'argile sont présentées sur les courbes Proctor déterminées au préalable (voir Figure 109).

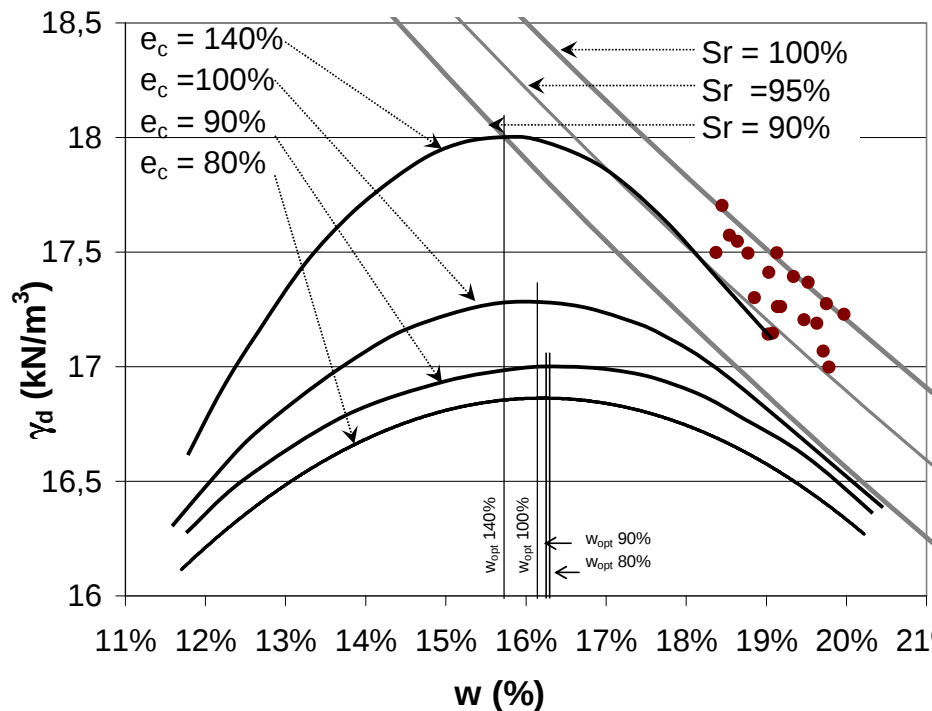


Figure 109. Caractéristiques des échantillons compactés in situ

Essais de compression

III.2.2.1.5 Compression simple

Les essais sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques de section initiale A_0 (πR_0^2), de hauteur initiale H_0 et d'élancement 2 ($H_0/2R_0 = 2$).

Méthode d'analyse des essais de compression simple

Le comportement mécanique de l'argile en compression simple est identifié par la résistance en compression simple $\sigma_{c \max} = F_{\max} / A_{\max}$, $F_{\max}$ (force maximale appliquée par la presse) et la déformation correspondante ($\epsilon_{\max} = \Delta H_{\max} / H_0$) ainsi que les contraintes – déformations à l'initialisation du plan de glissement (respectivement σ_i et ϵ_i). Le module en petites déformations, assimilé au module d'Young (E_y) est défini par la pente de la partie linéaire de la courbe contrainte déformation à l'origine (module tangent) (voir § 0). La partie linéaire est définie par un coefficient de régression R^2 supérieur à 0.98.

Classiquement, ces essais sont réalisés sur des éprouvettes compactées statiquement (compactage avec effet double piston). Des essais sur des éprouvettes compactées dynamiquement en laboratoire (compactage type Proctor) et in situ (compactage statique, pied de moutons) ont également été réalisés afin d'étudier l'influence du type de compactage sur le comportement de l'éprouvette. Comme précédemment, deux énergies E_d (énergie dynamique) et E_{stat} (énergie statique) sont considérées comme équivalentes au sens du compactage si elles aboutissent au même couple (w, γ_d).

Répétabilité des essais

Des essais ont été réalisés sur des éprouvettes présentant les mêmes caractéristiques initiales (w, γ_d , et même type de compactage) afin de s'assurer de la répétitivité de cet essai. Dans le Tableau 41 sont précisées les erreurs relatives sur les différentes valeurs obtenues lors d'essais de compression simple réalisés dans des conditions similaires. La dispersion moyenne donnée est calculée sur 3 séries de 2 essais et 2 séries de 3 essais réalisés dans des conditions identiques.

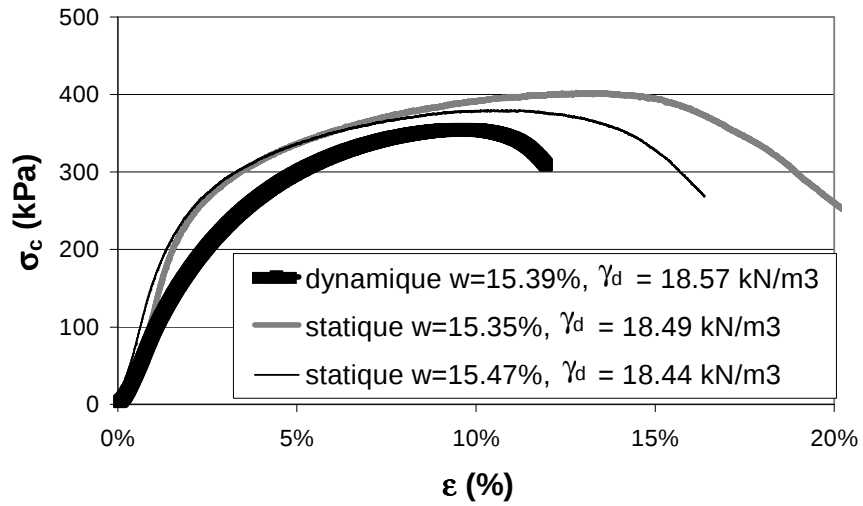
Paramètre	w	γ_d	$\sigma_{c \max}$	$\epsilon_{\max}$	σ_i	ϵ_i	E_y
Dispersion	0.5%	0.2%	3.3%	8.1%	7%	21%	13%

Tableau 41. Dispersion sur les résultats des essais de compression simple

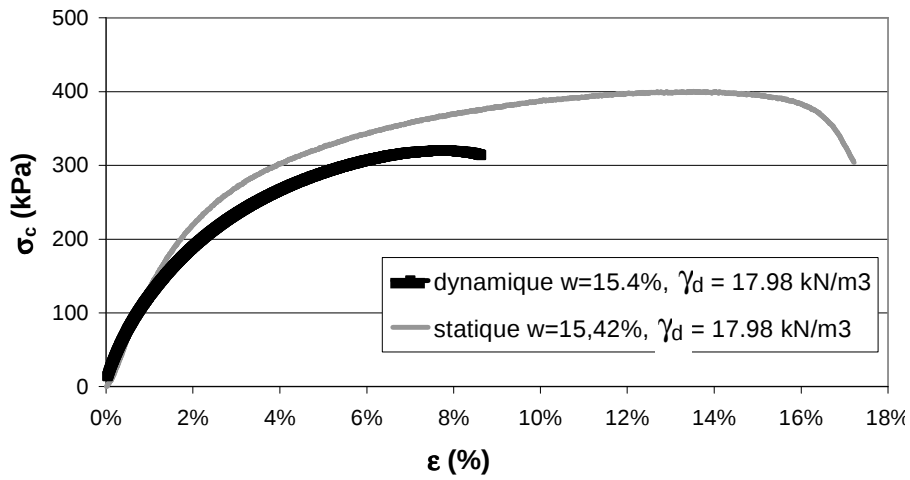
La dispersion des résultats caractérisant l'initiation du ou des plans de glissement est nettement plus importante que celle pour les paramètres caractérisant les maximums atteints. En effet, pour la détermination de l'initiation du plan de glissement, l'appréciation de l'opérateur rentre en jeu, tandis que la définition des contraintes et déformations maximales est unique et sans équivoque, provenant uniquement de la lecture de la courbe. Hormis la détermination de la déformation à l'initiation de la fissure, l'erreur commise sur la détermination des paramètres issus des essais de compression simple est tout à fait satisfaisante.

Influence du type de compactage

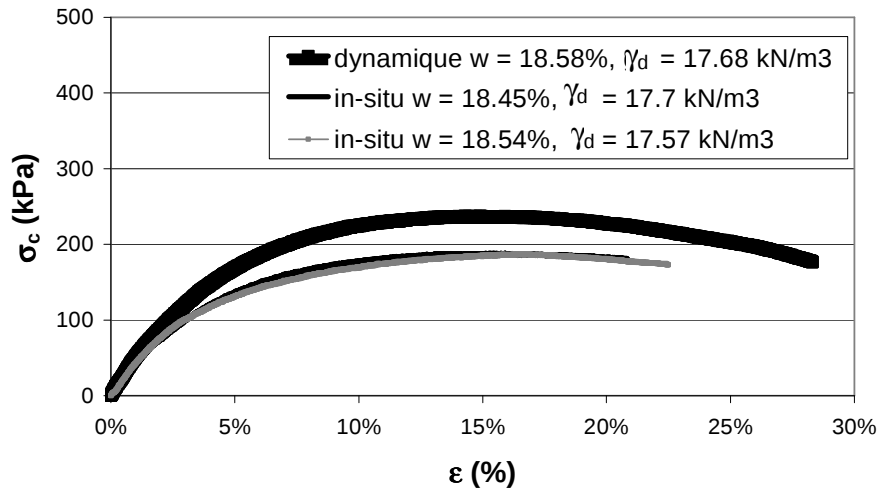
Des essais de compression simple sont réalisés sur des éprouvettes présentant des caractéristiques initiales (w, γ_d) similaires, donc compactées à une énergie équivalente identique mais avec différents types de compactage : compactage statique, dynamique type Proctor et in situ (pied dameur statique) (voir Figure 110).



Type compactage	w (%)	γ_d (kN/m ³)	$\sigma_{c \text{ max}}$ (kPa)	ϵ_{max} (%)	σ_i (kPa)	ϵ_i (%)	E_y (MPa)
Dynamique	15.39	18.57	355	10.2	230	3	9.1
Statique	15.35	18.49	402	13.5	400	13	12
Statique	15.47	18.44	380	10.8	356	6.5	14



Type compactage	w (%)	γ_d (kN/m ³)	$\sigma_{c \text{ max}}$ (kPa)	ε_{max} (%)	σ_i (kPa)	ε_i (%)	E_y (MPa)
Dynamique	15.4	17.98	285	7.7	161	1.6	9.2
Statique	15.42	17.98	400	14	397	12.1	11.8



Type compactage	w (%)	γ_d (kN/m ³)	$\sigma_{c \text{ max}}$ (kPa)	ε_{max} (%)	σ_i (kPa)	ε_i (%)	E_y (MPa)
Dynamique	18.58	17.68	223	14.7	220	9.2	4.6
In situ	18.45	17.7	188	13.5	172	8.7	4.4
In situ	18.54	17.57	188	17	140	5.7	3.7

Figure 110. Essais de compression simple : Influence du type de compactage

Le nombre d'essais à notre disposition pour étudier l'influence du type de compactage est relativement faible et les tendances mises en évidence devront être confirmées par la réalisation d'essais complémentaires. De plus, il faut noter que la comparaison entre le compactage dynamique et le compactage statique est réalisé pour une teneur en eau proche mais légèrement inférieure à l'optimum ($w \approx w_{\text{opt}} - 0.5\%$) tandis que la comparaison compactage dynamique / compactage in situ est réalisée pour une teneur en eau $w_{\text{opt}} + 3\%$.

Influence du type de compactage sur la résistance

Le compactage dynamique (type Proctor) aboutit à des résistances $\sigma_{c \text{ max}}$ et à des contraintes à la rupture σ_i plus faibles que le compactage statique et plus fortes que le compactage in situ. Pour les exemples présentés Figure 110 :

$$\sigma_{c \text{ max Dynamique}} / \sigma_{c \text{ max Statique}} \approx 0.7 \text{ à } 0.9 \text{ (pour } w < w_{\text{opt}} \text{)}$$

$$\sigma_{c \text{ max Dynamique}} / \sigma_{c \text{ max in situ}} \approx 1.2 \text{ (pour } w > w_{\text{opt}} \text{)}$$

Influence du type de compactage sur les caractéristiques en déformation

Le compactage dynamique (type Proctor) aboutit à des modules en déformation E_y et à des déformations maximales ε_{max} plus faibles que le compactage statique. Les valeurs obtenues en compactage Proctor et in situ sont très voisines. Pour les exemples présentés Figure 110 :

$$E_y \text{ Dynamique} / E_y \text{ Statique} \approx 0.7 \text{ à } 0.8 \text{ (pour } w < w_{\text{opt}} \text{)}$$

$$E_y \text{ Dynamique} / E_y \text{ in situ} \approx 1.1 \text{ (pour } w > w_{\text{opt}} \text{)}$$

D'après Kouassi et al. (2000), le compactage dynamique (pétrissage) aboutit à des modules initiaux tangents plus faibles qu'en compactage statique ce qui est en accord avec nos résultats.

Influence du type de compactage sur la fissuration

La contrainte à l'initiation du ou des plans de glissement est la plus faible pour le compactage in situ, puis pour le compactage dynamique. Les valeurs les plus fortes sont obtenues pour le compactage statique. Pour les exemples présentés Figure 110 :

$$\sigma_i \text{ Dynamique} / \sigma_i \text{ Statique} \approx 0.4 \text{ à } 0.6 \text{ (pour } w < w_{\text{opt}})$$

$$\sigma_i \text{ Dynamique} / \sigma_i \text{ in situ} \approx 1.4 \text{ (pour } w > w_{\text{opt}})$$

$$\varepsilon_i \text{ Dynamique} / \varepsilon_i \text{ Statique} \approx 0.1 \text{ à } 0.3 \text{ (pour } w < w_{\text{opt}})$$

$$\varepsilon_i \text{ Dynamique} / \varepsilon_i \text{ in situ} \approx 1.3 \text{ (pour } w > w_{\text{opt}})$$

Ces observations sont réalisées pour des teneurs en eau proches de l'optimum ($\approx 15.4\%$) dans le cas de la comparaison dynamique statique et pour des teneurs en eau plus fortes ($\approx w_{\text{opt}} + 2\%$) dans le cas de la comparaison dynamique in situ. Les observations sont en accord avec l'étude de Seed et Chan (1959) et Mitchell et al. (1965) qui montrent une influence du type de compactage sur le comportement de l'argile pour des teneurs en eau supérieures ou égales à l'optimum. Aucune conclusion ne peut être avancée quant à l'influence du type de compactage sur le comportement en compression simple de l'argile de l'Aptien pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum.

Ainsi, pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum, le compactage in situ semble induire une résistance et une déformation à l'initiation des plans de glissement légèrement plus faibles que le compactage dynamique réalisé en laboratoire. L'influence du type de compactage sur le module en déformation est encore moins marquée.

Ces considérations sont à prendre en compte lorsqu'il s'agit de transposer des résultats obtenus en laboratoire aux conditions in situ.

Influence de la teneur en eau

Des essais de compression simple sont réalisés sur des éprouvettes compactées à même énergie de compactage et à différentes teneurs en eau.

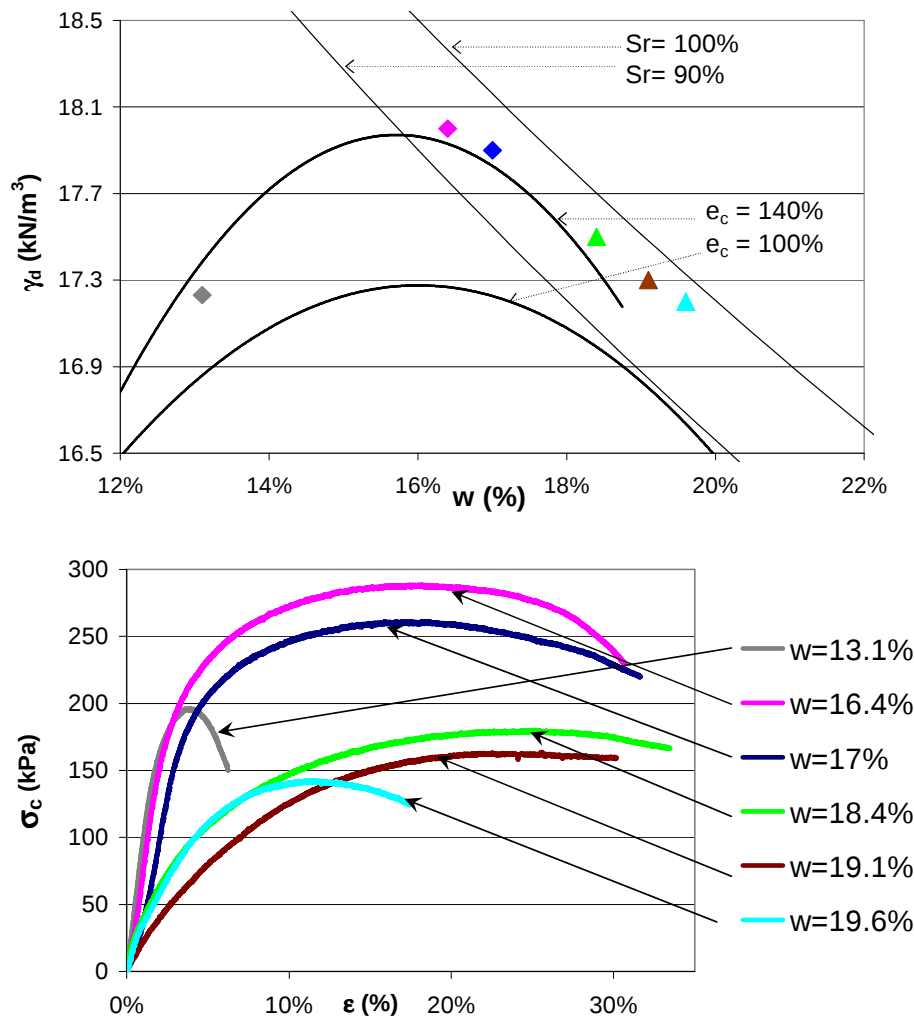


Figure 111. Essais de compression simple réalisés sur des éprouvettes compactées à une même énergie de compactage ($e_c = 140\%$) et différentes teneurs en eau

Dans l'exemple présenté Figure 111, les essais sont réalisés sur des éprouvettes compactées à une énergie de compactage $e_c = 140\%$. Les essais à $w = 13,1\%$, $16,4\%$ et 17% sont réalisés sur des éprouvettes compactées statiquement en laboratoire, les autres essais ($w = 18,4\%$, $19,1\%$ et $19,6\%$) sont réalisés sur des éprouvettes compactées in situ. Les résultats du paragraphe précédent montrent que l'influence du type de compactage sur le comportement de l'argile est faible, ce qui justifie de comparer ces essais pour l'étude de l'influence de la teneur en eau.

Le comportement de l'argile est modifié avec la teneur en eau. L'argile passe d'un comportement fragile pour de faibles teneurs en eau à un comportement plastique lorsque la teneur en eau augmente. Ces observations sont en accord avec les observations de Lambe et Whitman (1979) (voir Figure 60).

Influence de la teneur en eau sur la résistance

Pour une même énergie de compactage et pour un même poids volumique (comparaison des essais $w = 13,1\%$ et $19,1\%$, Figure 111 et essais $w = 13,8\%$ et $19,1\%$, Figure 112) la résistance en compression simple est 1.2 à 1.3 fois plus forte du côté sec que du côté humide. Ahmed et al. (1974) obtiennent un rapport de 1.5 (voir § 0).

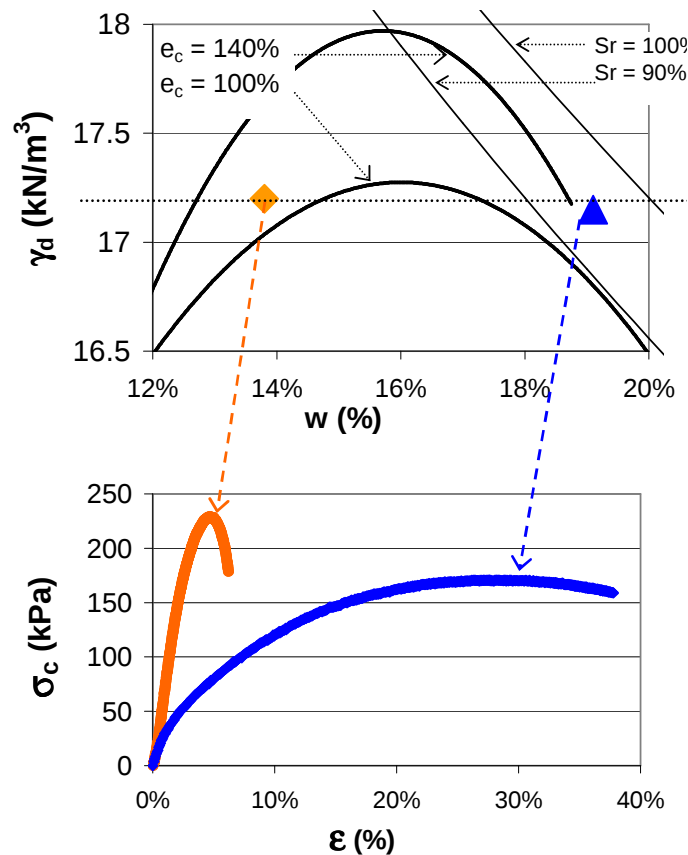


Figure 112. Essais de compression simple : comportement côté sec / côté humide ($e_c = 120\%$, $\gamma_d \approx 17.2 \text{ kN/m}^3$)

A même énergie de compactage, la résistance en compression simple semble présenter un maximum pour une teneur en eau proche de l'optimum (voir Figure 113 et Figure 115). Cette observation est en accord avec les conclusions de Ahmed et al. (1974) et celles de Ajaz et Parry (1975) (argile Balderhead).

Cependant, d'autres études antérieures montrent une diminution de la résistance en compression avec l'augmentation de la teneur en eau (Daniel et Wu, 1993 ; Popovic et Sarac, 1980 ; Cabot et Le Bihan, 1993 ; Cui et al., 2001). Néanmoins, il faut noter que l'étude de Cui et al. (2001) est réalisée à poids volumique constant, donc à différentes énergies de compactage. D'après Popovic et Sarac (1980), la diminution de la résistance en compression du côté sec est due à une faible augmentation du poids volumique (3%) pour une augmentation de la teneur en eau de 90% à 95% de l'optimum. Dans le cas de l'argile étudiée (argile de l'Aptien), cette même augmentation de teneur en eau (pour $e_c = 140\%$, 90% $w_{opt} = 14.13\%$ et 95% $w_{opt} = 14.92\%$) engendre une augmentation du poids volumique de 0.9%. Bien que l'augmentation de poids volumique soit très faible, la résistance en compression simple augmente lorsque la teneur en eau passe de 90% à 95% de la teneur en eau optimale.

Les différences de comportement ne semblent pas être liées directement à la plasticité du sol. En effet, dans l'étude réalisée par Cabot et Le Bihan (1993) les caractéristiques de plasticité du sol étudié ($w_L = 37$, $I_p = 23$) sont très proches de celles de l'argile de l'Aptien ($w_L = 44$, $I_p = 22$) mais le comportement en fonction de la teneur en eau est différent. Les différences de comportement en compression fonction de la teneur en eau ne sont pas surprenant si l'on s'appuie sur Ajaz et Parry (1975) qui montrent que le comportement en compression dépend du type d'argile (argile de Gault et Balderhead présentent un comportement différent).

Aucune conclusion ne peut être proposée quant au paramètre qui régit l'évolution de la résistance en compression en fonction de la teneur en eau.

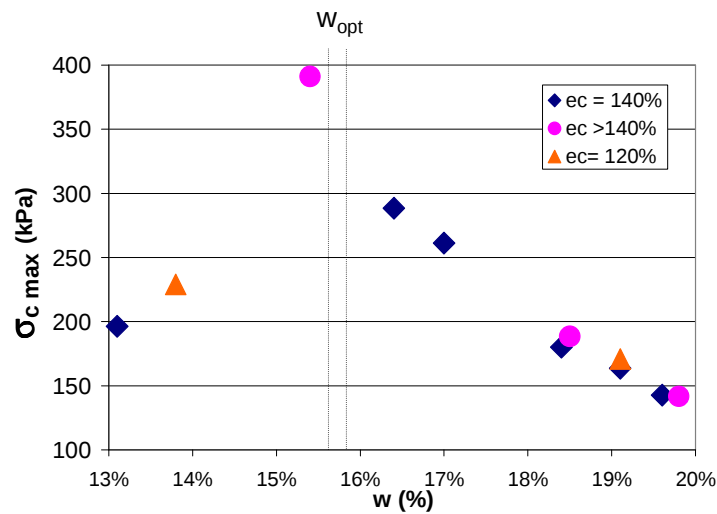


Figure 113. Evolution de la résistance en compression simple en fonction de la teneur en eau pour différentes énergies de compactage

Influence de la teneur en eau sur les caractéristiques en déformation

Observation des plans de glissement (voir Figure 114)

Un ou plusieurs plans de glissement inclinés sont mis en évidence lors de la rupture de l'éprouvette pour des teneurs en eau proches ou supérieures à l'optimum. Pour de faibles teneurs en eau, la rupture est fragile (voir Figure 114).



$w = 19.78\%$, $\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$
 $e_c = 140\%$



$w = 15.38\%$, $\gamma_d = 18.08 \text{ kN/m}^3$
 $e_c = 140\%$



$w = 3.2\%$, $\gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$
Echantillon testé après dessiccation (voir chapitre 5)

Figure 114. Essais de compression simple : observation de la rupture

A même énergie de compactage, la déformation maximale augmente tandis que le module d'Young diminue lorsque la teneur en eau augmente (voir Figure 115). Ceci est en accord avec l'ensemble des études antérieures présentées au chapitre 2 (voir § 0).

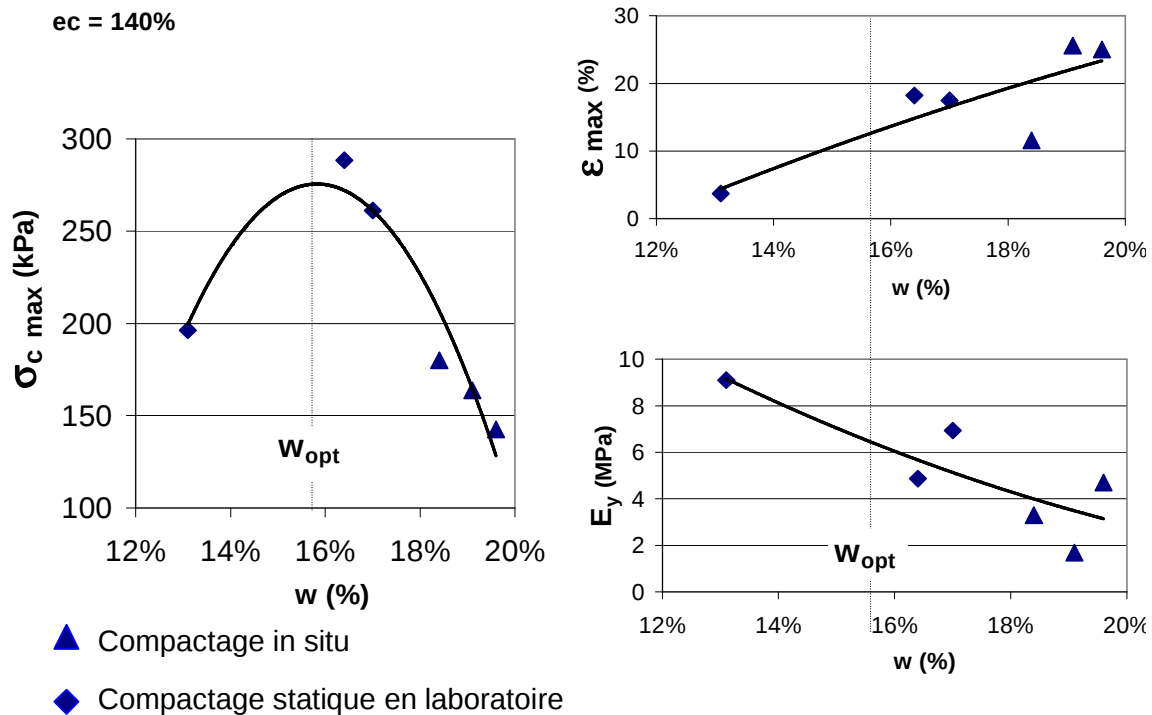


Figure 115. Essais de compression simple : Influence de la teneur en eau sur la résistance, la déformation maximale et le module ($e_c = 140\%$)

Influence de la teneur en eau sur la fissuration

L'apparition des plans de glissement semble être retardée pour une teneur en eau proche de l'optimum (voir Figure 116).

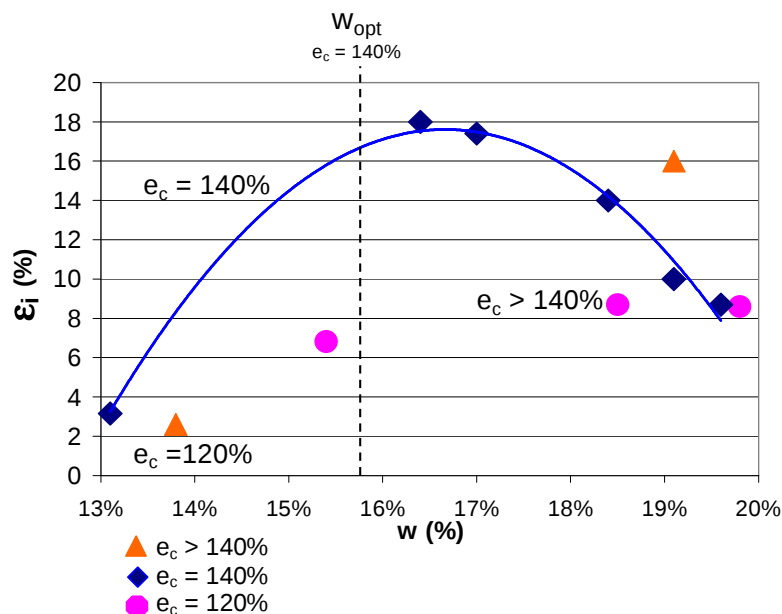


Figure 116. Déformation à l'apparition des plans de glissement en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage

Influence de l'énergie de compactage (ou du poids volumique)

Influence de l'énergie de compactage pour une teneur en eau proche de l'optimum

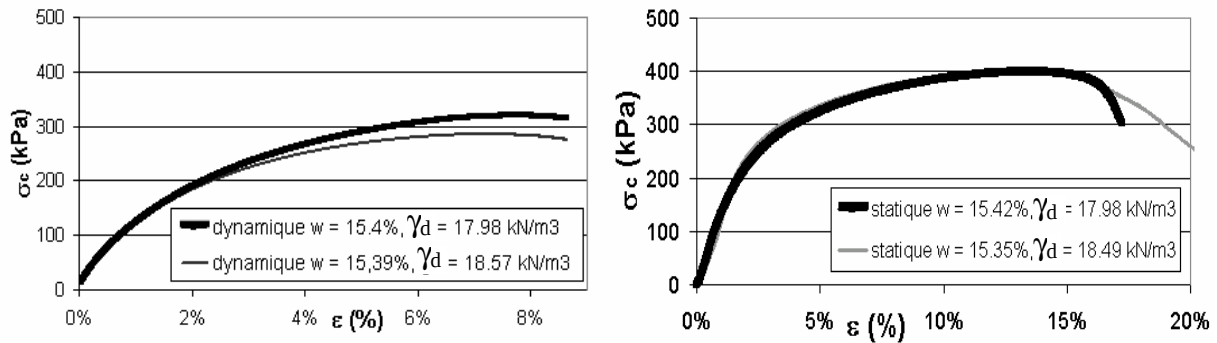


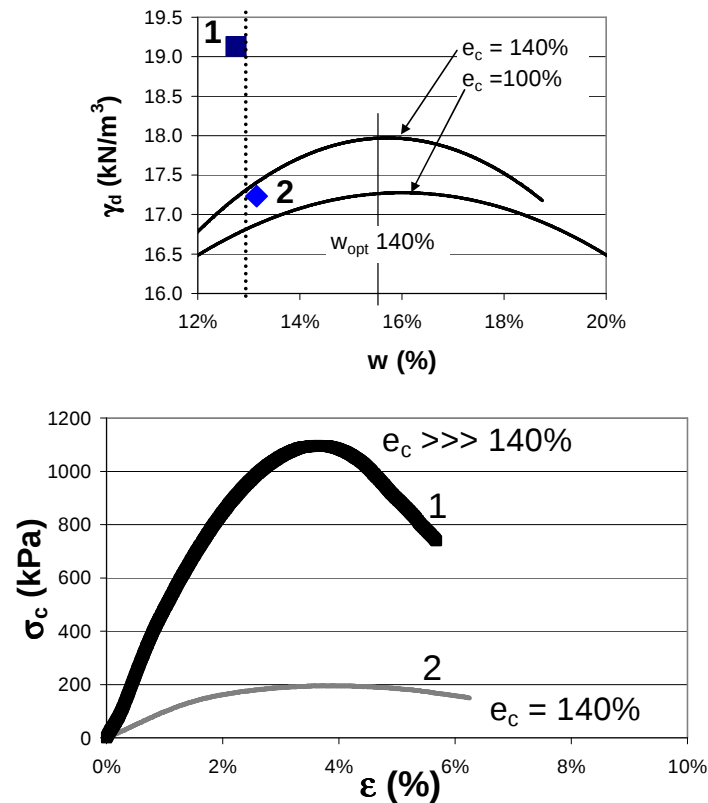
Figure 117. Essais de compression simple : influence de l'énergie de compactage

Les essais étudiés dans le paragraphe concernant l'étude du type de compactage sont repris en se focalisant sur l'influence de l'énergie de compactage.

Des essais de compression simple ont été réalisés sur des éprouvettes compactées à même teneur en eau, même type de compactage et à différentes énergies de compactage. Les essais présentés Figure 117 permettent de comparer le comportement de deux éprouvettes, l'une compactée à $e_c = 140\%$, l'autre à $e_c \approx 160\%$ dans un cas en compactage dynamique (figure de gauche) et dans un autre cas en compactage statique (figure de droite) à des teneurs en eau proches de l'optimum (pour $e_c = 140\%$, $w_{opt} = 15.7\%$). Dans cette gamme d'énergie de compactage, il n'y a pas d'influence notable de l'énergie de compactage sur le comportement en compression de l'argile pour des teneurs en eau proches de l'optimum malgré une augmentation du poids volumique avec l'énergie de compactage. D'après Daniel et Wu (1993) aussi, l'énergie de compactage n'a pas d'influence sur le comportement pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum.

Influence de l'énergie de compactage côté sec de l'optimum

Il faut tout d'abord noter que la différence de poids volumique entre les deux éprouvettes comparées ci-dessous ($\Delta\gamma_d/\gamma_d = 14.5\%$ pour $w < w_{opt}$) est nettement plus importante que dans le cas de la comparaison pour une teneur en eau proche de l'optimum ($\Delta\gamma_d/\gamma_d = 3.3\%$ pour $w \approx w_{opt}$).



Ech.	Compactage	e_c (%)	w (%)	γ_d (kN/m^3)	$\sigma_{c \text{ max}}$ (kPa)	ε_{max} (%)	σ_i (kPa)	ε_i (%)	E_y (MPa)
1	Dynamique	>> 140%	12.75	19.1	1097	3.7	1041	2.9	43
2	Statique	140%	13.15	17.2	196	3.7	191	3.2	9

Figure 118. Influence de l'énergie de compactage, côté sec de l'optimum

Il apparaît par contre une très nette influence de l'énergie de compactage du côté sec de l'optimum (voir Figure 118) qui est probablement à relier à la forte différence du poids volumique. Nous avons comparé deux matériaux qui pourraient être rapprochés en raison de teneurs en eau voisines, malgré des modes de compactage différents et des poids volumiques aussi très différents. L'éprouvette compactée avec la plus forte énergie (1) présente une rupture fragile, une résistance forte ($\sigma_{c \text{ max}1} / \sigma_{c \text{ max}2} = 5.6$) et un module élevé ($E_{y1} / E_{y2} = 4.8$) comparée à l'éprouvette (2) compactée avec une plus faible énergie de compactage. La déformation maximale ne semble pas influencée par l'énergie de compactage. Ceci est en accord avec les conclusions de Daniel et Wu (1993) qui montrent une augmentation de la résistance avec l'énergie de compactage du côté sec (voir § 0).

Remarque : Bien que le type de compactage des deux éprouvettes soit différent, il apparaît probable que la différence importante de comportement puisse être imputée à la différence d'énergie de compactage. D'après Seed et Chan (1959) et Mitchell et al. (1965), il n'y a pas d'influence du type de compactage sur le comportement d'une argile pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum. Du côté humide de l'optimum par contre, le compactage statique tendrait à augmenter légèrement la résistance de l'argile pour une teneur en eau donnée (voir Figure 110). Ici, l'éprouvette compactée statiquement et à une plus faible énergie de

compactage présente une résistance nettement plus faible (rapport 1/5) que l'éprouvette compactée dynamiquement à une plus forte énergie de compactage.

Influence de l'énergie de compactage côté humide de l'optimum

Du côté humide de l'optimum, l'énergie de compactage n'a pas d'influence significative sur la valeur de la résistance en compression simple (voir Figure 113) ni sur le module d'Young (voir Figure 119). Ceci est en accord avec les conclusions de Cui et al. (2001) et Daniel et Wu (1993) (voir § 0)

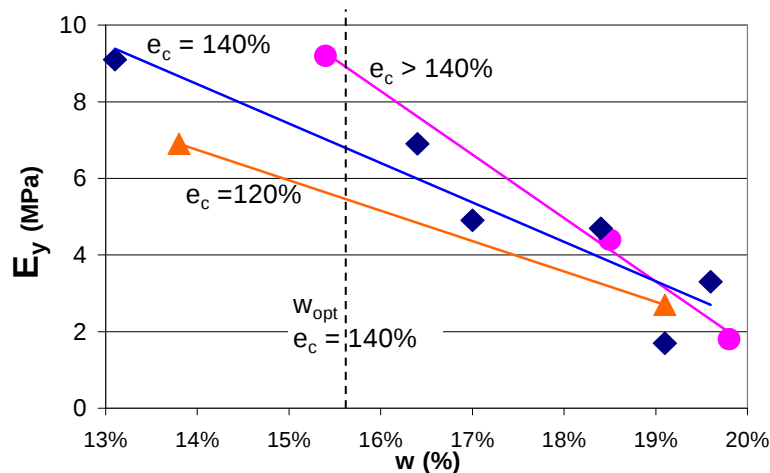


Figure 119. Evolution du module d'Young en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage

Influence comparée de la teneur en eau et du poids volumique sec sur le comportement en compression de l'argile

A titre indicatif et parce que ce qui est mesurable en particulier in situ est relatif au couple (w , γ_d), nous avons globalisé tous les essais, indépendamment de leur mode et de leur énergie de compactage pour noter une éventuelle tendance générale.

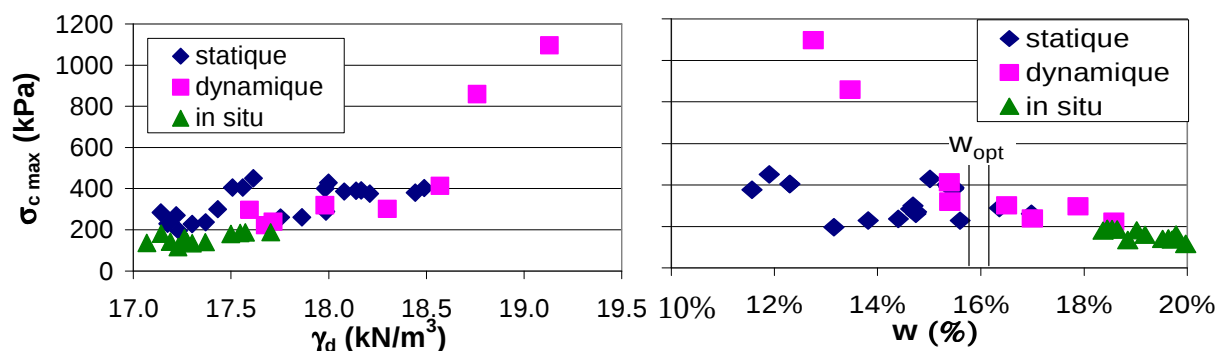


Figure 120. Essais de compression simple : évolution de la résistance en compression simple en fonction du poids volumique sec, de la teneur en eau et du type de compactage

Globalement, la résistance en compression augmente lorsque le poids volumique augmente et diminue lorsque la teneur en eau augmente (voir Figure 120). En ce qui concerne l'évolution de la résistance en fonction de la teneur en eau, la tendance est différente de celle présentée Figure 115. En effet, l'étude présentée Figure 120 n'est pas réalisée à

énergie constante, contrairement au cas présenté Figure 115. Il apparaît que les essais réalisés à de faibles teneurs en eau présentent de très fortes énergies de compactage ($> 140\%$) ce qui explique les fortes résistances en compression.

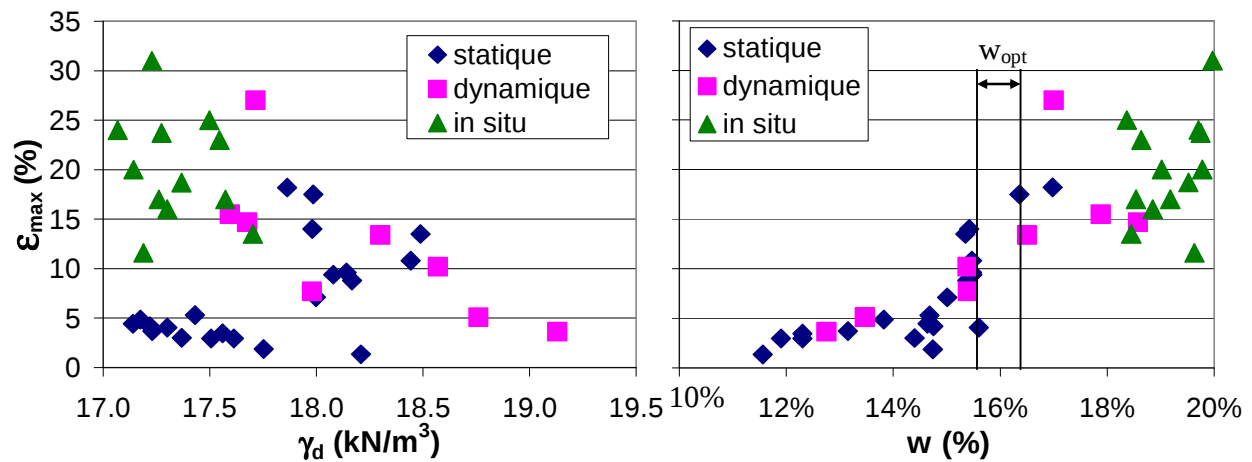


Figure 121. Essais de compression simple : Evolution de la déformation maximale en fonction de la teneur en eau, du poids volumique sec et du type de compactage

Aucune tendance n'est mise en évidence quant à l'évolution de la déformation maximale avec le poids volumique sec. La déformation maximale augmente lorsque la teneur en eau augmente (voir Figure 121).

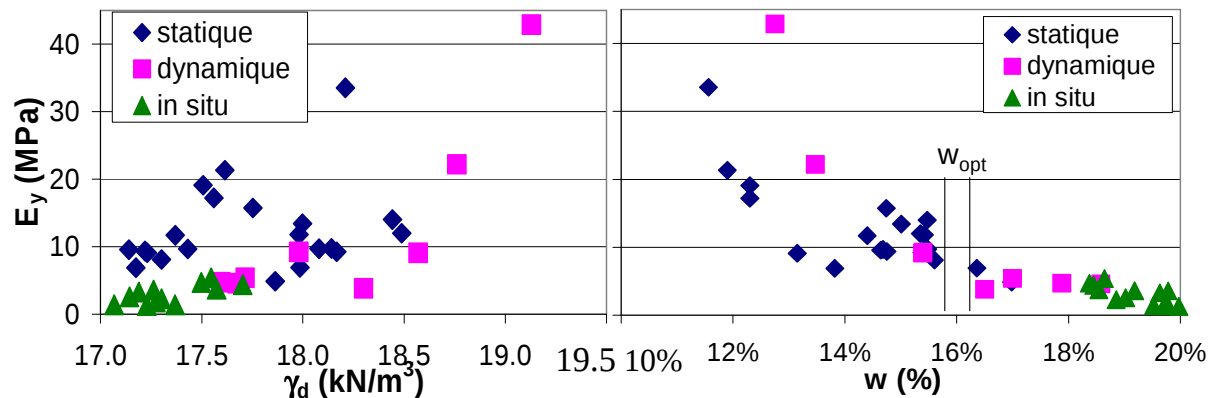


Figure 122. Essais de compression simple : Evolution du module en déformation en fonction de la teneur en eau, du poids volumique sec et du type de compactage

Le module d'Young diminue lorsque la teneur en eau augmente. Il augmente lorsque le poids volumique augmente mais la tendance est moins nette (voir Figure 122).

Ainsi, indépendamment du compactage, il apparaît que la teneur en eau de compactage présente une influence très importante sur les caractéristiques en déformation de l'argile tandis que le poids volumique sec présente une influence qui est moins évidente sur la résistance de l'argile.

III.2.2.1.6 Compression triaxiale

Des essais de compression triaxiale non consolidés non drainés ont été réalisés (voir § 0). Compte tenu de la très faible perméabilité de l'argile, il a été décidé de réaliser des essais

non drainés afin de réduire le temps des essais. Ces essais pourront ainsi être comparés aux essais de compression simple. La vitesse de déplacement du plateau est de 0.5 mm/min ce qui représente une vitesse de déformation $\Delta H/H_0 \cdot \Delta t$ de 0.7% / min.

8 séries d'essais triaxiaux non consolidés, non drainés ont été réalisées (voir Tableau 42). Chaque série d'essais correspond à des valeurs (w , γ_d) voisines et est composée de deux à quatre essais triaxiaux à différentes pressions de confinement et d'au moins deux essais de compression simple ($\sigma_3 = 0$ kPa). Ces éprouvettes sont toutes compactées à une énergie relativement comparable et légèrement supérieure à $e_c = 140\%$. Deux des séries sont réalisées sur des éprouvettes compactées statiquement en laboratoire à des teneurs en eau proches de l'optimum (séries 2 et 3, voir Tableau 42). Les autres séries (séries 1 et 4 à 8) concernent des éprouvettes plus humides compactées in situ lors des planches d'essais. Les caractéristiques des éprouvettes sont présentées Tableau 42 et sur les courbes Proctor (voir Figure 125).

Les courbes en contrainte - déformation obtenues pour les séries 1 et 2 sont présentées Figure 123. Seule la courbe moyenne des essais de compression simple ($\sigma_3 = 0$ kPa) est représentée pour chacune des deux séries. La série 1 est réalisée sur des éprouvettes compactées in situ à une teneur en eau $w = w_{opt} + 3.5\%$ correspondant à un état quasi saturé ($S_r = 98\%$). La série 2 est réalisée sur des éprouvettes compactées statiquement en laboratoire à une teneur en eau proche de l'optimum, correspondant à un degré de saturation S_r de 90%. Dans les 2 cas, les éprouvettes sont compactées à une énergie équivalente $e_c \approx 140\%$ (voir Figure 123).

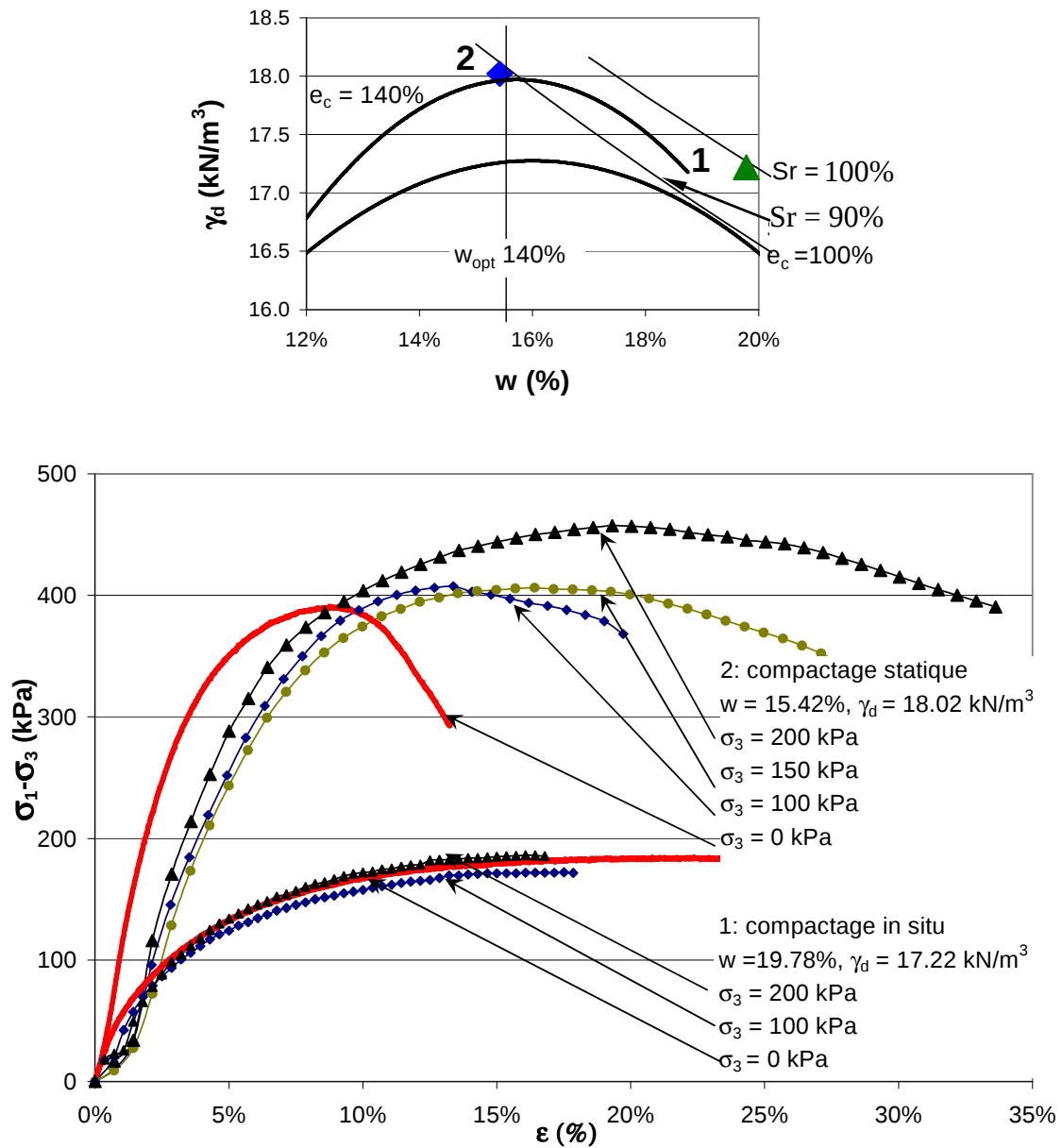


Figure 123. Courbes contrainte - déformation : essais triaxiaux et de compression simple ($\sigma_3 = 0 \text{ kPa}$)

Les résultats des essais de compression triaxiale et de compression simple (séries 1 et 2) sont représentés dans le plan de Mohr (voir Figure 124).

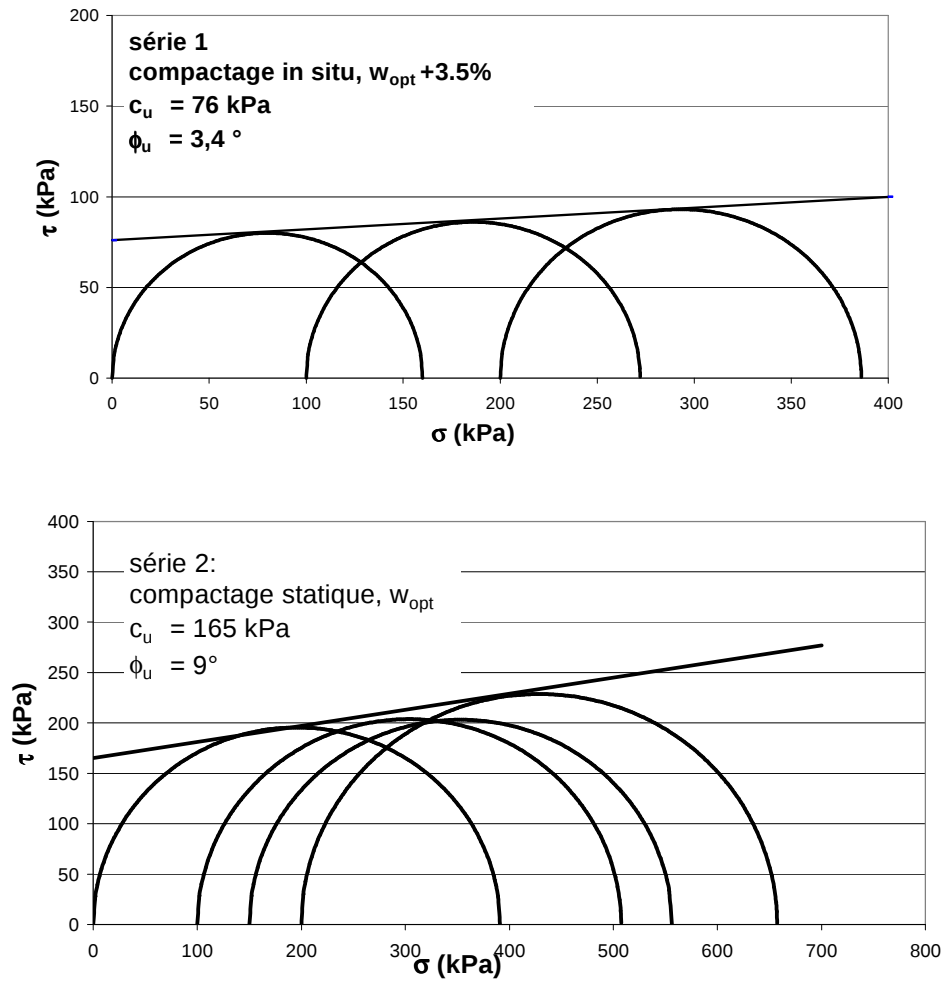


Figure 124. Essais triaxiaux : détermination de l'angle de frottement et de la cohésion non drainée

Dans le cas des essais réalisés sur les éprouvettes présentant un très fort degré de saturation initial (série 1), l'angle de frottement est très faible ce qui est en accord avec la réalisation d'essais non consolidés non drainés sur des éprouvettes quasi saturées. Dans le cas des éprouvettes présentant un degré de saturation plus faible (série 2), l'angle de frottement est plus élevé ce qui témoigne de la non saturation des éprouvettes même après application de la pression de confinement.

Chapitre III : Caractérisation à partir d'essais standards de l'argile en fonction des conditions de compactage

Série	σ_3 (kPa)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	$\sigma_{1 \max} - \sigma_3$ (kPa)	c_u (kPa)	ϕ_u (°)
In situ						
1	0	19.75%	17.27	142		
1	0	19.02%	17.14	181		
1	0	20.51%	17.27	185		
1	0	19.18%	17.26	160		
1	0	19.78%	17.00	162		
1	100	20.16%	17.22	175		
1	200	20.09%	17.38	200		
moyenne 1		19.78%	17.22		76	3.4
4	0	19.10%	17.43	178		
4	0	19.36%	17.22	167		
4	0	19.49%	17.35	185		
4	50	18.86%	17.38	188		
4	100	19.31%	17.42	194		
4	100	18.67%	17.66	197		
4	200	19.87%	17.38	200		
moyenne4		19.24%	17.40		84	3.4
5	0	19.14%	17.27	164		
5	0	19.17%	17.49	180		
5	0	19.14%	17.14	171		
5	0	19.32%	17.42	207		
5	50	19.23%	17.32	183		
5	100	19.08%	17.39	180		
5	100	19.19%	17.38	181		
5	200	18.86%	17	204		
moyenne 5		19.14%	17.30		86	2.3
6	0	19.63%	17.19	143		
6	0	19.52%	17.37	140		
6	50	19.29%	17.03	145		
6	100	20.11%	16.81	137		
6	200	19.36%	16.99	128		
moyenne 6		19.58%	17.08		68	1.4
7	0	18.37%	17.50	180		
7	0	18.45%	17.70	188		
7	0	18.54%	17.57	188		
7	50	18.51%	17.45	209		
7	100	20.03%	17.05	139		
7	100	19.20%	16.62	206		
7	200	19.94%	16.85	150		
moyenne 7		19.01%	17.25		89	5.7
8	0	19.97%	17.23	116		
8	0	18.85%	17.30	135		
8	0	19.71%	17.34	137		
8	50	19.81%	17.05	136		
8	100	20.12%	17.37	107		
8	150	20.03%	17.31	122		
moyenne 8		19.75%	17.27		60	0.6
Laboratoire / compactage statique						
2	0	15.47%	18.14	389		
2	0	15.42%	17.98	401		
2	100	15.40%	17.80	434		
2	150	15.38%	18.24	424		
2	200	15.41%	17.94	400		
moyennne 2		15.42%	18.02		165	9
3	0	15.01%	18.00	428		
3	0	15.38%	18.17	391		
3	0	15.48%	18.08	396		
3	100	15.39%	17.94	407		
3	150	15.40%	18.17	406		
3	200	15.40%	18.37	457		
moyennne 3		15.34%	18.12		174	7.4

Tableau 42. Caractéristiques des essais triaxiaux

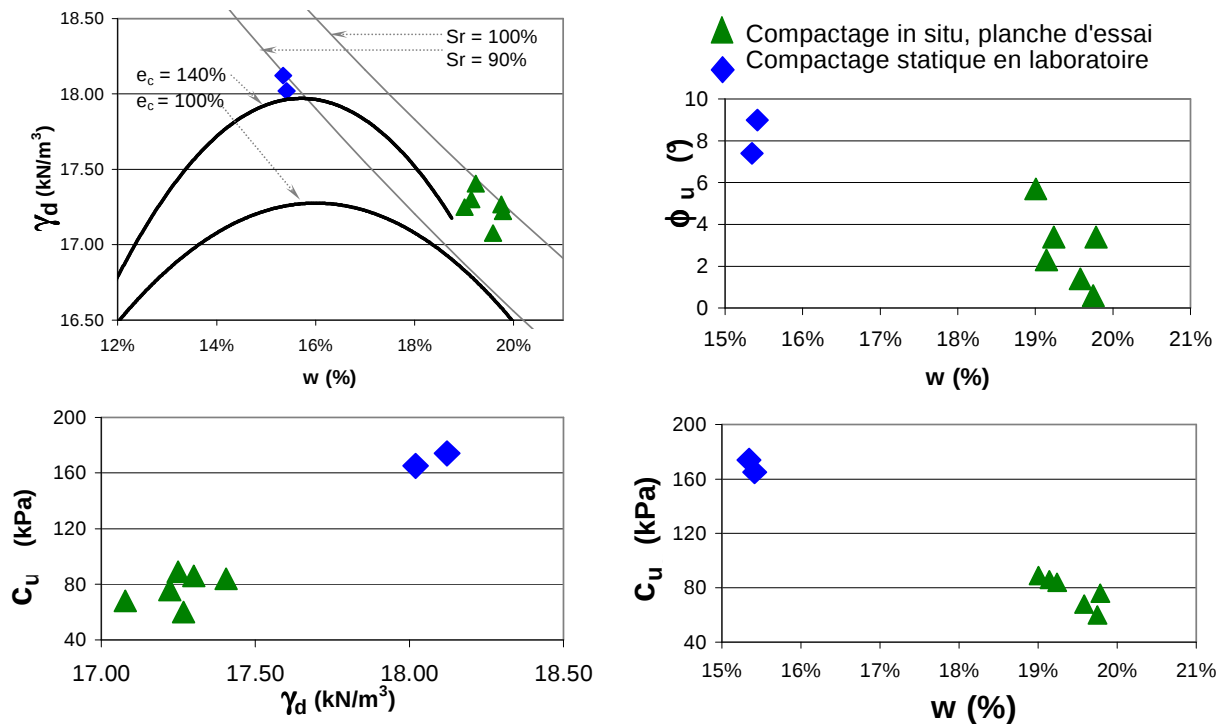


Figure 125. Essais triaxiaux : influence de la teneur en eau et de la densité

Ces résultats pourront être rapprochés de ceux en compression simple (voir Figure 120). L'analyse des 8 séries d'essais montre que pour une même énergie de compactage, la cohésion augmente avec le poids volumique, l'angle de frottement et la cohésion diminuent avec la teneur en eau (voir Figure 125).

III.2.2.1.7 Oedométrie

Les résultats d'un essai oedométrique réalisé sur un prélèvement compacté in situ (planche d'essai 2, prélèvement 4, voir Figure 216) sont présentés Figure 126, Figure 127, Figure 128 et Tableau 43. L'échantillon présente les caractéristiques initiales suivantes:

- $w = 19\%$
- $\gamma_d = 16.5 \text{ kN/m}^3$
- $H_0 = 20 \text{ mm}$
- $R_0 = 35 \text{ mm}$
- $e_0 = 0.61$ (indice des vides initial)

Les caractéristiques définies ici correspondent à une énergie de compactage $e_c = 80\%$ et à un degré de saturation $S_r = 84\%$. Le poids volumique de l'échantillon est faible comparé aux poids volumiques mesurés in situ (voir Figure 99) et à ceux mesurés sur les autres échantillons provenant du même prélèvement (voir essais triaxiaux série 7, Tableau 42) ce qui témoigne probablement d'un remaniement lors de la réalisation de l'éprouvette.

Préalablement à l'essai de chargement proprement dit, la saturation de l'échantillon est réalisée. La pression de gonflement de l'échantillon est $\sigma_s = 25 \text{ kPa}$. Trois paliers de chargement (100, 150 et 200 kPa) suivis de paliers de déchargement sont réalisés. Pour chaque palier de chargement, les courbes de consolidation $\Delta H = f(\log(t))$ et $\Delta H = f(\sqrt{t})$ permettent de déterminer les coefficients de consolidation primaire et secondaire. L'exemple du palier de chargement 3 ($\sigma_v = 200 \text{ kPa}$) est présenté Figure 126 et Figure 127. Les résultats obtenus pour les 3 paliers de chargement sont présentés Tableau 43.

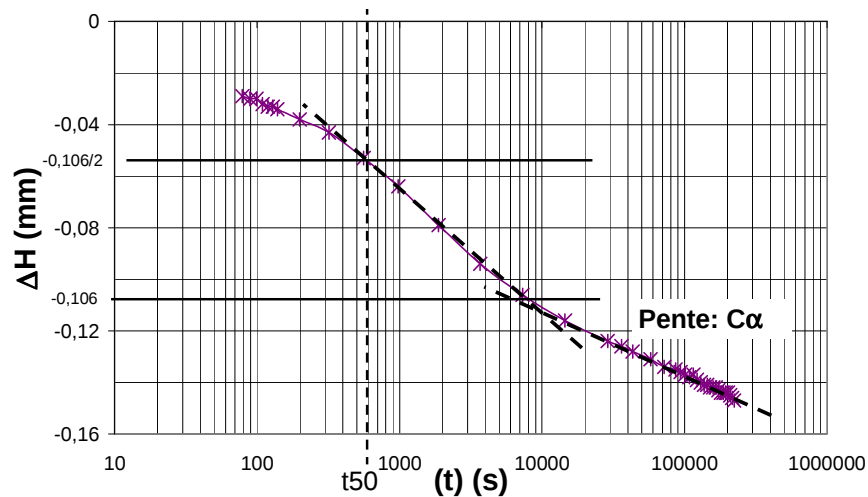


Figure 126. Courbe de consolidation sous $\sigma_v = 200$ kPa, méthode de Casagrande, détermination de t_{50} et $C\alpha$

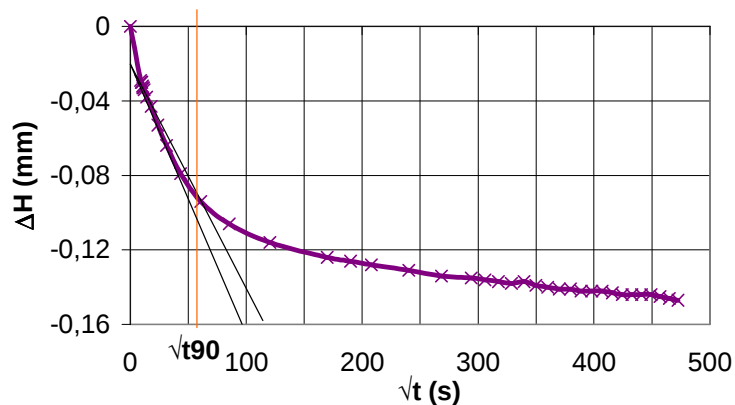


Figure 127. Essais de compression oedométrique, sous $\sigma_v = 200$ kPa : $\Delta H = f(\sqrt{t})$, méthode de Taylor, détermination de t_{90}

Par définition,

$$C_v = 0.197 \cdot (H/2)^2 / t_{50} \text{ (méthode de Casagrande)}$$

$$C_v = 0.848 \cdot (H/2)^2 / t_{90} \text{ (méthode de Taylor)}$$

	Contrainte appliquée σ_v (kPa)	Coefficient de consolidation C_v (m^2/s) Méthode Casagrande	Coefficient de consolidation C_v (m^2/s) Méthode Taylor	Coefficient de consolidation secondaire $C\alpha$ (m/s)	Module oedométrique E_{oed} (MPa)
Palier 1	100	$27 \cdot 10^{-8}$	$1.4 \cdot 10^{-8}$	$1.9 \cdot 10^{-10}$	4
Palier 2	150	$3.3 \cdot 10^{-8}$	$2.4 \cdot 10^{-8}$	$2.3 \cdot 10^{-10}$	19
Palier 3	200	$3 \cdot 10^{-8}$	$1.4 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-10}$	27

Tableau 43. Analyse de l'essai oedométrique : détermination des coefficients de consolidation et du module oedométrique pour les différents paliers de chargement

Les campagnes antérieures réalisées sur l'argile de l'Aptien donnent des valeurs de C_v de $2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ à $20 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ ce qui est en accord avec les résultats obtenus ici malgré le faible poids volumique de l'échantillon testé. En règle générale, on considère que pour les argiles molles, C_v varie de $2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ à $10 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Pour les argiles raides C_v varie de $2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ à $4 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$.

La valeur de C_v caractérise plutôt une argile raide .

A partir des valeurs de C_v et des modules oedométriques, il est possible d'obtenir une valeur de la perméabilité k du sol d'après la formule :

$$[\text{eq.69.}] \quad C_v = k \cdot E_{\text{oed}} / \gamma_w$$

Dans l'exemple présenté, les valeurs de perméabilité obtenues pour les différents paliers sont les suivantes : (pour le calcul, la valeur moyenne de C_v obtenue par les deux méthodes est considérée)

Palier 1 : $k = 3.6 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$

Palier 2 : $k = 1.5 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$

Palier 3 : $k = 8.2 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}$

La valeur finale de l'indice des vides pour chacun des paliers de chargement et de déchargement est calculée. La courbe présentant l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale appliquée permet de déterminer les coefficients de compressibilité et de gonflement (voir Figure 128).

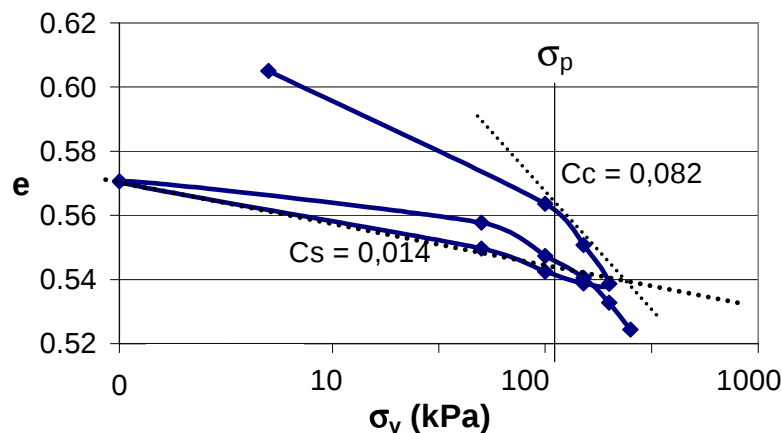


Figure 128. Courbe oedométrique : $e = f(\log \sigma_v)$

L'analyse de la courbe donne :

Indice de compressibilité: $C_c = 0.082$

Indice de gonflement : $C_s = 0.014$

Les différentes campagnes de reconnaissance réalisées antérieurement sur l'argile de l'Aptien ont donné $0.05 < C_c < 0.2$.

Une argile molle est caractérisée par des valeurs de C_c de 0.8 à 2.5 tandis qu'une argile raide présente des valeurs de C_c de 0.1 à 0.25. En règle générale, l'indice de gonflement C_s est voisin de $C_c/10$. La valeur de l'indice de compressibilité est donc faible pour une argile, ce qui caractérise une argile très raide.

Biarez et Favre (1975) proposent une relation entre l'indice de compressibilité C_c et la limite de liquidité w_L (voir Tableau 44). Sridharan et Nagaraj (2000) relient l'indice de compressibilité C_c à la limite de liquidité, w_L mais également à l'indice de plasticité I_p (voir Tableau 44).

	Corrélations proposées	Application à l'argile de l'Aptien
Biarez et Favre (1975)	$C_c = 0.0084 (w_L - 13)$	$C_c = 0.26$
Sridharan et Nagaraj (2000)	$C_c = 0.008 (w_L - 12)$ $C_c = 0.014 (Ip + 3.6)$	$C_c = 0.26$ $C_c = 0.36$

Tableau 44. Corrélations entre l'indice de compressibilité et les limites d'Atterberg et le retrait

Les valeurs obtenues concernant l'argile de l'Aptien sont confrontées aux différentes corrélations reliant le coefficient de compressibilité à la limite de liquidité (voir Tableau 44 et Figure 129). Les corrélations proposées par Biarez et Favre (1975) et Sridharan et Nagaraj (2000) surestiment largement la valeur de C_c pour l'argile de l'Aptien.

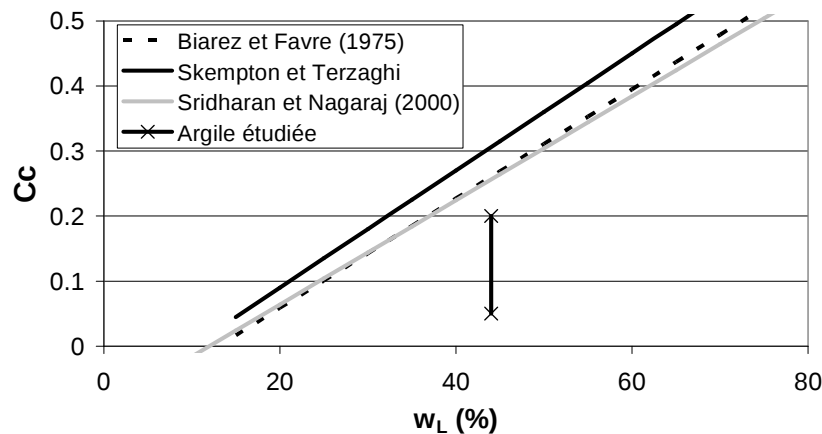


Figure 129. Relation entre le coefficient de compressibilité et la limite de liquidité

La valeur de la contrainte de consolidation est $\sigma_p < 100$ kPa (manque de données pour affiner la valeur, voir Figure 128).

Leroueil et al. (1983) étudient la relation entre l'indice de compression et l'indice des vides de nombreuses argiles (voir Figure 130). Les caractéristiques de l'argile de l'Aptien définies suite à la réalisation d'essais oedométriques sont positionnées sur le fuseau déterminé par Leroueil et al. (1983) (voir Figure 130).

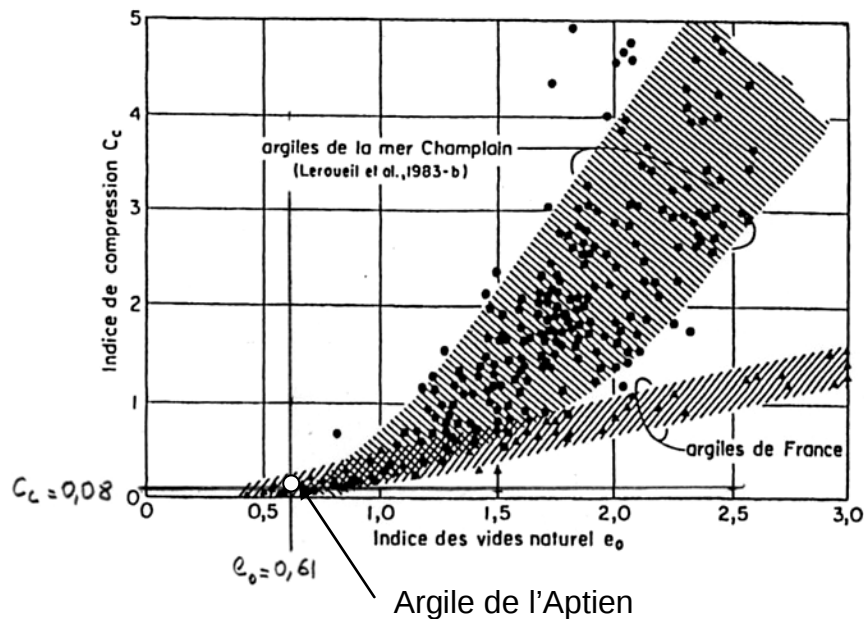


Figure 130. Relations entre l'indice de compression et l'indice des vides de différentes argiles (Leroueil et al., 1983)

III.2.3 Approche du comportement hydromécanique : essais de dessiccation

Comme nous l'avons vu au chapitre 2, l'argile, une fois mise en œuvre en couverture des alvéoles peut être soumise à des modifications des conditions hydriques. Dans le cas du centre du TFA, l'argile est en contact direct avec la couche de drainage sus-jacente au niveau des talus. En cas de désaturation de la couche de drainage ($H_r < 100\%$, voir § 0), un échange d'humidité peut se faire de l'argile vers la couche de drainage.

Quelques essais de principe ont été réalisés en laboratoire afin d'étudier le comportement de l'argile soumise à différentes conditions hydriques ambiantes. Pour cela, la méthode des solutions salines saturées est utilisée.

Dans un second temps, des essais de compression simple sont réalisés sur les éprouvettes desséchées afin d'étudier l'influence de la dessiccation sur la résistance en compression de l'éprouvette et les caractéristiques de rupture en cisaillement.

Cette étude ne doit être considérée que comme une première ébauche permettant d'établir un futur programme de recherche sur le comportement dans le temps incluant une évolution des conditions hydriques.

Méthode des solutions salines

Une solution saline a la propriété de maintenir une humidité relative constante. L'humidité relative H_r dépend du sel et de sa concentration. La loi de Kelvin permet de relier l'humidité relative à la succion totale (voir [eq.66.]).

[eq.70.] $s = u_g - u_w = - \gamma_w RT / gM \times \ln H_r$

H_r Humidité relative

M masse molaire de l'eau ($M = 18 \cdot 10^{-3} \text{ kg.mol}^{-1}$)

γ_w Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$)

g accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m.s}^{-2}$)

R constante molaire des gaz ($R = 8.314 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$)

T température absolue (K)

L'imposition d'une humidité relative à une éprouvette de sol au moyen d'une solution saline permet donc de contrôler la succion de ce sol.

Le principe de la méthode est de disposer, à l'intérieur d'une enceinte hermétique appelée dessiccateur, une éprouvette de sol et une solution saline. Les éprouvettes ne sont pas en contact direct avec la solution saline, les échanges d'humidité se font donc sous forme gazeuse entre l'éprouvette et l'atmosphère ambiante. Les éprouvettes sont positionnées sur une plaque criblée de trous afin de maximiser la surface d'échange entre l'éprouvette et l'air ambiant. Les éprouvettes vont tendre vers un état d'équilibre, en terme de teneur en eau qui est conditionné par la succion ambiante.

Il est possible d'utiliser :

- Des solutions salines non saturées pour lesquelles il est nécessaire de connaître la relation entre la concentration en sel et l'humidité relative imposée par la solution. Dans ce cas, un seul sel est utilisé. Des solutions présentant des concentrations différentes sont disposées dans différents dessiccateurs. Cependant, il est difficile de garantir une concentration constante de la solution au cours de l'essai. En effet, des échanges d'eau ont lieu entre la solution et l'éprouvette de sol ce qui a pour conséquence de modifier la concentration de la solution saline, donc l'humidité relative et par voie de conséquence la succion imposée.
- Des solutions salines saturées qui nécessite uniquement de connaître la solubilité du sel et l'humidité relative imposée par ce sel à saturation. Dans ce cas, différents sels sont utilisés, la nature du sel contrôle l'humidité relative. Cette dernière méthode est choisie car elle ne nécessite pas de contrôle de concentration de la solution au cours de l'essai. Il suffit de mettre une quantité de sel en excès afin de s'assurer de la présence de cristaux, la solution reste saturée tout au long de l'essai. De plus, ces solutions sont très faciles à préparer.

Le choix des sels se fait en fonction :

- des succions que l'on veut imposer. Cuisinier (2002) rappelle que l'incertitude sur l'humidité relative imposée par un sel est de 1% à 2% (sauf pour $\text{Na}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$ pour lequel l'incertitude est de 3%). D'après Cuisinier, il est préférable de ne pas utiliser la méthode des solutions salines pour des succions inférieures à 8MPa à 10MPa, ce qui correspond à une humidité relative maximale de 94%. Pour des succions inférieures, l'incertitude relative sur la succion imposée est très forte.
- de la sensibilité de la solutions aux variations de température. La succion imposée par un sel augmente avec la température. Cependant, certains sels sont nettement plus sensibles que d'autres aux variations de température (Cuisinier, 2002). On s'attachera donc à choisir des sels peu sensibles aux variations de température. Afin de réduire cependant les variations d'humidité, les dessiccateurs sont placés dans une salle à température constante et régulée.
- de leur dangerosité et toxicité.

Les sels choisis ainsi que les humidités relatives H_r et les succions imposées s sont présentés dans le Tableau 45 (Cuisinier et Masrouri, 2005).

	MgCl	MgNO ₃	NaCl	KCl	KNO ₃
S (MPa)	150,6	83,6	38,9	20,5	8,5
Hr (%)	33,5	54,5	74,9	86,2	94

Tableau 45. Solutions salines utilisées, succion imposée et humidité relative correspondante (norme ISO 483, à $T^\circ = 20^\circ \pm 0.1^\circ\text{C}$)

L'inconvénient majeur de cette méthode est la durée importante de l'essai puisque l'équilibre est très long à atteindre. D'après Fleureau et al. (2002), dans le cas d'une argile, une durée de 1 à 3 mois est nécessaire pour atteindre un état d'équilibre.

D'autres méthodes, que nous ne développerons pas ici permettent d'imposer la succion : Méthode par translation d'axe (plaques tensiométriques et appareil de Richards) et méthode osmotique.

Caractéristiques des éprouvettes soumises à la dessiccation

Il s'agit d'éprouvettes type triaxiales ($H_0 = 70\text{mm}$, $D = 35\text{ mm}$) provenant des prélèvements non remaniés effectués lors des planches d'essais P1 et P2 (voir Figure 216). Ces éprouvettes présentent donc des teneurs en eau initiales d'environ $w_{\text{opt}} + 3\%$. Afin d'étudier l'influence de la teneur en eau initiale de l'argile sur son comportement en dessiccation, d'autres éprouvettes, compactées en laboratoire (compactage dynamique Proctor, $e_c = 100\%$) et présentant des teneurs en eau initiales plus faibles ($w_0 \approx w_{\text{opt}}$) sont également soumises à dessiccation. Les caractéristiques initiales des éprouvettes ainsi que les suctions imposées sont présentées dans le Tableau 46.

w_0 (%)	γ_{d0} (kN/m ³)	Sr_0 (%)	Compactage	Planche	Prélèvement	Sel	Hr (%)	s (MPa)
19,43	17,34	97,5	In situ	1	1	KNO3	94	8,5
19,14	17,48	98,3	In situ	1	2	KNO3	94	8,5
18,45	17,40	93,5	In situ	2	4	KNO3	94	8,5
19,58	17,08	94,1	In situ	2	3	KCl	86,2	20,5
19,32	17,39	97,7	In situ	1	2	KCl	86,2	20,5
18,84	17,57	98,2	In situ	1	1	KCl	86,2	20,5
18,45	17,04	88,1	In situ	2	4	KCl	86,2	20,5
16,55	18,21	96,4	Proctor			NaCl	74,9	38,9
16,62	18,19	96,4	Proctor			NaCl	74,9	38,9
16,91	18,09	96,5	Proctor			NaCl	74,9	38,9
17,83	17,58	93,1	In situ	1	2	NaCl	74,9	38,9
18,92	17,62	99,6	In situ	1	1	NaCl	74,9	38,9
19,67	17,11	95,0	In situ	2	3	NaCl	74,9	38,9
18,45	17,28	91,7	In situ	2	4	MgNO3	54,5	83,6
18,84	17,58	98,5	In situ	1	1	MgNO3	54,5	83,6
19,48	17,44	99,3	In situ	1	2	MgNO3	54,5	83,6
18,91	17,46	96,7	In situ	1	1	MgCl	33,5	150,6

Tableau 46. Caractéristiques initiales des éprouvettes soumises à la dessiccation

Déroulement des essais

Les caractéristiques initiales des éprouvettes sont déterminées par mesures au pied à coulisse (au moins 3 mesures de diamètre et 3 mesures de hauteur, précision du pied à coulisse : 0.2 mm) et par pesées (précision de la balance : 0.001 g) (voir Tableau 46). L'évolution de la masse de l'éprouvette Δm et de son volume ΔV en fonction du temps t est déterminée. Pour cela, l'éprouvette doit être retirée environ 2 min de l'enceinte hermétique afin d'être pesée et mesurée (même procédure que pour la détermination des caractéristiques initiales). Afin de ne pas trop perturber l'équilibre entre l'éprouvette et l'air ambiant, les mesures sont effectuées tous les 3 jours environ. Ces opérations sont répétées jusqu'à ce que la variation de masse et des dimensions de l'éprouvette soit négligeable pendant 1 semaine environ, c'est-à-dire lors de deux mesures successives. Dans ces conditions, on considère que l'équilibre est atteint entre l'éprouvette et l'air ambiant c'est-à-dire que la succion dans les pores de l'éprouvette est égale à la succion imposée par la solution saline saturée.

Connaissant les caractéristiques initiales des éprouvettes (w_0 , γ_{d0} , Sr_0 , V_0) il est possible de déterminer (w , γ_d , Sr , V) à chaque temps t des mesures. La déformation volumique de l'éprouvette à un temps t est définie par : $\varepsilon_v = \Delta V/V_0$. Dans ce qui suit, on considérera par

convention qu'une déformation volumique négative témoigne d'un retrait tandis qu'une déformation positive est un gonflement. Les volumes sont déterminés par des mesures au pied à coulisse.

La teneur en eau w à un temps t d'une éprouvette soumise à une humidité relative H_r peut être déterminée connaissant la teneur en eau w_0 et la masse humide m_{h0} initiale ainsi que la masse humide de l'éprouvette m_h à un temps t (voir [eq.71.] et [eq.72.]). Soit m_s la masse de sol sec constante au cours de l'essai :

$$[\text{eq.71.}] \quad m_s = m_{h0} / (w_0 + 1)$$

$$[\text{eq.72.}] \quad w = (m_h - m_s) / m_s = (m_h / m_0) * (w_0 + 1) - 1$$

Cette méthode de détermination de la teneur en eau est non destructive. Elle permet de replacer les éprouvettes dans le dessiccateur afin de poursuivre l'essai.

La détermination du volume V et de la teneur en eau w permet de déterminer le poids volumique sec γ_d d'une éprouvette soumise à une humidité relative H_r au bout d'un temps t .

Cette méthode convient uniquement pour la détermination de la masse volumique d'une éprouvette de sol cohérent de forme régulière, ce qui n'est pas le cas puisque les éprouvettes sont réalisées par carottage. Olchitzky (2002) utilise cette méthode pour l'étude du comportement hydrique d'un matériau par la méthode des solutions salines saturées et montre que les résultats sont fiables et que notamment, la dispersion des différentes mesures de diamètres et hauteurs est faible. Mihoubi (2004) propose également un suivi de l'évolution des éprouvettes par l'analyse de photos numériques prises régulièrement pendant les essais de séchage. Cette méthode semble valable pour une dessiccation à l'air libre mais devient plus délicate pour une dessiccation en dessiccateur car cela nécessite de déplacer les éprouvettes à plusieurs reprises, ce qui engendre la perte des repères nécessaires pour une analyse photo de précision.

Résultats des essais

La dessiccation

L'évolution de la teneur en eau en fonction du temps $w = f(t)$ est déterminée en fonction de l'humidité relative H_r imposée. Dans un premier temps, la répétabilité des essais est testée. Trois éprouvettes présentant initialement une teneur en eau et un poids volumique sec tout à fait comparables sont soumises à une même humidité relative $H_r = 94\%$ (sel KNO_3 , Figure 131 et Figure 132). Les résultats montrent une diminution de la teneur en eau en fonction du temps tout à fait comparable pour les trois éprouvettes. La dispersion des résultats est légèrement plus forte pour les mesures de déformation volumique ce qui est expliqué par la méthodologie de détermination du volume, faite par mesure au pied à coulisse. La teneur en eau à l'équilibre w_{eq} des éprouvettes est définie en fonction de l'humidité relative, et donc de la succion imposée.

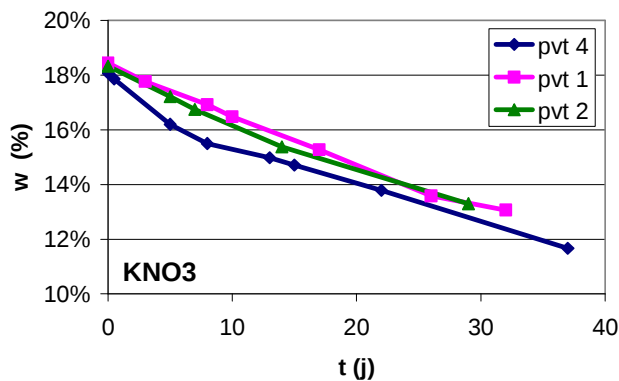


Figure 131. Essais de dessiccation : Evolution de la teneur en eau en fonction du temps pour trois éprouvettes identiques ($H_r = 94\%$, sel KNO_3) – tests de répétabilité

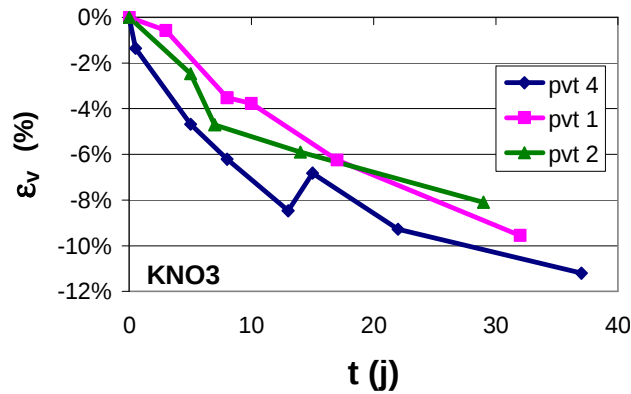


Figure 132. Essais de dessiccation : Evolution de la déformation volumique en fonction du temps pour trois éprouvettes identiques ($H_r = 94\%$)

Les résultats obtenus pour les éprouvettes provenant du prélèvement 1 planche d'essais 1 sont présentés Figure 133, Figure 134 et Figure 135. Les caractéristiques initiales des éprouvettes (w_0 , γ_{d0}) sont tout à fait comparables. La diminution de la teneur en eau de l'éprouvette est d'autant plus rapide et la teneur en eau à l'équilibre est d'autant plus faible que l'humidité relative est faible (voir Figure 133).

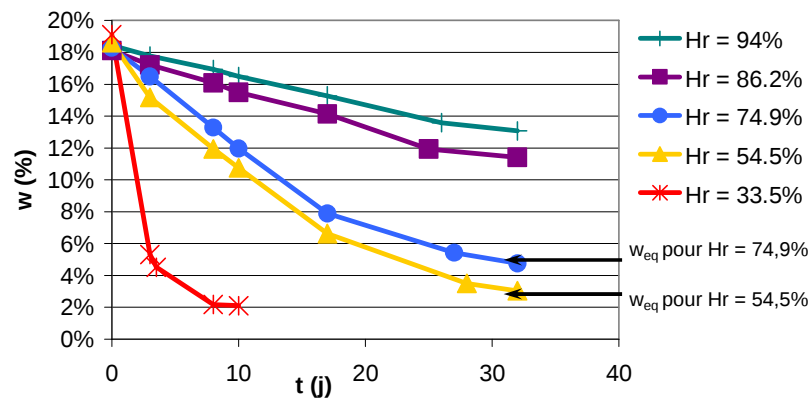


Figure 133. Evolution de la teneur en eau en fonction du temps et de l'humidité relative imposée, à même (w_0 , γ_{d0}), pvt 1 P1

L'argile est très sensible aux variations de l'humidité relative de l'air ambiant. Pour une humidité relative $H_r = 94\%$, l'éprouvette perd, en un mois, 6% de teneur en eau (voir Figure 133) ce qui représente une déformation volumique de près de 10% (voir Figure 134). Pour des caractéristiques initiales (w_0 , γ_{d0}) identiques, la déformation volumique finale, obtenue lorsque l'équilibre hydrique est atteint, est relativement constante quelque soit l'humidité relative imposée (voir Figure 134). De même, on vérifie que pour (w_0 , γ_{d0}) identiques, une déformation volumique donnée correspond à une même teneur en eau quelque soit l'humidité relative imposée (voir Figure 135).

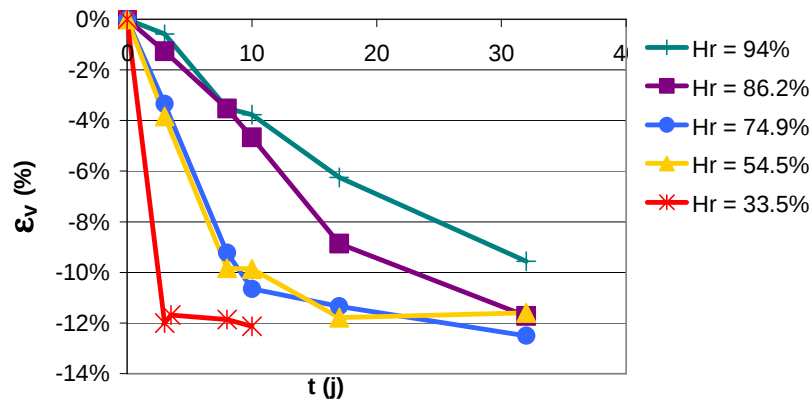


Figure 134. Déformation volumique en fonction du temps et de l'humidité relative imposée, même (w_0 , γ_{d0}) initiaux, pvt1 P1

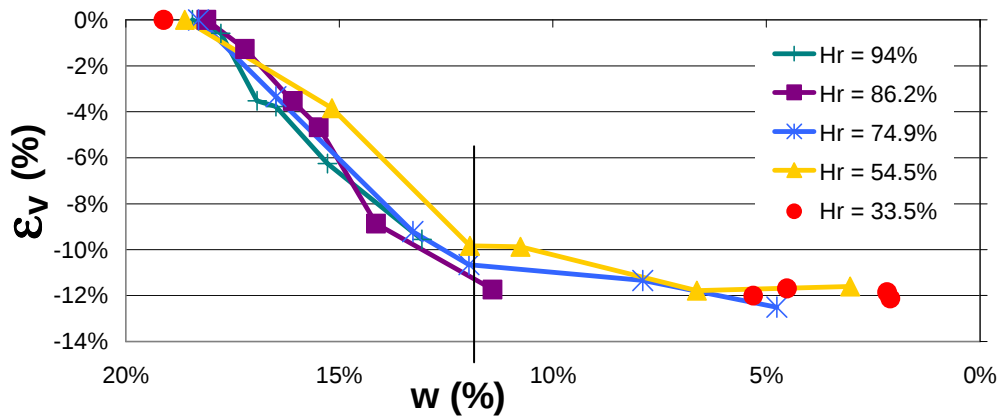


Figure 135. Déformation volumique en fonction de la teneur en eau et de l'humidité relative imposée, même (w_0 , γ_{d0}) initiaux, pvt1 P1

La diminution de la déformation volumique est nettement ralentie pour teneur en eau $w \approx 12\%$ ce qui est proche de la valeur de la teneur en eau de retrait $w_R = 13\%$ (voir 0 et Figure 135).

Comportement hydromécanique

Les éprouvettes ayant été desséchées sont ensuite soumises à un essai de compression simple (voir § 0). Figure 136 sont présentés les résultats d'essais de compression simple réalisés sur des éprouvettes provenant toutes du prélèvement 1 (pvt1 P1). Les huit éprouvettes testées présentent initialement des caractéristiques (w_0 , γ_{d0}) très voisines avec comme valeur moyenne : $w_0 = 19.24\%$, $\gamma_{d0} = 17.4 \text{ kN/m}^3$. Trois d'entre elles sont directement soumises à un essai de compression simple. Les cinq autres éprouvettes sont placées dans des dessiccateurs présentant chacun une solution saline différente. Une fois l'équilibre hydrique atteint, les éprouvettes sont également soumises à un essai de compression simple. Le comportement de l'argile est alors totalement modifié : après dessiccation l'argile devient très raide et présente des ruptures fragiles (voir Figure 136).

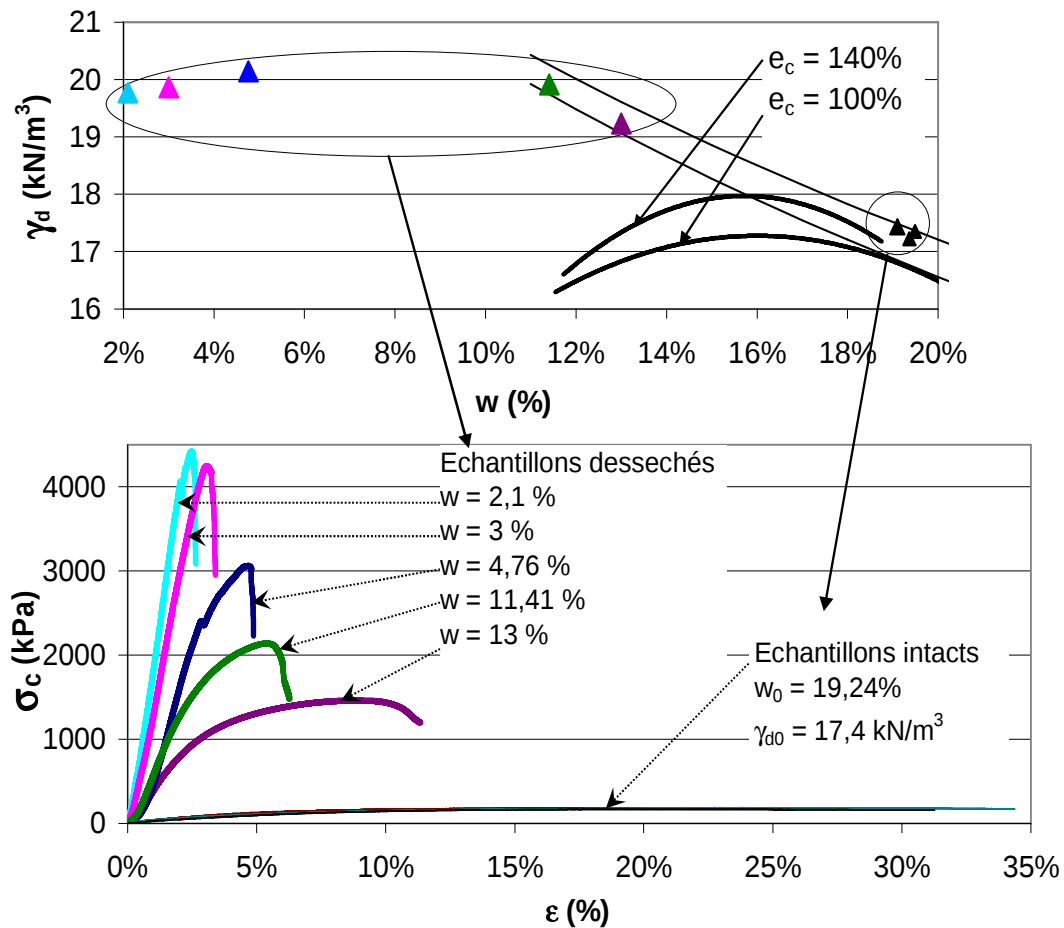


Figure 136. Essais de compression réalisés sur des échantillons intacts et desséchés (même (γ_{d0}, w_0) , échantillons provenant de pvt1 P1)

Hr (%)	s (MPa)	w final (%)	γ_d (kN/m ³)	$\sigma_{c \text{ max}}$ (kPa)	ϵ_i (%)	E_y (MPa)
Etat initial :		w = 19,24%	17.4	177	11	3
94%	8,5	13,2%	19.22	1368	5	38
85%	20,5	11,8%	19.9	1946	4	42
76%	39	5,8%	20.14	2714	2	91
54%	84	3,1%	19.85	4008	3	170
33%	151	2,1%	19.77	4417	2	192

Tableau 47. Résultats des essais de compression simple réalisés sur éprouvettes desséchées et intactes, même (γ_{d0}, w_0) , échantillons provenant de pvt1 P1

Compte tenu de la très forte sensibilité de l'argile aux variations des conditions hydriques, notamment en cas de diminution de l'humidité relative, il serait intéressant dans le prolongement de cette thèse, d'étudier le comportement de l'argile soumise à des suctions plus faibles moins extrêmes mais plus réalistes, par exemple par la méthode osmotique ce qui permettrait d'étudier l'influence d'une faible désaturation de l'argile (Hr de 99% à 96%).

Ces essais sont des essais de principe. Le point clé de l'étude de la dessiccation de l'argile au sein de la couverture est de connaître les conditions aux limites hydriques aux interfaces de la couche d'argile (couche drainante dans le cas du TFA).

III.2.4 Caractérisation hydraulique

Des mesures de perméabilité (perméamètre à charge variable) ont été réalisées en laboratoire sur des échantillons compactés dynamiquement dans des moules CBR (voir § 0) et in situ sur la planche de compactage et sur les planches d'essais.

Essais de perméabilité réalisés en laboratoire

En laboratoire, des essais au perméamètre à parois rigides sont réalisés sur deux échantillons compactés dynamiquement dans des moules CBR. Les caractéristiques des échantillons sont données Figure 137. Les deux échantillons sont compactés à une énergie de compactage proche ($e_c \approx 100\%$). L'un est compacté du côté sec de l'optimum (1), l'autre du côté humide (2).

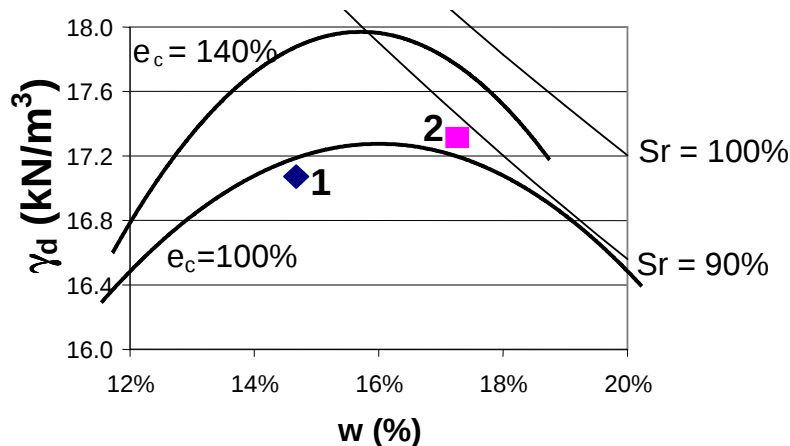


Figure 137. Caractéristiques des échantillons pour les mesures de perméabilité en laboratoire

La perméabilité est calculée à partir de la loi de Darcy qui dans ces conditions d'essais donne (voir § 0) :

$$[\text{eq.73.}] \quad k = 2.3 (s \cdot H \cdot \log(h_0/h_1)) / (A \cdot (t_1 - t_0))$$

s : section du tube d'alimentation (m^2)

H : hauteur de l'échantillon (m)

h_0 et h_1 : hauteurs d'eau dans le tube d'alimentation respectivement au temps t_0 et t_1

A : section de l'échantillon (m^2)

Les courbes $\log(h_0/h_1) = f(t)$ sont quasi linéaires et la détermination de la pente ($= k \cdot a$ avec $a = A / 2.3 \cdot s \cdot H = \text{constante}$) permet une estimation de la perméabilité k (voir Figure 138).

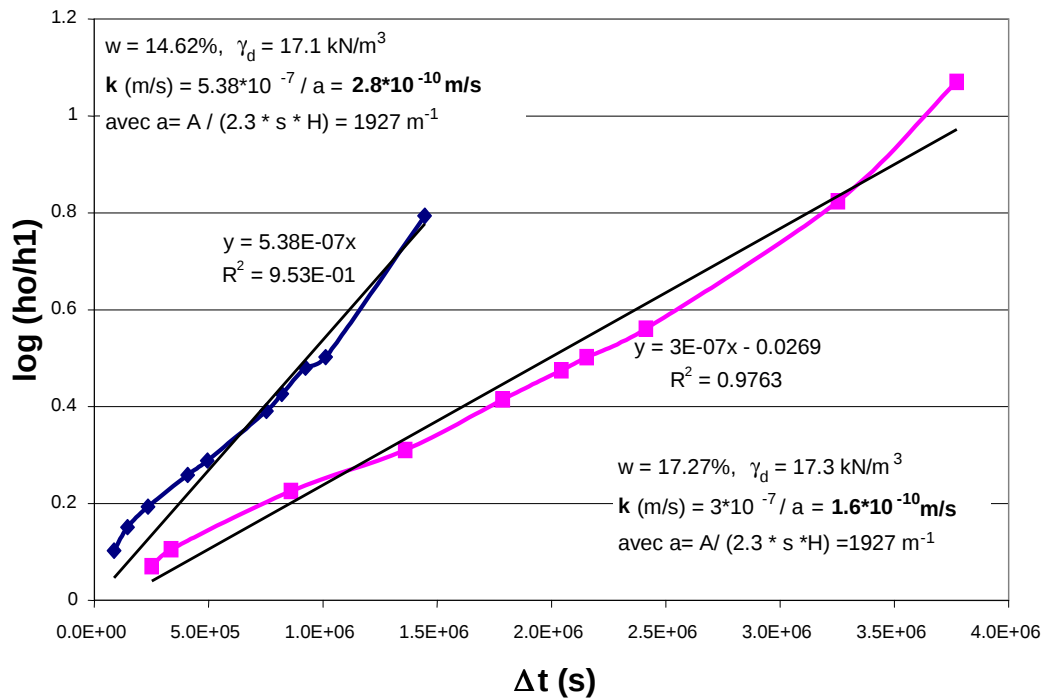


Figure 138. Essais de perméabilité en laboratoire

Les perméabilités mesurées en laboratoire sont très faibles ($<10^{-9} \text{ m/s}$). L'échantillon compacté du côté sec de l'optimum présente une perméabilité deux fois plus élevée que l'échantillon compacté du côté humide ($k_{\text{sec}} = 2 \cdot k_{\text{humide}}$ à même γ_d), ce qui est en accord avec les différentes études présentées au § 0 (Olsen, 1962, Mitchell et al., 1965, Holtz et Kovacs, 1981, Moussaï, 1993, Benson et al. 1994-2). Cependant ici, la différence est relativement faible.

Essais de perméabilité réalisés in situ

In situ, des mesures de perméabilité au simple anneau fermé (SAF) et au double anneau ouvert (DAO) sont réalisées. Ces mesures sont effectuées sur les planches d'essais présentées au chapitre 5 après le compactage de l'argile avec le compacteur pied dameur (8 passes). Deux essais de perméabilité au simple anneau fermé (3 paliers de charge hydraulique) sont effectués lors de la réalisation de la planche de compactage après 8 passes de compacteur (voir § 0) (voir Figure 139).

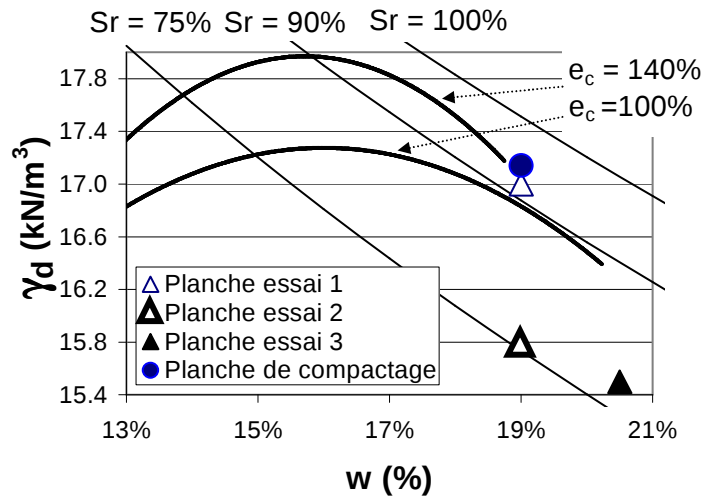


Figure 139. Caractéristiques de l'argile pour les mesures de perméabilité in situ (mesure in situ au gamma densimètre)

Le simple anneau fermé permet de mesurer des perméabilités de l'ordre de 10^{-7} m/s à 10^{-10} m/s. Le temps de saturation est de 14 h ce qui est correct pour un objectif de perméabilité de 10^{-9} m/s (d'après la norme NF X 30-420, le temps de saturation est de 10h pour un objectif de 10^{-9} m/s et de 30h pour un objectif de 10^{-10} m/s).

	w %	γ_d kN/m ³		Sr %		k DAO m/s	k SAF m/s
		*	**	*	**		
Planche d'essai 1	19.07	17	17.4	90	96	- ^a	$3 \cdot 10^{-12}$
Planche d'essai 2	19	15.8	17.2	74	93	- ^a	$1.7 \cdot 10^{-9}$
Planche d'essai 3	20.7	15.5	17.2	75	98	$4 \cdot 10^{-9}$	$1.3 \cdot 10^{-9}$
Planche de compactage	19	17.14	- ^a	92	- ^a	- ^a	$8.8 \cdot 10^{-11}$
Planche de compactage	19	17.14	- ^a	92	- ^a	- ^a	$3.4 \cdot 10^{-10}$

* : valeur moyennée résultants des mesures in situ par gamma densimétrie (voir chapitre 5)

** : valeur moyennée résultants des mesures en laboratoire sur des prélèvements non remaniés (voir chapitre 5)

-^a : pas de mesures effectuées

Tableau 48. Résultats des essais de perméabilité réalisés in situ

Les trois essais réalisés lors de planches d'essais mettent en avant l'influence du poids volumique (si l'on considère les mesures de poids volumique réalisées au gammadensimètre) sur la perméabilité. Une augmentation du poids volumique de 8% engendre une diminution de la perméabilité de trois ordres de grandeur. Les valeurs de perméabilité mesurées sur les planches 2 et 3 sont légèrement supérieures aux préconisations. Ceci semble pouvoir s'expliquer par une énergie de compactage insuffisante induisant en une valeur du poids volumique sec inférieur aux préconisations (d'après les mesures réalisées au gamma densimètre sur site). Les autres mesures de perméabilité donnent des valeurs inférieures à 10^{-9} m/s ce qui est conforme aux objectifs.

III.3 Conclusions

Les caractéristiques de l'argile étudiée sont présentées et témoignent de l'homogénéité de celle-ci. Les différents essais réalisés sur différents prélèvements caractérisent bien un même sol.

Après une revue des corrélations proposées dans la littérature entre les différentes propriétés physiques et mécaniques des argiles (voir chapitre 2), nous avons étudié l'argile de l'Aptien en mettant les résultats obtenus en perspective par rapport aux données de la bibliographie.

Les caractéristiques de compactage (w_{opt} et $\gamma_{d\ opt}$) sont dépendantes des caractéristiques de consistance (w_L , Ip) et nos valeurs suivent bien les corrélations de la littérature.

La gamme de teneur en eau permettant d'obtenir une portance suffisante pour la mise en œuvre de l'argile est déterminée. La faisabilité est vérifiée par la réalisation d'une planche de compactage et de planches d'essais sur site.

Le comportement de l'argile est modifié selon la teneur en eau de compactage. La résistance en compression simple est maximale pour une teneur en eau proche de l'optimum. L'augmentation de la teneur en eau permet d'améliorer la déformabilité de l'argile en retardant la rupture de l'éprouvette (apparition des plans de glissement).

L'énergie de compactage a une forte influence sur les propriétés mécaniques et le type de compactage influe sur les propriétés mécaniques :

Profitant du fait que nous avons une campagne d'essais sur site, il est apparu intéressant de comparer les résultats obtenus par un compactage dynamique ou statique de laboratoire à ceux obtenus in situ.

L'obtention d'un même couple (w , γ_d) nécessite une énergie de compactage statique inférieure à l'énergie de compactage dynamique. Cependant, la détermination de l'énergie de compactage équivalente suivant notre définition (mêmes caractéristiques (w , γ_d)) ne permet pas de déterminer de manière univoque les propriétés mécaniques. En effet, le compactage statique donne une résistance et une déformabilité plus fortes que celles obtenues en compactage dynamique. Le compactage in situ aboutit aux caractéristiques les plus faibles, à même énergie équivalente.

L'énergie de compactage influence le comportement de l'argile uniquement pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum.

Le poids volumique sec influence nettement la résistance du sol tandis que la déformabilité et la rigidité de l'argile sont principalement fonctions de la teneur en eau.

Les essais de perméabilité réalisés en laboratoire donnent une perméabilité de l'ordre de 10^{-10} m/s, les mesures in situ des valeurs de 10^{-9} m/s à 10^{-11} m/s. Cependant, une valeur de poids volumique nettement inférieure aux recommandations ($e_c \ll 80\%$) engendre une augmentation significative de la perméabilité. Dans tous les autres cas, les valeurs de perméabilité respectent les recommandations ($k < 10^{-9}$ m/s).

Dans l'optique d'une étude du comportement de l'argile en couverture d'un centre de stockage, le comportement de l'argile en traction et particulièrement en flexion doit être envisagé. Le présent chapitre a mis en évidence l'importance des conditions de mise en œuvre sur le comportement de l'argile en compression. Une analyse similaire concernant le comportement en traction est présentée au chapitre 4.

Chapitre IV: Comportement de l'argile de l'Aptien soumise à de la flexion

IV.1 *Problématique et démarche adoptée*

Le chapitre précédent a permis de corrélérer les propriétés physiques et les caractéristiques de compactage aux propriétés hydromécaniques. Cependant, le comportement en traction, que l'on retrouve in situ dans les problèmes de tassements différentiels n'a pas pu être abordé à partir de ces essais simples. Il s'agit ainsi d'appréhender la réponse de l'argile soumise à un tassement des déchets sous-jacents. Des études similaires existent dans la littérature (voir chapitre 2) mais aucun auteur n'a traité simultanément des essais de laboratoire, sur site et en centrifugeuse comme nous le proposons. De plus, il reste très délicat de transposer les résultats des études antérieures à des cas particuliers, compte tenu des nombreux paramètres qui influencent le comportement de l'argile (caractéristiques minéralogiques de l'argile, compactage, teneur en eau, type de sollicitation...). De même, la transposition des résultats de laboratoire à un comportement in situ n'est pas sans poser de problème du fait de l'effet d'échelle, d'une mise en œuvre différente, de sollicitations différentes...

Ainsi, afin d'étudier le comportement de l'argile de couverture du centre de stockage TFA lorsque celle-ci est soumise à de la flexion, des essais de laboratoire, des essais in situ, une modélisation numérique et des essais en centrifugeuse ont été réalisés.

Une sollicitation en flexion soumet localement l'argile à de la traction et à de la compression. Les études antérieures (Ajaz et Parry, 1975; Fang et Fernandez, 1981; Jamei et al., 2002...) montrent que les sollicitations en traction sont plus préjudiciables que celles en compression du fait que la résistance en compression est nettement supérieure à la résistance en traction $|\sigma_{c \max}| \gg |\sigma_{t \max}|$. Il semble de plus que, dans le cas de la mise en œuvre en couverture d'une argile, les caractéristiques à obtenir en déformabilité sont plus critiques que celles en résistance.

Ainsi, dans un premier temps, des essais de traction seront donc réalisés sur des éprouvettes d'argile afin de caractériser la déformation en traction admissible (c'est-à-dire sans fissuration) de l'argile en fonction de ses conditions de mise en œuvre. Les essais de traction indirecte par fendage et par poinçonnement ont été sélectionnés pour cette étude de l'aptitude à l'extension sans fissuration, les essais de traction directe étant très délicats à réaliser sur ce type de sol (voir Tableau 49).

Afin de soumettre l'argile à une sollicitation se rapprochant de celle en cas de tassement des déchets, des essais de flexion 4 points ont été mis au point en laboratoire. Les essais de laboratoire réalisés sur des poutres d'argile permettent de définir les caractéristiques (notamment teneur en eau et énergie de compactage) pour lesquelles l'argile présente une capacité à fléchir sans fissurer maximale. Des essais de laboratoire de caractérisation (triaxiaux, compression simple) réalisés sur des prélèvements effectués dans ces poutres, permettent de définir les paramètres mécaniques de l'argile pour chacun des « états » (w , γ_d) testés.

Type d'essais	Nombre d'essais	Type de compactage	Gamme de teneur en eau	Gamme d'énergie de compactage
Fendage	8	Dynamique et Statique	$w_{opt} - 4 \%$ à $w_{opt} + 3.2 \%$	140 %
Poinçonnement non confiné	18	Dynamique	$w_{opt} - 4 \%$ à $w_{opt} + 6 \%$	80 % à 140 %
Flexion	25	Statique	$w_{opt} - 3.5 \%$ à $w_{opt} + 3.5 \%$	< 80 % à 140 %

Tableau 49. Programme d'essais

Des essais de flexion ont ensuite été réalisés sur site (chapitre 5). Les caractéristiques de mise en œuvre de l'argile sélectionnées pour ces essais en vraie grandeur sont choisies en fonction des résultats des essais de laboratoire réalisés dans le cadre du présent chapitre, ceci afin d'optimiser le comportement en déformation de l'argile, tout en garantissant une perméabilité suffisamment faible respectant les préconisations présentées au chapitre 2 ($k < 10^{-9}$ m/s). Les essais sur site étant très coûteux, aussi bien en temps que financièrement, seulement quelques essais de principe ont pu être réalisés (essais en soulèvement, voir chapitre 5). La transposition des résultats des essais de soulèvement au comportement de la couverture est délicat puisque de nombreux paramètres diffèrent des conditions réelles (confinement de l'argile, surcharge, structure globale de la couverture, type de sollicitations) ce qui influence le comportement de l'argile. Cependant, ces essais se révèlent très utiles car ils présentent l'intérêt de tester l'argile telle qu'elle est mise en œuvre. Des essais complémentaires en centrifugeuse ont été mis au point dans le cadre d'une collaboration avec l'université de Bombay. La validation du modèle en centrifugeuse est réalisée suite à la modélisation des essais de principe réalisés sur site. Les essais en centrifugeuse pouvant être réalisés en grand nombre, une étude paramétrique (influence de la teneur en eau, du renforcement du sable et de l'argile) est menée. Une modélisation numérique des essais en laboratoire et sur site a également été réalisée afin de permettre une étude paramétrique du comportement de l'argile ainsi qu'une simulation des essais de tassement (non réalisés in situ).

Dans l'étude du comportement de l'argile soumise à de la flexion, une attention particulière est portée sur le type de rupture, l'initiation et la propagation des fissures ainsi que sur les déformations admissibles et ceci en fonction des conditions de mise en œuvre (notamment énergie et type de compactage et teneur en eau). Cette étude permet également de tester la représentativité des essais de laboratoire, des essais en centrifugeuse, de la modélisation numérique en comparant les résultats obtenus aux résultats des essais in situ (voir Figure 35). Une relativement bonne concordance des résultats permet ainsi une étude paramétrique sans avoir à multiplier les essais in situ très coûteux et difficiles à mettre en œuvre. L'objectif final de l'étude est de permettre de mettre au point une méthodologie d'étude simple en laboratoire du comportement d'une barrière d'argile soumise au tassement des déchets sous-jacents en faisant l'économie d'essais in situ.

IV.2 Caractérisation de l'aptitude à l'extension sans fissuration

IV.2.1 Objectifs

Dans un premier temps, des essais de laboratoire classiques et faciles à mettre en œuvre sont réalisés afin de définir l'aptitude à l'extension sans fissuration (déformations admissibles) de l'argile en fonction des conditions de mise en œuvre et notamment de la teneur en eau et de l'énergie de compactage. Il s'agit ainsi de définir les conditions optimales de mise en œuvre (w , γ_d) de l'argile pour lesquelles la déformation admissible est maximale, ceci afin de garantir une faible perméabilité dans les conditions réelles de tassement différentiel. Le choix s'est porté sur des essais de traction indirecte par fendage et par poinçonnement.

IV.2.2 Essais de traction indirecte

Par fendage

L'essai est présenté au § II.2.2.1.2.

Cet essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de diamètre D à une compression diamétrale par l'intermédiaire des deux plateaux d'une presse (voir Figure 140). Les éprouvettes sont confectionnées grâce à un compactage dynamique type Proctor (différentes énergies, différents teneurs en eau) ou à un compactage statique. Dans le cas du compactage statique, la détermination des caractéristiques (w , γ_d) permet de définir l'énergie de compactage équivalente e_c .

La sollicitation est appliquée via une plaque de longueur supérieure à la hauteur H de l'éprouvette (éprouvettes compactées dynamiquement : $H = 30$ cm, $D = 15$ cm ; éprouvettes compactées statiquement : $H = D = 10$ cm). L'éprouvette est démoulée puis placée horizontalement et de façon centrée par rapport au plateau. Des baguettes sont placées entre la presse et l'éprouvette afin de répartir la charge sur la totalité de la longueur de l'éprouvette. La charge est appliquée à vitesse constante ($v = 2.8 \cdot 10^{-3}$ mm/s) sur deux génératrices de l'éprouvette diamétralement opposées. La direction principale du compactage par rapport à la direction des plans de fissuration est une donnée importante. Dans le cas présent, la direction du compactage est perpendiculaire au plan de la figure (a) tandis que le plan de fissuration est vertical sur la même figure (a) (voir Figure 140).

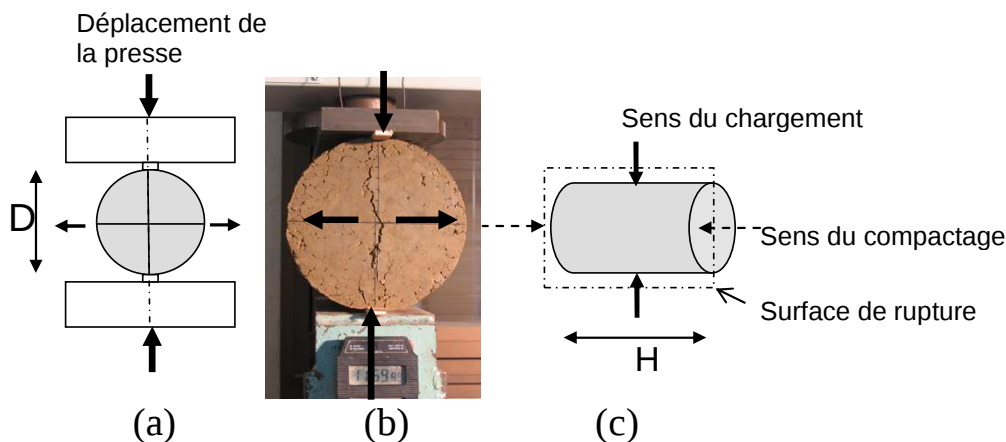


Figure 140. Essai de fendage

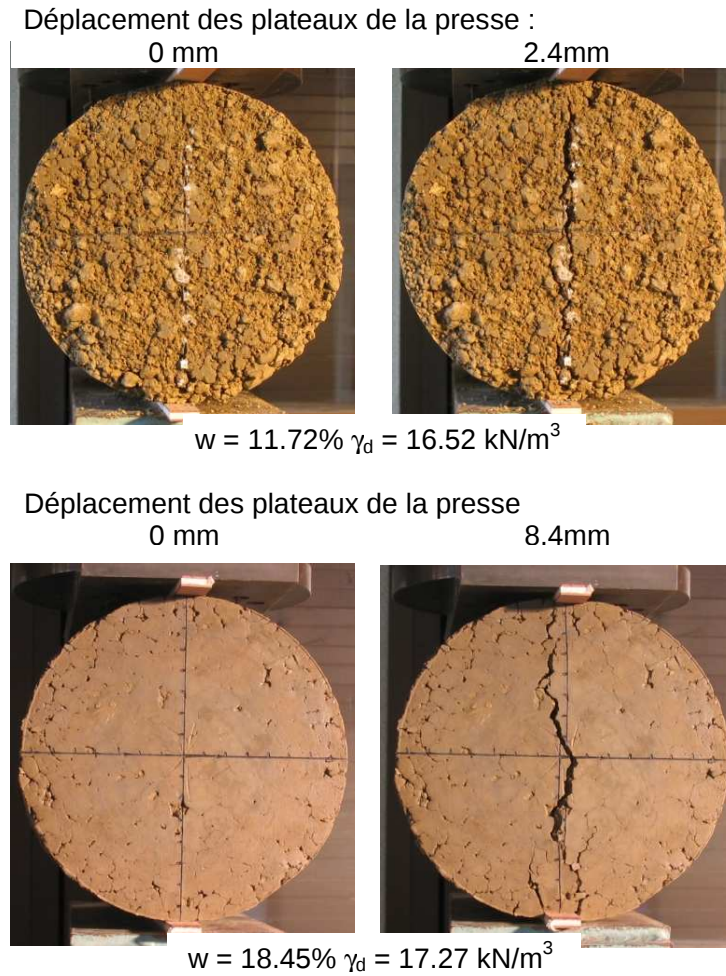


Figure 141. Essais de fendage : fissuration

Les essais sont réalisés sur des éprouvettes compactées à une énergie de compactage équivalente $e_c = 140\%$ et pour différents teneurs en eau (voir Figure 141 et Figure 142). Toutes les éprouvettes sont compactées dynamiquement sauf pour un essai ($w = 12.5\%$) qui est réalisé sur une éprouvette compactée statiquement.

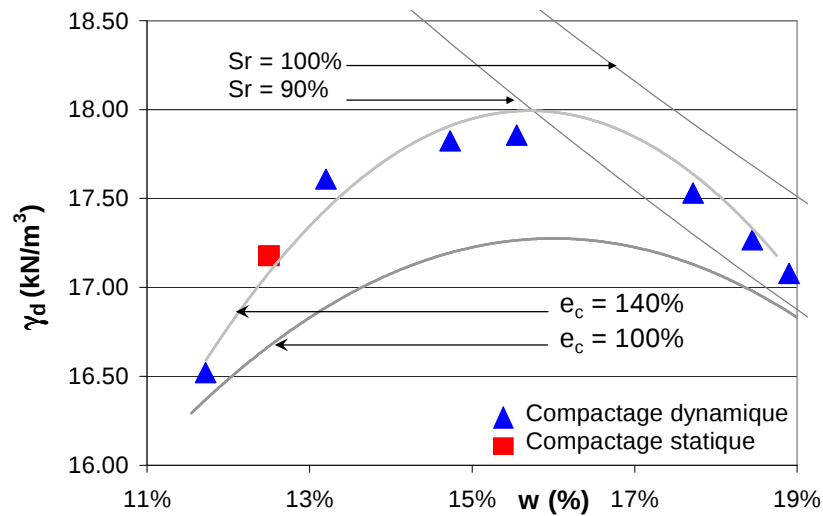


Figure 142. Caractéristiques (w, γ_d) des essais réalisés

La charge appliquée en fonction du déplacement des plateaux de la presse (raccourcissement du diamètre vertical de l'éprouvette) est enregistrée (voir Figure 143). Afin de pouvoir comparer les résultats des essais réalisés sur des éprouvettes compactées dynamiquement et statiquement, les valeurs de forces F_F appliquées sont données par mètre linéaire selon la direction H. Une pseudo déformation $\Delta D/D$ est calculée en fonction du déplacement du plateau.

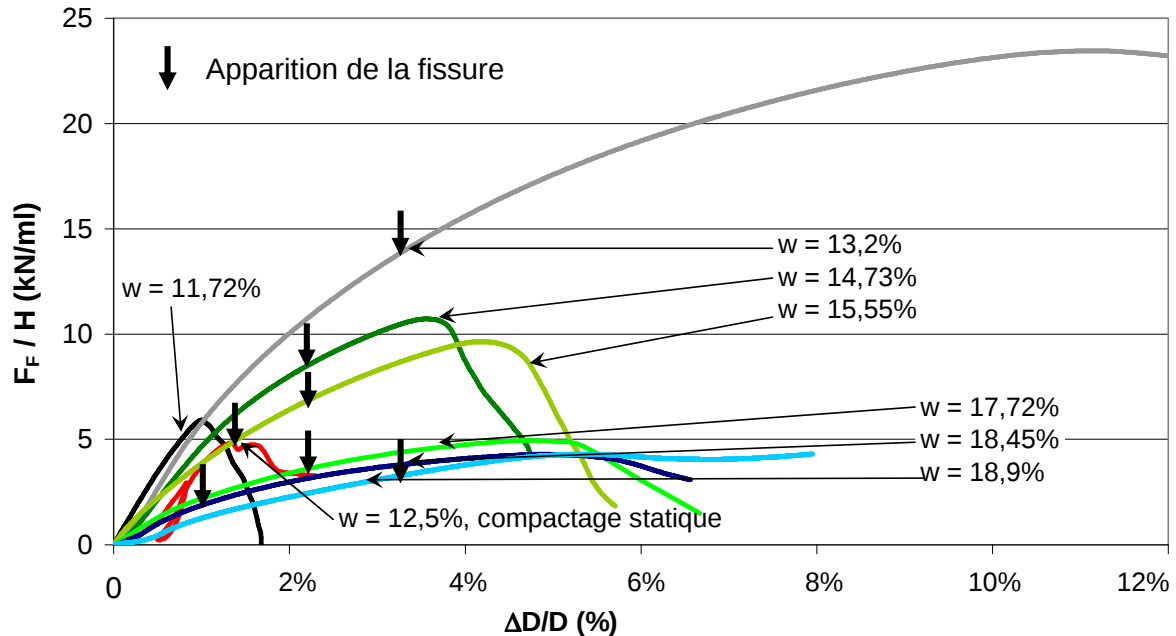


Figure 143. Courbes Force déplacement des essais de fendage réalisés à une énergie de compactage $e_c = 140\%$ et pour différentes teneurs en eau

Tout comme lors des essais de compression simple (voir § 0), le comportement du matériau change avec la teneur en eau (voir Figure 143). Le comportement est fragile pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum (pour $e_c = 140\%$, $w_{opt} = 15.7\%$). Pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum, l'argile présente un comportement ductile.

La contrainte de traction σ_{tF} est obtenue à partir de la formule (voir § [eq.34.]

$$[\text{eq.74.}] \quad \sigma_{tF} = \frac{2F_F}{\pi \times D \times H}$$

σ_{tF} : contrainte de traction par fendage [Pa]
 F_F : charge appliquée [N]
 H : hauteur de l'éprouvette [m]
 D : diamètre de l'éprouvette [m]

La définition de la contrainte de traction suppose un comportement élastique linéaire. Cette relation n'est donc pas applicable pour un calcul de la contrainte maximale, pour laquelle le comportement n'est plus linéaire. Ainsi, par la suite, on considèrera les contraintes de limites élastiques $\sigma_{tF\text{ el}}$ calculée à partir de la force limite élastique $F_{F\text{ el}}$. Afin de définir de façon objective la zone linéaire, il a été décidé arbitrairement que la zone de déformation élastique correspond à la portion linéaire pour laquelle le coefficient de corrélation R^2 reste supérieur à 0.98 (voir Figure 144). De plus, la définition de la contrainte de traction suppose également une application de la force ponctuelle, or, dans le cas de teneurs en eau supérieures à l'optimum, l'éprouvette est « écrasée » au niveau des contacts avec les plateaux de la presse (voir Figure 141).

Par extrapolation, la résistance en traction par fendage $\sigma_{tF\max}$ est également déterminée à partir de la formule [eq.74.] en prenant $F_F = F_{F\max}$. Cette extrapolation apparaît justifiée dans le cas d'essais réalisés à faibles teneurs en eau, pour lesquels le comportement est linéaire quasiment jusqu'à l'application de la force maximale (voir Figure 144). Dans le cas de plus fortes teneurs en eau, bien que le comportement ne soit pas linéaire jusqu'à l'application de la force maximale, les valeurs de la résistance sont tout de même calculées, notamment afin de pouvoir comparer les résultats obtenus avec les différents types d'essais.

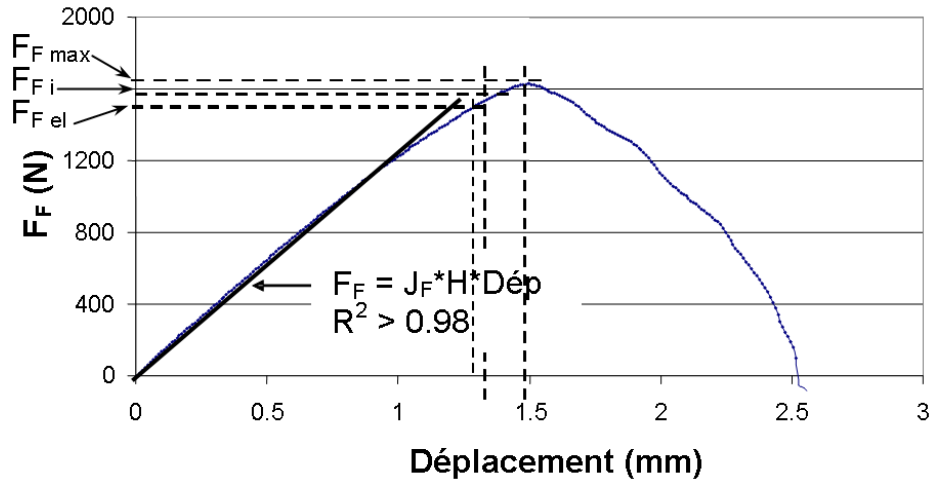


Figure 144. Définition des paramètres de l'essai de fendage (essai à $w = 11.72\%$, $\gamma_d = 16.52 \text{ kN/m}^3$)

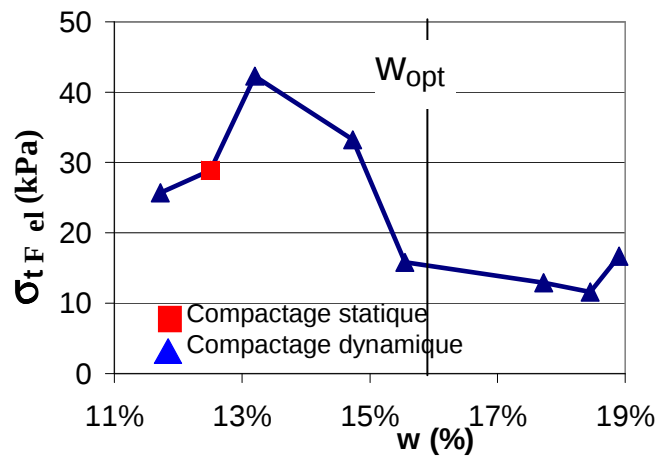


Figure 145. Contrainte de traction à la limite élastique pour les essais de fendage réalisés à $e_c = 140\%$ et pour différentes teneurs en eau

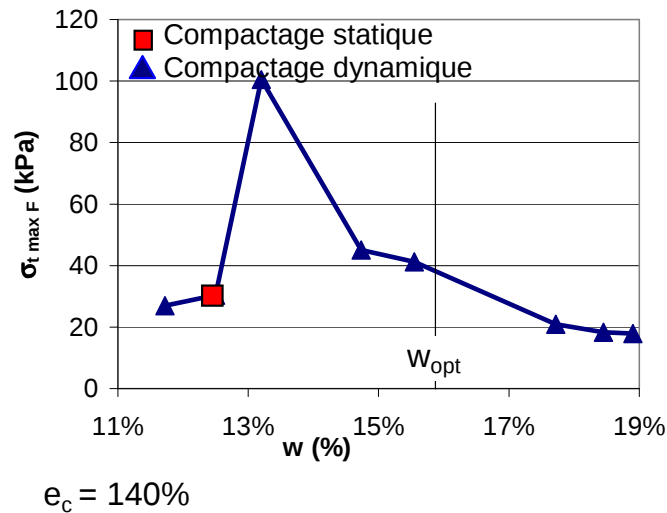


Figure 146. Résistance en traction par fendage en fonction de la teneur en eau, $e_c = 140\%$

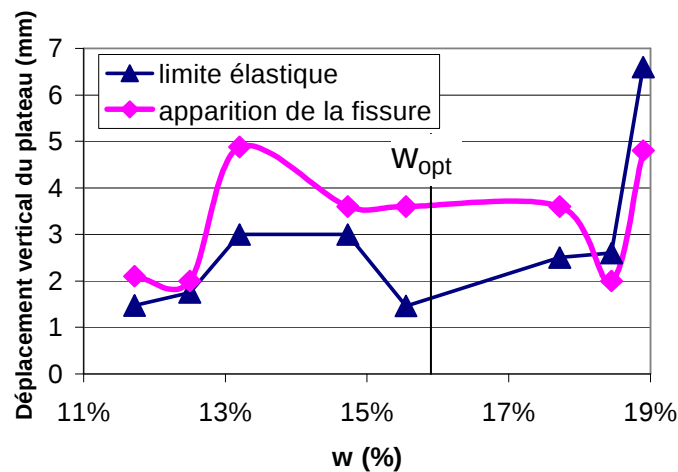


Figure 147. Essais de fendage : déplacement de la presse à la limite élastique et à l'apparition de la fissure en fonction de la teneur en eau ($e_c = 140\%$)

La contrainte de traction à la limite élastique présente un maximum pour une teneur en eau $w \approx w_{opt} - 3\%$ (voir Figure 145).

L'observation des éprouvettes lors des essais permet de repérer l'initiation de la fissure. La fissure s'initie au centre de l'éprouvette, sur ou à proximité du diamètre vertical puis se propage en s'ouvrant vers les extrémités du diamètre vertical. Le retard en déformation pour obtenir la fissuration lorsque la teneur en eau augmente n'apparaît pas clairement sauf pour de très fortes teneurs en eau ($w_{opt} + 3\%$). De même, la déformation admissible (sans fissuration) est diminuée uniquement pour de très faibles teneurs en eau ($w < w_{opt} - 3\%$) (voir Figure 147).

Une raideur J_F peut être définie par la pente de la tangente à l'origine (pente de la section linéaire) des courbes charge déplacement (voir Figure 144). L'évolution de la raideur en fonction de la teneur en eau est présentée Figure 148.

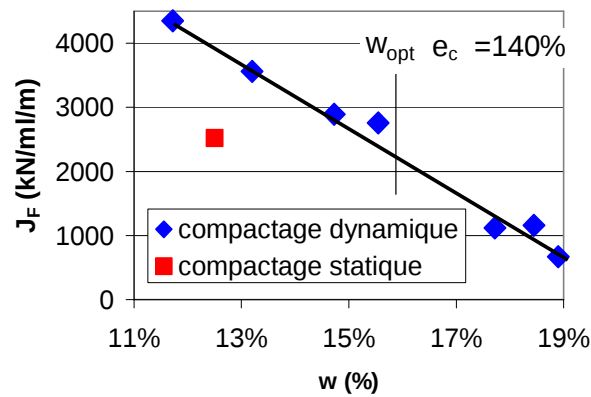


Figure 148. Essais de fendage : évolution de la raideur en fonction de la teneur en eau à même énergie de compactage, influence du type de compactage ($e_c = 140\%$)

L'argile devient moins raide lorsque la teneur en eau augmente. La raideur présente une diminution linéaire avec l'augmentation de la teneur en eau. Le type de compactage semble avoir une influence sur la raideur : le compactage statique donne une raideur plus faible que le compactage dynamique type Proctor pour une même teneur en eau et un même poids volumique sec. Ceci est à l'opposé des résultats obtenus en compression simple qui montrent que le module d'Young tangent à l'origine est plus faible en compactage dynamique qu'en compactage statique (voir § 0).

Par poinçonnement

L'essai est présenté au § 0.

L'éprouvette cylindrique de diamètre D (15.2 cm) et de hauteur H (15.2 cm) est compactée dynamiquement (type Proctor) à différentes énergies de compactage et différentes teneurs en eau. L'éprouvette est ensuite démoulée puis placée verticalement et de façon centrée par rapport au piston (de rayon $a = 2.48 \times 10^{-2}$ m) qui s'enfonce à vitesse constante (1,27 mm/min) dans l'éprouvette démoulée (voir Figure 149). L'essai est poursuivi jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

La direction du compactage est parallèle au plan de la figure (a), le plan de fissuration est vertical sur la même figure (a) (voir Figure 149).

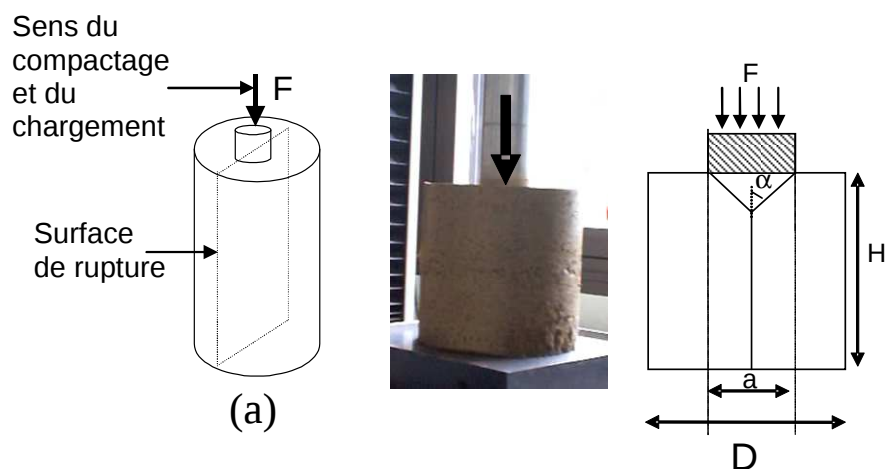


Figure 149. Essai de poinçonnement



Figure 150. Fissuration lors des essais de poinçonnement non confinés

Des essais sont réalisés sur des éprouvettes compactées dynamiquement à différentes teneurs en eau et pour une même énergie de compactage ($e_c = 100\%$) (voir Figure 151). Les courbes force appliquée par le piston en fonction de son enfoncement sont enregistrées.

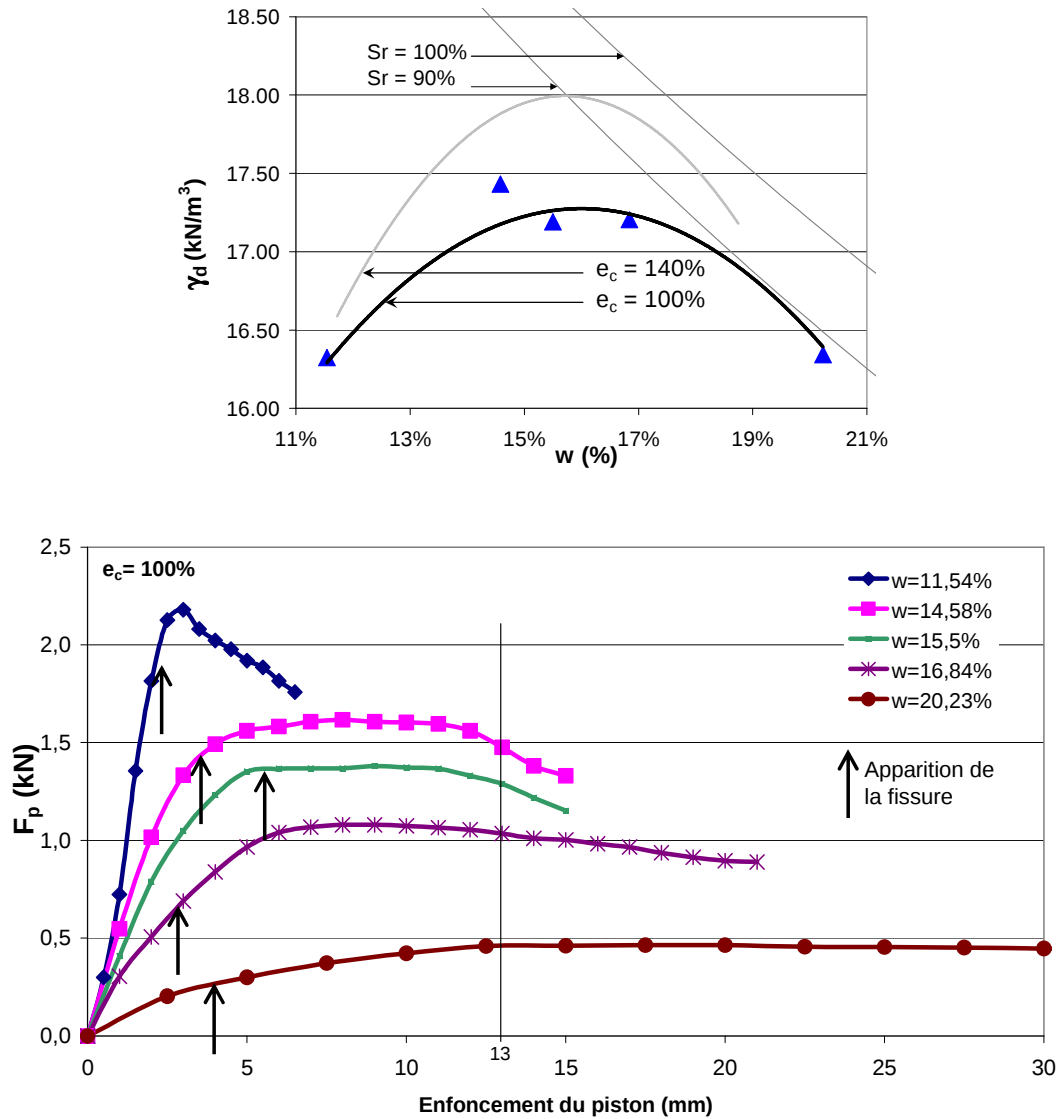


Figure 151. Essais de poinçonnement non confiné : courbes force/enfoncement du piston pour différentes teneurs en eau ($e_c = 100\%$)

Tout comme lors des essais de compression simple (voir § 0) et de fendage (voir § 0) le comportement de l'argile change avec la teneur en eau (voir Figure 151). Le comportement est fragile pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum (pour $e_c = 100\%$, $w_{opt} = 16.1\%$). Pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum, l'argile présente un comportement ductile. La contrainte maximale de traction (résistance en traction) $\sigma_{t P \max}$ est définie à partir de la force maximale appliquée $F_{P \max}$ par la formule (voir [eq.32.] §0):

$$[\text{eq.75.}] \quad \sigma_{t P \max} = \frac{F_{P \max}}{\pi \times (K \times D / 2 \times H - a^2)}$$

$\sigma_{t P \max}$: résistance en traction par poinçonnement [Pa]

$F_{P \max}$: charge maximale appliquée [N]

H : hauteur de l'éprouvette [m]

D : diamètre de l'éprouvette [m]

a : rayon du poinçon (2.48×10^{-2} m)

$K = 0.8$ (dépend de l'élancement de l'éprouvette)

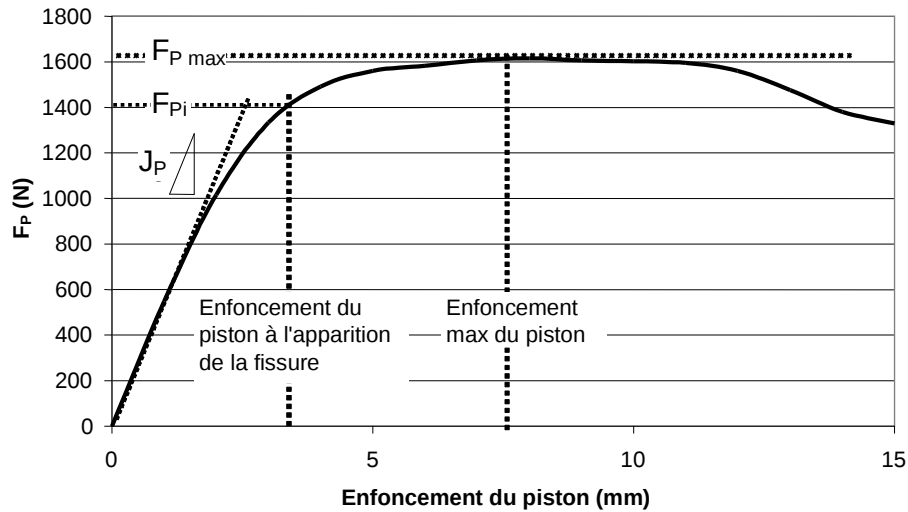


Figure 152. Définition des paramètres de l'essai de poinçonnement (essai à $w = 14.58\%$, $e_c = 100\%$)

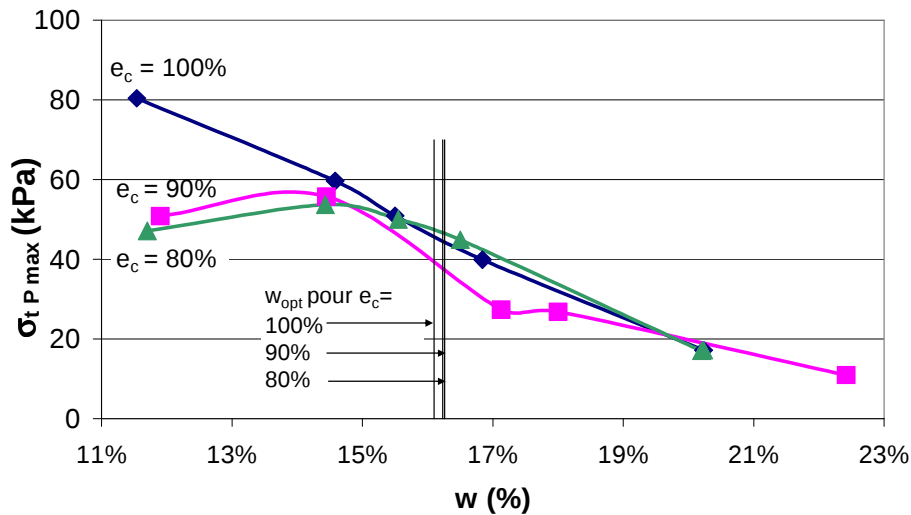


Figure 153. Essais de poinçonnement non confiné : Résistance en traction en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage

La résistance en traction par poinçonnement est maximale pour $w \approx w_{opt} - 2\%$ pour des énergies de compactage relativement faibles ($e_c = 80$ et 90%). Pour une énergie de compactage plus forte ($e_c = 100\%$), ou pour des teneurs en eau $w > w_{opt} - 2\%$, la résistance en traction diminue lorsque la teneur en eau augmente.

Pour des teneurs en eau $w < w_{opt} - 3\%$, la résistance en traction par poinçonnement diminue lorsque l'énergie de compactage diminue. Pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum, il n'y a pas d'influence de l'énergie de compactage sur la résistance en traction (voir Figure 153).

Une raideur J_p peut être définie par la pente de la tangente à l'origine des courbes charge enfoncement du piston (pente de la section linéaire, définie par un coefficient de corrélation supérieur $R^2 > 0.98$, voir Figure 152). L'évolution de la raideur en fonction de la teneur en eau est présentée Figure 154.

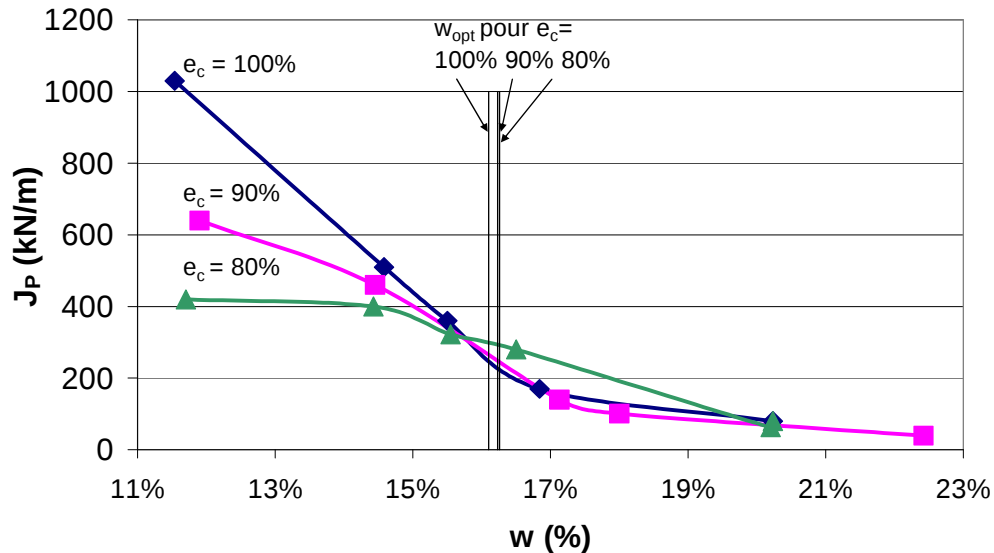


Figure 154. Essais de poinçonnement non confiné : Evolution de la raideur en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage

La raideur J_p diminue lorsque la teneur en eau augmente.

Pour $w < w_{opt} - 2\%$, la raideur augmente avec l'énergie de compactage.

Pour $w > w_{opt} - 2\%$, l'énergie de compactage a peu d'influence sur la raideur du sol (voir Figure 154).

L'initialisation de la fissure à la surface de l'éprouvette est repérée pour chaque essai. L'enfoncement du piston à l'initiation de la fissure ainsi que la contrainte appliquée correspondante σ_{p_i} (déterminée à partir de F_{p_i} , force à l'initiation de la fissure, voir [eq.75.]) sont déterminés.

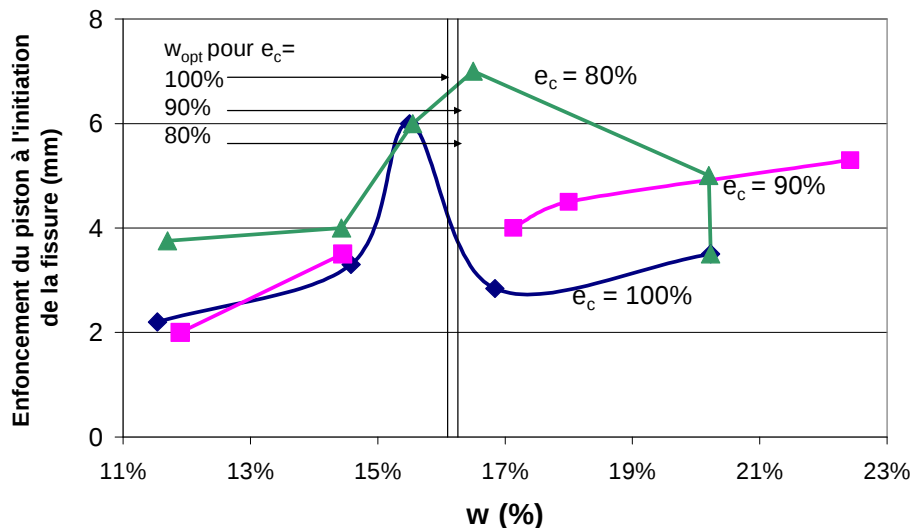


Figure 155. Enfoncement du piston à l'initiation de la fissure en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage

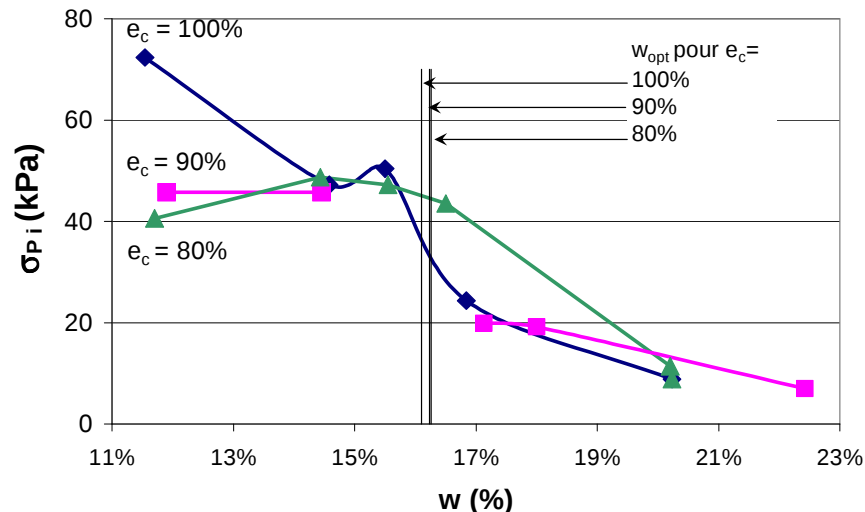


Figure 156. Evolution de la contrainte de traction par poinçonnement à l'initiation de la fissure en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage

La fissure apparaît pour des enfoncements de piston plus importants pour des teneurs en eau proches de l'optimum (voir Figure 155). Ce résultat tendrait à montrer qu'une mise en œuvre de l'argile à des teneurs en eau proches de l'optimum réduit le risque de fissuration. Cependant, il s'agit ici d'une sollicitation par poinçonnement ce qui est éloigné de la sollicitation réelle d'une argile en couverture d'un centre de stockage.

La contrainte à l'initiation de la fissure diminue lorsque la teneur en eau augmente (voir Figure 156). L'influence de l'énergie de compactage sur les caractéristiques à l'initiation de la fissure (enfoncement du piston et contrainte) n'est pas claire (voir Figure 155 et Figure 156).

Suivi de la fissuration par rayons X

Afin d'étudier plus précisément l'initiation et l'apparition de la fissure au cours des essais de poinçonnement non confinés, un protocole de suivi de la fissuration par tomographie au rayon X a été mis au point dans le cadre d'une collaboration avec l'université de Kumamoto (Mukunoki et al., 2007). Le principe de la tomographie aux rayons X repose sur la visualisation des différences de densité au sein d'une éprouvette et permet ainsi de mettre en évidence la présence de fissures (zones de faible densité). Les éprouvettes sont scannées à différentes profondeurs et / ou pour des sollicitations croissantes. Sur les coupes d'éprouvettes, les taches sombres représentent les zones de densité les plus faibles (en particulier les vides correspondant aux fissures), les zones claires, les zones de densité les plus fortes.

Les essais de poinçonnement non confiné sont réalisés au Japon sur la même argile de l'Aptien, à différentes teneurs en eau de compactage et selon un protocole identique à celui suivi pour les essais présentés ci-dessus. Un scanning de l'éprouvette est réalisé permettant d'obtenir une coupe de l'éprouvette à différentes profondeurs pour un même enfoncement du piston (ici 0 mm et 13 mm, voir Figure 157) et pour deux teneurs en eau.

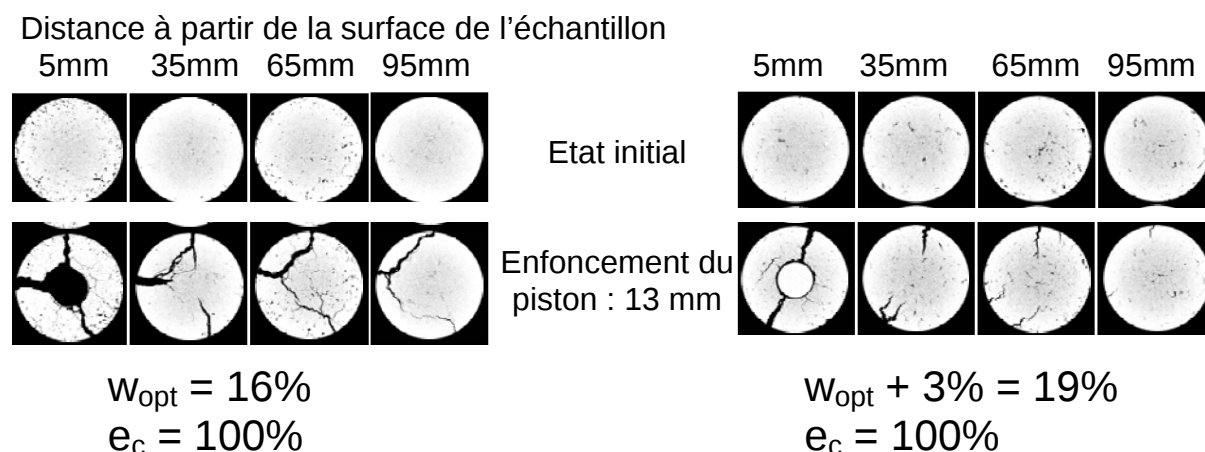


Figure 157. Visualisation par rayons X de la fissuration lors des essais de poinçonnement non confiné (enfoncement du piston = 13mm)

Le réseau de fissures apparaît plus dense pour la teneur en eau optimale que pour des conditions plus humides (à $e_c = 100\%$) (voir Figure 157). Les fissures pour une teneur en eau optimale se développent selon trois directions. Lorsque la teneur en eau augmente, les fissures se développent uniquement selon deux directions. De plus, pour une teneur en eau w_{opt} , pour un déplacement du piston de 13 mm, les trois fissures sont connectées au moins jusqu'à une profondeur de 95 mm, l'éprouvette est très nettement endommagée. Pour $w_{opt} + 3\%$, les fissures sont quasi inexistantes à une profondeur de 95 mm (voir Figure 157). La Figure 151 montre que lorsque la teneur en eau passe de 16% à 19%, la force appliquée pour un enfoncement du piston de 13 mm est divisée par 2.5. Un enfoncement du piston de 13 mm correspond à une valeur nettement supérieure au déplacement à l'initiation de la fissure (voir Figure 155) ce qui est compatible avec les observations faites Figure 157.

Ainsi, cette visualisation des fissures à l'intérieur des éprouvettes tend à montrer que l'augmentation de la teneur en eau limite la fissuration de l'éprouvette. Ceci peut être corrélé avec les courbes de la Figure 151 qui montrent une faible diminution de la force appliquée par le piston même après initiation de la fissure pour de fortes teneurs en eau. Pour de faibles teneurs en eau, la diminution de la force appliquée est rapide après fissuration (comportement fragile), ce qui est compatible avec une éprouvette nettement plus endommagée.

Cet essai est un essai de traction indirecte. Il ne permet pas d'obtenir directement la déformation en extension admissible, c'est à dire ne donnant pas lieu à de la fissuration, mais ce test permet de montrer une influence des caractéristiques de mise en œuvre du matériau (notamment compactage et teneur en eau) sur la valeur de l'enfoncement maximal sans fissuration. L'intérêt de l'essai de traction indirecte par poinçonnement devra être confirmé par des corrélations avec l'essai de flexion. Il s'agit d'un essai simple, comme l'essai de fendage. S'il permet des corrélations dans le même ordre que l'essai de flexion pour l'influence des paramètres physiques sur l'aptitude à l'extension sans fissuration, cet essai pourra être retenu.

IV.2.3 Conclusions

Les différents essais de traction indirecte réalisés (fendage et poinçonnement non confinés) mettent en évidence, tout comme les essais de compression simple, un changement de comportement de l'argile avec la teneur en eau : Pour des teneurs en eau faibles, l'argile présente un comportement fragile, la rupture est brutale, les caractéristiques en résistance de l'argile diminuent rapidement dès l'apparition de la fissure. Lorsque la teneur en eau

augmente, l'argile devient plastique. L'argile continue à reprendre une certaine charge malgré l'amorce de la fissure. La rupture est moins brutale (voir Figure 143 et Figure 151). En déformation, aucune tendance concernant l'évolution des caractéristiques à l'initiation de la fissure en fonction de la teneur en eau n'est mise en évidence. Ainsi, l'essai de fendage n'apparaît pas adapté à l'étude de la déformabilité de l'argile. Cet essai sera cependant utilisé pour la caractérisation de la rupture en traction pour la modélisation numérique. L'étude de l'initialisation de la fissure lors des essais de poinçonnement non confinés tend à montrer que la mise en œuvre de l'argile à des teneurs en eau proches de l'optimum permet de retarder la fissuration.

IV.3 Essais de flexion en laboratoire

La prise en compte des éventuels tassements différentiels au sein du massif de déchets sous-jacents passe par une étude de la rigidité et de la déformabilité de l'argile en fonction des conditions de mise en œuvre (teneur en eau et poids volumique ou énergie de compactage).

L'argile soumise au tassement différentiel des déchets sous-jacents est soumise à de la flexion, d'où l'idée de réaliser des essais de flexion puisqu'il s'agit des essais de laboratoire se rapprochant le plus des sollicitations réelles de l'argile en couverture.

Dans un premier temps, la présentation des essais se fait uniquement en force et en déplacement afin de ne poser aucune hypothèse sur le comportement de l'argile. Afin de comparer les résultats des différents essais de traction indirecte de laboratoire, les contraintes de traction lors des essais de flexion sont déterminées par la méthode de la flexion élastique (voir [eq.38.]). Certaines déformations sont calculées par analyse photo. Compte tenu des sollicitations attendues au sein de la couverture, notamment en cas de tassement des déchets sous-jacents, une attention particulière est portée sur les caractéristiques de l'argile en termes de déformabilité. Ainsi, dans le cadre de la réalisation des essais de flexion de laboratoire, une étude est menée, comme dans les essais précédents, sur les conditions d'apparition de la fissure : flèche admissible, déformation horizontale de la fibre tendue correspondante et ceci en fonction des conditions de mise en œuvre de l'argile (teneur en eau et énergie de compactage).

Par convention, pour l'étude du comportement de l'argile soumise à de la flexion, les contraintes ou forces de traction seront comptées négativement tandis que les contraintes et forces de compression seront comptées positivement. Une déformation positive représente un allongement, une déformation négative un raccourcissement.

IV.3.1 Protocole expérimental

Préparation des briques d'argile

L'argile est préparée et mise à la teneur en eau désirée. Elle est ensuite placée dans des sacs hermétiques et stockée pendant au moins 48h dans une salle à température constante (20°C) afin de permettre son homogénéisation.

L'argile est passée au tamis 5 mm juste avant la confection des briques, ceci afin d'améliorer l'homogénéité des briques et afin de se rapprocher au maximum de l'aspect de l'argile mise en œuvre et compactée en couverture (diminution de la taille des macropores). Dans le cas où l'argile est compactée à des teneurs en eau fortes ($w > 18\%$), le tamisage s'avère inutile car les agrégats à cette teneur en eau sont très facilement détruits lors du compactage des briques d'argile. Dans le cas où l'argile présente des teneurs en eau inférieures à 18%, les mottes sont trop dures et ne sont pas détruites lors du compactage. Sans passage préalable au tamis, les briques présentent une structure avec de très nombreux macropores, ce qui n'est pas du tout représentatif de la structure de l'argile in situ résultant d'un compactage avec un compacteur type pied de mouton.

La teneur en eau w du matériau étant connue, les courbes Proctor obtenues lors d'essais précédents (voir Figure 93) sont utilisées afin de déterminer le poids volumique sec γ_d à atteindre en fonction de l'énergie de compactage équivalente e_c appliquée. Afin de garantir une bonne homogénéité des briques, le compactage statique est réalisé avec un effet double piston (compactage par la partie inférieure et la partie supérieure de la brique). La masse de matériau à introduire dans le moule et à compacter est définie connaissant le volume final de la brique (dimensions des briques : $L = 400$ mm, $a = h = 100$ mm) et la teneur en eau. Il s'agit de dimensions standards conformes à la norme NF EN 12390-5. Les briques sont compactées statiquement. Lorsque le compactage de la brique est terminé, celle-ci est démoulée, pesée et mesurée afin de vérifier le poids volumique humide de la brique.

Déroulement des essais

Les essais réalisés en laboratoire sont des essais de flexion 4 points (voir Figure 49). La brique est sollicitée perpendiculairement à la direction du compactage afin de s'affranchir partiellement d'un éventuel gradient de densité (pas de gradient de densité visible à l'œil nu) (voir Figure 158). En effet, la brique positionnée ainsi, l'éventuel gradient de densité agirait alors de manière dissymétrique entre avant et arrière de la brique ce qui paraît présenter une influence moindre sur le comportement de la brique soumise à la flexion.

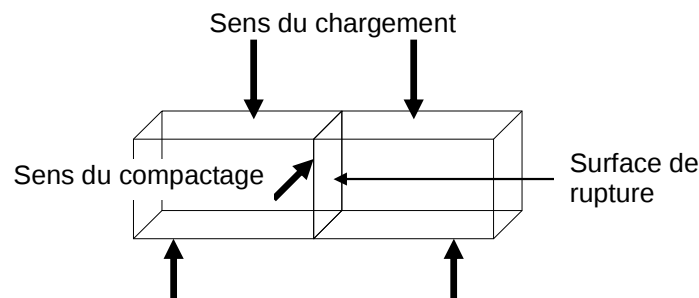


Figure 158. Essai de flexion : surface de rupture

La brique est positionnée sur deux rouleaux inférieurs espacés de $l_2 = 300$ mm (voir Figure 159). Les deux rouleaux supérieurs d'application de la charge sont espacés de $l_1 = 100$ mm.

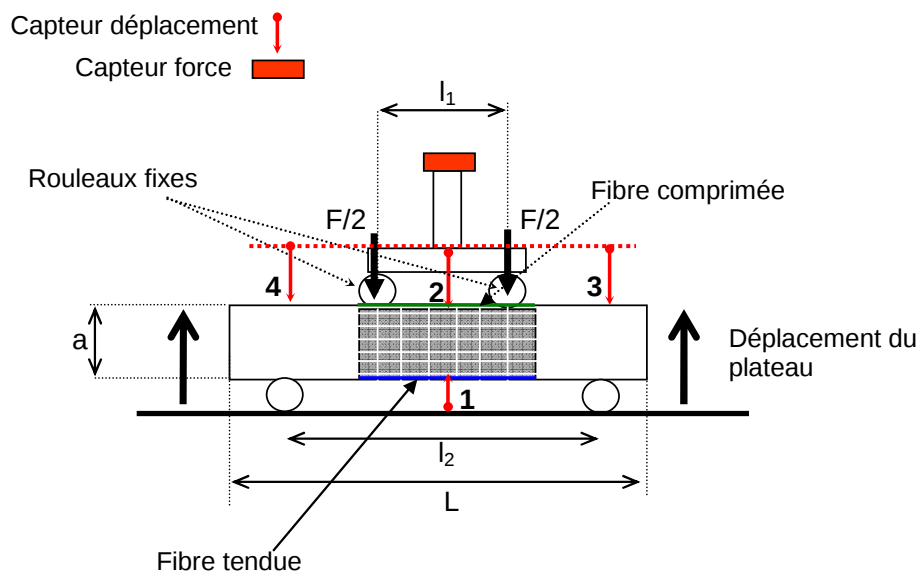


Figure 159. Schéma des essais de flexion : instrumentation

Lors de cet essai, la fibre supérieure est sollicitée en compression tandis que la fibre inférieure est sollicitée en traction (voir Figure 160).

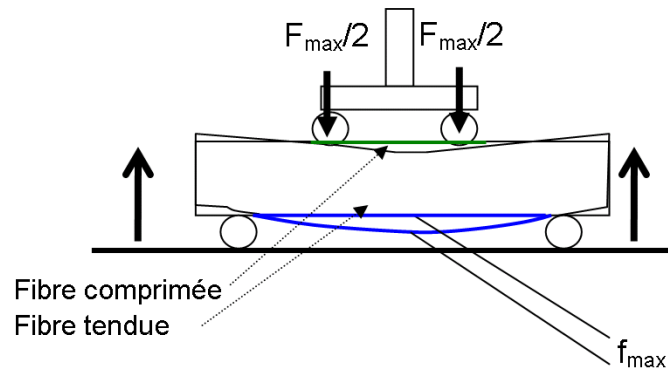


Figure 160. Essais de flexion : flèche

La zone centrale située entre les rouleaux supérieurs espacés de $l_1 = 100$ mm est peinte en noir et quadrillée avec des marqueurs blancs (têtes d'épingle). Un suivi par photos est réalisé tout au long de l'essai en se concentrant sur cette zone (voir Figure 161).

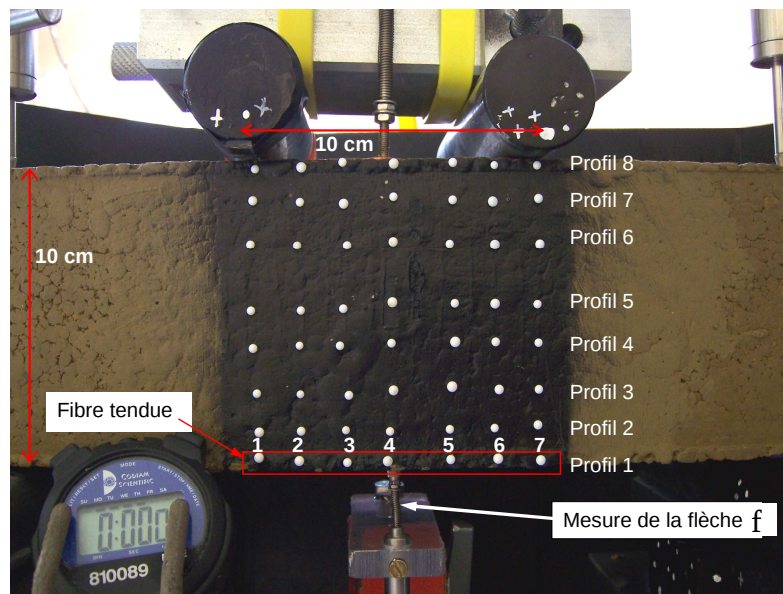


Figure 161. Essais de flexion en laboratoire : le suivi des déplacements

4 capteurs de déplacement et un capteur de force sont mis en place (voir Figure 159).

Capteurs de déplacement :

- au centre en dessous de la brique, dans l'alignement du capteur supérieur, positionné sur le plateau en mouvement, mesure la flèche inférieure, au niveau de la zone en traction (capteur 1).
- au centre de l'éprouvette (entre les deux rouleaux supérieurs), mesure la flèche au niveau de la zone comprimée (capteur 2)
- deux au droit des deux rouleaux inférieurs, mesurent une éventuelle modification de la section de l'éprouvette (capteurs 3 et 4)

Le capteur 1 est solidaire des rouleaux inférieurs. Les capteurs 2, 3 et 4 sont fixes par rapport aux rouleaux supérieurs.

Dans ce qui suit, on s'intéresse principalement à la flèche inférieure f mesurée dans la zone en traction (voir Figure 160).

Capteur de force : au-dessus des rouleaux supérieurs, mesure de la force F totale appliquée par les deux rouleaux.

L'ensemble des capteurs est relié à un système d'acquisition. Lors de l'essai, le plateau inférieur sur lequel sont fixés les rouleaux inférieurs monte à la vitesse constante $v = 0.2$ mm/min tandis que les deux rouleaux supérieurs sont fixes. L'essai est terminé lorsqu'il y a ruine de l'éprouvette. A la fin de l'essai, trois teneurs en eau sont réalisées sur l'éprouvette afin de vérifier l'homogénéité de l'éprouvette. Des prélèvements d'éprouvettes non remaniées sont effectués par carottage afin de réaliser des essais complémentaires: compression simple, triaxiale, dessiccation.

Méthodologie d'analyse des essais

Définition des paramètres analysés

L'évolution de la flèche au niveau de la zone en traction (f) en fonction de la force appliquée (F) est enregistrée (voir Figure 162). Ces courbes ainsi que le suivi photo des essais permettent de définir (voir Figure 162):

- $F_{FI\ i}$, f_i , ε_i : la force à l'initiation de la fissure (N), la flèche (mm) et la déformation de la fibre tendue (%) correspondantes

ε_i est calculée selon la formule [eq.76.]. Il s'agit d'une valeur moyenne sur les 10 cm centraux de la brique d'argile.

- $F_{FI\ max}$, f_{max} : force maximale (N) et flèche (mm) correspondante
- $F_{FI\ el}$, f_{el} : force à la limite élastique ($F_{FI\ el}$) et flèche (f_{el}) correspondante
- J_{FI} : raideur (N / mm), pente de la partie linéaire de la courbe Force – flèche définie pour un coefficient de régression linéaire $R^2 > 0.99$.

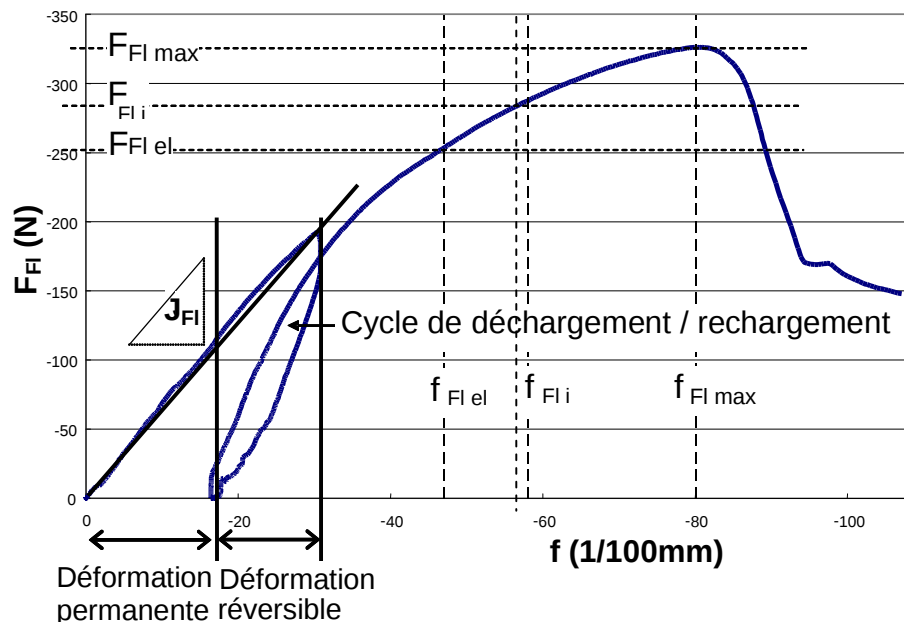


Figure 162. Paramètres définis à partir des essais de flexion ($w = 15.82\%$, $\gamma_d = 17.79 \text{ kN/m}^3$, $e_c = 110\%$)

Validation du protocole expérimental

Il s'agit tout d'abord de valider le protocole expérimental en vérifiant notamment la répétabilité de l'essai. Ainsi, des essais sont réalisés sur des briques présentant des caractéristiques initiales identiques (même couple (w , γ_d)) (voir Figure 163). La dispersion des résultats sur les différents paramètres mesurés est présentée Tableau 50 (valeurs d'erreurs relatives calculées sur 3 séries de 2 essais réalisés sur des briques présentant des caractéristiques initiales (w , γ_d) très proches).

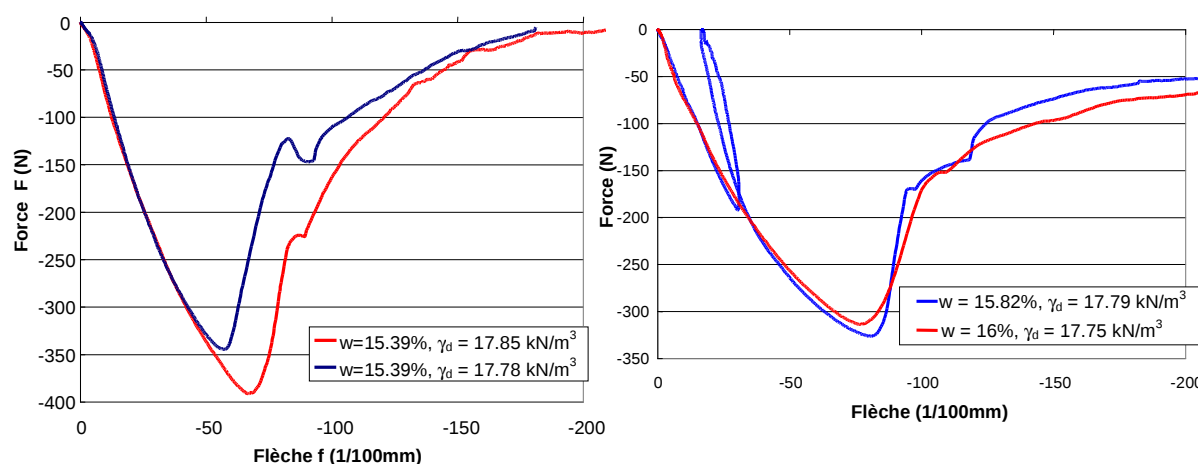


Figure 163. Essais de flexion : Répétabilité des essais

	Dispersion (%)
Force maximale $F_{\max}$	11.2%
Flèche maximale $f_{\max}$	11.7%
Pente de la courbe force – flèche J_{FI}	10.6%
Force à l'apparition de la fissure F_i	12.4%
Flèche à l'apparition de la fissure f_i	19%

Tableau 50. Essais de flexion : Répétabilité des essais, dispersion des mesures

Il s'agit ensuite de valider la méthodologie de fabrication des briques et notamment de s'assurer de leur homogénéité en termes de teneur en eau. Au moins trois mesures de teneurs en eau sont réalisées pour chacune des briques testées juste après la réalisation de l'essai. Une dispersion moyenne de $\pm 0.12\%$ et une dispersion maximale de $\pm 0.4\%$ est obtenu pour l'ensemble des mesures de teneurs en eau, ce qui est tout à fait acceptable.

La dispersion des différentes mesures effectuées est suffisamment faible pour valider le protocole expérimental. Les caractéristiques à l'initiation de la fissure (force F_i et flèche f_i) sont plus subjectives, puisqu'elles dépendent de l'appréciation de l'opérateur. Il en résulte une dispersion plus forte (voir Tableau 50).

Analyse photo

Principe de base

L'analyse des photos, réalisée avec le logiciel « Image J », consiste en la détermination de la position des marqueurs par rapport à un point fixe à différents stades de l'essai. La détermination de la position du centre de chaque marqueur repose sur l'analyse du « poids » de chaque pixel (calcul de la position du centre de « gravité » de chaque marqueur avec

blanc = 0, noir = 255). Ainsi, afin d'améliorer la précision des mesures, il est nécessaire d'optimiser ce contraste d'où l'idée de peindre en noir les briques dans la zone centrale (voir Figure 165).

Précision des mesures

Une étude sur la précision des mesures obtenues par cette analyse photo est réalisée. Plusieurs séries de n photos identiques, en condition statique, sont analysées afin de s'assurer de la stabilité des mesures. Le positionnement absolu des marqueurs sur chaque photo ainsi que les distances entre les différents marqueurs (positionnement relatif des marqueurs) sont déterminés. Les résultats obtenus lors du calcul de distance entre différents marqueurs présentent une précision de 0.04 %. La détermination de la position absolue du marqueur sur la photo est définie avec une précision de 0.13 mm. Pour l'analyse des essais, les distances entre chaque marqueur pour différents déplacements du plateau de la presse sont calculées. L'erreur de mesure par analyse photo pour la détermination des distances est suffisamment faible pour valider ce protocole d'analyse.

Mesure de la déformation de la fibre tendue

Le champ de déplacement à la surface de la brique dans la zone centrale est déterminé. La déformation de la fibre tendue (ligne inférieure de marqueurs, profil 1 voir Figure 161) notamment lors de l'apparition de la fissure est quantifiée. La distance initiale l_0 entre deux marqueurs A et B consécutifs de cette ligne est déterminée ($l_{0(AB)}$) $= \sqrt{(x_A - x_B)^2 + (y_A - y_B)^2}$. La longueur totale L_0 de la fibre tendue est calculée ($\sum l_0$) sur la partie centrale de la brique (zone peinte en noir, $L_0 \approx 100$ mm). Ce même calcul est réalisé au moment de l'apparition de la fissure. La longueur de la fibre tendue lors de l'apparition de la fissure L_i permet de définir la déformation « globale » de la fibre tendue lors de l'initiation de la fissure :

$$\text{[eq.76.]} \quad \varepsilon_i = (L_i - L_0)/L_0 \text{ avec } L_i = \sum l_i.$$

La déformation dite « locale » entre deux marqueurs consécutifs est définie par :

$$\text{[eq.77.]} \quad \varepsilon^L = (l_{(AB)} - l_{0(AB)})/l_{0(AB)}$$

A noter que des différences importantes avec les résultats de la littérature sur la déformation correspondant à la fissuration vont apparaître en raison de la zone utilisée pour calculer la déformation.

La Figure 164 présente le résultat du calcul de la déformation de la fibre tendue obtenu en utilisant 4 méthodes différentes de détermination :

- ε^L : déterminée sur une distance de 15 mm, les valeurs présentées sur la Figure 164 correspondent à la déformation déterminée à partir de l'analyse photo entre les deux marqueurs de la fibre tendue (profil 1) où s'initialise la fissure ;
- ε « globale » : déterminée sur les 10 cm centraux de la brique, à partir de l'analyse photo du profil 1
- ε arc de cercle : déterminée sur la distance $l_2 = 300$ mm, à partir de la mesure de la flèche f et en considérant une déformée en arc de cercle (voir [eq.5.] et Figure 9)
- ε triangulaire : déterminée sur la distance $l_2 = 300$ mm, à partir de la mesure de la flèche f et en considérant une déformée triangulaire (voir [eq.1.])

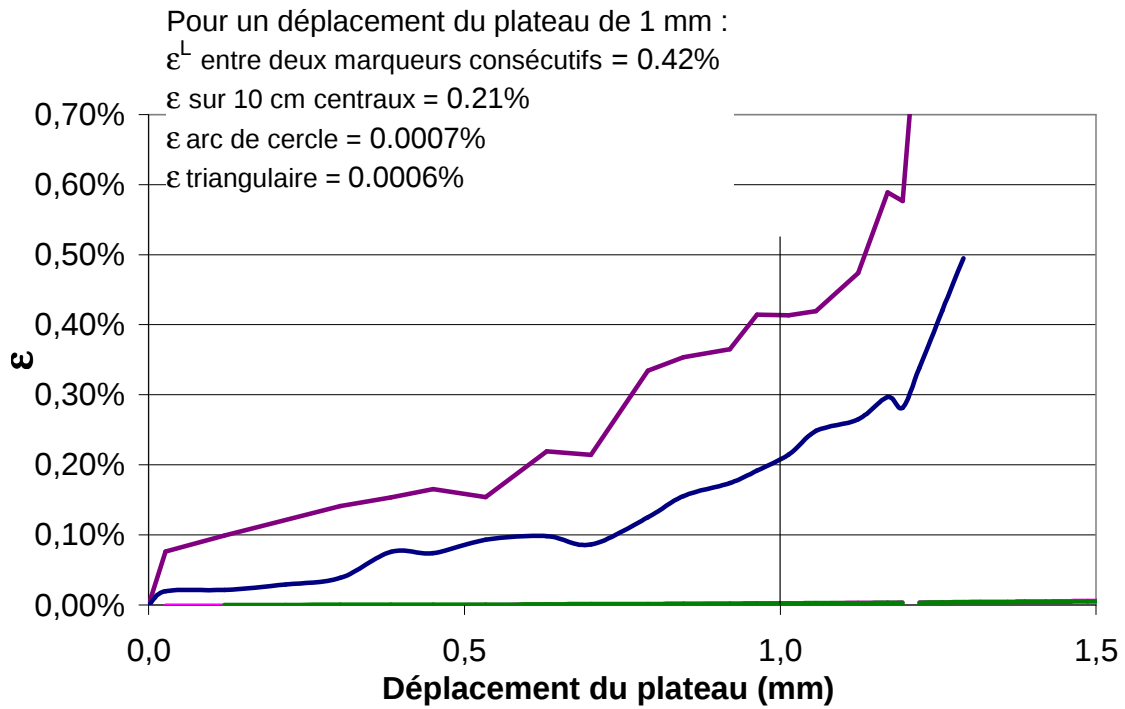


Figure 164. Comparaison des différents modes de calcul de la déformation de la fibre tendue

Les déformations calculées sont d'autant plus faibles que la zone de calcul est étendue autour de la zone d'amorce de la fissure.

Suivi d'un essai : initiation et propagation de la fissure

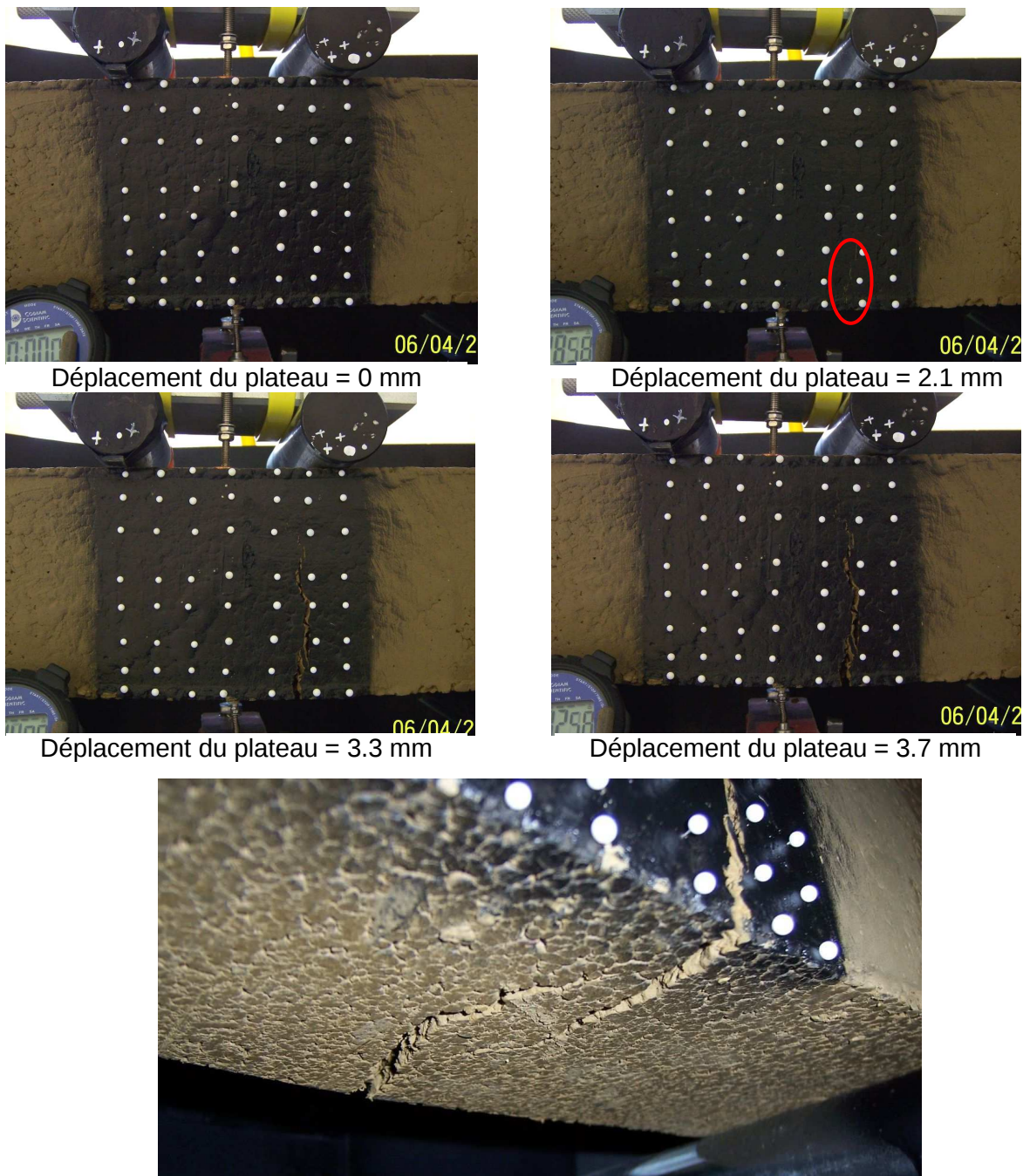


Figure 165. Essais de flexion : initiation et propagation de la fissure ($w = 15.39\%$, $\gamma_0 = 17.85 \text{ kN/m}^3$)

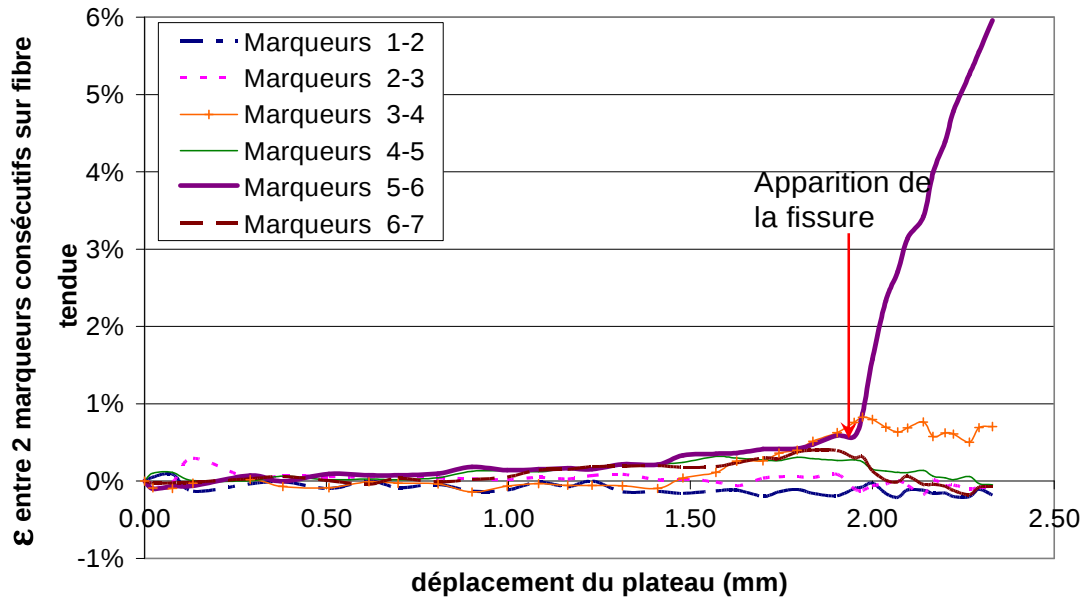


Figure 166. Etude des allongements relatifs entre chaque marqueur du profil 1 (fibre la plus tendue) (voir Figure 161) Mise en évidence de l'apparition de la fissure ($w = 15.39\%$, $\gamma_d = 17.85 \text{ kN/m}^3$)

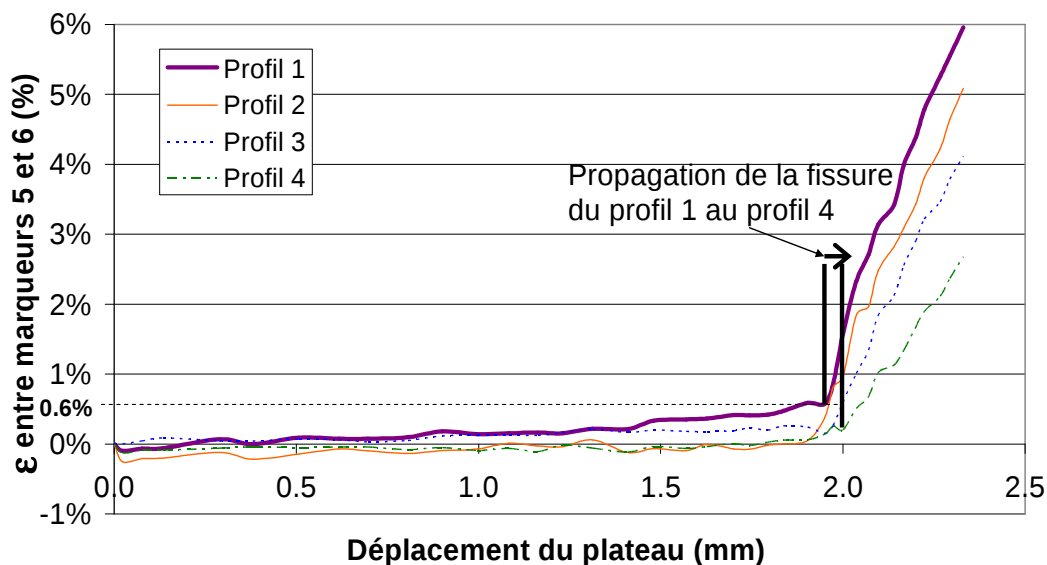


Figure 167. Allongement entre les marqueurs 5 et 6 (lieu de l'initiation de la fissure) pour les profils 1, 2, 3 et 4 (voir Figure 161) ($w = 15.39\%$, $\gamma_d = 17.85 \text{ kN/m}^3$)

L'analyse des photos des essais de flexion permet une localisation (temps et espace) de l'initiation de la fissure et de sa propagation. La Figure 166 met en évidence une initiation de la fissure à la base de la poutre entre les marqueurs 5 et 6, donc légèrement désaxée par rapport à l'axe de symétrie de la brique. La Figure 167 permet de visualiser la propagation de la fissure vers le haut de la brique (profils 2 et suivants). Les résultats présentés ci-dessus concernent un essai de flexion réalisé sur une brique de caractéristiques initiales $w = 15.39\%$ et $\gamma_d = 17.85 \text{ kN/m}^3$, $e_c = 140\%$ (voir Figure 165). L'analyse des déformations locales (entre deux marqueurs consécutifs, espacés d'environ 15 mm) montrent que l'initiation de la fissure se produit pour une déformation en extension locale de 0.6% au niveau du profil 1 (voir Figure 166 et Figure 167).

IV.3.2 Résultats expérimentaux

Observations générales

IV.3.2.1.1 Données des capteurs

Déplacement

Figure 169 sont présentés les déplacements selon l'axe Z (voir Figure 168) enregistrés par les quatre capteurs (voir Figure 159) lors d'un essai de flexion. L'axe Z est défini vertical vers le bas et les rouleaux inférieurs sont fixes dans ce repère et tels que $Z = 0$ (voir Figure 168).

Jusqu'à la fissuration, les deux capteurs (3 et 4) situés à l'aplomb des rouleaux inférieurs enregistrent un déplacement très faible vers le bas ce qui signifie que ces points se déplacent légèrement moins que les rouleaux inférieurs. Après la fissuration, ces points se déplacent très légèrement vers la haut ce qui témoigne probablement d'une certaine rotation suite à la fissuration. Les déplacements très faibles mesurés au niveau des capteurs 3 et 4 montrent qu'il n'y a pas de modification significative de la section de l'éprouvette dans cette zone. La dispersion des mesures des capteurs 3 et 4 est très faible pour les différents essais réalisés.

Le capteur central supérieur a pour objectif de mesurer la flèche au niveau de la fibre la plus comprimée. Jusqu'à l'initiation de la fissure, le point 2 se déplace moins vite que les rouleaux supérieurs, ce qui témoigne d'une « montée » du point 2. A l'apparition de la fissure, le point 2 se déplace plus vite que les rouleaux. Dans l'exemple proposé Figure 169, pour un déplacement du plateau supérieur à 2 mm, le déplacement du point 2 devient supérieur à celui des rouleaux supérieurs ce qui témoigne d'une flexion dans la zone comprimée.

La mesure du capteur 1 (inférieur central) représente la flèche f au niveau de la fibre la plus tendue (voir Figure 169). La flèche est légèrement plus faible que le déplacement des rouleaux supérieurs. Par la suite, on s'intéressera donc principalement aux données du capteur inférieur central (f : flèche de la fibre la plus tendue).

Les données du capteur 2 mises en relation avec celles du capteur 1 montrent que la section de la brique dans la partie centrale a tendance à diminuer.

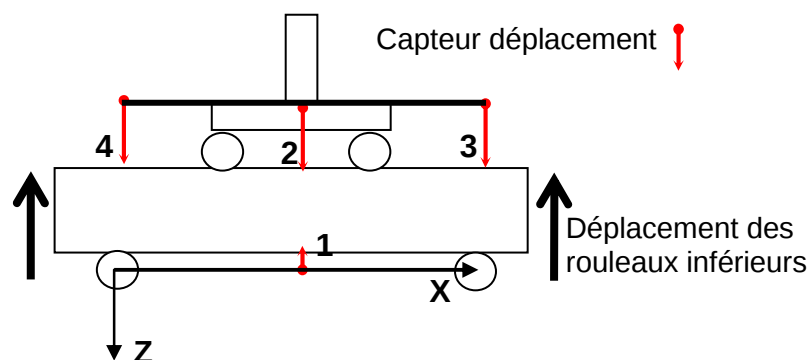


Figure 168. Mesures des déplacements selon Z

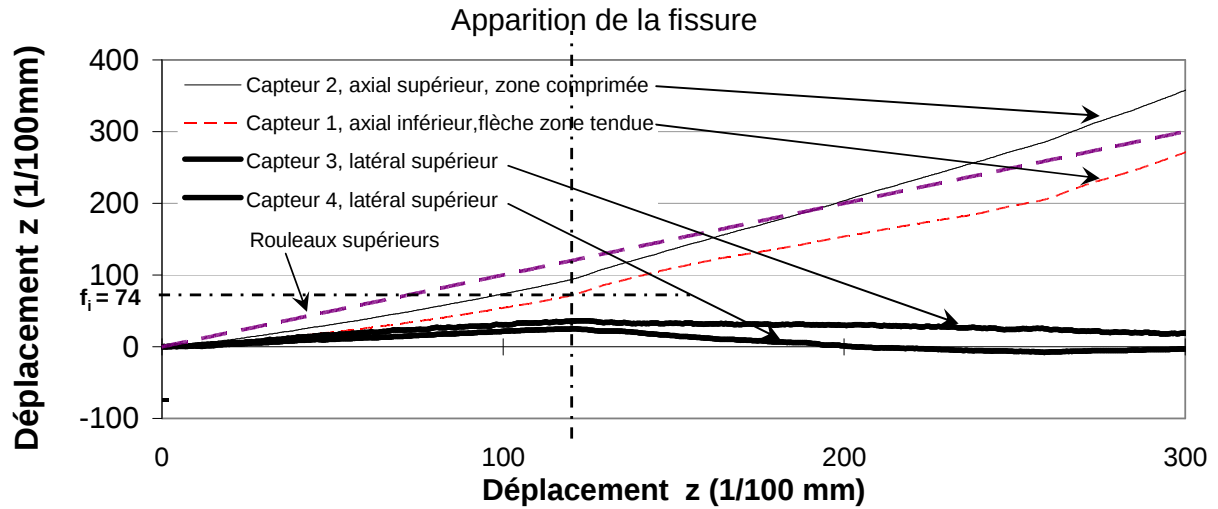


Figure 169. Mesures de déplacement réalisées lors de l'essai de flexion ($w = 15.39\%$, $\gamma_d = 17.85 \text{ kN/m}^3$, $e_c = 140\%$)

Force

Pour tous les essais, la valeur absolue de la force $|F|$ appliquée sur l'éprouvette augmente avec le déplacement du plateau selon une pente qui varie peu pour les différents essais, passe par un maximum puis diminue plus ou moins rapidement selon les essais (voir Figure 170).

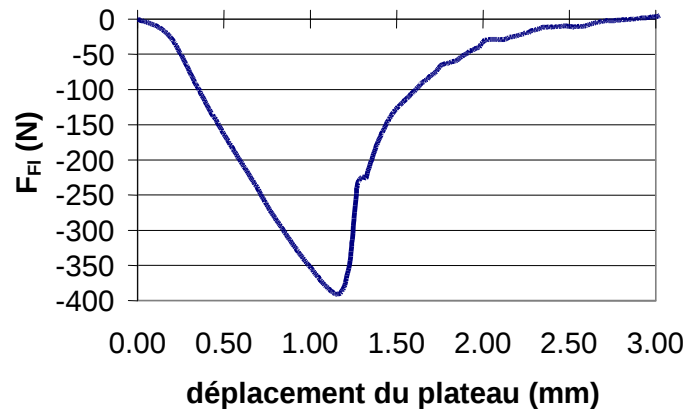


Figure 170. Essai de flexion : Courbe Force /déplacement du plateau ($w = 15.39\%$, $\gamma_d = 17.85 \text{ kN/m}^3$, $e_c = 140\%$)

IV.3.2.1.2 Fissuration

Dans tous les cas, la fissuration s'initie au niveau de la partie basse de la brique (zone tendue) aléatoirement dans la partie centrale entre les rouleaux supérieurs (voir Figure 165). Ceci est tout à fait compatible avec le fait que les moments soient constants dans la partie centrale de la brique située entre les deux appuis supérieurs (voir Figure 50). Lorsque la sollicitation (déplacement du plateau de la presse) est poursuivie, la fissuration se propage relativement verticalement (voir Figure 165).

IV.3.2.1.3 Cycle chargement / déchargement

Pour certains essais, un cycle de déchargement rechargement est réalisé avant l'initialisation de la fissure (voir Figure 162). Une zone de déformation élastique est mise en évidence. Toutefois, lors du déchargement, une part des déformations est rémanente. Il y a donc à la fois des déformations élastiques réversibles et des déformations plastiques irréversibles.

Comportement en flexion en fonction du compactage de l'argile

Afin d'étudier le comportement en flexion de l'argile en fonction des conditions de compactage, les essais sont réalisés sur des briques compactées statiquement à différentes teneurs en eau et différentes énergies de compactage. L'énergie de compactage statique n'étant pas mesurée, une énergie équivalente e_c est déterminée comme précédemment en positionnant les caractéristiques (w , γ_d) sur les courbes Proctor (voir Figure 93) déterminées auparavant. Les contraintes à la limite élastique $\sigma_{t\,Fl\,el}$, à la fissuration $\sigma_{t\,Fl\,i}$ et maximale $\sigma_{t\,Fl\,max}$ (résistance en flexion) sont calculées par la méthode élastique, à partir de l'équation [eq.38.] présentée au chapitre 2 qui est rappelée ci-dessous :

$$[\text{eq.78.}] \quad \sigma_{t\,Fl} = \frac{6M_f}{a \times h^2} = \frac{3}{2} \times F_{Fl} \times \frac{(l_2 - l_1)}{a \times h^2}$$

a , h , l_1 et l_2 étant les caractéristiques géométriques des essais (voir Figure 159), F_{Fl} la force appliquée ($F_{Fl\,el}$, $F_{Fl\,i}$, $F_{Fl\,max}$ suivant la contrainte calculée)

L'ensemble des résultats des essais de flexion est présenté Tableau 51.

w %	γ_d kN/m ³	e_c %	Limite linéaire				Apparition de la fissure				Caractéristiques max.		
			$F_{Fl\,el}$ N	σ_{el} kPa	f_{el} 0.01mm	J kN/m	$F_{Fl\,i}$ N	σ_i kPa	f_i 0.01mm	ε_i %	$F_{Fl\,max}$ N	$\sigma_{t\,Fl\,max}$ kPa	f_{max} 0.01mm
12,57%	16,65	100	-240	-72	-45						-245	-74	-51
13,96%	16,96	95	-96	-29	-12	1140	-223	-67	-51		-223	-67	-53
14,03%	16,79	90	-155	-47	-28	591	-183	-55	-49		-189	-57	-45
14,23%	17,50	120	-176	-53	-19	930	-237	-71	-71		-304	-91	-52
14,46%	17,22	100	-237	-71	-40	655	-124	-37	-56	0,34	-243	-73	-43
14,49%	17,37	110	-209	-63	-37	710	-167	-50	-28	0,04	-246	-74	-50
15,36%	16,59	<80	-102	-31			-117	-35			-117	-35	
15,39%	17,78	130	-330	-99	-50	837	-338	-101	-59	0,29	-344	-103	-56
15,39%	17,85	140	-360	-108	-56	690	-358	-107	-74	0,3	-391	-117	-67
15,55%	16,80	80	-157	-47			-152	-46			-172	-52	
15,70%	17,06	95	-144	-43			-138	-41			-169	-51	
15,82%	17,45	110	-250	-75	-47	673	-286	-86	-58	0,15	-326	-98	-80
16,00%	17,41	110	-245	-74	-47	649	-314	-94	-77	0,3	-314	-94	-76
16,20%	16,63	<80	-137	-41			-117	-35			-141	-42	
16,27%	17,12	95	-158	-47			-174	-52			-174	-52	
16,49%	17,12	95	-135	-41			-152	-46			-152	-46	
16,51%	17,43	110	-235	-71	-40	640	-339	-102	-83	0,16	-380	-114	-100
16,57%	17,54	120	-250	-75	-36	675	-320	-96	-61	0,24	-340	-102	-68
16,63%	17,56	120	-220	-66	-82	330	-163	-49	-55	0,25	-230	-69	-93
17,23%	17,72	140	-143	-43	-22	784	-311	-93	-88	0,25	-326	-98	-125
17,27%	16,76	80	-147	-44			-140	-42			-168	-50	
17,33%	16,86	80	-110	-33			-151	-45			-151	-45	
17,54%	17,42	120	-170	-51	-37	390	-343	-103	-133,5	0,39	-440	-132	-110
19,09%	17,00	110	-186	-56	-85	262	-179	-54	-79	0,19	-211	-63	-114
19,20%	17,30	140					-220		-130	0,5	-220		

Tableau 51. Tableau récapitulatif des caractéristiques et des résultats des essais de flexion

IV.3.2.1.4 Influence de la teneur en eau à même énergie de compactage

Des essais de flexion sont réalisés sur des briques compactées à même énergie et à différentes teneurs en eau (voir Figure 171). Les résultats tendent à montrer que la déformation à l'initiation de la fissure ε_i augmente lorsque la teneur en eau augmente et que la force maximale $|F_{\max}|$ présente un maximum pour une teneur en eau proche de l'optimum (voir Figure 171). Ajaz et Parry (1967) montrent que la résistance de traction en flexion diminue lorsque la teneur en eau augmente (voir § 0).

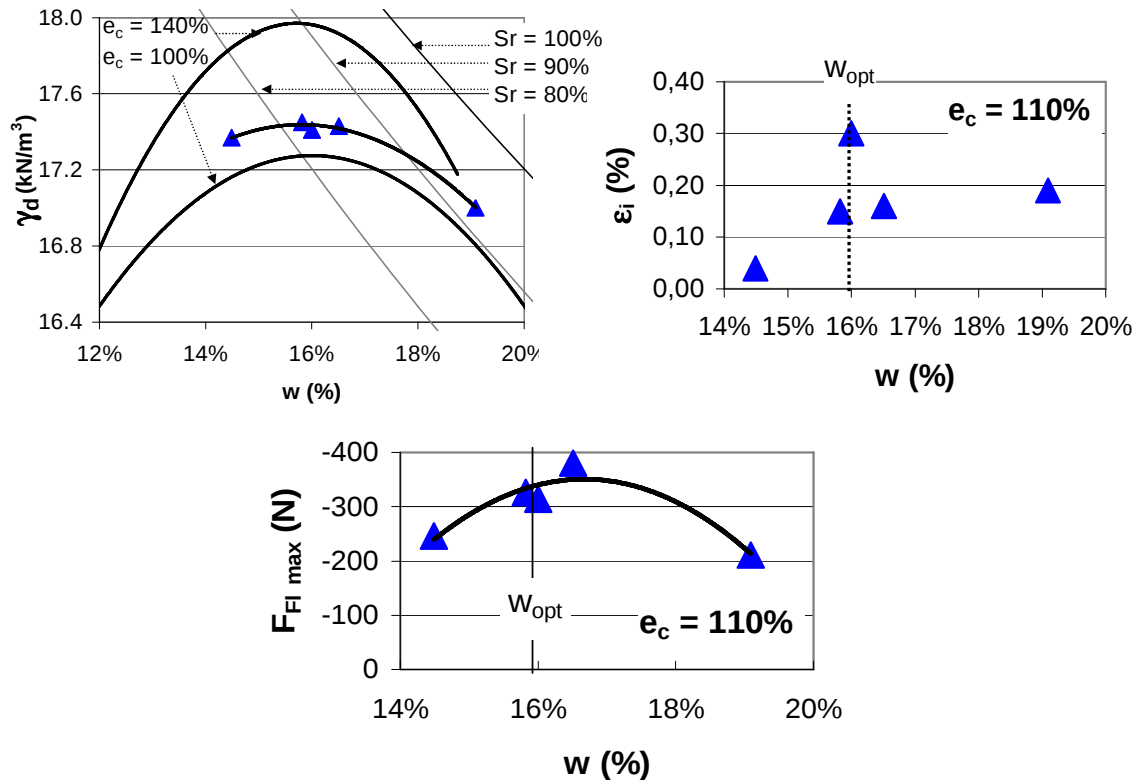


Figure 171. Evolution de la déformation à l'apparition de la fissure et de la force maximale en fonction de la teneur en eau pour $e_c = 110\%$

IV.3.2.1.5 Influence de la teneur en eau à même poids volumique

Des essais de flexion sont réalisés sur des briques présentant le même poids volumique sec ($\gamma_d = 17.42 \text{ kN/m}^3$, écart type : 0.06) mais différentes teneurs en eau. L'énergie de compactage n'est donc pas la même pour toutes les briques. Elle est comprise environ entre $e_c = 110\%$ et $e_c = 120\%$ (voir Figure 173). Les courbes force / flèche sont présentées pour ces essais (voir Figure 173). Les résultats des essais sont présentés Figure 173 et Tableau 52.

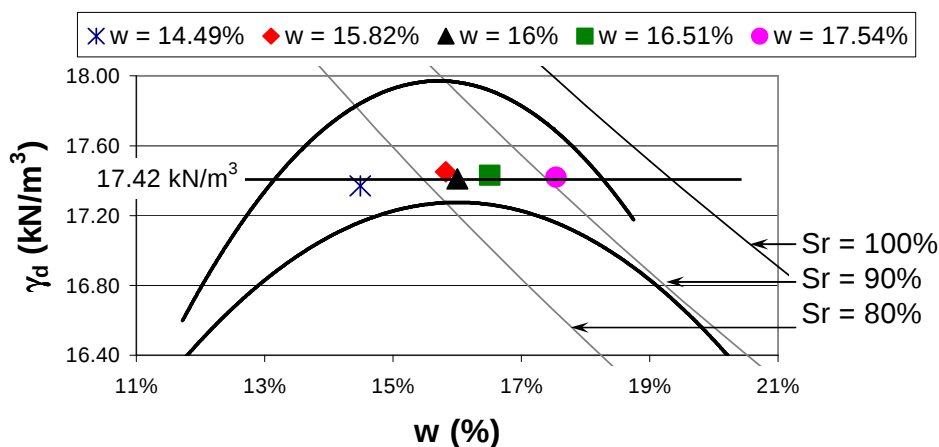


Figure 172. Caractéristiques (w , γ_d) des essais de flexion réalisés à même poids volumique sec

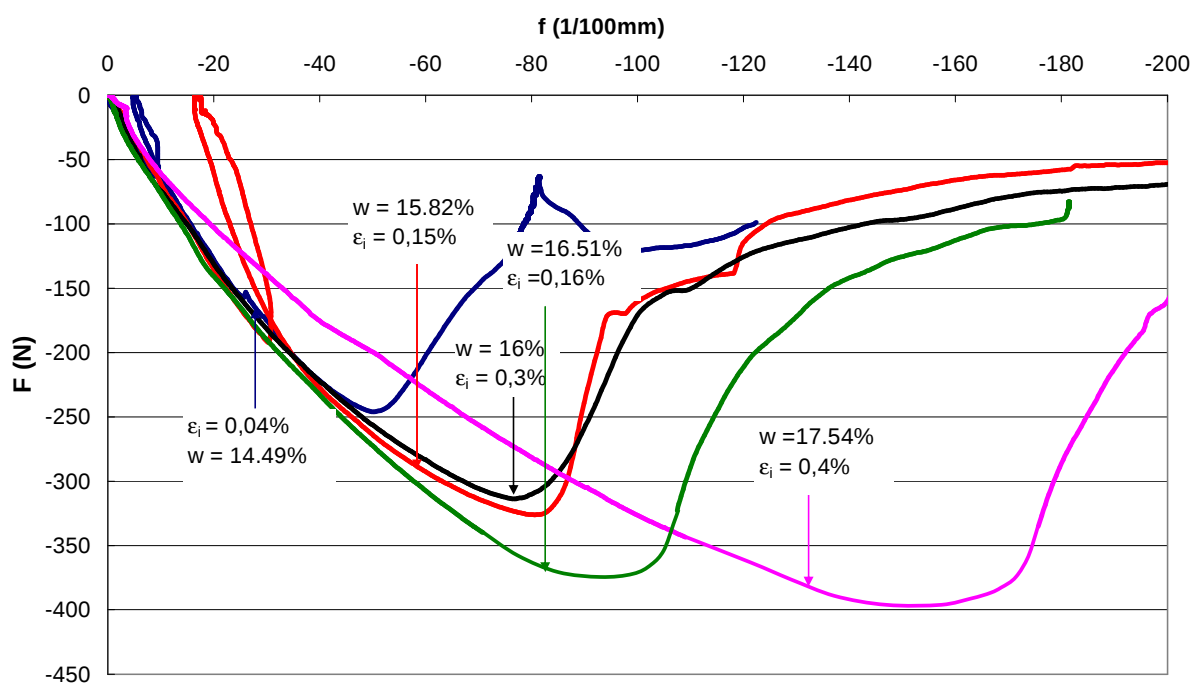


Figure 173. Courbes Force flèche pour les essais de flexion réalisés sur des briques à même γ_d

w %	γ_d kN/m ³	e_c %	J_{FI} kN.m ⁻¹	F_i N/ml	f_i mm	ϵ_i %	F_{max} N/ml
14.49	17.37	110 %	710	-1670	-0.28	0.04	-2460
15.82	17.45	110 %	673	-2860	-0.58	0.15	-3260
16	17.41	110 %	649	-3140	-0.77	0.3	-3140
16.51	17.43	110 %	640	-3390	-0.83	0.16	-3800
17.54	17.42	120 %	390	-3430	-1.34	0.39	-4400

Tableau 52. Résultats des essais de flexion réalisés sur des briques à même γ_d ($w_{opt} \approx 16\%$)

Influence sur la raideur

Il apparaît que la teneur en eau a peu d'influence sur le comportement pour de faibles sollicitations. En effet, pour 4 des 5 essais, les courbes obtenues pour des petits déplacements ($f < 0.5$ mm) sont quasi superposables. La raideur J_{FI} présente des valeurs voisines sauf pour l'essai réalisé à la teneur en eau la plus forte ($S_r = 90\%$) pour lequel la raideur est nettement diminuée. La raideur tend à diminuer lorsque la teneur en eau augmente (voir Figure 174)

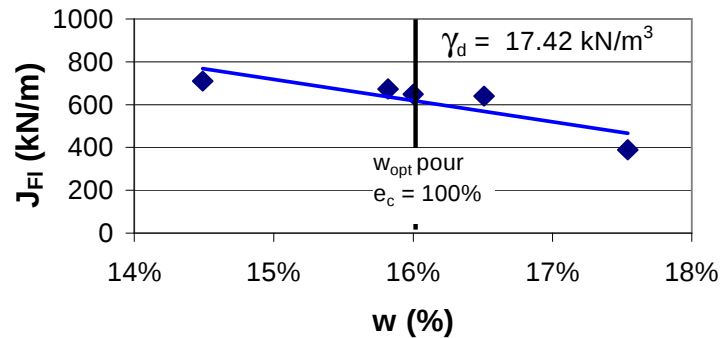


Figure 174. Evolution de la raideur en fonction de la teneur en eau

Influence sur la déformation et la flèche à la fissuration

Selon Indraratna et Lasek (1997), la flèche à l'initiation de la fissure f_i est plus importante pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum ce qui est contradictoire avec nos résultats qui tendent à montrer que la flèche à l'initiation de la fissure $|f_i|$ augmente lorsque la teneur en eau augmente, à même poids volumique sec (voir Figure 175).

Pour un même poids volumique sec, la déformation ε_i et la force à l'initiation de la fissure $|F_i|$ augmentent lorsque la teneur en eau augmente (voir Figure 176 et Figure 177).

Remarque : Les valeurs de la déformation de la fibre tendue à l'apparition de la fissure ε_i données dans le Tableau 52 proviennent de l'analyse photos (voir [eq.76.J]). Cependant, la valeur de ε_i pour l'essai $w = 16.51\%$ est étonnante compte tenu de la valeur de la flèche à l'initiation de la fissure : la valeur absolue de la flèche à l'initiation de la fissure (mesurée par capteur) est supérieure à celle de l'essai $w = 16\%$. Ainsi, il semble, sans que l'on puisse apporter une raison, que la valeur de la déformation correspondante (déterminée par analyse photo) soit sous-estimée.

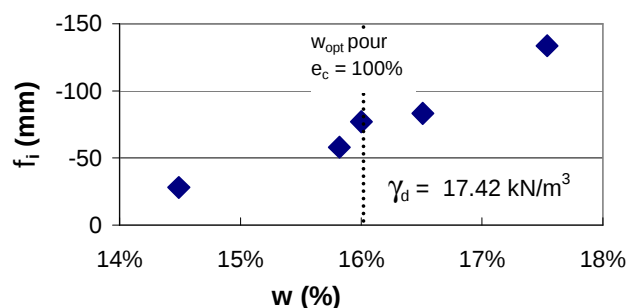


Figure 175. Evolution de la flèche à l'initiation de la fissure en fonction de la teneur en eau pour un même γ_d

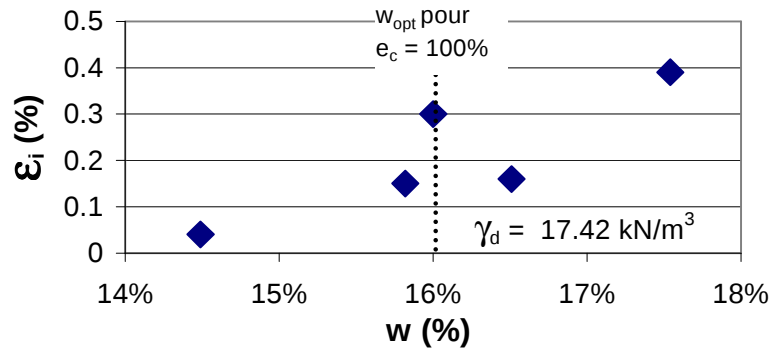


Figure 176. Evolution de la déformation de la fibre tendue à l'initiation de la fissure en fonction de la teneur en eau (à même γ_d)

Influence sur la force maximale

La charge maximale $|F_{max}|$ appliquée sur l'éprouvette augmente lorsque la teneur en eau augmente (voir Figure 177). Il faut noter que les essais sont réalisés pour des teneurs en eau de $w_{opt} - 1.5\%$ à $w_{opt} + 1.5\%$ environ. Cependant, les résultats du paragraphe précédent à énergie constante où les essais présentés Figure 171 pour des teneurs en eau supérieures semblaient montrer qu'à forte teneur en eau, $|F_{max}|$ diminue.

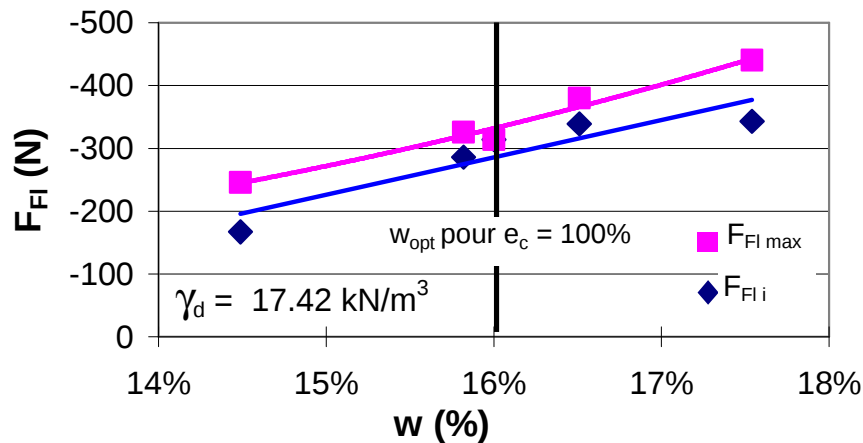


Figure 177. Essais de flexion : Evolution de la force (maximale et à la fissuration) en fonction de la teneur en eau (à même $\gamma_d = 17.42 \text{ kN/m}^3$)

IV.3.2.1.6 Influence de l'énergie de compactage

Des essais de flexion ont été réalisés sur des briques compactées à même teneur en eau et différentes énergies de compactage (voir Tableau 53).

w = 14%

w %	γ_d kN/m ³	e _c %	J _{Fl} kN.m ⁻¹	F _{Fl i} N/ml	f _i mm	ε_i %	F _{Fl max} N/ml
14.03	16.79	90	591	-1830	-0.49	0.2	-1890
13.96	16.96	95	1140	-2230	-0.51	0.2	-2230

w = 14.5%

w %	γ_d kN/m ³	e _c %	J _{Fl} kN.m ⁻¹	F _{Fl i} N/ml	f _i mm	ε_i %	F _{Fl max} N/ml
14.46	17.22	100	655	-1240	-0.56	0.34	-2430
14.49	17.37	110	710	-1670	-0.28	0.04	-2460

Tableau 53. Résultats des essais de flexion réalisés sur des briques compactées à même teneur en eau ($w < w_{opt}$) et différentes énergies

A même teneur en eau, la raideur J_{Fl} , la force à l'initiation de la fissure $|F_i|$ et la force maximale $|F_{max}|$ augmentent lorsque l'énergie de compactage e_c augmente. Il faut noter que ces observations sont réalisées pour une teneur en eau inférieure à l'optimum.

IV.3.2.1.7 Influence de la teneur en eau et du poids volumique

D'une manière plus générale, on peut regarder l'influence séparée de la teneur en eau et du poids volumique sec pour l'ensemble des essais réalisés (voir Tableau 51).

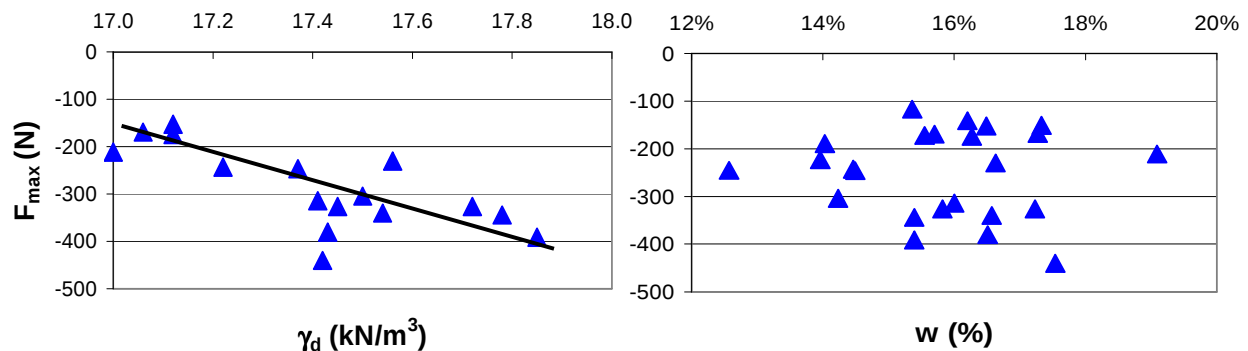


Figure 178. Essais de flexion : Evolution de la force maximale en fonction du poids volumique sec et de la teneur en eau (e_c variable)

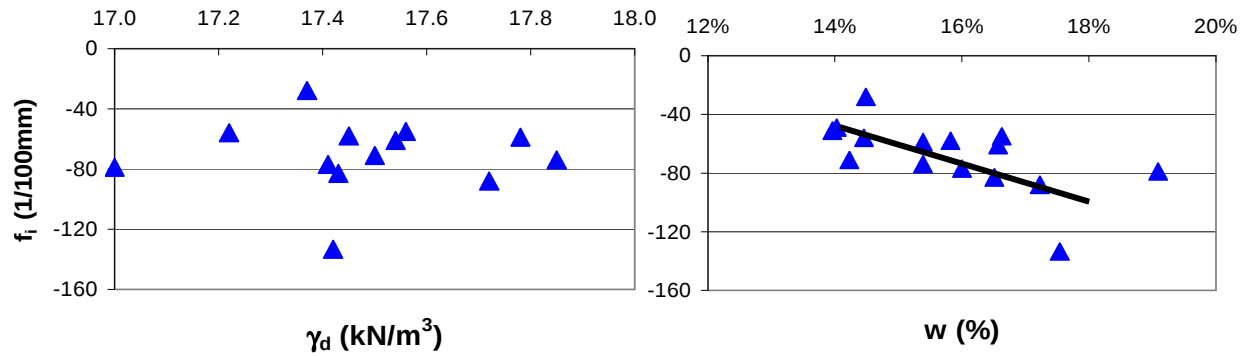


Figure 179. Essais de flexion : Evolution de la flèche à l'initiation de la fissure en fonction du poids volumique sec et de la teneur en eau (e_c variable)

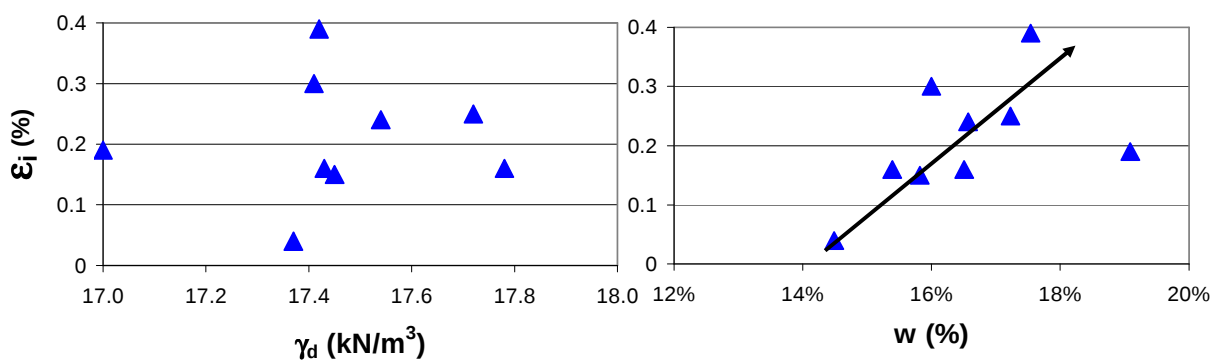


Figure 180. Essais de flexion : Evolution de la déformation à l'initiation de la fissure en fonction du poids volumique sec et de la teneur en eau (e_c variable)

La force maximale $|F_{\max}|$ augmente lorsque le poids volumique sec augmente (voir Figure 178). La flèche $|f_i|$ et la déformation de la fibre tendue ε_i à la fissuration augmentent lorsque la teneur en eau augmente (voir Figure 179 et Figure 180). Aucune relation entre la force et la teneur en eau et entre la flèche et le poids volumique sec n'est mise en évidence. Ainsi, il semble que les forces soient principalement régies par le compactage (poids volumique sec) tandis que les déformations dépendent principalement de la teneur en eau.

IV.3.3 Suivi de la fissuration par rayons X

Des essais de flexion axisymétrique ont été réalisés sur l'argile de l'Aptien à l'Université de Kumamoto afin d'étudier, par la méthode de la tomographie au rayons X (voir § 0) l'initiation et la propagation de la fissure au sein d'un éprouvette soumise à de la flexion. Les essais de flexion sont réalisés sur des éprouvettes axisymétriques (diamètre : 150 mm, épaisseur : 25 mm). Le déplacement à vitesse constante (0.5 mm/min) d'un piston cylindrique creux de diamètre 110 mm soumet l'éprouvette à de la flexion. Cet essai axisymétrique est équivalent à l'essai de flexion 4 points (2D) avec $l_2 = 110$ mm, $l_1 = 36.7$ mm et $h = 25$ mm. Un capteur de déplacement laser est mis en place sous l'éprouvette afin de mesurer la flèche f (voir Figure 181). Ce protocole expérimental permet de réaliser des essais de chargement axisymétrique, de scanner l'éprouvette à chaque palier de déformation (voir Figure 183) et d'enregistrer la déformation de surface de l'éprouvette (voir Figure 182).

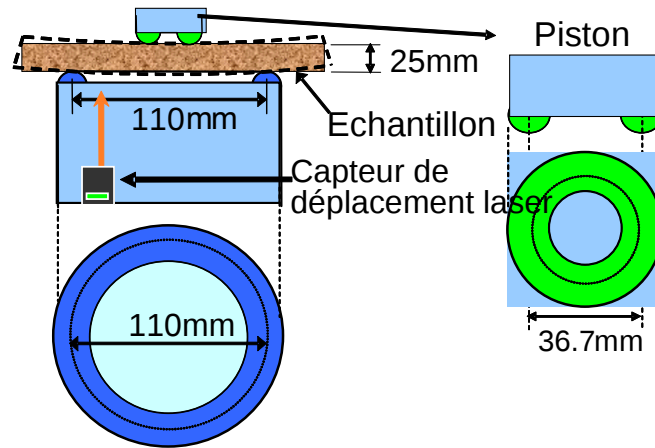


Figure 181. Essais de flexion axisymétriques (Mukunoki et al., 2008)

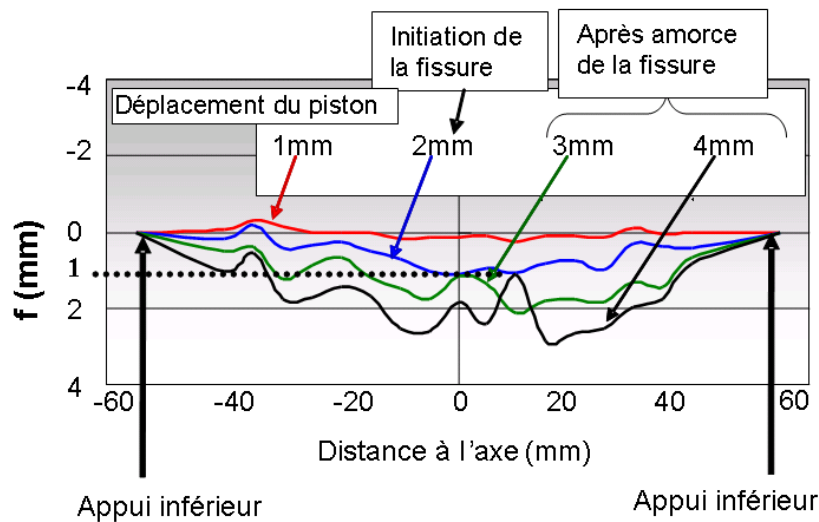


Figure 182. Profil déformé de la partie inférieure de l'éprouvette (Mukunoki et al., 2008)

Afin de scanner l'éprouvette pour différents déplacements du piston central, celle-ci doit être retirée de la cellule ce qui engendre ainsi des cycles de chargement / déchargement ce qui peut modifier le comportement de l'argile. Le protocole expérimental doit par la suite être amélioré afin d'éviter ces manipulations.

Les images obtenues au rayon X montrent qu'initialement, l'éprouvette présente une zone de plus faible densité et n'est donc pas homogène.

Les fissures sont initiées pour un déplacement du piston supérieur de 2 mm, ce qui induit une flèche à la base de l'éprouvette de $f_i = 1\text{mm}$ (voir Figure 182). En considérant une déformée en arc de cercle, il vient que la déformation de la fibre tendue à l'initiation de la fissure (calculée sur $L = l_2 = 110\text{mm}$) est $\varepsilon_i = 0.022\%$. Trois fissures axisymétriques se propagent dans la zone centrale de l'éprouvette lorsque le chargement est poursuivi (voir Figure 183). La zone présentant initialement une faible densité n'est donc pas concernée par la fissuration et il peut ainsi être considéré que celle-ci n'influe pas sur l'initiation et la propagation de fissures.

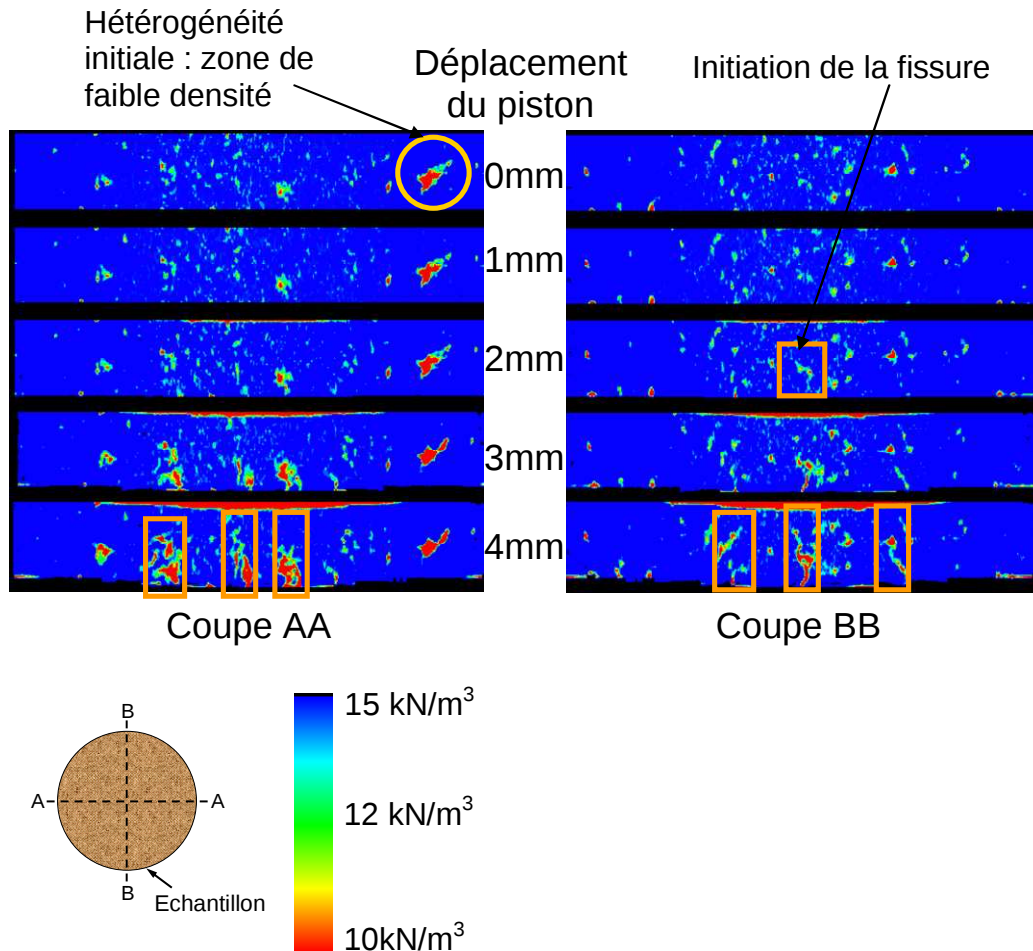


Figure 183. Essais de flexion, visualisation des fissures (Mukunoki et al., 2008)

La méthode est intéressante car elle permet de localiser les fissures, de suivre leur propagation. On remarque en particulier que les fissures sont tortueuses, ceci étant peut être dû à l'hétérogénéité de la structure.

IV.3.4 Conclusion sur les essais de flexion en laboratoire

L'essai de flexion 4 points est une source d'informations particulièrement intéressantes pour l'étude du comportement de la barrière argileuse de couverture d'un centre de stockage de déchets. En effet, cet essai de laboratoire est celui dont la sollicitation se rapproche le plus de la sollicitation réelle de la barrière argileuse soumise au tassement des déchets sous-jacents. L'essai permet d'observer à la fois la fibre tendue et la fibre comprimée d'une brique d'argile. Les essais réalisés tendent à conseiller une mise en œuvre de l'argile à de fortes teneurs en eau afin d'améliorer sa déformabilité et de limiter les risques de fissuration en cas de tassement des déchets sous-jacents. Ces essais montrent également la faible déformabilité de l'argile. Pour les gammes de teneurs en eau ($14.5\% \leq w \leq 19.2\%$) et d'énergies de compactage testées ($110\% \leq e_c \leq 140\%$) la déformation en extension à l'initiation de la fissure ε_i varie de 0.04% à 0.5%.

Cependant, on retiendra que in situ, la barrière argileuse est confinée (présence de couches de sols sus et sous-jacentes). De ce fait, la déformation à l'apparition de la fissure mesurée lors des essais de laboratoire sous-estime très probablement la valeur de la déformabilité sans fissuration in situ de la barrière argileuse de couverture.

L'essai de flexion en laboratoire est relativement délicat à mettre en œuvre et encore plus à analyser. Il n'est pas concevable d'effectuer de façon standard ce type d'essai dans le cadre

d'une étude de la couverture d'un centre de stockage. Nous allons donc chercher à corréler cet essai aux autres types d'essais afin de pouvoir obtenir les caractéristiques en déformation d'un sol soumis à de la flexion tout en s'affranchissant de la réalisation délicate des ces essais.

Par contre, la modélisation des essais de flexion est à priori plus simple que celle des essais de fendage et de poinçonnement. Couplée aux résultats expérimentaux, elle doit permettre un calage de la loi constitutive de l'argile. Une fois cette loi calée, les planches d'essai in situ (voir chapitre 5) pourront être également modélisées. Les résultats de cette modélisation numérique seront comparés aux résultats obtenus in situ. Dans le cas d'une bonne concordance des résultats, une étude paramétrique pourra ainsi être réalisée numériquement (influence des caractéristiques de l'argile, de la surcharge, de la dimension du tassement...)

IV.4 Corrélation entre les différents essais de laboratoire

La présentation des sollicitations de la couverture d'un centre de stockage de déchets (voir chapitre 1) montre qu'un essai de laboratoire sera adapté à l'étude du comportement de la barrière argileuse de couverture s'il permet d'appréhender son aptitude à la déformation sans fissuration. Les essais de flexion sont très performants pour définir la déformabilité d'une argile mais difficiles à mettre en œuvre. Une analyse en parallèle des différents essais est réalisée afin de tenter de corréler les essais de flexion à d'autres essais dans le but de s'affranchir dans les études futures de leur réalisation.

Pour les différents essais de traction indirecte et de flexion, l'influence des conditions de mise en œuvre a été étudiée. L'influence de la teneur en eau sur la raideur, la déformabilité et la résistance est présentée pour chacun des types d'essais réalisés (essais de fendage, de poinçonnement et de flexion, voir Tableau 54) ainsi que l'influence de l'énergie de compactage (essais de poinçonnement et de flexion, voir Tableau 55).

Ces comparaisons permettent d'aboutir à des résultats positifs puisqu'il en découle des cohérences entre les différents essais (voir Tableau 54) :

- La raideur décroît systématiquement, en particulier au-delà de l'optimum.
- En ce qui concerne la déformation correspondant à la fissuration, il s'agit de la comparaison d'essais qui est la moins conclusive.
- Pour la contrainte de traction limite, une correspondance intéressante apparaît qui mériterait des études complémentaires.

Dans tous les cas, la raideur diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. L'essai de poinçonnement montre un retard de la fissuration pour une teneur en eau proche de l'optimum. L'essai de fendage n'apparaît pas adapté à la caractérisation de la déformabilité de l'argile. Les essais réalisés mettent en évidence des évolutions de la résistance en fonction de la teneur en eau très différentes (voir Tableau 54).

L'énergie de compactage a peu d'influence sur le comportement de l'argile soumise à de la flexion. Pour les essais de poinçonnement, l'énergie de compactage n'a pas d'influence significative sur le comportement pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum (voir Tableau 55). Ces résultats tendent à montrer que la diminution de l'énergie de compactage lors de la mise en œuvre de l'argile en couverture (mise en œuvre du côté humide de l'optimum) ne diminue pas significativement la résistance. L'influence sur la déformabilité n'est pas significative pour ces gammes d'énergies de compactage ($80\% < e_c < 140\%$) et de teneurs en eau ($w_{opt}-2\% < w < w_{opt}+3\%$).

Influence de la teneur en eau	Essai de fendage	Essai de poinçonnement	Essai de flexion
sur la raideur	Pente de la partie linéaire de la courbe (force / déplacement du plateau de la presse) rapportée à un échantillon de hauteur $H=1m$ J_F (kN/ml/m) w (%) $e_c = 140\%$	Pente de la partie linéaire de la courbe (force / enfoncement du piston) J_p (kN/m) w (%) $e_c = 90\%$	Pente de la partie linéaire de la courbe (force / flèche inférieure f_i) J_{Fi} (kN/m) w (%) $e_c = 110\%$
sur le déplacement avant fissuration	Déplacement des plateaux de la presse à l'initiation de la fissure Dép plateau fissure (mm) w (%) $e_c = 140\%$	Enfoncement du piston à l'initiation de la fissure Enf piston fissure (mm) w (%) $e_c = 100\%$	Flèche inférieure à l'initiation de la fissure f_i (1/100mm) w (%) $e_c = 110\%$

Influence de la teneur en eau	Essai de fendage	Essai de poinçonnement	Essai de flexion
sur la résistance	Résistance en traction par fendage (extrapolation de la formule de détermination de la contrainte) $\sigma_{t F \max}$ (kPa) w (%) w_{opt} $e_c = 140\%$	Résistance en traction (contrainte maximale) $\sigma_{t P \max}$ (kPa) w (%) w_{opt} $e_c = 100\%$	Résistance en traction (contrainte maximale, voir chap. 2, méthode de la flexion élastique) $\sigma_{t FI \max}$ (kPa) w (%) w_{opt} $e_c = 110\%$
sur la contrainte à l'initiation de la fissure	$\sigma_{t i F}$ (kPa) w (%) w_{opt} $e_c = 140\%$	$\sigma_{t Pi}$ (kPa) w (%) w_{opt} $e_c = 100\%$	$\sigma_{t FI i}$ (kPa) w (%) w_{opt} $e_c = 110\%$

Tableau 54.
type)

Etude comparative des différents essais réalisés : Influence de la teneur en eau à e_c constante (variable suivant l'essai

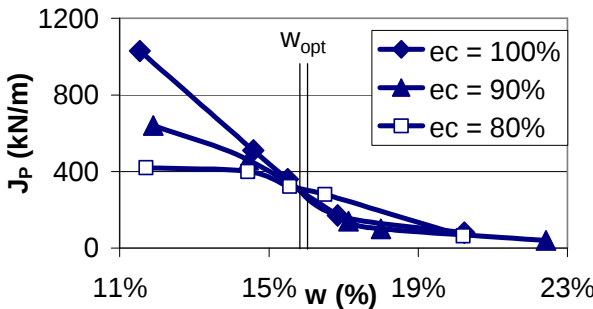
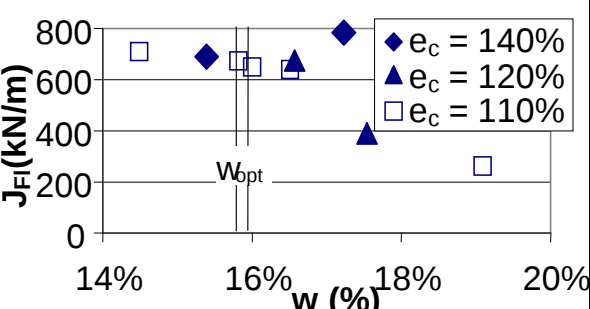
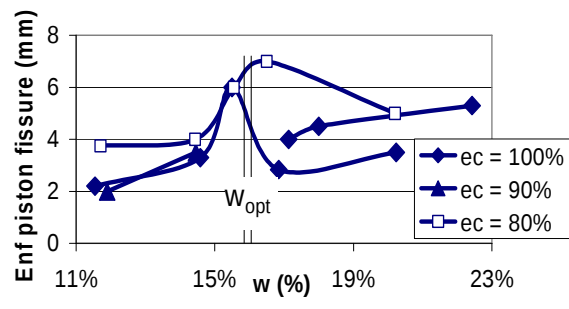
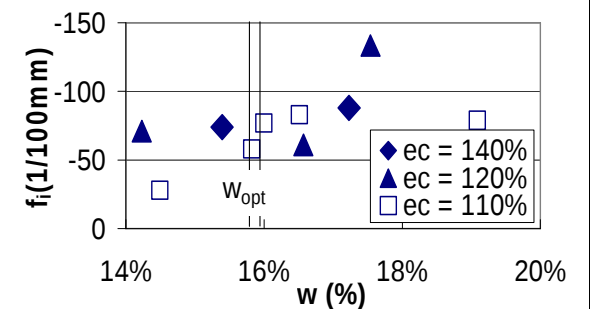
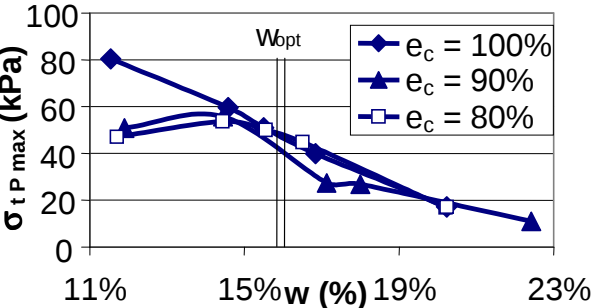
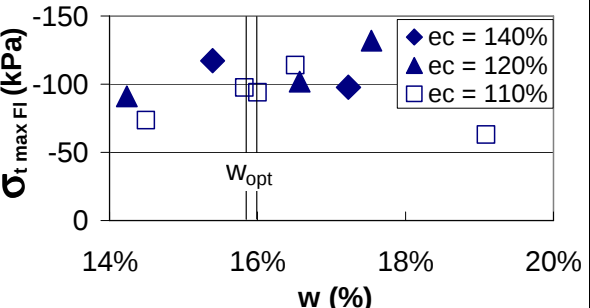
Essai de poinçonnement	Essai de flexion
Influence de l'énergie de compactage sur la raideur	
 J_P (kN/m) w (%) w_{opt} $ec = 100\%$ $ec = 90\%$ $ec = 80\%$ $J_P \downarrow$ quand $e_c \downarrow$ pour $w < w_{opt}-3\%$ Pas d'influence pour $w > w_{opt} - 3\%$	 J_{FI} (kN/m) w (%) w_{opt} $ec = 140\%$ $ec = 120\%$ $ec = 110\%$ Pas d'influence de e_c sur J_{FI} pour $w_{opt}-2\% < w < w_{opt}+3\%$ et $110\% < e_c < 140\%$
Influence de l'énergie de compactage sur le déplacement avant fissuration	
 enf. piston fissure (mm) w (%) w_{opt} $ec = 100\%$ $ec = 90\%$ $ec = 80\%$ Peu d'influence de l'énergie de compactage	 f_i (1/100mm) w (%) w_{opt} $ec = 140\%$ $ec = 120\%$ $ec = 110\%$ Peu d'influence de e_c pour $w_{opt}-2\% < w < w_{opt}+3\%$ et $110\% < e_c < 140\%$
Influence de l'énergie de compactage sur la résistance	
 $\sigma_{t P \max}$ (kPa) w (%) w_{opt} $ec = 100\%$ $ec = 90\%$ $ec = 80\%$ $\sigma_{t P \max} \downarrow$ quand $e_c \downarrow$ pour $w < w_{opt}-3\%$ Pas d'influence pour $w > w_{opt} - 3\%$	 $\sigma_{t \max FI}$ (kPa) w (%) w_{opt} $ec = 140\%$ $ec = 120\%$ $ec = 110\%$ Peu d'influence de e_c sur $\sigma_{t FI \max}$ pour $w_{opt}-2\% < w < w_{opt}+3\%$ et $110\% < e_c < 140\%$

Tableau 55. Etude comparative de l'essai de poinçonnement et de l'essai de flexion : Influence de l'énergie de compactage

IV.5 Couplage flexion / perméabilité

Les essais de flexion 4 points réalisés en laboratoire montrent qu'une argile soumise à de la flexion se fissure pour de faibles déformations qui dépendent néanmoins des conditions de mise en œuvre. L'argile de couverture des centres de stockage de déchets ayant un rôle de barrière imperméable, il est nécessaire d'étudier l'influence de la flexion sur sa perméabilité. Ainsi, une étude a été menée en parallèle à nos recherches par Camille Barral (Barral, 2008) au LTHE sur la même argile consistant à relier la sollicitation mécanique en flexion à la perméabilité de l'argile. Les essais de flexion 4 points présentés au préalable ont été adaptés de façon à mesurer la perméabilité au gaz de l'argile en fonction de la flexion et de la teneur en eau initiale (voir Figure 184).

Le transport de gaz à travers un milieu poreux est décrit par la loi de Darcy si la différence de pression est faible (< 20 kPa) et si l'écoulement est laminaire, ce qui est généralement le cas dans les centres de stockage de déchets. Ainsi,

[eq.79.] $q(z,t) = (-k_g / \mu) \cdot dp(z,t) / dz$ avec

$q(z,t)$	flux volumétrique de gaz (m/s)
k_g	coefficient de perméabilité intrinsèque au gaz (m ²)
μ	viscosité dynamique du gaz (P)
$dp(z,t) / dz$	gradient de pression de gaz (Pa/m) dans le sol selon la direction de transfert z

Les mesures sont réalisées par la méthode de la chute de pression. L'argile testée est l'argile de l'Aptien. Les briques sont de mêmes dimensions et sont compactées de façon identique aux briques utilisées pour les essais de flexion 4 points présentés ci-dessus. La face inférieure horizontale de l'éprouvette est placée sur une chambre hermétique. Un joint étanche au gaz est réalisé tout autour de l'éprouvette. La chambre hermétique est mise sous pression (de 0 à 5 kPa) et l'arrivée de gaz est coupée.

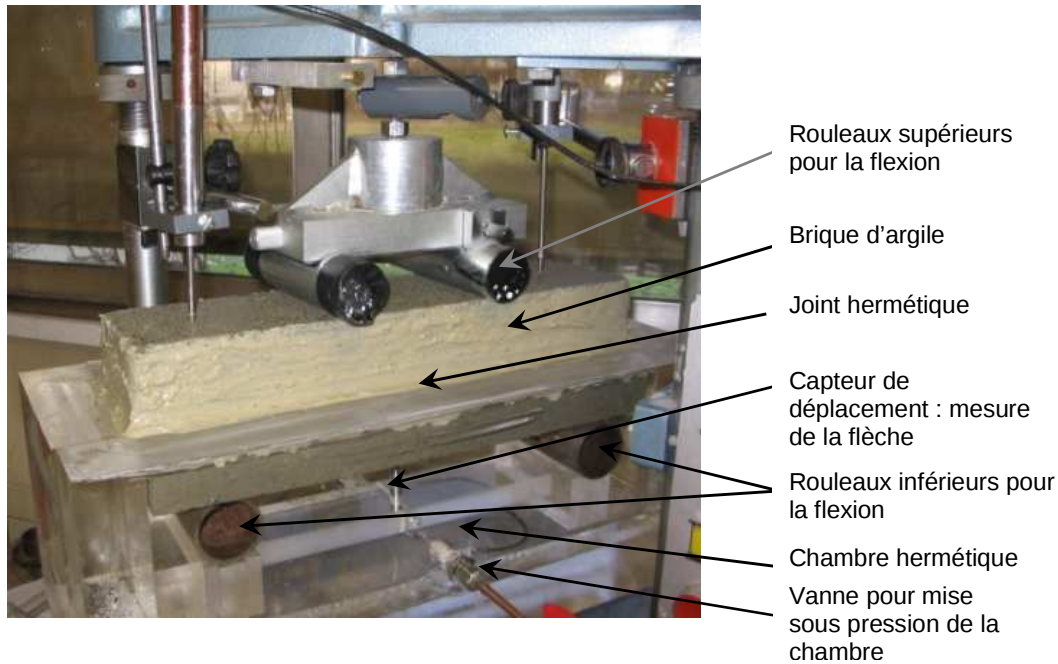
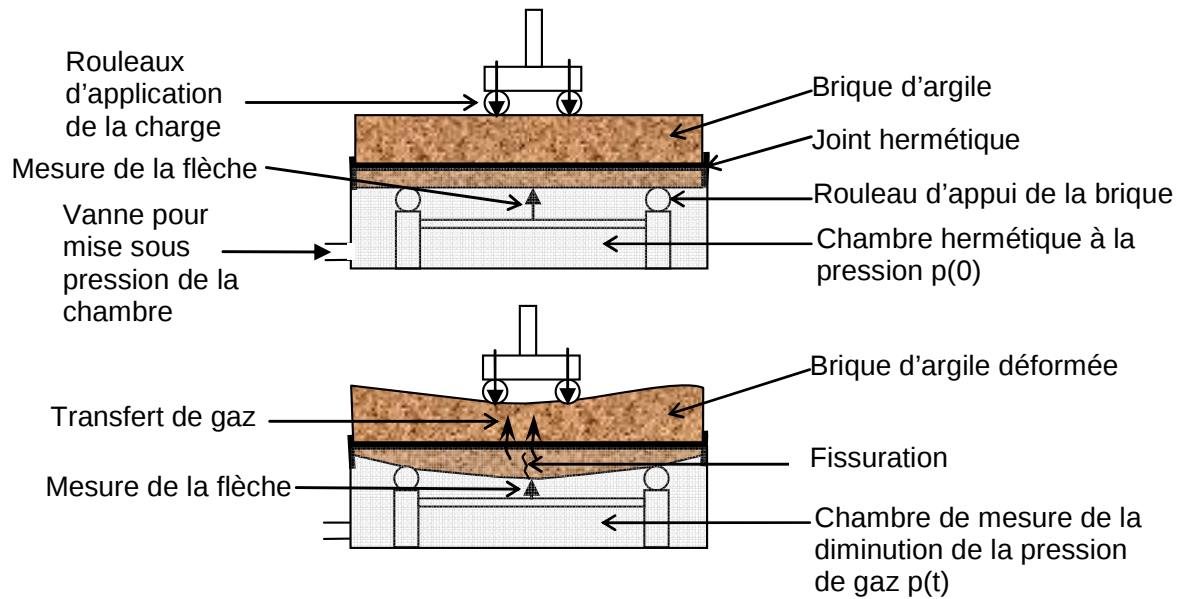


Figure 184. Protocole expérimental : essais de flexion couplés à la mesure de la perméabilité

La diminution de la pression en fonction du temps est enregistrée. Cette diminution de pression est reliée au transfert de gaz à travers l'éprouvette. L'étude de la variation de pression dans la chambre avec le temps $p(t)$ permet de déterminer la perméabilité au gaz k_g de l'éprouvette, ou plutôt la permittivité moyenne (k_g/a).

[eq.80.]
$$p(t) = p_a [\alpha + \exp(-t/\tau)] / [\alpha - \exp(-t/\tau)]$$

avec

$$\alpha = [p(0) + p_a] / [p(0) - p_a]$$

$$\tau = V_0 \cdot a \cdot \mu / (A \cdot p_a \cdot k_g) \text{ et}$$

$p(0)$ pression initiale de la chambre (Pa)

p_a pression atmosphérique (Pa)

V_0 volume d'air de la chambre (m^3)

a hauteur de l'éprouvette (longueur de diffusion du gaz) (m)

A section de l'éprouvette en contact avec la chambre (m^2).

Ainsi,

$$[eq.81.] \quad k_g = - V_0 a \mu / (A.p_a t) \ln ([p(0) + p_a]/[p(0) - p_a]) * ([p(t) - p(a)] / [p(t) + p(a)])$$

La perméabilité k_g considérée est la valeur moyenne obtenue pour tous les couples (t, p(t)) de l'essai.

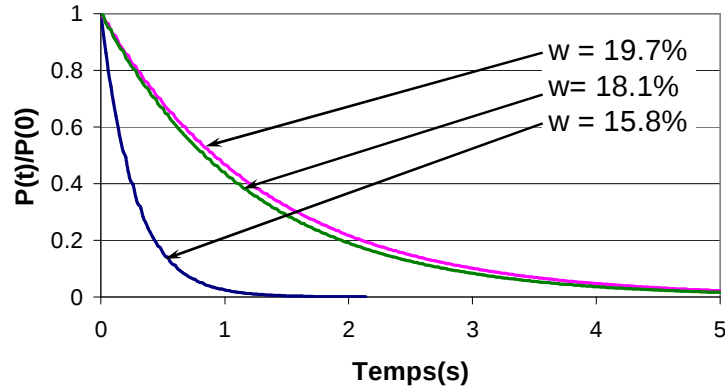


Figure 185. Dissipation de la pression pour les éprouvettes non déformées compactées à différentes teneurs en eau et à $e_c = 100\%$

Pour une poutre dans l'état initial non déformé, la pression de la chambre diminue plus rapidement dans le cas de l'éprouvette compactée à la plus faible teneur en eau (environ w_{opt}) (voir Figure 185). Les perméabilités calculées pour chacun des trois essais présentés sont :

$k_g = 1.3 \cdot 10^{-12} m^2$ pour $w = 19.7\%$ ($\approx w_{opt} + 3.5\%$), $\gamma_d = 16.7 \text{ kN/m}^3$ et $S_r = 89\%$

$k_g = 1.1 \cdot 10^{-12} m^2$ pour $w = 18.1\%$ ($\approx w_{opt} + 2\%$), $\gamma_d = 17.1 \text{ kN/m}^3$ et $S_r = 87\%$

$k_g = 5.3 \cdot 10^{-12} m^2$ pour $w = 15.8\%$ ($\approx w_{opt}$), $\gamma_d = 17.3 \text{ kN/m}^3$ et $S_r = 79\%$

La perméabilité au gaz est mesurée en non saturé. La saturation augmente avec la teneur en eau. La perméabilité au gaz décroît lorsque la saturation augmente, tout étant égal par ailleurs. L'influence de γ_d qui croît quand la teneur en eau diminue semble par contre faible.

Dans un second temps, l'éprouvette est de plus sollicitée mécaniquement en flexion. Il s'agit du même protocole expérimental que les essais de flexion 4 points présentés au § IV.3. L'étude de la dissipation de la pression dans la chambre hermétique renseigne sur l'influence de la flexion sur la perméabilité (voir Figure 186, Figure 187, Figure 188). La flèche à l'initiation de la fissure f_i est déterminée parallèlement aux mesures de perméabilité.

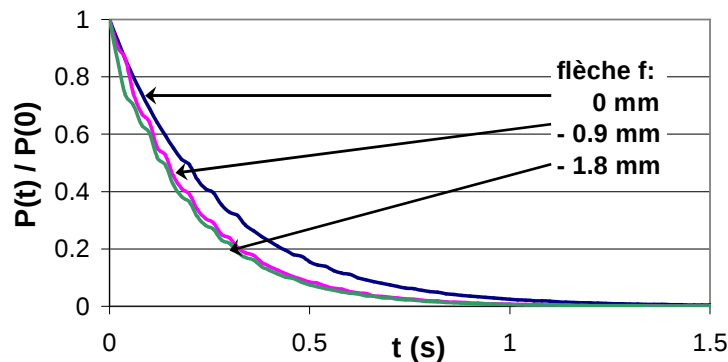


Figure 186. Dissipation de la pression ($w = 15.8\%$, $\gamma_d = 17.3 \text{ kN/m}^3$, $e_c = 100\%$), $f_i = -0.483 \text{ mm}$

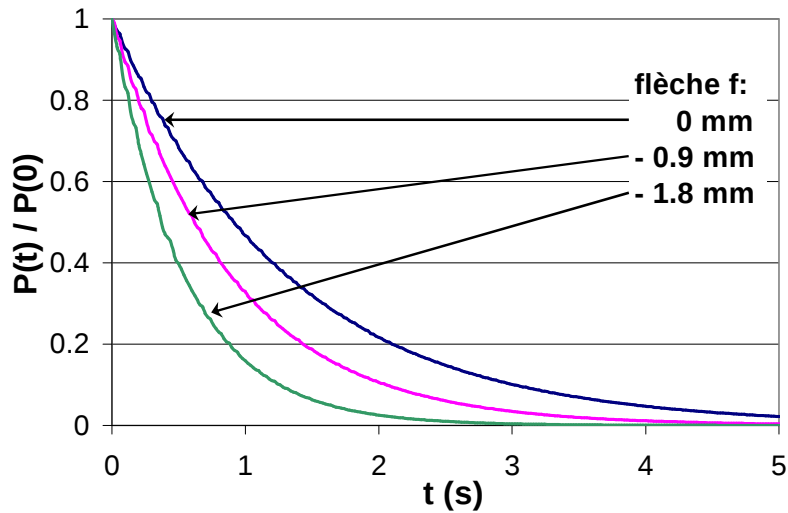


Figure 187. Dissipation de la pression ($w = 18.1\%$, $\gamma_0 = 17.1 \text{ kN/m}^3$, $e_c = 100\%$), $f_i = -0.985 \text{ mm}$

Lorsque la sollicitation en flexion se poursuit, la chute de la pression de la chambre est plus rapide (voir Figure 186 et Figure 187). Ces courbes permettent de déterminer l'évolution de la perméabilité en fonction de la flèche (voir Figure 188). Une augmentation brutale de la perméabilité au gaz de l'éprouvette est mise en évidence (voir Figure 188). La valeur de la flèche correspondant à l'augmentation de la perméabilité varie de 1.77 mm à 3.06 mm selon la teneur en eau de l'éprouvette (voir Figure 188).

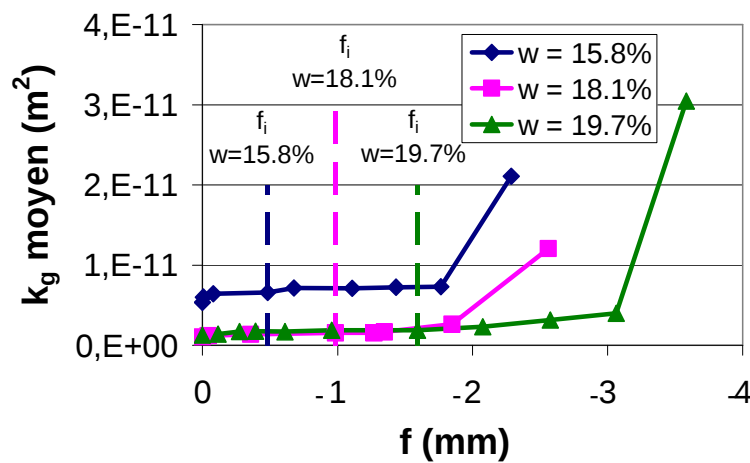


Figure 188. Evolution de la perméabilité en fonction de la flèche pour différentes teneurs en eau et pour une même énergie de compactage $e_c = 100\%$, apparition de la fissure

L'initiation de la fissuration est repérée (voir Figure 188). A même énergie de compactage, l'initiation de la fissure est retardée lorsque la teneur en eau augmente, ce qui est en accord avec les observations réalisées lors des essais de flexion 4 points sans mesure de la perméabilité (voir Figure 171 et Tableau 54). Les flèches à l'initiation de la fissure varient de -0.483 mm pour $w = 15.8\%$ à -1.59 mm pour $w = 19.7\%$ ce qui est du même ordre de grandeur que les valeurs obtenues lors des essais présentés précédemment (voir Tableau 51 et Tableau 56). Il semble donc que le dispositif expérimental mis en place pour la mesure de la perméabilité au gaz n'influence pas significativement le comportement en déformation de l'argile.

Essais avec mesure de perméabilité			
w (%)	γ_d (kN/m ³)	e_c (%)	f_i (mm)
15.8%	17.3	100	- 0.483
18.1%	17.1	100	- 0.985
19.7%	16.7	100	- 1.59
Essais sans mesure de perméabilité			
w (%)	γ_d (kN/m ³)	e_c (%)	f_i (mm)
15.82%	17.45	110	- 0.58
17.54%	17.42	120	- 1.33
19.2	17.3	140	- 1.30

Tableau 56. Résultats des essais de flexion avec mesure de perméabilité, comparaison avec les essais de flexion sans mesure de perméabilité

L'augmentation de perméabilité se produit après l'initiation de la fissure (voir Figure 188). Ceci témoigne du fait que la fissuration n'a initialement pas d'influence sur la perméabilité et qu'il faut attendre une certaine propagation et ouverture de la fissure pour avoir des répercussions sur la perméabilité de l'éprouvette. Tout comme l'initiation de la fissure, l'augmentation de la perméabilité est retardée lorsque la teneur en eau augmente (voir Figure 188).

Les essais réalisés montrent clairement l'influence de la flexion et notamment de la fissuration sur la perméabilité au gaz des briques d'argile. Cependant, il est possible que la perméabilité à l'eau ne soit pas influencée de la même façon lorsque l'argile est soumise à de la flexion du fait des interactions eau – argile (voir § 0). Notamment l'écoulement d'eau dans l'argile au niveau d'une fissure peut engendrer un gonflement de l'argile et ainsi un refermement partiel de la fissure (autocicatrisation). Ceci diminuera donc l'influence de la présence de la fissure sur la perméabilité de l'argile.

De plus, in situ, l'épaisseur de la couche d'argile est nettement plus importante (au moins un mètre dans le cas du TFA). En cas de fissuration de l'argile, il est probable que les fissures ne se propagent pas sur la totalité de l'épaisseur de l'argile. Ainsi, l'influence de la fissuration sur la perméabilité globale de la barrière argileuse sera moins importante. La perméabilité sera alors assurée par la partie saine, non fissurée, de l'argile.

IV.6 Modélisation des essais de flexion 4 points

IV.6.1 Hypothèses de modélisation

Une modélisation numérique des essais de flexion 4 points est menée par la méthode des éléments finis avec le logiciel Plaxis (voir Figure 189). La modélisation est réalisée en déformation plane. La loi de comportement considérée est une loi élasto-plastique 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 est un essai à court terme et le comportement peut être considéré comme non drainé. Le maillage est réalisé automatiquement. Ce choix a été fait après avoir testé l'influence du maillage sur les résultats. L'affinement du maillage s'est avéré augmenter le temps de calcul mais 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 sont bloqués

selon la direction Y (voir Figure 189). Un déplacement est imposé en deux points correspondant aux rouleaux supérieurs. Aucune sollicitation n'est appliquée selon la direction X.

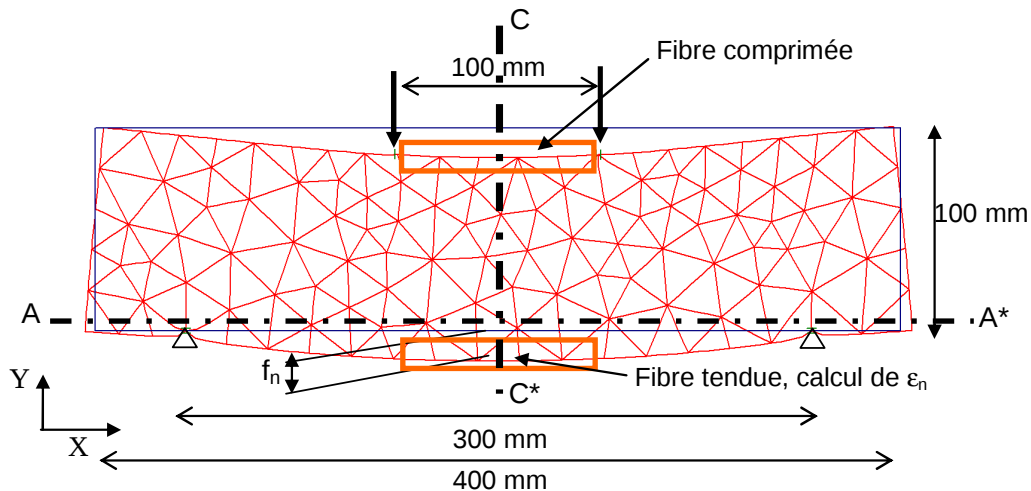


Figure 189. Modélisation des essais de flexion 4 points

Le but de la modélisation est de tester la validité d'une modélisation numérique par éléments finis pour l'étude du comportement en flexion de l'argile jusqu'à la fissuration. En effet, s'agissant d'une modélisation par éléments finis, seul le comportement pré-fissure peut être considéré. Il s'agit également d'une aide au dépouillement des essais puisque la modélisation permet d'explicitier les mécanismes (type de rupture, champs de contrainte et de déformation au sein de la brique).

IV.6.2 Paramètres de la loi de comportement

La loi de Mohr Coulomb est choisie. La cohésion et l'angle de frottement sont déterminés suite à la réalisation d'essais triaxiaux non consolidés non drainés sur argile non saturée et d'essais de compression simple (voir § 0 et § III.2.2.1.6). Les essais de compression simple permettent de définir un module en déformation, assimilé au module d'Young E_y , considéré ici comme étant la pente initiale de la courbe $\sigma - \epsilon$. En l'absence d'essais de traction directe, la même valeur de module en déformation est considérée en compression et en traction. Il est défini une coupure en traction $\sigma_{t \max}$ (voir Figure 190). La coupure en traction est prise égale à la valeur de la résistance en traction à la limite élastique $\sigma_{t \text{ el}}$ définie à partir des essais de fendage (voir § II.2.2.1.2 et § 0) pour les caractéristiques (w , e_c) considérées dans la modélisation (voir Figure 191 C). Lors de la modélisation, si les sollicitations en traction sont supérieures à cette limite, des coupures en traction apparaissent témoignant d'une rupture en traction du sol.

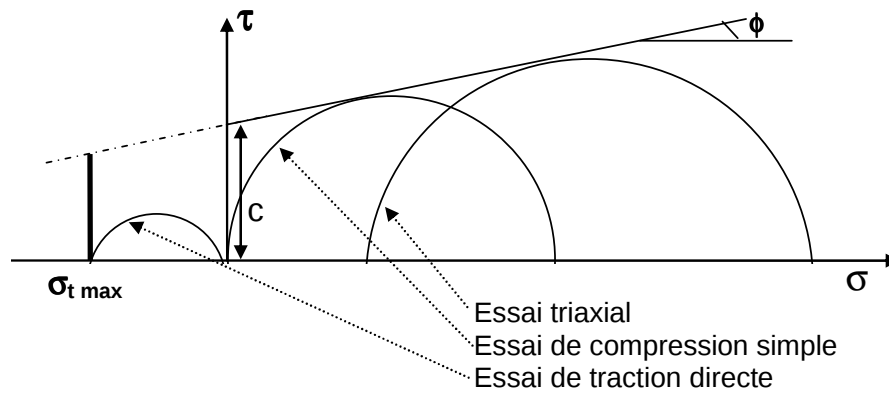
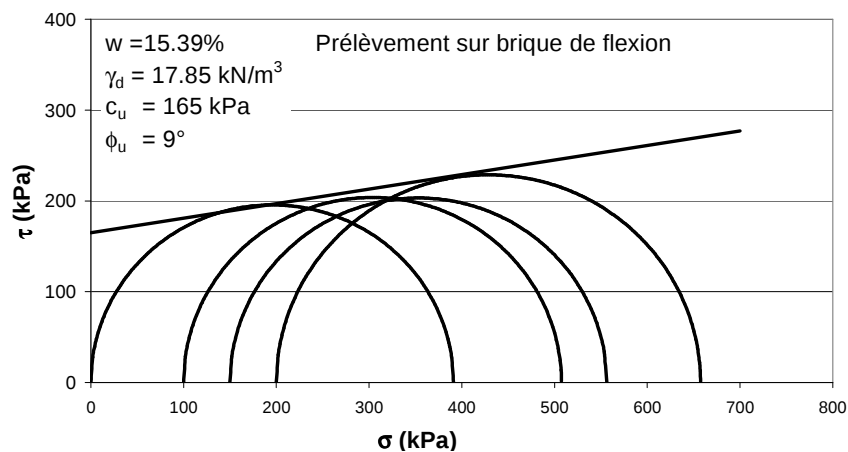


Figure 190. Coupure en traction

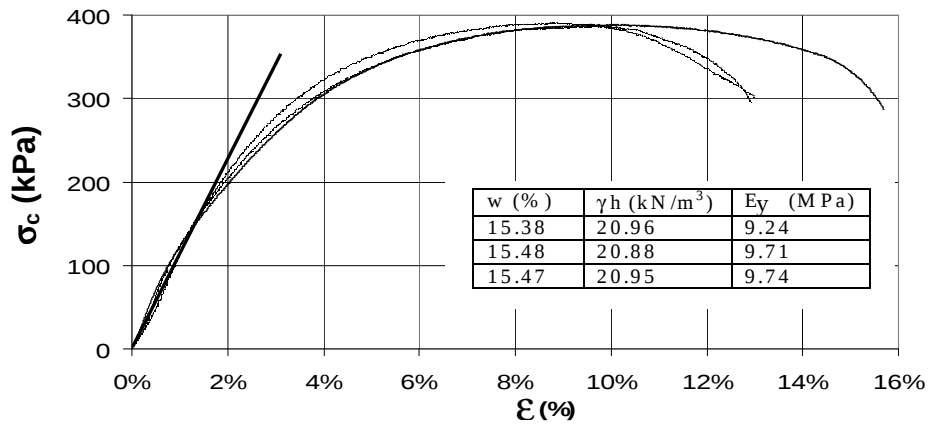
Deux tests de modélisations sont réalisés pour une même énergie de compactage ($e_c = 140\%$) et deux conditions de teneurs en eau : $w \approx w_{opt}$ (optimum) et $w \approx w_{opt} + 4\%$ (humide).

Les paramètres du modèle numérique sont définis à partir d'essais de laboratoire :

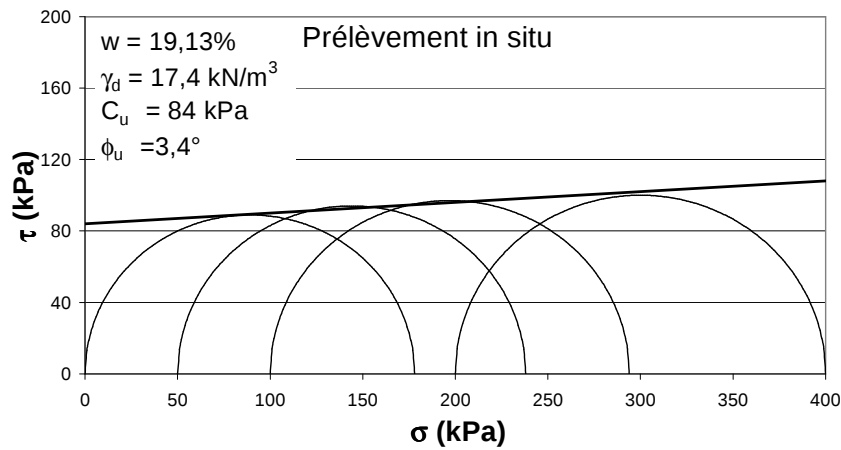
- Pour les conditions optimales, les paramètres de la modélisation proviennent des résultats des essais effectués sur des éprouvettes provenant de la brique $w = 15.39\%$, $\gamma_d = 17.85 \text{ kN/m}^3$ (prélèvement dans les zones non fissurées) (voir Figure 191 A). La coupure en traction $\sigma_{t \max}$ est estimée à partir des essais de fendage ($\sigma_{t \text{ el}}$) pour une teneur en eau de 15.39% et une énergie de compactage $e_c = 140\%$. Dans ces conditions, $\sigma_{t \max} = 25 \text{ kPa}$ (voir Figure 191 C).
- Pour les essais en conditions humides, une moyenne est réalisée entre les résultats des essais réalisés sur les éprouvettes de la brique $w = 19.09\%$, $\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$ et les résultats des essais réalisés sur les prélèvements in situ effectués lors de planches d'essais sur site présentées au chapitre 5 (voir Figure 191 B). La coupure en traction est estimée à partir des essais de fendage pour une teneur en eau de 20% et une énergie de compactage $e_c = 140\%$. Dans ces conditions, $\sigma_{t \max} = \sigma_{t \text{ F el}} = 12 \text{ kPa}$ (voir Figure 191 C).



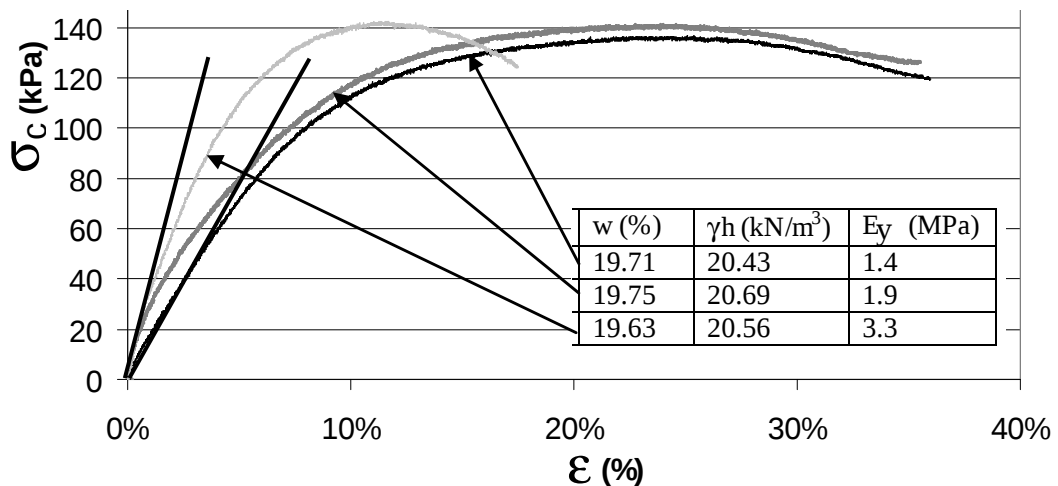
A1/ Essais triaxiaux et de compression simple sur des prélèvements de la brique $w = 15.39\%$, $\gamma_d = 17.85 \text{ kN/m}^3$ ($e_c = 140\%$)



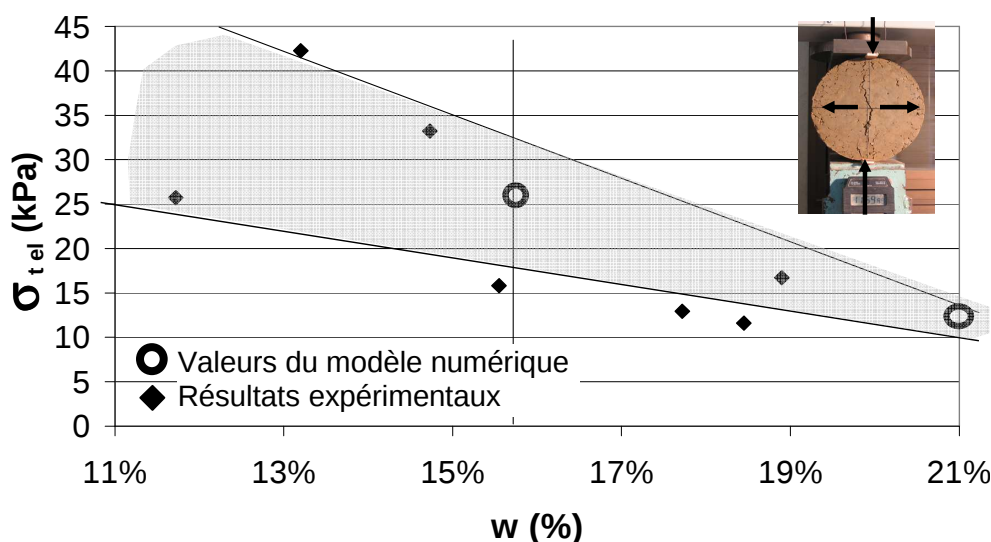
A2/ Essais de compression simple sur des prélèvements de la brique $w = 15.39\%$, $\gamma_d = 17.85 \text{ kN/m}^3$ ($e_c = 140\%$)



B1/ Essais Triaxiaux et de compression simple réalisés sur des prélèvements in situ (conditions humides)



B2/ Essais de compression simple réalisés sur des prélèvements in situ (conditions humides)



C/ Contrainte à la limite élastique déterminée lors des essais de fendage réalisés sur des éprouvettes compactées à différentes teneurs en eau et à même énergie de compactage, $e_c = 140\%$:

Figure 191. Résultats des essais de laboratoire pour la calibration de la modélisation numérique

Les paramètres de la loi de comportement utilisés pour la modélisation numérique pour les deux teneurs en eau considérées sont présentés dans le Tableau 57.

Loi de comportement de Mohr Coulomb		Optimum	Humide
e_c	énergie de compactage (%)	140	140
w	teneur en eau (%)	15.4	20
γ_h	poids volumique humide (kN.m^{-3})	21	20.5
γ_{sat}	poids volumique saturé (kN.m^{-3})	21.4	21.5
c_u	cohésion (kPa)	165	85
ϕ_u	angle de frottement (°)	9	3
ψ	angle de dilatance (°)	0	0
ν	coefficient de Poisson	0.3	0.3
E	Module d'Young (MPa) En traction et en compression	9.5	2.5
$\sigma_{t\max}$	Coupure en traction (kPa)	25	12
Éléments finis 15 nœuds Déformation plane Conditions non drainées			

Tableau 57. Paramètres du modèle numérique

IV.6.3 Définition des paramètres analysés

Un déplacement est imposé à la surface de la brique en deux points correspondant aux deux cylindres supérieurs espacés de $l_1 = 10$ cm (voir Figure 159 et Figure 189). Des déplacements croissants sont imposés jusqu'à l'apparition des « coupures en traction ». Les contraintes horizontales σ_{xx} ainsi que les déformations horizontales correspondantes ε_{xx}

peuvent être déterminées. La déformation d'une fibre initialement horizontale calculée sur les 10cm centraux de la brique est notée ε_n . La flèche correspondant à l'apparition des « coupures en traction » (déplacement vertical de la partie centrale à la base de la brique) est notée f_{ni} . Les valeurs de la flèche f_{ni} et de la déformation horizontale correspondante (ε_{ni}) à l'apparition des « coupures en traction » sont comparées avec celles obtenues lors des essais de laboratoire (ε_i et f_i). ε_{ni} , tout comme ε_i (déformation déterminée expérimentalement par les essais de laboratoire), est déterminée pour la zone centrale en traction, de longueur 100 mm, dans la partie inférieure de la brique. La présence des « coupures en traction » signifie que localement, $\sigma_{xx} \geq \sigma_{t \max}$.

IV.6.4 Observations

L'analyse d'une coupe verticale du modèle permet de déterminer dans la zone en flexion simple à moment constant la position de la fibre neutre, pour laquelle les déformations et les contraintes verticales sont nulles (voir Figure 50). Au début de l'essai, l'axe neutre est à mi-hauteur de la brique. Lorsque l'éprouvette est soumise à de la flexion, la fibre neutre se déplace vers le haut de l'éprouvette ce qui signifie que la partie de la brique sollicitée en traction est de plus en plus importante. La Figure 192 présente l'évolution des contraintes et de la déformation horizontales le long de l'axe vertical de la brique après apparition des « coupures en traction ». La zone qui présente des « coupures en traction » correspond à la zone pour laquelle la valeur de la coupure en traction est atteinte.

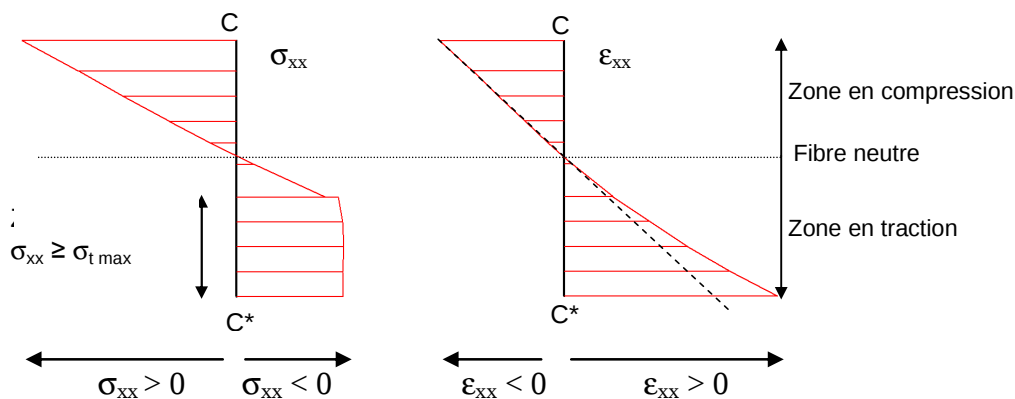


Figure 192. Contrainte et déformation horizontale selon l'axe vertical (CC*) de la brique après apparition des « coupures en traction »

Conditions optimales

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 0.35 mm ($\varepsilon_n = 0.1\%$).

La rupture en traction apparaît pour un déplacement imposé à la surface de la brique de 0.75 mm. Les coupures en traction apparaissent dans la partie inférieure centrale de la brique, région dans laquelle s'initie également la fissure lors des essais de laboratoire. La flèche correspondante f_{ni} est également de 0.75 mm et est localisée juste au niveau de l'axe central de l'éprouvette. Lors des essais de flexion 4 points réalisés en laboratoire dans des conditions de teneur en eau proche de l'optimum, les mesures montrent que la flèche f est légèrement inférieure au déplacement des rouleaux inférieurs (voir Figure 169).

La valeur moyenne de la déformation horizontale ε_{ni} au niveau de la fibre tendue calculée sur les 100 mm centraux est de 0.24% pour une contrainte de traction de 25 kPa (correspondant à la valeur de la coupure en traction dans ces conditions de teneurs en eau, voir Figure 191 C). Ces valeurs sont comparées à celles obtenues lors de la réalisation d'essais de laboratoire sur des briques présentant les mêmes conditions initiales ($w = 15.4\%$, $e_c = 140\%$).

(voir Tableau 51 et Tableau 58). Il est supposé que dans le test expérimental, la déformation sous poids propre est incluse dans la déformation globale mesurée. Le champ de déplacement, la flèche et la déformation à l'apparition de la rupture en traction sont comparables aux valeurs trouvées lors des essais de laboratoire.

	Essai en laboratoire	Modélisation numérique
Optimum	$w = 15.39 \%$, $e_c = 140 \%$	$w = 15.4 \%$, $e_c = 140 \%$
Flèche f_i ; f_{ni}	0.74 mm	0.75 mm
Déformation ε_i ; ε_{ni}	0.16%	0.24%
Humide	$w = 19.2 \%$, $e_c = 140 \%$	$w = 20 \%$, $e_c = 140 \%$
Flèche f_i ; f_{ni}	1.30 mm	1.51 mm
Déformation ε_i ; ε_{ni}	0.5%	0.44%

Tableau 58. Comparaison des résultats de laboratoire et de la modélisation numérique (initiation de la fissure)

Conditions humides

Dans les conditions humides, la flèche sous le poids propre de la briques est de 1.28 mm ($\varepsilon_n = 0.44\%$).

Le déplacement imposé correspondant à l'apparition des « coupures en traction » est de 1.4 mm. La flèche correspondante f_{ni} est de 1.51 mm et la déformation horizontale dans les 100 mm centraux ε_{ni} est de 0.44%. Ces résultats sont comparés à ceux obtenus en laboratoire sur une brique de caractéristiques initiales ($w = 19.2\%$, $e_c = 140\%$) proches des conditions modélisées (voir Tableau 58). Là encore, les résultats obtenus en laboratoire sont comparables à ceux obtenus par modélisation numérique.

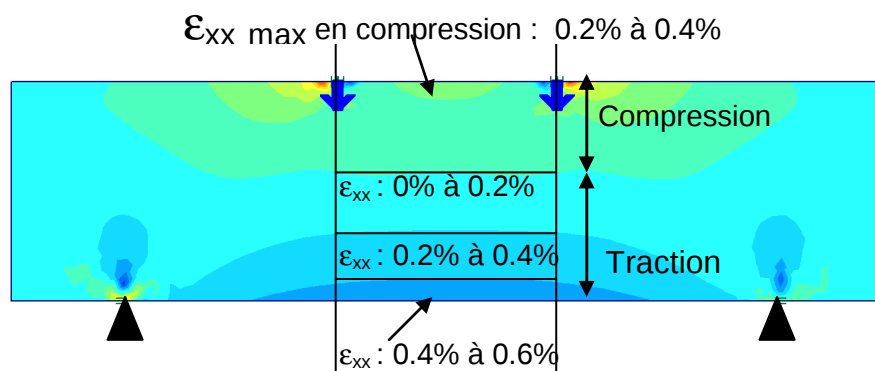


Figure 193. Champ de déformation horizontale ε_{xx} à l'apparition des « coupures en traction » (conditions humide, $f_n = f_{ni} = 1.5\text{mm}$)

Dans la partie centrale de l'éprouvette (zone entre les deux points de chargement supérieurs), la déformation est uniforme à une profondeur donnée (voir Figure 193).

L'influence de la teneur en eau sur le comportement de l'argile soumise à de la flexion est nettement marqué : les valeurs de ε_{ni} et de f_{ni} doublent lorsque la teneur en eau est augmentée de 3% du côté humide de l'optimum (voir Tableau 58).

Zone comprimée

La contrainte de compression maximale au sein de l'éprouvette dans des conditions humides et à l'apparition des « coupures en traction » est de 20 kPa. Les essais de compression simple réalisés en laboratoire sur des éprouvettes compactées à $e_c = 140\%$ et à des teneurs en eau proches de 20% donnent une résistance de 140 kPa (voir Figure 191 B2). Ceci justifie ainsi le fait qu'il n'y ait pas de rupture dans la zone comprimée lors de la fissuration dans la zone tendue.

IV.6.5 Conclusion sur la modélisation numérique des essais de flexion de laboratoire

Les valeurs de flèche et de déformation à l'apparition de la fissure obtenues par modélisation numérique sont proches des valeurs obtenues lors des essais de laboratoire. La cinématique de l'essai est donc bien reproduite. Ainsi, la modélisation par éléments finis, lorsqu'elle est précédée de la détermination expérimentale complète et précise des paramètres du modèle et notamment de la coupure en traction, permet d'étudier le comportement en déformation de l'argile soumise à des essais de flexion 4 points. Cependant, cette modélisation ne permet pas un suivi post fissuration.

IV.7 Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude paramétrique du comportement de l'argile de l'Aptien en sélectionnant les essais de laboratoire les plus adaptés à la mise en valeur du comportement de l'argile sous sollicitation de traction. L'essai de fendage ne paraît pas adapté à l'étude de l'aptitude à l'extension sans fissuration de l'argile. L'essai de poinçonnement non confiné montre un retard de la fissuration pour des teneurs en eau proches de l'optimum.

L'essai de flexion 4 points permet d'étudier le comportement de l'argile soumise à de la flexion ceci afin d'appréhender le comportement de la barrière argileuse soumise au tassement des déchets sous-jacents. Cet essai confirme la très faible déformabilité de l'argile et tend à montrer néanmoins que la mise en œuvre de l'argile à de fortes teneurs en eau permet de retarder la fissuration en améliorant la déformabilité. L'influence de la flexion sur la perméabilité au gaz est minimisée pour de fortes teneurs en eau. Néanmoins, ces essais sont délicats à mettre en œuvre et à interpréter.

La méthode des éléments finis permet d'étudier le comportement en déformation d'une brique d'argile soumise à de la flexion. Cette modélisation repose sur une détermination précise des paramètres de la loi de comportement, qui nécessite la réalisation d'essais de laboratoire.

Les essais de traction indirecte réalisés et les essais de flexion aboutissent à des comportements différents, ce qui rend difficile la corrélation des essais entre eux. Cependant,

- les différents essais réalisés tendent à confirmer que l'augmentation de la teneur en eau améliore la déformabilité. Ceci permet également de minimiser l'influence de la flexion sur la perméabilité de l'argile.
- En flexion, il s'avère que, contrairement à ce qui était attendu, l'augmentation de la teneur en eau ne diminue pas significativement sa résistance.
- Enfin, l'argile étant mise en œuvre du côté humide de l'optimum, la diminution de l'énergie de compactage paraît envisageable, sans diminuer significativement les caractéristiques en résistance de l'argile. La diminution de l'énergie de compactage lors de la mise en œuvre de l'argile en couverture représente un gain de temps et d'argent et permettra également d'éviter, dans le cas du centre de stockage du TFA, le risque d'endommagement de la géomembrane sous jacente. Cependant, il reste à

vérifier l'influence de cette diminution de l'énergie de compactage sur la perméabilité de l'argile. Les résultats de Guler et Bozbey (2001) tendent à montrer que la diminution de l'énergie de compactage d'une argile mise en œuvre du côté humide de l'optimum n'influence pas significativement la perméabilité.

Bien que l'essai de flexion 4 points soit l'essai de laboratoire qui se rapproche le plus de la sollicitation réelle de l'argile soumise au tassement des déchets sous-jacents, il n'est cependant pas possible de transposer directement les résultats de laboratoire au comportement in situ de la couche d'argile de couverture. En effet, les conditions de mise en œuvre de l'argile, les conditions aux limites, le confinement, la sollicitation, la cinétique des déformations ainsi que les dimensions sont différentes dans le cadre d'un essai de flexion 4 points en laboratoire et d'un tassement des déchets sous-jacents à la couche d'argile de couverture. Ceci justifie la décision de réaliser des essais in situ en grandeur réelle (voir chapitre 5) afin de comparer les résultats obtenus, notamment en ce qui concerne les déformations, à partir des essais de laboratoire et des essais in situ. Le but final est d'apprécier la cohérence des résultats des essais de laboratoire et de définir le réalisme de cet essai de laboratoire ainsi que les conditions de transposition des résultats au comportement réel in situ de la couverture argileuse.

Chapitre V: Comportement de la barrière argileuse de couverture soumise au tassement des déchets sous-jacents

V.1 Planches d'essais de flexion in situ

Comme il a été insisté au cours des chapitres précédents, la couverture argileuse des centres de stockage est un élément majeur de sécurité du site. Celle-ci doit conserver ses propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques durant toute la période de suivi du site. Notamment, l'argile doit conserver sa très faible perméabilité ($k < 10^{-9} \text{ m/s}$) afin d'éviter toute pollution de l'environnement et ceci malgré les différentes sollicitations auxquelles peut être soumise la couverture argileuse après la fermeture des cellules de stockage. L'une de ces sollicitations et non des moindres est le tassement différentiel des déchets sous-jacents. Dans le cas du centre de stockage de déchets très faiblement radioactifs, le stockage est réalisé dans des colis de différentes formes et tailles, les vides entre ces colis sont remplis de sable (voir chapitre 1). Le massif des déchets est très hétérogène et des vides persistent. Des tassements différentiels au sein du massif de déchets peuvent donc apparaître, soumettant l'argile à de la flexion. Ceux-ci peuvent engendrer de la fissuration au sein de la couverture sus-jacente et ainsi une augmentation de la perméabilité.

Une approche du comportement de l'argile soumise à de la flexion est menée en laboratoire (voir chapitre 4, réalisation d'essais de flexion 4 points). Afin de calibrer ces essais de laboratoire, de tester leur représentabilité concernant le comportement réel de la couverture argileuse soumise au tassement des déchets sous-jacents, des essais en grandeur réelle, sur site et dans des conditions de mise en œuvre identiques aux conditions de mise en œuvre de la couverture ont été programmés.

Deux types d'essais peuvent être réalisés : les essais de tassement (voir Figure 194) et les essais de soulèvement (voir Figure 195).

Les essais de tassement (voir Figure 194) sont ceux qui se rapprochent le plus de la sollicitation réelle de l'argile soumise au tassement des déchets sous-jacents. Ils permettent d'étudier le comportement de la structure globale de couverture.

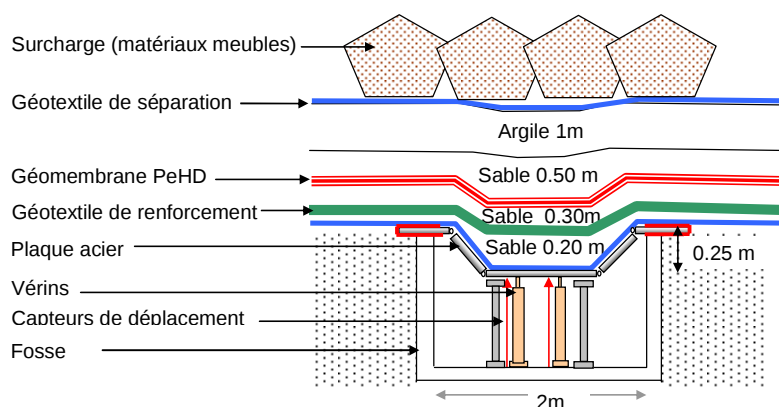


Figure 194. Essais de tassement

Les essais de soulèvement consistent à soumettre une couche de sable surmontée d'une couche d'argile à de la flexion inversée (soulèvement) via la montée d'une plaque sous-jacente à la couche de sable (voir Figure 195). Ils présentent l'avantage de permettre l'observation de la fibre tendue, lieu de l'initiation de la fissure, qui est située sur la face

supérieure de la couche d'argile. La face supérieure étant non confinée, on notera que l'on se situe dans les conditions les plus défavorables.

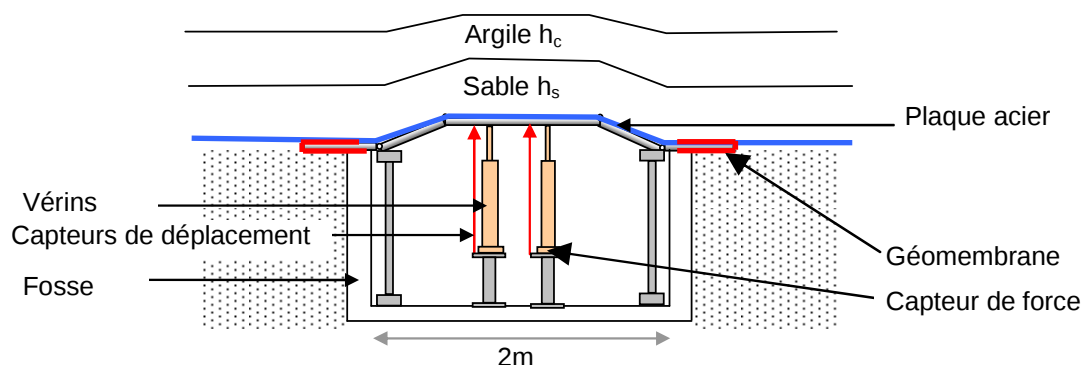


Figure 195. Présentation de la coupe théorique des essais de soulèvement

Ainsi, il a été décidé dans un premier temps de réaliser trois planches d'essais de soulèvement in situ, notre objectif principal étant de déterminer les conditions d'apparition de la fissure lors de la flexion (flèche admissible notamment) et ceci en fonction de la teneur en eau de mise en œuvre. Le but final est d'optimiser les conditions de mise en œuvre afin d'améliorer la déformabilité de la couverture argileuse.

V.1.1 Problématique et objectifs

Compte tenu des nombreuses lacunes présentées concernant l'étude du comportement en flexion des argiles en laboratoire et des incertitudes sur les conditions réelles de mise en œuvre in situ, il apparaît nécessaire de réaliser des essais sur site afin d'étudier le comportement de l'argile dans des conditions de mise en œuvre, à une échelle et soumise à des sollicitations les plus proches possibles des conditions réelles in situ.

Dans un deuxième temps, ces essais en vraie grandeur ont pour objectif de valider notre démarche expérimentale de laboratoire, c'est-à-dire de tenter de montrer que les essais de laboratoire effectués dans des conditions reproduisant la mise en œuvre in situ (caractéristiques (w , γ_d) identiques) permettent de prédire le comportement in situ sans passer par l'échelle 1. A travers la réalisation des planches d'essais sur site, plusieurs aspects vont ainsi être étudiés.

Faisabilité

Il s'agit de définir les conditions de mise en œuvre de la couche d'argile (préparation de l'argile, atelier de compactage, nombre de passes, épaisseur des couches, teneur en eau de mise en œuvre) permettant d'obtenir une couche homogène, de bonne qualité du point de vue de l'imperméabilité et du poids volumique sec. Il s'agit également de mettre en évidence certaines contraintes de mise en œuvre (traficabilité notamment). Pour cela, une « planche de compactage » (voir § III.2.2.1.4) est réalisée en préalable aux « planches d'essais » proprement dites.

Déformation, fissuration

Le comportement en déformation de l'argile de couverture du centre de stockage de déchets TFA est étudié. Le champ de déplacement au niveau du toit de la couche argileuse (fibre la plus tendue dans le cas du soulèvement) est défini en fonction de la sollicitation imposée (déplacement imposé à la base de la couche d'argile, D_f , voir Figure 196). Il s'agit ainsi d'obtenir des informations concernant les déformations engendrées dans la couverture argileuse dans le cas de tassements de déchets sous-jacents.

L'apparition de fissures peut entraîner des modifications des caractéristiques de l'argile et notamment en ce qui concerne ses propriétés hydrauliques. Il s'agit alors de définir le tassement admissible des déchets sous-jacents, c'est à dire ne donnant pas lieu à de la fissuration sur une épaisseur conséquente. Les essais réalisés sont des essais en grande déformation, poursuivis jusqu'à ce qu'il y ait initiation, propagation et ouverture de la fissuration de la couche d'argile.

Perméabilité

Les conditions de sécurité au niveau d'une couverture argileuse d'un centre de stockage de déchets imposent de garantir une perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s. Ces résultats sont vérifiés avant sollicitation sur des échantillons intacts ou reconstitués en laboratoire. Qu'en est-il lorsque l'argile subit des déformations pouvant alors engendrer de la fissuration sur une partie ou sur la totalité de l'épaisseur de la couche d'argile?

Dans un premier temps, une « planche de compactage » a permis de définir l'atelier de compactage (faisabilité de mise en œuvre, validation du compacteur choisi, définition du nombre de passes nécessaires afin d'obtenir un compactage suffisant, voir chapitre 3 § III.2.2.1.4). Pour cette planche de compactage, l'argile est mise en œuvre à la teneur en eau nominale couramment employée, $w_{opt} + 2\%$ en considérant $w_{opt} = 17.7\%$ (valeur prise dans le cahier des charges de la couverture, définie par des essais précédents notre étude, voir § III.2.2.1.4).

Afin de prendre en compte la sollicitation éventuelle en déformation de l'argile, trois « planches d'essais de flexion » ont ensuite été réalisées (voir Tableau 59). L'atelier de compactage validé suite à la planche de compactage est utilisé pour la mise en œuvre de l'argile pour les planches d'essais. Pour les deux premières planches d'essais (P1 et P2), la teneur en eau de mise en œuvre est identique à celle de la planche de compactage ($\approx w_{opt} + 2\%$ soit $\approx 19.7\%$). Les essais de flexion réalisés en laboratoire (voir § IV.3) ont montré que l'augmentation de la teneur en eau améliore la flexibilité de l'argile. Ainsi, dans l'optique d'augmenter la déformabilité de l'argile soumise au tassement des déchets sous-jacents, il a été décidé de tester pour la planche d'essais 3 (P3) une teneur en eau plus forte ($\approx w_{opt} + 3.5\%$ soit $\approx 21.2\%$). Pour cette teneur en eau élevée, il s'agit dans un premier temps de tester la faisabilité de la mise en œuvre de l'argile. En effet, à cette teneur en eau, la portance de l'argile est très faible et la locomotion difficile. Les essais réalisés (voir § 0) montrent qu'à cette teneur en eau $IPI = 2$ ce qui correspond d'après le GTR à la limite de traficabilité (voir chapitre 3 Figure 106).

Objectifs		w	γ_d (kN/m ³)	Energie de compactage
Planche de compactage		19.7%	17.25 98.5% $\gamma_{d\ opt}$	Définition de la méthodologie de compactage (notamment nombre de passes)
Planche d'essais de soulèvement	P1	19.7%		Même compactage que celui de la planche de compactage
	P2	19.7%		
	P3	21.2%		
Planche d'essais de tassement		21.2%		Même compactage que celui de la planche de compactage

Tableau 59. Programme des essais *in situ*, définitions des paramètres visés

Les essais de tassement n'ont pas été réalisés dans le cadre de cette étude.

V.1.2 Présentation des essais

Définition des paramètres

La Figure 196 présente les principaux paramètres géométriques mesurés ou déduits lors des essais de soulèvements.

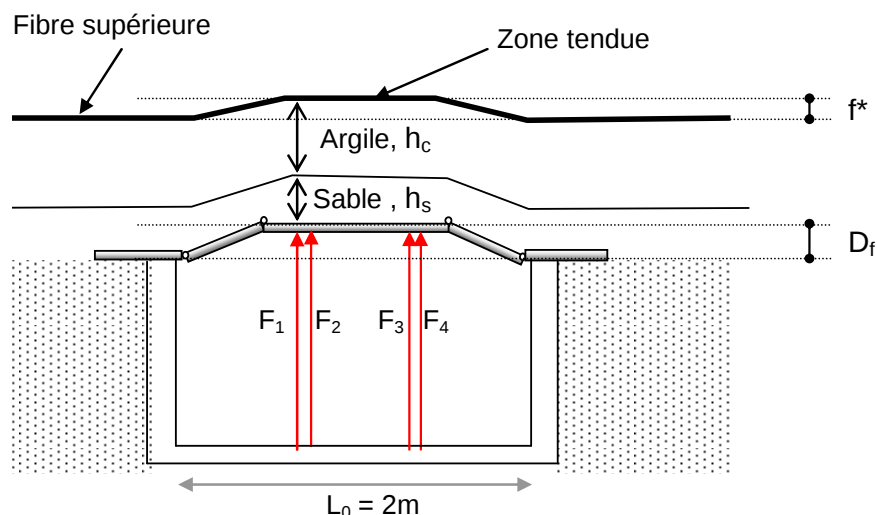


Figure 196. Définition des paramètres des planches d'essais

La force totale appliquée sur la plaque par l'ensemble des 4 vérins (voir Figure 201) est

$$[\text{eq.82.}] \quad F = \sum F_k = F_1 + F_2 + F_3 + F_4.$$

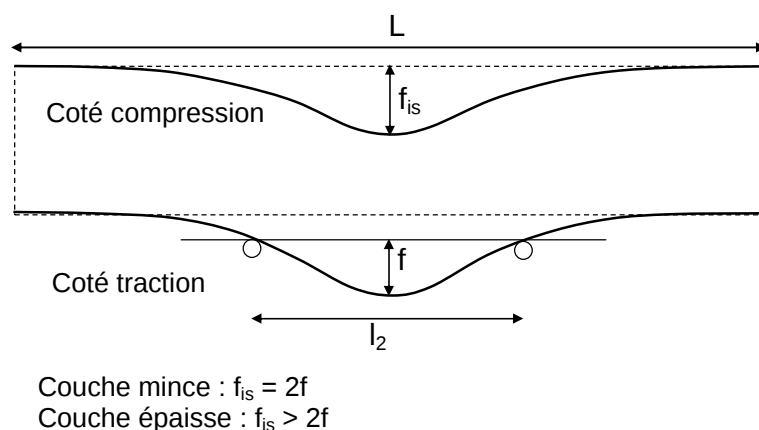
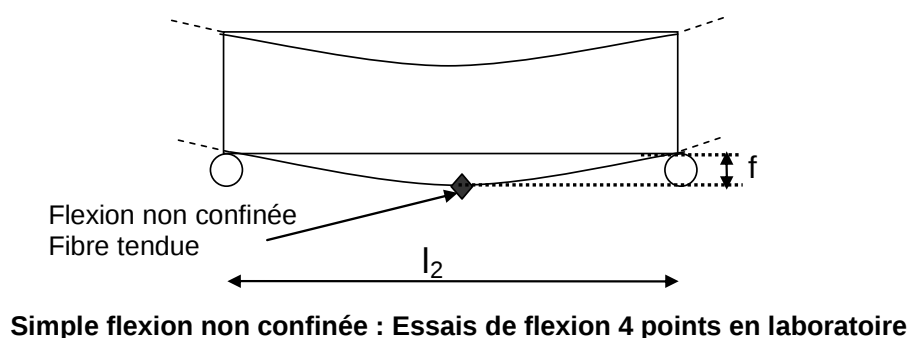
Le déplacement de la plaque à l'initiation de la fissure est D_{fi} et la flèche correspondante à la surface de l'argile est f^*_i .

Le déplacement maximal de la plaque à la fin de l'essai est $D_{f \max}$, la flèche correspondante à la surface de l'argile est $f^*_{\max}$.

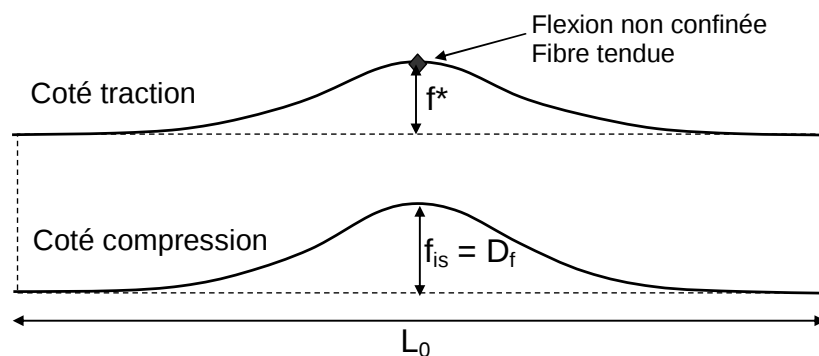
La distorsion δ_f imposée à la base de la couche de sable (zone comprimée) est définie par $\delta_f = 2 D_f / L_0$ (voir Figure 197).

A la fissuration, la distorsion vaut $\delta_{fi} = 2 D_{fi} / L_0$. A la fin de l'essai, elle vaut $\delta_{f \max} = 2 D_{f \max} / L_0$.

Ces essais induisent une double flexion (voir Figure 197). La sollicitation est très différente de la sollicitation in situ.



Double flexion : Essais de tassement



Double flexion : Essais de soulèvement

Figure 197. Flexion imposée lors des essais de soulèvement in situ et lors des essais de laboratoire

Mesures réalisées

Les critères de mise en œuvre d'une argile en couverture d'un centre de stockage de déchets sont donnés en termes de teneur en eau, de poids volumique sec et de perméabilité (voir chapitre 1).

La réalisation des planches d'essais doit permettre dans un premier temps de vérifier que les conditions de mise en œuvre de l'argile permettent d'atteindre ces critères.

Ensuite, pour répondre à chacune des problématiques présentées ci-dessus (faisabilité, déformabilité, fissuration et perméabilité) différents dispositifs sont utilisés : suivi photos, mise en place de capteurs de déplacement et de force, réalisation d'essais in situ pour

mesures de poids volumique sec et de perméabilité, prélèvements pour réalisation d'essais en laboratoire (voir Tableau 60).

	Planche de compactage	Planches d'essais
Mesure de la teneur en eau		
Par gammadensimétrie	6 mesures	50 mesures
Par étuvage de prélèvements	3 mesures	83 mesures
Mesure du poids volumique		
Par gammadensimétrie	6 mesures	50 mesures
Par mesures et pesées de prélèvements		50 mesures
Essais de perméabilité		
Simple anneau fermé	2 mesures	4 essais
Double anneau ouvert		1 essai
Essais de laboratoire		
Essais de compression simple		20 essais
Essais triaxiaux		20 essais
Essais de dessiccation		14 essais
Oedomètre		1 essai

Tableau 60. Essais réalisés sur les planches d'essais et la planche de compactage

V.1.2.1.1 Faisabilité

Plusieurs mesures sont réalisées afin de caractériser l'argile mise en œuvre.

Lors de la réalisation de la « planche de compactage », le poids volumique sec, la teneur en eau et la perméabilité sont mesurés en fonction du nombre de passes du compacteur afin de définir les modalités du compactage permettant d'obtenir les valeurs des paramètres visées (voir § III.2.2.1.4).

Pendant les « planches d'essais », ces mêmes mesures sont réalisées et répétées à différents endroits et différentes profondeurs afin de qualifier la couche d'argile et de vérifier son homogénéité. Des essais en laboratoire (détermination du poids volumique sec, de la teneur en eau, essais de compression simple sur éprouvettes intactes et desséchées, essais triaxiaux, compression oedométrique par paliers) réalisés sur des prélèvements non remaniés permettent de compléter ces informations.

V.1.2.1.2 Déformation, fissuration

Un suivi par photo est réalisé afin de déterminer le champ de déplacement à la surface de l'argile et de suivre la fissuration.

Des capteurs de déplacement permettent de suivre la montée de la plaque ($D_f = f(t)$).

Des profils de poids volumique sec sont réalisées dans les zones déformées afin d'étudier l'influence de la déformation sur le poids volumique sec de l'argile.

V.1.2.1.3 Perméabilité

Des essais de perméabilité sont réalisés dans les zones non déformées (hors de la zone d'emprise de la déformation). Quatre types de mesures sont réalisés : simple anneau fermé, double anneau ouvert, pulse test, infiltromètre à disques (voir § II.2.3).

Compte tenu de la fissuration importante de l'argile à la fin des essais de soulèvement, il s'est avéré impossible de reproduire ces essais de perméabilité dans les zones déformées.

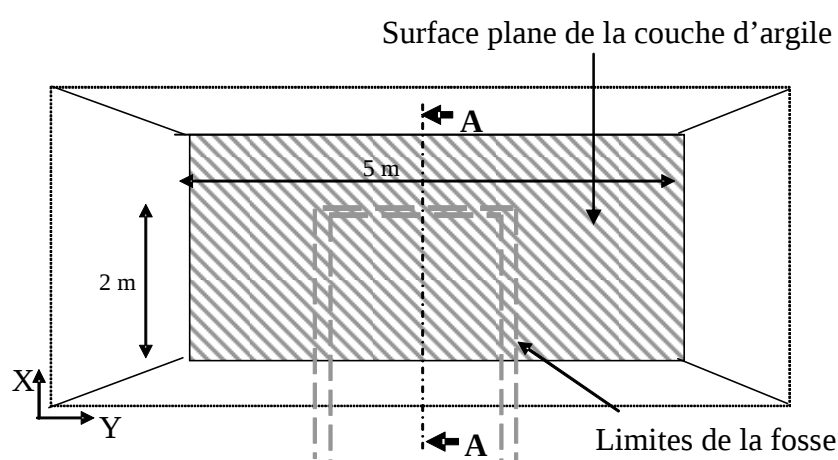
Présentation générale des planches d'essais

Une campagne d'essais a été réalisée du 28 novembre au 15 décembre 2006. Celle-ci a consisté en la réalisation de 3 essais de soulèvement (étude à court terme). Il s'agit d'essais de flexion inversée (voir Figure 195).

Pour l'opération de soulèvement, des vérins sont mis en place dans une fosse (voir Figure 201 et Figure 202). Une plaque articulée en acier est positionnée au-dessus de la fosse (voir Figure 203 et Figure 204). Une couche de sable est mise en œuvre au dessus de cette plaque articulée. L'argile est mise en œuvre et compactée au dessus de la couche de sable. Par une montée (soulèvement) des vérins, l'argile est sollicitée en flexion (voir Figure 195).

V.1.2.1.4 La fosse

La fosse en béton armé est conçue de façon à permettre un accès à cette fosse une fois le sol mis en place (voir Figure 198, Figure 199 et Figure 200). L'accès doit permettre des éventuelles interventions au niveau des vérins ou des capteurs pendant les essais.



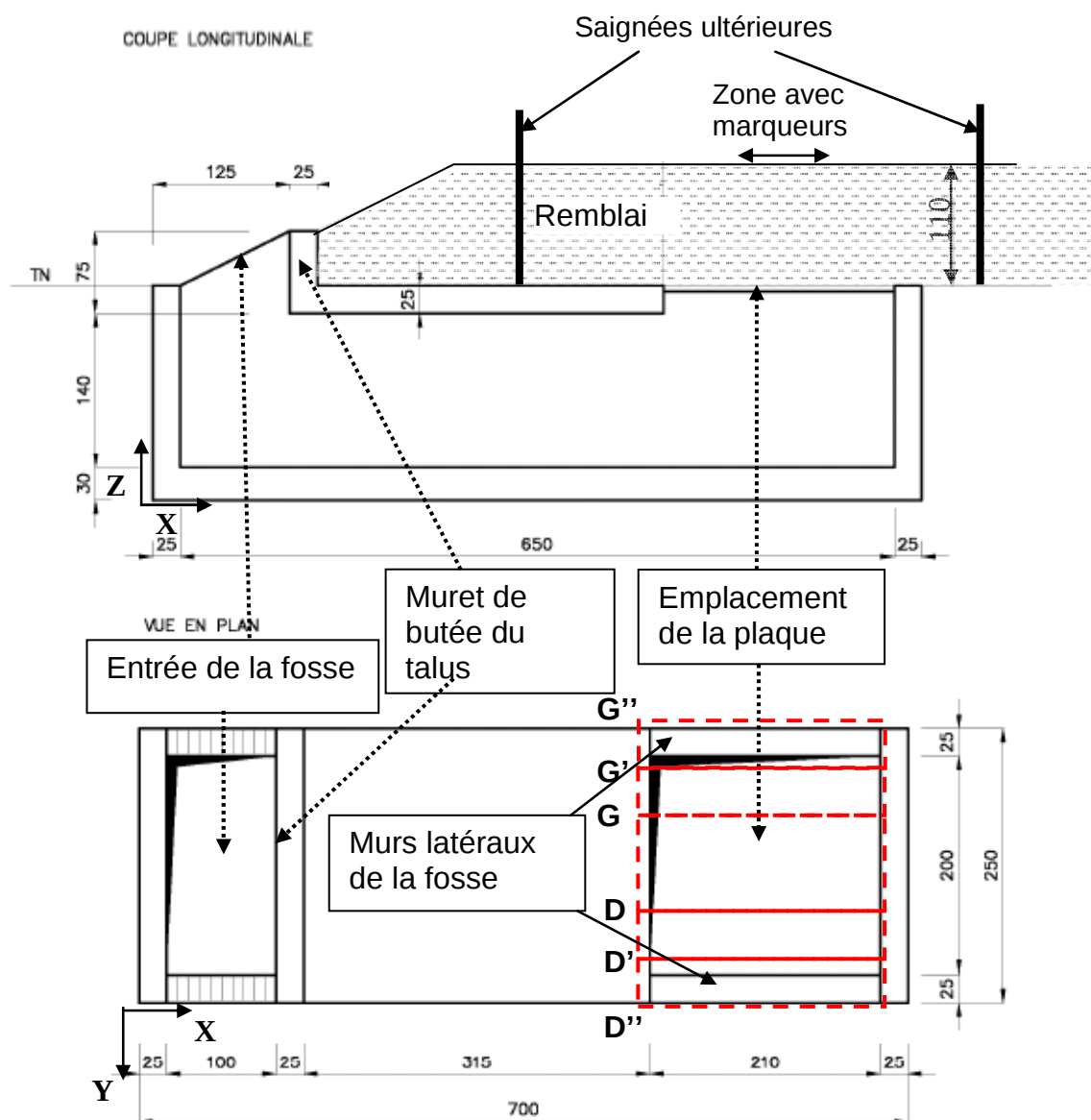


Figure 199. Coupe AA et vue en plan de la fosse (coupe AA implantée Figure 198)

X désigne l'axe de la fosse, Z l'axe vertical, positif vers le haut et Y l'axe longitudinal de la structure.



Figure 200. Fosse en place

Pour le dimensionnement de la fosse, les caractéristiques prises en compte pour le sol de fondation qui soumet les bords de la fosse à une poussée des terres sont les suivantes:

$c = 0$ kPa (cohésion du remblai non prise en compte pour la poussée)

$\Phi = 22^\circ$ en non drainé, 24° en drainé

$\gamma_h = 21$ kN / m³ (poids volumique moyen du remblai)

$k_a = 0.42$ (Rankine)

$\delta_{\text{remblai}} = 0^\circ$ (angle de la poussée)

Le remblai (sable + argile) est mis en œuvre au dessus d'une plaque en acier. Celle-ci est maintenue par un système d'étais lors de la phase de compactage (bâti 1 voir Figure 201 et Figure 202). Pendant la phase d'essai, elle est mise en mouvement par l'intermédiaire de 4 vérins (voir Figure 201).

Pour le dimensionnement de la fosse, les **actions permanentes** considérées sont :

Pour la base de la fosse

- Le poids propre du béton
- Le poids de la plaque en acier

Pour les murs latéraux

- La poussée des remblais

Pour les **actions d'exploitation**, plusieurs phases qui présentent des sollicitations différentes ont été identifiées :

Pendant la mise en œuvre de la planche d'essai

Les sollicitations sont dues à la présence du compacteur et de la charge de sol reprises par les 4 étais du bâti 1 (voir Figure 201 et Figure 202). Le compacteur est pris en compte par l'application d'une pression verticale correspondant à la diffusion à 22° du poids d'une roue arrière. Cette surcharge est évaluée pour la première couche compactée et la dernière.

2 phases extrêmes sont distinguées lors de la mise en œuvre pour le dimensionnement de la base et des murs latéraux de la fosse:

- Compactage de la première couche d'argile : la charge due au compacteur est moins répartie donc plus préjudiciable mais la charge d'argile faible
- Compactage de la dernière couche d'argile : la charge due au compacteur est plus répartie mais la charge d'argile plus forte.

Pendant l'essai

La sollicitation est due à la charge de sol sus-jacent, reprises par les 4 vérins et à la présence de frottements lors de la montée de la plaque (frottements entre la plaque et les murs de la fosse). Ces frottements engendrent des efforts horizontaux sur les murs latéraux (voir Figure 199).

V.1.2.1.5 Principe de sollicitation

Deux bâtis sont mis en place dans la fosse (voir Figure 201 et Figure 202) :

- Le premier bâti extérieur (bâti 1), composé de 4 étais, reprend la charge lors du compactage et doit assurer la rigidité de la plaque articulée maintenue en position horizontale pendant le compactage. Cette plaque (épaisseur 12 mm) est composée de 5 éléments articulés entre eux par des charnières (voir Figure 203 et Figure 204).
- Le second est le bâti de sollicitation, plus intérieur (bâti 2). Il est composé de 4 vérins. Ces vérins sont reliés à un système de synchronisation permettant une montée simultanée des 4 vérins et donc un maintien de l'horizontalité de la plaque sus-jacente. La vitesse de montée maximale de la plaque (à vide) est de 7 mm/min. La



268

Afin de diminuer les frottements entre le sol et la plaque lors de son déplacement, une géomembrane graissée est positionnée au niveau des extrémités de la plaque articulée (section G'G'' et D'D'') reposant sur le sol en place (voir Figure 199 et Figure 203).

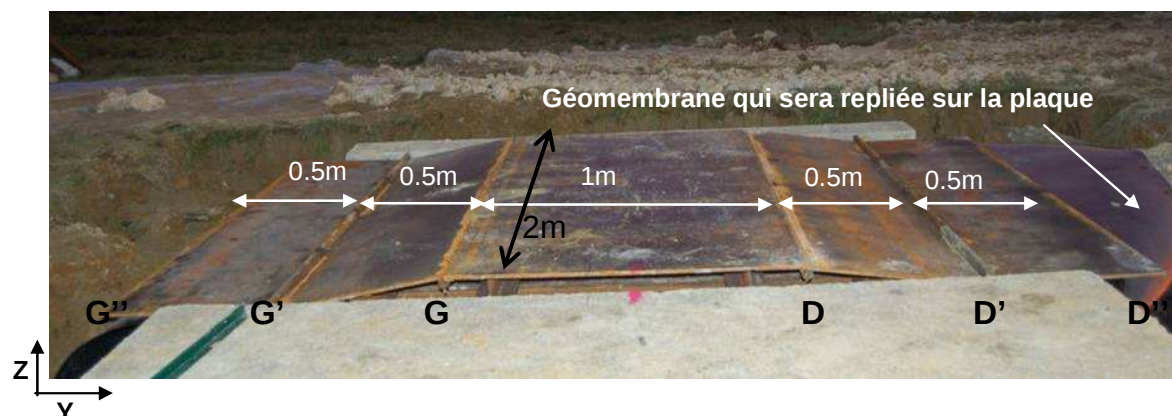


Figure 203. Plaque positionnée sur la fosse, position levée 5 cm



Figure 204. Plaque levée de $D_f = 20$ cm

Dimensionnement des vérins : note de calcul de la charge à soulever :

Hypothèses (voir Figure 205) :

- angle de diffusion de 24° (angle de frottement en conditions drainées, cas le plus défavorable) dans les directions X et Y:
- h remblai : 1.50 m
- $\gamma_h = 21 \text{ kN} / \text{m}^3$ (poids volumique moyen du remblai)
- Le cisaillement n'est pas considéré dans le calcul

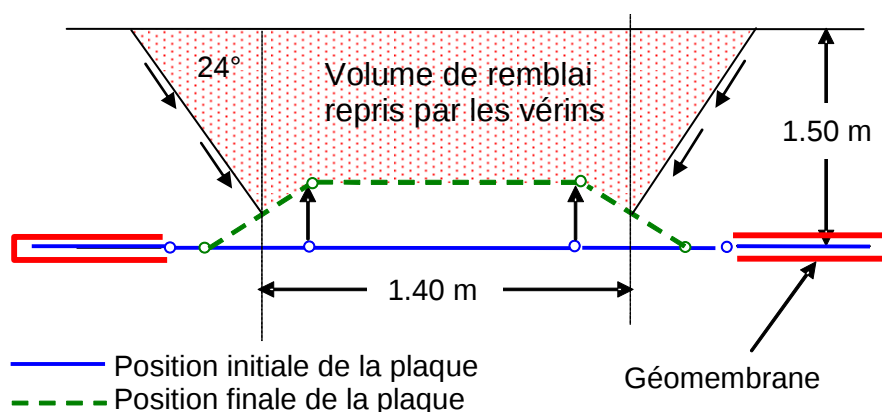


Figure 205. Hypothèses de dimensionnement des vérins

Avec ces hypothèses, la charge à reprendre par les vérins est $F = 130.3 \text{ kN}$. Les vérins dont nous disposons permettent de reprendre 50 kN chacun soit une charge totale de 200 kN. La course des vérins est de 30 cm. Le système de synchronisation permet une sortie à vide des vérins à une vitesse constante de 7 mm/min.

V.1.2.1.6 Suivi de la force et des déplacements

Des capteurs de déplacement et de force sont mis en place dans la fosse au niveau de chaque vérin (voir Figure 202 et Figure 206).

Les 4 capteurs de déplacement permettent de connaître le déplacement de la plaque et de vérifier que celle-ci reste bien horizontale durant la montée.

Les capteurs de force permettent de s'assurer de la répartition homogène de la charge sur chacun des 4 vérins.

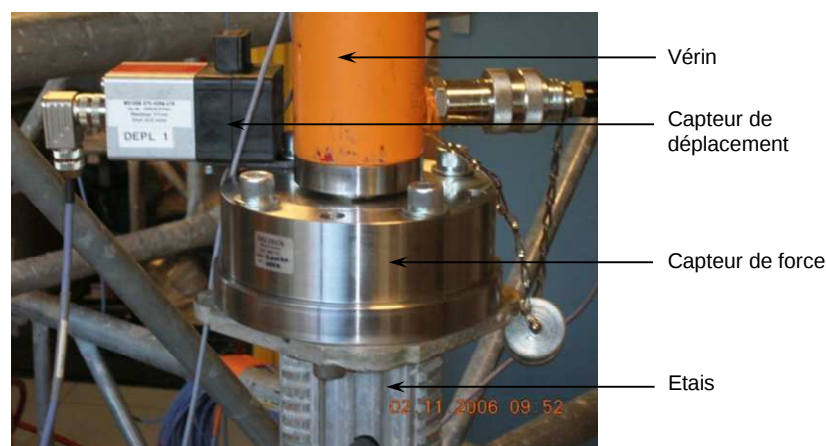


Figure 206. Instrumentation au niveau des vérins

Capacité des capteurs de force : 100 kN

Capteurs de déplacement : capteurs à fil, course : 350 mm

V.1.2.1.7 Suivi photo du déplacement à la surface de la planche d'essai

Afin de suivre les déplacements à la surface de l'argile, 4 appareils photos sont fixés sur un portique lui-même fixé sur la structure de la fosse donc non solidaire de la zone en mouvement (voir Figure 207).

Un premier appareil photo (1) est fixé sur le portique et positionné à la verticale de la planche d'essai (à 2.50 m au-dessus de la surface de la planche d'essai). Il est déclenché à distance.

Les photos prises s'affichent en temps réel sur un moniteur. Trois autres appareils photos (2, 3 et 4) sont fixés sur ce même portique permettant de suivre latéralement le déplacement de la surface (voir Figure 207).

Afin de pouvoir analyser les photos prises lors de l'essai et de matérialiser les déplacements se produisant au cours de l'essai, des marqueurs sont positionnés sur la surface de l'argile. Des marqueurs blancs en forme de croix permettent de suivre le déplacement de la surface de l'argile selon les directions X et Y grâce à l'appareil photo (1) situé au dessus de la planche d'essais. Ils sont fixés sur des clous piqués dans l'argile. Les marqueurs sont découpés dans du PVC blanc ce qui permet d'obtenir un contraste de couleur important avec l'argile. Ils sont positionnés environ tous les 25 cm selon X et Y dans la zone centrale de l'étude (voir Figure 208, zone hachurée).

Des marqueurs constitués d'une balle de ping-pong collée sur un pic enfoncés à faible profondeur dans l'argile permettent de suivre le déplacement selon Y et Z (direction verticale) grâce aux photos prises latéralement (appareils 2, 3 et 4, voir Figure 208).

Comme dans le cas des essais de flexion en laboratoire, des tests en situation statique sont réalisés afin de quantifier la précision des mesures effectuées. Les essais réalisés montrent une précision sur la détermination de la distance entre deux marqueurs de 0.06 % (en X, Y, appareil photo 1) et une précision sur la détermination de l'altitude relative de 1mm (selon Z, appareil 2, 3 et 4)

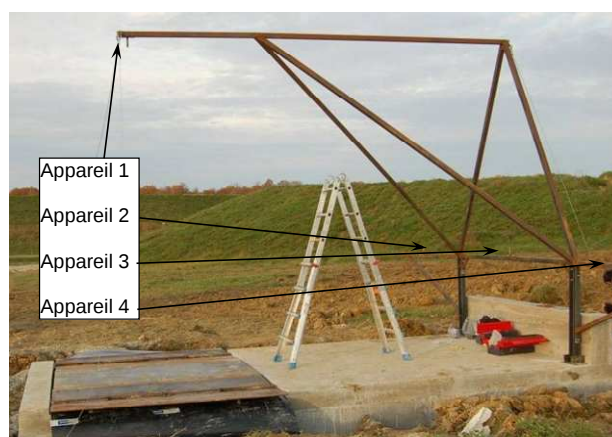


Figure 207. Positionnement des appareils photos pour le suivi des déplacements

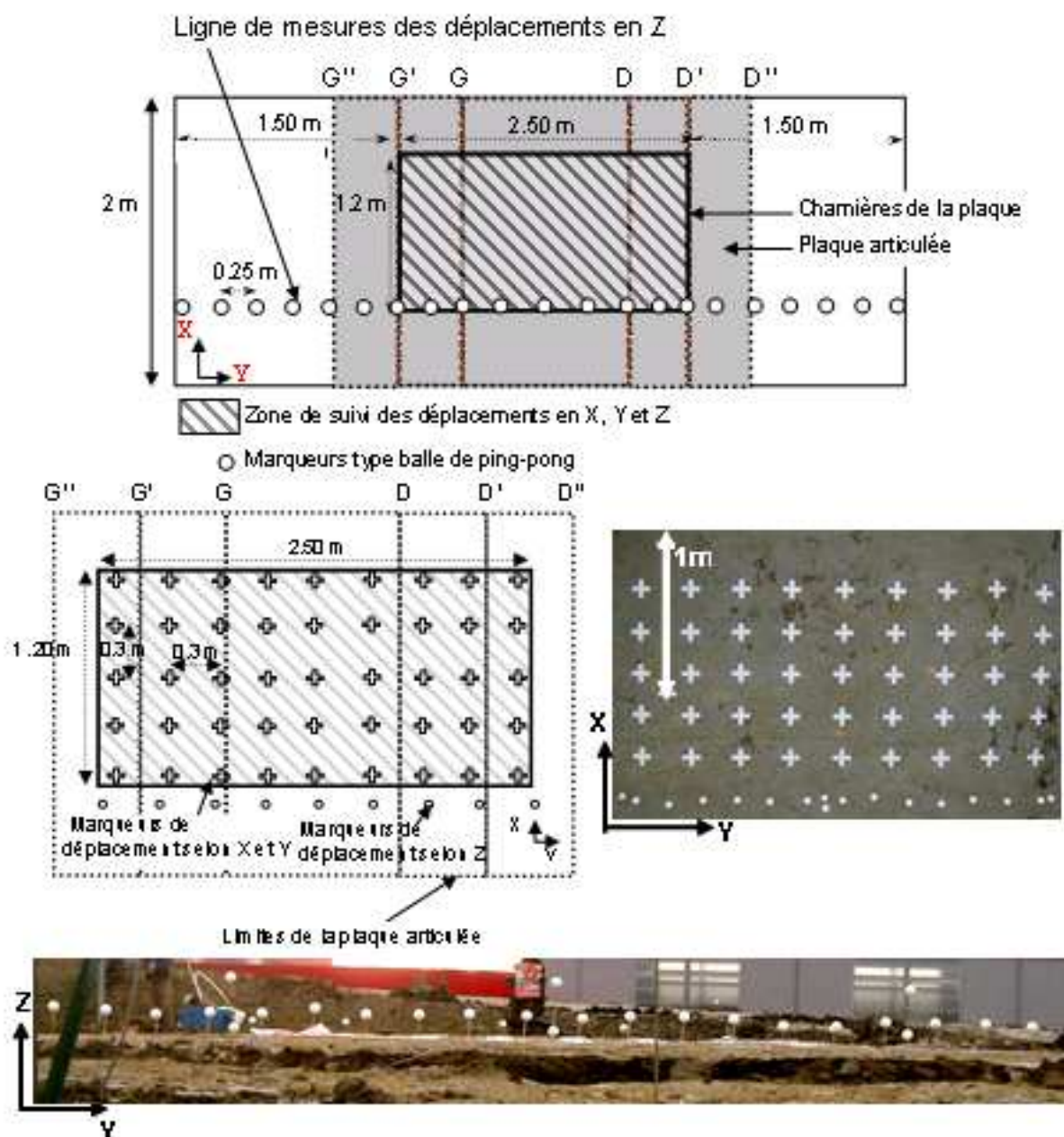


Figure 208. Implantation des marqueurs pour suivi des déplacements selon X, Y et Z

Remarque : Pour les planches 2 et 3, les marqueurs de suivi selon Z sont positionnés du côté de la ligne E de marqueurs (voir Figure 230 et Figure 236) tandis que pour la planche 1, la ligne de marqueurs pour le suivi des déplacement en Z est positionnée à l'autre extrémité de la plaque selon l'axe X (au niveau de la ligne A de marqueurs, voir Figure 224).

Les matériaux

Pour la réalisation des planches d'essais, une couche d'argile est mise en œuvre au-dessus de la couche de sable (voir Figure 195).

V.1.2.1.8 Sable

Le sable mis en œuvre est très humide et non compacté. Il s'agit d'un sable argileux voire d'argile sableuse classé A1 A2 dans le GTR. Les principales caractéristiques de ce sable sont présentées dans le Tableau 61.

< 80 μm	65%
< 2 mm	98%
VBS	2,8
$w_{\text{opt}} (e_c = 100\%)$	15.3%
$\gamma_{d \text{ opt}} (e_c = 100\%)$	18 kN/m ³

Tableau 61. Principales caractéristiques du sable

V.1.2.1.9 Argile

Il s'agit de l'Argile de l'Aptien qui est l'argile mise en œuvre en couverture des alvéoles et dont les caractéristiques sont présentées de façon détaillée au chapitre 3. Les principales caractéristiques de l'argile sont rappelées dans le Tableau 62.

Remarque : pour la réalisation des « planches d'essais », les caractéristiques optimales prises en compte sont celles définies à priori dans le cadre de la réalisation de la couverture et sont un peu différentes des valeurs que nous avons obtenues lors de la réalisation des essais Proctor présentés au chapitre 3, Figure 93.

< 2 μm	48%	
< 80 μm	98%	
I_p	22%	
w_p	22%	
w_L	44%	
$w_{\text{opt}} (e_c = 100\%)$	17.7%	Valeurs prises dans le cahier des charges, évaluées dans programme antérieur
$\gamma_{d \text{ opt}} (e_c = 100\%)$	17.5 kN/m ³	
$w_{\text{opt}} (e_c = 100\%)$	16.1%	Valeurs déterminées par nos essais Proctor
$\gamma_{d \text{ opt}} (e_c = 100\%)$	17.25 kN/m ³	

Tableau 62. Principales caractéristiques de l'argile de l'Aptien

Réalisation des planches d'essais

V.1.2.1.10 Mise en œuvre

Préparation des argiles

Les argiles sont malaxées sur le stock. La teneur en eau est mesurée. En fonction de la teneur en eau des argiles et de la teneur en eau désirée, l'arroseuse passe sur le stock jusqu'à obtenir la teneur en eau voulue. Le malaxeur est de nouveau passé sur le stock afin d'assurer le mélange eau – argile (voir Figure 209 et Figure 210).

L'argile sur stock présente une hétérogénéité importante en termes de teneur en eau. En effet, compte tenu de la très faible perméabilité de l'argile, lors des passages de l'arroseuse,

l'eau a tendance à ruisseler sur l'argile. L'eau s'accumule en pied des stocks. L'argile située en haut du stock est donc beaucoup plus sèche que l'argile en pied de stock. Ainsi, il est important de tenir compte de cette hétérogénéité lors du prélèvement de l'argile destinée à être mise en œuvre. Il faut notamment s'assurer de ne pas mettre en œuvre, même ponctuellement, de l'argile trop sèche, formant ainsi des mottes dures, qui ne disparaîtront pas forcément lors du compactage et qui pourront créer des hétérogénéités au sein de l'argile (voir § 0 et § 0). Afin d'améliorer l'homogénéité de l'argile mise en œuvre, une attention particulière est portée à ne pas prélever de l'argile dans les zones « sèches » du stock, c'est-à-dire tout en haut du stock d'argile.



Figure 209. Humidification et malaxage de l'argile sur stock : arroseuse et malaxeur



Figure 210. Argile après arrosage et malaxage

Compactage des argiles

Lorsque la teneur en eau de l'argile est proche de la teneur en eau désirée, l'argile est prélevée sur stock puis mise en œuvre sur la planche d'essais. Lorsque l'épaisseur foisonnée visée est atteinte, le compacteur effectue 8 passes selon la direction Y, comme il sera fait pour la mise en œuvre de la couverture (voir chapitre 3, § 0).

Le compacteur est un compacteur statique à pied dameur (ou pied de mouton) à 4 roues (appelé tamping, voir Figure 211) Caterpillar type 815F, de classe SP1 (masse : 210 kN). Il s'agit du compacteur utilisé pour mettre en œuvre l'argile en couverture des alvéoles.



Figure 211. Compacteur pied dameur sur la planche d'essais

Ainsi, pour le compactage de l'argile, chaque endroit de la planche d'essai doit voir 8 fois le passage d'une roue avant et d'une roue arrière du compacteur. Ainsi, après 8 passages, le compacteur se décale d'une largeur de roue pour compacter également 8 fois une ligne suivante. Ceci est répété jusqu'à ce que la totalité de la largeur de la planche d'essai ait été compactée.

Afin d'éviter la présence d'ornières dans la zone centrale de la planche d'essai, l'argile est mise en œuvre sur une longueur importante permettant au compacteur de croiser ses passes hors de la zone de suivi de la planche d'essais.

V.1.2.1.11 Caractéristiques géométriques initiales des planches d'essais

3 essais de soulèvement sont réalisés. Dans tous les cas l'argile est mise en œuvre au dessus d'une couche de sable. La couche de sable est non compactée. Les différentes couches d'argile sont compactées avec le compacteur présenté ci-dessus (pied dameur, 8 passes).

Remarque : Pour les différentes couches d'argile, l'épaisseur finale compactée donnée prend en compte l'épaisseur de l'empreinte des dents du compacteur (soit environ 8 cm) visible à la surface de la couche à la fin du compactage avant arasage.

Planche 1 (voir Figure 215)

Une couche de sable d'épaisseur $h_s = 0.50$ m et non compactée est tout d'abord mise en œuvre.

L'argile est malaxée et humidifiée de façon à obtenir une teneur en eau entre 19.2% et 20.2% qui est la gamme de teneur en eau initialement choisie pour la mise en œuvre de l'argile en couverture des alvéoles de stockage ($w = w_{opt} + 2\%$ à $\pm 0.5\%$ en considérant $w_{opt} = 17.7\%$). L'argile est ensuite mise en œuvre et compactée en 3 couches.

1^{ère} couche : mise en œuvre à la pelle
épaisseur foisonnée : 0.50 m
épaisseur compactée : 0.40 m

Le compacteur à bille (type V5) est passé entre les couches 1 et 2 au niveau de la plaque afin de mettre en place de la poudre colorée permettant de repérer les limites des couches lors de la coupe finale après déformation.

2^{ème} couche : mise en œuvre au compacteur
épaisseur foisonnée : 0.50 m
épaisseur compactée : 0.40 m

Le compacteur à bille (type V5) est passé entre les couches 2 et 3 au niveau de la plaque afin de mettre en place de la poudre colorée permettant de repérer les limites des couches.

3^{ème} couche : mise en œuvre au compacteur
épaisseur foisonnée : 0.50 m
épaisseur compactée : 0.35 m

Ainsi, pour les couches 2 et 3 de la planche 1, le compactage proprement dit est précédé d'une mise en œuvre avec le compacteur.

Afin de « lisser la surface », un arasement est réalisé dans la zone soumise à de la déformation. L'épaisseur d'argile enlevée pour l'arasement est d'environ 0.15 m. Le compacteur à bille effectue ensuite 1 ou 2 passes afin d'améliorer l'aspect de surface et donc de faciliter le suivi de l'apparition des fissures. Cependant, le passage de ce compacteur (type V5) peut engendrer un compactage supplémentaire difficile à estimer. Epaisseur totale d'argile finale (après arasement): 1m.

Lors du lancement de l'essai P1, c'est-à-dire lors de la mise en route du système de vérins pour le soulèvement de la plaque, il s'est avéré que la charge due à l'argile et au sable était trop importante pour que la plaque sous-jacente puisse être soulevée. Pour cette planche d'essai, le poids volumique humide moyen de l'argile est $\gamma_h = 19.9 \text{ kN/m}^3$ (hypothèse de dimensionnement : $\gamma_h = 21 \text{ kN/m}^3$) (voir Figure 205 et paragraphe suivant). Les hauteurs de sable h_s et d'argile h_c sont également conformes aux hypothèses prises pour le dimensionnement des vérins (hypothèses : $h_s = 0.50 \text{ m}$, $h_c = 1 \text{ m}$). Pour ce premier essai considéré comme un essai test, un premier chargement avait été programmé à 140 kN, soit 10 kN au-dessus de la charge de soulèvement calculée au § 0.B. Aucun soulèvement n'ayant été observé, la charge à soulever a été diminuée. Pour cela :

- l'épaisseur de la couche d'argile a été réduite de 40 cm (voir Figure 215)
- des saignées (ou tranchées) ont été réalisées afin de désolidariser la zone à soulever du reste (voir Figure 212 et Figure 213).

Il est probable que la zone d'influence, donc peut être l'angle de frottement du sable (voir § 0) ait été sous-estimé. La présence de forces de cisaillement peut également augmenter la charge.

Pour la planche 1, trois saignées ont été réalisées : 2 sont parallèles à l'axe X et espacées de $L = 7 \text{ m}$ (saignées transversales) et 1 saignée est parallèle à l'axe Y (saignée longitudinale) et distante de la tête de talus (côté entrée de la fosse) de $l = 3 \text{ m}$ (voir Figure 212).

Une fois le décapage de 40 cm d'argile et la réalisation des trois saignées, l'essai peut être mené, la charge a suffisamment été diminuée, les vérins peuvent déplacer la plaque.

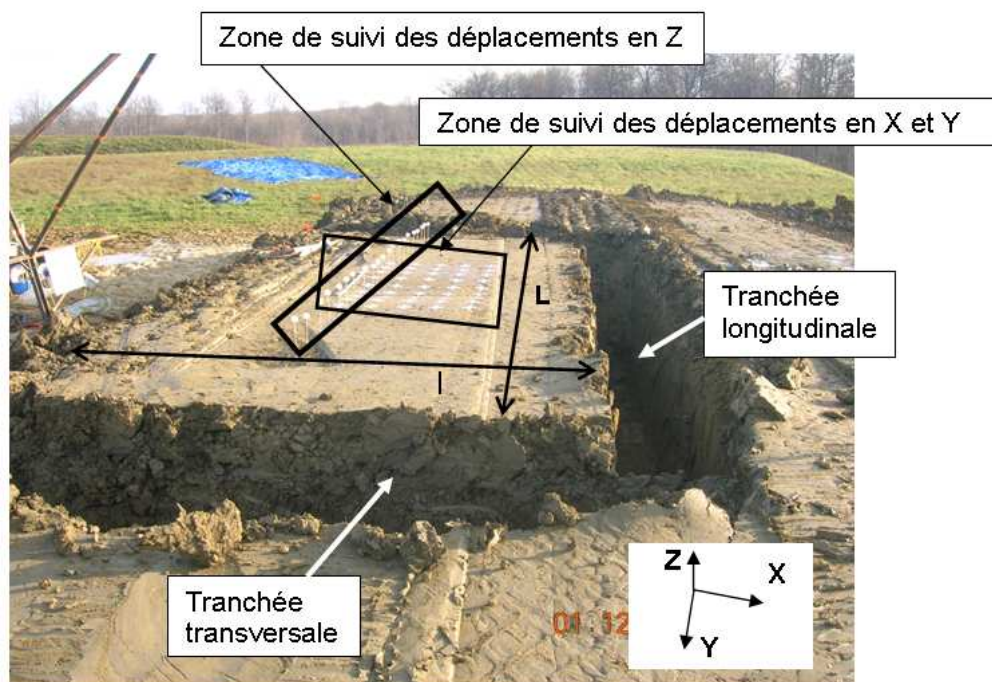


Figure 212. Localisation des tranchées et des marqueurs (planche 1)

Pour les planches 2 et 3, deux saignées longitudinales seront réalisées, soit 4 saignées au total (voir Figure 213). Les saignées sont réalisées de façon symétrique par rapport au centre de la plaque articulée.

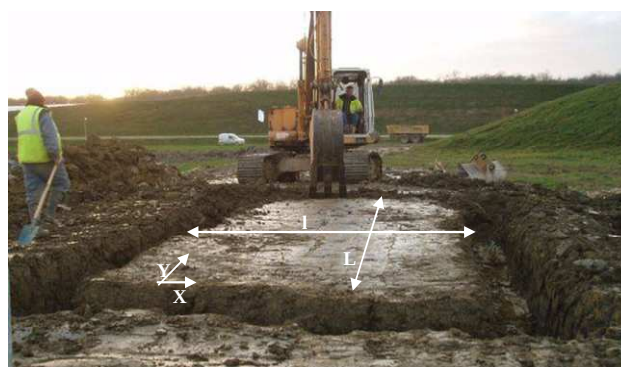


Figure 213. Localisation des tranchées (cas des planches 2 et 3)

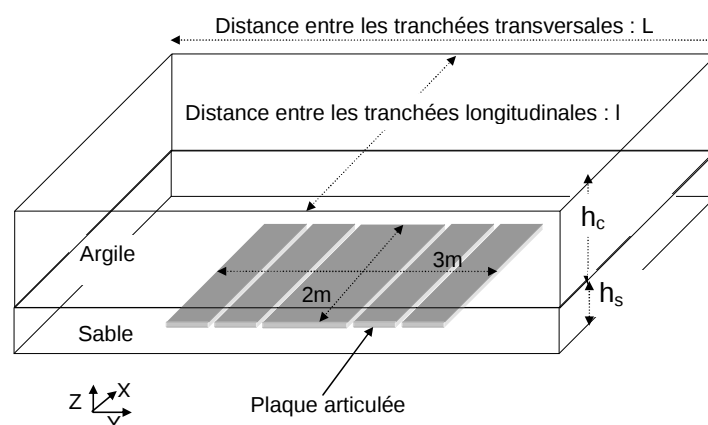


Figure 214. Caractéristiques géométriques des planches d'essais

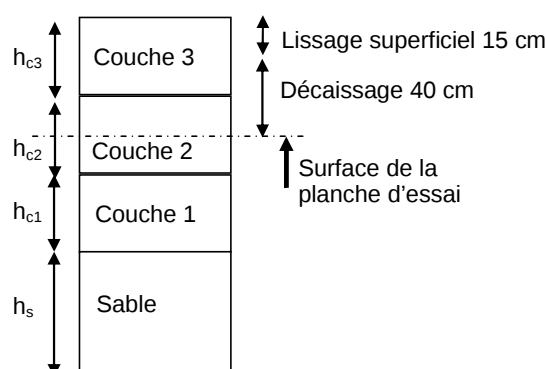


Figure 215. Couches de sols mises en œuvre, cas de la planche 1

Remarque : dans tous les cas, au niveau des saignées, le sable reste en place (pas d'effondrement du sable dans la saignée)

Modifications effectuées suite à la réalisation de la première planche d'essais

La réalisation de la première planche a permis de définir la zone d'influence de la déformation dans le sens longitudinal (axe Y). Les dimensions des planches d'essais suivantes ont ainsi pu être réduites tout en s'assurant que les dimensions (sens longitudinal) soient suffisantes pour que les saignées n'influencent pas le comportement de l'argile dans la zone centrale.

Afin de réduire les charges et compte tenu des observations faites lors de la première planche d'essais, la couche de sable a pu être réduite à une épaisseur de 0.20 m pour les planches 2 et 3. En ce qui concerne l'argile, l'épaisseur a également été modifiée afin de réduire la charge.

Pour les planches 2 et 3, l'argile est mise en œuvre en deux couches. Le dépôt est effectué uniquement à la pelle et non plus au compacteur, afin de ne pas influencer le compactage. Aucun lissage, par compacteur à bille, entre les couches d'argile n'est réalisé afin d'assurer un meilleur contact et de se rapprocher encore plus des conditions de mise en œuvre de la couverture. Le lissage final de la surface dans la zone soumise à la déformation est réalisé avec le godet de la pelle et non plus au compacteur lisse.

Planche 2

La teneur en eau visée de mise en œuvre de l'argile est identique à celle de la planche 1 (w de 19.2% à 20.2%).

1 ^{ère} couche :	épaisseur foisonnée :	0.40 m
	épaisseur compactée :	0.30 m
2 ^{ème} couche :	épaisseur foisonnée :	0.80 m
	épaisseur compactée :	0.70 m

De la poudre colorée est dispersée à la surface de la couche 1 de façon à matérialiser l'interface couche 1 / couche 2.

Afin d'obtenir une meilleure symétrie de l'essai, 4 saignées (et non pas trois) sont réalisées (voir Figure 214).

- Distance entre les deux saignées transversales $L = 6 \text{ m}$
- Distance entre les deux saignées longitudinales $l = 3.5 \text{ m}$

Epaisseur totale d'argile finale: $h_c = 0.75 \text{ m}$ à 0.85 m . Dans la zone centrale (zone de suivi par marqueurs), l'épaisseur est relativement constante et égale à 0.80 m .

Dans cet essai, une fine couche d'argile (environ 0.10 m) plus sèche est présente à la surface. Ceci est dû à l'hétérogénéité du stock d'argile en termes de teneur en eau. Lors de la mise en œuvre de l'argile pour les planches d'essais, une attention particulière a été portée sur les zones de prélèvements d'argile sur le stock afin de diminuer au maximum les hétérogénéités en termes de teneur en eau. Cependant, lors de la réalisation de la planche 2, le volume d'argile dans la zone désignée préférentiellement s'est trouvé être insuffisant et il a donc été nécessaire de prélever un peu d'argile dans une zone un peu plus sèche du stock. Cependant, ceci ne devrait pas avoir eu de conséquences sur le comportement global de la couche d'argile compte tenu du caractère superficiel de cette couche

Planche 3

La réalisation de cette troisième planche correspond à l'objectif d'une mise en œuvre à une plus forte teneur en eau afin d'appréhender la faisabilité et l'amélioration de la déformabilité. La teneur en eau visée est de 1% à 2% supérieure aux planches 2 et 3 soit environ 21%.

1 ^{ère} couche :	épaisseur foisonnée :	0.55 m
	épaisseur compactée :	0.45 m
2 ^{ème} couche :	épaisseur foisonnée :	0.70 m
	épaisseur compactée :	0.60 m

De la poudre colorée est dispersée à la surface de la couche 1 de façon à matérialiser l'interface couche 1 / couche 2.

4 saignées sont réalisées.

- Distance entre les deux saignées transversales $L = 5.30 \text{ m}$
- Distance entre les deux saignées longitudinales $l = 3.70 \text{ m}$

L'épaisseur d'argile mise en œuvre est moins homogène que dans les cas précédents. L'épaisseur d'argile, une fois le lissage réalisé est comprise entre 0.75 m et 1 m .

Dans la zone centrale (zone de suivi par marqueurs), l'épaisseur est relativement constante et $h_c = 0.90 \text{ m}$.

Les couches compactées sont plus épaisses que dans le cas des deux premières planches. Ainsi, il paraît probable que les poids volumiques secs soient plus faibles à la base des couches que dans le cas de couches moins épaisses. Des décaissements ont été réalisés par endroit afin de vérifier le poids volumique sec plus en profondeur (voir § V.1.2.1.12). Les caractéristiques géométriques et de mise en œuvre des trois planches d'essais sont récapitulées dans le Tableau 63.

	Planche 1	Planche 2	Planche 3
w (%)	≈ 19.7%	≈ 19.7%	≈ 21%
L (m)	7	6	5.3
l (m)	3	3.5	3.7
h _s (m)	0.5	0.2	0.2
Mise en oeuvre	c1 : pelle c2 et c3 : compacteur	pelle	pelle
h _{c1} (m)	0.4	0.3	0.45
h _{c2} (m)	0.4	0.7	0.6
h _{c3} (m)	0.35		
h _c finale (m)	0.6 ^{-a}	0.75 à 0.85 ^{-b}	0.75 à 1 ^{-b}
h _c finale moyenne(m)		0.8	0.9

^{-a} : après décaissage et lissage de la surface

^{-b} : après lissage de la surface

Tableau 63. Caractéristiques des trois planches d'essais

V.1.2.1.12 Caractéristiques de l'argile

Teneur en eau

Des mesures de teneurs en eau sont effectuées (voir Tableau 64) :

- In situ par mesures neutrons (voir § 0) avant et après déformation à différents endroits et différentes profondeurs
- En laboratoire par étuvage sur des prélèvements remaniés effectués avant et après déformation à différents endroits et différentes profondeurs
- En laboratoire par étuvage sur les prélèvements non remaniés effectués dans des zones non déformées en deux endroits de chaque planche d'essai.

	Planche 1	Planche 2	Planche 3
Mesures in situ par mesure neutrons	15 mesures	18 mesures	21 mesures
Mesures de laboratoire sur prélèvements remaniés	10 mesures	15 mesures	30 mesures
Mesures de laboratoire sur prélèvements non remaniés	24 mesures	13 mesures	13 mesures
total	49 mesures	46 mesures	64 mesures

Tableau 64. Mesures de teneurs en eau effectuées pour les 3 planches

Prélèvements effectués

Deux prélèvements sont effectués sur chaque planche d'essais. Ces prélèvements sont réalisés par fonçage d'un tube en acier dans l'argile (diamètre : 20cm, hauteur : 30cm). Les prélèvements sont réalisés dans des zones non fissurées afin d'obtenir des prélèvements intacts, représentatifs de la matrice argileuse. La localisation de chacun des prélèvements (pvt1 à pvt6) effectués pour chaque planche est présentée Figure 216.

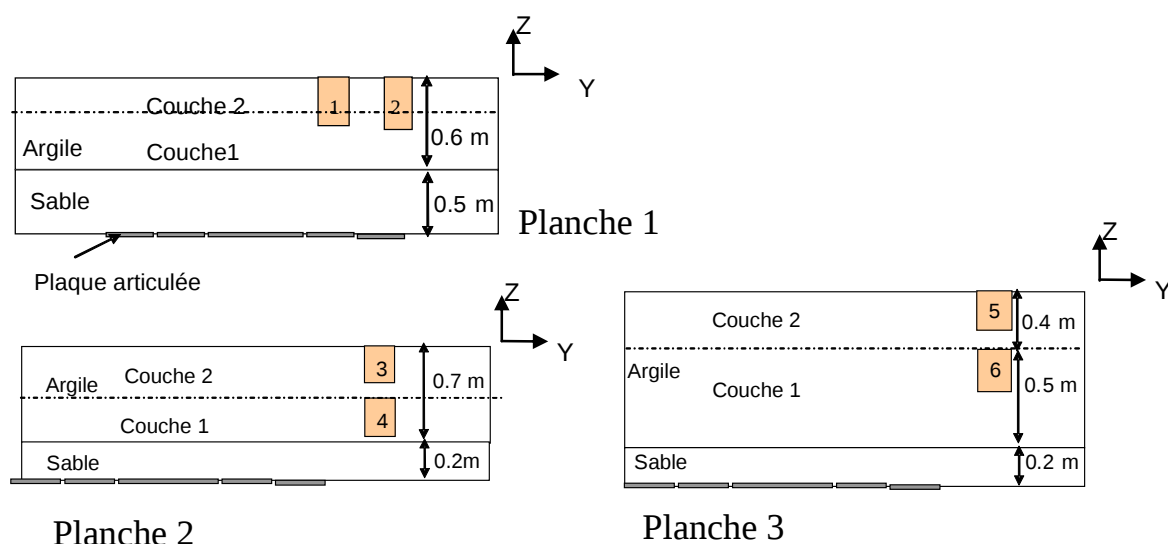


Figure 216. Localisation des prélèvements non remaniés

Une fois au laboratoire, les échantillons sont démoulés puis de petites éprouvettes (type éprouvettes triaxiales, hauteur : 7 cm, diamètre : 3.5 cm) sont prélevées au sein du prélèvement initial également par fonçage d'un tube acier. Ces éprouvettes sont considérées comme étant non remaniées bien que le type de prélèvement peut engendrer un certain remaniement de l'argile notamment suite aux frottements le long des parois des moules. En laboratoire, les tubes de prélèvements sont huilés afin de diminuer au maximum ces frottements. Les teneurs en eau de chacun des prélèvements sont déterminées (voir Tableau 66)

Teneur en eau	Planche 1			Planche 2			Planche 3		
w visée	19.7%			19.7%			21,00%		
	Labo	Labo	In situ	Labo	Labo	In situ	Labo	Labo	In situ
	pvt 1	pvt 2		pvt 3	pvt 4		pvt 5	pvt 6	
w moyenne	19,07%	19,15%	19%	19,41%	19,01%	18,80%	19,89%	19,78%	21,50%
écart type	0,23%	0,49%	1,50%	0,64%	0,72%	1,20%	0,51%	0,53%	2,40%
nombre de mesures	12	12	15	6	7	18	6	7	21

Tableau 65. Teneurs en eau mesurées en laboratoire sur les prélèvements non remaniés et in situ par mesures neutron

Influence de la profondeur

Des prélèvements réalisés en différents endroits et différentes profondeurs ainsi que des mesures au gammadensimètre permettent d'obtenir des profils de teneurs en eau et d'apprécier l'homogénéité de l'argile en termes de teneur en eau.

Planche 1 : (15 points de mesures)

Profondeur	w moyenne	Ecart type
7.5 cm	18,9%	0,36%
17.5 cm	19,2%	0,42%
27.5 cm	19,1%	0,32%

Tableau 66. *Planche d'essais 1 : Teneur en eau à différentes profondeurs (mesures neutron)*

Planche 2 : (18 points de mesures)

Profondeur	w moyenne
5 cm	17.5%
15 cm	20%
25 cm	19,1%

Tableau 67. *Planche d'essais 2 : Teneur en eau à différentes profondeurs (mesures neutron)*

La présence d'une couche plus sèche en surface de la planche d'essais 2 est confirmée.

Des mesures de teneurs en eau sont réalisées par étuvage sur des prélèvements au niveau d'une des saignées.

Profondeur	w (%)
12 cm	17.9
30 cm	18.3
50 cm	19.4
65 cm	18.2

Tableau 68. *Planche d'essais 2 : Teneur en eau mesurée par étuvage à différentes profondeurs au niveau des saignées*

Planche 3 : (21 points de mesure)

Des mesures de teneurs en eau sont réalisées par étuvage sur des prélèvements au niveau de deux des saignées

Profondeur	w (%)	
	Saignée 1	Saignée 2
10 cm	19.8	20.5
25 cm	20.6	19.7
40 cm	20.5	19.5
55 cm	20.7	21.1
70 cm	21.2	22
80 cm	21.4	
95 cm	20.8	
Moyenne	20.7	20.56
Ecart type	0.52	1

Tableau 69. Planche d'essais 3 : Teneur en eau mesurée par étuvage à différentes profondeurs au niveau des saignées

La planche 3 présente une moins bonne homogénéité générale en termes de teneur en eau que les planches 1 et 2. Les teneurs en eau moyennes de chaque planche d'essais obtenues par mesures neutron sont présentées Tableau 65.

Influence de la déformation

Des teneurs en eau sont réalisées avant et après déformation par mesures neutron (voir Tableau 70). Ces mesures sont espacées d'environ 3h.

	Avant déformation	Après déformation
Profondeur	w moyenne (%)	w moyenne (%)
5 cm	20.2	20.06
15 cm	23	19.54
20 cm	21.8	19.2
25 cm	20.3	19.4

Tableau 70. Planche d'essais 3 : Teneur en eau à différentes profondeurs avant et après déformation, mesures neutron

La teneur en eau après déformation est globalement un peu plus faible qu'avant déformation ce qui est probablement dû à une perte d'eau par évaporation pendant l'essai.

Comparaison des mesures de teneurs en eau réalisées in situ et en laboratoire

Les mesures in situ présentent une dispersion plus importante que les mesures de laboratoire. Les mesures effectuées en laboratoire pour les planches 1 et 2 sont assez comparables aux mesures effectuées in situ (erreur relative de 0.5% pour la planche 1 et de 2.2% pour la planche 2, avec une teneur en eau plus forte pour les mesures en laboratoire). Pour la planche 3, la teneur en eau mesurée in situ est supérieure à la teneur en eau mesurée en laboratoire (erreur relative de 8.4%). Une teneur en eau légèrement plus élevée est mesurée pour les prélèvements en surface.

Conclusion sur les mesures de teneurs en eau

Une moyenne est calculée sur la totalité des mesures de teneurs en eau réalisées sur chaque planche d'essais (mesure en laboratoire par étuvage et in situ par mesures neutron, voir Tableau 71). Les teneurs en eau obtenues sont plus faibles que les teneurs en eau visées d'environ 0.5%. Cependant, les planches 1 et 2 présentent bien la même teneur en eau et la teneur en eau de la planche 3 est supérieure d'environ 1.7% à celle de la planche 1 et 2. L'homogénéité en termes de teneur en eau reste acceptable.

	w moyenne	Nombre de mesures	Ecart type	w visée
P1	19.07%	49	1.1%	19.7%
P2	19%	46	1.7%	19.7%
P3	20.7%	64	1.9%	21%

Tableau 71. Mesures de teneurs en eau effectuées pour chacune des planches d'essais (mesures in situ et en laboratoire)

Par la suite, nous considérerons que les valeurs de teneurs en eau et de poids volumiques sec à l'optimum sont celles que nous avons déterminées par la réalisation des essais Proctor, soit pour une énergie Proctor normale ($e_c = 100\%$) $w_{opt} = 16.1\%$ et $\gamma_{d\ opt} = 17.25\text{ kN/m}^3$ (voir Tableau 35). Ainsi, avec cette référence, pour les planches 1 et 2, la teneur en eau vaut $w \approx w_{opt} + 3\%$. Pour la planche 3, $w \approx w_{opt} + 4.5\%$.

Poids volumique

Le poids volumique de l'argile est : (voir Tableau 72)

- Mesuré in situ par gammadensimétrie à différentes profondeurs et différents endroits
- Déterminé en laboratoire par pesée, mesure et détermination de la teneur en eau d'éprouvettes provenant des prélèvements non remaniés (voir Figure 216).

	Planche 1	Planche 2	Planche 3
Mesures in situ par gammadensimétrie	15 mesures	18 mesures	21 mesures
Mesures de laboratoire sur prélèvements non remaniés	24 mesures	13 mesures	13 mesures
total	39 mesures	31 mesures	34 mesures

Tableau 72. Essais réalisés pour la détermination du poids volumique pour chacune des planches d'essais

Mesures in situ

Lorsque le compactage est terminé, des mesures du poids humide γ_h sec au gammadensimètre sont effectuées avant soulèvement entre 5 cm et 30 cm de profondeur. Le poids volumique sec est déduit après détermination de la teneur en eau (par mesures neutron) ce qui est une source d'erreur sur la mesure de γ_d . Des décaissements sont réalisés afin de mesurer le poids volumique sec pour chacune des couches mises en œuvre.

L'évolution du poids volumique en fonction de la profondeur est présentée Figure 217 (P1), Figure 219 (P2) et Figure 220 (P3). L'interface entre les différentes couches d'argile est positionnée. Il est important de noter que ce positionnement n'est pas exact compte tenu des épaisseurs de couches qui peuvent varier d'un point à l'autre de la planche d'essai. Les mesures sont réalisées à la fin du compactage de l'ensemble des couches.

Planche 1 :

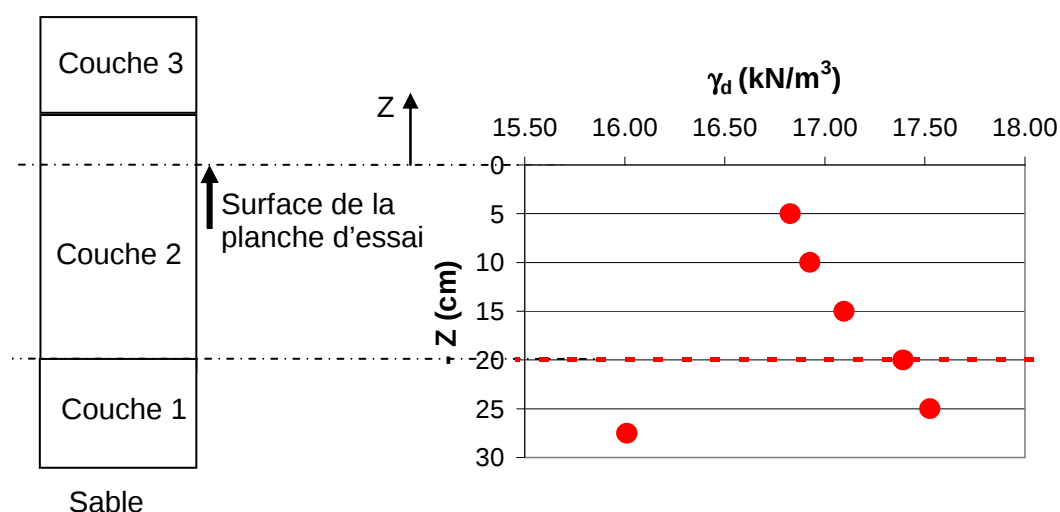


Figure 217. Evolution du poids volumique en fonction de la profondeur, planche 1

Le poids volumique augmente avec la profondeur jusqu'à une profondeur de 0.25 m à partir de la surface de la planche d'essai, ce qui correspond à une profondeur de 0.80 m sous la surface finale de l'argile (avant décaissage). Ceci correspond approximativement à l'interface entre la couche 1 et 2. Cette augmentation semble ainsi montrer que ce type de compacteur (voir § V.1.2.1.10) utilisé dans ces conditions reste efficace pour des épaisseurs de couches allant jusqu'à 0.40 m (épaisseur compactée soit environ 0.50 m foisonné). Sur les 25 premiers centimètres, le poids volumique est compris entre 16.8 kN/m³ et 17.5 kN/m³ ce qui correspond à 97.4% à 101.4% du poids volumique à l'optimum ($\gamma_{d \text{ opt}} = 17.25 \text{ kN/m}^3$). Lorsque la profondeur augmente au-delà de 0.25 m, le poids volumique chute.

Planches 2 et 3

Pour les planches 2 et 3, trois profils de poids volumique sont réalisés juste après le compactage de l'argile, et avant la réalisation des saignées (voir Figure 218).

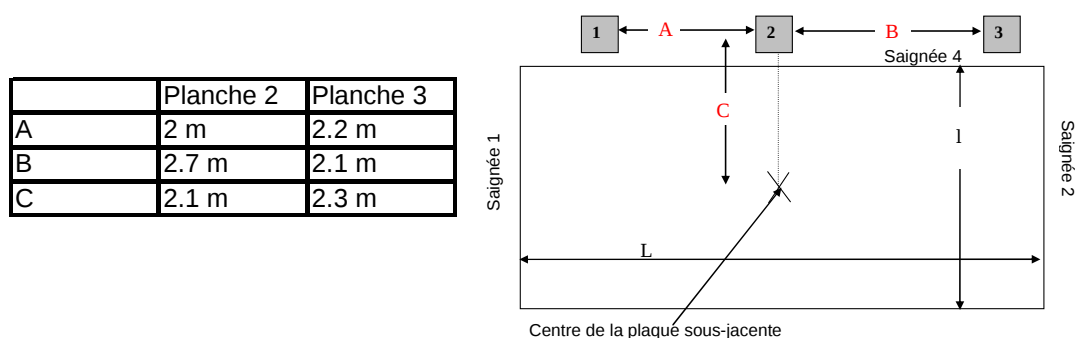


Figure 218. Localisation des profils de poids volumique pour les planches 2 et 3

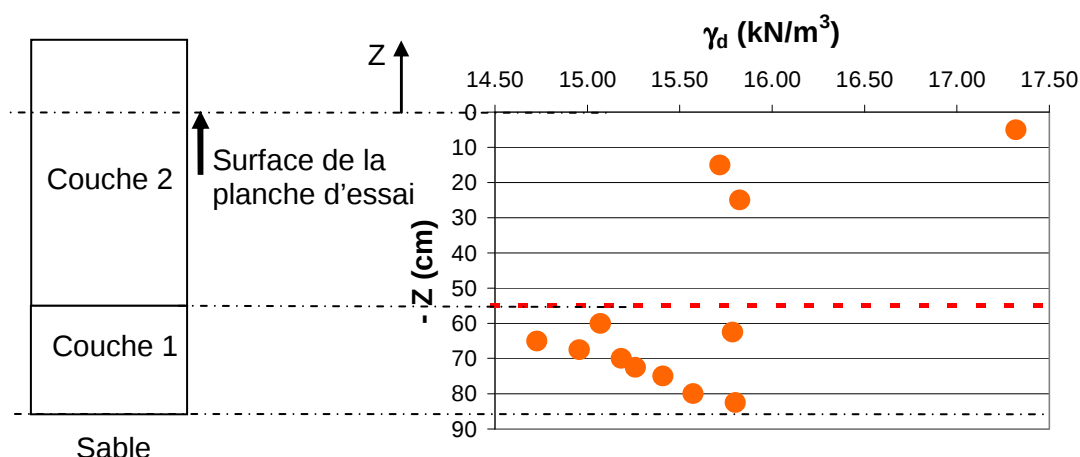


Figure 219. Evolution du poids volumique de l'argile en fonction de la profondeur, planche 2

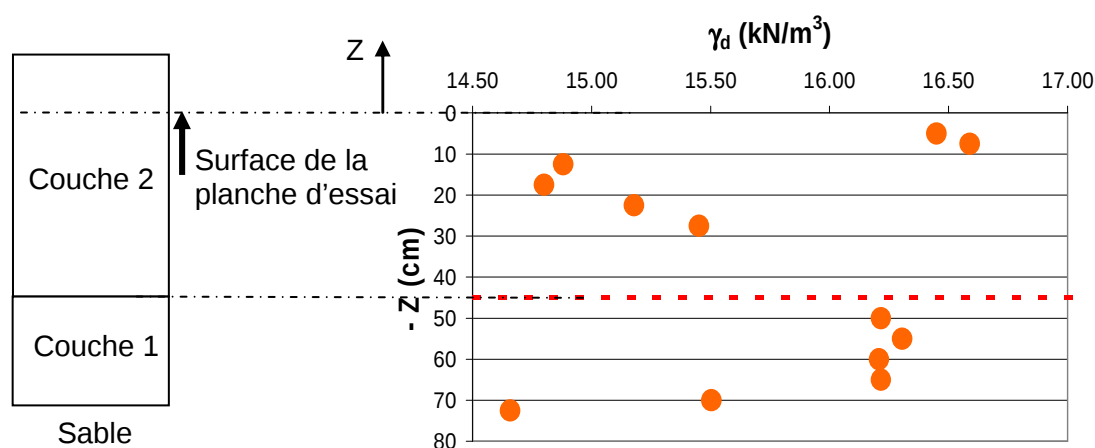


Figure 220. Evolution du poids volumique de l'argile en fonction de la profondeur, planche 3

Globalement, les poids volumiques des planches 2 et 3 sont plus faibles que dans le cas de la planche 1. Ceci peut s'expliquer par la différence de mise en œuvre. En effet, pour la planche 1, l'argile est déposée avec le compacteur et non avec la pelle. Les passages du compacteur sur l'argile lors de la mise en œuvre densifient l'argile avant même que les premières passes de compactage à proprement dit soient effectuées.

Un phénomène de surface est mis en évidence pour les planches 2 et 3 avec un poids volumique élevé sur les 8 premiers centimètres sous la surface de la planche d'essais, peut-être dû à l'arasement de la surface.

Tout comme pour la planche 1, pour les planches 2 (couche 1) et 3 (couche 2 jusqu'à au moins 0.30 m de profondeur) le poids volumique diminue lorsque la profondeur augmente. Pour la planche 2 (resp.3), les mesures réalisées montrent l'efficacité du compactage pour des épaisseurs de couches compactées de 0.40 m (resp. 0.45 m) puisque l'on note une augmentation du poids volumique. Ces valeurs sont en accord avec les résultats de la planche 1.

En ce qui concerne la planche 2 (voir Figure 219, les poids volumiques mesurés au sein de la couche 1 sont faibles : de 14.7 kN/m³ à 15.8 kN/m³ soit 85.2 % à 91.5 % $\gamma_{d\text{ opt}}$. Ceci peut être dû à la présence du support sable non compacté et humide qui se déforme au cours du

compactage. Cet effet ne se retrouve pas pour la couche 2, puisque cette fois-ci, le support est composé d'argile compactée, permettant un compactage plus efficace.

En ce qui concerne la planche 3 (voir Figure 220), les poids volumiques mesurés au sein de la couche 2 sont faibles : de 14.8 kN/m^3 à 15.5 kN/m^3 (85.8% à $89.9 \% \gamma_{d \text{ opt}}$). En dessous de l'interface, les poids volumiques évoluent peu sur les 20 premiers centimètres. Globalement, les poids volumiques sont plus élevés que dans la couche 2 (16.2 kN/m^3). A partir de 25 cm sous l'interface, on note une brusque diminution du poids volumique peut-être due à la présence du sable sous-jacent à une vingtaine de centimètres.

Les valeurs moyennes des poids volumiques obtenues par gammadensimétrie sont présentées dans le Tableau 73 (mesures effectuées avant déformation ou dans des zones n'étant pas soumises à déformation).

Poids volumique	Planche 1			Planche 2			Planche 3		
	Labo		In situ	Labo		In situ	Labo		In situ
	pvt 1	pvt 2		pvt 3	pvt 4		pvt 5	pvt 6	
γ_d moyen (kN/m^3)	17,45	17,36	17,00	17,10	17,25	15,80	17,25	17,22	15,50
écart type	0,13	0,14	0,05	0,23	0,41	0,12	0,13	0,12	0,08
nombre de mesures	12	12	11	6	7	18	6	7	21

Tableau 73. Poids volumiques mesurés in situ et en laboratoire

Conclusion sur les mesures in situ de poids volumiques

Globalement, les poids volumiques secs obtenus lors des planches d'essais de flexion sur site sont faibles comparés aux recommandations de mise en œuvre. Seule la planche 1 présente un poids volumique sec en accord avec les recommandations de mise en œuvre. Cette différence de poids volumique ne semble cependant pas être discriminante pour notre étude. Une approche comparative entre les différentes planches d'essais peut être réalisée. Dans cette étude, nous nous intéressons particulièrement à la déformabilité de l'argile. L'obtention d'une masse volumique importante n'était pas notre objectif principal.

La différence de poids volumique sec entre la planche 1 et les planches 2 et 3 peut s'expliquer par la mise en œuvre qui est différente (planche 1 : compacteur, planches 2 et 3 : pelle). De plus, les couches d'argile mises en œuvre pour les planches 2 et 3 ont une épaisseur supérieure aux 25 cm recommandés par le GTR ce qui peut engendrer un compactage moins efficace et ainsi un poids volumique sec plus faible. Ceci reste cependant en relative contradiction avec une augmentation du poids volumique sec observé avec la profondeur au sein d'une couche de sol.

Pour la planche 3, la teneur en eau étant plus élevée et le compactage étant identique (même compacteur, même nombre de passes), le poids volumique obtenu devrait être plus faible (d'après les courbes Proctor). Cependant, les mesures réalisées in situ et en laboratoire montrent que la planche 3 présente le même poids volumique sec que la planche 2 ce qui signifierait d'après les caractéristiques (w , γ_d) que l'énergie de compactage de la planche 3 aurait été supérieure à celle de la planche 2. Ceci témoigne en tout cas de la difficulté de maîtriser l'énergie de compactage in situ.

Les différents profils réalisés montrent une tendance à l'augmentation du poids volumique avec la profondeur. Cette tendance est mise en évidence pour les trois planches et est bien reproductible pour les différents profils d'une même planche. Ceci est surprenant : théoriquement, l'influence du compactage diminue avec la profondeur. Cependant, ces observations sont en accord avec Holtz et Kovacs (1981) qui mettent en évidence une augmentation in situ du poids volumique d'un sol compacté avec la profondeur jusqu'à une profondeur de 0.45 m à 0.50 m (voir § II.3.2.1.4, Figure 64). Lors de la réalisation des

planches d'essais, le compactage s'est avéré être efficace pour des épaisseurs de couches compactées de 0.40 m.

L'arasement semble entraîner une augmentation ponctuelle du poids volumique sec en surface. Par contre, le compactage sur un support peu portant (le sable humide et non compacté) engendre des poids volumiques secs faibles à proximité de cette couche support. Nous considérerons que l'homogénéité globale de l'argile en termes de teneur en eau et de poids volumique reste tout à fait acceptable à l'échelle de la planche d'essais.

Détermination du poids volumique sec en laboratoire

La mesure et la pesée des petites éprouvettes réalisées à partir des prélèvements intacts effectués (voir Figure 216) permettent une détermination du poids volumique humide. La détermination de la teneur en eau permet alors de déterminer le poids volumique sec de chaque éprouvette (voir Tableau 73).

Comparaison des poids volumiques secs mesurés in situ et en laboratoire

Pour les trois planches d'essais, les mesures de laboratoire donnent des valeurs de poids volumiques compatibles avec les recommandations concernant la mise en œuvre de l'argile ($\gamma_d > 95\% \gamma_{d \text{ opt}}$). Les mesures réalisées in situ (par gammadensimètre) donnent des valeurs inférieures pour les planches 2 et 3 ($\gamma_d \approx 91\% \gamma_{d \text{ opt}}$).

Les poids volumiques mesurés sur les prélèvements sont nettement plus grands (jusqu'à 10%) que les poids volumiques mesurés in situ. Ceci peut être en partie expliqué par le mode de prélèvement qui peut densifier le sol.

Les couples (w, γ_d) caractérisant chacune des planches d'essais sont replacés sur les diagrammes Proctor (voir Figure 221). Les valeurs de poids volumiques secs et de teneurs en eau retenues résultent d'une moyenne de l'ensemble des mesures de laboratoire et des mesures in situ (voir Tableau 74 et Figure 221). Cependant, compte tenu de la différence importante entre les mesures de laboratoire et les mesures in situ, on peut s'interroger sur la représentabilité d'une valeur de poids volumique moyennée. Pour les teneurs en eau, les différences entre les valeurs obtenues in situ et en laboratoire étaient nettement plus faibles (voir Tableau 65), et le calcul d'une valeur moyennée ne posait ainsi aucun problème.

	w (%)	γ_d (kN/m ³)	e_c (%)	Sr (%)
Planche 1	19.07%	17.2	140%	95%
Planche 2	19%	16.5	80%	85%
Planche 3	20.7%	16.4	100%	90%

Tableau 74. Poids volumiques secs et teneurs en eau des 3 planches (valeurs moyennées sur les mesures de laboratoire et in situ)

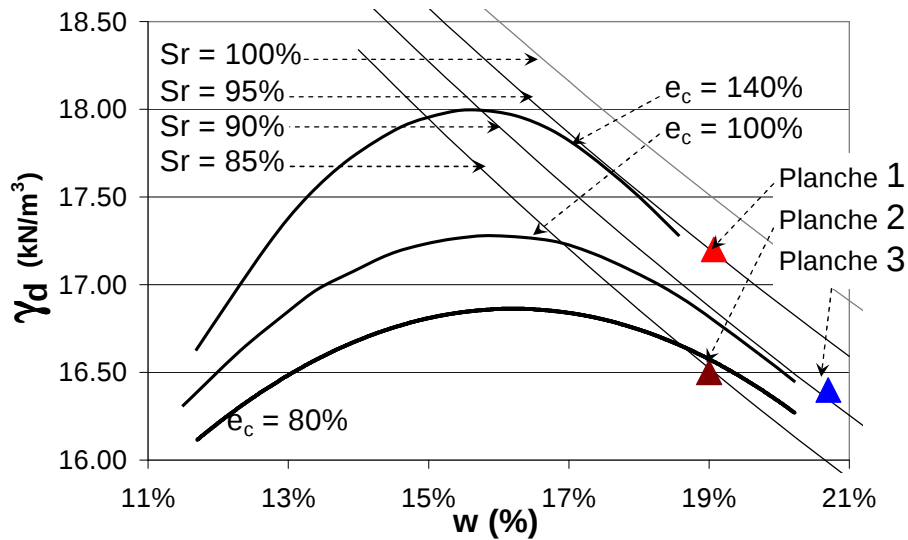


Figure 221. Caractéristiques « moyennes » de l'argile des planches d'essais (mesures de laboratoire et mesure in situ)

Perméabilité

Des essais de perméabilité sont réalisés dans les zones non soumises à la déformation. 4 types d'essais de perméabilité sont utilisés : le double anneau ouvert, le simple anneau fermé, le pulse test et l'infiltromètre à disques (voir § 0).

Afin d'obtenir des mesures de perméabilité représentatives de l'état non déformé de l'argile, les zones de mesures de perméabilité doivent :

- Présenter une mise en œuvre et un compactage identiques à la partie centrale soumise à déformation
- Être hors de la zone d'influence de la déformation
- Pouvoir être assimilées à un milieu infini (distance suffisante des tranchées ou talus et de la couche de sable sous-jacente)

Il était initialement prévu de réaliser des essais de perméabilité avant et après la déformation. Cependant, après la déformation, le réseau de fissures est très dense. La réalisation d'essais de perméabilité dans des zones déformées met en évidence de nombreuses fuites, dues à la présence de chemins préférentiels d'écoulement. La mesure de la perméabilité de la matrice argileuse s'est donc avérée impossible dans les zones déformées. Seules les mesures de perméabilité dans les zones non déformées sont réalisables.

La réalisation des essais de perméabilité sur des sols fins très peu perméables est relativement difficile. Plusieurs problèmes ont été rencontrés :

- Augmentation du niveau de l'eau dans les anneaux : cela témoigne d'une remontée d'eau qui est très souvent associée au caractère gonflant de l'argile.
- Infiltration importante et remontée de l'eau dans un périmètre de 40 cm autour des anneaux : présence d'un réseau préférentiel d'écoulement au sein de l'argile, provenant probablement de la mise en œuvre de celle-ci (compacteurs pieds de moutons).
- Compte tenu de la très faible perméabilité des argiles étudiées ($<10^{-9}$ m/s), les temps de saturation pour les différents essais sont très longs (au moins 24 heures pour les anneaux et le pulse test) ce qui limite le nombre d'essais pouvant être réalisés.
- Les conditions climatiques du mois de décembre (gelées matinales) n'ont pas été favorables aux mesures longues de perméabilité.

Les résultats des mesures de perméabilité exploitables sont présentés Tableau 75.

	Planche 1	Planche 2	Planche 3
Double anneau ouvert			$4 \cdot 10^{-9}$ m/s
Simple anneau fermé	$3 \cdot 10^{-12}$ m/s	$1.7 \cdot 10^{-9}$ m/s	$1.3 \cdot 10^{-9}$ m/s

Tableau 75. Résultats des essais de perméabilité réalisés avant déformation

La planche 1 présente une perméabilité inférieure aux deux autres planches, ce qui est compatible avec une énergie de compactage plus forte (Elsbury et al., 1990, Moussaï, 1993). Pour les planches 2 et 3, la perméabilité obtenue est légèrement supérieure à la perméabilité visée ($k < 10^{-9}$ m/s). Ceci peut s'expliquer par un poids volumique sec insuffisant (énergie de compactage trop faible pour la planche 2, teneur en eau forte pour la planche 3, voir Figure 221).

V.1.3 Résultats et analyse des planches d'essais

Mise en œuvre de l'argile

L'argile est mise en œuvre sur une couche de sable non compacté et très humide, donc déformable notamment lors du compactage de la première couche d'argile.

L'utilisation d'un compacteur type pied dameur permet une bonne adhérence entre les couches. Le passage d'un compacteur lisse entre les couches (planche 1) diminue nettement cette adhérence, pouvant provoquer un décollement entre les couches (voir Figure 228).

La mise en œuvre de l'argile à une teneur en eau de 20.5% ($w_{opt} + 4.5\%$) ne pose pas de problème particulier de mise en œuvre. Le matelassage est plus important mais ne pose pas de problème de circulation du compacteur. Le compactage est efficace. Aucune diminution notable du poids volumique, pour un compactage donné, n'est mise en évidence suite à l'augmentation de la teneur en eau. Ceci résulte probablement de la difficulté à contrôler l'énergie de compactage in situ.

Cependant, dans le cas d'une mise en œuvre de l'argile à une forte teneur en eau ($w_{opt} + 4.5\%$) il est nécessaire de prévoir des pentes de stock légèrement plus faibles afin de permettre l'accès du malaxeur.

Le compactage de l'argile, donc son poids volumique, est plus important lorsque celle-ci est mise en œuvre au compacteur qu'à la pelle.

Mesures de la force de soulèvement et du déplacement vertical

Pour chaque planche d'essais, la force appliquée F et le déplacement au niveau de chaque vérin D_i sont enregistrés (voir § V.1.2.1.6). Pour chaque planche, l'augmentation de la force est très rapide pour les 40 premiers millimètres de déplacement, puis la force appliquée diminue légèrement (voir Figure 222 et Figure 223). Les résultats obtenus pour les 4 vérins lors d'une planche d'essai sont tout à fait comparables (voir Figure 222), 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 et aussi par voie de conséquence que la structure est homogène.

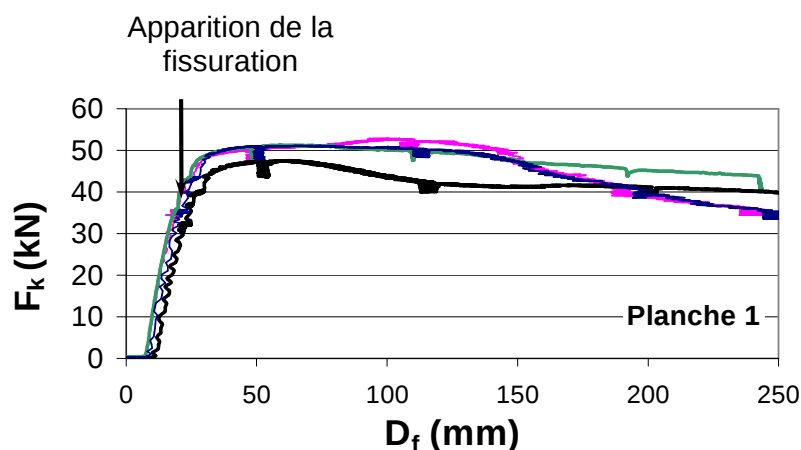


Figure 222. Evolution de la charge F_k appliquée par chaque vérin en fonction du déplacement de la plaque (planche 1)

La force totale appliquée pour la montée de la plaque lors de la planche 1 est légèrement supérieure à celle des planches 2 et 3 (voir Figure 223). Le calcul de la charge à soulever n'explique pas cette différence :

Planche 1 :

Argile : $w = 19.07\%$, $\gamma_d = 17.2 \text{ kN/m}^3$ d'où $\gamma_h = 20.48 \text{ kN/m}^3$, $h_c = 0.60 \text{ m}$

Sable : $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$, $h_s = 0.50 \text{ m}$

$F_{P1} = 84 \text{ kN}$

Planche 2 :

Argile : $w = 19\%$, $\gamma_d = 16.5 \text{ kN/m}^3$ d'où $\gamma_h = 19.63 \text{ kN/m}^3$, $h_c = 0.80 \text{ m}$

Sable : $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$, $h_s = 0.20 \text{ m}$

$F_{P2} = 73 \text{ kN}$

Planche 3 :

Argile : $w = 20.7\%$, $\gamma_d = 16.4 \text{ kN/m}^3$ d'où $\gamma_h = 19.79 \text{ kN/m}^3$, $h_c = 0.90 \text{ m}$

Sable : $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$, $h_s = 0.20 \text{ m}$

$F_{P3} = 83 \text{ kN}$

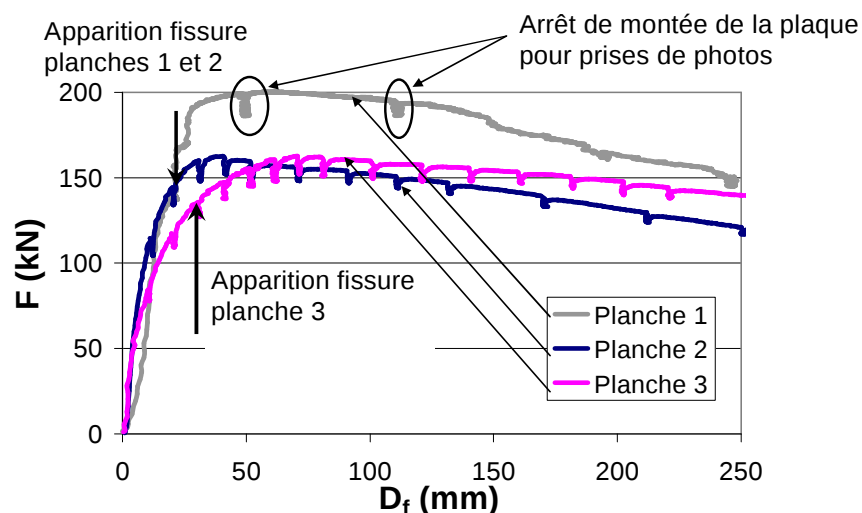


Figure 223. Evolution de la charge totale F en fonction du déplacement de la plaque pour les 3 planches d'essais P1, P2 et P3

La force totale F maximale appliquée est de 160 kN pour les planches 2 et 3 et de 200 kN pour la planche 1. Or, en reprenant le calcul présenté § V.1.2.1.5, et en prenant en compte les données géométriques réelles des planches (hauteur de remblai maximale = 1.1 m), la charge maximale est de $F = 84$ kN pour un angle de diffusion de 24° . Ainsi, il semble que les forces importantes appliquées lors des essais résultent de la présence de frottements par cisaillement le long des interfaces de la pyramide à soulever ainsi qu'au niveau des ailes de la plaque (zones D'' D' et G'' G', voir Figure 203).

Remarque : Lors des essais, des arrêts de la montée de la plaque sont faits environ tous les 10mm (moins fréquents pour planche 1) afin de réaliser les prises de vue de la surface de la planche d'essais. Lors de ces arrêts, les vérins restent en position, on note une diminution de la force appliquée au niveau des vérins (relaxation, voir Figure 222 et Figure 223).

Déplacements et fissuration

Lors de la réalisation des essais (montée de la plaque), les déplacements en X, Y et Z de la surface de la planche d'essais ainsi que l'apparition et la propagation des fissures sont suivies par la prise de photos (voir § V.1.2.1.7).

Les saignées longitudinales (parallèles à l'axe Y, voir Figure 212 et Figure 213) permettent de suivre les déformations latérales des couches d'argile et de sable et notamment le comportement à l'interface des différentes couches. Les saignées transversales (parallèles à l'axe X) permettent de s'assurer qu'il n'y a pas d'influence des conditions limites (pas de déformations visibles dans les saignées transversales).

A la fin des essais, une coupe est réalisée sur toute l'épaisseur des couches d'argile et de sable (voir Figure 225, Figure 231 et Figure 239). La localisation de la coupe est présentée Figure 224, Figure 230 et Figure 238. La coupe permet d'apprécier la profondeur de pénétration des fissures, le comportement à l'interface des différentes couches d'argile (matérialisée par de la poudre colorée), le comportement à l'interface sable argile...

V.1.3.1.1 Observations générales

Planche 1

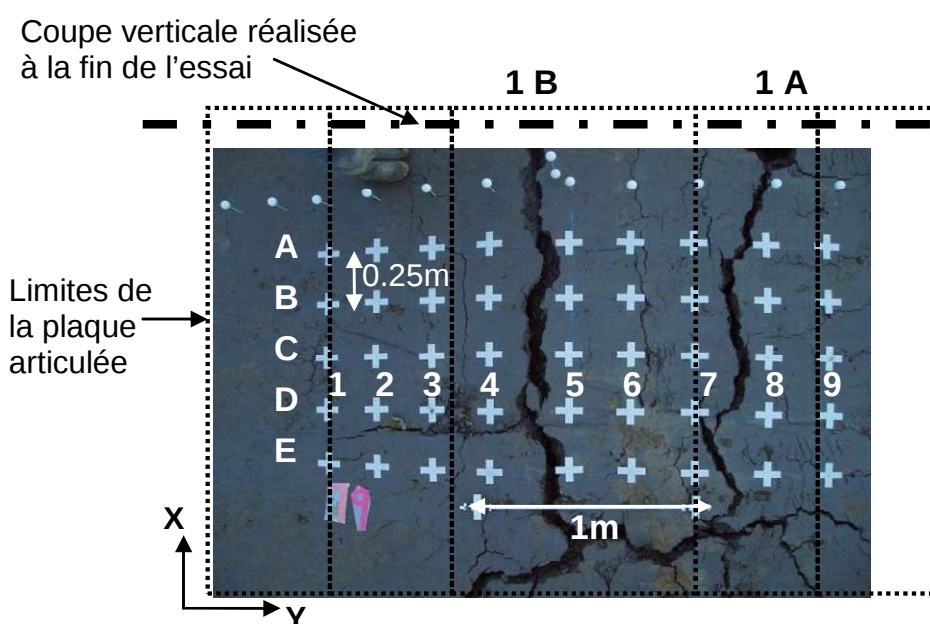


Figure 224. Vue de dessus état final, planche 1

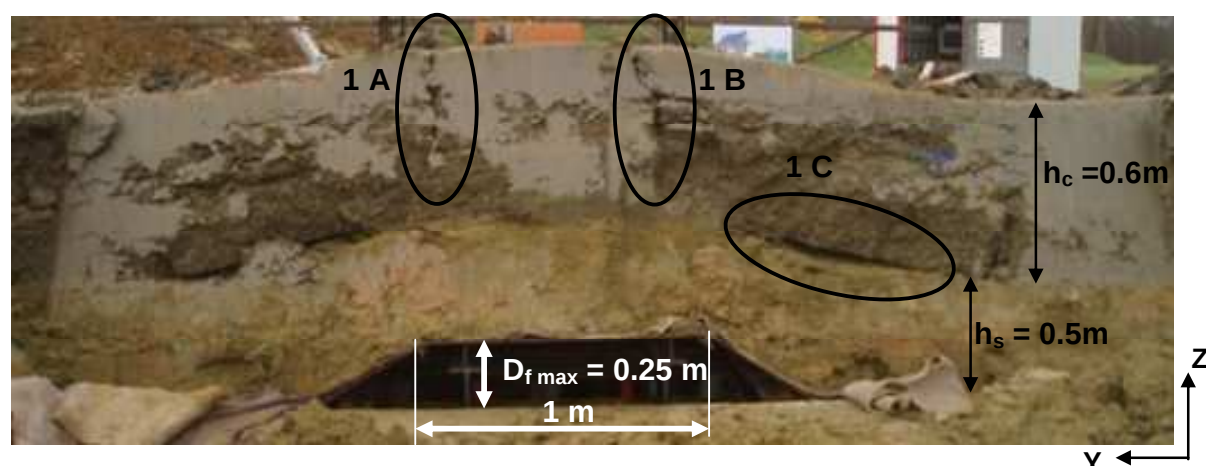


Figure 225. Coupe finale, planche 1

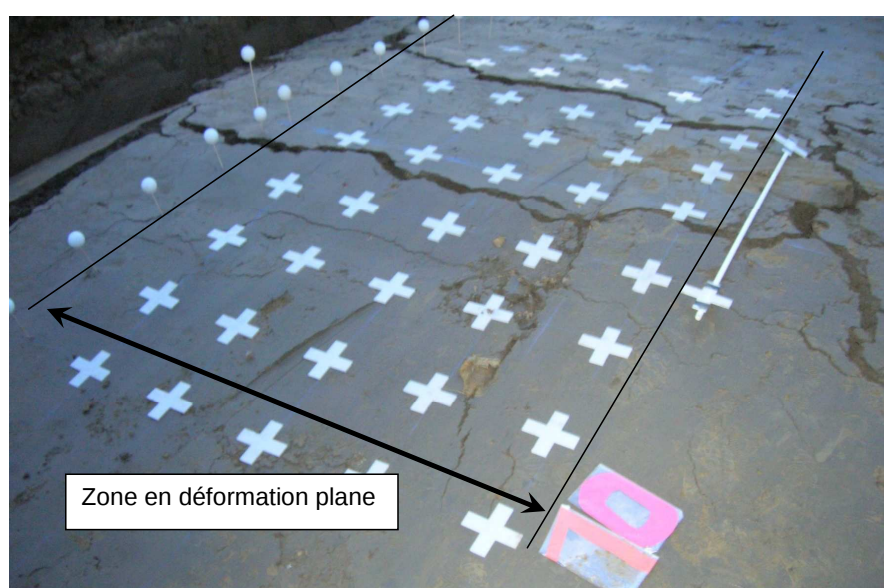


Figure 226. Vue d'ensemble planche 1, $D_f = 0.20\text{ m}$

2 fissures principales (1 A et 1 B) sont mises en évidence (voir Figure 224 et Figure 225). Elles sont verticales et situées approximativement au niveau des charnières (G et D) situées de part et d'autres de la plaque centrale en acier. Ces fissures s'initient à partir de la surface de l'argile.

Espacement : 72 cm

Profondeur de pénétration : 48 cm

Un décollement (1 C) entre la couche d'argile et la couche de sable est mis en évidence de chaque côté, à l'aplomb des ailettes de la plaque (voir Figure 225 et Figure 227) :

Ouverture : 5 cm

Longueur : 60 à 75 cm

A la base de la première couche d'argile, des fissures (1 D) sont mise en évidence au niveau de l'extrémité de la plaque (repères G'' et D'', voir Figure 227). Ces fissures s'initient à partir de la base de la première couche, dans une zone en traction et confinée (voir Figure 197).

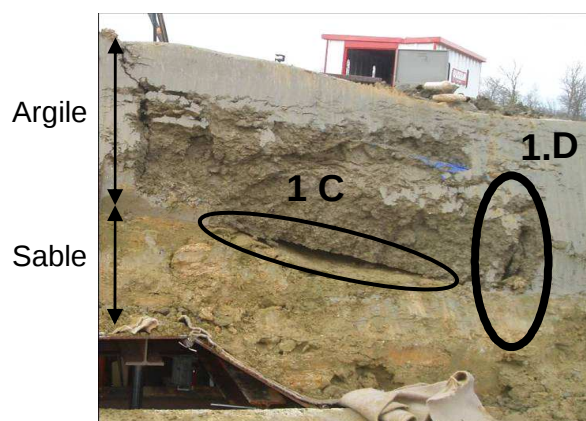


Figure 227. Fissures initiées à la base de la couche d'argile, planche 1

La limite entre les deux couches d'argile, qui avait été matérialisée avec de la poudre bleue, est bien marquée. Un léger décollement entre les couches d'argile peut être mis en évidence par endroit (voir Figure 228).

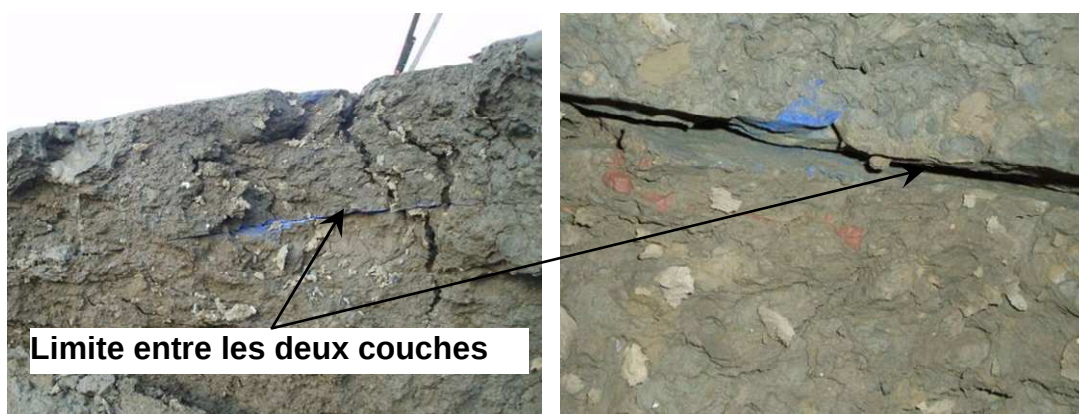


Figure 228. Limite entre les 2 couches d'argile, planche 1

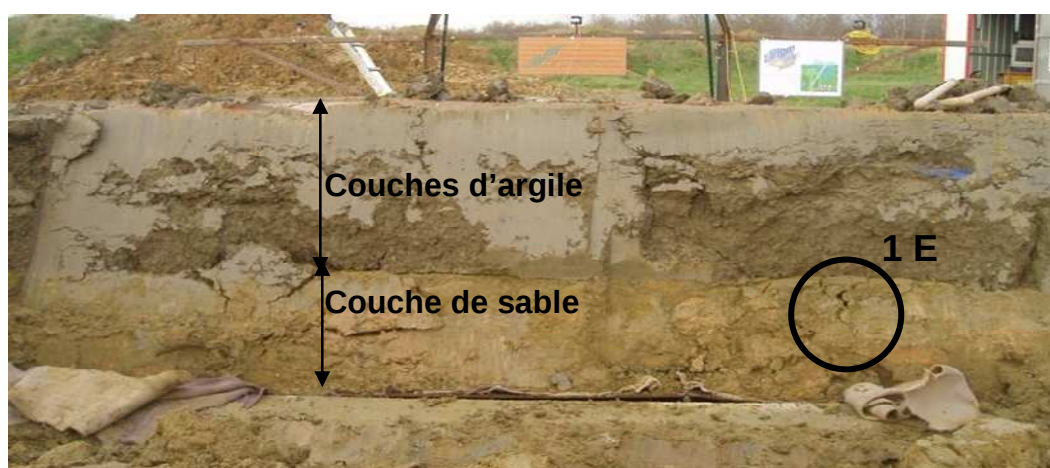


Figure 229. Planche 1 : plaque rabaissée

A la fin de l'essai, la plaque est rabaissée et reprend ainsi sa position initiale (voir Figure 229). Les fissures se referment partiellement mais sont toujours visibles ainsi que le décollement entre la couche d'argile et de sable. Une fissure (1 E) apparaît dans le sable au niveau de l'extrémité des ailettes de la plaque G'' et D'' (voir Figure 229).

Planche 2

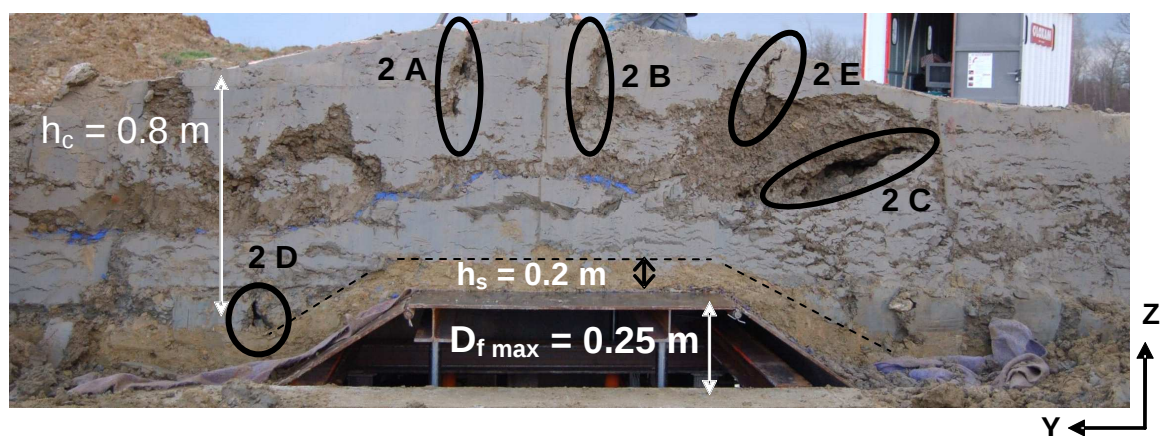
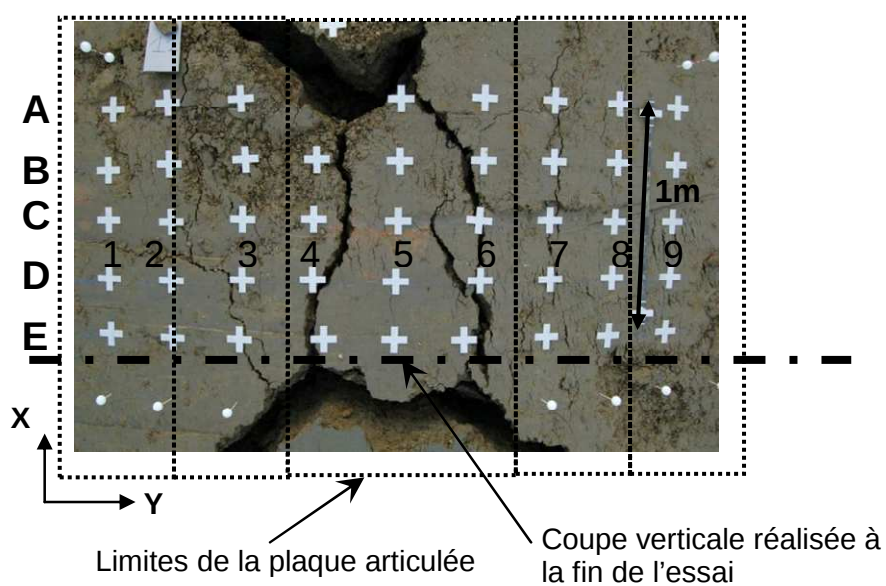




Figure 232. Vue d'ensemble, état final, planche 2

Observations :

2 fissures principales (2 A et 2 B) ouvertes nettement (Espacement : 40 cm, Profondeur de pénétration : 35 cm) sont mises en évidence comme pour la planche 1. Lors de l'essai, 2 autres fissures latérales (2 E) (1 fissure non visible sur la coupe mais visible sur vue de dessus) moins ouvertes apparaissent également (voir Figure 230 et Figure 231).

La zone centrale de mesure apparaît effectivement présenter des déformations en 2D (voir Figure 232).

Une cavité (2 C) se forme au sein de la couche d'argile, au niveau des ailettes latérales (section G G') de la plaque articulée (ouverture environ 7 cm, longueur de 60 cm) (voir Figure 231 et Figure 233).

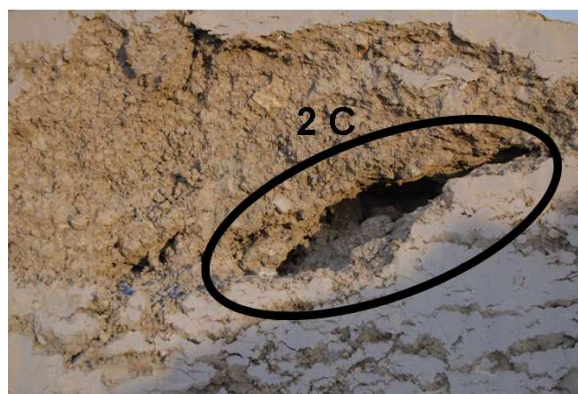


Figure 233. Cavité au sein de la couche d'argile, planche 2 (détail 2 C)

Aucune discontinuité entre la couche d'argile et la couche de sable n'est mise en évidence (voir Figure 231).

Une fissuration (2 D) se développe à la base de la couche d'argile au niveau des charnières latérales D' et G' (voir Figure 231 et Figure 234).



Figure 234. Fissuration à la base de la couche d'argile, planche 2 (détail 2 D)

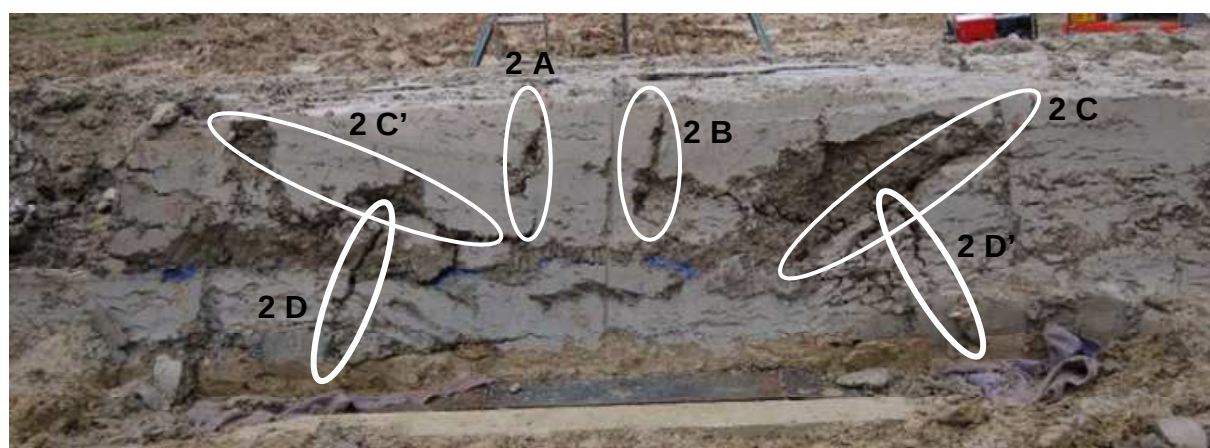


Figure 235. Planche 2 : plaque rabaissée

Tout comme pour la planche 1, la plaque articulée est redescendue à la fin de l'essai et retrouve ainsi sa position initiale. Les fissures se referment partiellement (voir Figure 235). L'argile reste globalement très endommagée. La fissure 2 D initiée à la base de la couche d'argile lors de la montée de la plaque se propage dans les deux tiers de la couche d'argile lors de la descente de la plaque. Les deux fissures principales 2 A et 2 B restent nettement visibles.

Planche 3

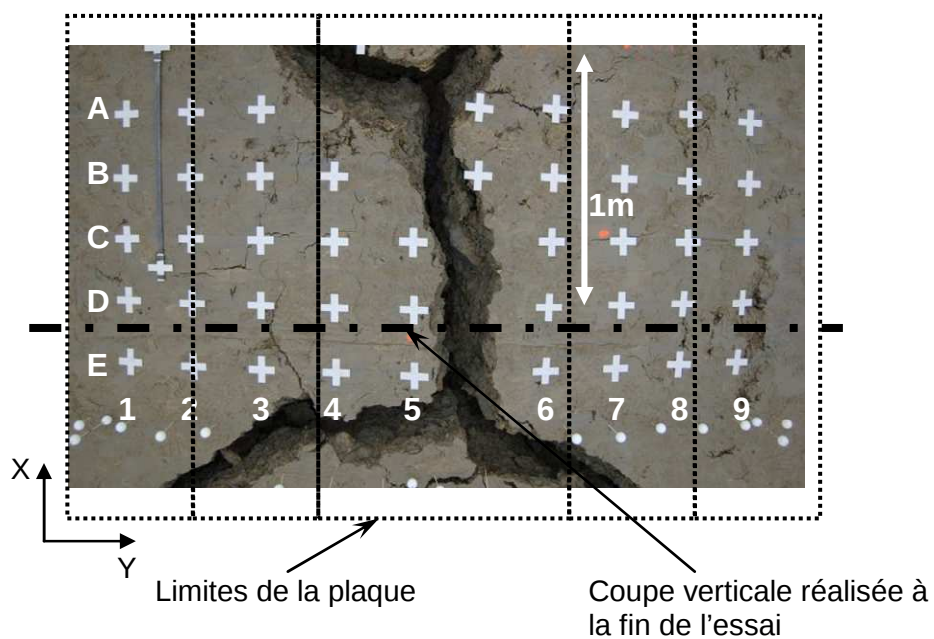


Figure 236. Vue de dessus état final planche 3



Figure 237. Vue d'ensemble état final de la planche 3



Figure 238. Vue latérale, état final planche 3

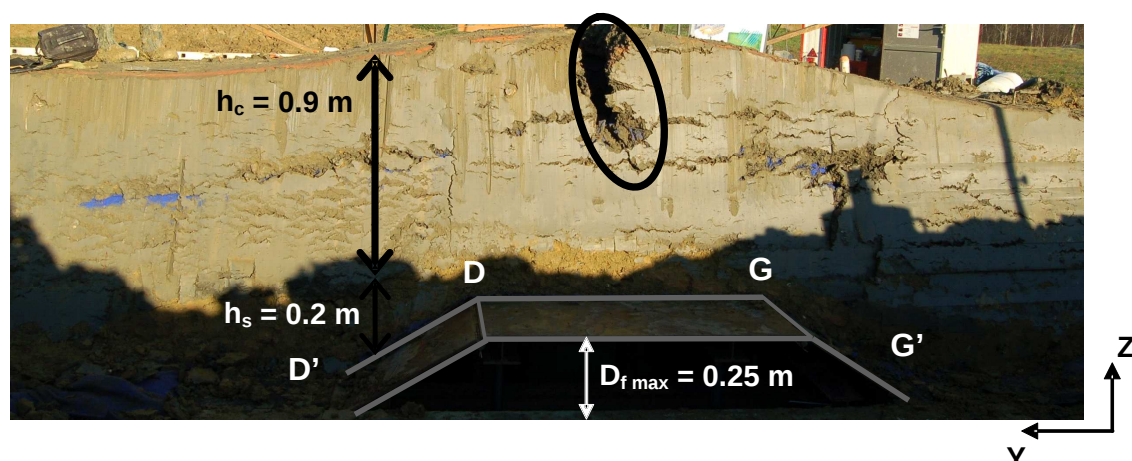


Figure 239. Coupe finale planche 3 (voir Figure 236)

L'argile présente en surface une unique fissure centrale nettement ouverte pour un déplacement de la plaque $D_{f \max} = 0.25$ m (voir Figure 236 et Figure 239).

- Ouverture : 15 cm
- Profondeur de propagation : 55 cm

2 fissures latérales nettement moins importantes, au niveau des charnières centrales (G et D) 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 que ce soit entre la couche de sable et la couche d'argile, entre les deux couches d'argile ou au sein de l'argile. La limite entre les deux couches d'argile est très peu marquée (voir Figure 240).



Figure 240. Limite entre les deux couches d'argile

La coupe de la planche 3 a été réalisée dans la matinée. L'argile est ensuite restée en place durant toute la journée sous le soleil du mois de décembre. En fin d'après midi, de nombreuses fissures de dessiccation se sont développées à la surface de l'argile (voir Figure 241). Lorsque la plaque en acier est redescendue, la fissure principale se referme partiellement (voir Figure 242).



Figure 241. Fissures de dessiccation à la surface de l'argile



Figure 242. Descente de la plaque, planche 3

V.1.3.1.2 Analyse des photos

Méthodologie

L'axe X est l'axe transversal (perpendiculaire aux coupes réalisées), Y est l'axe longitudinal et Z est l'axe vertical (voir Figure 237 et Figure 239). Pour chaque planche, 5 lignes de marqueurs ($m = A$ à E) sont positionnées parallèlement à l'axe Y. Au sein de chacune de ces lignes, les marqueurs sont numérotés de gauche à droite ($n = 1$ à 9) sur les photos de vue de dessus (voir Figure 224, Figure 230 et Figure 236), le marqueur C 5 est le marqueur central.

La méthodologie d'analyse des photos est identique à celle suivie pour les essais de flexion 4 points réalisés en laboratoire (voir § IV.3). Des photos (vue de dessus et de côté) 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 de la plaque.

L'analyse des photos montre que le déplacement selon l'axe X, dans la mètre central (selon X) de la plaque articulée est négligeable par rapport aux déplacements selon les axes Y et Z (déplacement en X maximal au cours de l'essai 2 : 6 mm pour $D_f = 0$ à $D_f = 250$ mm). Ceci permet donc de confirmer que les déformations sont planes dans cette zone.

Afin de définir le champ de déplacement à la surface de l'argile pour les trois planches d'essais, le positionnement en Y pour chaque marqueur croix ainsi que le positionnement en Z de chaque marqueur balle est déterminé à chaque palier. Les déformations étant planes, le déplacement en Z peut être considéré comme étant le même pour chaque ligne A à E (donc indépendant de X) pour un Y donné. En recoupant ces différentes données, le

positionnement en Y et en Z de chaque marqueur est déterminé à chaque palier. L'allongement (ou le raccourcissement) de la fibre supérieure peut être défini sur la totalité de la zone étudiée (ε , calculée sur 2.50 m) ou plus localement entre deux marqueurs consécutifs n et n+1 (ε^L , calculée sur 0.30 m). La distance l entre deux marqueurs consécutifs n et n+1 d'une même ligne M pour un déplacement de la plaque D_f est définie par :

$$[eq.83.] \quad l_{n \ n+1} = \sqrt{[(Y_n - Y_{n+1})^2 + (Z_n - Z_{n+1})^2]}$$

La distance entre les deux marqueurs n et n+1 pour un déplacement D_{f1} est notée $(l_{n \ n+1})_{Df1}$. Le même calcul est réalisé pour un déplacement D_{f2} après déterminations des nouvelles positions des marqueurs n et n+1. Soit $(l_{n, \ n+1})_{Df2}$ la distance entre les marqueurs n et n+1 pour un déplacement de la plaque D_{f2} .

L'allongement (ou raccourcissement) relatif entre les marqueurs n et n+1 pour le déplacement de $(D_{f2} - D_{f1})$ et pour une ligne m est :

$$[eq.84.] \quad \varepsilon^L_M = ((l_{n, \ n+1})_{Df2} - (l_{n \ n+1})_{Df1}) / (l_{n \ n+1})_{Df1}.$$

Ce même calcul est réalisé pour les 5 lignes M. La déformation entre les deux marqueurs consécutifs n et n+1 est la moyenne des ε^L_M pour M = A à E.

$$[eq.85.] \quad \varepsilon^L = (\sum_{M=A}^E \varepsilon^L_M) / 5$$

L'allongement (ou le raccourcissement) global de la fibre supérieure ε est calculé sur l'ensemble de la zone d'étude à partir de la détermination de la longueur de la fibre supérieure initiale L_0 et pour un déplacement de la plaque D_f soit L_{Df} . La longueur initiale de la fibre supérieure pour la ligne M est définie par :

$$[eq.86.] \quad L_{0-M} = \sum_{n=1}^9 l_{n \ n+1}$$

La longueur de la fibre supérieure L_{Df-M} pour un déplacement D_f et pour la ligne M est définie de la même façon que L_{0-M} , après détermination des coordonnées des marqueurs. La déformation globale de la ligne M pour un déplacement D_f est définie par

$$[eq.87.] \quad \varepsilon_M = (L_{Df-M} - L_{0-M}) / L_{0-M}$$

Ce calcul est réalisé pour M= A à E. La déformation globale moyenne est alors définie par :.

$$[eq.88.] \quad \varepsilon = (\sum_{M=A}^E \varepsilon_M) / 5$$

L'allongement (ou raccourcissement) relatif de la fibre supérieure est en particulier déterminé à l'initiation de la fissure soit pour $D_f = D_{fi}$ (voir Figure 196), de façon locale (entre deux marqueurs consécutifs, ε^L_i) ou globale (ε_i).

Le calcul de l'allongement global de la fibre supérieure est réalisé sur une zone de 2.50m de long (repère 1 à 9). Cette zone d'étude s'est avérée significative des déformations observées. En effet, cette zone permet de prendre en compte les zones comprimées de part et d'autre de la zone tendue (voir Tableau 76). De plus, pour un déplacement $D_f = D_{fi}$, le déplacement au niveau des marqueurs extrêmes (marqueurs 1 et 9) de la zone est négligeable (pour la planche 3, déplacement selon Z des marqueurs 1 et 9 pour $D_f = D_{fi} = 30$ mm < 3 mm, pour la planche 2, déplacement selon Z des marqueurs 1 et 9 pour $D_f = D_{fi} = 20$ mm < 2 mm).

Résultats

Pour l'ensemble des planches d'essais, l'allongement global de la fibre supérieure est déterminé pour chaque palier et en particulier à l'initiation de la fissure. De plus, pour les planches 2 et 3, les allongements et raccourcissements locaux de la fibre supérieure sont calculés, notamment à l'initiation de la fissure. Les valeurs mesurées pour un déplacement $D_f = 10$ mm et pour l'apparition de la fissure ($D_{fi} = 20$ mm pour la planche 2 et 30 mm pour la planche 3) sont présentées dans le Tableau 76. Dans le Tableau 76, les cases grisées correspondent aux zones de fissures.

Il s'est avéré que certains marqueurs (3, 7 et 8) de la planche 2 n'ont pas été utilisables lors de l'analyse photo en raison d'un contraste avec le fond de la photo trop faible. Pour la planche 1, il n'a pas été possible de déterminer par analyse photo les distances entre chacun des marqueurs successifs. Seuls les marqueurs des extrémités de chaque ligne ont pu être utilisés. Ainsi, la distance globale initiale (L_0) et pour un déplacement de la plaque D_f (L_{df}) sont définies pour chacune des lignes et la déformation globale déterminée.

PLANCHE 2		ε^L (%) entre les marqueurs:				
	ε global (%)	1 - 2	2 - 4	4 - 5	5 - 6	6 - 9
$D_f = 10$ mm						
Ligne A	0,19%	-0,16%	0,28%	0,87%	0,28%	-0,02%
Ligne B	0,19%	-0,21%	0,29%	0,70%	0,68%	-0,08%
Ligne C	0,17%	-0,16%	0,16%	0,86%	0,36%	-0,01%
Ligne D	0,17%	-0,19%	0,21%	0,81%	0,52%	-0,06%
Ligne E	0,13%	-0,83%	0,49%	0,49%	0,51%	-0,02%
valeur moyenne	0,17%	-0,31%	0,29%	0,74%	0,47%	-0,04%
$D_f = D_{fi} = 20$ mm = apparition de la fissure						
Ligne A	0,32%	-0,28%	0,55%	1,71%	0,38%	-0,14%
Ligne B	0,31%	-0,41%	0,41%	1,37%	1,40%	-0,25%
Ligne C	0,30%	-0,40%	0,23%	1,90%	0,62%	-0,06%
Ligne D	0,28%	-0,35%	0,08%	1,79%	1,41%	-0,26%
Ligne E	0,24%	-0,88%	0,75%	0,50%	0,84%	-0,01%
valeur moyenne	0,29%	-0,46%	0,40%	1,45%	0,93%	-0,14%

PLANCHE 3		ε^L (%) entre les marqueurs:							
	ε global (%)	1-2	2-3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6 - 7	7 - 8	8 - 9
$D_f = 10$ mm									
Ligne A	0,15%	-0,23%	0,10%	0,24%	0,70%	0,38%	0,24%	-0,07%	-0,22%
Ligne B	0,18%	-0,25%	0,08%	0,45%	0,69%	0,56%	0,12%	0,04%	-0,33%
Ligne C	0,18%	-0,16%	0,00%	0,41%	0,61%	0,55%	0,18%	-0,10%	-0,16%
Ligne D	0,17%	-0,26%	0,06%	0,54%	0,54%	0,55%	0,21%	-0,17%	-0,14%
Ligne E	0,15%	-0,21%	0,01%	0,52%	0,41%	0,48%	0,10%	-0,08%	-0,07%
valeur moyenne	0,17%	-0,22%	0,05%	0,43%	0,59%	0,50%	0,17%	-0,08%	-0,18%
$D_f = D_{fi} = 30$ mm = apparition de la fissure									
Ligne A	0,58%	-0,67%	0,10%	0,82%	3,44%	1,06%	0,97%	-0,50%	-0,84%
Ligne B	0,63%	-0,75%	-0,02%	1,35%	3,39%	1,53%	0,59%	-0,35%	-1,00%
Ligne C	0,62%	-0,89%	0,01%	1,62%	2,34%	2,30%	0,68%	-0,56%	-0,80%
Ligne D	0,58%	-0,87%	-0,09%	1,60%	2,05%	2,50%	0,69%	-0,69%	-0,73%
Ligne E	0,52%	-0,83%	-0,09%	2,00%	1,64%	2,02%	0,48%	-0,48%	-0,74%
valeur moyenne	0,59%	-0,80%	-0,02%	1,48%	2,57%	1,88%	0,68%	-0,52%	-0,82%

Tableau 76. Allongement ($\varepsilon > 0$) et raccourcissement relatifs au niveau des différentes lignes de marqueurs pour $D_f = 10$ mm et $D_f = D_{fi}$ pour P2 et P3, zones fissurées (cases grisées)

L'allongement moyen de la fibre tendue à l'apparition de la fissure est de (+0.3%) pour les planches P1 et P2 ($w = 19\%$) et de 0.6% pour la planche P3 ($w = 20.7\%$). Ceci confirme que la déformation à l'apparition de la fissure augmente lorsque la teneur en eau augmente. L'étude des déformations locales permet de mettre en évidence des zones de raccourcissement ($\epsilon < 0$) et des zones d'allongement ($\epsilon > 0$) (voir Tableau 76). Ainsi, les valeurs de déformations globales, calculées sur une distance de 2.50m sont plus faibles que les valeurs locales puisque le calcul de la déformation sur 2.50 m résulte d'une moyenne des déformations des zones comprimées ($\epsilon < 0$) et des zones tendues ($\epsilon > 0$). Ce ne sont donc pas des paramètres pertinents, compte tenu de l'hétérogénéité des déformations le long de la surface.

Localement, une déformation en traction de 1.45% pour la planche P2 (entre les marqueurs 4 et 5) et de 2.57% pour la planche P3 (également entre les marqueurs 4 et 5) engendre la fissuration. Ces fortes valeurs d'allongement correspondent effectivement aux zones d'apparition et d'ouverture de la fissure.

Les valeurs montrent une faible dispersion des valeurs d'allongement et de raccourcissement d'une ligne de marqueurs à l'autre (de 1 à 5) ce qui conforte l'hypothèse d'une déformation plane.

Cependant, pour la planche 3, le calcul de la moyenne des déformations entre les marqueurs 4 et 5 n'apparaît pas réellement significatif car les allongements entre ces deux marqueurs consécutifs sont très différents la ligne (A à E) suivant laquelle ils sont calculés. Les fortes valeurs d'allongement pour la planche 3 en ce qui concerne la distance 4-5 tendent à conclure que l'amorce de la fissure (localisée entre ces marqueurs) a déjà eu lieu, même si elle n'est pas mise en évidence avec l'observation visuelle.

L'analyse des photos permet également de définir le champ de déplacement à la surface de l'argile. Le champ de déplacement permet de localiser la fissure. En effet, les déplacements sont inversés entre 4 et 5 ou 5 et 6 du fait de la tortuosité de la fissure (voir Figure 243). Le champ de déplacement pour l'essai P3 et pour un déplacement de la plaque $D_f = 200$ mm est présenté Figure 243. Les vecteurs de déplacement donnent les déplacements selon Y et Z. Dans un souci de clarté, les lignes de marqueurs A à E ont été décalées (voir Figure 243).

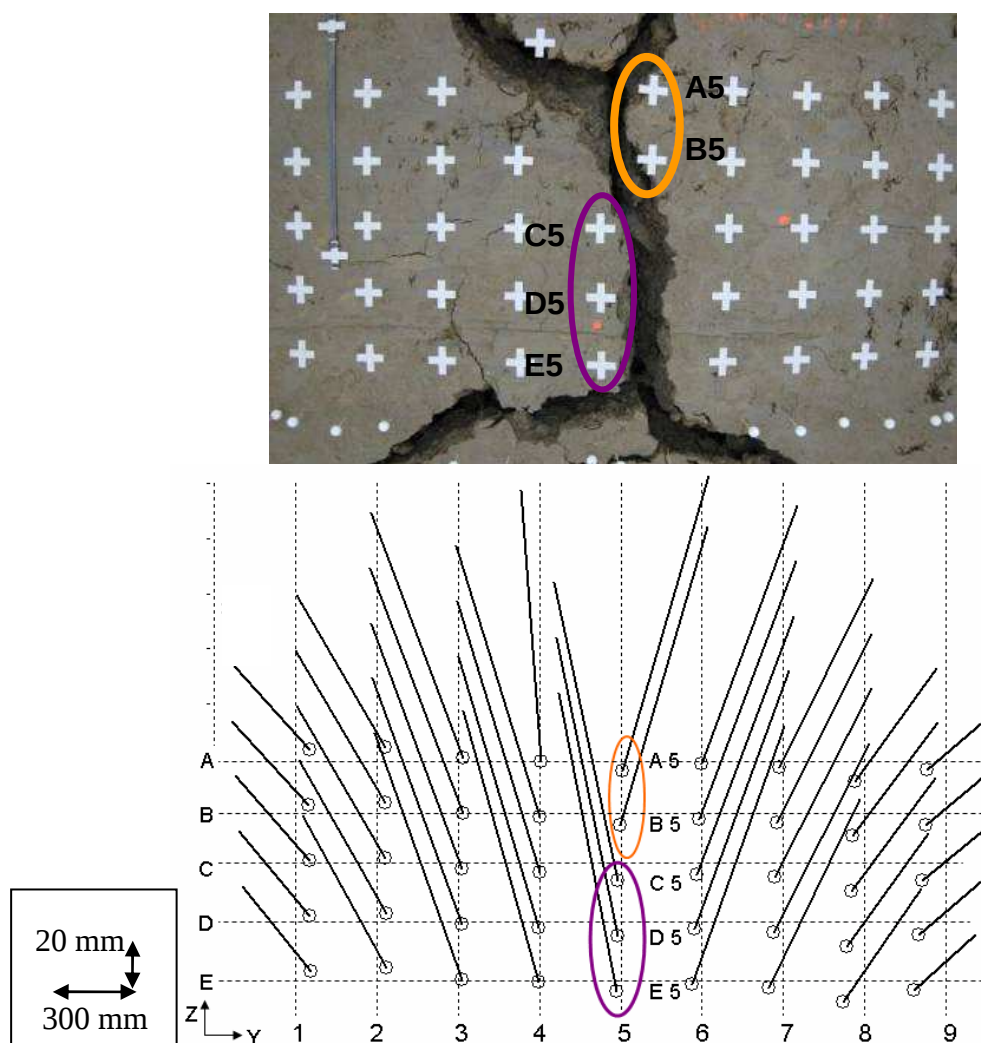


Figure 243. Champ de déplacement selon (Y, Z) à la surface de l'argile pour l'essai P3 et pour $D_f = 200$ mm

Le profil de la surface de l'argile est déterminé par analyse photos (voir Figure 244)

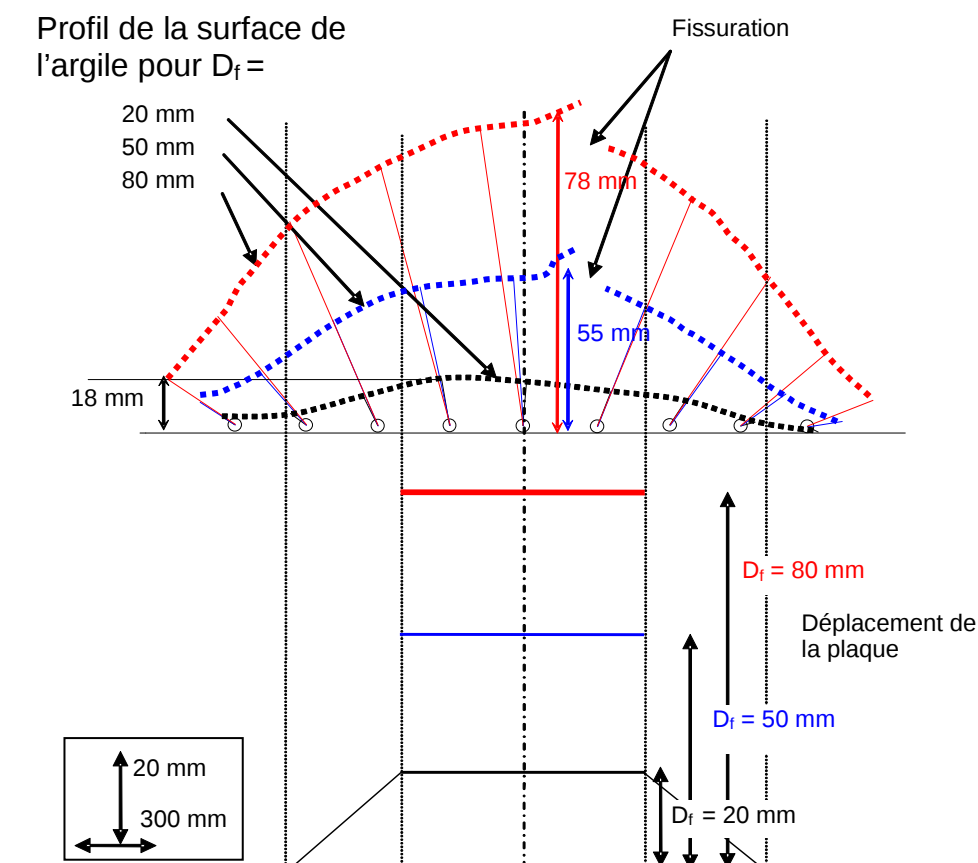


Figure 244. Profil de la surface de la planche d'essai 3 pour différents déplacements de la plaque (apparition de la fissure en surface pour $D_{fi} = 30$ mm)

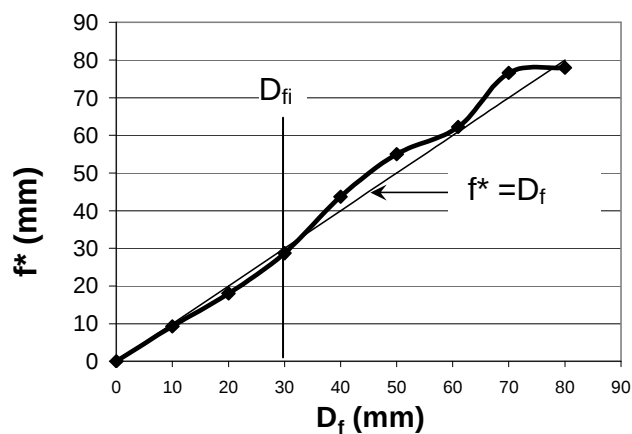


Figure 245. Evolution de la flèche en surface f^* en fonction du déplacement de la plaque D_f (P3)

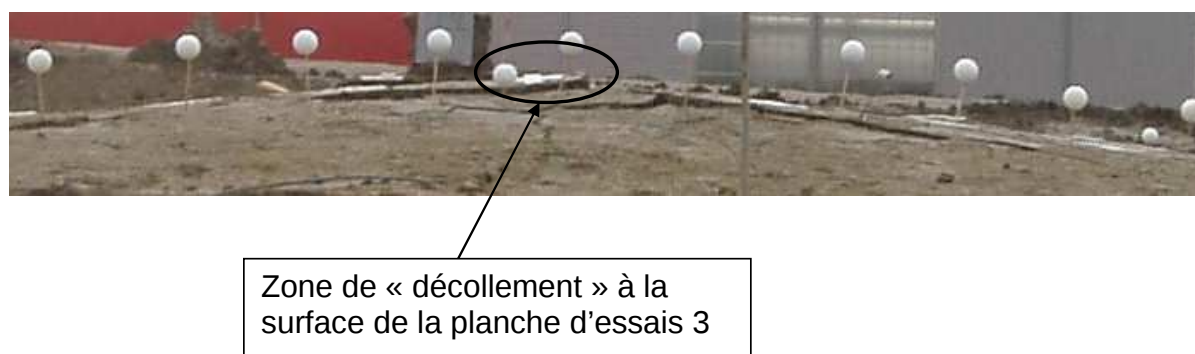


Figure 246. Surface de la planche d'essais P3

Pour la planche P3, la flèche maximale en surface f^* est à peine inférieure au déplacement de la plaque sous-jacente pour $D_f < D_{fi}$ (voir Figure 245). Lorsque la fissure apparaît ($D_{fi} = 30$ mm) la flèche maximale à la surface de l'argile est légèrement supérieure au déplacement de la plaque ce qui s'explique par la présence de la fissure (voir Figure 246)

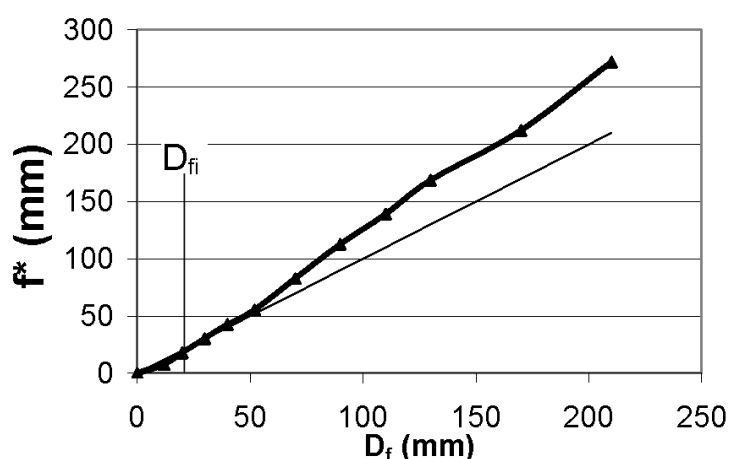


Figure 247. Evolution de la flèche f^* en surface en fonction du déplacement de la plaque D_f (P2)

Pour la planche 2 (voir Figure 247), la flèche est égale au déplacement de la plaque jusqu'à $D_f = 50$ mm, puis la flèche devient supérieure au déplacement de la plaque.

V.1.3.1.3 Conclusion sur la fissuration

La fissuration à la surface de l'argile apparaît pour des très faibles déplacements de la plaque sous-jacente :

Planche 1 : $D_{fi} = 20$ mm,

Planche 2 : $D_{fi} = 20$ mm,

Planche 3 : $D_{fi} = 30$ mm.

Les distorsions équivalentes sont de $\delta_i = 2 * D_{fi} / L_0 = 0.02$ pour les planches 1 et 2 et 0.03 pour la planche 3. Ces valeurs sont faibles comparées aux valeurs données dans la littérature pour des tassements différentiels mesurés en surface (Daniel, 1992 : $\delta_i = 0.05$ à 0.15 ; Jessberger et Stone, 1991 : $\delta_i = 0.1$, Viswanadham et Mahesh, 2002 : $\delta_i = 0.4$, voir § 0). Néanmoins, les conditions de sollicitations ne sont pas identiques. Dans le cas des planches d'essais réalisées in situ, la fibre supérieure de l'argile (zone d'initiation de la fissure) est non confinée. Ces conditions de sollicitations sont plus critiques qu'en cas de confinement de l'argile, ce qui explique la faible valeur de distorsion à l'initiation de la fissure

comparées aux études présentées pour lesquelles la fibre tendue de l'argile est confinée (essais de tassement).

Pour des teneurs en eau de $w_{opt} + 3\%$, plusieurs fissures principales se développent à la surface de l'argile, des décollements sont mis en évidence entre la couche de sable et d'argile ou au sein même de la couche d'argile.

Pour des teneurs en eau $w_{opt} + 4.5\%$, une unique fissure principale se développe en surface, aucun décollement n'est mis en évidence.

Lors de la descente de la plaque, les fissures se referment partiellement mais des chemins d'écoulement potentiel persistent.

Hormis la fissure principale, l'argile, à la fin de l'essai ($D_f = D_{f \max} = 0.25m$) est nettement moins endommagée pour des teneurs en eau de $w_{opt} + 4.5\%$ que $w_{opt} + 3\%$.

Poids volumique sec et teneur en eau après déformation

Pour les trois essais, des mesures neutrons et au gammadensimètre ont été réalisées après déformation entre 5 et 30 cm de profondeur. Des prélèvements ont été effectués afin de déterminer les teneurs en eau de l'argile, à différents endroits et différentes profondeurs et de recalculer les mesures neutrons. Ces mesures ont été effectuées dès la fin de la flexion, soit environ 2 heures après les mesures réalisées avant déformation.

Cinq profils gammadensimétriques (G1 à G5) ont été réalisés après déformation sur toute la longueur de la zone déformée (sens longitudinal) hors zone de fissures (voir Figure 248). Les résultats sont comparés à ceux obtenus lors des mesures avant déformation (voir Figure 217, Figure 219 et Figure 220). Ceci permet d'avoir une information sur l'influence de la déformation sur le poids volumique sec.

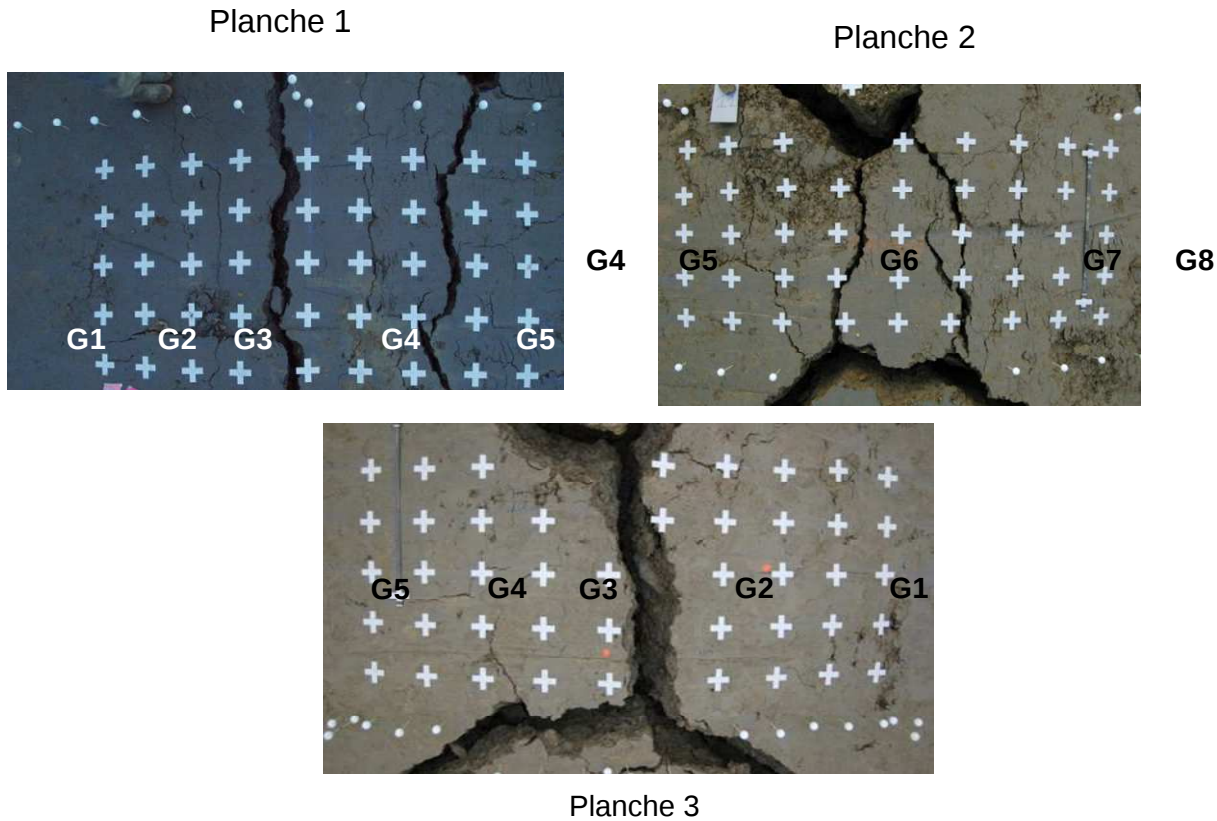
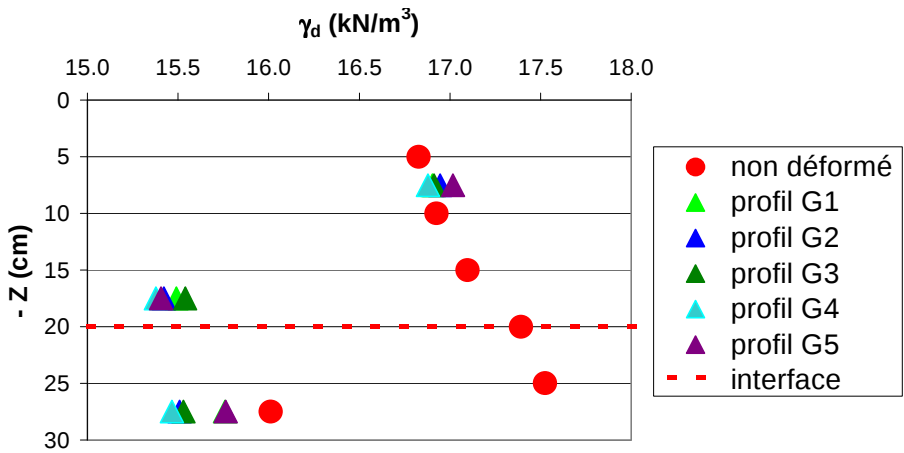
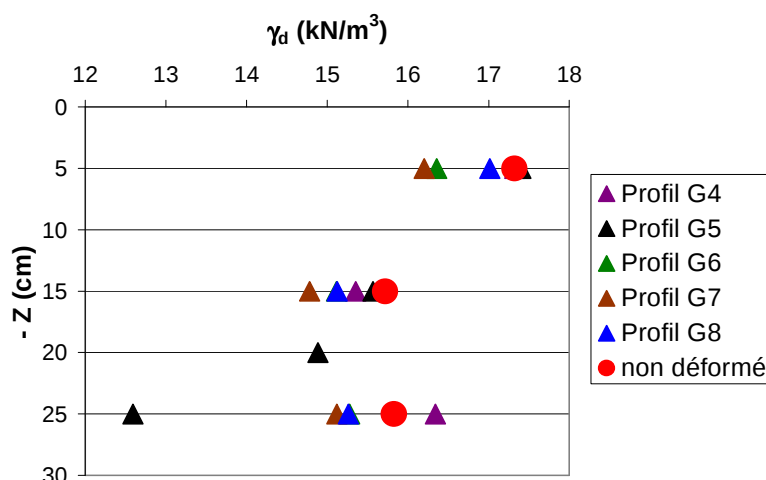


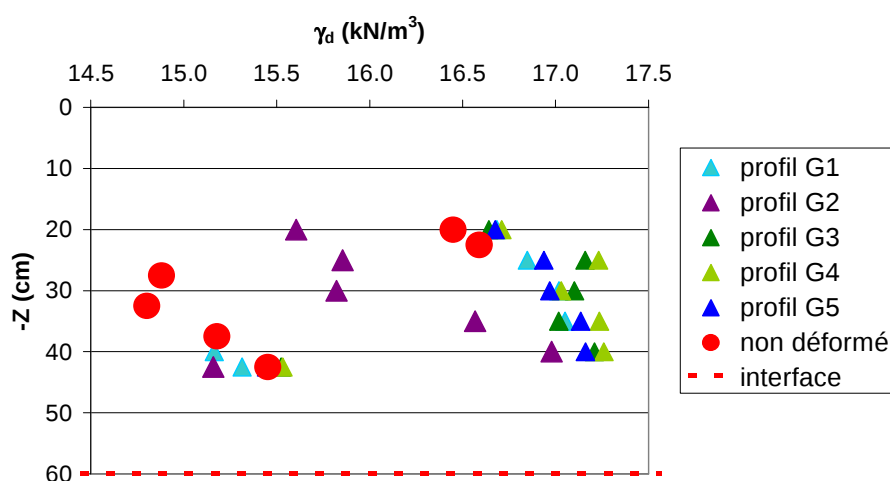
Figure 248. Localisation des profils gammadensimétriques réalisés après déformation



A - Planche 1



B - Planche 2



C - Planche 3

Figure 249. Evolution du poids volumique sec avec la profondeur avant et après déformation

Planche 1 (voir Figure 249 A)

Il y a une très faible dispersion pour les différentes mesures réalisées après déformation. En surface, la déformation ne semble avoir aucun effet sur le poids volumique sec. Lorsque l'on se rapproche de l'interface de compactage, le poids volumique sec après déformation est plus faible que celui avant déformation. Cette diminution de poids volumique sec peut s'expliquer par une mauvaise adhérence entre les différentes couches due au lissage lors de la mise en œuvre, source de décollement. Un léger décollement peut se produire entre les couches ce qui a pour effet de diminuer le poids volumique sec mesuré (mesure au gammadensimètre). Ceci est mis en évidence lors de l'observation de la coupe à la fin de l'essai.

Cependant, il est difficile de relier cette diminution du poids volumique sec à la déformation puisque en effet, les poids volumiques mesurés sur les 5 profils sont très comparables alors que les profils G1 et G5 sont réalisés dans des zones nettement moins déformées et endommagées que les profils G2, G3 et G4 (voir Figure 248).

Planche 2 (voir Figure 249 B)

Une diminution du poids volumique sec après déformation de 1.6 % à 5 cm à 5.7% à 25 cm de profondeur est mise en évidence.

A 25 cm, après déformation, un point de mesure présente un très faible poids volumique sec qui peut être expliqué par l'interception d'une fissure à l'endroit de la mesure.

Ici encore, il est difficile de démontrer une réelle influence de la déformation sur le poids volumique sec puisque les poids volumiques secs sont sensiblement identiques pour les 5 profils, ce qui par contre justifie la reproductibilité de la mesure.

Planche 3 (voir Figure 249 C)

En surface, les poids volumiques secs mesurés avant et après déformation sont identiques. Plus en profondeur, les poids volumiques secs mesurés après déformations sont plus importants qu'avant déformation. Cette évolution ne semble pas pouvoir s'expliquer. Les variations de poids volumiques secs semblent être dues à des hétérogénéités au sein du massif d'argile (expliquant la faible densité ponctuelle avant déformation) plus qu'à l'effet mécanique de la déformation. Plus en profondeur, on retrouve les mêmes valeurs de poids volumique sec avant et après déformation.

En conclusion, la déformation ne semble pas avoir d'influence significative sur le poids volumique sec global du massif si l'on exclut les zones de fissures.

Les essais de laboratoire

V.1.3.1.4 Essais de compression simple

Des essais de compression simple (voir § 0) sont réalisés sur les prélèvements effectués sur les planches d'essais (voir Figure 216). Les essais sont réalisés sur des éprouvettes type éprouvettes triaxiales (diamètre : 35 mm, hauteur : 70 mm). Au sein de chacun des 6 prélèvements effectués, au moins 3 essais de compression simple sont réalisés. Les résultats présentés dans le Tableau 77 sont les moyennes des différents essais réalisés pour chacun des prélèvements. Les profondeurs de prélèvements données (Z) correspondent à la profondeur du haut du prélèvement.

						Essais de compression simple					Essais triaxiaux + compression simple		
	Z (m)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	e_c (%)	S_r (%)	$\sigma_{c \max}$ (kPa)	$\varepsilon_{\max}$ (%)	σ_i (kPa)	ε_i (%)	E_y (MPa)	c_u (kPa)	ϕ_u (°)	Série
Planche 1													
Pvt 1	0	19.24%	17.40	> 140%	≈ 100%	177	20	150	10	3.00	84	3.4	4
Pvt 2	0	19.14%	17.30	> 140%	97%	181	24	149	11	2.73	86	2.3	5
Planche 2													
Pvt 3	0	19.58%	17.08	> 140%	95%	141	15	134	10	2.36	68	1.4	6
Pvt 4	-0.3	19.01%	17.25	> 140%	95%	185	19	159	9	4.27	89	5.7	7
Planche 3													
Pvt 5	0	19.75%	17.27	> 140%	≈ 100%	129	24	108	11	1.66	60	0.6	8
Pvt 6	-0.4	19.78%	17.22	> 140%	≈ 100%	166	21	152	13	3.40	76	3.4	1

Tableau 77. Résultats des essais de laboratoire réalisés sur les prélèvements des planches d'essais

On montre l'influence de la profondeur de prélèvement qui va dans le même sens que les mesures de poids volumique sec sur site : $\sigma_{c \max}$ et σ_i augmentent pour les échantillons prélevés en profondeur (prélèvements 4 et 6). Le module initial tangent E_y diminue lorsque la teneur en eau augmente (comparer pvt 3 à pvt 5 ainsi que pvt 4 à pvt 6). L'argile devient plus

plastique. Ce module augmente par contre avec la profondeur (comparer pvt 3 à pvt 4 ainsi que pvt 5 à pvt 6, pvt 1 et pvt 2 sont faits à la même profondeur).

V.1.3.1.5 Essais triaxiaux

Une série de trois essais triaxiaux non consolidés, non drainés (UU) à différentes contraintes de confinement σ_3 sont réalisés pour chacun des 6 prélèvements effectués sur les planches d'essais (voir § III.2.2.1.6).

Les cercles de Mohr obtenus pour le prélèvement 1 (série 4, Tableau 42) ainsi que les résultats pour les différents prélèvements sont présentés au chapitre 3. Les essais triaxiaux associés aux essais de compression simple permettent de déterminer un angle de frottement non drainé et ainsi une cohésion non drainée pour chacun des 6 prélèvements effectués (voir Tableau 77).

La cohésion augmente lorsque la teneur en eau diminue et lorsque la profondeur augmente. L'angle de frottement reste faible et semble très peu influencé par la teneur en eau et par la profondeur d'échantillonnage.

V.1.4 Conclusions sur la réalisation des planches d'essais in situ

L'argile mise en place en couverture du centre de stockage TFA a été soumise à des essais in situ en grandeur réelle afin d'avoir des informations concernant son comportement en cas de tassement des déchets sous-jacents. Les conditions de mise en œuvre de l'argile sont identiques aux conditions de mise en œuvre en couverture (compacteur identique, même nombre de passes, même support...). Les essais de soulèvement sur site ont permis d'obtenir des informations intéressantes concernant le comportement de l'argile soumise à de la flexion. Ils permettent notamment d'étudier l'apparition de la fissuration en surface de l'argile (voir Tableau 78). Le Tableau 78 récapitule les principales caractéristiques des trois planches d'essais. Il présente les caractéristiques à l'initiation de la fissure et à la fin de l'essai.

	Planche 1	Planche 2	Planche 3
h_s (m)	0,5	0,2	0,2
h_c (m)	0,6	0,8	0,9
w	$w_{opt}+3\%$	$w_{opt}+3\%$	$w_{opt}+4,5\%$
γ_d (kN/m ³)	17,2	16,5	16,4
e_c (%)	140	80	100
Sr (%)	95	85	90
Caractéristiques à l'initiation de la fissure			
D_{fi}	0.02m	0,02m	0.03m
δ_{fi}	0.02	0,02	0.03
ε_{fi} (%)	0.3	0,3	0.6
ε_{fi}^L (%)		1,45	2,57
Caractéristiques à la fin de l'essai			
D_{fmax} (m)	0.255	0,255	0.256
δ_{fmax}	0,25	0,25	0,25
F_{max} (kN)	200 kN	159 kN	161 kN
Fissures	2 fissures verticales initiées dans zone en traction non confinée (1A et 1B)	2 fissures verticales initiées dans zone en traction non confinée (2A et 2B)	1 fissure verticale initiée dans zone en traction non confinée
Ouverture moyenne de la fissure à D_{fmax}	0.07m	0,09m	0.15m
Profondeur moyenne de la fissure à D_{fmax}	0.48m	0,35m	0.55m
Autres fissures	A la base de la couche d'argile, zone en traction confinée (1 D)	couche d'argile, zone en traction confinée (2 D)	
Décollement	entre la couche d'argile et la couche de sable (1C)	Au sein de la couche d'argile (effet poinçon inversé, 2C)	
Inter couches après soulèvement	Nettement marquées	Non marquées	Non marquées

Tableau 78. Résultats des planches d'essais

Ces essais en vraie grandeur ont été très utiles à plus d'un titre. Ils ont permis :

- de valider la mise en œuvre d'une couche d'argile à différents teneurs en eau
- une comparaison entre le comportement en traction à partir d'essais de laboratoire et celui à partir d'essais in situ, et ceci, à notre connaissance, n'avait jamais été fait.

Ces essais n'avaient pas pour objectif d'aboutir à des recommandations précises puisqu'ils ne représentent pas les conditions réelles de sollicitation de l'argile en couverture en cas de tassements des déchets sous-jacents. En effet, la sollicitation est inversée (soulèvement et

non tassement) et l'effet du confinement de l'argile, qui influe probablement beaucoup sur le comportement notamment en diminuant le risque de fissuration par traction, ne peut donc pas être pris en compte. D'autres paramètres ne sont pas non plus pris en compte dans les essais de principe réalisés sur site (évolution des conditions hydriques de l'argile au sein de la couverture avec le temps, comportement mécanique à long terme, présence des géosynthétiques...). Des restrictions et réflexions quant à la transposition de ces données à la couverture définitive des alvéoles de stockage sont donc indispensables.

Par ailleurs ces essais sont opérationnellement et économiquement très lourds s'ils constituaient pour nous un passage obligé pour calibrer la méthode. Nous nous attacherons à montrer qu'une étude minutieuse de laboratoire sur échantillons couplée à une modélisation devrait permettre de s'en dispenser partiellement. Les essais en centrifugeuse réalisés en collaboration avec l'Université de Bombay veulent aussi nous aider à le démontrer.

Mise en œuvre de l'argile

La réalisation des planches d'essais sur site a tout d'abord permis de montrer la faisabilité de mise en œuvre de l'argile à une teneur en eau $w_{opt} + 4.5\%$, malgré une valeur d'IPI inférieure à 2.

Le passage du compacteur à bille lisse (pour la fermeture d'une couche par exemple) est à proscrire: il diminue l'adhérence entre les couches, l'interface des couches est nettement marquée suite à la déformation, des décollements entre les couches peuvent également apparaître. Dans le cas où le passage du compacteur à bille ne peut être évité (fermeture de couche le soir notamment), on devra effectuer un passage au compacteur pied dameur sur la couche supérieure d'argile avant la mise en œuvre de la couche suivante afin de favoriser la liaison entre les différentes couches d'argile. L'adhérence entre les couches suite au passage du compacteur pied dameur est correcte. Ce point est fondamental, car dans le cas contraire, la couche d'argile se comporte comme un matériau composite et les deux ou trois couches d'argiles peuvent se déformer indépendamment, avec des décollements potentiels.

Enfin, il apparaît très délicat de contrôler in situ l'énergie de compactage, notamment dans le cas où le dépôt de l'argile s'effectue au compacteur. Celui-ci circule donc sur l'argile de manière additionnelle aux passes programmées pour le compactage. Notamment, certaines zones verront un nombre de passages de compacteur nettement plus important que d'autres, ce qui peut engendrer des hétérogénéités en termes de poids volumique sec de la couche d'argile.

Déformabilité

L'argile est très peu déformable. Dans les 3 cas, un soulèvement de la plaque sous-jacente D_{fi} de 20 à 30 mm suffit à créer de la fissuration à la surface de l'argile.

Pour des teneurs en eau de $w_{opt} + 3\%$, plusieurs fissures principales se développent tandis que pour $w_{opt} + 4.5\%$, une unique fissure principale se développe en surface (voir Figure 224, Figure 230 et Figure 236).

Pour des teneurs en eau de $w_{opt} + 3\%$, des décollements sont mis en évidence entre la couche de sable et d'argile (voir Figure 225, fissure 1C) ou au sein même de la couche d'argile (voir Figure 231 et Figure 233, fissure 2C). La cavité au sein de la couche d'argile semble résulter du cisaillement de la couche d'argile (effet poinçon inversé). Le décollement apparu entre la couche de sable et d'argile provient d'une différence de rigidité et donc de déformabilité entre les deux types de sols. Ces cavités peuvent alors être le siège de percolations, créant des chemins préférentiels d'écoulement. Ce phénomène est très préjudiciable en ce qui concerne le maintien des propriétés, notamment hydraulique, de la couverture.

Pour des teneurs en eau $w_{opt} + 4.5\%$, aucun décollement ni cavité n'est mis en évidence (voir Figure 240).

Hormis la fissure principale, l'argile est nettement moins endommagée pour une teneur en eau $w_{opt} + 4.5\%$ que pour $w_{opt} + 3\%$.

Lors de la redescente de la plaque, les fissures se referment partiellement mais des chemins préférentiels d'écoulement persistent. De nouvelles fissures se forment en base de la couche d'argile lorsque la plaque est redescendue (voir Figure 229, Figure 235 et Figure 242).

Les essais réalisés soumettent l'argile à une double flexion (voir Figure 197). La fissuration apparaît tout d'abord à la surface de la couche d'argile, dans la zone en traction (zone centrale) qui est non confinée. Pour les planches 1 et 2, lors de la réalisation de la coupe finale, une fissuration à la base de la couche d'argile (interface sable argile, fissure 1D et 2D, voir Figure 227 et Figure 234) est mise en évidence dans la zone en traction (zone confinée). La fissure par traction à la base de la couche d'argile se propage très peu et présente une ouverture très faible comparée aux fissures s'initiant à la surface de l'argile (fissures 1A, 1B et 2A, 2B). Ceci peut s'expliquer par le confinement de la base de la couche d'argile crée par la présence de la couche de sable sous-jacente et l'épaisseur d'argile sus-jacente.

Ainsi, les essais de soulèvement réalisés in situ mettent en évidence pour un essai de flexion double, 2 zones critiques qui sont les zones en traction. Le confinement semble jouer un rôle important sur la propagation de la fissure. Il aurait également été intéressant de pouvoir définir l'initiation de la fissure à la base de la couche d'argile et notamment de mettre en évidence un éventuel retard de la fissuration dû au confinement. Mais ceci nécessiterait des essais stoppés pour un soulèvement plus faible.

Influence de l'augmentation de la teneur en eau

Sur les caractéristiques mécaniques de l'argile (voir Tableau 79) :

	w	γ_d (kN/m ³)	$\sigma_c \text{ max}$ (kPa)	ε_{max} (%)	σ_i (kPa)	ε_i (%)	Ey (MPa)	c_u (kPa)	ϕ_u (°)
Planches 1 et 2	$w_{opt} + 3\%$	17.26	171	19	148	10	3.1	82	3.20
Planche 3	$w_{opt} + 4.5\%$	17.25	148	22	130	12	2.5	68	2.00

Tableau 79. Influence de la teneur en eau sur la résistance, la cohésion et la déformation

Les essais de compression simple et triaxiale réalisés sur les prélèvements provenant des planches d'essais montrent que l'augmentation de la teneur en eau de $w_{opt} + 3\%$ (P1 et P2) à $w_{opt} + 4.5\%$ (P3) engendre une légère évolution des caractéristiques mécaniques de l'argile. Notamment, la cohésion non drainée diminue ainsi que la résistance en compression. La rupture par cisaillement est retardée.

Dans le chapitre 4, nous avons montré que l'augmentation de la teneur en eau tend à améliorer la déformabilité de l'argile. Cependant, l'augmentation de la teneur en eau présente d'autres conséquences sur le comportement de l'argile :

Aspects défavorables de l'augmentation de la teneur en eau :

- Matelassage plus important lors du compactage
- Diminution de la résistance en compression
- Diminution du poids volumique sec (pour une même énergie de compactage). Cependant, cette diminution théorique du poids volumique sec est très peu marquée sur site.

- Augmentation de la capacité de retrait

Aspects favorables de l'augmentation de la teneur en eau :

- Diminution de la rigidité de l'argile, donc augmentation de la déformabilité (retardement de l'apparition des fissures mis en évidence lors des études en laboratoire, voir chapitre 4).
- Diminution de l'endommagement de l'argile soumise à de la flexion : fissures plus localisées et moins nombreuses et se propageant sur une profondeur moins importante.

Transposition des résultats à la couverture définitive

Certaines réserves sont à noter quant à la transposition de ces résultats à la couverture définitive des alvéoles :

V.1.4.1.1 Confinement de l'argile

Le confinement de l'argile n'est pas identique à celui en couverture des alvéoles puisque dans le cas des essais de soulèvement, la sollicitation est inversée.

En couverture, l'argile est confinée (présence d'un sol sus et sous-jacent). En cas de tassement des déchets sous-jacents, la fibre tendue, qui est la zone la plus critique en termes de fissuration, est confinée. La configuration des essais de soulèvement est donc défavorable en ce qui concerne la fissuration par traction. In situ, on peut penser que la fissuration aura tendance à être retardée par rapport aux résultats des planches d'essais, ce qui est sécuritaire.

Nous avons montré que la quasi totalité des déplacements imposés à la base de la couche d'argile se retrouve en surface ($D_f \approx f^*$, voir Figure 244). Cependant, dans la configuration des planches d'essais, il y a au maximum 1m 20 de matériaux au-dessus de la plaque qui impose la déformation. Dans le cas de tassement de déchets, la couverture peut être nettement plus importante, une partie du tassement des déchets pourra ainsi être « absorbée » par les différents constituants de la couverture (réarrangement des couches meubles par exemple). Un effet voûte ou effet silo (frottement négatif soutenant un cylindre de sol en effondrement) peut aussi intervenir pour diminuer le tassement de surface. La déformation observée en surface pourra ainsi être inférieure au tassement au sein des déchets.

V.1.4.1.2 Couplage hydromécanique

Pour l'étude du comportement de la couverture définitive, deux sollicitations doivent être considérées en parallèle : la sollicitation mécanique (notamment tassement différentiel) et la sollicitation hydrique (dessiccation, humidification). La fissuration de l'argile peut être d'origine mécanique et/ou hydraulique.

En laboratoire, les essais sur des petites éprouvettes montrent qu'une désaturation relativement faible de l'air ($H_r = 94\%$) engendre des déformations volumiques importantes ($\varepsilon_v = 10\%$) ce qui a pour conséquence l'apparition de fissures (voir § III.2.3). Cette fissuration engendre une augmentation de la perméabilité.

In situ, les observations confirment la très forte sensibilité de l'argile à la dessiccation. L'argile exposée durant 6h au soleil hivernal présente en effet de nombreuses fissures de dessiccation.

Dans le contexte de couverture du TFA (voir chapitre 1), il est important de définir quels peuvent être les échanges entre l'argile et la couche granulaire de drainage ou la couche de sable sus-jacente.

V.1.4.1.3 Etude de la structure globale de la couverture

Pour les essais de soulèvement, seule la couche d'argile a été étudiée. Il est nécessaire d'étudier le comportement de la couverture dans son ensemble, c'est-à-dire en prenant en

compte la présence de la surcharge sur l'argile (couche de drainage, de la couche de terre végétale et, en dôme, de la couche d'altérite) ainsi que les interactions entre les matériaux naturels (argile et altérite) et les géosynthétiques (renforcement et géomembrane).

V.1.4.1.4 Comportement à long terme

Les essais de soulèvement réalisés sont des essais à court terme. Il s'agit de sollicitations rapides. Ceci ne permet pas d'étudier le comportement à long terme de l'argile. Dans le cas de l'étude du comportement de la couverture des alvéoles, il faudrait tenir compte de l'influence de la vitesse de la sollicitation (qui est beaucoup plus faible in situ) ainsi que de l'évolution avec le temps des caractéristiques de l'argile au sein de la couverture.

Programme d'essais complémentaires : Essais de tassement in situ

Afin de compléter ces résultats, et en particulier afin de reproduire les conditions et les sollicitations in situ, des essais de tassement doivent être réalisés. La structure des essais de soulèvement (fosse, système de plaque et de vérins) a été conçue de façon à pouvoir être adaptée, sans modification majeure à la réalisation d'essais de tassement.

Les essais de tassement doivent permettre de soumettre la structure globale de la couverture (jusqu'au niveau argileux) à une sollicitation qui est plus proche de la sollicitation réelle en cas de tassement de déchets. Deux types d'essais peuvent être réalisés :

- Des essais court terme à la rupture avec surcharge.

Une surcharge en matériaux du site (sable ou altérite) sera mise en œuvre au dessus de la couche d'argile. Cette surcharge sera équivalente à la surcharge moyenne en couverture.

- Des essais long terme dans les conditions similaires au fonctionnement standard

Compte tenu des doutes concernant l'évolution des caractéristiques de l'argile au sein de la couverture avec le temps (notamment en ce qui concerne l'évolution de la teneur en eau), ces structures seront laissées sous sollicitation plusieurs mois en place afin d'étudier le comportement à long terme de l'argile au sein de la couverture. Une instrumentation robuste devra être associée à cette expérimentation.

Dans les deux cas, l'argile sera mise en œuvre afin d'être dans des conditions (structure, teneur en eau, poids volumique sec, macroporosité, confinement...) les plus proches possible des conditions réelles in situ.

Une fois la mise en œuvre des matériaux terminée, les vérins situés dans la fosse seront descendus, laissant ainsi la plaque articulée libre de descendre sous le poids du sol sus-jacent. Le déplacement de la plaque sera limité à 25 cm. Il est fort probable que le tassement de surface ne sera pas immédiat (suivi en déformation nécessaire).

L'essai est ensuite laissé en place, durant plusieurs mois. Ceci doit permettre d'appréhender le comportement de l'argile à long terme. En effet, l'argile doit conserver ses caractéristiques, et notamment sa perméabilité sur plusieurs dizaines d'années. Il est donc important d'étudier le comportement à long terme in situ (suivi en succion et en teneur en eau).

Le suivi de la couverture déjà en place permettrait également d'avoir des informations concernant le comportement à long terme de celle-ci.

A la fin de l'essai la surcharge de sol est retirée. On observera la surface de l'argile. L'argile aura donc été sollicitée mécaniquement (en déformation) mais également hydrauliquement (échanges avec l'atmosphère, infiltrations d'eau éventuelles...). Cette phase observationnelle est primordiale. Une coupe transversale sur toute l'épaisseur de la couche d'argile ainsi que la couche de sable sous-jacente sera réalisée. On observera la pénétration d'éventuelles fissures, l'espacement de ces fissures, le comportement à l'interface avec le sable. Il s'agira également en fonction de la géométrie de ces fissures de définir leur cause : mécanique (cisaillement, traction) ou hydraulique (fissures de retrait, éventuellement réhydratées...). Des prélèvements seront effectués afin de définir un profil de teneur en eau

final, de mettre en évidence un éventuel gradient de teneur en eau au sein de l'argile et de définir l'évolution globale de la teneur en eau moyenne. Des essais mécaniques de laboratoire seront également réalisés sur ces prélèvements afin d'avoir une information sur les modifications du comportement de l'argile.

Une observation finale du DEG sous-jacent permettra d'étudier l'impact du compactage de l'argile (poinçonnement éventuel) et de la déformation. La déformation des géosynthétiques pourra également être étudiée par la mise en place de jauges de déformation par exemple ou le tracé d'un quadrillage sur la géomembrane...

V.2 Essais en centrifugeuse

Des tests de soulèvement en centrifugeuse sont réalisés en collaboration avec l'université de Bombay. Les essais en centrifugeuse ont pour but d'étudier la déformation d'une couche d'argile soumise à de la flexion.

Dans un premier temps, il s'agit de modéliser en centrifugeuse les essais réalisés sur site afin de s'assurer de la représentativité des essais en centrifugeuse. Les essais en centrifugeuse présentent l'intérêt de pouvoir être réalisés en plus grand nombre que les essais sur site du fait de leur coût et de leur temps de réalisation beaucoup plus faibles et des contraintes de réalisation moins nombreuses. Dans le cas où les résultats des essais en centrifugeuse seraient « semblables » à ceux des essais in situ, d'autres essais en centrifugeuse pourraient être réalisés par la suite. Il s'agira notamment d'étudier l'influence d'un renforcement du sable ou de l'argile sur le comportement de l'argile en cas de tassement différentiel et en particulier sur la fissuration. Les essais de tassement qui n'ont pu être effectués jusqu'à présent in situ pourront également être modélisés. Par contre, seuls des essais court terme pourront être réalisés, la centrifugeuse ne permettant pas une réduction du temps d'essai.

V.2.1 Principe des essais en centrifugeuse

La limitation de l'étude à une échelle réduite d'une structure soumise à des conditions de gravité normale est que les niveaux de contraintes du modèle sont réduits dans le rapport de l'échelle. Ceci modifie les propriétés de sol et les conditions de chargement (Schofield, 1980).

Par la suite, l'indice « R » se rapportera aux caractéristiques du site et « m » aux caractéristiques du modèle en centrifugeuse.

En centrifugeuse, un comportement en contrainte - déformation du sol identique à celui trouvé in situ peut être obtenu en soumettant le modèle (à l'échelle 1/N) à une accélération égale à N fois la gravité normale. En choisissant l'accélération $N \cdot g$ pour des dimensions du modèle $L_m = L_R/N$, le poids volumique du sol à tester ($\gamma_m = \rho_m \cdot N \cdot g = \rho_m \cdot g \cdot N = \gamma_R \cdot N$) et ainsi, l'état de contraintes ($\sigma_m = \gamma_m \cdot L_m = \gamma_R \cdot N \cdot L_R/N = \gamma_R \cdot L_R$) en un même point est le même dans le modèle réduit que pour l'essai en grandeur réelle (Viswanadham et Jessberger, 2005). Plusieurs auteurs, dont Viswanadham avec qui nous avons collaboré, ont utilisé la modélisation en centrifugeuse afin d'étudier la réponse de la barrière argileuse à des tassements différentiels continus (Jessberger et Stone, 1991; Scherbeck et Jessberger, 1993; Craig et Gallagher, 1997; Viswanadham et Mahesh, 2002; Viswanadham et Jessberger, 2005 et Viswanadham et Muthukumaran, 2007, voir § 0).

V.2.2 Modélisation des essais sur site

Présentation

Afin de se rapprocher au maximum des conditions de réalisation des essais in situ, une attention particulière a été portée sur la sélection du sol utilisé dans le modèle qui en principe doit présenter les mêmes caractéristiques que le sol mis en oeuvre in situ. Notamment, les caractéristiques de plasticité (limites d'Atterberg) sont très comparables à l'argile de couverture du site (voir Tableau 80).

Le profil du modèle a été défini de façon à se rapprocher au mieux de la structure des essais sur site (voir Figure 251).

	Argile de l'Aptien	Sol pour essais en Centrifuge
Limites d'Atterberg		
w_L (%)	44	38
w_p (%)	22	22
I_p (%)	22	16
Caractéristiques optimales (Proctor normal)		
$\gamma_{d\text{ opt}}$ (kN/m ³)	17.25	15.9
w_{opt} (%)	16.1	22
Caractéristiques mécaniques		
c_u (kPa)	90*	38* (25#)
ϕ_u (°)	20*	15* (3.5#)
Caractéristiques hydrauliques		
* k (m/s)		0.4×10^{-9}
* échantillons compactés à w_{opt} et $e_c = 100\%$		
# échantillons compactés à $w_{\text{opt}} + 5\%$ et $e_c = 100\%$		

Tableau 80. Caractéristiques de l'argile de l'Aptien et du sol utilisé pour les essais en centrifugeuse

La centrifugeuse de l'Institut de technologie de Bombay est utilisée ici. La centrifugeuse possède une cellule mobile dans laquelle est mis en place le modèle ainsi qu'un contre poids diamétralement opposé (voir Figure 250). L'accélération imposée au modèle par la centrifugeuse est ici de $N.g = 12.5g$. Les dimensions globales du modèle sont :

Longueur $L_m = 0.720$ m ($L_R = 9$ m),
 Profondeur $I_m = 0.45$ m ($I_R = 5.625$ m)
 Hauteur $H_m = 0.41$ m ($H_R = 5.125$ m).

La cellule possède une face en Plexiglas parallèle au profil de l'ouvrage se comportant en déformation plane, ce qui permet d'observer la déformation de l'argile en cours d'essai grâce à un appareil photo positionné face au modèle.

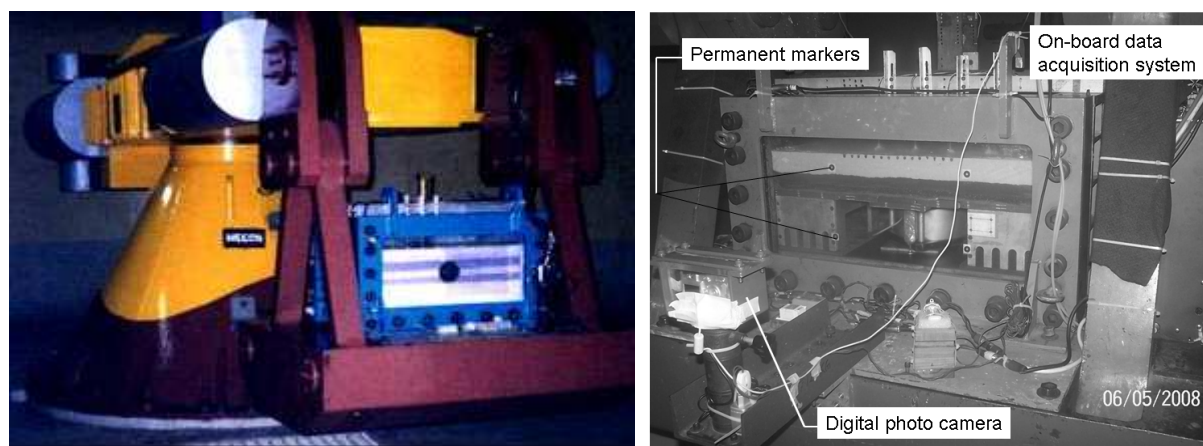


Figure 250. Centrifugeuse (Université de Bombay)

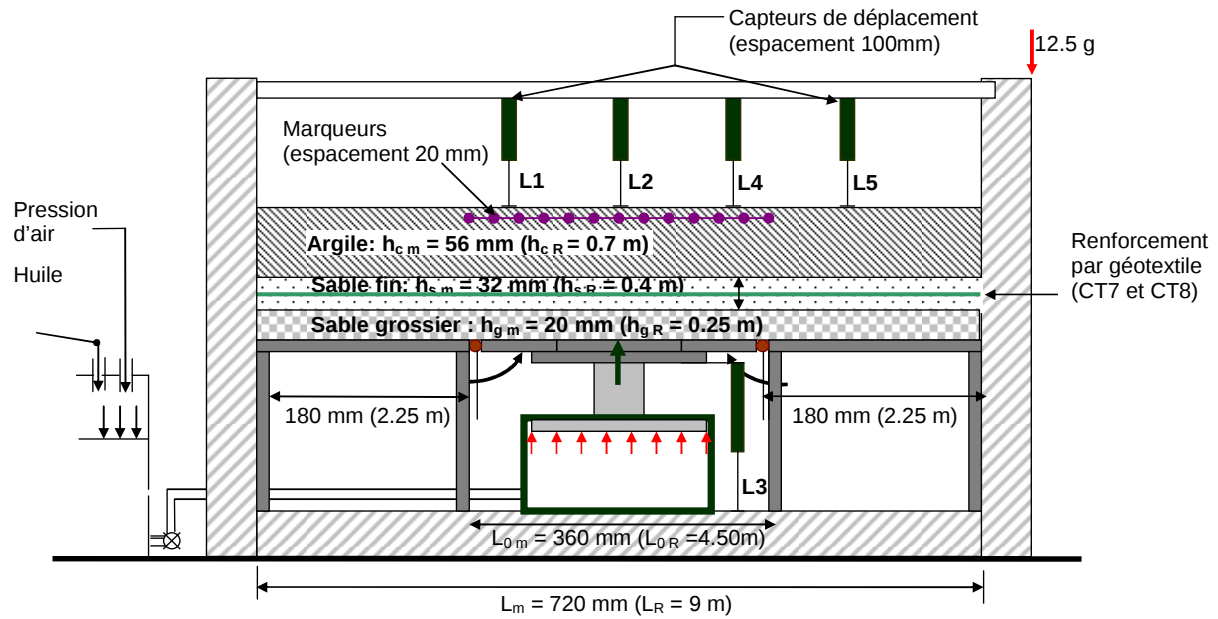


Figure 251. Coupe du modèle en centrifugeuse

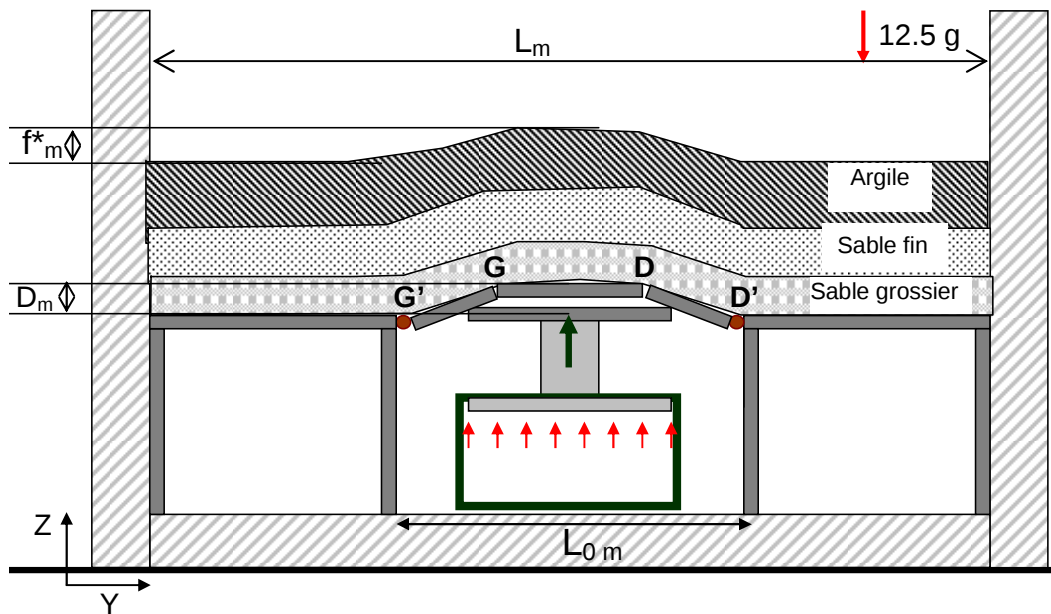


Figure 252. Essai en centrifugeuse, plaque soulevée

La première phase de l'essai (environ 13 min) consiste à la phase d'accélération (voir Figure 253).

Une fois l'accélération désirée atteinte (12.5 g), la pression d'air est augmentée par palier afin d'initier le mouvement vertical de la plaque articulée centrale (voir Figure 251, Figure 252 et Figure 253).

La plaque articulée est du même type que celle utilisée pour les essais in situ (en 5 parties) et impose ainsi un déplacement trapézoïdal à la base de la couche de sable (voir Figure 252). Le mouvement vertical de la plaque centrale est réalisé à vitesse constante $v_m = 2$ mm/min (équivalent à $v_R = 25$ mm/min). Ce système de plaque articulée permet un soulèvement maximal $D_{m \max} = 0.030$ m soit $D_{R \max} = 0.375$ m induisant ainsi une distorsion maximale au niveau de la plaque de $\delta_{\max} = 2 \cdot D_{R \max} / L_{0R} = 0.17$ (longueur de soulèvement $L_0 = 4.50$ m). Lors des essais in situ, la distorsion maximale est $\delta_{\max} = 0.25$. Ainsi, bien que les

dimensions de la plaque mobile du modèle soient différentes des dimensions lors des essais in situ, l'ordre de grandeur de la distorsion imposée reste comparable (voir Tableau 81).

Tout comme pour les essais in situ, un géotextile non tissé est mis en œuvre juste au dessus de la plaque de façon à éviter les zones de concentration des contraintes. Afin que le géotextile ne crée pas une résistance à la montée de la plaque, celui-ci est coupé en quatre tronçons, susceptibles de se déplacer les uns par rapport aux autres. Ceci a été fait de façon identique lors des essais in situ.

Une couche de sable grossier est mise en œuvre au dessus de la plaque uniquement pour les essais en centrifugeuse dans le but également d'éviter les concentrations de contraintes. Cette couche est absente dans le cas des planches d'essais sur site.

Une couche de sable d'épaisseur $h_{s\ m} = 0.032\ m$ (soit $h_{s\ R} = 0.4\ m$) et non compactée est ensuite mise en œuvre.

Enfin, une couche d'argile compactée d'épaisseur $h_{c\ m} = 0.056\ m$ (soit $h_{c\ R} = 0.70\ m$, épaisseur moyenne de la couche d'argile lors des essais sur site) est soumise à de la flexion inversée (soulèvement) (voir Tableau 81).

Une analyse de photos est utilisée afin de définir l'initiation de la fissure et d'étudier sa propagation. Une attention particulière est portée sur la détermination de la distorsion à l'initiation de la fissure δ_i .

Dans ce qui suit, les dimensions du modèle en centrifugeuse H_m sont converties à l'échelle réelle: $H_R = H_m * 12.5$.

	Essais sur site	Centrifugeuse
L (m)	> 5 m	9 m
L_0 (m)	2 m	4.50 m
D_{max} (m)	0.25 m	0.375 m
δ_{max}	0.25	0.17
h_0 (m)	Néant	0.25 m
h_s (m)	De 0.2 m à 0.5 m	0.4 m
h_c (m)	De 0.60 m à 0.90 m	0.7 m

Tableau 81. Géométrie des essais en centrifugeuse et des planches d'essais

Analyse de l'essai en centrifugeuse

Dans un premier temps, l'essai de soulèvement réalisé sur site est modélisé en centrifugeuse (essai CT6). L'argile est mise en œuvre à $w_{opt} + 4\%$. La Figure 253 présente le déplacement vertical de la plaque (capteur L3) ainsi que le déplacement vertical à la surface de la couche d'argile (capteurs L1, L2, L4 et L5, voir Figure 251) en fonction du temps.

Lors des essais, on montre que le déplacement en surface au niveau de l'axe central de l'argile (capteur L2) est identique au déplacement de la partie centrale de la plaque (L3) (voir Figure 253). Ce résultats est tout à fait compatibles avec les observations réalisées in situ ($D_f \approx f^*$, voir Figure 245 et Figure 247)

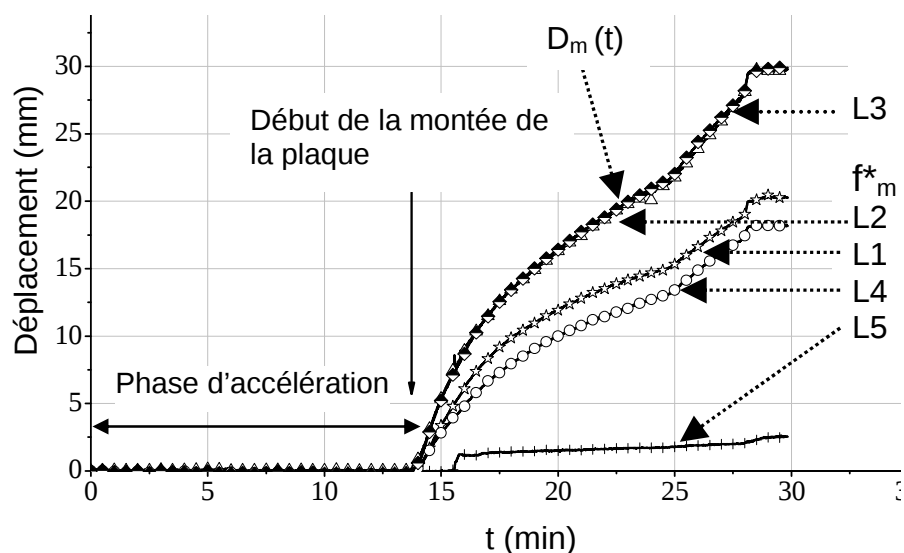


Figure 253. Déplacement vertical de la plaque ($D_m(t)$ capteur L3) et de la surface de l'argile (capteurs L1, L2, L4 et L5) en fonction du temps

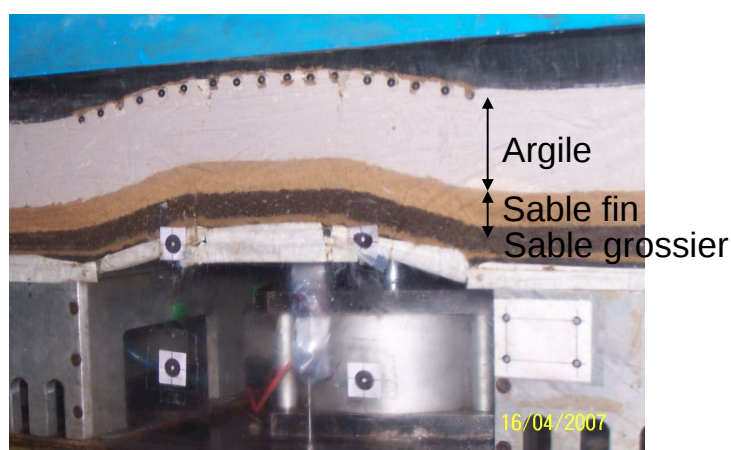


Figure 254. Essais en centrifugeuse : profil après soulèvement

L'analyse des photos permet de déterminer le profil de déformation au niveau de la fibre tendue localisée à la surface de l'argile (voir Figure 255, Gourc et al., 2008). Les déformations en traction maximales sont calculées au niveau de l'axe vertical central. Les déformations maximales en compression sont localisées à la base de la couche d'argile, également au niveau de l'axe vertical central.

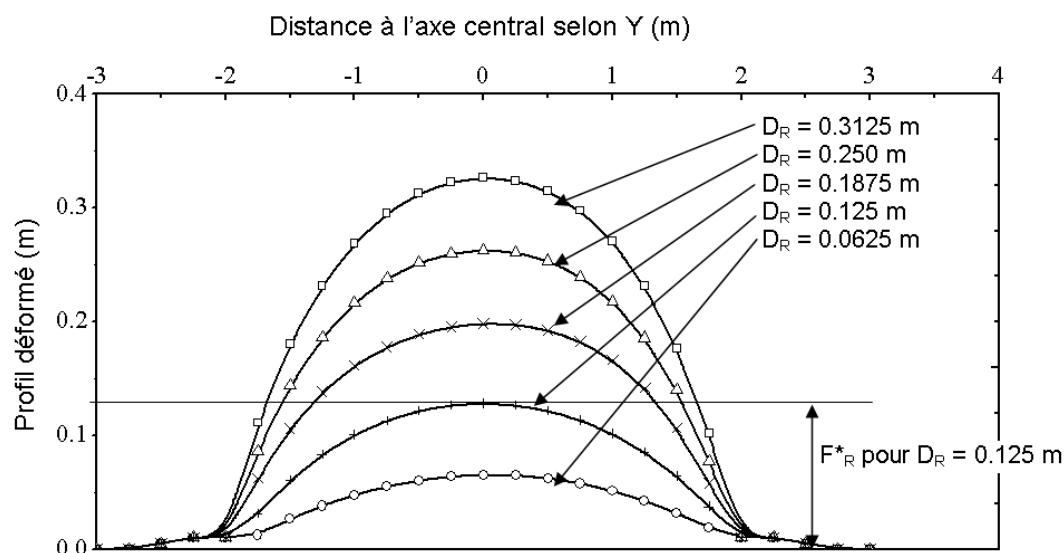


Figure 255. Profil déformé à la surface de la couche d'argile pour différentes valeurs de montée de la plaque pour l'essai CT7 (Gourc et al., 2008 ; voir § V.2.3)

L'initiation de la fissure dans l'argile apparaît pour un déplacement de la plaque $D_R = 0.051$ m ce qui correspond à une distorsion $\delta = 0.02$. La déformation dans la zone centrale correspondant à l'initiation de la fissure est $\varepsilon_i = 0.57\%$.

Comparaison essais sur site, essais en centrifugeuse

Lors des planches d'essais in situ P1 et P2, deux fissures principales se développent, de façon relativement symétrique par rapport à l'axe central (voir Figure 248). Une fissuration identique est mise en évidence lors de la réalisation des essais en centrifugeuse (voir Figure 256).

Le modèle CT6 est réalisé à $w_{opt} + 4\%$, la planche d'essai 3 à $w_{opt} + 4.5\%$ et les planches 1 et 2 à $w_{opt} + 3\%$.

Le calcul de la déformation de la fibre tendue lors de l'initiation de la fissure pour l'essai sur site P3 ($w_{opt} + 4.5\%$) donne une déformation calculée sur L_0 $\varepsilon_i = 0.6\%$ et une déformation locale $\varepsilon_i^L = 2.5\%$ (analyse photo). L'essai en centrifugeuse CT6 donne une déformation de 0.57% . Il faut noter que dans le cas des essais in situ, les déformations dites « globales » sont déterminées sur une longueur $L = 2.50$ m donc légèrement supérieure à la longueur de la plaque $L_0 = 2$ m, les déformations locales sont calculées entre 2 marqueurs soit sur 0.3 m. Dans l'essai en centrifugeuse, le calcul de déformation est entre deux marqueurs consécutifs soit sur 0.25 m.

La distorsion à l'initiation de la fissure lors de l'essai in situ P3 est $\delta_i = 0.03$. Pour l'essai en centrifugeuse (essai CT6) $\delta_i = 0.02$ (voir Tableau 82).

Ainsi, les essais en centrifugeuse semblent représenter de façon tout à fait correcte le comportement de la barrière argileuse soumise à de la flexion inversée observé lors de la réalisation des essais in situ. Les résultats des planches d'essais in situ P1, P2 et P3 ainsi que ceux des essais en centrifugeuse sont présentés Tableau 82.

	Planche d'essais sur site			Essais en centrifugeuse		
	P1	P2	P3	CT6	CT7	CT8
échelle	1/1	1/1	1/1	1/12,5	1/12,5	1/12,5
accélération	1g	1g	1g	12,5g	12,5g	12,5g
w	w _{opt} +3%	w _{opt} +3%	w _{opt} +4,5%	w _{opt} +4%	w _{opt} +4%	w _{opt} +4%
h _s (m)	0,5	0,2	0,2	0,4	0,4	0,4
h _c (m)	0,6	0,8	0,9	0,7	0,7	0,7
Renforcement	non	non	non	non	géotextile +fibres	Géotextile J≈179kN/m
Caractéristiques à l'initiation de la fissure						
D _i	0.02m	0,02m	0.03m	0.051m	0.081 m	0,055 m
δ _i	0.02	0,02	0.03	0.02	0.032	0.022
ε _i (%)	0.3	0,3	0.6			
ε _i ^L (%)		1,5	2.5	0.57	0.91	0.61
Caractéristiques à la fin de l'essai						
D _{max} (m)	0.255	0,26	0.256	0.3125	0.3125	0.3125
δ _{max}	0,25	0,25	0,25	0,14	0,14	0,14
*Ouverture moyenne de la fissure à D _{max}	0.07m	0,09m	0.15m	0.125m	0.075m	0.125m
	2 fissures verticales	2 fissures verticales	1 fissure verticale	2 fissures verticales	2 fissures verticales	2 fissures verticales
*Profondeur moyenne de la fissure à D _{max}	0.48m	0,35m	0.55m	0.52m	0.22m	0.5m

Tableau 82. Comparaison des planches d'essais sur site et des essais en centrifugeuse

Remarque :

Pour les essais en centrifugeuse,

- les dimensions sont calculées telles que $h = h_{\text{model}} * 12.5$
- une couche de sable grossier est mise en œuvre sous la couche de sable d'épaisseur h_s

V.2.3 Etude du renforcement de l'argile et du sable

La concordance des résultats des planches d'essais réalisées in situ et de leur modélisation en centrifugeuse permet d'envisager l'extension à des cas non traités en vraie grandeur en particulier l'influence du renforcement sur le comportement de la barrière argileuse en s'affranchissant de la réalisation d'essais à l'échelle 1. Ces essais complémentaires doivent permettre d'étudier l'influence d'un renforcement par géotextile et par fibres sur le comportement de l'argile soumise à de la flexion inversée et notamment de mettre en évidence et de quantifier un éventuel retardement de la fissuration en présence d'un renforcement.

Deux modèles sont réalisés :

Modèle CT8 : renforcement du sable par géotextile

Modèle CT7 : renforcement du sable par géotextile + renforcement de l'argile par fibres.

Le géotextile est placé à mi-hauteur dans la couche de sable fin (voir Figure 251). Le géotextile utilisé dans le modèle présente une résistance en traction de 25kN/m avec une déformation maximale de 14% dans le sens (y) de la pose soit une raideur approchée $J \approx 179 \text{ kN/m}$. Il s'agit d'un géotextile tissé en polypropylène (masse surfacique: 75 g/m^2). Afin de recréer par centrifugeuse les conditions in situ, il est nécessaire que la déformation du géotextile sous une même sollicitation soit identique dans les deux cas ainsi on veut que :

$$\varepsilon_m / \varepsilon_R = 1$$

Or $\varepsilon_m = T_m/J_m$ avec J_m la raideur du géotextile et T_m l'effort de traction par mètre linéaire dans le géotextile du modèle

Et $\varepsilon_R = T_R/J_R$ avec J_R la raideur du géotextile et T_R l'effort de traction par mètre linéaire dans le géotextile in situ.

Ainsi, le géotextile du modèle doit être tel que :

$$T_m/T_R * J_R/J_m = 1$$

$$\text{Or } T_m/T_R = \tau_m/\tau_R * L_m/L_R$$

Avec $\tau = \sigma \tan \delta$, δ étant l'angle d'inclinaison du géotextile, τ est la contrainte de cisaillement. L'angle δ est le même in situ et dans le modèle. De plus, l'état de contrainte étant le même dans le modèle et in situ $\sigma_m = \sigma_R$ d'où $\tau_m = \tau_R$ ainsi $T_m/T_R = L_m/L_R$, L_m et L_R sont les longueurs d'inclusion.

D'où l'équivalence entre le renforcement du modèle et le renforcement in situ est soumise à la condition :

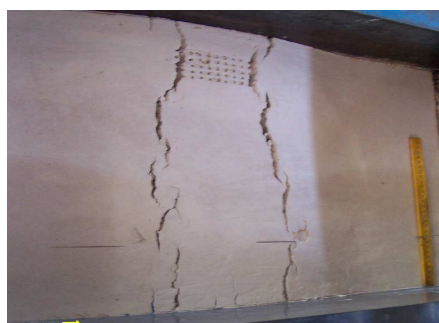
$$J_m / J_R = L_m / L_R.$$

Les fibres utilisées pour le renforcement de l'argile (modèle CT7) sont en polypropylène (largeur : 2 mm, épaisseur : 0.15 mm, charge à la rupture en élongation 48.5 N, élongation à la rupture : 22%). La teneur en fibres de l'argile a été sélectionnée de façon à respecter les préconisations en termes de perméabilité ($k < 10^{-9} \text{ m/s}$). En effet, d'après Miller et Rifai (2004) l'augmentation de la teneur en fibres engendre une augmentation de la perméabilité. Pour des teneurs massiques en fibres inférieures ou égales à 0.5 %, la perméabilité est maintenue à un ordre de grandeur de 10^{-9} m/s (Miller et Rifai, 2004). Enfin, d'après Jha (2006), des fibres de longueur uniforme et égale environ à 90 mm donnent des résultats en résistance à la flexion supérieurs. Ainsi, des fibres de 90mm de long sont mélangées à l'argile en proportion de 0.5% du poids sec du sol.

L'état de surface de l'argile en fin d'essai pour les modèles CT6, CT7 et CT8 est présenté Figure 256. Dans les trois cas, les fissures apparaissent à l'aplomb des articulations de la plaque centrale (voir Figure 256). On confirme ainsi la similitude avec la fissuration observée in situ pour le sol non renforcé (voir Figure 256 a).



a) Modèle CT6 (non renforcé)



b) Modèle CT8 (géotextile)

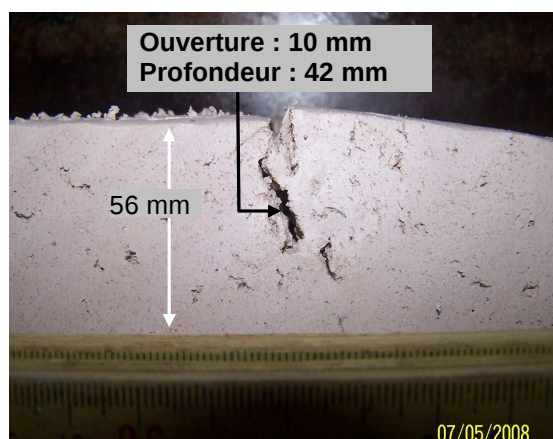


c) Modèle CT7 (géotextile + fibres)

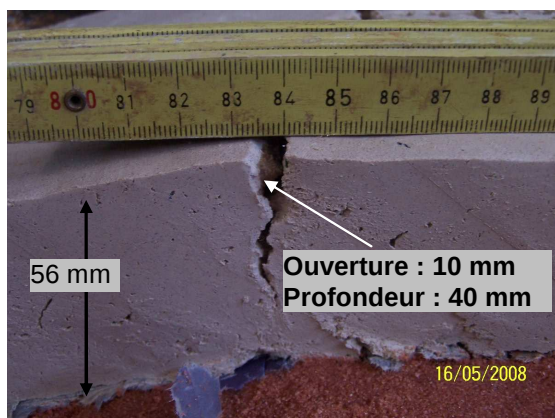
Figure 256. Surface de l'argile pour un déplacement de la plaque $D_R = 0.3125\text{ m}$

Dans le Tableau 82 sont données les déformations à l'initiation de la fissure pour les essais in situ (déterminées par analyse photo) et pour les essais en centrifugeuse (déterminées par la théorie des poutres).

Un retardement de la fissuration est observé pour le modèle CT7 (fibres + géotextile, $\varepsilon_i = 0.99\%$) par rapport au modèle non renforcé CT6 ($\varepsilon_i = 0.62\%$). La présence du renforcement de la couche de sable par un géotextile n'augmente pas de façon significative la déformation en flexion admissible ($\varepsilon_i = 0.62\%$ en non renforcé, $\varepsilon_i = 0.69\%$ avec géotextile).



a) Modèle CT6 (non renforcé)



b) Modèle CT8 (géotextile)



c) Modèle CT7 (géotextile + fibres)

Figure 257. Coupes des modèles CT6, CT7 et CT8 : ouverture et propagation de la fissure pour $D_{R\max} = 0.3125\text{ m}$

La présence de fibres réduit nettement la propagation verticale des fissures (voir Figure 257). En présence de fibres, pour une distorsion $\delta_{c\max} = 0.14$, la profondeur moyenne de pénétration des fissures est de 18 mm (0.225 m), soit un tiers de l'épaisseur totale de la couche d'argile ($h_c = 0.70\text{ m}$). Les fissures présentent dans ces conditions une ouverture de 6 mm (0.075 m). En l'absence de fibres, la fissure se propage deux fois plus profondément.

Le renforcement par fibres d'une couche d'argile semble donc être une solution efficace pour augmenter la capacité de l'argile à se déformer sans se fissurer lorsque celle-ci est soumise à de la flexion. Le renforcement par fibres pose cependant un problème important de mise en œuvre. Actuellement, aucune technique ne permet un mélange homogène fibres / argile à l'échelle du site.

V.2.4 Conclusion sur les essais en centrifugeuse

Dans un premier temps, les essais de soulèvement réalisés in situ ont été modélisés en centrifugeuse. Les déformations de surface ainsi que les distorsions à l'initiation de la fissure sont déterminées en centrifugeuse et comparées aux valeurs obtenues in situ. Les résultats obtenus en centrifugeuse sont en adéquation avec les résultats des essais in situ notamment en ce qui concerne le mode de fissuration, la déformation et la distorsion à l'initiation de la fissure. Les essais en centrifugeuse étant calibrés, ceux-ci peuvent alors se substituer à la réalisation d'essais sur site, plus coûteux, longs et difficiles à mettre en œuvre, pour l'étude de l'influence du renforcement sur le comportement de l'argile en flexion. Deux types de

renforcement sont envisagés : renforcement de l'argile par fibres et renforcement de la couche de sable sous-jacente par géotextile.

Les essais réalisés montrent que :

- La présence du géotextile de renforcement dans la couche de sable sous-jacente à la couche d'argile ne permet pas de retarder l'apparition de la fissuration.
- Le renforcement par fibres retarde la fissuration et permet à la barrière argileuse de supporter des mouvements différentiels plus importants. La déformation à la fissuration est multipliée par 1.5 lorsque l'on passe du modèle non renforcé au modèle renforcé par fibres. De plus, la présence de fibres dans l'argile limite la propagation de la fissure en profondeur. Ainsi, le renforcement par fibres semble être une alternative intéressante pour l'amélioration des caractéristiques en déformation de l'argile. Cependant, des études doivent être menées afin de développer des technologies permettant un mélange homogène fibres – argiles à l'échelle du site.

Par la suite, les essais en centrifugeuse devraient être adaptés de façon à réaliser des essais de tassement.

V.3 La modélisation numérique

Même si notre recherche ne portait pas sur la modélisation numérique, il a paru intéressant d'utiliser un logiciel bien connu, Plaxis, pour traiter le problème.

La modélisation des essais de flexion 4 points présentée au chapitre 4 § IV.6, montre que l'utilisation de la méthode des éléments finis permet d'étudier le comportement en déformation de l'argile soumise à de la flexion à un niveau dépassant le qualitatif. Notamment, la flèche et la déformation à l'initiation de la fissure définies à partir de la modélisation sont comparables aux valeurs trouvées en laboratoire. Compte tenu de cette concordance entre les résultats des essais de laboratoire et de la modélisation, la modélisation numérique des planches d'essais a également été réalisée avec Plaxis. Dans un premier temps, l'essai de soulèvement réalisé sur site est modélisé. Dans le cas où les résultats de la modélisation sont en adéquation avec ceux obtenus lors des essais in situ, des essais de tassement, non réalisés sur site, pourront être modélisés. Cette modélisation permet ainsi de tester l'influence sur le comportement de l'argile d'une surcharge.

V.3.1 Hypothèses de modélisation

La modélisation des essais de flexion de laboratoire (voir § IV.6) a donné des résultats compatibles avec les essais de laboratoire ce qui permet de valider la méthode de modélisation (éléments finis) et la loi de comportement (Mohr Coulomb avec limite en traction) choisies ainsi que les paramètres de la loi de comportement, déterminés à partir d'essais de laboratoire préalables (voir chapitre 4) et ainsi d'envisager la modélisation des essais de soulèvement réalisés in situ.

Les essais in situ sont réalisés à de fortes teneurs en eau (P1 et P2 : $w \approx w_{\text{opt}} + 3\% \approx 19\%$ et P3 : $w \approx w_{\text{opt}} + 4.5\% \approx 20.7\%$). Les paramètres de la loi de Mohr Coulomb appliquée à l'argile sont les mêmes que ceux utilisés pour la modélisation des essais de laboratoire en condition humide ($w = 20\%$, voir chapitre 4 et Tableau 83). Une coupure en traction est définie, tout comme pour la modélisation des essais de laboratoire, afin de caractériser les conditions d'apparition de fissure par traction. Le calcul numérique est arrêté dès que l'initiation de la fissure a lieu.

Loi de comportement de Mohr Coulomb		Argile	Sable
e_c	énergie de compactage (%)	140	
w	teneur en eau (%)	20	
γ_h	poids volumique humide (kN.m^{-3})	20.5	17
γ_{sat}	poids volumique saturé (kN.m^{-3})	21.5	
c_u	cohésion (kPa)	85	1
ϕ_u	angle de frottement (°)	3	31
ψ	angle de dilatance (°)	0	10
ν	coefficient de Poisson	0.3	0.3
E_y	Module tangent (MPa) En traction et en compression	2.5	13
$\sigma_{t \text{ max}}$	Coupure en traction (kPa)	12	0
Eléments finis 15 nœuds			
Déformation plane			
Conditions non drainées			

Tableau 83. Modélisation des planches d'essais : paramètres

V.3.2 Modélisation des essais de soulèvement sur site

Caractéristiques géométriques

Les conditions géométriques, mécaniques et de sollicitation des planches d'essais réalisées in situ sont modélisées. 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 (voir Figure 258). Les épaisseurs de couches de sable h_s et d'argile h_c choisies correspondent aux épaisseurs moyennes testées lors des essais in situ (voir Tableau 63).

Les paramètres de la loi de comportement du sable sont des caractéristiques « moyennes » d'un sable (pas de détermination par essais de laboratoire, voir Tableau 83).

Pour des raisons de symétrie, seule la moitié de la planche d'essais est modélisée. Le maillage est réalisé de façon automatique sous Plaxis.

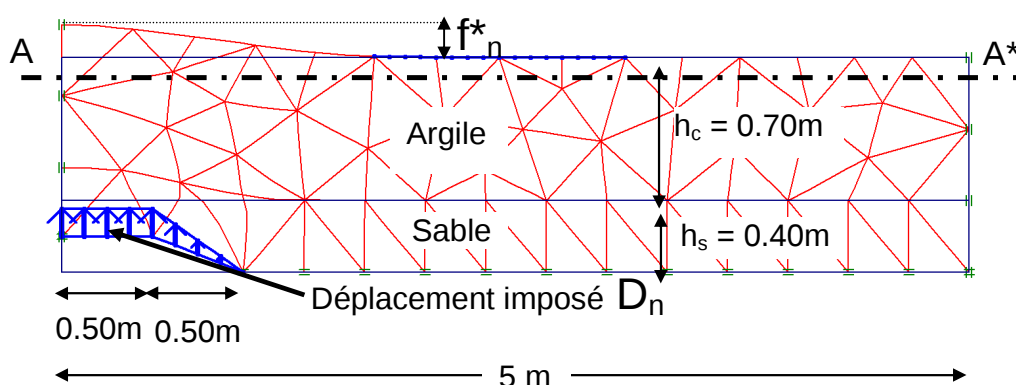


Figure 258. Maillage et géométrie de la modélisation des essais de soulèvement (modèle M1)

Paramètres

L'indice « n » sera utilisé pour différencier les paramètres du modèle numérique.

Le déplacement imposé à la base de la couche de sable (D_n) engendre un soulèvement à la surface de la couche d'argile (f^*_n). La déformation résultant à la surface de la couche d'argile ε_n est calculée sur une largeur $L_0/2 = 1.20\text{m}$. In situ, la déformation « globale » de la fibre tendue est calculée sur environ 2.50m (ε). Des valeurs locales de la déformation (ε^L_n) sont également calculées lors de la modélisation. Les valeurs de déplacement imposé (D_{ni}), de la flèche (f^*_{ni}) et de la déformation (ε_{ni} et ε^L_{ni}) sont définies à l'apparition de la fissuration par traction.

Résultats de la modélisation et comparaison avec les planches d'essais in situ

La modélisation numérique des essais de soulèvement montre que la fissure par traction apparaît pour un déplacement imposé $D_{ni} = 9 \text{ mm}$, en surface de la couche d'argile, dans la partie centrale et engendre un déplacement vertical en surface de $f^*_{ni} = 6.5 \text{ mm}$. La longueur de la zone déformée, définie par un déplacement vertical en surface $> 1\text{mm}$, est de $L_{Dn}/2 = 1.35 \text{ m}$ à partir de l'axe central selon la modélisation numérique (voir Tableau 84).

	Planche d'essais sur site			Modélisation numérique	
	P1	P2	P3	M1	M2
w	$w_{\text{opt}}+3\%$	$w_{\text{opt}}+3\%$	$w_{\text{opt}}+4,5\%$	$w_{\text{opt}}+4\%$	$w_{\text{opt}}+4\%$
h_s (m)	0,5	0,2	0,2	0,4	0,4
h_c (m)	0,6	0,8	0,9	0,7	0,7
Surcharge	non	non	non	non	3m
Caractéristiques pour $D = 10 \text{ mm}$					
D		0,01m	0,01m	0,009m	0,009
f^*				0,0065 m	0,0015
L_D		1.4 m	1.4 m	1.35 m	
ε (%)		0,17%	0,17%	0,24%	
ε^L (%)		0,74%	0,60%	0,50%	0,09%
Caractéristiques à l'initiation de la fissure					
D_i	0,02m	0,02m	0,03m	0,009m	0,045m
f^*_i				0,0065 m	
L_D				1.35 m	
ε_i (%)	0,30%	0,30%	0,60%	0,24%	
ε^L_i (%)		1,50%	2,50%	0,50%	

Tableau 84. Essais de soulèvement : comparaison des planches d'essais in situ et de la modélisation numérique

L'analyse photos des essais sur site (respectivement la modélisation numérique) permet de déterminer la déformation locale à la surface de la couche d'argile ε^L (respectivement ε^L_n) pour chaque section de 0.30m de long (entre deux marqueurs successif pour les planches d'essais in situ). Cette analyse met en évidence la présence de zones comprimées et de zones tendues à la surface de la couche d'argile (voir Figure 259 et Figure 260). La déformation locale maximale $\varepsilon^L_{\text{max}}$ est localisée dans les 30 cm centraux. Pour permettre une comparaison avec l'expérience (planche P3) où la déformation de surface est mesurée de façon discrète, la déformation « numérique » est moyennée par intervalle de 0.30 m . Les déformations globales (sur 2.50m) sont également déterminées (voir Tableau 84). Nous

avons étendu le calcul numérique à une valeur de déplacement de la plaque supérieure à D_{ni} , bien que la valeur de la coupure en traction soit atteinte, afin de comparer les déformations obtenues à celles mesurées lors des planches d'essais à l'apparition des fissures $D_{fi} = 20\text{ mm}$ pour P3 (voir Figure 260).

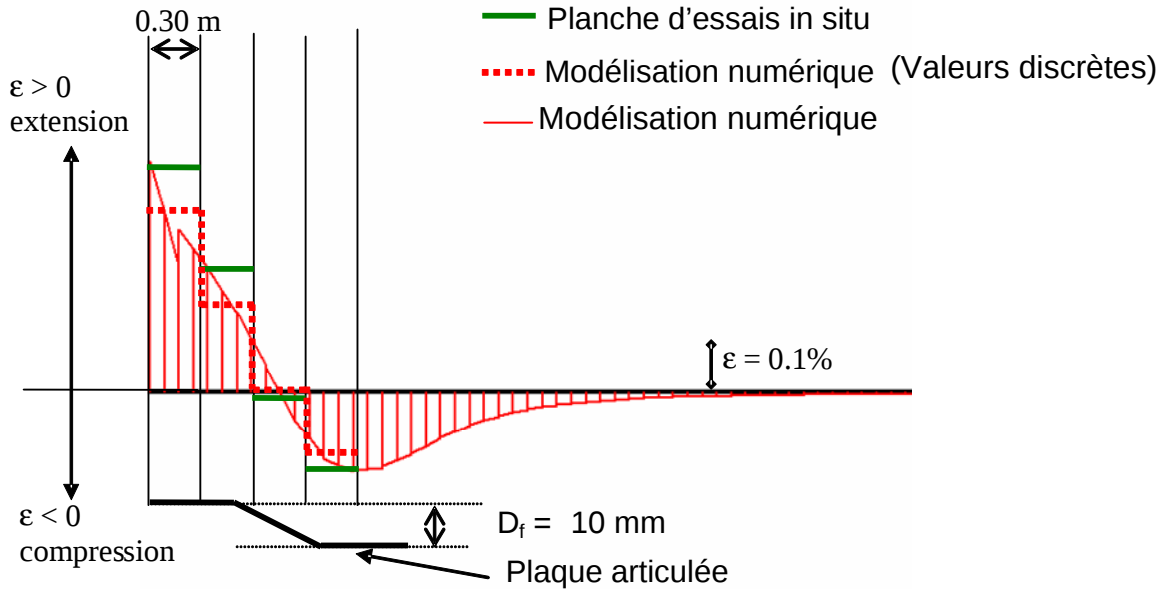


Figure 259. Profils de déformation à la surface de la couche d'argile pour $D_f = D_n = 10\text{ mm}$ obtenus par analyse photo pour la planche 3 et par modélisation numérique

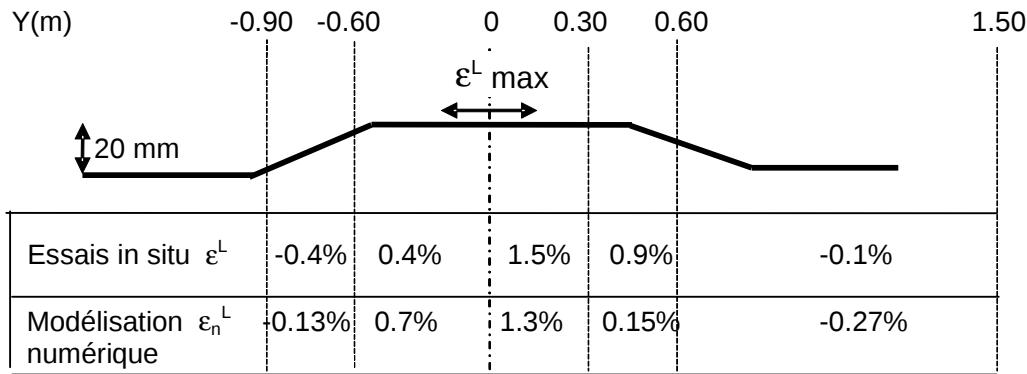


Figure 260. Valeurs des déformations locales ϵ^L à la surface de la couche d'argile, pour $D_f = D_n = 20\text{ mm}$

Les valeurs de déformations présentées Figure 260 sont calculées sur des distances différentes par rapport à l'axe central ce qui explique que les valeurs diffèrent selon que l'on soit à gauche ou à droite de l'axe central.

Dans le Tableau 84 sont présentés les résultats de la modélisation numériques et des essais in situ. Tout d'abord, les caractéristiques pour un même déplacement $D_f = D_n = 10\text{ mm}$ puis les caractéristiques à l'initiation de la fissure obtenus par modélisation numérique et par analyse photos des planches d'essais sont comparées.

Les valeurs de déformations données par la modélisation numérique et déduites des essais in situ pour un déplacement imposé donné sont tout à fait comparables. Cependant, in situ, l'initiation de la fissure est observée pour un déplacement de la plaque de $D_{fi} = 20\text{ mm}$ à 30 mm . La modélisation numérique donne $D_{ni} = 9\text{ mm}$. Cette différence peut être expliquée par

la difficulté à observer l'initiation de la fissure ou par la sous estimation de la résistance en traction simple pour la modélisation numérique.

La modélisation numérique permet également d'obtenir le champ de déformation et le champ de contrainte. La Figure 261 montre que les contraintes de cisaillement sont maximales à la base de la couche d'argile tandis que les déformations horizontales en traction sont maximales à la surface de la couche d'argile, au niveau de l'axe central. Ainsi, le schéma de fissuration de l'argile déterminé par la modélisation numérique est proche de celui de la planche d'essais 3 à savoir une seule fissure centrale (voir Figure 236) et non une fissure à l'aplomb de chaque charnière de la plaque (P1 et P2, voir Figure 224 et Figure 230).

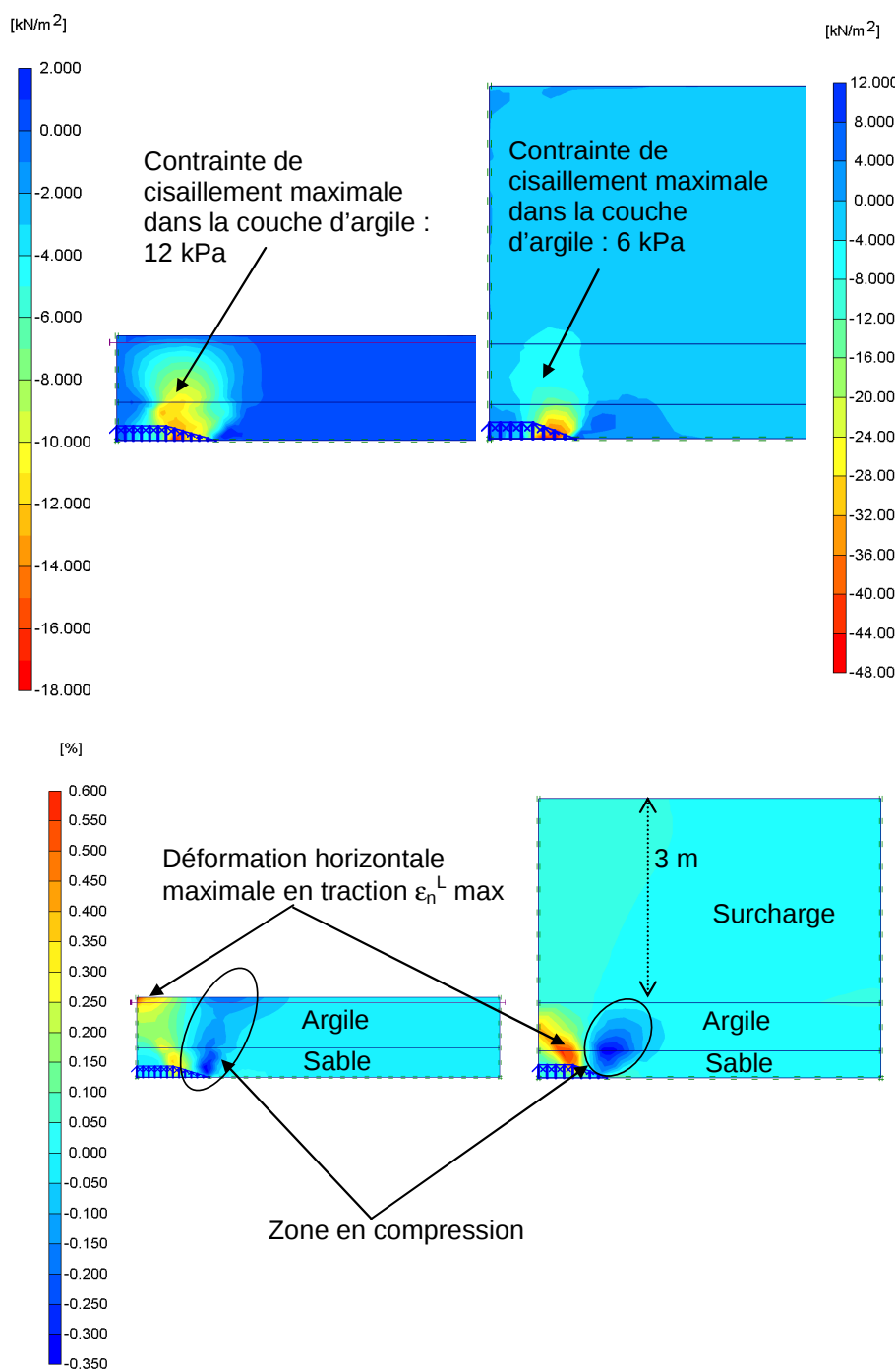


Figure 261. Champ de déformation horizontale et de contraintes de cisaillement lors des essais de soulèvement ($D_n = 9\text{mm}$) sans surcharge et avec une surcharge de 3m de sable

Le déplacement à la base de la couche de sable engendrant une fissuration dans l'argile est très faible ($D_{ni} = 9\text{ mm}$, $D_{fi} = 20$ à 30 mm).

La modélisation des essais de soulèvement s'avère représentative de la cinématique des essais in situ (jusqu'à l'apparition de la fissuration), confirmant ainsi la validité de la loi de comportement et des paramètres choisis. Ainsi, d'autres essais sont modélisés afin d'étudier l'influence d'une surcharge.

Influence de la surcharge

Il s'agit maintenant d'évaluer l'influence d'un confinement puisque nous avons considéré jusqu'à présent le cas d'une surface d'argile non confinée et indiqué que ceci devait correspondre à une condition de fissuration critique.

Le modèle étudié est identique à celui précédemment présenté, une surcharge est ajoutée sur la couche d'argile. Cette surcharge est modélisée par une couche de sable de 3 m d'épaisseur ce qui crée une contrainte verticale à la surface de l'argile de 60 kPa .

Dans ces conditions, la fibre supérieure de la couche d'argile n'est plus soumise à de la traction pure. Pour un déplacement de la plaque de $D_n = 9\text{ mm}$, le déplacement à la surface de la couche d'argile est $f_n^* = 1.5\text{ mm}$. La déformation locale maximale est $\varepsilon_n^L_{\max} = 0.085\%$. En l'absence de surcharge, pour $D_n = 9\text{ mm}$, $f_n^* = 6.5\text{ mm}$ et $\varepsilon_n^L_{\max} = 0.5\%$. Ainsi, pour une même sollicitation à la base de la couche de sable, la présence de la surcharge diminue de façon très significative la déformation en traction à la surface de la couche d'argile et augmente également la déformation admissible puisqu'il s'agit d'une traction sous confinement (voir Tableau 84).

La modélisation montre qu'avec une surcharge de 3 m , même pour un déplacement de la plaque $D_n = 200\text{ mm}$, il n'y a pas de rupture par traction de l'argile. La rupture au sein de la couche d'argile apparaît par cisaillement au niveau des ailettes de la plaque (voir Figure 262). Ainsi, la présence de la surcharge engendre une augmentation des déformations par cisaillement à l'aplomb des articulations de la plaque tandis que les déformations horizontales diminuent (voir Figure 261). Ces résultats sont en accords avec les résultats de Jessberger et Stone (1991) et Viswanadham et Mahesh (2002) qui obtiennent des ruptures par cisaillement et non par traction lorsque la surcharge augmente.



Figure 262. Déformation en cisaillement ε_{xy} pour une surcharge de 3 m et pour $D_n = 9\text{ mm}$ ($\varepsilon_{xy \max} = 2\%$)

V.3.3 Modélisation d'essais de tassement

La modélisation des essais de soulèvement a permis de définir le déplacement, la distorsion et la déformation à l'initiation de la fissure. Les valeurs obtenues étant comparables aux résultats des essais in situ, la modélisation d'essais de tassement, non réalisés sur site, est menée de façon à étudier le comportement de l'argile soumise au tassement des déchets sous-jacents dans des conditions de sollicitations plus proches des conditions in situ. Les caractéristiques de l'argile sont les mêmes que celles utilisées pour la modélisation des essais de soulèvement (voir Tableau 83).

Caractéristiques géométriques

Des tassements correspondant à un effondrement sur une zone de 1.50 m de diamètre sont modélisés. Une couche d'argile de 0.80 m est considérée. Il n'y a pas de sol support sous l'argile. La longueur totale du modèle est de 10m. Cette longueur a été définie après s'être assurée qu'elle est suffisante pour s'affranchir des phénomènes de bord.

Dans le cas d'essais de tassement, la fibre la plus tendue est localisée à la base de la couche d'argile (voir § 0). Elle est, dans le cas où il n'y a pas de sol support, non confinée. Tout comme pour les essais de soulèvement, deux configurations sont considérées :

- Cas sans surcharge, tassement uniquement sous le poids propre de la couche d'argile
- Cas avec surcharge. La surcharge est modélisée par une couche de sable ($h_s = 3\text{m}$, voir Tableau 83).
-

Le tassement à la surface de la couche d'argile, au niveau de la zone comprimée, est défini par $f_{is\ n}$. La flèche au niveau de la zone tendue est égale à f_n (voir Figure 263).

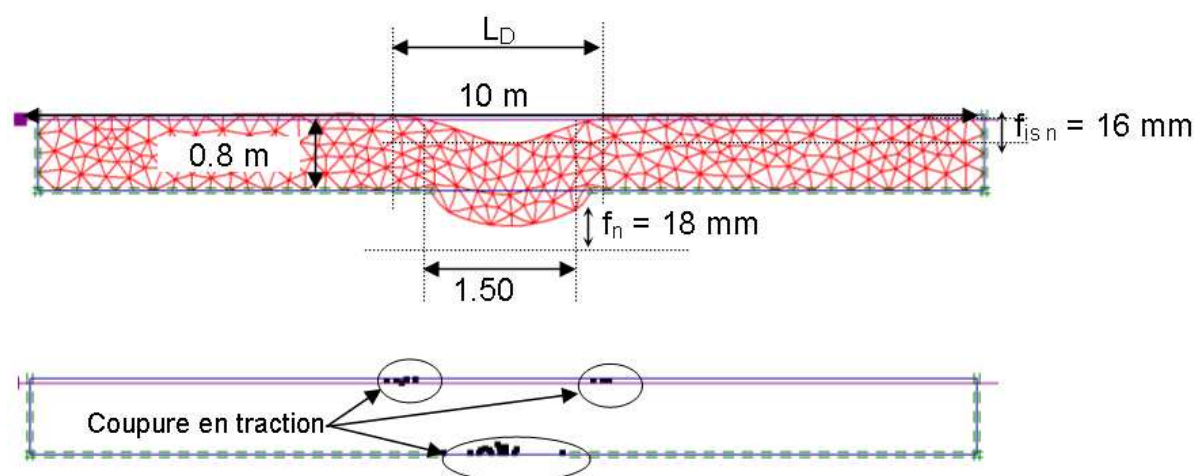


Figure 263. Caractéristiques géométriques de l'essai de tassement modélisé et localisation des « coupures en traction »

Résultats

Dans un premier temps, le tassement de la couche d'argile sous son poids propre (pas de surcharge) est étudié. Le tassement à la base de la couche d'argile $f_n = 18\text{mm}$ (zone tendue), ce qui résulte en un tassement $f_{is\ n} = 16\text{ mm}$ à la surface de la couche d'argile (zone comprimée). La zone d'influence du tassement, définie par la zone pour laquelle le tassement final $f_{is\ n} > 1\text{ mm}$, est $L_D = 2.20\text{m}$. Dans ces conditions, des « coupures en traction » symbolisant la présence de fissures initiées en traction, sont présentes à la base de la couche d'argile, dans la zone centrale de tassement et à la surface de la couche d'argile, à l'aplomb des bords de la zone de tassement (voir Figure 263).

La déformation locale maximale en compression à la surface de la couche d'argile est de -1.05% et de 0.4% en extension, au niveau des bords de la zone en tassement. A la base de la couche d'argile, la déformation maximale est de 0.75% (extension). La contrainte maximale de compression est localisée à la surface de la couche d'argile et vaut -70 kPa. Cette valeur est inférieure à la résistance en compression déterminée à partir des essais de laboratoire (voir § 0). Il n'y a pas de rupture en compression.

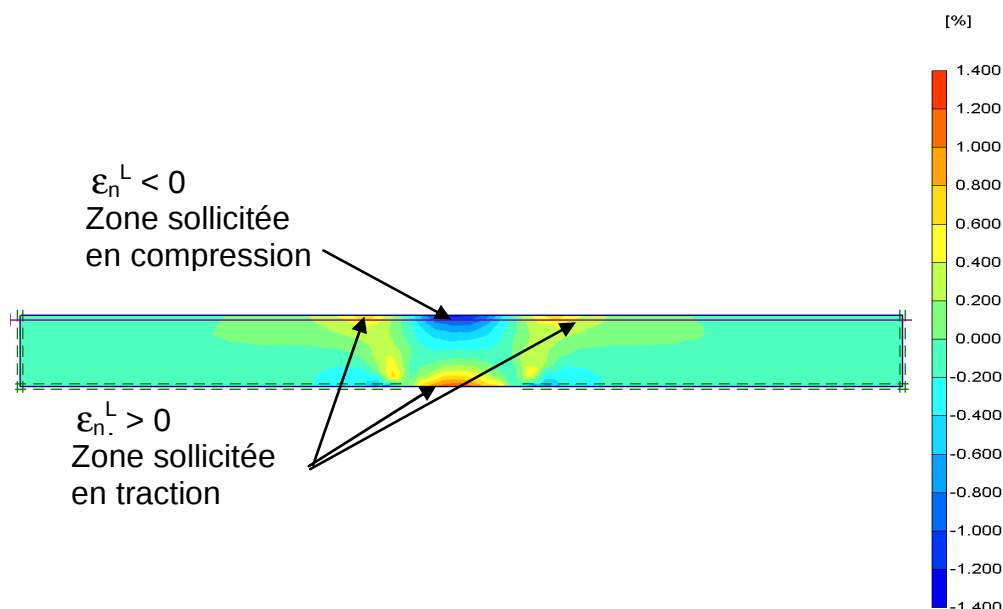


Figure 264. Champ de déformation horizontale lors de l'essai de tassement sans surcharge

Influence de la surcharge

Afin de prendre en compte l'influence de la surcharge et du confinement sur le comportement en déformation de l'argile, une couche de sable est modélisée sur la couche d'argile, tout comme pour les essais de soulèvement. Pour une couche de sable de 3m d'épaisseur, ($\sigma_z = 51$ kPa à la surface de la couche d'argile) le tassement à la base de la couche d'argile $f_n = 28$ mm ce qui se traduit à la surface de la couche d'argile par un tassement de $f_{is\ n} = 14$ mm. A la surface de la couche de sable, le tassement est quasi nul. La déformation maximale en traction à la surface de la couche d'argile est $\epsilon_{\max}^L = 0.5\%$ et la déformation en compression $\epsilon_{\min}^L = -0.8\%$. L'argile présente uniquement quelques « coupures en traction », localisées à la base de la couche d'argile. La contrainte de cisaillement maximale est 30 kPa.

Avec cette modélisation, l'influence du confinement est vérifiée : lorsque le confinement augmente, les déformations par cisaillement augmentent et les déformations horizontales diminuent. Ainsi, le type de rupture dépend du confinement (rupture par traction pour une argile non confinée, et par cisaillement pour un confinement important)

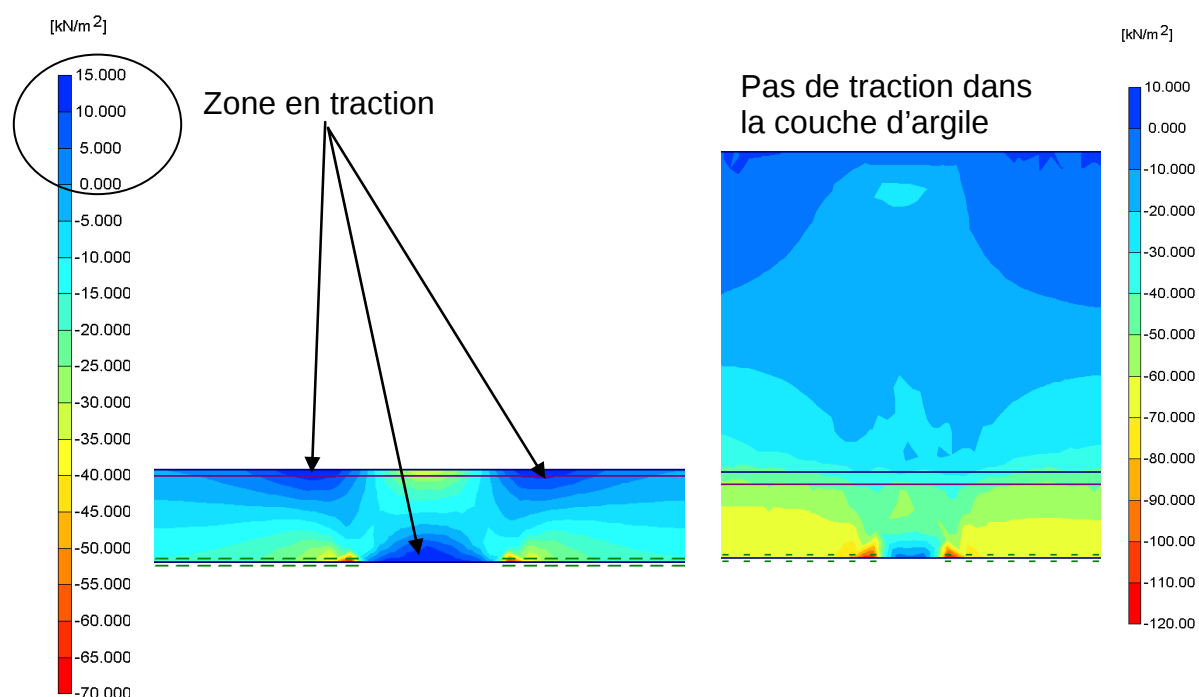


Figure 265. Contrainte horizontale ($\sigma_{xx} < 0$: compression, $\sigma_{xx} > 0$: traction) sans surcharge et avec une surcharge équivalente à une couche de sable de 3m d'épaisseur

La modélisation des essais de tassement avec une surcharge de 3 m de sable montre un fort amortissement en surface des tassements qui apparaissent en profondeur ce qui rend difficile et sans doute moins immédiat leur repérage.

V.4 Conclusion

Comparaison essais in situ / essais de laboratoire / modélisation numérique / essais en centrifugeuse

On rappelle que les déformations globales ε et locales ε^L sont déterminées :

Pour les essais de flexion 4 points réalisés en laboratoire :

Par analyse photo

Détermination de ε sur les 10 cm centraux de la brique (espacement des rouleaux inférieurs = 0.30 m)

Détermination de ε^L sur des tronçons de 15mm environ

Pour les planches d'essais sur site:

Par analyse photo

Détermination de ε sur les 2.50 m centraux de la planche d'essais (longueur de la plaque de sollicitation = 2 m)

Détermination de ε^L des tronçons de 30 cm

Hypothèse d'une déformation plane

Pour la modélisation numérique des essais de laboratoire

Détermination de ε sur les 10 cm centraux de la brique (espacement des rouleaux inférieurs = 0.30 m)

Détermination de ε^L sur des tronçons de 15mm environ

Pour la modélisation numérique des planches d'essais sur site

Détermination de ε sur les 2.50 m centraux de la planche d'essais (longueur de la plaque de sollicitation = 2 m)

Détermination de ε^L des tronçons de 30 cm

Pour les essais en centrifugeuse

Théorie des poutres

Détermination de ε sur les 4.50 m centraux du modèle correspondant à la longueur de la plaque de sollicitation

Dans le Tableau 85 sont récapitulés les résultats des essais de flexion en laboratoire, des planches d'essais in situ, des modélisation numériques et des essais en centrifugeuse.

	Essais de flexion 4 points en laboratoire			Planches d'essais sur site			Modélisation numérique		Centrif.
							Flexion points 4	Planche d'essai	
Essai				P1	P2	P3	w_{opt}	$w_{opt}+4\%$	CT6
w (%)	15.39	19.09	19.2	19,07	19	20.7	15.4	20	$w_{opt}+4\%$
e_c (%)	140	120	140	140	80	100	140	140	100
γ_d (kN/m ³)	17.85	17	17.3	17.2	16.5	16.4	18.2	17.08	γ_{dopt}
Échelle l_2 (m) $L_0/2$ (m)	0.30	0.30	0.30				0.30	0.30	
δ_i Distorsion à l'initiation de la fissure				0.2	0.2	0.3			0.018
f_i fleche à l'initiation de la fissure (mm)	0.74	0,79	1,3				0,75	1,51	
ε_i (%)	0.16	0.19	0.5	0.3	0.3	0.6	0.24	0.44	0.24
l_{mesure} (m)	0.015				0.3	0.3			0.3
$\varepsilon_{i\ max}^L$ (%)	0.6				1.5	2.6			0.5

Tableau 85. Comparatif des résultats obtenus lors des essais de flexion en laboratoire, des planches de soulèvement in situ, de leurs modélisation et des essais en centrifugeuse

Les résultats obtenus par ces essais de flexion réalisés à différentes échelles et modélisés numériquement sont tout à fait comparables, notamment en ce qui concerne la déformation en extension de la fibre tendue. La modélisation numérique des essais de laboratoire permet de déterminer qualitativement la flèche à l'initiation de la fissure obtenue lors des essais de laboratoire. De même, l'essai en centrifugeuse permet de définir la distorsion correspondant à l'initiation de la fissure. Par contre, la modélisation numérique des essais sur site détermine une initiation de la fissure plus précoce qu'elle ne l'est lors des essais in situ. Cependant, pour une distorsion donnée, la déformation à la surface de la couche d'argile

définie à partir de la modélisation numérique est très proche de celle déterminée par analyse photo lors des essais in situ.

Ces différents résultats sont également en accord avec les résultats d'Ajaz et Parry (1975) qui déterminent des valeurs de déformation à l'initiation de la fissure lors des essais de flexion de 0.1% à 0.7 % pour deux argiles ($w_L = 34\%$ et 73% , $w_p = 20\%$ et 34% , $\%<2\mu m = 25$ et 56%). De même, d'après Edelman et al. (1996) des essais de tassement sur une argile ($w_L = 43\%$, $w_p = 20.6\%$, $\%<2\mu m = 48\%$) et sur un sol limoneux ($w_L = 31.4\%$, $w_p = 20.1\%$, $\%<2\mu m = 18\%$) résultent en une déformation à l'initiation de la fissure de 0.2% à 1.3 %.

Ainsi, nous avons montré que l'utilisation de la centrifugeuse pour modéliser le comportement d'une argile en traction apparaît être une méthode fiable. La modélisation numérique par éléments finis et en utilisant la loi de Mohr Coulomb avec coupure en traction est un moyen simple de représentation de la cinématiques des différents essais de flexion (4 points et essais de soulèvement in situ). Une bonne cohérence existe également entre les essais de laboratoire et les essais in situ. Il faut noter toutefois que les différents essais réalisés sont nettement plus critiques que la sollicitation réelle de l'argile in situ. La prise en compte de la sollicitation réelle et du confinement apparaît indispensable à la définition précise des caractéristiques (flèche et déformation notamment) à l'initiation de la fissure. Ces résultats sont toutefois très satisfaisants puisqu'ils tendent à montrer qu'il est possible de limiter la réalisation des essais in situ à l'échelle 1 pour l'étude du comportement de la couverture.

CONCLUSION GENERALE

La couverture des ISD apparaît comme une partie primordiale de ces ouvrages et l'intérêt pour des couvertures techniquement sophistiquées croît avec la préoccupation environnementale : pour les ISD non radioactifs, la post exploitation des sites amène à se pencher sur ce que devrait être une couverture « définitive » de ces sites, pour les ISD radioactifs, le stockage de surface, hormis pour les déchets les plus actifs, est considéré comme une solution au moins temporairement envisageable. Le consensus général porte actuellement sur une couverture composite incluant géosynthétiques et couches de sol fin.

La présentation de la réglementation actuelle concernant la mise en œuvre en couverture d'une couche d'argile met en évidence les lacunes existantes, notamment en ce qui concerne la prise en compte de la déformabilité de l'argile. La présentation de la problématique concernant la couverture imperméable d'un centre de stockage, et plus particulièrement dans le cas du centre du TFA justifie la nécessité de l'étude du comportement de l'argile soumise à de la flexion.

La synthèse bibliographique a mis en évidence l'importance du choix de l'argile de couverture et d'une bonne définition des conditions de compactage de l'argile (notamment teneur en eau, énergie et type de compactage) afin d'obtenir les caractéristiques requises. Les auteurs s'accordent sur le fait que l'argile de couverture d'un centre de stockage doit, afin de présenter une perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s, être mise en œuvre du côté humide de l'optimum. En revanche, beaucoup de zones d'ombre subsistent. Les auteurs semblent être partagés sur l'évolution des caractéristiques de l'argile, et notamment de sa résistance, en fonction de la teneur en eau. Cette étude met également en évidence la difficulté à concilier les caractéristiques de perméabilité, de retrait, de résistance et de déformabilité.

La présente étude se veut à la fois générale, utile pour une approche globale de la qualification d'une argile en couverture d'une ISD, et particulière, c'est-à-dire susceptible d'apporter des résultats concrets pour la réalisation du site TFA de Morvilliers. Par rapport aux travaux présentés dans la littérature, cette étude se distingue sans doute par l'approche multi-échelle, du laboratoire au site.

L'argile étudiée est l'argile de l'Aptien, mise en œuvre en couverture du centre du TFA. Une caractérisation en laboratoire de cette argile est menée et montre que :

- Les caractéristiques de compactage (w_{opt} et γ_{dopt}) sont dépendantes des caractéristiques de consistance (w_L , Ip) et nos valeurs suivent bien les corrélations de la littérature.

Une attention particulière est portée sur l'influence de la teneur en eau et du type et de l'énergie de compactage sur les caractéristiques de l'argile. Les observations suivantes sont réalisées :

- La gamme de teneur en eau permettant d'obtenir une portance suffisante pour la mise en œuvre de l'argile est déterminée. La faisabilité est vérifiée par la réalisation d'une planche de compactage et de planches d'essais sur site.
- Le comportement de l'argile est modifié selon la teneur en eau de compactage. La résistance en compression simple est maximale pour une teneur en eau proche de l'optimum. L'augmentation de la teneur en eau permet d'améliorer la déformabilité de l'argile en retardant la rupture de l'éprouvette (apparition des plans de glissement).
- Il apparaît que le compactage statique donne des résistances et des déformations à la rupture plus fortes que celles obtenues en compactage dynamique. Le compactage in situ aboutit aux valeurs de résistance et de déformation à la rupture les plus faibles.

- L'énergie de compactage influence le comportement de l'argile uniquement pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum.
- Le poids volumique sec influence nettement la résistance du sol tandis que la déformabilité et la rigidité de l'argile est principalement fonction de la teneur en eau.

L'étude du comportement de l'argile en traction et particulièrement en flexion a été menée. L'essai de flexion 4 points permet d'étudier le comportement de l'argile soumise à de la flexion ceci afin d'appréhender le comportement de la barrière argileuse soumise au tassement des déchets sous-jacents. Cet essai confirme la très faible déformabilité de l'argile et tend à montrer néanmoins que la mise en œuvre de l'argile à de fortes teneurs en eau permet de retarder la fissuration en améliorant la déformabilité. Néanmoins, ces essais sont délicats à mettre en œuvre et à interpréter.

Compte tenu de la difficulté de la mise en œuvre en routine de l'essai de flexion, nous avons recherché des essais plus simples, mais sollicitant cependant l'argile en traction. L'essai de fendage ne paraît pas adapté à l'étude de l'aptitude à l'extension sans fissuration de l'argile. L'essai de poinçonnement non confiné montre un retard de la fissuration pour des teneurs en eau proches de l'optimum.

Les essais de traction indirects réalisés et les essais de flexion aboutissent à des comportements différents, ce qui ne permet pas de corrélérer de manière satisfaisante les essais entre eux. Cependant, les différents essais réalisés tendent tous à montrer que l'augmentation de la teneur en eau améliore la déformabilité. Du côté humide de l'optimum, la diminution de l'énergie de compactage n'engendre pas une diminution significative des caractéristiques en résistance de l'argile. De plus, plusieurs auteurs ont montré que la perméabilité n'est pas significativement influencée par la diminution de l'énergie de compactage du côté humide de l'optimum. Cependant, nous avons également montré qu'une diminution trop importante de la densité engendre une augmentation de la perméabilité. Il apparaît donc qu'une diminution modérée de l'énergie de compactage lors de la mise en œuvre de l'argile est envisageable. Ceci permettrait également de diminuer le risque d'endommagement de la géomembrane dans le contexte particulier du TFA.

Bien que l'essai de flexion 4 points soit l'essai de laboratoire qui se rapproche le plus de la sollicitation réelle de l'argile soumise au tassement des déchets sous-jacents, les conditions de mise en œuvre de l'argile, les conditions aux limites, le confinement, la sollicitation, la cinétique des déformations ainsi que les dimensions sont différents des conditions in situ en cas de tassement des déchets sous-jacents. Les essais in situ en grandeur réelle sont à ce titre démonstratifs. Ils montrent la difficulté de la transposition des essais de laboratoire au terrain. Ces essais très lourds à mettre en œuvre nous ont amené à jouer de multiples rôles, de l'ingénieur d'étude, à l'atelier de mécanique en passant par le chef de chantier. Ils montrent l'intérêt et l'efficacité du compactage au pied dameur. Ils confirment la très faible déformabilité de l'argile et mettent en évidence une amélioration de la déformabilité lorsque la teneur en eau augmente.

Les résultats des essais de flexion en laboratoire donnent des valeurs de déformation de la fibre tendue à l'initiation de la fissure comparables aux valeurs calculées sur les planches d'essais in situ (en laboratoire, $\varepsilon_i = 0.04\%$ à 0.5% pour $w = 14.5\%$ à 19.2% , in situ $\varepsilon_i = 0.3\%$ à 0.6% pour $w = 19\%$ à 20.7%).

La modélisation par éléments finis des essais de flexion 4 points réalisés en laboratoire et des essais de soulèvement réalisés in situ montre que l'utilisation d'un logiciel tel que PLAXIS permet qualitativement une modélisation du comportement en déformation de l'argile soumise à de la flexion. Cette modélisation repose sur une détermination précise des paramètres de la loi de comportement, ce qui nécessite la réalisation préalable d'essais de laboratoire. La modélisation numérique a permis d'étendre l'étude à des cas non traités in

situ, compte tenu de la lourdeur des essais in situ. La modélisation des essais de tassement montre que le confinement de l'argile engendre un comportement en cas de tassement très différent de celui mis en évidence lors de la réalisation des essais de soulèvement : la rupture de l'argile ne se fait pas par traction mais par cisaillement. Il faut cependant noter qu'in situ, le tassement de la couverture argileuse suite au tassement des déchets n'est pas un phénomène instantané.

Les essais réalisés en centrifugeuse ont aussi significativement enrichi cette étude. Ils ont montré également une bonne cohérence avec les résultats des planches d'essais in situ. Eux aussi ont permis d'étendre notre étude à des cas non traités in situ. Les essais en centrifugeuse montrent que la fissuration est retardée lorsque l'argile est renforcée par fibres. Le renforcement par fibres de l'argile apparaît donc être une solution pour améliorer sa déformabilité. D'après certains auteurs, ce type de renforcement semble de plus pouvoir limiter la fissuration en cas de dessiccation. Il reste à trouver une solution industrielle permettant de rendre faisable le renforcement de l'argile à l'échelle de la couverture d'un centre de stockage.

Cette étude ne prétend pas avoir complètement résolu l'ensemble de ce problème complexe mais ouvre un certain nombre de perspectives sur un programme de recherche complémentaire qui paraît s'imposer :

- Essais long terme : techniquement possibles en adaptant légèrement le dispositif des essais de soulèvement
- Etude de la sollicitation thermo-hydraulique
- Nécessité d'un suivi de la couverture en place pour réaliser une comparaison avec les résultats de la recherche.

REFERENCES

Textes législatifs concernant le stockage de déchets

Loi française sur l'élimination des déchets et la récupération des matériaux du 13 juillet 1992
Arrêté du 18 décembre 1992 relatif au stockage de certains déchets industriels spéciaux ultimes et stabilisés pour les installations existantes

Arrêté du 19 janvier 2006 modifiant l'arrêté du 9 septembre 1997 relatif aux installations de stockage de déchets non dangereux

Guide technique de novembre 1997 du Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement relatif aux centres de stockage de déchets ménagers et assimilés

Directive européenne 1999/31/CE du 26 avril 1999 concernant la mise en décharge des déchets

Arrêté ministériel de 2001 concernant le stockage des déchets ménagers et assimilés

Décret n°2002-540 du 18 avril 2002 relatif à la classification des déchets

Guide de recommandations à l'usage des tiers - experts pour l'évaluation de « l'équivalence » en étanchéité passive de centre de stockage (ministère de l'écologie et du développement durable, Juillet, 2002

ADEME, BRGM (1999) Guide pour le dimensionnement et la mise en œuvre des couvertures de sites de stockage de déchets ménagers et assimilés.

Ahmed, S.; Lovell, C.W.; Diamond, S. (1974) Pore sizes and strength of compacted clay, J. of the geotechnical engineering division, pp 407-425.

Ait Saadi, L. (2003) Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses, Thèse de doctorat, INSA Lyon, 302 p.

Ajaz, A.; Parry, R.H.G. (1975) Stress-strain behaviour of two compacted clays in tension and compression, Géotechnique, 25(3), pp 495-512.

Albrecht, B. (1996) Effect of desiccation on compacted Clay, MS thesis, Univ. of Wisconsin, Madison.

Albrecht, B.; Benson, C. (2001) Effect of dessiccation on compacted natural clays, J. of geotechnical and geoenvironmental engineering, 127(1), pp 67-75.

Albright, W.H. ; Benson, C.H. ; Gee, G.W. ; Abichou, T. ; McDonald, E.V. ; Tyler, S.W. ; Rock, S.A. (2006) Field performance of a compacted clay landfill final cover at a humid site, J. of Geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE, 132(11), pp 1393-1402.

Al-Shayea, N.A. (2001) The combined effect of clay and moisture content on the behavior of remoulded unsaturated soils, Engineering Geology, 62, pp 319-342.

Alshihabi, O. (2002) Étude en laboratoire du comportement d'un sol compacté non saturé: influence des cycles de séchage – humidification, thèse de doctorat, Université des sciences et technologies de Lille, 124 p.

Ammeri, A. ; Jamei, M. ; Guiras, H. ; Bouassida, M. ; Villard, P. ; Plé, O. ; Camp, S. ; Gourc, J.P. (2006) A numerical study of compacted clay tensile strength by discrete element modelling : A bending test application. First Euro Mediterranean Congress in Advances in Geomaterials and Structures, AGS'06, Hammamet 3-5 May 2006, Tunisia, pp 65-70.

ANDRA , Documentation interne :

1- ANDRA (2005) Centre de stockage TFA, CCTP couverture définitive alvéoles 1 à 6, rapport Scetauroute.

2- ANDRA (2005) Centre de stockage de l'Aube: Structure expérimentale de couverture, Interprétation des mesures 2004-2005, rapport Hydroexpert.

3- ANDRA (2004) Optimisation du concept de couverture définitive du centre de stockage de l'Aube, rapport de stage, G.Hank.

4- ANDRA (2002) Centre de stockage de déchets radifères, évaluation du comportement hydraulique à long terme de la couverture, étude bibliographique.

- 5- ANDRA (2000) Retour d'expérience de l'ANDRA en matière de couches d'argile de couverture, étude bibliographique.
 - 6- ANDRA (2000) Centre de la Manche: Bibliographie sur les argiles, évaluation in-situ de l'étanchéité des couvertures argileuses utilisées en CSD classe 1 et 2, rapport CEMAGREF.
 - 7- ANDRA (1999) Centre de la Manche: Auscultation hydraulique de la couverture, tranche 1, rapport de synthèse sept 94- août 99.
 - 8- ANDRA (1996) Centre de stockage de l'Aube: Structure expérimentale de la couverture, dossier final d'ingénierie, Rapport Simecsol.
 - 9- ANDRA (1995) Centre de stockage de l'Aube: Structure expérimentale de la couverture, dossier de recollement des essais de laboratoire.
 - 10- ANDRA (1995) Centre de stockage de l'Aube: Structure expérimentale de la couverture, essais de laboratoire et contrôle en place.
 - 11- ANDRA (1994) Centre de stockage de l'Aube: Structure expérimentale de la couverture, avant projet détaillé.
- Arifin, Y.F ; Agus, S.S. ; Schanz, T. (2006) Drying – wetting behavior of compacted bentonite – sand mixtures as also affected by temperature, Geo-environmental Engineering, Kyoto, Japon,
- Aupicon, M.; Villard, P.; Gourc, J.P.; Gisbert, T. (2002) Bending experimentation of a composite clay-geosynthetic liner, 7th int. conf on geosynthetics, Nice 2002, Vol.2, pp 647-650.
- Barral (2008) Etude des transferts d'eau et de gaz dans les géomatériaux argileux utilisés dans les couvertures des Installations de Stockage de Déchets Non Dangereux (ISDND), Thèse de doctorat, INSA Lyon, 275 p.
- Beauchamp (2005) Cours de sédimentologie, Université de Picardie Jules Verne
- Bérest, P.; Billaux, D.; Boulon, M.; Cornet, F.; David, C.; Duffaut, P.; Durville, J.-L.; Gentier, S.; Giraud, A.; Ghoreychi, M.; Henry, J.P.; Homand, F.; Kondo, D.; Londe, P.; Pellet, F.; J.P.P.; Sarda, J.P.; Shao, J.-F.; Souley, M. (2000) Manuel de mécanique des roches, Tome 1: Fondements, 265 p.
- Benson, C.H.; Hardianto, F.S.; Motan, E.S. (1994-1) Representative specimen size for hydraulic conductivity assessment of compacted soil liners, hydraulic conductivity and waste containment transport in soil, ASTM STP 1142, pp 3-29.
- Benson, C.; Zhai, H.; Wang, X. (1994-2) Estimating Hydraulic Conductivity of Compacted Clay Liners, J. of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(2), pp 366-387.
- Benson, C.; Boutwell, G. (2000) Compaction conditions and scale-dependent hydraulic conductivity of compacted clay liners, constructing and controlling compaction of earth fills, ASTM STP 1384, D. Shanklin, K. Rademacher, and J. Talbot, Eds., ASTM, pp 254-273.
- Benson, C.; Khire, M.; Bosscher, P. (1993) Final cover hydrologic evaluation, Envir. Geotechnics Rep. 93-4, University of Wisconsin-Madison.
- Benson, C.; Daniel, D. (1990) Influence of clods on the hydraulic conductivity of compacted clay, J. of Geotech. Eng., ASCE, 116(8), pp 1231-1248.
- Benson, C.; Daniel, D. (1994) Minimum thickness of compacted soil liners: I-Stochastic models, J. of Geotech. Eng., ASCE, 120(1), pp 129-152.
- Benson, C.; Daniel, D. (1994) Minimum thickness of compacted soil liners: II-Analysis and case histories, J. of Geotech. Eng., ASCE, 120(1), pp 153-172.
- Benson, C.; Trast, J. (1995), Hydraulic conductivity of thirteen compacted clays, Clays and Clay Minerals, 43(6), pp 669-681.
- Benson, C.; Khire, M. (1997) Earthen materials in surface barrier, Barrier technologies for environmental management, National Academy Press, Washington D.C., D79-D89.
- Benson, C.H.; Daniel, D.E.; Boutwell, G.P. (1999) Field performance of compacted clay liners, J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 125(5), pp 390-403.
- Benson, C.H.; Albright, W.H.; Roesler, A.C.; Abichou, T. (2002) Evaluation of final cover performance: field data from alternative cover assessment program, WM'02 Conf., 24-28 février, Tuscon.

- Biarez, J.; Favre J.L. (1975) Parameters filing and statistical analysis of data in soil mechanics, Proc. 2nd int. conf. on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, Aachen, Germany, vol 2, pp 249-264.
- Biarez, J.; Fleureau, J.M.; Zerhouni, M.I.; Soepandji, B.S. (1987) Variations de volume des sols argileux lors des cycles drainage – humidification, *Revue Française de géotechnique*, 41, pp 63-71.
- Blotz, L.; Benson, C.; and Boutwell, G. (1998) Estimating optimum water content and maximum dry unit weight for compacted clays, *J. of Geotech. and Geoenvironmental Eng.*, ASCE, 124(9), pp 907-912.
- Boutonnier, L. (2007) Comportement hydro-mécanique des sols fins proches de la saturation: cas des ouvrages en terre, Thèse de doctorat INPG, 394 p.
- Boynton, S.S.; Daniel, D.E. (1985) Hydraulic conductivity tests on compacted clays, *J. Geotech. Engrg*, ASCE, 111(4), pp 465-478.
- Bronswijk, J.J.B (1988) Modeling of water balance, cracking and subsidence of clay soils, *Journal of Hydrology*, 97, pp 199-212.
- Cabot L. ; Le Bihan J.P. (1993) Quelques propriétés d'une argile sur la « ligne optimale de compactage », *Canadian Geotechnical Journal*, 30, pp 1033-1040.
- Camp, S. ; Gourc, J.P. ; Pierson, P. ; Plé, O.; Villard, P ; Mehrez, J. (2004) Etude du comportement des argiles des barrières sommitales dans les centres de stockage de déchets, JNGG-2004, Lille, Juin 2004.
- Camp, S.; Rey, D.; Kaelin, J.L. (2005a) Presentation of a new French site for storing very low level radioactive waste, Int. Workshop Hydro-Physico-Mechanics of Landfills "HPM1", LIRIGM, Grenoble 1 University, France , 21-22 March 2005.
- Camp, S. ; Gourc, J.P. ; Plé, O. ; Villard, P. ; Rey, D. (2005b) Landfill cap cover issue: improvement of the capability to sustain differential settlement, Tenth Int. Waste Management and Landfill Symposium (SARDINIA 2005), S. Margherita di Pula, Sardinia Italy, 3-7 October 2005.
- Camp, S. ; Gourc, J.P. ; Plé, O. ; Rey, D. ; Kaelin, J.L. (2006) Comportement mécanique de l'argile de couverture d'un centre de stockage de déchets très faiblement radioactifs, Rencontres AUGC 2006, Nîmes, Juin 2006.
- Camp, S.; Gourc, J.P. ; Plé, O. ; Villard, P. (2007a) Mechanical behaviour of a clay layer for landfill cap cover application: Experimental investigation and numerical modelling, 2nd int. conf. Mechanics of unsaturated soils, Weimar, Germany, 7-9 March 2007.
- Camp, S.; Gourc, J.P.; Plé, O.; Marchiol, A.; Round, C. (2007b) Field tests on landfill clay barrier submitted to local subsidence, Eleventh Int. Waste Management and Landfill Symposium (SARDINIA 2007), S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 1-5 October 2007.
- Camp, S. ; Gourc, J.P. ; Plé, O. ; Marchiol, A. ; Round, C. (2007c) 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, Grenoble, France, Mai 2007
- Casagrande A. (1947) Classification and identification of soils, Proc. ASCE, 73(6), part 1, pp 783-810.
- Cetin, H. ; Fener, M. ; Söylemez, M. ; Gûnaydin, O. (2007) Soil structure changes during compaction of a cohesive soil, *Engineering geology*, 92, pp 38-48.
- Cheng, S.C. ; Larralde J.L. ; Martin J.P. (1994) Hydraulic conductivity of compacted clayey soils under distortion or elongation conditions, Hydraulic conductivity and waste contaminant transport in soil, ASTM, Special Technical Publication No. 1142, D. E. Daniel and S. J. Trautwein (Eds.), Philadelphia, pp 266-283.
- Corser, P.; Cranston, M. (1991) Observations on the performance of composite clay liners and covers. Proc., Geosynthetic Design and Performance, Vancouver Geotechnical Society, British Columbia, May 24.
- Coll, C. (2005) Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrages souterrains, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 206 p.

- Craig, W.H.; Gallagher, E.M.G. (1997) Centrifuge modelling of landfill capping systems subject to differential settlement, Proc of the 14th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng, Hambyrg, pp 1889-1894.
- Cui, Y.J. ; Alzoghbi, P. ; Delage, P. (2001) Influence des mécanismes de rétention des polluants sur la résistance au cisaillement d'un sol compacté, Proc. of the 15th int. Conf. on soil mechanics and geotechnical engineering, 27-31 Août 2001, Istanbul, vol 3, pp 1959-1962.
- Cuisinier, O. (2002) Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés, Thèse de doctorat, INPL, 166p.
- Cuisinier, O.; Masrouri, F. (2005) Influence de sollicitations hydriques et mécaniques complexes sur le comportement d'un sol gonflant compacté, Canadian Geotechnical J., 42, pp. 731-741
- Daniel, D.E. (1987) Earthen liners for land disposal facilities, Proc. Geotechnical practice for waste disposal'87, ASCE Geotechnical special publication, n°13, pp 21-39.
- Daniel, D.E. (1991) Compacted Clay and Geosynthetic Clay Linings, 15th Geotechnical Conf., Politecnico di Torino, Italy, 23 p.
- Daniel, D.E. (1992) Overview of Geoenvironmental Principles Applied to Remediation of Contaminated Waste Disposal Sites, Environmental Geotechnology, M.A. Usmen and Y.B. Acar (Eds.), Balkema, Rotterdam, pp 311-319.
- Daniel, D.E. (1998) Landfills for solid and liquid wastes, Env Geotechnics, pp 1231-1246.
- Daniel, D.E. (1983) Shallow land burial of low-level radioactive waste, J. of Geotechnical Engineering, ASCE, 109(1), pp 40-55.
- Daniel, D.; Wu, Y.-K. (1993) Compacted clay liners and covers for arid sites, J. Geotech. Engrg., ASCE, 119(2), pp 223-237.
- Daoud F.Z. (1996) La perméabilité des sols fins compactés, Thèse de doctorat ENS géologie Nancy, 194 p.
- Dejong, E.; Warkentin, B. (1965) Shrinkage of soils with varying clay content, Can. Geotech. J., Ottawa, 2(1), pp 16-22.
- Didier G. (1992) Gonflement cristallin des montmorillonites, sa prévision, Thèse de doctorat, Univ Claude Bernard, Lyon.
- Djéran, I.; Tessier, D.; Grunberger, D. (1998) Importance de la nature minéralogique et de la texture des argiles dans leur comportement mécanique et hydraulique, Colloque Magi 50, ENS géologie Nancy, pp 87-92.
- Doll, P.; Renger, M.; Plagge, R. (1997) Non-isothermal water and vapour movement below landfills: laboratory experiments and computer simulations of desiccation in mineral liners, Advanced landfill liner system, Ed. Augus, Holzlöhmer, Meggyes, T.Telford.
- Dwyer, S.F. (1998) Alternative landfill covers pass the test, Civil engineering, 68(9), pp 50-52.
- Edelmann, L.; Katzenbach, P.; Amann, P.; Weiss, J. (1996) Large-scale deformation tests on soil layers for landfills, Proc of the 2nd int congress on Environmental Geotechnics, Kamon (ed), Osaka, Japan., pp 205-209.
- Eith, A. W. ; Koerner, G. R. (1997) Assessment of HDPE Geomembrane Performance in a Municipal Waste Landfill Double Liner System After Eight Years of Service, Geotextiles and Geomembranes, 15, pp 277-287.
- Elsbury, B.R.; Daniel, D.E., Sradars, G.A.; Anderson, D.C. (1990) Lessons learned from compacted clay liner, J. of Geotech. Eng. , ASCE, 116(11), pp 1641-1660.
- Fang H.Y.; Fernandez, J. (1981) Determination of tensile strength of soils by unconfined penetration test, laboratory shear strength of soils, pp 130-140.
- Fleureau, J.M.; Verbrugge, J-C.; Huergo, P-J.; Gomes Correia, A.; Kheirbek-Saoud, S (2002) Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths, Can. Geotech. J., 39, pp 1341-1357.
- Fredlund, D.G.; Morgenstern, N.R. (1977) Stress state variables for unsaturated soils, J. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, G.T 5, p 447-466.

- Gilbert P.A. ; Murphy, W.L. (1987) Prediction/ Mitigation of subsidence damage to hazardous waste landfill covers, geotechnical laboratory U.S army engineer waterways experiment station, Washington D.C.
- Giurgea, V.I.; Hötzl, H.; Breh, W. (2003) Studies in the long term performance of an alternative surface-sealing system with underlying capillary barrier, 9th Int. Waste Management and landfill symposium (Sardinia 2003), 6-10 octobre 2003, Cagliari, Italy.
- Gottheil K.M. ; Brauns J.(1997) Thermal effects on the barrier efficiency of composite liners – test field measurements, Advanced landfill liner system, Ed. August, Holzlöhner et Meggyes, Thomas Telford.
- Gourc, J.P ; Camp, S. ; Viswanadham, B.V.S ; Rajesh, S. (2007) Deformation behaviour of clay cap liners of landfills from centrifuge and full-scale test – influence of reinforcement inclusion, IS Kyushu '07, New Horizons in earth reinforcement.
- Gourc, J.P. (1982), Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols, Thèse de doctoral, INPG, Grenoble, 249 p.
- Gourc, J. P.; Camp, S.; Viswanadham, B.V.S.; Rajesh, S. (2007) Deformation behaviour of clay cap cover liners of landfills from centrifuge and full-scale tests- Influence of reinforcement inclusion, IS 07 Kyushu, 5th Int. Conf. on Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, November 2007
- Gourc, J. P.; Camp, S.; Viswanadham, B.V.S and Rajesh, S. (à paraître, 2008) Deformation behaviour of clay cap barriers of hazardous waste containment systems: full-scale and centrifuge tests, Geotextiles and geomembranes
- Gress J.C.; Autret, A. (2002) Correlations between standard Proctor parameters, Californian bearing ratio and blue methylen value, Paramètres de calcul géotechnique, Magnan ed., Presses ENPC / LCPC, Paris, pp 475-482.
- Gromko G.J. (1974), Review of expansive soils, Journal of geotechnical engineering division, ASCE, 100(6), pp. 667-687.
- Guler, E.; Bozdey, I. (2001) Effect of lime and compaction energy on hydraulic conductivity of clay liners, Proc. of the 15th Int. Conf. on soil mech. and geotech. Eng., Istanbul, 3, pp 1963-1966.
- Gurtug, Y.; Sridharan, A. (2004) Compaction behaviour and prediction of its characteristics of fine grained soils with particular reference to compaction energy, Soils and foundations, 44(5), pp 27-36.
- Haines, W.B. (1923) The volume changes associated with variation of water content in soil, J. Agric.Sci., 13, pp 296-310.
- Hakonson, T.E. (1997) Capping as an alternative for landfill closure – Perspective and approaches. Proc. Landfill capping in the semi-arid west problems, Perspectives and Solutions. ESRF-019. T.D.Reynolds and R.C. Morris (Eds.), pp 1-18.
- Hallett, P.D. ; Newson, T.A. (2005) Describing soil crack formation using elastic – plastic fracture mechanics, European J. of soil science, 56, pp 31-38.
- Hariato, T.; Hayashi, S.; DU, Y.J.; Suetsugu, D. (2008) Effects of fiber additives on the desiccation crack behavior of the compacted Akaboku soil as a material for landfill cover barrier, water, air and soil pollution, 194 (1.4), pp 141-149.
- Heibrock, G.; Zeh, R.M.; Witt, K.J. (2003) Tensile strength of compacted clays, Proc of the Int. conf. : "From experimental evidence towards numerical modelling of unsaturated soils" Germany, 18-19/2003, Springer Proc in Physics, 93, pp 395-412.
- Henken-Mellies, W.U. (2007) Water balance and effectiveness of mineral landfill covers – results of large lysimeter test fields, 2nd int. conf. Mechanics of Unsaturated soils, 7-9 Mars 2007, Weimar, Allemagne.
- Hogentofler, C.A. (1936) Essentials of soil compaction, Proc. Highway Research Bd, Washington DC, pp 309-316.
- Holtz, R.D.; Kovacs, W.D. (1981) An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 733 p.
- Hsuan, Y.G. ; Koerner, R. (1998) Antioxidant depletion lifetime in hot density polyethylene geomembranes, J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(6), pp 532-581.

- Indraratna, B.; Lasek, G. (1996) Laboratory evaluation of the load deflection behaviour of clay beams reinforced with galvanised wire netting, *Geotextiles and geomembranes*, 14, pp 555-573.
- Jamei, M. ; Guiras, H. ; Bouganmi, M. ; Villard, P. (2002) Experimental and numerical study of reinforced clay behavior by short vegetal fibers, Application for the calculation of the solid waste landfill, *Properties of geosynthetics*, 22-27 sept 2002, Nice, France.
- Jessberger, H.L.; Stone, K.J.L. (1991) Subsidence effects on clay barriers, *Geotechnique*. London., 41(2), pp 185-194.
- Jessberger, H.L.; Kockel, R. (1993) Determination and assessment of the mechanical properties of waste materials, *Proc. Int. Symp. Green'93*, Bolton, UK, Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- Jha, B.K. (2006) Centrifuge model studies on randomly reinforced soil liners subjected to differential settlements, Masters of Technology dissertation, Indian Institute of Technology Bombay, India.
- Johnston, I.W. ; Novello, E.A. (1994) Soil mechanics, rock mechanics and soft rock technology, *Proc. of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering*, (eds), 107(1), pp 3-9.
- Johnston, K.; Haug, M. (1992) Impact of wet-dry freeze-thaw cycles on the hydraulic conductivity of glacial till, *Proc. of the 45th Canadian Geotechnical Conf.*, Toronto, Ont., pp 70-1/70-10.
- Khire, M.; Benson, C.; Bosscher, P. (1994) Final Cover Hydrologic Evaluation, Phase III Report, *Environmental Geotechnics Report 94-4*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin-Madison.
- Khire, M.; Benson, C.; Bosscher, P. (1997) Water balance modelling of earthen landfill covers, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 123(8), pp 744-754.
- Khire, M.; Benson, C.; and Bosscher, P. (2000) Capillary barriers: design variables and water balance, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 127(8), pp 695-707.
- Kleppe, J.; Olson, R.E. (1985) Desiccation Cracking of Soil Barriers, *Hydraulic Barriers in Soil and Rock*. STP 874, ASTM, Philadelphia, pp 263-275.
- Koerner, R.M. (1997) *Designing with geosynthetics 4^{ème} Edition*. Prentice Hall Publ. Co., Englewood Cliffs, NJ, 783 p.
- Koerner, R.M.; Hwu, B.L. (1991) Stability and tension considerations regarding cover soils on geomembrane lined slopes, *Geotextiles and Geomembranes*, 10(4), pp 335-355.
- Kouassi P.; Breysse D.; Girard H.; Poulain D. (2000) A new technique of kneading compaction in the laboratory, *ASTM Geotechnical Testing J.*, 23(1), pp 72-82.
- Krishnayya, A.V.G.; Eisenstein, Z.; Morgenstern, N.R. (1974) Behavior of compacted soils in tension, *J. of Geotech. Eng. Div*, 100, pp 1051-1061.
- Kumar, R. ; Kanaujia, V.K. ; Chandran, D. (1999) Engineering behaviour of fibre-reinforced pond as hand silty sand, *Geosynthetics Int.*, 6(6), pp 509-518.
- LaGatta, M.D.; Boardman, B.T.; Cooley, B.H.; Daniel, D.E. (1997) Geosynthetic clay liners subjected to differential settlement, *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123(5), pp 402-410.
- Lambe, T.W. (1958) The structure of compacted clay, *J. of Soil Mech. and Found. Div.*, 84(2), pp 1654/1-1654/34.
- Lambe T.W. ; Whitman R.V.(1979) *Soil mechanics*, SI Version, 553 p.
- Lee, K.L.; Shen, C.K. (1969) Horizontal movements related to subsidence, *J. of Soil Mechanics and Foundation division*, ASCE, 94(6), pp 139-166.
- Leonards, G.A.; Narain, J. (1963) Flexibility of clay and cracking of earth dams, *J. of Soil Mechanics and Foundation division*, 89(2), pp 47-98.
- Leroueil, S.; Le Bihan, J.P.; Bouchard, R. (1992) Remarks on the design of clay liners used in lagoons as hydraulic barriers, *Can. Geotech. J.*, 29, pp 512-515.
- Leroueil, S.; Tavenas, F.; Samson, L.; Morin, P. (1983) Preconsolidation pressure of Champlain clays. Part II. Laboratory determination, *revue Canadienne de Géotechnique*, 20(4), pp 803-816.

- Lushnikov, V.V.; Vulis, P.D.; Litvinov, B.M. (1973) Relationship of the moduli of deformation in soil compression and tension, *Soil Mech. and Fdn Engng*, 10(6).
- Madjoudj, N. (2001) Caractérisation du comportement en traction des sols fins argileux pour les barrières de centres de stockage de déchets, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 210 p.
- Mal D.; Sinha, S.; Dutta, T.; Mitra, S.; Tarafdar, S. (2007) Formation of Crack Patterns in Clay Films: Desiccation and Relaxation, *J. of the Physical Society of Japan*, 76(1).
- Mallwitz, K. (1998) Crack-healing in damaged compacted clay liners in waste deposits, *Environmental Geotechnics*, pp 347-352.
- Mazzieri, F.; Van Impe, P.O. (2001) Preparation procedure influence on properties of compacted clay specimens, *Proc. of the 15th Int. Conf. on soil mech. and geotech. Eng.*, Istanbul, 3, pp 1995-1998.
- McBrayer, M.C.; Mauldon, M.; Drumm, E.C.; Wilson, G.V. (1997) Infiltration tests on fractured compacted clay, *J. of Geotech. and Geoenv. Engrg*, pp 459-473.
- Melchior, S. (1997) In situ studies on the performance of landfill caps, *Proc., Int. Containment Technology Conf.*, U.S. Dept. of Energy, Germantown, pp 365-373.
- Mesbah, A. ; Morel, J.C. ; Olivier, M. (1999) Comportement des sols fins argileux pendant un essai de compactage statique : détermination des paramètres pertinents, *Materials and structures*, 32, pp 687-694.
- Mihoubi, D. (2004) Deshydratation d'argiles par compression et séchage. Aspects de modélisation et de simulation, Thèse de doctorat, Université de Pau, 175 p.
- Miller, C.J.; Rifai, S. (2004) Fiber reinforcement for waste containment soil liners, *J. of Environmental Engineering, ASCE*, 130(8), pp 891-895.
- Mitchell, J.K.; Hooper, D.R.; Campanella, R.G. (1965) Permeability of compacted clay, *J. of the Soil Mechanics and foundation Division*, 91(2), pp 41-65.
- Montes Hernandez G. (2002) Etude expérimentale de la sorption d'eau et du gonflement des argiles par microscopie électronique à balayage environnementale (ESEM) et analyse digitale d'images, Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur, Strasbourg, 162p.
- Montgomery, R.; Parsons, L. (1989), The Omega Hills final cover test plot study: Three year data summary, *Proc. Annual Meeting of the National Solid Waste Management Association*, Washington, D.C., pp 1-14.
- Moussaï, B. (1993) Etude en laboratoire du compactage statique et de la perméabilité des sols fins, Thèse de doctorat, INSA Lyon.
- Mukunoki, T.; Nakano, T.; Otani, J.; Camp, S.; Gourc, J.P. (2008) A propose of standardized test method for the engineering property of compacted clayey soil, *Proc of the sixth Japanese-Koren-French seminar on Geo-environmental engineering*, 12-14 juin 2008, Kyoto, Japon, pp117-120.
- Mukunoki, T.; Otani, J.; Maekawa, A.; Camp, S.; Gourc, J.P. (2007) Evaluation of cracks in cover soils due to local deformation using X-ray CT, *Proc of the sixth Japanese-Koren-French seminar on Geo-environmental engineering*, 12-14 juin 2008, Kyoto, Japon, pp 243-248.
- Nadeo, J.R.; Souto, G.; Giudice, C.A. (2001) Behaviour of mineral barriers onto residual deposits, *Proc du 15^{ème} congrès international de mécanique des sols et de la géotechnique*, Istanbul, Août 2001, pp 1815-1818.
- Nahlawi, H.; Chakrabarti, S.; Kodikara, J. (2004) A direct tensile strength testing method for unsaturated geomaterials, *Geotechnical testing J., ASTM*, 27(4), pp 356-361.
- Nwaiwu, C.M.O. ; Osinubi, K.J. (2002) Discussion of « effect of desiccation on compacted natural clays », by Albrecht et Benson, *J. of geotechnical and geoenvironmental engineering*, pp 356-360.
- Olchitzky, E. (2002) Couplage hydromécanique et perméabilité d'une argile gonflante non saturée sous sollicitations hydriques et thermiques, Croube de sorption et perméabilité à l'eau, Thèse de doctorat, ENPC, 179 p.
- Olivier, F.; Gourc, J.P. (2007) Geomechanical monitoring of sanitary landfill sites: control of settlement and associated parameters, *Geotechnical Seminar on Solid Waste Management*, Lisbonne.

- Olson, R.E. (1963) Effective stress theory of soil compaction, *J. of Soil Mech. Found. Div.*, 89(2), pp 27-45.
- Phifer, M.; Boles, D.; Drumm, E.; Wilson G. (1995) Effects of post compaction water content variation on saturated conductivity, Hydraulic conductivity and waste contaminant transport, STP 1142, D.Daniel and S.Trautwein, eds., ASTM, Philadelphia, pp 318-334.
- Poisson J. (2002) Etude de l'évolution de propriétés macroscopiques d'une bentonite industrielle compactée à différentes pressions: Comportement mécanique, conductivité thermique et porosité. Mémoire de maîtrise, IPG-Strasbourg, 25p.
- Popovic M. ; Sarac, D. (1980) Some properties of compacted clay materials used in earth dams and embankments, *Int. Conf. on compaction*, 22-24 avril 1980, Paris, vol 1.
- Prentis, H.M. (1951) The distribution of concrete stress in reinforced and prestressed concrete beams when tested to destruction by a pure bending moment, *Mag. of Concrete Research.*, 2(5), pp 73-77.
- Ramanathan B. ; Raman V. (1974) Split tensile strength of cohesive soils, *Geotechnical Engineering*, 3, pp 71-75.
- Reyes Ramirez, R. (2003) Nouveau regard sur l'essai au plan incliné, appliqué au frottement des interfaces géosynthétiques, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 215 p.
- Rodatz, W.; Oltmanns, W. (1997) Permeability and stress-strain behaviour of fiber reinforced soils for landfill liner systems, *Advanced landfill liner systems*, H. August, U. Holzlohner, and T. Meggyes (Eds.), Thomas Telford, pp.321-332.
- Rowe, K. (2005) Long term performance of contaminant barrier systems, *Geotechnique*, 5(9), pp 631-678.
- Rowe R. K. ; Sangam H. P. (2002) Durability of HDPE geomembranes, *Geotextiles and Geomembranes*, 20, pp 77-95.
- Sadek, S. ; Ghanimeh, S. ; El-Fadel, M. (2007) Predicted performance of clay-barrier landfill covers in arid and semi-arid environments, *Waste management*, 27, pp 572-583.
- Satyanarayana B. ; Satyanarayana Rao K. (1972) Measurement of tensile strength of compacted soils, *Technical note, Geotechnical Engineering*, 3, pp 61-66.
- Scherbeck, R.; Jessberger, H.L. (1993) Assessment of deformed mineral sealing layers, *Waste Disposal by Landfill, Proc. of the Symposium Green'93, Geotechnics of Related to the Environment*, Bopltou, U.K., R.W. Sarsby (Eds.), A. A. Balkema, Rotterdam, pp 477-486.
- Scherbeck, R.; Jessberger, H.L.; Stone, K.J.L. (1991) Mineral liner reaction from settlement induced deformation, *Proc. Int. Conf. Centrifuge 91, Boulder, Colorado, USA*. Editors H.Y.Ko, F.G.Mcleany, Balkema Publishers, Rotterdam, pp 121-128.
- Schofield, A. (1980) *Cambridge geotechnical centrifuge operations*, Geotechnique, London, England, 30(3), pp 227-268.
- Seed, H.B. ; Chan, C.K. (1959) Structure and strength characteristics of compacted clays, *J. of the Soil mechanics and foundations division*, SM5, pp 87-128.
- Sharma, B. ; Bora P.K. (2003) Plastic limit, liquid limit and undrained shear strength of soil, reappraisal, *J. of geotechnical and geoenvironmental engineering*, ASCE, 129(8), pp 774-777.
- Silver, R.K.; Joseph, J.B. (1999) Laboratory permeability testing of recompacted soils for landfill liners, *Proc Sardinia 99, 7th Int. Waste Management and landfill symposium*, pp 39-46.
- Sims, J.; Elsworth, D.; Cherry, J. (1996) Stress-dependent flow through fractured clay till: A laboratory study, *Can. Geotech. J.*, Ottawa, 33, pp 449-457.
- Sivakumar, V. ; Wheeler, S.J. (2000) Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay, part 1 : wetting and isotropic compression, *Géotechnique*, 50(4), pp 359-368.
- Sivrikaya, O. (2008) Models of compacted fine-grained soils used as mineral liner for solid waste, *Environ. Geol.*, 53, pp 1585-1595.
- Spikula, D.R. (1997) Subsidence performance of landfills, *Geotextiles and geomembranes*, 15, pp 395-402.

- Sridharan, A. ; Nagaraj, H.B. (2000) Compressibility behaviour of remoulded, fine-grained soils and correlation with index properties, *Canadian Geotechnical J.*, 37, pp 712-722.
- Sridharan, A. ; Gurtug, Y. (2005) Compressibility characteristics of soils, *Geotechnical and geological engineering*, 23(5), pp 615-634.
- Sterling, H.J. ; Ronayne, M.C (1984) Centrifugal modelling of subsidence of landfill covers, *Proc. Symp. on recent advances in geotechnical centrifuge modelling*, Univ. Of California, Davis, pp 71-81.
- Stormont, J.C. (1996) The effectiveness of two capillary barriers on a 10% slope, *geotechnical and geological engineering*, 14, pp 243-267.
- Stormont, J.C. ; Anderson, C.E. (1999) Capillary barrier effect from underlying coarser soil layer, *J. of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 125(8), pp 641-648.
- Suzuki, M. ; Imai, J. ; Saita, Y. ; Nishigaki, M. (2005) Substantiations and analysis for the capping with the capillary barriers, 10th Int. Waste Management and Landfill Symposium (SARDINIA 2005), S. Margherita di Pula, Sardinia Italy, 3-7 October 2005.
- Tarnowski C.; Baldauf S.; Sost E. (2005) Assessment of the durability of HDPE geomembranes in landfills practical approach under consideration of material examination performed during service life. 10th Int. Waste Management and Landfill Symposium (SARDINIA 2005), S. Margherita di Pula, Sardinia Italy, 3-7 October 2005.
- Terzaghi, K. (1936) Stability of slopes in natural clay, 1st Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng., Harvard (eds), 1, pp 161-165.
- Tripathi, K.K. (2005) Geotechnical behaviour of sand bentonite liners, Thèse de doctorat, département civil engineering, indian institute of technology, Bombay, 339p.
- Tschebotarioff, G.P.; Ward, E.R.; DePhilippe A.A. (1953) The tensile strength of disturbed and recompacted soils, *Proc. of the 3rd Int. Conf. Soil. Mech. Fond. Eng.*, 1, pp 207- 210.
- USEPA. (1989) EPA technical guidance document: Final covers on hazardous waste landfills and surface impoundments. EPA/530- SW-89-047. U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C.
- Van Impe, W.F. (1998) Environmental geotechnics: ITC5 activities, State of the art, *Env Gootechnics*, pp 1163-1187.
- Viswanadham, B.V.S.; Mahesh, K.V. (2002) Modeling deformation behaviour of clay liners in a small centrifuge, *Can. Geotech. J.*, 39, pp 1406-1418.
- Viswanadham, B.V.S.; Jessberger, H.L. (2005) Centrifuge Modeling of geosynthetic reinforced clay liners of landfills, *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 131(5), pp 564-574.
- Viswanadham, B.V.S.; Muthukumaran, A.E. (2007) Influence of geogrid layer on the integrity of compacted clay liners of landfills, *Soils and Foundations*, 47(3), pp 519-534.
- Viswanadham, B.V.S.; Mahajan, R. R. (2007) Centrifuge model tests on geotextile reinforced slopes, *Geosynthetics Int. Journal*, 14(6), pp 365-379.
- Weeks, B.; Wilson, G.W. (2005) Variations in moisture content for a soil cover over a 10 year period, *Canadian, Geotech. J.*, 42, pp 1615-1630.
- Witt, K.J. ; Zeh, R.M. (2005) Cracks due to desiccation in cover lining systems, phenomena and design strategy, *Int. Workshop Hydro-Physico-Mechanics of Landfills "HPM1"*, LIRIGM, Grenoble 1 University, France, 21-22 March 2005.

Résumé

La barrière imperméable de couverture de l'Installation de Stockage de Déchets très faiblement radioactifs (ISD TFA) étudiée est composée d'une couche d'argile et d'une géomembrane. Ce concept de stockage de surface est comparable à une ISD dangereux (classe 1).

L'argile de couverture d'une ISD doit conserver ses propriétés, notamment sa perméabilité doit rester inférieure à dix puissance moins neuf mètre par seconde, durant toute la période de suivi du site et ceci malgré les sollicitations qui peuvent engendrer de la fissuration. Parmi ces sollicitations, les tassements différentiels des déchets sous-jacents, engendrant de la flexion, sont une des sollicitations les plus critiques envisageables. La réglementation actuelle concernant la mise en œuvre en couverture d'une couche d'argile présente des lacunes, notamment en ce qui concerne la prise en compte de la déformabilité de l'argile.

L'étude présentée a pour intérêt de coupler des essais de laboratoire (essais de flexion 4 points et essais de traction indirecte par fendage et par poinçonnement) à des planches d'essais de flexion in situ réalisées en grandeur réelle et à leur modélisation en centrifugeuse. Ces essais ont également été modélisés numériquement par éléments finis. On montre une bonne compatibilité des résultats notamment en ce qui concerne la définition des conditions d'initiation de la fissure par flexion ce qui a permis d'étendre l'étude à des cas non traités in situ (modélisation numérique d'essais de tassement, étude du renforcement de l'argile en centrifugeuse).

Mots clés : Argile, Flexion, Couverture, Déchets Très Faiblement Radioactifs, Installation de Stockage

Summary

The sealing cover system of landfills for storing non bio-degradable and dangerous waste is most of the time made up of a layer of clay and/or a geomembrane. The question of the optimization of the conditions of storage of the radioactive waste envisage a surface storage for very low level radioactive waste (VLLW) and low and intermediate short-lived radioactive waste.

This study is applied to a VLLW disposal facility of which the cover is made up of a clay layer over a geomembrane but can be transposed to landfill for dangerous waste.

The cover clay barrier of a landfill must preserve its properties; in particular its permeability must remain inferior to ten to the minus nine meters per second, during the life of the landfill in spite of the various solicitations which can generate cracking. Among these solicitations, the relative settlements of subjacent waste, generating bending solicitation, are one of the most critical solicitations. The current regulation concerning the implementation as a cover of a clay layer presents gaps, in particular with regard to the deformability of clay.

This study presents the interest to couple laboratory tests (four points bending tests, splitting test and punching test) with field bending tests carried out at scale one and with their modeling with centrifugal tests. These tests were also numerically modeled by finite elements. A good compatibility of the results, in particular with regard to the definition of the conditions of initiation of the crack by bending, is shown.

Numerical modeling and centrifugal tests made it possible to extend the study to unperformed in situ cases (settlement tests, reinforcement of the clay).

Key words: Clay, Bending, Cover system, Landfill, Very low level radioactive waste

