



HAL
open science

Étude expérimentale de la loi d'écoulement de matériaux anisotropes transverses

Thanh Loc Nguyen

► **To cite this version:**

Thanh Loc Nguyen. Étude expérimentale de la loi d'écoulement de matériaux anisotropes transverses. Sciences de l'ingénieur [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2008. Français. NNT : . tel-00353442

HAL Id: tel-00353442

<https://pastel.hal.science/tel-00353442>

Submitted on 15 Jan 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.

N° d'ordre : D.U. ...
ED : 430



THÈSE

présentée pour l'obtention du titre de
Docteur de l'École Nationale des Ponts et Chaussées
Spécialité : Géotechnique
par :

Thanh Loc NGUYEN

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE LA LOI D'ÉCOULEMENT DE MATÉRIAUX ANISOTROPES TRANSVERSESES

présentée à Champs-sur-Marne, le 30 septembre 2008
devant le jury composé de :

A. Chateauneuf	Rapporteur
D. Levacher	Rapporteur
E. Flavigny	Examineur
C. Dano	Examineur
P. Reiffsteck	Examineur
P. Mestat	Directeur de thèse

Remerciements

Je tiens à adresser mes plus vifs et sincères remerciements aux personnes qui, de par leurs commentaires, leur présence et surtout leurs compétences, ont contribué à l'élaboration de cette thèse.

Tout particulièrement à :

- M. Philippe MESTAT, le directeur de cette thèse, pour son appui constant, et qui n'a cessé de me conseiller avec une grande bienveillance,
- M. Philippe REIFFSTECK qui a bien voulu m'encadrer depuis mon projet d'initiation à la recherche, et qui durant mon stage de Master et ma thèse n'a cessé de me prodiguer aide et conseils durant l'élaboration de ce mémoire,
- M. Emmanuel BOURGEOIS, pour ses précieux conseils.
- A tout le personnel de la division MSRGI pour la sympathie qu'ils m'ont témoigné durant toute la thèse et en particulier un grand merci à toute l'équipe technique, M. Jean-Louis TACITA, Fabien CHIAPPINI.
- A Serena CAPUCCI, Irina ANDRIA-NTOANINA, Fabien SZYMKIEWICZ, Mamadou GUEYE qui m'ont aidé avec enthousiasme à réaliser mes essais et les analyses correspondantes.
- A mes parents qui m'ont soutenu moralement et matériellement et toute ma famille pour leurs encouragements.

Merci à Tous !

Résumé

Étude expérimentale de la loi d'écoulement de matériaux anisotropes transverses

L'anisotropie est une caractéristique du comportement mécanique des sols dont l'existence est bien connue dans le cas des sols surconsolidés ou déposés par couches au cours de leur formation. Généralement cette caractéristique est négligée dans les projets et ignorée lors des études en laboratoire. L'hypothèse du comportement isotrope des sols est ainsi très largement utilisée en pratique pour des raisons de simplification des calculs et de facilité de dimensionnement des ouvrages. L'emploi des lois de comportement isotrope pour un matériau anisotrope ou la non prise en compte de l'anisotropie dans les calculs des massif de sols entraîne une mauvaise appréciation de la stabilité des ouvrages en service.

Une démarche d'observation et de mise en évidence de l'anisotropie a donc été mise en œuvre durant ce travail afin de cerner l'influence de ce phénomène. Nous avons étudié à ces fins deux types principaux d'anisotropie des sols :

- l'anisotropie induite, cas des sols « homogènes » ayant un comportement anisotrope, due à des surcharges historiques,
- l'anisotropie inhérente, cas de l'anisotropie structurelle des sols.

Nous avons suivi un programme expérimental s'appuyant sur une étude en laboratoire d'éprouvettes de sol reconstitué qui n'étaient pas destinées à simuler un sol naturel précis mais à présenter une forte anisotropie afin que l'on puisse l'observer sans équivoque. Nous avons voulu simplement créer un comportement de référence pour les sols anisotropes et étudier leur comportement anisotrope.

Le travail a consisté à étudier en laboratoire le comportement de sols à anisotropie matérielle ou de chargement sous chemins de sollicitation triaxiaux pour caractériser :

- l'évolution du domaine élastique des petites aux grandes déformations,
- l'apparition de la plasticité et lors de l'atteinte de la surface de charge,
- la loi d'écoulement expérimentale.

La forme de la surface de charge et l'influence de l'anisotropie transverse sur la loi d'écoulement sont en effet des éléments importants du comportement du sol à proximité des ouvrages de génie civil tels que les parois de soutènement, les fondations ou les tunnels.

Une des retombées du travail expérimental a été de tester des modèles de comportement utilisés classiquement pour ces types de sollicitations, dans les outils de calcul comme la modélisation des ouvrages par éléments finis.

Mots clés : mécanique des sols, rhéologie, anisotropie, élasticité.

Abstract

Experimental study of flow law of cross-anisotropic materials

Anisotropy is a mechanical characteristic of soil behaviour; this characteristic is widely admitted in case of overconsolidated or layer deposited soils. This feature is generally overlooked in projects and ignored in laboratory studies. The assumption of isotropic behavior of soils is widely used in practice in order to simplify calculations and ease of design of geotechnical structures. Use of isotropic behavior laws for anisotropic material or not taking account of anisotropy in the calculations result in poor assessment of structures stability.

An approach for observe and underscore the anisotropy has been implemented during this work to identify the influence of this phenomenon. We studied for this purpose two main types of soil anisotropy:

- induced anisotropy, case of "homogeneous" soil with anisotropic behavior due to historical loads,
- inherent anisotropy, case of soil with structural anisotropy.

We followed an experimental program based on a laboratory study of soil samples that were not reconstituted to simulate a natural soil accurately but to have a marked anisotropy so that we can observe unequivocal. We just wanted to create a behavior of reference for anisotropic soil and study their anisotropic behavior.

The works of this thesis consist of studying in laboratory the behaviour of two types of anisotropy (inherent and induced) of soils under various loads in order to characterize:

- the variation of the elasticity parameters of soils according to type of load at small strains,
- the evolution of elastic domain from small to high strains level,
- the apparition of plastic deformations and the yield surface,
- the experimental flow rules.

Obtained results showed that the transverse anisotropy influence significantly on the behaviour of soil near the civil engineering works such as diaphragm wall, deep foundations or tunnels. The perspective of this experimental work is to improve constitutive models for soils in numerical modelling tools such as finite element method used for design of civil engineering works.

Keywords: soil mechanics, rheology, anisotropy, elasticity,

SYMBOLES USUELS

Notation	Unité	Dénomination
α	[degré]	L'angle de l'inclinaison des couches par rapport à l'axe vertical L'angle de la direction de propagation d'onde par rapport l'axe verticale (OZ)
β	[degré]	Angle d'orientation du vecteur d'écoulement
ρ	[kg/m ³]	Masse volumique du sol
ρ_d	[kg/m ³]	Masse volumique sec du sol
D	[%]	Coefficient d'amortissement.
$d\varepsilon_a$	[%]	Incrément de la déformation axiale
$d\sigma_a$	[kPa]	Incrément de la contrainte axiale
E	[kPa]	Module d'Young
$E_{50\%}^{sécant}$	[kPa]	Module d'Young sécant à 50%.
ε_d^e	[%]	Déformation déviatorique élastique
ε_v^e	[%]	Déformation volumique élastique
E_h	[kPa]	Module d'Young dans la direction de l'axe de symétrie Oz
E_{max}, G_{max}	[kPa]	Module d'Young, module de cisaillement initial (ou maximal)
e_o		Indice des vides initial
ε_d^p	[%]	Déformation déviatorique plastique
ε_v^p	[%]	Déformation volumique plastique
E_{sec}	[kPa]	Module d'Young sécant
E_{tan}	[kPa]	Module d'Young tangentiel
E_v	[kPa]	Module d'Young dans le plan d'isotropie XOY.
G	[kPa]	Module de cisaillement
G_1	[kPa]	Pente de la première asymptote (déformation déviatorique)
G_2	[kPa]	Pente de la deuxième asymptote (déformation déviatorique)
G_{vh}	[kPa]	Module de cisaillement dans le plan perpendiculaire avec le plan d'isotropie XOY.
J	[kPa]	Module d'anisotropie
K	[kPa]	Module de déformation volumique
K_1	[kPa]	Pente de la première asymptote (déformation volumique)
K_2	[kPa]	Pente de la deuxième asymptote (déformation volumique)
K_o		Coefficient de pression des terres au repos défini par $K_o = \sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$
M		Rapport des contraintes critiques $M=q_c/p_c$
n		Rapport des modules
n_c		Nombre de coups (compactage dynamique)
p	[kPa]	Contrainte totale moyenne, $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$
p'	[kPa]	Contrainte effective moyenne, $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$
p_a	[kPa]	Pression atmosphérique
p_o	[kPa]	Pression de préconsolidation
p_c	[kPa]	Contrainte totale moyenne à l'état critique
PDT	[%]	Pic de déformation théorique de l'échantillon
PRE	[volt]	Pic de réponse électrique
q	[kPa]	Déviateur dans l'essai triaxial, $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$
q_c	[kPa]	Déviateur à l'état critique

r	[m]	Eloignement de la source du front d'onde
V_p	[m/s]	Vitesse de propagation d'onde volumique
V_s	[m/s]	Vitesse de propagation d'onde de cisaillement
w	[%]	Teneur en eau
z_o	[m]	Profondeur de la source de vibration
ε_a	[%]	Déformation axiale
ε_d	[%]	Déformation déviatorique
ε_v	[%]	Déformation volumique
ϕ	[degré]	Angle de frottement
γ	[%]	Distorsion
γ_h	[kN/m ³]	Poids volumique moyenne de deux sols
κ		Coefficient de compression
λ		Coefficient de décompression
ν_{hh}		Coefficient de Poisson, égal au rapport de la déformation suivant l'axe Ox créée par un incrément de déformation suivant l'axe Oy ou <i>vice versa</i>
ν_{vh}		Coefficient de Poisson, égal au rapport de la déformation suivant l'axe Ox créée par un incrément de déformation suivant l'axe Oz ou <i>vice versa</i>
θ	[degré]	Inclinaison des chemins de contraintes par rapport à l'axe vertical
σ'_1, σ'_v	[kPa]	Contrainte principale effective verticale
σ'_3, σ'_h	[kPa]	Contrainte principale effective horizontale
σ_1, σ_v	[kPa]	Contrainte totale verticale
σ_3, σ_h	[kPa]	Contrainte totale horizontale
σ_a	[kPa]	Contrainte axiale
σ'_p	[kPa]	Pression de préconsolidation verticale (avec déformation horizontale nulle)
σ_1^o	[kPa]	Contrainte axiale de préconsolidation
τ_{max}	[kPa]	Contrainte tangentielle (ou de cisaillement) maximale

Sommaire

Résumé

Abstract

Sommaire

Introduction

1

Chapitre 1. Bibliographie

3

1.1.	Notion d'anisotropie	3
1.1.1.	L'anisotropie des matériaux	3
1.1.2.	L'anisotropie dans les massifs de sols et de roche	4
1.1.3.	Anisotropie des massifs de sols générée par l'activité humaine	6
1.2.	Généralités sur le comportement des sols	7
1.2.1.	Notions de modules d'élasticité des sols	7
1.2.2.	Notion de loi de comportement des sols	9
1.2.3.	Comportement élastique des sols	10
1.2.4.	Comportement plastique des sols	14
1.3.	Étude de l'anisotropie des sols ; État de l'art	21
1.3.1.	Domaine élastique	21
1.3.2.	Modèles rhéologiques pour les sols anisotropes	29
1.3.3.	Comparaison des modèles	38
1.4.	Conclusions	40

Chapitre 2. Échantillonnage et méthodologie

41

2.1.	Choix du type de sol à étudier : naturel ou remanié ?	41
2.1.1.	Sol naturel	42
2.1.2.	Sol reconstitué	43
2.2.	Sols étudiés	44
2.2.1.	Sol naturel	44
2.2.2.	Sol reconstitué	45
2.3.	Programme expérimental	63
2.3.1.	Grandes déformations (de 10 ⁻² à 100) – Essai œdométrique	65
2.3.2.	Déformations moyennes (de 10 ⁻³ à 10 ⁻²) – Essai triaxial de précision	67
2.3.3.	Petites déformations (de 10 ⁻⁵ à 10 ⁻³) – Essai à la colonne résonnante	70
2.3.4.	Très petites déformations (de 10 ⁻⁶ à 10 ⁻⁵) – Essai aux éléments piézo-électriques	74
2.4.	Essais de compressibilité	76
2.4.1.	Essais sur éprouvettes homogènes	77
2.4.2.	Essais sur éprouvettes compactées dynamiquement	77
2.4.3.	Essais sur éprouvettes anisotropes	80
2.4.4.	Résultats des essais	80
2.5.	Conclusion	83

Chapitre 3. Comportement élastique des sols anisotropes

85

3.1.	Méthodes de mesure applicables aux sols anisotropes	85
3.2.	Comportement élastique des sols anisotropes à très petites déformations - Essais aux éléments piézoélectriques	87
3.2.1.	Essais sur sols de référence	87
3.2.2.	Essais sur l'argile naturelle de Cubzac-les-Ponts	91

3.3.	Comportement élastique des sols anisotropes à des moyennes et grandes déformations - Essai à la colonne résonante	95
3.3.1.	Programme d'essai	95
3.3.2.	Procédure d'essai	95
3.3.3.	Résultats d'essai	95
3.3.4.	Variation du module de cisaillement en fonction du niveau de déformation, de la pression de confinement et de l'orientation des couches	98
3.3.5.	Influence de l'anisotropie sur l'amortissement du sol	100
3.4.	Comportement des sols anisotropes à moyennes déformations et à l'état critique - Essai triaxial de précision	102
3.4.1.	Variation des modules avec la direction des chemins de contraintes	102
3.4.2.	Comportement des sols anisotropes à l'état critique	104
3.5.	Synthèse et applications	106
3.5.1.	Modélisation de la dépendance du module de cisaillement en fonction de la déformation	106
3.5.2.	Modélisation de la dépendance des modules de cisaillement avec la pression de confinement et avec l'inclinaison des couches	110
3.5.3.	Modélisation de la propagation d'une onde de cisaillement dans un sol à anisotropie orthotrope de type induite	111
3.6.	Conclusions	117
Chapitre 4 : Comportement des sols anisotropes à l'état plastique - Loi d'écoulement des sols anisotropes		119
4.1	Surface de charge des sols	119
4.1.1	Méthodes de reconstruction de la surface de charge	119
4.1.2	Programme d'essais	121
4.1.3	Procédure des essais de cisaillement anisotrope	121
4.1.4	Identification des points limites	124
4.2	Comparaison des surfaces de charge expérimentales avec les modèles théoriques	126
4.2.1	Comparaison de la surface expérimentale de type 1 avec le modèle ANPETAL	127
4.2.2	Comparaison de la surface expérimentale de type 1 avec le modèle S-CLAY1	128
4.2.3	Comparaison de la surface expérimentale de type 2 avec le modèle HISS	130
4.3	Comparaison des surfaces de charge expérimentales avec celles des sols isotropes et de l'argile naturelle	132
4.3.1	Identification des points limites	132
4.3.2	Comparaison de la surface expérimentale du type 1 avec la surface du mélange	135
4.3.3	Comparaison de la surface expérimentale du type 2 avec la surface du sable	136
4.3.4	Comparaison de la surface du type 1 avec la surface de l'argile de Cubzac-les-Ponts	136
4.4	Lois d'écoulement	138
4.4.1	Généralités sur les vecteurs d'écoulement	138
4.4.2	Choix de la méthode d'estimation des déformations plastiques	144
4.4.3	Analyse des résultats d'essais sur éprouvettes anisotropes	145
4.4.4	Loi d'écoulement expérimentale des éprouvettes de type 2	148
4.5	Modélisation des essais par la méthode des éléments finis	153
4.5.1	Modélisation des essais pour les éprouvettes de type 1	153
4.5.2	Modélisation des essais sur les éprouvettes de type 2	160
4.6	Conclusions	166
Conclusions et perspectives		168
Références bibliographiques		173

Introduction

Enjeux

L'évolution du milieu urbain avec des ouvrages imbriqués, caractéristique des métropoles, et des infrastructures de transport aux niveaux de service élevés génère de nouvelles exigences de déformabilité des sols supports. Les études géotechniques exigent de ce fait une compréhension complète du comportement des sols en interaction avec les ouvrages. Afin de répondre à cet enjeu, la détermination des paramètres élastiques en petites déformations tient un rôle prépondérant. Au cours des dernières années, de nouvelles techniques expérimentales et des instruments de calcul puissants ont fait leur apparition dans le génie géotechnique. Cela a permis de résoudre des problèmes pertinents de la géotechnique : déformation de parois moulées, cuvelages, fonctionnement des fondations mixtes, fondations superficielles en bord de talus...

L'anisotropie est une caractéristique du comportement mécanique des sols dont l'existence est bien connue dans le cas des sols surconsolidés ou déposés par couches au cours de leur formation. Généralement, cette caractéristique est négligée dans les projets et le plus souvent ignorée lors des études en laboratoire. L'hypothèse du comportement isotrope des sols est ainsi très largement utilisée en pratique car elle simplifie les calculs et facilite ainsi le dimensionnement des ouvrages.

Mais pourtant, dans le cas des sols qui ont subi une forte consolidation au cours de leur histoire ou qui ont été déposés par couches successives de différents matériaux, l'application de cette hypothèse aboutit à un certain nombre de contradictions entre les résultats expérimentaux et théoriques. Cela signifie notamment, que l'emploi d'une loi de comportement isotrope pour un matériau anisotrope ou la non prise en compte de l'anisotropie dans les calculs entraîne une mauvaise appréciation de la stabilité des ouvrages en service.

Par conséquent, l'étude de l'influence de l'anisotropie des sols est importante et indispensable d'une part pour cerner l'impact de cette non-prise en compte sur la sécurité des ouvrages courants et d'autre part pour perfectionner nos connaissances du comportement des sols naturels et améliorer les modèles de calcul. Notre travail de thèse a pour objet de répondre à cet enjeu, d'une part en enrichissant notre connaissance du comportement des sols anisotropes et d'autre part en améliorant les calculs de dimensionnement des ouvrages.

Objectif et démarche

L'anisotropie des sols est un phénomène complexe du fait de la variété de la nature ainsi que des modes de formation du sol. Un sol sédimentaire formé grâce au dépôt des couches de différents matériaux présente un comportement anisotrope marqué. En outre, un sol « homogène » peut se comporter de manière anisotrope s'il a subi au cours de sa formation des surcharges saisonnières, des cycles de séchage ou des actions climatiques. Ces deux exemples montrent le rôle incontestable du mode de formation des sols par rapport à son comportement anisotrope.

En s'appuyant sur ces observations, on différencie par la suite, deux types principaux d'anisotropie des sols :

-l'anisotropie induite, cas des sols « homogènes » ayant un comportement anisotrope dû à des surcharges historiques,

-l'anisotropie inhérente, cas de l'anisotropie structurelle des sols.

Ces deux types d'anisotropie sont généralement cités pour justifier l'élaboration des lois de comportement mais il n'existe pas de mise en évidence expérimentale caractérisant leurs différences et la nécessaire adaptation qui en découlerait au niveau de la formulation des lois de comportement.

Une démarche d'observation et de mise en évidence de ces deux types d'anisotropie a donc été mise en œuvre durant ce travail. Nous avons élaboré un programme expérimental s'appuyant sur l'étude en laboratoire du comportement d'éprouvettes de sol reconstitué simulant une forte anisotropie afin que l'on puisse l'observer sans équivoque. Le travail a consisté à étudier en laboratoire le comportement de sols de référence à anisotropie matérielle ou de chargement sous chemins de sollicitation triaxiaux pour caractériser :

- l'évolution du domaine élastique des petites aux grandes déformations,
- l'apparition de la plasticité et, lors de l'atteinte de la surface de charge,
- la loi d'écoulement expérimentale.

La forme de la surface de charge et l'influence de l'anisotropie transverse sur la loi d'écoulement sont, en effet, des éléments importants du comportement d'un sol à proximité des ouvrages de génie civil tels que les parois de soutènement, les fondations ou les tunnels. Une des retombées du travail expérimental a été de tester des modèles de comportement utilisés classiquement pour ces types de sollicitations, dans les outils de calcul comme les logiciels d'éléments finis.

Il faut insister sur le fait que notre démarche a consisté à utiliser des matériels de laboratoire courants (oedomètre, triaxial de révolution, colonne résonnante) et non développés spécifiquement pour la recherche (cylindre creux, appareil de déformation plane, vrais triaxiaux). Nous avons donc, pour évaluer les évolutions des caractéristiques mécaniques des matériaux anisotropes suivant l'orientation des sollicitations, utilisé des essais dits « hors axes ». Dans ces essais, les directions principales des sollicitations ne coïncident pas avec les axes de symétrie de l'anisotropie, quelle que soit sa nature.

Ce choix d'utiliser des essais « hors axes » sur des matériaux anisotropes est motivé par la volonté de se positionner au plus près de la réalité de la pratique des projets. Il s'agit donc bien de cerner l'erreur commise lors d'un projet par l'ignorance réfléchie ou involontaire de l'anisotropie.

Plan du mémoire

Ce mémoire de thèse est constitué de quatre chapitres avec deux axes de recherches :

- une étude bibliographique sur les lois de comportement des sols avec leurs applications sur les sols anisotropes.
- la présentation du programme expérimental et des méthodes de reconstitution des sols de référence,
- une étude du comportement élastique des sols à anisotropie matérielle reconstitués en laboratoire,
- une étude du comportement plastique des sols à anisotropie matérielle reconstitués en laboratoire concernant les surfaces de charge, les lois d'écoulement, les vecteurs d'écoulement et les potentiels plastiques des sols.

Une dernière partie vient conclure ce travail et proposer quelques perspectives.

Chapitre 1. Bibliographie

L'objectif de notre travail est d'arriver à une meilleure compréhension du comportement des ouvrages en terre constitutifs des infrastructures linéaires de transport. La connaissance du niveau de déformabilité de ces ouvrages géotechniques lorsqu'ils sont construits ou sollicités est un enjeu important pour la pérennité de ces infrastructures.

Nous présentons, dans un premier temps, une classification des différents types de matériaux ou comportements communément qualifiés d'anisotrope. Ensuite, nous présentons les notions d'anisotropie et la mise en évidence de ce phénomène dans le sol.

Nous commençons par rappeler les notions fondamentales des comportements des sols avec l'introduction du comportement « élastoplastique ». Dans ce contexte, nous nous concentrons sur les lois existantes les plus utilisées pour simuler le comportement des sols.

Nous présentons ensuite les différentes approches qui ont été développées pour les sols anisotropes au cours des dernières décennies. Dans cette dernière partie, nous présentons certaines études effectuées dans le passé sur des sols anisotropes comme l'étude de Piyal et Magnan (1984) sur la détermination des paramètres d'élasticité de l'argile naturelle anisotrope de Cubzac-les-Ponts et l'étude de Krishna Murthy *et al.* (1979) sur la résistance des sols anisotropes reconstitués en laboratoire.

Finalement, nous présentons sans exhaustivité, différents modèles rhéologiques aptes à prendre en compte l'anisotropie des sols. Ces modèles implantés dans le progiciel CESAR – LCPC seront comparés à nos résultats expérimentaux.

1.1. Notion d'anisotropie

1.1.1. L'anisotropie des matériaux

L'anisotropie est une caractéristique du comportement physique des matériaux dont une ou toutes les propriétés sont dépendantes de la direction (Boehelr, 1984). Autrement dit, un matériau anisotrope pourra présenter différentes caractéristiques selon l'orientation. Cette particularité peut être liée, par exemple dans un minéral, à une structure cristalline elle-même non isotrope et résultant généralement d'un mode de fabrication favorisant une certaine organisation des atomes parallèlement à un plan particulier (par exemple celui du support sur lequel le dit matériau vient se déposer). Les propriétés concernées sont aussi bien électriques, mécaniques que chimiques.

L'anisotropie est un phénomène fréquent, on la trouve dans la plupart des matériaux (par exemple des matériaux naturels comme le bois (Figure 1-1), les roches, les sols, etc. et des matériaux artificiels comme le papier, les composites, etc.).



Figure 1-1 : L'anisotropie du bois d'après Serratrice (2005).

1.1.2. L'anisotropie dans les massifs de sols et de roches

La formation des roches est un processus complexe et éminemment varié. Différents modes de formation et d'évolution des matériaux de l'écorce terrestre sont connus : formation par soulèvement de matériaux des couches internes, par plissement, formation par désagrégation des roches, par transport gravitaire, glaciaire ou par sédimentation etc. (Magnan, 1998) (Figure 1-2).



Figure 1-2 : Structure stratifiée de l'écorce terrestre.

Compte tenu de ces modes de formation, les matériaux géotechniques possèdent souvent une structure hétérogène et il est rare qu'une couche de roche soit constituée par un matériau unique (Figure 1-3). De cette hétérogénéité résulte sans doute l'anisotropie des roches, phénomène amplifié par le fort contraste de déformabilité existant entre certaines couches et la présence de fracture à l'interface entre celles-ci.



Figure 1-3: Structure anisotrope des éprouvettes de marne noire compacte d'Aspes – Ventavon (d'après Serratrice, 2005).

Comme nous venons de le voir pour les roches, les propriétés des matériaux dépendent fortement de leur mode de formation et de leur histoire. L'anisotropie due au mode de formation des sols peut être dissociée schématiquement en deux catégories : celle issue de la sédimentation (inhérente) ou consécutive et celle due à la surconsolidation (induite). La sédimentation est faite par couches stratifiées horizontales, qui ont subi dans le passé un même état de contrainte. La surconsolidation peut être due à des surcharges, des pressions tectoniques ou des actions climatiques, toutes trois anciennes et aujourd'hui disparues.

Du point de vue de la mécanique des sols, l'anisotropie peut-être due aux deux causes suivantes (Boehler, 1984).

Cause 1 : l'histoire du chargement des sols (anisotropie induite) : consolidation en condition oedométrique (K_o), aux cycles de dépôt et d'érosion, aux surcharges, aux contraintes tectoniques, aux actions climatiques (Figure 1-4).

Nous désignerons l'anisotropie de ces sols, dans la suite de ce mémoire, de « **Type 1** ».



Figure 1-4 : Coupe pédologique d'un sol chilien avec la présence de couches de sable dues aux séismes (photo de B.Atwater)

Le système de contraintes joue un rôle important dans la consolidation des couches après son dépôt. En réalité, la contrainte effective axiale est normalement différente de celle agissant dans le plan horizontal, et le sol subit dans son histoire une consolidation anisotrope. Plusieurs études expérimentales et théoriques ont montré qu'une consolidation anisotrope peut être induite dans un matériau initialement isotrope (Frachon, 2002).

Cause 2 : l'hétérogénéité de la structure du sol (anisotropie inhérente) due à la sédimentation homogène ou hétérogène (Figure 1-5), à la cimentation interne, aux actions physico-chimiques.

Dans un milieu homogène :

- pour les particules qui ont une dimension privilégiée nette, la sédimentation sous des actions extérieures se réalise dans une direction préférentielle.
- pour les particules dont la géométrie est identique dans toutes directions, la structure anisotrope est due à l'arrangement non aléatoire des particules.

Dans un milieu multicouche :

- l'anisotropie structurelle peut provenir d'une alternance de couches sédimentaires des différents matériaux.

Nous nommerons dans ce mémoire l'anisotropie de ces sols, de « **Type 2** », pour le différencier du type 1.



Figure 1-5 : Formation d'un sol anisotrope lors du dépôt par couches

1.1.3. Anisotropie des massifs de sols générée par l'activité humaine

Le progrès des techniques dans le domaine des transports : ferroviaire avec la haute vitesse, portuaire avec les porte-containers géants, urbain avec les interconnexions... exige lors de la construction de grands ouvrages de génie civil, un traitement particulier du sol pour améliorer sa résistance et sa déformabilité. Ces techniques d'amélioration des sols sont très diverses en fonction du type de sol et du niveau de service. On peut citer ici quelques techniques utilisées le plus fréquemment :

- mise en place de géotextiles (tissés et non tissés) ou géogrilles,
- injection de produits chimiques dans les sols mous,
- sols mixés avec du ciment,
- renforcement des sols par différents matériaux,
- etc.



Figure 1-6: Mise en place de géosynthétiques

Grâce à ces différentes techniques, les caractéristiques des sols sont réellement améliorées en augmentant la résistance de cisaillement ou en facilitant la dissipation des surpressions interstitielles, etc. À côté de cela, l'implantation de ces matériaux artificiels entraîne également des modifications du comportement mécanique des sols qui devient anisotrope. Par exemple, la mise en place de géotextiles dans un remblai crée une séparation des couches d'un massif initialement homogène (Figure 1-6). À une échelle suffisamment grande, le comportement des sols traités est similaire à celui d'un sol naturel périodiquement sédimenté et donc anisotrope, ce qui implique qu'il faut élaborer un modèle de calcul adapté (Gerrard, 1982, Rowe et Booker, 1982 et 1984, Reiffsteck, 1998).

1.2. Généralités sur le comportement des sols

1.2.1. Notions de modules d'élasticité des sols

La phase solide considérée par le mécanicien des sols est composée d'un squelette à texture variée au comportement physico-chimique complexe. Discontinue par nature, elle est assimilée à un milieu continu pour pouvoir appliquer les concepts classiques de la mécanique des milieux continus : les contraintes et les déformations.

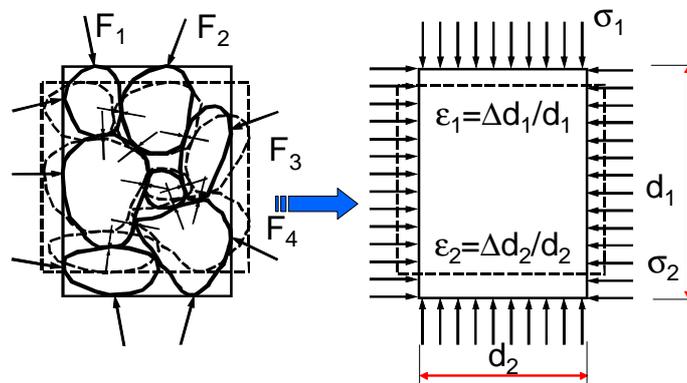


Figure 1-7 : Passage du milieu discontinu au milieu continu (Biarez et Hicher, 1994)

Dans l'étude du comportement élastique des matériaux, le terme « module de déformation » est introduit pour exprimer le rapport entre la contrainte et la déformation. Le module de déformation est donc relié à l'effort nécessaire pour obtenir une déformation unitaire.

Représenté par la lettre E, le module d'élasticité ou module d'Young, du nom du physicien britannique Thomas Young qui avait remarqué au début du 19^{ème} siècle sa constance, est le rapport entre la contrainte axiale et la déformation axiale.

$$E = \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a} \quad [1. 1]$$

Si le comportement du matériau est élastique linéaire, le module est la pente de la courbe « contrainte-déformation » (Figure 1-8), dans le cas contraire, la pente de cette courbe varie au cours du chargement et alors le module n'est plus constant.

Lorsque les déformations sont encore très faibles, normalement inférieures à 0,01% pour le sol, le module est quasiment indépendant du niveau de déformation. Le module déterminé dans cette plage de déformation est communément appelé « module initial » (E_{ini}). Dans la pratique, cette définition est subjective du fait du degré de précision de l'appareillage utilisé. La détermination se fait souvent via des techniques intermédiaires en mesurant la vitesse de propagation d'une onde émise par des éléments piézo-électriques dans le sol ou en déterminant la fréquence résonante grâce à la mise en vibration d'une éprouvette cylindrique. Ces techniques sont présentées dans le deuxième chapitre.

Puisque le module décroît avec l'augmentation du niveau de déformation, le module initial est également appelé « module maximal ». La partie monotone de la courbe contrainte-déformation est décrite par un module « sécant » (E_{sec}) défini par la pente de la droite reliant l'origine au point actuel et un module « tangent » (E_{tan}) déterminé par la pente de la courbe dans un voisinage du point. Lors de la réalisation d'un cycle de déchargement-rechargement, le module (E_{cyc}) est déterminé par la pente de la droite reliant les deux points d'inversion (Figure 1-8).

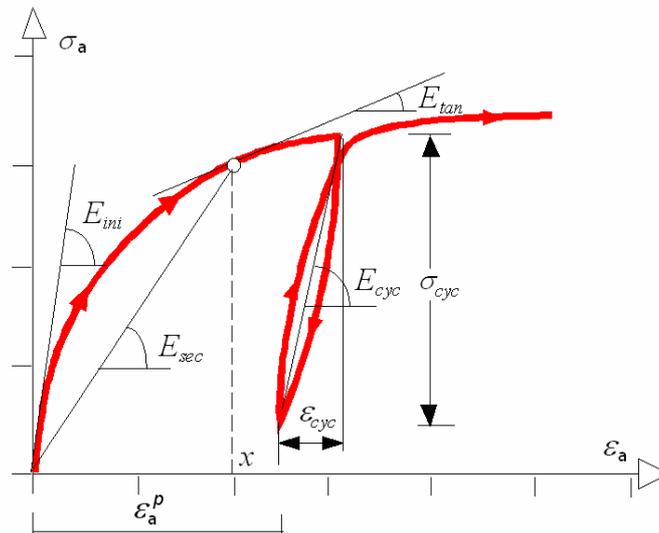


Figure 1-8: Courbe « contrainte-déformation » et définition des différents modules

Ces différents modules sont représentés sur la Figure 1-8 dans le cas d'un essai de compression triaxiale. Les modules sont définis de la façon suivante en fonction de la déformation verticale de l'éprouvette ε_a :

$$\text{Module sécant : } E_{sec} = \frac{\sigma_a - \sigma_{a0}}{\varepsilon_a} \quad [1. 2]$$

$$[1. 3]$$

$$\begin{aligned} \text{Module tangent : } E_{\text{tan}} &= \frac{d\sigma_a}{d\varepsilon_a} \\ \text{Module cyclique : } E_{\text{cyc}} &= \frac{\sigma_{\text{cyc}}}{\varepsilon_{\text{cyc}}} \end{aligned} \quad [1.4]$$

Avec :

σ_{a0} , σ_a : contraintes axiales initiale et à l'instant t,

ε_a : déformation à l'instant t

$d\sigma_a$, $d\varepsilon_a$: incrément de la contrainte et de la déformation

σ_{cyc} : contrainte de la phase déchargement – chargement

ε_{cyc} : déformation cyclique

1.2.2. Notion de loi de comportement des sols

Le comportement du sol est représenté par une loi qui l'assimile à un milieu continu. Cette loi souvent appelée « loi de comportement » décrit la relation entre les contraintes et les déformations provoquées par ces contraintes. Elle traduit, lorsqu'on passe d'un matériau à un autre, les différences de comportement constatées expérimentalement sous l'effet d'actions extérieures.

Dans le cas général de sollicitations tridimensionnelles, la loi de comportement, ou plus précisément loi rhéologique, est une relation liant le tenseur des contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$ et le tenseur des déformations $\underline{\underline{\varepsilon}}$ en considérant par ailleurs la vitesse de sollicitation et la température. La loi rhéologique s'écrit alors symboliquement de la manière suivante :

$$R\left(\underline{\underline{\sigma}}, \underline{\underline{\varepsilon}}, \frac{d\underline{\underline{\sigma}}}{dt}, \frac{d\underline{\underline{\varepsilon}}}{dt}, T, \dots\right) = 0 \quad [1.5]$$

L'étude de la loi de comportement est basée d'une part sur l'analyse des résultats expérimentaux et d'autre part sur l'emploi des mécanismes physiques. Les résultats expérimentaux peuvent être obtenus à partir d'essais en laboratoire et *in-situ* avec des protocoles de réalisation standardisés. L'expérience nous donne en principe les courbes de contraintes - déformations (σ , ε) qui représentent les relations empiriques constituant les lois de comportement.

On peut distinguer, d'après les rhéologues, différents types de lois de comportement selon la caractéristique de déformation. Le tableau 1.1 présente une classification simple des types de lois de comportement des sols :

Tableau 1-1 : Classification des lois de comportement des sols

Déformation	Réversible	Irréversible
Linéaire	Comportement élastique (très petite déformation)	
Non linéaire	Comportement élastique (petite déformation)	Comportement plastique, visqueux ou leur combinaison (viscoélasticité, élasto-plasticité, viscoplasticité, etc.)

Pour de nombreux matériaux, on observe que la courbe (σ, ϵ) présente deux parties distinctes : une partie linéaire correspondant à un comportement réversible du matériau (élasticité) et une partie non linéaire correspondant à un comportement irréversible à partir de la limite élastique (Figure 1-9).

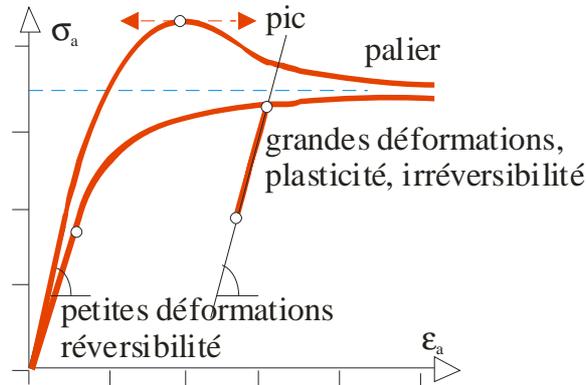


Figure 1-9: Courbe contrainte - déformation

1.2.3. Comportement élastique des sols

Le comportement élastique est caractérisé par la réversibilité des déformations dans un cycle de chargement-déchargement. Dans ce cas, lors d'un essai, la courbe contraintes-déformations est la même lors du chargement et du déchargement. D'une manière générale, le comportement est dit élastique lorsque l'histoire du chargement n'intervient pas et qu'un état de contraintes correspond à un état de déformations et un seul. La loi de comportement élastique ne dépend alors que de deux coefficients (Mestat, 1993):

$$\Delta\sigma_{ij} = D_{ijkl} \epsilon_{kl}$$

$$\text{avec } D_{ijkl} = (K - 2G/3)\delta_{ij}\delta_{kl} + G(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) \quad [1.6]$$

$$\text{et } \Delta\sigma_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_{ij}^o$$

où

G est le module de cisaillement est le rapport entre déformation déviatorique et contrainte déviatorique

$$G = \frac{\Delta\sigma_d}{\epsilon_d} \quad [1.7]$$

et K, le module de déformation volumique est le rapport entre déformation volumique et contrainte sphérique (contrainte moyenne)

$$K = \frac{\Delta\sigma_v}{\epsilon_v} \quad [1.8]$$

L'étendue du domaine des déformations élastiques est très différente d'un matériau à un autre. La plupart des solides présentent un comportement élastique linéaire si les sollicitations sont suffisamment faibles. Selon la relation contraintes-déformations, on distingue deux types de comportement linéaire : comportement élastique linéaire et comportement élastique non linéaire.

1.2.3.1 Élasticité linéaire des sols

Le comportement élastique est dit « linéaire » si le tenseur des déformations est proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Robert Hooke publia la loi portant son nom en 1678 dans *De Potentia Restitua* (cité par Mestat, 1993) qui décrit ce type de comportement. Selon R. Hooke, le comportement élastique linéaire est caractérisé par deux paramètres : un module d'élasticité axial de Young E dans le cas d'un essai de compression ou traction simple, ou par le module de cisaillement G pour un essai de cisaillement simple (Figure 1-10) et le coefficient de Poisson ν .

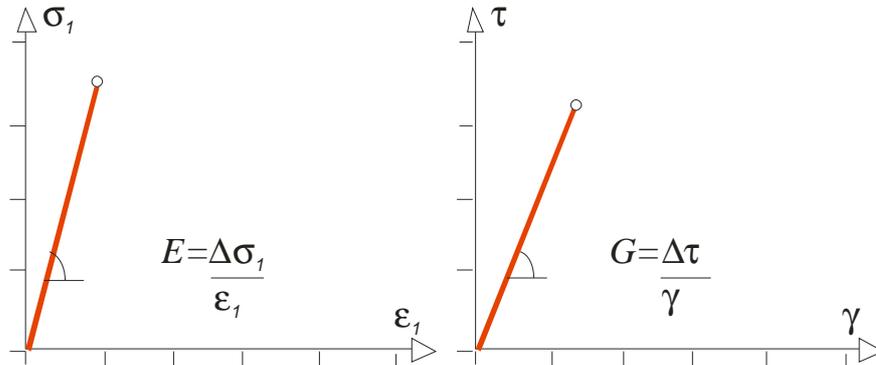


Figure 1-10: Loi de comportement élastique linéaire

L'élasticité linéaire s'écrit souvent sous les formes suivantes :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} \Delta\sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} .tr(\Delta\sigma_{kl})\delta_{ij} \quad [1. 9]$$

1.2.3.2 Élasticité non-linéaire des sols

Le comportement est dit élastique non-linéaire si la déformation est réversible et le tenseur de déformations n'est pas proportionnel au tenseur de contraintes au cours du chargement. La première loi élastique non linéaire a été introduite par Leibniz en 1960 pour interpréter les résultats expérimentaux de Bernoulli sur la traction d'une corde de boyau (Bamberger, 1981).

Dans le cas des sols, les essais montrent que la courbe efforts-déformations devient rapidement non-linéaire, le rapport de contrainte sur déformation n'est plus constant, il dépend fortement du niveau de déformation, de la contrainte de confinement et des caractéristiques du sol. Pour mieux comprendre ce comportement, il est nécessaire d'étudier les modules d'élasticité et leurs dépendances aux sollicitations externes et aux caractéristiques internes des sols.

1.2.3.3 Facteurs influençant les modules d'élasticité

Le module de déformation est la pente de la courbe contrainte-déformation, cette pente varie au cours de chargement. Cette variation caractérise le comportement non linéaire du matériau. De plus, les études expérimentales de laboratoire sur différents sols ont montré que le module de déformation dépend de nombreux facteurs (Hardin et Richart, 1963 ; Boelle, 1983 ; Hicher, 1985 ; Lo Presti, 1987). On peut distinguer en général trois types de facteurs qui jouent un rôle déterminant sur la variation des modules :

- 1) Caractéristiques du matériau, ce facteur comprend
 - le type de matériau : sable, kaolinite, limon
 - l'indice des vides ou densité

Chapitre 1

- la teneur en eau
- la granulométrie des sols
- la mode de préparation des éprouvettes et du remaniement
- etc.

2) Pression de confinement.

3) Niveau de cisaillement ou niveau de déformation.

Plusieurs études ont été réalisées pour déduire les expressions qui décrivent la dépendance des modules (module initial ou module sécant) avec les caractéristiques du matériau (Tableau 1-2) la pression de confinement (p) (Tableau 1-3), le niveau de déformation de cisaillement (γ) ou contrainte tangentielle (τ) (Tableau 1-4).

Tableau 1-2: Expression des modules K et G proposés par divers auteurs (Mestat, 2002)

Référence	Année	K	G
Burland et Roscoe	1968	$\frac{1+e_0}{\kappa} p$	G_{\max}
Nelson et Baron (cité par Desai et Siriwardane, 1984)	1984	$K_{\max} + \alpha_1 p$	$G_{\max} + \alpha_2 q$
Chen et Baladi	1985	$\frac{K_{\max}}{1-K_1} (1-K_1 e^{-3K_2 p})$	$\frac{G_{\max}}{1-G_{\max}} (1-G_1 e^{-\sqrt{3}G_2 q})$
Boyce Cambou et Jafari	1980 1988	$\frac{K_{\max} p_a \left(\frac{p}{p_a}\right)^{1-n}}{1-(1-n) \frac{K_{\max}}{6G_{\max}} \frac{q^2}{p^2}}$	$G_{\max} p_a \left(\frac{p}{p_a}\right)^{1-n}$
Loret f est une fonction quelconque	1981	$3r_0 f(p^2 + r_0 q^2)$	$f(p^2 + r_0 q^2)$
Loret Lade et Nelson	1981 1987	$\frac{3r_0 E_0 p_a}{2(1+\nu)} \left[\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + r_0 \left(\frac{q}{p_a}\right)^2 \right]^n$	$\frac{E_0 p_a}{2(1+\nu)} \left[\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + r_0 \left(\frac{q}{p_a}\right)^2 \right]^n$
Vermeer	1982	$\frac{2}{3} G$	$G_{\max} \left[\frac{\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2}}{3p_0} \right]^{1-\beta}$
p_a est la pression atmosphérique : $K_0, G_0, n, r_0, E_0, \nu, e_0, \kappa, \alpha_1, \alpha_2, K_1, K_2, G_1, G_2$ sont des constantes			

Tableau 1-3 : Expression de la relation entre G_{max} et p

Auteurs	Année	Expression
Duncan et Chang	1970	$G_{max} = K_{ch} \times p_a \left(\frac{\sigma_3'}{p_a} \right)^n$
Hardin et Richart	1963	$G_{max} = A \frac{(b-e)^2}{1+e} p^n$
Hicher	1985	$G_{max} = \frac{B}{e} p^{0,5}$
Lo Presti	1987	$G_{max} = 591 p^{0,426} \exp(0,693 I_D)$

avec :

- K_{ch} , n : paramètres obtenus à partir de résultats d'essais triaxiaux,
- p_a : pression atmosphérique,
- A , B , b , n : constantes adimensionnelles, déterminées à partir d'essais expérimentaux, dépendant du niveau de déformation et de la forme des grains,
- e : indice des vides,
- I_D : indice de densité,
- p : contrainte moyenne,

Tableau 1-4 : Expression de la relation entre G_{max} et γ ou τ

Auteurs	Année	Expression
Kondner	1963	$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon_1}{a + b\epsilon_1}$
Hardin et Drnevich	1972b	$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}}$
Fahey et Carter	1991	$G_{sécant} = G_{max} \times \left[1 - f \cdot \left(\frac{\tau}{\tau_{max}} \right)^g \right]$

avec :

- σ_1, σ_3 : contraintes principales majeure et mineure,
- ϵ_1 : déformation axiale,
- a , b : deux constantes dépendant de l'essai triaxial. Elles se déterminent aisément : $\frac{1}{a}$ est la pente initiale et $\frac{1}{b}$ est la valeur asymptotique de $(\sigma_1 - \sigma_3)$,

G_{max} : module de cisaillement maximum,

τ_{max} : résistance au cisaillement maximum, exprimée par la formule suivante dans les conditions d'un essai triaxial :

$$\tau_{max} = \frac{3(p' \sin \phi' + c' \cos \phi')}{(3 - \sin \phi')}, \quad [1. 10]$$

avec p' : contrainte moyenne effective, égale à $p' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3}$,

c' , ϕ' : cohésion et angle de frottement,

f est un coefficient multiplicateur et g un exposant de correction.

Le comportement élastique linéaire présente l'avantage de la simplicité et a été adopté par le nombreux modélisateurs. Le comportement élastique isotrope non linéaire est plus complexe mais il semble être capable de mieux décrire le comportement des sols. La plupart des formules exprimant la variation des modules d'élasticité en fonction des facteurs significatifs ont été élaborées à partir des courbes expérimentales avec une approche mathématique. La détermination des paramètres de calage est arbitraire et donne matière à discussion encore aujourd'hui. Ces comportements permettent d'établir de nombreuses solutions théoriques des problèmes de mécanique des sols, mais ils ne sont pas adaptés à la description fine du comportement des sols notamment celui des sols anisotropes.

1.2.4. Comportement plastique des sols

D'après les essais réalisés sur des matériaux, lorsque la sollicitation dépasse un certain seuil, des déformations irréversibles ou plastiques apparaissent et la courbe chargement-déchargement (au cours d'un cycle) est différente de la courbe de chargement initial (Figure 1-11).

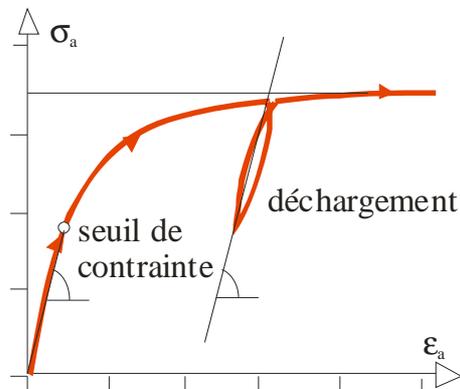


Figure 1-11: courbe chargement-déchargement

Historiquement, l'existence de déformations plastiques ou permanentes a été mise en évidence par Coulomb, qui publia en 1784 un mémoire intitulé *Recherches théoriques et expérimentales sur la force de torsion et sur l'élasticité des fils de métal* (cité par Mestat, 1993). Ce type de comportement macroscopique est caractéristique de la plupart des matériaux (métaux, bétons, sols et roches). Au niveau microscopique, l'origine des déformations permanentes dépend du matériau. Dans le cas des sols, celles-ci proviennent de la modification de l'assemblage des grains ou des particules solides.

L'introduction du terme « déformation plastique » nécessite celui de la détermination d'un seuil de contrainte (σ^{seuil}) à partir duquel les déformations irréversibles apparaissent. En adoptant le concept de déformation plastique dans les calculs, la déformation observée est désormais appelée « déformation totale » et peut être décomposée en :

- déformation élastique,
- déformation plastique.

L'expression de la déformation totale s'écrit alors :

$$\epsilon^{totale} = \epsilon^{élastique} + \epsilon^{plastique} \quad [1. 11]$$

En pratique, il est difficile de mesurer les déformations plastiques. Leur quantification est réalisée par la relation indirecte suivante :

Chapitre 1

$$\varepsilon^{plastique} = \varepsilon^{totale} - \varepsilon^{élastique} \quad [1.12]$$

avec :

- ε^{totale} : la déformation totale mesurée directement lors de l'essai,
- $\varepsilon^{élastique}$: la déformation élastique calculée à partir de la définition des modules.

Dans le cas du comportement élastique linéaire :

$$\varepsilon^{élastique} = \frac{\sigma^{seuil}}{G} \quad [1.13]$$

Dans le cas du comportement élastique non-linéaire :

$$\varepsilon^{élastique} = \int_{\sigma_0}^{\sigma^{seuil}} \frac{d\sigma}{G(\gamma, \sigma, p)} \quad [1.14]$$

$G(\gamma, \tau, p)$ est l'expression de la dépendance du module en fonction de la pression de confinement (p), du niveau de déformation de cisaillement (γ) ou de la contrainte tangentielle (τ) présentée dans les tableaux 1.2 et 1.3.

Dans la pratique du calcul numérique, on utilise souvent la relation linéaire [1.13] avec un module sécant à 50% correspondant à la moitié de seuil d'élasticité (σ^{seuil}).

Plusieurs critères de rupture ont été proposés. Parmi eux, le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Figure 1-12a) est connu comme le critère le plus utilisé dans la pratique de l'ingénierie pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable et gravier) et le comportement drainé, à long terme des sols fins saturés (limon et argile).

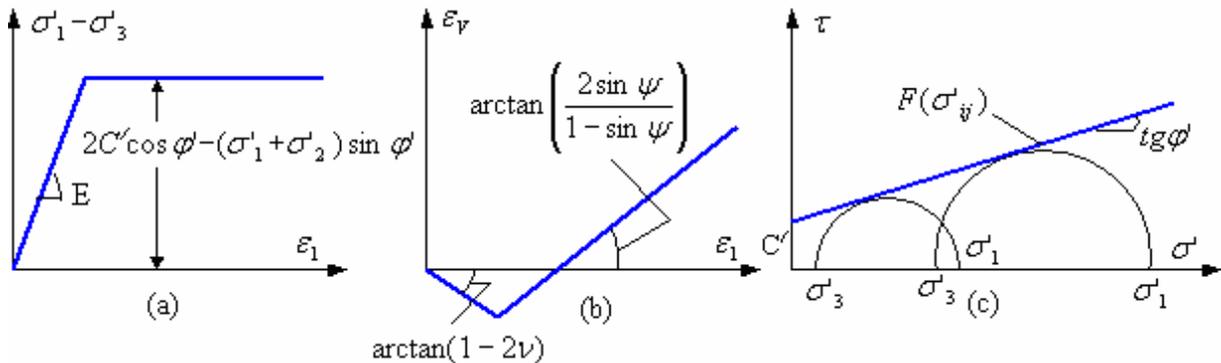


Figure 1-12 : Loi de comportement élastique, parfaitement plastique de Mohr-Coulomb

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb présenté dans le plan (contrainte normale σ' - contrainte de cisaillement τ) est défini comme suit :

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi' + c' \quad [1.15]$$

$$\text{avec : } \sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos(-2\theta); \quad \tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin(-2\theta)$$

σ'_1, σ'_3 : contraintes effectives principales majeure et mineure,

θ : angle repérant la facette par rapport à la facette de la contrainte principale majeure σ'_1

φ' : angle de frottement,

c' : cohésion.

Le comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb est finalement caractérisé par une élasticité linéaire (E, ν) et un seuil de plasticité, défini par la cohésion c' , l'angle de frottement interne φ' , et l'angle de dilatance ψ , en plus de l'état initial. Il faut pour cela faire au moins deux essais triaxiaux à des pressions de confinement différentes pour déterminer les paramètres du modèle.

1.2.4.1 Notion de surface de charge

Comme nous l'avons indiqué lors de la présentation de la notion de déformation irréversible, l'analyse des essais a montré qu'il existe un seuil de sollicitation où la courbe « contrainte-déformation » change nettement son allure. Ce seuil est initialement associé à la limite entre le comportement élastique et plastique. Dans le cas de l'essai de traction simple, la limite d'élasticité est simplement le seuil de contrainte où les déformations irréversibles apparaissent (Figure 1-11). Dans l'espace des contraintes $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ parcouru lors d'une sollicitation multiaxiale, l'ensemble des « seuils de contrainte » forme une surface communément appelée « surface de charge » (Figure 1-13). Ce domaine est en général défini par une fonction scalaire $f(\sigma_{ij})$ de la contrainte (σ_{ij}) appelée fonction de charge du matériau et telle que :

- $f(\sigma_{ij}) < 0$ corresponde à l'intérieur du domaine,
- $f(\sigma_{ij}) = 0$ corresponde à la frontière du domaine,
- $f(\sigma_{ij}) > 0$ corresponde à l'extérieur du domaine (Halphen et Salençon, 1987).

La surface de charge $F(\sigma_{ij})$ du critère de Mohr-Coulomb s'exprime de façon suivante :

$$F(\sigma'_{ij}) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cdot \cos \varphi' = 0 \quad [1. 16]$$

Elle est représentée dans le plan (σ', τ) par une droite (Figure 1-12c).

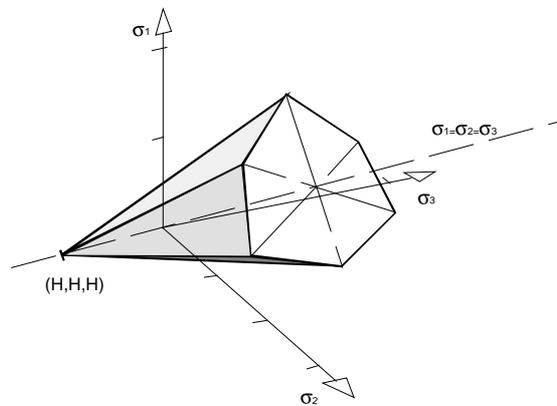


Figure 1-13 : Surface de charge dans le plan $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$: cas du critère de Mohr Coulomb

Initialement, le terme de « surface de charge » est utilisé pour limiter le domaine élastique. Cependant, avec l'évolution des techniques, des méthodes et des appareillages expérimentaux, cette notion de limite a été légèrement modifiée pour être remplacée par une notion de transition. L'espace de contraintes à l'intérieur de la surface de charge est divisé entre trois zones représentant trois comportements différents du sol (a)

b) c)

Figure 1-14). Chaque zone est limitée par une sous-surface de charge, dépendant de la nature du sol, et de son état de contraintes initiales.

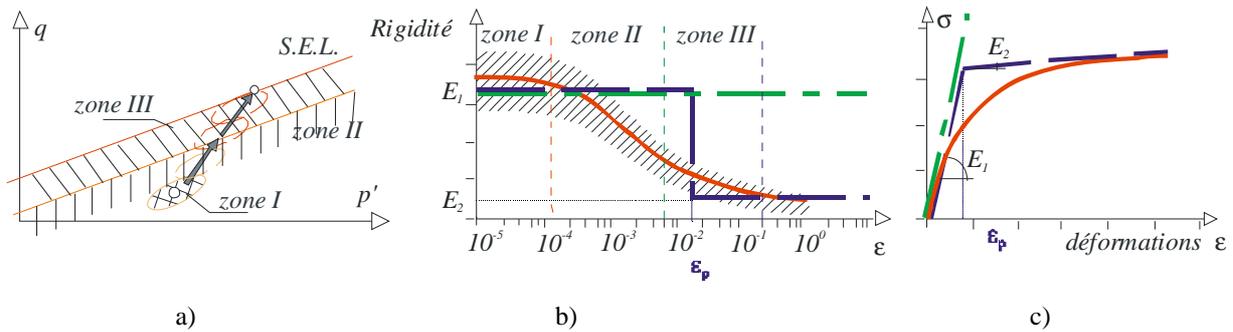


Figure 1-14 : Définition des sous-surfaces de charge dans les plans (p' , q)

a) Zone I, le noyau élastique

Dans cette zone, le sol présente un comportement élastique linéaire et réversible. Les modules de rigidité restent presque constants. Les recherches montrent que cette zone est très petite et qu'elle est difficile à mettre en évidence. Seuls les essais de type propagation des ondes pourraient arriver à la déterminer.

La déformation critique de cette petite zone, limitée par la sous – surface I, est d'environ 10^{-6} à 10^{-5} . Teachavorasinskun (1989) (cité par Jardine, (1992)) a trouvé que cette petite zone pour le sable de Toyoura était probablement de l'ordre de 10^{-6} à 6×10^{-6} . Jardine (1992) a obtenu des valeurs de 2×10^{-5} pour l'argile glaciaire de Magnus et de 2×10^{-4} pour l'argile de Londres mais ces valeurs, déduites d'essais à la colonne résonante, ont un peu surestimé ce seuil statique car le paramètre obtenu de l'essai dynamique reflète le comportement du sol après plusieurs cycles de pré-déformation, ce qui peut avoir eu pour effet d'augmenter le seuil.

b) Zone II, zone réversible

La zone suivante, limitée par une sous-surface II, représente un comportement élastique, non linéaire mais réversible. Les modules de rigidité décroissent rapidement avec les déformations. La plage de déformation de cette zone est comprise entre 10^{-5} et $2 \cdot 10^{-4}$.

Les expérimentations de Smith *et al.* (1992), Jardine (1992, 1995) sur l'argile de Bothkennar et sur l'argile glaciaire de Magnus montrent que les essais drainés avec des petits cycles complets de chargement – déchargement permettent de déterminer cette sous-surface de charge II. Ils ont remarqué que le ratio $\epsilon_p/\epsilon_{max}$ de la déformation permanente résiduelle ϵ_p à la déformation de chargement ϵ_{max} est pratiquement proportionnel à ϵ_{max} de chaque cycle. L'abscisse $\epsilon_{max,c}$ de cette droite avec l'axe ϵ_{max} , correspondant au ratio $\epsilon_p/\epsilon_{max}$ nul, définit la limite de la zone II. La déformation limite de cette zone vaut environ 0,02% pour l'argile de Bothkennar et 0,01% pour l'argile glaciaire de Magnus (a)

b)

Figure 1-14).

La déformation limite $\epsilon_{max,c}$ de cette zone dépend, selon les auteurs, de la granulométrie du sol. Plus la courbe granulométrique est étalée ou plus la proportion d'argile est grande élevée, plus élevée est la déformation critique $\epsilon_{max,c}$ (Lo Presti, 1989 ; Jardine, 1992). Cette valeur $\epsilon_{max,c}$ semble plus petite dans le cas du sable.

c) Zone III, zone plastique

Chapitre 1

Lorsque le chemin de contraintes entre dans la zone III, la déformation devient irréversible. Il s'agit d'une zone à proximité de la surface d'état limite où apparaît une irréversibilité des déformations, entre 10^{-4} et 10^{-2} . On peut la situer sur la courbe représentant le module sécant (E ou G) en fonction de la déformation (ε_l ou γ) par la variation rapide du module (a) b) c)

Figure 1-14a, b). Dans cette zone, il n'apparaît pas encore de dilatation ou de contraction notable.

La déformation plastique augmente progressivement en approchant la Surface d'État Limite (SEL). Le ratio entre la déformation plastique et la déformation totale tend vers 1 quand l'état de contraintes approche cette borne (a) b) c)

Figure 1-14a). Ceci est expliqué par le mouvement relatif entre les particules du sol. La déformation pour atteindre cette surface dépend de l'état de contraintes initiales et du chemin de contraintes. Les essais triaxiaux non drainés montrent que l'état de contraintes le long du chemin de contraintes reste toujours sur cette surface de charge jusqu'au moment où il a tendance à revenir à l'intérieur.

1.2.4.2 Comportement élasto-plastique

Désormais, nous savons que le domaine élastique est limité par une surface de charge. Comme ce domaine est souvent petit, si la sollicitation est importante, le comportement des sols n'est pas uniquement élastique. Il faut alors utiliser un couplage des comportements élastique et plastique. On parle alors de « comportement élasto-plastique ». Il s'agit d'un comportement plastique ou irréversible précédé d'un comportement élastique (linéaire ou non-linéaire) pour un niveau de contrainte inférieur ou égal au seuil de plasticité.

Ce type de comportement ne prend pas en compte l'effet de vieillissement et de viscosité du matériau. Il s'appuie sur les concepts fondamentaux suivants :

- la partition des déformations, qui décompose les déformations totales en déformations élastiques et déformations plastiques,
- le seuil de plasticité ou la notion de surface de charge en sollicitations multiaxiales, qui définit la frontière entre le domaine élastique et plastique, exprimée par une fonction scalaire $F(\sigma_{ij}) = 0$; ou $F(\sigma_{ij}, k) = 0$ dans le cas d'un matériau écrouissable où k est la variable d'écrouissage,
- le domaine d'élasticité, qui correspond à l'intérieur de la surface de charge et dans lequel, les déformations sont réversibles,
- la règle d'écoulement plastique, qui définit, dans le cas des sollicitations multiaxiales, la façon dont évolue la déformation plastique, qui peut être exprimée par un potentiel plastique G , $d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\delta G}{\delta \sigma_{ij}}$ avec $d\lambda$ un scalaire. La règle d'écoulement est dite associée si la déformation plastique suit la normale de la courbe d'état limite ou la surface de charge,
- l'écrouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations. Dans ce cas, le domaine d'élasticité varie également,
- le critère de plasticité ou de rupture, qui caractérise la rupture du matériau (les déformations tendent vers l'infini) correspondant à une résistance maximale suivie par un palier d'écoulement de déformation plastique. Lorsque le seuil de contrainte n'évolue pas, le critère de plasticité est confondu avec la surface de charge.

Deux types de lois ont été proposés :

- loi élasto-plastique parfaite (par exemple loi élasto-plastique avec critère de Mohr-Coulomb) (Figure 1-15a),
- loi élasto-plastique avec écoulement qui tend vers la plasticité parfaite à la rupture (Figure 1-15b).

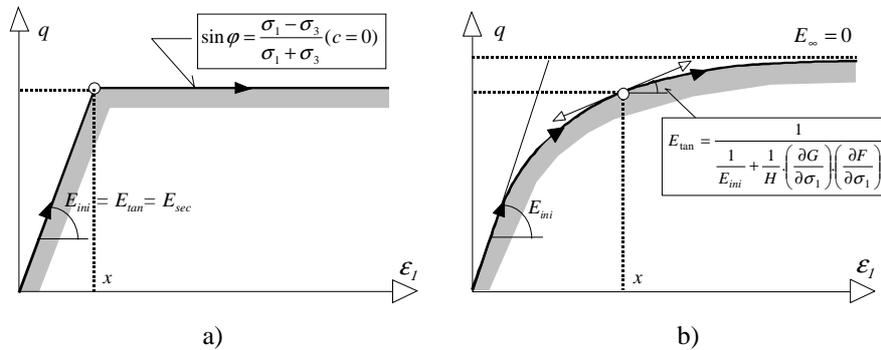


Figure 1-15 : Loi de comportement élasto-plastique parfait (a). Loi de comportement élasto-plastique avec écoulement avec H le module d'écrouissage (b).

a) Comportement élastique linéaire, parfaitement plastique

Dans cette famille, le modèle le plus simple est le modèle élastique linéaire parfaitement plastique, initialement développé pour décrire, de manière approchée, le comportement des métaux. Cependant, l'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe de comportement contrainte-déformation de nombreux matériaux a suggéré d'étendre ce modèle aux bétons, aux sols et aux roches. En particulier, l'application à la description du comportement des massifs des sols s'est révélée très fructueuse et a permis d'analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondations, de stabilité de pentes, de tunnels, des murs de soutènement...

b) Comportement élasto-plastique avec écoulement

Les essais de chargement-déchargement réalisés sur les solides montrent que la valeur du seuil de plasticité, ou limite d'élasticité, évolue avec la sollicitation appliquée. Cette modification du seuil de plasticité caractérise le phénomène d'écrouissage. L'écrouissage ne modifie pas l'instant de la rupture, par contre il agrandit le domaine d'élasticité.

Un comportement élasto-plastique avec écoulement permet donc de mieux décrire les étapes intermédiaires, observées sur les essais de laboratoire, entre l'apparition des premières déformations irréversibles et l'instant de la rupture. L'écrouissage se traduit mathématiquement par une évolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes. La forme que doit prendre la surface de charge au cours de son évolution a fait l'objet de nombreuses recherches, qui combinent des observations expérimentales et des hypothèses théoriques nécessaires pour l'interprétation des essais.

1.2.4.3 Modèle Cam Clay modifié

La surface de charge est fermée par une surface appelée « cap » ou surface de fermeture, incluant l'axe des compressions isotropes, de façon à générer des déformations plastiques lors d'une compression isotrope (Drucker *et al.*, 1957 ; Chen et Baladi, 1985).

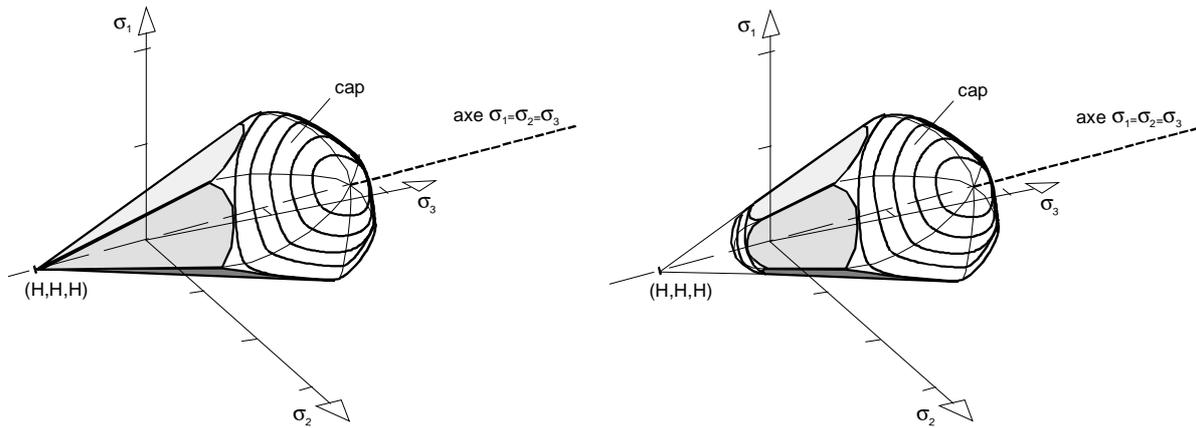


Figure 1-16 : Surface avec un cap et surface avec deux caps

Le « cap » se déplace le long de cet axe lors de l'écroutissage (Loret, 1987b). La déformation plastique volumique est utilisée souvent pour piloter le mouvement du « cap », selon des lois empiriques.

Certains auteurs ont proposé l'existence d'un deuxième « cap » destiné à limiter la résistance en extension hydrostatique (Breinlinger et Schad, 1990). Cette notion est intéressante mais ne peut pas faire l'objet d'investigations du fait de la limitation des appareillages.

Les travaux de l'université de Cambridge (Roscoe *et al.*, 1958, 1963) et de l'université de Laval au Québec (Tavenas et Leroueil, 1979) ont permis de préciser la forme de la surface de charge ou Courbe d'Etat Limite dans le plan (p', q) . L'université de Cambridge a été la première à développer des modèles avec écroutissage pour les sols, cette famille de modèle a été dénommée Cam Clay. Le modèle Cam Clay Modifié est la dernière génération de cette famille de modèle. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique écroutissable. Le domaine élastique est délimité par une frontière définie par une fonction de charge $F(\underline{\sigma}) = 0$. On considère le matériau écroutissable, ce qui implique la dépendance de la surface de charge de l'histoire des déformations plastiques. Cet écroutissage est volumique.

Le modèle Cam Clay original a été modifié pour remédier à une mauvaise prédiction de la loi d'écoulement initiale près de l'axe isotrope. Il est complété en faisant l'hypothèse d'une loi associée et en prenant comme variable d'écroutissage ε_v^p .

Ce modèle est développé sur les hypothèses suivantes (Mestat, 2002) :

a) État initial :

Paramètres requis : e_o, p_o .

b) Domaine élastique :

Paramètres requis : e_o, p_o, κ, G, K

L'étude du domaine élastique se fait sur des essais de compressibilité. Le comportement du sol est alors représenté par la partie de la courbe déduite de l'essai de consolidation uniaxiale de pente κ :

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{(1+e_o)} \frac{dp}{p} = \frac{dp}{K} \quad [1. 17]$$

$$d\varepsilon_d^e = \frac{dq}{3G} \quad [1. 18]$$

c) Domaine plastique :

Paramètres requis : $e_o, p_o, \kappa, G, K, \lambda$.

Surface de charge :
$$f = \frac{\eta^2}{M^2} + 1 - \frac{p_c}{p} = 0 \quad [1. 19]$$

Loi d'écoulement :
$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad [1. 20]$$

Evolution de l'écrouissage :
$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_o} \frac{dp_c}{p_c} \quad [1. 21]$$

d) État critique :

L'état critique correspond physiquement à l'état pour lequel on n'observe pas de variation de déformation volumique plastique à grande déformation.

Paramètres requis : M

Rapport de contraintes :
$$q = Mp \quad [1. 22]$$

Absence de variation de volume :
$$d\varepsilon_v = 0 \quad [1. 23]$$

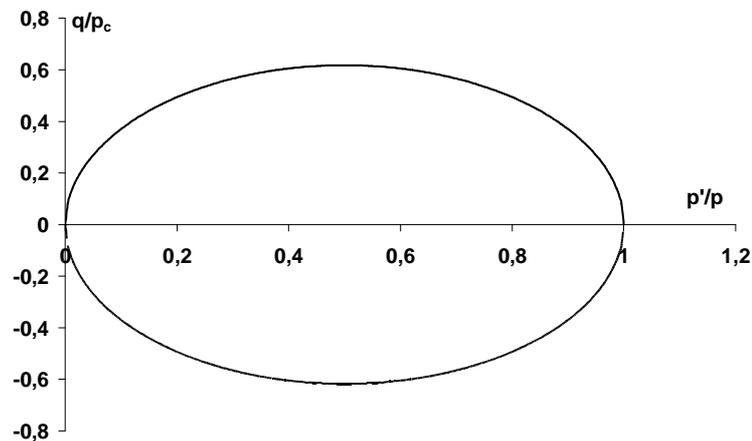


Figure 1-17 : Simulation de la surface de charge du modèle Cam Clay modifié dans le plan ($p'/p_c, q/p_c$)

e) Commentaires :

Ce modèle ne prend pas en compte l'influence de q_o à l'état initial donc, il ne décrit pas raisonnablement le comportement des sols qui ont précédemment subi une consolidation anisotrope (consolidation avec K_o).

Le module de cisaillement G est constant alors que l'on sait que G varie avec de nombreux paramètres comme l'indice des vides, le niveau de contraintes, le rapport de surconsolidation, etc..

Les résultats calculés n'expliquent pas l'existence de déformation volumique dans le domaine élastique lorsque p est constant.

En général, ce modèle est destiné aux **sols homogènes isotropiquement consolidés**.

1.3. Étude de l'anisotropie des sols : État de l'art

Le comportement anisotrope des sols a fait l'objet de nombreuses études et on pourra se reporter avec profit à la bibliographie du rapport de recherche de Piyal et Magnan (1984). Comme le sol anisotrope se comporte différemment selon la direction de la sollicitation, le

nombre de paramètres qu'il faut identifier est tel que toute autre analyse devient vite inextricable. Afin de faciliter les calculs, des hypothèses de simplification ont été appliquées (voir Tableau 1-5).

Tableau 1-5 : Hypothèses de simplification appliquées sur les sols anisotropes

Domaine	Élastique	Plastique
Hypothèse de simplification	Non-linéaire → linéaire	Anisotrope → isotrope

Dans la suite, on présente quelques études traitant du comportement anisotrope des sols réalisées au cours des dernières décennies.

1.3.1. Domaine élastique

1.3.1.1 Variation des modules en fonction du chemin de contraintes

Le module de déformation est un paramètre très sensible par rapport aux caractéristiques du sol mais aussi aux chargements. Dans certains essais en laboratoire réalisés sur des argiles naturelles, on observe une variation nette du module de cisaillement en fonction de la direction du chemin de contrainte (représentée par l'angle θ) suivi par rapport à l'axe des pressions moyennes (figure 1-18).

Dans les études sur le comportement de l'argile de Cubzac-Les-Ponts, des essais de cisaillement ont été effectués par Nguyen Pham selon différentes directions à l'aide d'une presse triaxiale (Nguyen Pham, 2008). Le module de cisaillement déterminé à partir de la partie linéaire de la courbe $q - \epsilon_d$ jusqu'à environ 5.10^{-3} de déformation déviatorique, semble varier significativement avec la direction des chemins de contraintes. Il est maximal pour les chemins pilotés par le déviateur q et minimum pour les chemins dirigés par la contrainte moyenne p' . Cette variation du module est presque symétrique par rapport à l'axe vertical (Figure 1-18). Ceci peut être expliqué par l'influence de la valeur de la contrainte déviatorique sur la variation du module de cisaillement. Plus le chemin de contrainte est piloté par le déviateur, plus le module de cisaillement est grand. Cette remarque observée dans les études de Nguyen Pham a été aussi confirmée par l'étude bibliographique (Smith *et al.*, 1992).

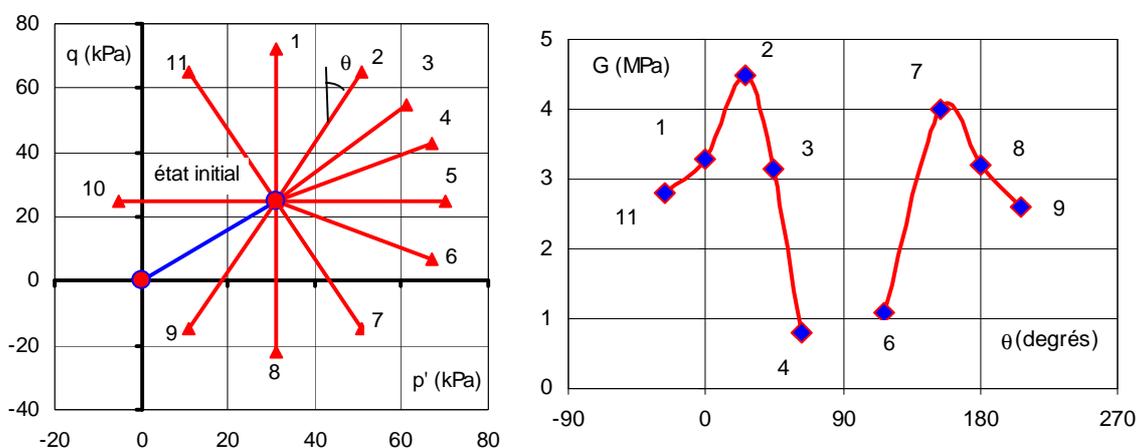


Figure 1-18 : Variation du module de cisaillement avec l'angle θ entre le chemin de contraintes et l'axe vertical d'après Nguyen Pham (2008).

Sur la Figure 1-19, la surface de charge de l'argile de Cubzac-les-Ponts a été tracée à partir des points d'état limite déterminés au moment où il y a un changement de pente de la courbe exprimant la relation $\Delta V - p'$ d'un essai de cisaillement anisotrope drainé. Ces points forment une surface elliptique, axisymétrique dont le grand axe a pour pente η_o ou K_o dans le plan $(\sigma'_1 \text{ et } \sigma'_3)$. Le coefficient des terres au repos K_o est défini comme étant le rapport de contrainte verticale effective sur contrainte horizontale effective.

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad [1. 24]$$

On notera qu'il a été fait l'hypothèse de l'isotropie dans le plan horizontal des contraintes pour le sol de Cubzac-les-Ponts.

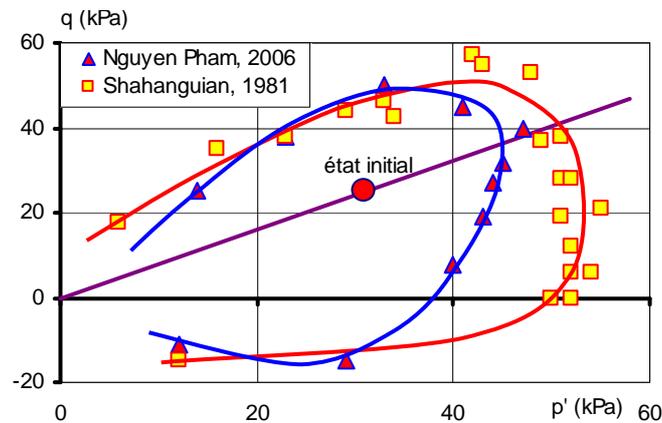


Figure 1-19: Surface de charge de l'argile de Cubzac-les-Ponts dans la zone vierge d'après Nguyen Pham (2006).

Nous pouvons donc affirmer que ces sols naturels, en apparence homogènes, présentent une certaine anisotropie probablement induite. Nous allons voir dans ce qui suit comment cela peut être pris en compte par les modèles rhéologiques.

1.3.1.2 Détermination du module de cisaillement des sols orthotropes de révolution

Dans le cas d'un matériau orthotrope de révolution, cas des sols qui ont été déposés par couches successives horizontales, le nombre de paramètres passe à cinq pour le modèle élastique (Figure 1-20).

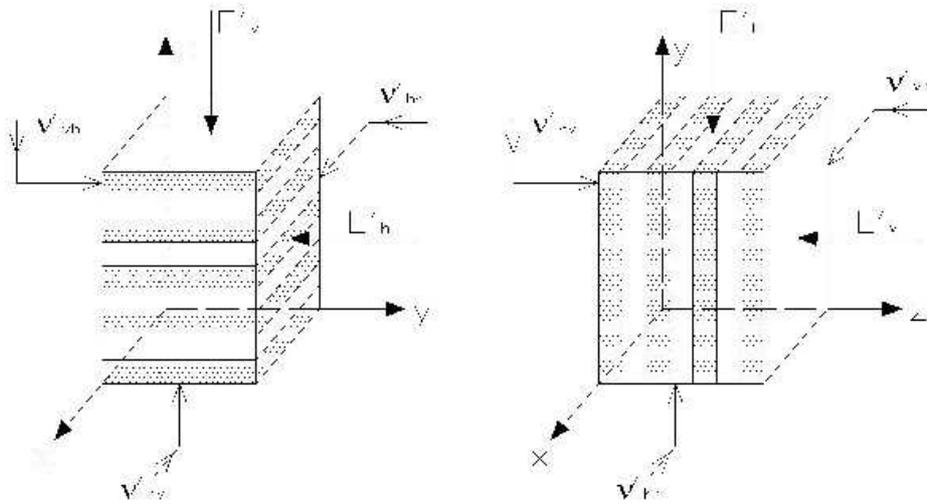


Figure 1-20: Géométrie d'une éprouvette orthotrope de révolution

La relation de comportement élastique linéaire de ce type de matériau s'exprime comme suit dans le système de coordonnées (x,y,z) :

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{xx} &= \frac{\Delta\sigma_{xx}}{E_h} - \nu_{hh} \frac{\Delta\sigma_{yy}}{E_h} - \nu_{vh} \frac{\Delta\sigma_{zz}}{E_v} & \varepsilon_{yz} &= \frac{\Delta\sigma_{yz}}{G_{vh}} \\
 \varepsilon_{yy} &= -\nu_{hh} \frac{\Delta\sigma_{xx}}{E_h} + \frac{\Delta\sigma_{yy}}{E_h} - \nu_{vh} \frac{\Delta\sigma_{zz}}{E_v} & \varepsilon_{xz} &= \frac{\Delta\sigma_{xz}}{G_{vh}} \\
 \varepsilon_{zz} &= -\nu_{hh} \frac{\Delta\sigma_{xx}}{E_h} - \nu_{vh} \frac{\Delta\sigma_{yy}}{E_h} + \frac{\Delta\sigma_{zz}}{E_v} & \varepsilon_{xy} &= 2(1 + \nu_{hh}) \frac{\Delta\sigma_{xy}}{E_h}
 \end{aligned}
 \tag{1.25}$$

ν_{hh} : coefficient de Poisson égal au rapport de la déformation suivant l'axe Ox créée par un incrément de déformation suivant l'axe Oy ou *vice versa* (Figure 1-20) :

$$\nu_{hh} = -\frac{\Delta\varepsilon_{xx}}{\Delta\varepsilon_{yy}} \text{ ou } -\frac{\Delta\varepsilon_{yy}}{\Delta\varepsilon_{xx}}
 \tag{1.26}$$

ν_{vh} : coefficient de Poisson égal au rapport de la déformation suivant l'axe Ox créée par un incrément de déformation suivant l'axe Oz ou *vice versa* (Figure 1-20) :

$$\nu_{vh} = -\frac{\Delta\varepsilon_{xx}}{\Delta\varepsilon_{zz}}
 \tag{1.27}$$

E_h : module d'Young dans la direction de l'axe de symétrie Oz (Figure 1-20) :

$$E_v = -\frac{\Delta\sigma_{zz}}{\Delta\varepsilon_{zz}}
 \tag{1.28}$$

E_v : module d'Young dans le plan d'isotropie xOy (Figure 1-20) :

$$E_h = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\varepsilon_{xx}} = \frac{\Delta\sigma_{yy}}{\Delta\varepsilon_{yy}}
 \tag{1.29}$$

G_{vh} : module de cisaillement, c'est le rapport de la déformation déviatorique et de la contrainte déviatorique dans le plan perpendiculaire avec le plan d'isotropie xOy. Ce module peut être déterminé à partir des essais triaxiaux des éprouvettes avec des couches inclinées.

Le comportement élastique linéaire des sols orthotropes de révolution exige donc la détermination de cinq paramètres d'élasticité. Parmi ces cinq paramètres, la détermination du module de cisaillement G_{vh} nécessite de réaliser un essai triaxial sur une éprouvette inclinée. Cependant, ce type d'essai est délicat et il est difficile de mesurer les déformations correspondantes pour déduire ce module. Pour cette raison, certains auteurs ont tenté de chercher une expression qui permet de déterminer le module de cisaillement à partir des autres paramètres afin de réduire le nombre de paramètres indépendants utilisés dans la loi orthotrope.

Le Tableau 1-6 présente les expressions proposées par divers auteurs pour le module G_{vh} (tiré de Piyal et Magnan, 1984).

Tableau 1-6 : Expressions de G_{vh} proposées par différents auteurs

Auteurs	Année	Expression de G'_{vh}
Wolf	1945	$E_v \frac{n}{1+n+2\nu'_{vh}}$
Carrier	1946	$E_v' \frac{1}{1-n\nu_{vh}'^2 + 2\nu'_{vh}(1+\nu'_{hh}) + \frac{1}{n}(1-\nu'_{hh})}$
Tan-Tjong-Kie	1961	$nE_v' \frac{-\nu'_{vh} + \frac{(1-n\nu_{vh}'^2)(1-\nu'_{hh})}{n(1+\nu'_{hh})}}{2(1-\nu'_{hh} - 2n\nu_{vh}'^2)}$
Wiendieck	1968	$E_v \frac{n}{1+\sqrt{n} + 2n\nu'_{vh}}$
Garnier	1973	$E_v \frac{n}{\sqrt{8(1+n^2)} - 1 - n - 2n\nu'_{vh}}$

avec :

n : le rapport des modules vertical et horizontal $n = \frac{E_h}{E_v}$

La détermination de G_{vh} est donc quelque chose difficile à déterminer en pratique et qui ne fait pas l'unanimité pour sa détermination théorique.

1.3.1.3 Détermination des paramètres d'élasticité anisotropes de l'argile naturelle (Piyal et Magnan, 1984)

Dans le cadre d'une étude du comportement anisotrope de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts en 1983, Piyal a déterminé les modules d'Young vertical (E_v) et horizontal (E_h), le module de cisaillement G_{vh} , et les coefficients de Poisson ν_{hh}, ν_{vh} à partir d'essais réalisés sur des éprouvettes horizontales, verticales et inclinées à 45 degrés (Figure 1-21). Le Tableau 1-7 présente les valeurs de $E_v, E_h, G_{vh}, \nu_{hh}, \nu_{vh}$ déterminées à partir des essais triaxiaux pour des éprouvettes prélevées à différentes profondeurs (de -3,06 m à -6,55 m). On remarque ainsi

Chapitre 1

que les modules sont déterminés à partir des courbes « contrainte déviatorique ($\sigma_1 - \sigma_3$) – déformation axiale (ϵ_1) » dans la plage de déformations 10^{-3} à 10^{-2} .

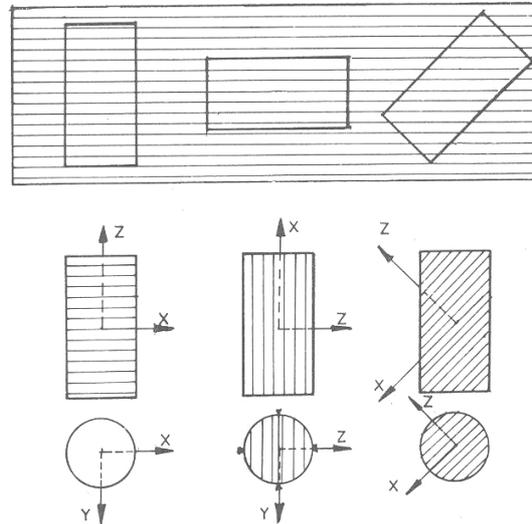


Figure 1-21 : Éprouvettes horizontales, verticales et inclinées à 45 degrés utilisées par Piyal.

Tableau 1-7 : Valeurs des paramètres d'élasticité anisotropes de l'argile naturelle de Cubzac-les-Ponts d'après Piyal et Magnan (1984).

Profondeur	p'	E_v	E_h	$n=E_h/E_v$	ν_{hh}	ν_{vh}	G_{vh}
m	kPa	MPa	MPa				MPa
3,02	58	3,5	1,27	0,36	0,19	0,25	-
3,15	58	3,5	1,16	0,33	-	-	-
3,47	58	3,6	2,29	0,64	0,1	0,25	1,56
5,36	66	2,2	1,3	0,59	0,13	0,16	-
5,66	66	1,44	1,4	0,97	0,08	0,16	-
5,79	67	2,16	1,4	0,65	0,07	0,33	1,62
5,92	67	2,25	2,13	0,95	0,09	0,26	3,81
6,42	70	2,3	2,29	1,00	0,11	0,21	1,9
6,55	70	2,3	2,29	1,00	0,19	0,21	1,9

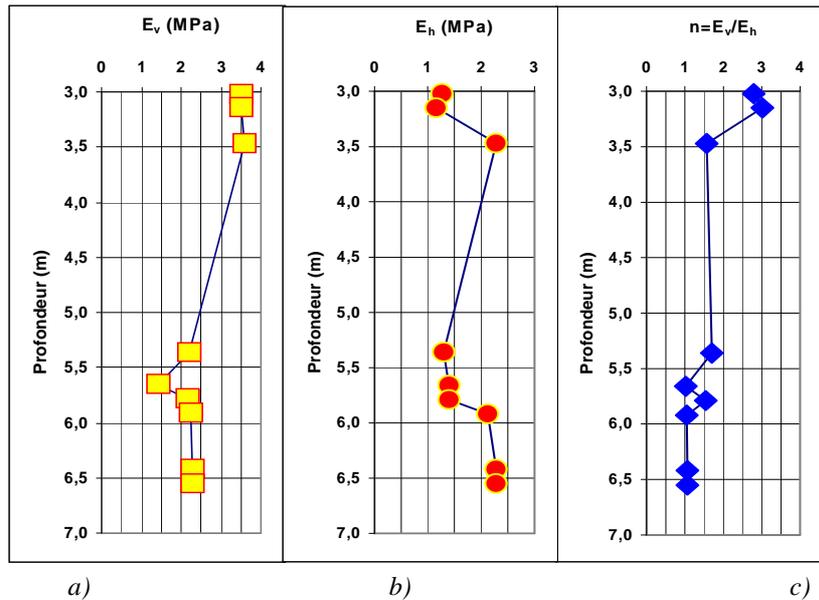


Figure 1-22 : Évolution des modules E_v , E_h et du rapport $n = E_v/E_h$ en fonction de la profondeur

Les Figure 1-22a 1-22b et 1-22c représentent respectivement les courbes de variation du module d'Young vertical, horizontal et du rapport $n = E_h/E_v$ en fonction de la profondeur. Nous pouvons observer une forte anisotropie de l'argile de Cubzac-les-Ponts dans la zone près de la surface avec une valeur de n égale à 3. La valeur de n diminue avec la profondeur pour tendre vers 1, cette convergence traduit une isotropie du matériau en profondeur.

1.3.1.4 Travail de Krishna Murthy et al. (1979)

Des essais de laboratoire ont été menés sur un sol reconstitué (Krishna Murthy *et al.*, 1979). Ces essais ont été effectués sur un sol reconstitué à partir de couches alternées de sable et de kaolinite. Dans ce travail, Krishna Murthy *et al.* ont taillé les éprouvettes à différentes inclinaisons (0, 30, 45, 60 et 90 degrés) (Figure 1-23) afin d'étudier l'influence de l'anisotropie sur la résistance des sols.

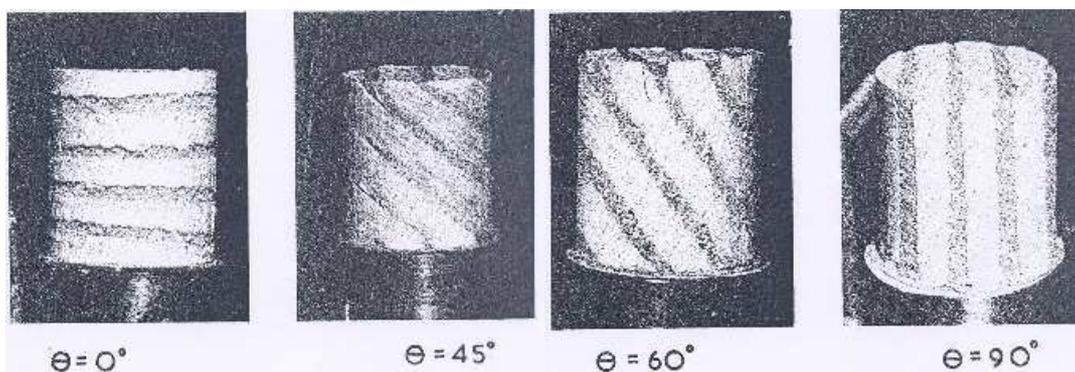


Figure 1-23: Les éprouvettes de sol anisotrope reconstitué en laboratoire, (Krishna Murthy *et al.*, 1979)

Les essais triaxiaux de Krishna Murthy ont été effectués en condition drainée avec différents chemins de contrainte. Ces essais avaient pour objet d'une part d'étudier le comportement des sols à anisotropie matérielle selon des chemins de contrainte divers (Krishna Murthy *et al.* 1980a) et d'autre part, de déduire le rapport des contraintes critiques $M_c = q_c/p_c$ et à étudier sa variation avec l'inclinaison des couches (Figure 1-24). Les résultats de Krishna Murthy ont

montré que l'anisotropie matérielle a des impacts sur la résistance des sols ; en particulier, la rupture des éprouvettes est influencée par l'inclinaison des couches.

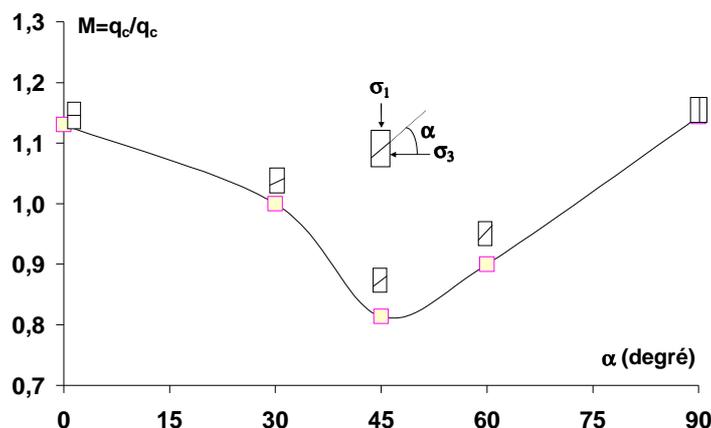


Figure 1-24: Variation du rapport des contraintes à l'état critique avec l'inclinaison des couches (Krishna Murthy *et al.*, 1980b)

Malgré l'absence de détermination des paramètres d'élasticité ainsi que de l'analyse du comportement plastique des sols à anisotropie matérielle, les études de Krishna Murthy nous fournissent des idées essentielles pour étudier des sols anisotropes reconstitués en laboratoire.

1.3.1.5 Élasticité anisotrope non linéaire appliquée aux sols

À partir de la première loi thermodynamique et du principe de conservation d'énergie, Houlsby *et al.*, dans leurs recherches réalisées en 2005, ont développé un nouveau modèle qui peut prendre en compte l'anisotropie des sols à l'état élastique (Houlsby *et al.*, 2005). Ce modèle empirique a véritablement proposé une nouvelle conception du comportement élastique des sols. Cette nouvelle approche théorique est caractérisée par les points suivants :

- i) une élasticité non-linéaire dont les modules de déformation volumique (K) et de cisaillement (G) sont déterminés à partir du potentiel d'énergie libre F (ou du potentiel d'énergie complémentaire E)
- ii) une introduction du « troisième module » J (en plus de K et G) pour prendre en compte l'anisotropie des sols.
- iii) une généralisation de la matrice de rigidité du sol qui ne dépend que de 3 paramètres k , g et n .

En effet, Houlsby *et al.* ont construit leur modèle à partir des relations différentielles de la première loi de la thermodynamique et du principe de conservation d'énergie pour le sol. Dans un premier temps, Houlsby *et al.* font l'hypothèse que K et G varient en fonction de l'indice des vides (e), la contrainte moyenne effective (p), l'indice de surconsolidation (OCR),

et du taux $\eta = \frac{q_o}{p_o}$ pour prendre en compte l'anisotropie. On a ainsi les relations suivantes :

$$G = f_1(e, p', OCR, \eta_o) \quad [1. 30]$$

$$K = f_2(e, p', OCR, \eta_o) \quad [1. 31]$$

L'auteur a introduit un potentiel isotrope d'énergie libre et un potentiel isotrope d'énergie complémentaire sous la forme :

$$F = (Av^2 + B\varepsilon^2)^m \quad [1. 32]$$

$$E = (Cp^2 + Dq^2)^{\frac{m}{2m-1}} \quad [1. 33]$$

où : A, B, C, D et m sont des constantes, v et ε sont respectivement les déformations volumique et déviatorique.

Les points clefs du modèle de Hously *et al.* sont les relations différentielles qui relient K et G avec F et E :

$$p = \frac{\partial F}{\partial v} \Rightarrow K = \frac{\partial p}{\partial v} = \frac{\partial^2 F}{\partial v^2} \quad [1.34]$$

$$q = \frac{\partial F}{\partial \varepsilon} \Rightarrow 3G = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon} = \frac{\partial^2 F}{\partial \varepsilon^2} \quad [1.35]$$

Les équations (1.34) et (1.35) jouent le rôle déterminant car, grâce à ces relations, on peut déterminer facilement les modules K et G .

a) Définition d'un module d'anisotropie J

Pour prendre en compte l'anisotropie du sol, Hously *et al.* ont introduit un « nouveau module » défini par :

$$J = \frac{\partial p}{\partial \varepsilon} = \frac{\partial q}{\partial v} = \frac{\partial^2 F}{\partial v \partial \varepsilon} \quad [1.36]$$

et

$$\begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K & J \\ J & 3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dv \\ d\varepsilon \end{bmatrix} \quad [1.37]$$

On remarque que J est nul pour les sols isotropes.

La relation (1.37) montre que le module « J » est indispensable pour qu'une déformation volumique existe lorsque « p » est constant et qu'une déformation déviatorique soit non nulle lorsque « q » est constant.

Dans le cas d'un état tridimensionnel des contraintes, les relations (1.34) et (1.35) s'écrivent :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial F}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad [1.38]$$

En conséquence, la matrice de rigidité est de la forme :

$$d_{ijkl} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial \varepsilon_{kl}} = \frac{\partial^2 F}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} \quad [1.39]$$

Le modèle de Hously *et al.* présente des avantages remarquables comme :

- la prise en compte de l'anisotropie du sol en élasticité,
- l'application de la première loi thermodynamique et du principe de conservation d'énergie pour l'étude du comportement des sols,
- la généralisation et la simplification de la matrice de rigidité de l'élasticité pour les sols anisotropes.

Malgré les points forts de ce modèle, il reste encore des points à améliorer comme :

- le choix de forme des fonctions F et E qui est assez arbitraire ; il semble que ces fonctions ne soient pas représentatives de tous les types de sol,
- l'absence de la cohésion qui constitue un caractère important des sols argileux. Ce modèle n'est donc quasiment applicable qu'aux matériaux granulaires dans le domaine élastique.

1.3.2. Modèles rhéologiques pour les sols anisotropes

Dans cette partie, nous présentons différents modèles développés spécifiquement pour rendre compte du caractère anisotrope des sols qu'il soit lié à la structure ou à l'histoire de chargement.

Certains de ces modèles ont été choisis car ils sont en cours d'introduction dans le progiciel CESAR dans le cadre des travaux de recherche du LCPC par Bourgeois et Pucheu (2008).

Nous détaillerons les différentes expressions de l'élasticité et de la surface de charge de ces modèles ainsi que les paramètres nécessaires à leur calage.

1.3.2.1 Modèle Mélanie

Le modèle Mélanie est une évolution des modèles élastoplastiques élaborés dans les années 1960 à l'université de Cambridge. C'est un modèle élastoplastique avec écrouissage dont l'élasticité est linéaire. Il a été développé dans le cadre d'études du comportement des sols argileux naturels à l'université Laval de Québec sur l'argile de Saint-Alban (Tavenas et Leroueil, 1977), puis sur certaines argiles molles françaises au LCPC Paris (Shahanguian 1981 ; Magnan *et al.*, 1982 ; Mouratidis et Magnan, 1983 ; Lépidas et Magnan, 1990). Ces recherches ont confirmé l'applicabilité des concepts développés à l'université de Cambridge pour les modèles Cam-Clay, moyennant quelques corrections destinées à tenir compte de l'anisotropie sur le comportement des argiles naturelles.

a) *Domaine élastique*

L'élasticité du modèle Mélanie est une élasticité linéaire orthotrope de révolution comme présenté au paragraphe 1.3.1.2.

b) *Domaine plastique*

La surface de charge ou surface d'état limite est obtenue de façon analogue à celle du modèle Cam-Clay modifié, sauf qu'elle est adaptée pour prendre en compte l'anisotropie du sol. Elle

a d'abord été élaborée dans l'espace $(s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}, t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}, e)$, puis généralisée à

l'espace $(p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}, q = \sigma'_1 - \sigma'_3, e)$.

Dans le plan (s', t) , la surface a une forme elliptique et l'expression mathématique du critère de plasticité a été établie en supposant que l'ellipse passe par trois points :

- le point d'intersection de l'axe K_0 avec la droite qui passe par le point $s'_p = \sigma'_p$ sur l'axe isotrope et est inclinée à 45 degrés ;
- le point de l'axe Os' d'abscisse $s'_c = 0,6 \times \sigma'_p$;
- l'origine des coordonnées.

La formule mathématique du modèle est fondée sur les résultats expérimentaux et développée en termes d'équations suivant l'approche adoptée pour les modèles de Cambridge :

$$A^2 \left(s' \cos \theta + t \sin \theta - \frac{s'_c}{AC} \right)^2 + B^2 (t \cos \theta - s' \sin \theta)^2 - \frac{s'^2_c}{C^2} = 0 \quad [1.40]$$

avec :

$$A = 2 (\sin \theta + \cos \theta) \quad [1.41]$$

$$B^2 = \frac{A^2 \cos \theta \left(\frac{2}{A} - C \cos \theta \right)}{C \sin^2 \theta} \quad [1.42]$$

$$C = 0,6$$

$$\theta = \arctg \left(\frac{1 - K_0}{1 + K_0} \right) \quad [1.43]$$

$$s'_C = 0,6 \sigma'_p \quad [1.44]$$

avec : θ : angle entre l'axe Os' et l'axe principal de l'ellipse, confondu avec l'axe K_0 ,
 σ'_p : pression de préconsolidation.

La Figure 1-25 présente la forme de la surface de charge du modèle Mélanie et sa validation sur l'argile naturelle de Cubzac-les-Ponts (Nguyen Pham, 2008).

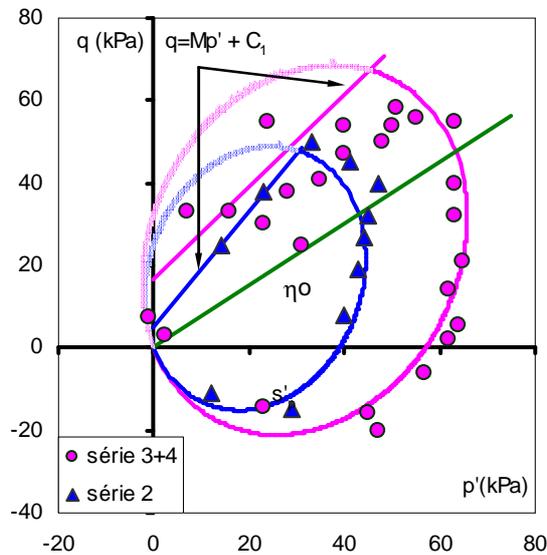


Figure 1-25: Surface de charge du modèle Mélanie et sa validation sur l'argile de Cubzac-les-Ponts, d'après Nguyen Pham (2008)

Dans le plan (p', q) , cette surface de charge est donnée par la formule :

$$A^2 \left(p' \cos \theta + \frac{q}{2} \left[\sin \theta + \frac{\cos \theta}{3} \right] - \frac{p'_C}{AC} \right)^2 + B^2 \left(\frac{q}{2} \left[\cos \theta - \frac{\sin \theta}{3} \right] - p' \sin \theta \right)^2 - \left(\frac{p'_C{}^2}{C^2} \right) = 0 \quad [1.45]$$

$$\text{avec : } p'_C = 0,6 \sigma'_p \quad [1.46]$$

A, B, θ sont identiquement déterminés suivant les formules [1.41], [1.42], [1.43]

Un essai triaxial, un essai K_0 et un essai œdométrique sont nécessaires pour déterminer les paramètres du modèle Mélanie, deux paramètres (θ et σ'_p) sont utilisés pour la détermination de la surface de charge, sans tenir compte du paramètre C égal à 0,6.

Deux types de loi d'écoulement ont été adoptés pour le modèle Mélanie : une loi associée où la déformation plastique suit la normale à la courbe d'état limite ou surface de charge et une loi non associée dans laquelle la déformation plastique se produit suivant la bissectrice de l'angle formé par la normale à la surface de charge et par la droite joignant l'origine des coordonnées au point considéré sur la surface de charge.

1.3.2.2 Modèle ANPETAL

Développé à partir du modèle Cam Clay, ce modèle comporte des modifications importantes dans le but de prendre en compte l'effet de l'anisotropie du sol sur deux points suivants (Newson, 1997) :

- i) introduction d'un « nouveau » paramètre $\eta_o = \frac{q_o}{p'_o}$ dans l'état initial du sol qui représente la consolidation anisotrope.
- ii) modification de l'expression de la surface de charge et de la loi d'écoulement.

a) *État initial*

Ajout de l'état initial par rapport au modèle Cam Clay : q_o

b) *Domaine élastique*

L'élasticité est isotrope mais tient compte de la dégradation du module de cisaillement avec le niveau de déformation.

Ici, au lieu de prendre un module de cisaillement constant pour tout le domaine, le modèle ANPETAL propose :

$$\text{i) Si } \varepsilon_s \leq 10^{-5} : G = G_{\max} = A.p'^{m_o} .OCR^{m_o} \quad [1. 47]$$

$$\text{ii) Si } 10^{-5} \leq \varepsilon_s \leq 10^{-2} : G = B.p'^n .OCR^m .\varepsilon_s^r \quad [1. 48]$$

où A, B, p', m, m_o, n, n_o sont des paramètres du sol et déterminés grâce aux essais triaxiaux.

c) *Domaine plastique*

Paramètres ajoutés: $\eta_o, \theta, M_e, M_c, \alpha_o, \Gamma$

$$\text{avec : } \eta_o : \text{ pente exprimant l'anisotropie initiale du sol, } \eta_o = \frac{q_o}{p'_o} = \frac{3(1-K_o)}{1+2K_o} \quad [1. 49]$$

p'_o : paramètre d'écrouissage,

$$J(\theta) = \frac{a+b}{2} + (b-a)\sin\theta \quad [1. 50]$$

$$a = M_c(M_c - \eta_o) \quad [1. 51]$$

$$b = M_e(M_e + \eta_o) \quad [1. 52]$$

M_e, M_c : pente de la droite $q - p'$ à l'état critique respectivement d'un essai en extension et en compression,

$$M_c = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \text{ et } M_e = \frac{3M_c}{3 + M_c} \quad [1. 53]$$

avec φ' : angle de frottement interne,

θ : angle de Lode qui a pour valeurs dans les conditions triaxiales -30 degrés en compression et +30 degrés en extension.

Surface de charge dans le plan (p, q) :

$$F = (q - \eta_o p')^2 + J(\theta) p'^2 \ln^2 \left(\frac{p_o}{p'} \right) \quad [1. 54]$$

Surface de charge dans l'espace (p, q, e) :

$$\eta = \pm \sqrt{\left(J(\theta) \left[\frac{2(\Gamma - e - \lambda \ln p')}{(\lambda - \kappa)} \right] + \Psi \right)} + \eta \eta_o \quad [1.55]$$

$$\text{Loi d'écoulement : } \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{(\alpha_o - \eta)}{\eta(\eta - \alpha_o) - J'(\theta)} \quad [1.56]$$

$$\text{L'évolution d'écrouissage : } d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_o} \frac{dp_c}{p_c} \quad [1.57]$$

$$\text{Relation des paramètres : } \begin{cases} q = M_c p \\ q = M_e p \\ N = \Gamma + (\lambda - \kappa) \frac{\Psi}{2} \end{cases} \quad [1.58]$$

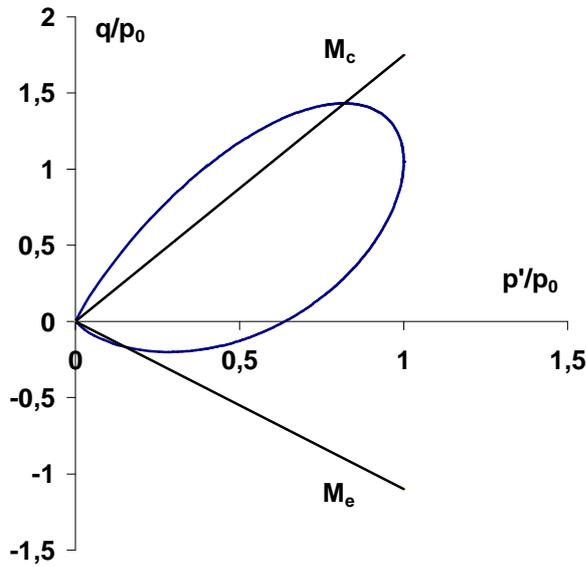


Figure 1-26: Simulation de la surface de charge du modèle ANPETAL dans le plan ($q/p_o, q/p_o$)

Les prédictions du modèle proposé par Newson sont en bonne concordance avec les données observées, de plus, il prend partiellement en compte l'anisotropie du sol qui est à l'origine non seulement de la structure hétérogène des argiles (condition inhérente) mais aussi de la consolidation avec K_o (condition induite). Néanmoins, il existe encore des défauts qui nuisent à sa mise en œuvre pratique :

- i) La loi d'écoulement est assez implicite, et la méthode de détermination du paramètre α_o n'est pas explicitée.
- ii) L'auteur ne donne pas une relation explicite entre le paramètre d'écrouissage (p_o) et les déformations plastiques.
- iii) L'expression de la surface de charge dans le plan (p, q, e) est incorrecte. En effet, à partir de (1.55), on a :

$$\text{Surface de compression } q = + \frac{p}{(1 - \eta_o)} \sqrt{J_c(\theta) \left[\frac{2(\Gamma - e - \lambda \ln p)}{(\lambda - \kappa)} \right] + \Psi_c} \quad [1.59]$$

$$\text{Surface d'extension } q = - \frac{p}{(1 - \eta_o)} \sqrt{J_e(\theta) \left[\frac{2(\Gamma - e - \lambda \ln p)}{(\lambda - \kappa)} \right] + \Psi_e} \quad [1.60]$$

La relation (1.60) montre que la « zone » d'extension du modèle est limitée au-dessous du plan $q < 0$ au lieu du plan $q < \eta_o p$ comme dans la définition du modèle.

1.3.2.3 Modèle HISS (Hierarchical Incremental Single Surface)

Le fait que la surface de charge du modèle Cam-Clay original n'est pas régulière, est gênant numériquement et celle du modèle modifié représente assez mal le comportement frottant. Pour remédier à ces défauts, Desai (1994) a proposé un critère dont la formulation mathématique est unique et qui représente aussi bien le régime frottant que le régime contractant, et qui prend de plus en compte le troisième invariant du tenseur des contraintes.

a) *Domaine élastique*

L'élasticité isotrope est utilisée par défaut.

b) *Expression du critère*

Le modèle HISS est un modèle élastoplastique avec une surface de charge définie par une fonction isotrope du tenseur des contraintes, avec une dépendance vis-à-vis du troisième invariant. La surface combine une partie frottante et une partie contractante. A mesure que le matériau s'écroute, la surface se rapproche d'un cône de type Mohr-Coulomb, mais dont la section ne présente pas d'arêtes. La frontière du domaine élastique est régulière en tout point, sauf du côté de la pointe.

Ce critère combine, du point de vue de la physique, les avantages du modèle Cam-Clay modifié car ce modèle est écrouissable en compression et la surface de charge est régulière et du modèle de Mohr-Coulomb qui est la meilleure représentation du côté frottant. L'expression du critère retenue ici parmi les différentes variantes est la suivante :

$$f(\underline{\sigma}) = \frac{J_{2D}}{p_a^2} - \frac{-\alpha \left(\frac{J_1^*}{p_a} \right)^n + \gamma \left(\frac{J_1^*}{p_a} \right)^2}{\sqrt{1 - \beta_{HISS} \cdot S}} \quad [1. 61]$$

avec

$$S = \frac{\sqrt{27}}{2} \frac{J_{3D}}{J_{2D}^{3/2}} ; J_1^* = J_1 + 3R \quad [1. 62]$$

d'où J_1 est le premier invariant du tenseur des contraintes, et J_{2D} et J_{3D} les deuxième et troisième invariants du déviateur des contraintes. Les formules définissant les invariants sont données par Desai (1980) :

$$J_1 = \text{tr } \underline{\sigma} ; J_2 = \frac{1}{2} \text{tr } \underline{\sigma}^2 = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \sigma_{ji} ; J_3 = \frac{1}{3} \text{tr } \underline{\sigma}^3 = \frac{1}{3} \sigma_{ij} \sigma_{jk} \sigma_{ki} \quad [1. 63]$$

p_a désigne la pression atmosphérique ; γ , β_{HISS} , n sont des paramètres matériels sans dimension ; R un paramètre homogène à une contrainte, et α la variable d'écrouissage (sans dimension).

Nous avons donc au total cinq paramètres. Il faut noter à titre de comparaison que si nous utilisons un modèle combinant Mohr-Coulomb avec un cap de type Cam-Clay, nous avons quatre paramètres (c , ϕ , M , p_c), mais avec un critère non régulier.

c) *Forme de la surface dans le plan (p-q) (essai triaxial)*

Dans le contexte de l'essai triaxial de compression ($\sigma_2 = \sigma_3 < \sigma_1$), nous avons :

$$p = J_1/3 = \frac{1}{3} (\sigma_1 + 2 \sigma_3) ; q = \sqrt{3 J_{2D}} = \sigma_1 - \sigma_3 ; \quad [1. 64]$$

$$J_{3D} = \frac{2}{27} (\sigma_1 - \sigma_3)^3 = \frac{2}{27} q^3 ; S = 1$$

et l'équation de la surface peut s'écrire :

$$\frac{q^2}{3p_a^2} = \frac{-\alpha \left(3 \cdot \frac{p+R}{p_a} \right)^n + \gamma \left(3 \cdot \frac{p+R}{p_a} \right)^2}{\sqrt{1 - \beta_{HISS} S}} \quad [1. 65]$$

Il est intéressant de noter que la surface est différente pour un essai triaxial en extension ($\sigma_2 = \sigma_3 > \sigma_1$). Nous pouvons adopter pour q la convention suivante :

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = -\sqrt{3} J_{2D} \quad ; \quad J_{3D} = \frac{2}{27} (\sigma_1 - \sigma_3)^3 = -\frac{2}{27} q^3 \quad ; \quad S = -1(1) \quad [1. 66]$$

Il n'y a pas de prise en compte explicite de l'anisotropie dans le modèle.

A titre d'exemple, pour $p_a = 100$ kPa ; $R = p_a/5$; $\beta_{HISS} = 0,5$; $n = 2,5$; $\gamma = 0,05$ et $\alpha = 0,0145$, nous trouvons la surface suivante :

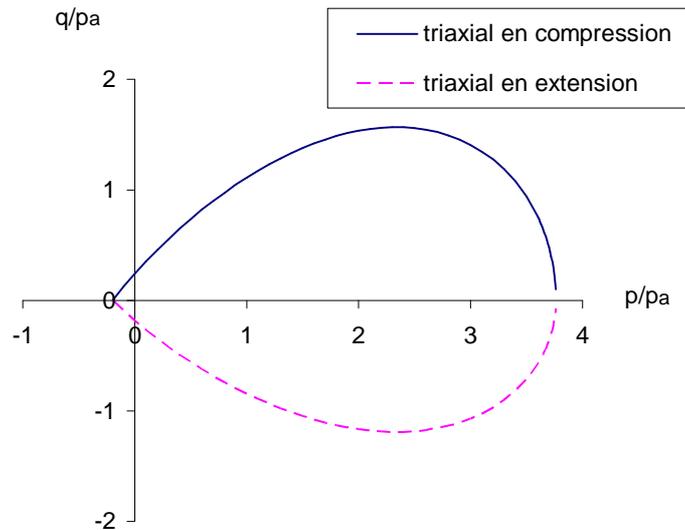


Figure 1-27: Simulation de la surface de charge du modèle HISS dans le plan normalisé ($p'/p_a, q/p_a$)

d) Lois d'érouissage

Shao et Desai (2000) proposent une loi d'érouissage complexe, dans laquelle le paramètre α obéit à la loi suivante :

$$\alpha = \frac{h_1}{(\xi_v + h_3 \xi_d^{h_4})^{h_2}} \quad [1. 67]$$

où h_1 , h_2 , h_3 et h_4 sont des paramètres matériels. Ce type d'érouissage inclut un terme de volume, inactif lorsque l'on se trouve sur la partie dilatante du critère (à gauche de l'état critique), et une partie déviatorique (comme le modèle de Nova par exemple). Si nous ne conservons que le terme volumique, nous obtenons, en condition non drainée, un chemin de contraintes qui longe la surface et s'arrête à l'état critique ; avec le terme déviatorique, le chemin de contraintes remonte suivant une direction voisine de celle de la droite des états critiques.

La loi d'érouissage est un peu différente des expressions les plus familières (qui utilisent plutôt une exponentielle décroissante). Elle présente l'inconvénient de partir d'une valeur infinie pour α lorsque la déformation plastique volumique est nulle, ce qui constitue une bonne raison pour modifier un peu la formulation.

1.3.2.4 Modèle S-CLAY1

Développé par Université de Glasgow (Wheeler *et al.*, 2003), le modèle S-CLAY1 est un modèle élastoplastique avec un comportement plastique anisotrope et la loi d'écroutissage rotationnelle pour décrire le comportement des sols à anisotropie orthotrope de type induite. La surface de charge dans le plan (p, q) est une ellipse. L'originalité par rapport au modèle Cam-Clay modifié réside dans le fait qu'elle est inclinée dans le plan, et que la formulation introduit deux paramètres variables (en admettant que M reste constant), qui sont d'une part p_m , qui contrôle la longueur de l'ellipse, et α , qui contrôle son inclinaison.

a) *Domaine élastique*

Les auteurs ont fait le choix d'utiliser une élasticité isotrope comme pour le Cam-Clay modifié (§1.2.4.3a).

b) *Expression du critère*

Dans le domaine élastique, le modèle S-CLAY1 utilise le comportement élastique isotrope pour caractériser les déformations réversibles. Dans le contexte de l'essai triaxial, la frontière de ce domaine est définie par le critère suivant :

$$f = (q - \alpha p)^2 - (M^2 - \alpha^2) (p_m - p) p \quad [1. 68]$$

Il est fondamental de souligner que, dans cette expression, p et q ne désignent pas les invariants habituels, mais sont définis par les relations : $q = \sigma_v - \sigma_h$ et $p = (\sigma_v + 2 \sigma_h)/3$. Autrement dit, nous faisons l'hypothèse que les directions principales du tenseur des contraintes sont connues, et que les deux contraintes horizontales sont égales, ce qui revient à caractériser les contraintes par deux scalaires seulement (σ_v et σ_h ou p et q), et non pas six. Il est clair que l'identification de la surface de charge dans ce contexte particulier ne permet pas d'établir l'expression complète de f pour un tenseur $\underline{\sigma}$ quelconque ne possédant pas les symétries triaxiales : nous n'obtenons pas un modèle cohérent sur le plan mathématique en remplaçant p et q par les invariants habituels. La généralisation au contexte tridimensionnel est abordée dans la section suivante.

L'orientation de la normale à la surface :

$$n = \begin{bmatrix} -2\alpha (q - \alpha p) - (M^2 - \alpha^2) (p_m - 2p) \\ 2 (q - \alpha p) \end{bmatrix} \quad [1. 69]$$

La valeur maximale de p correspond à une normale horizontale :

$$q = \alpha p \quad [1. 70]$$

Cette droite a deux intersections avec la surface de charge, la première est l'origine et la seconde est le point d'abscisse $p=p_m$.

La valeur maximale de q correspond à une normale verticale :

$$2 \alpha (q - \alpha p) = (M^2 - \alpha^2) (p_m - 2p) \quad [1. 71]$$

En reportant dans l'équation de l'ellipse, nous trouvons que son point le plus haut se trouve sur la droite $q = M p$ et son point le plus bas sur $q = - M p$.

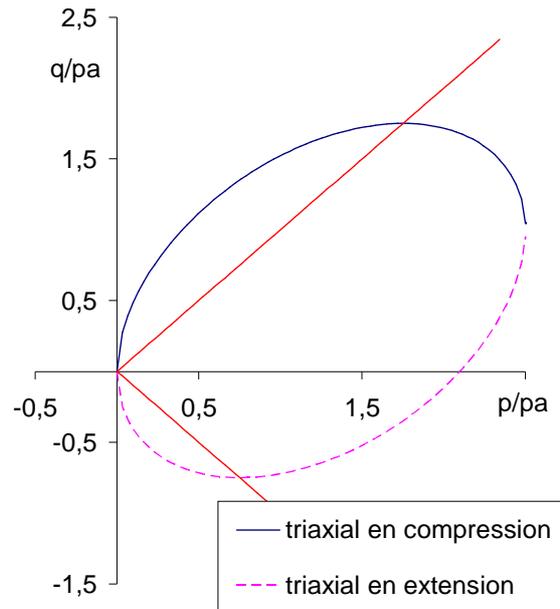


Figure 1-28: Simulation de la surface de charge du modèle S-CLAY1 dans le plan normalisé ($p'/p_a, q/p_a$)

c) Lois d'écroutissement

Le modèle est conçu pour gérer séparément les deux paramètres qui contrôlent la taille de la surface de charge et son orientation dans l'espace des contraintes.

Pour le paramètre p_m , Wheeler *et al.* (2003) proposent une loi traditionnelle :

$$p_m = p_m^o \exp \left(- \frac{(1+e_o)\varepsilon_v^p}{\lambda - \kappa} \right) \quad [1. 72]$$

où e_o est l'indice des vides initial, λ et κ les pentes du diagramme $e - \ln p$ pour un essai de compression isotrope.

Pour la variable d'anisotropie \underline{a}^* , les auteurs proposent une formulation qui fait jouer un rôle différent aux déformations plastiques volumiques et déviatoriques. Nous admettons que :

- les déformations volumiques tendent à rapprocher \underline{a}^* d'un tenseur χ_v qui dépend de l'inclinaison des contraintes $\eta = q/p$;
- les déformations déviatoriques tendent à rapprocher \underline{a}^* d'un tenseur χ_d qui dépend aussi de η .

Ces deux hypothèses cherchent à rendre compte de l'influence différente des déformations volumiques et de cisaillement sur le réarrangement des particules ou des grains à une échelle microscopique.

En pratique, les auteurs proposent de prendre :

$$d\underline{a}^* = \mu [\{ \chi_v - \underline{a}^* \} < d\varepsilon_v^p > + \beta \{ \chi_d - \underline{a}^* \} d\varepsilon_d^p] \quad [1. 73]$$

$$\chi_v = \frac{3 \underline{s}}{4 p} ; \chi_d = \frac{\underline{s}}{3 p} ; \quad < d\varepsilon_v^p > = d\varepsilon_v^p \text{ si } d\varepsilon_v^p < 0 \text{ et } 0 \text{ sinon} \quad [1. 74]$$

Le choix des expressions de χ_d et χ_v est critiquable, parce que ces tenseurs deviennent infinis lorsque p tend vers zéro : cette propriété n'est pas gênante si nous appliquons le modèle à la modélisation d'essais triaxiaux dans lesquels la contrainte de confinement est contrôlée ; elle est en revanche inacceptable si nous voulons modéliser un ouvrage réel (comme une

fondation superficielle ou un tunnel par exemple), parce que nous ne sommes plus assurés que la loi d'écoulement est définie. Nous avons intérêt à calculer χ_d et χ_v par un procédé différent par exemple :

$$\chi_v = \frac{3 \underline{s}}{4 \text{Max}(p, p_o)} ; \chi_d = \frac{\underline{s}}{3 \text{Max}(p, p_o)} \quad [1.75]$$

La loi d'écoulement s'écrit :

$$d\varepsilon^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \quad [1.76]$$

et nous avons donc

$$d\varepsilon_v^p = \text{tr} d\varepsilon^p = d\lambda \text{tr}(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}) \quad [1.77]$$

$$d\varepsilon_d^p = \left(\frac{2}{3} d\varepsilon_{dij}^p d\varepsilon_{dij}^p \right)^{1/2} = d\lambda \left(\frac{2}{3} (\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}})_{ij} (\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}})_{ij} \right)^{1/2} \quad [1.78]$$

ce qui permet de calculer successivement dp_m , $d\underline{a}^*$ et H.

1.3.3. Comparaison des modèles

Le Tableau 1-8 présente une synthèse des lois de comportement des modèles présentés. À part le modèle d'Houlsby, tous les modèles sont de type élastoplastique avec écrouissage. La plupart des modèles se composent d'une loi de comportement élastique isotrope et d'une loi de comportement plastique anisotrope. Comme règle d'écoulement plastique, les modèles Anpétal et Mélanie utilisent des lois d'écoulement non associées tandis que pour les autres modèles, les lois d'écoulement sont associées et donc, le potentiel plastique est identique à la surface de charge.

Tableau 1-8 : Synthèse des modèles avec les types de comportement utilisés

	Modèle					
Domaine	Cam-Clay	Houlsby	ANPETAL	Mélanie	S-CLAY1	HISS
Elastique	Isotrope linéaire	Anisotrope non linéaire	Isotrope linéaire	Anisotrope linéaire	Isotrope linéaire	Isotrope linéaire
Plastique	Isotrope	-	Anisotrope	Anisotrope	Anisotrope	Anisotrope

Tableau 1-9 : Classification selon la loi d'écoulement

	Modèle				
Modèle	Cam-Clay	ANPETAL	Mélanie	S-CLAY1	HISS
Loi d'écoulement	associé	non associé	non associé (bissectrice)	associé	associé

Ces modèles sont plus ou moins tous inspirés de modèle Cam-Clay. D'une part, ces modèles adoptent la loi de comportement élastique isotrope pour caractériser les déformations réversibles (sauf le modèle Mélanie), d'autre part, ils ajoutent de nouveaux paramètres afin de mieux décrire le comportement plastique. Ces nouveaux paramètres sont introduits dans les modèles soit afin de prendre en compte l'état initial des contraintes (modèle Anpétal), des caractéristiques anisotropes du sol (modèle Mélanie) soit pour modifier la règle d'écoulement plastique (modèle HISS, modèle S-CLAY1). Les Figure 1-29 et Figure 1-30 présentent une schématisation de la comparaison des modèles.

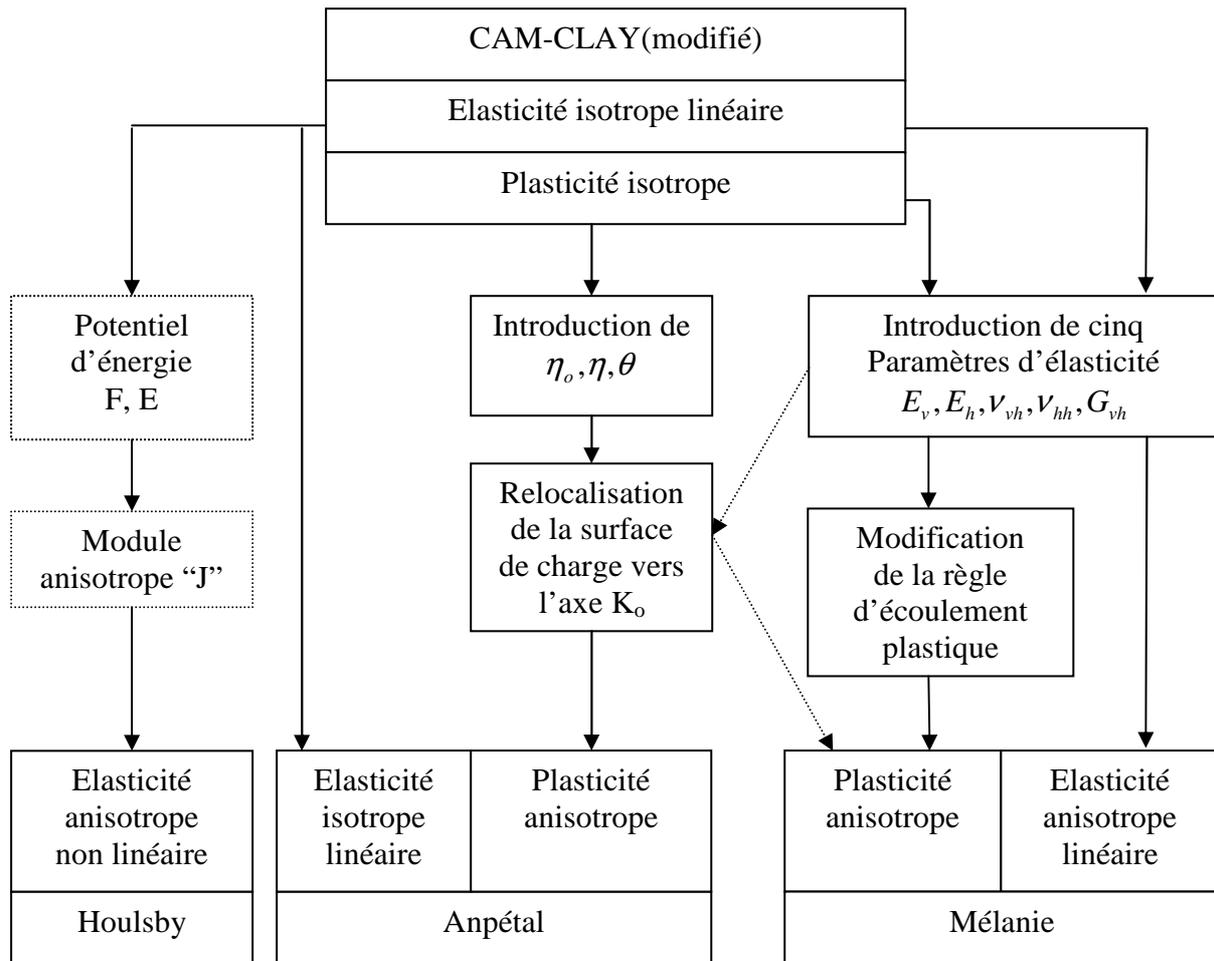


Figure 1-29: Comparaison des modèles Houlsby, ANPETAL et Mélanie avec modèle Cam-Clay

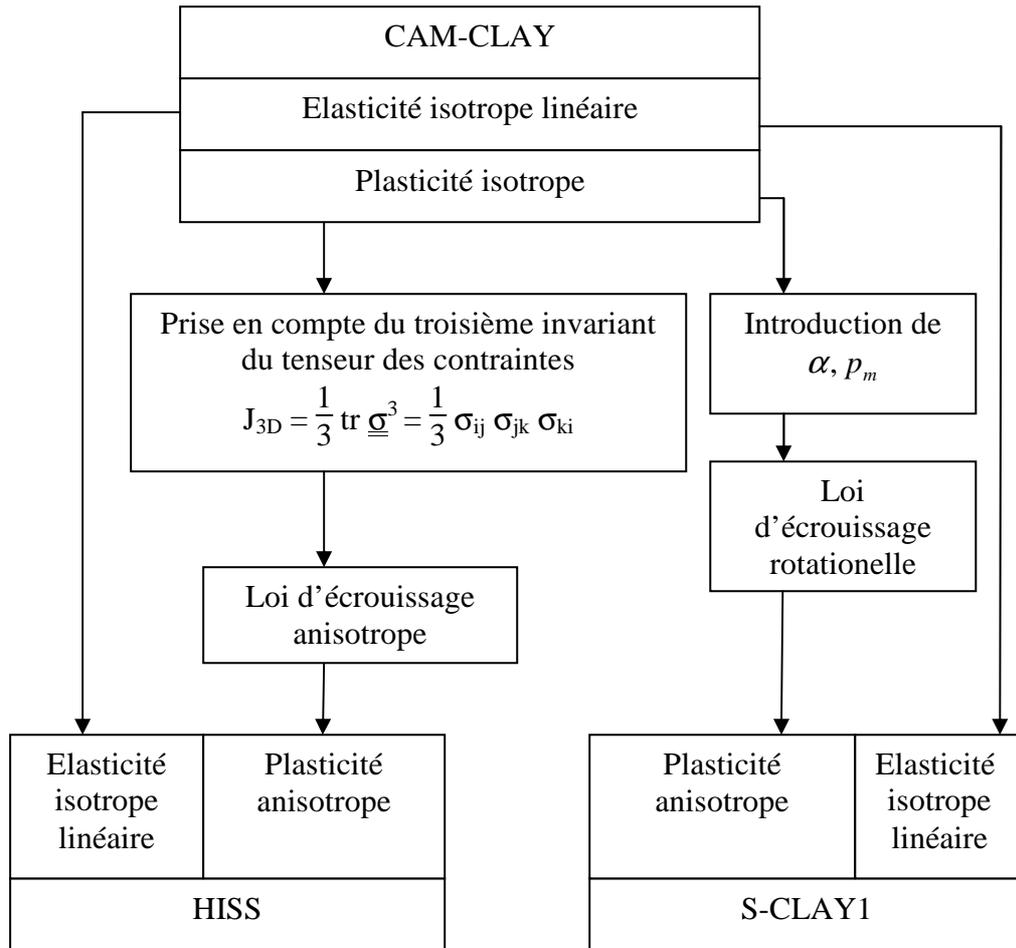


Figure 1-30: Comparaison des modèles HISS et S-CLAY1 avec modèle Cam-Clay

1.4. Conclusions

Dans le domaine élastique, plusieurs études ont été réalisées pour décrire le comportement élastique des sols avec des modèles qui expriment la variation des modules en fonction des caractéristiques de sols, de la contrainte moyenne et de niveau de déformation etc. Cependant, très peu d'études ont été menées sur ce sujet pour les sols anisotropes, alors qu'il est légitime de penser que les modules horizontaux et verticaux d'un sol anisotrope varient différemment en fonctions des paramètres du sol et de l'état de contraintes.

Dans le domaine plastique, plusieurs modèles théoriques ont été construits pour décrire le comportement anisotrope des sols. Pourtant, ces modèles sont élaborés à partir de résultats expérimentaux sur des argiles naturelles qui ont souvent une bonne homogénéité structurelle. Cela pose la question de la compatibilité de ces modèles avec les sols à anisotropie matérielle.

Des études sur l'anisotropie des sols avec différents orientations de couches ont aussi été menées avec des sols naturels (Piyal et Magnan, 1984) et des sols reconstitués en laboratoire (Krishna Murthy *et al.*, 1979). Malgré l'absence d'analyses du comportement plastique des sols dans ces travaux, nous pouvons également tirer quelques résultats et des leçons précieuses pour la réalisation d'essais sur des éprouvettes avec des couches inclinées.

Chapitre 2. Échantillonnage et méthodologie

Dans le chapitre 1, nous avons vu que l'anisotropie était un comportement susceptible d'être rencontré dans la plupart des massifs de sols en interaction avec les ouvrages géotechniques ou même être créé par la méthode de construction de ceux-ci. D'autre part, nous avons vu que l'anisotropie pouvait être due à l'histoire de chargement constituée d'alternance subie par le matériau homogène ou bien à la structure propre du matériau qui serait alors composé de couches de nature variée. Nous avons classé ces anisotropies en anisotropie induite pour la première et inhérente pour la seconde.

Nous allons présenter dans ce chapitre, les choix réalisés pour les matériaux permettant l'étude de l'anisotropie, la préparation des éprouvettes et les méthodes d'investigation. Notre objectif est, en effet, de fabriquer en laboratoire des sols remaniés avec une forte anisotropie pour que l'on puisse l'observer. Nos éprouvettes ne sont donc pas destinées à simuler un sol naturel précis. On veut simplement créer des comportements de référence pour les sols anisotropes et étudier leur comportement anisotrope sous différentes sollicitations. Les procédures de préparation développées spécifiquement pour ces deux familles d'éprouvettes sont également présentées.

En deuxième partie, on se concentrera sur l'élaboration du programme d'essais. Pour ce qui concerne la compréhension du phénomène, trois essais ont été retenus dans ce travail. Différents outils et méthodes pour déterminer les paramètres des sols anisotropes seront présentés. Comme nous l'avons expliqué dans l'introduction, nous avons utilisé des matériels de laboratoire courants (oedomètre, triaxial de révolution, colonne résonnante) et non développés spécifiquement pour la recherche (cylindre creux, appareil de déformation plane, vrais triaxiaux). Cette utilisation d'essais dits « hors axes » au sein desquels, les directions principales des sollicitations ne coïncident pas avec les axes de symétrie de l'anisotropie, quelle que soit sa nature, a pour objectif de coller à la pratique des entreprises lors de l'élaboration des projets. Nous sommes conscient que pour évaluer les évolutions des caractéristiques mécaniques des matériaux anisotropes suivant l'orientation des sollicitations, nous devons faire varier l'angle entre la direction axiale de l'éprouvette et la direction privilégiée du matériau. De ce fait, les champs de contraintes et de déformations se développant sont nécessairement hétérogènes. Dans le cas du triaxial, les éprouvettes « hors axes » se déforment en « S » (Boehler et El Aoufi, 1984). Les données expérimentales ainsi obtenues sont partiellement erronées et peuvent conduire à des spécifications non réalistes pour les lois rhéologiques. C'est toutefois le prix à payer pour rester proche de la réalité des projets et garder nos conclusions applicables à la pratique de la géotechnique.

Enfin, nous présentons les résultats des essais œdométriques sur les sols anisotropes ayant servi à valider les modes de reconstitution des sols de référence.

2.1. Choix du type de sol à étudier : naturel ou remanié ?

Dans l'étude du comportement des sols, les travaux expérimentaux sont effectués avec des sols naturels prélevés *in situ* avec des moyens adaptés (désignés par la suite « sol naturel ») ou avec des sols reconstitués en laboratoire à partir de matériaux élémentaires (sable, argile, etc.) pour obtenir des comportements de référence et que les anglo-saxons nomment en termes imagés « text book soils ». Pour des études de rhéologie, chacun de ces « sols » a des avantages et des inconvénients différents que nous allons détailler.

2.1.1. Sol naturel

L'un des grands avantages de ce matériau est sa représentativité de la réalité, c'est-à-dire que ce matériau représente toutes les caractéristiques physiques et mécaniques du sol *in situ*. Cependant, la qualité des échantillons est parfois aléatoire. Par exemple, dans des carottes d'argile organique, on trouve souvent des particules organiques qui influencent l'homogénéité du sol (Figure 2-1).



Figure 2-1 : Fibres végétales observées dans les échantillons de l'argile de Cubzac les Ponts (d'après Nguyen Pham, 2008).

De plus, le sol est un matériau fragile et sensible, il y a des fissures de différentes échelles qui peuvent exister initialement ou être causées par de mauvaises manipulations lors du carottage (Figure 2-2) (Josseaume, 1998). On peut aussi évoquer le problème du remaniement dû au prélèvement. Celui-ci altère les caractéristiques initiales du matériau. Lors du prélèvement, on insère un carottier qui refoule le sol, l'extraction génère une extension et de ce fait impose un chemin de contrainte pouvant faire disparaître l'état de contrainte initial et le coefficient de poussée des terres.



Figure 2-2 : Fissures internes des éprouvettes de l'argile de Dunkerque (d'après Reiffsteck et Tacita, 2008)

Les mauvaises conditions de stockage peuvent également entraîner des changements significatifs des caractéristiques initiales des éprouvettes. Dernier argument et non des moindres, ces phases de prélèvement et le stockage des sols coûtent souvent chers.

2.1.2. Sol reconstitué

Dans les dernières décennies, le sol reconstitué a été utilisé dans de nombreux travaux de recherche. Deux des exemples les plus connus sont le modèle de l'université de Cambridge construit par Roscoe en 1963 à partir des études de l'argile reconstituée en laboratoire et les comportements repères développés par Biarez à l'École Centrale de Paris (Roscoe *et al.*, 1963 ; Biarez et Hicher, 1994). Le terme « sol reconstitué » consiste à remanier et reconsolider en laboratoire des sols ayant des caractéristiques prédéfinies. L'utilisation des sols reconstitués présente plusieurs avantages que l'on ne peut pas avoir avec les sols naturels. Premièrement, le sol reconstitué peut fournir des matériaux avec une gamme et un arrangement des textures, qu'il est rare, voire impossible, à trouver dans la nature de manière homogène. Deuxièmement, on peut contrôler les caractéristiques comme l'indice des vides, la teneur en eau, le degré de saturation etc. ainsi que l'homogénéité du sol. Cela permet de créer facilement une famille d'éprouvettes de différentes caractéristiques. Enfin, l'utilisation des sols reconstitués est souvent plus économique que le sol naturel et, dans la plupart de cas, on peut recycler et re-utiliser les sols reconstitués.

Notre plan d'étude du comportement anisotrope des sols est basé sur toute la plage de déformations : des très petites déformations à l'apparition des déformations plastiques et enfin, à la rupture des échantillons. De plus, au niveau de la sollicitation, nous allons devoir appliquer sur les éprouvettes différents types de chargements comme :

- chargement statique monotone, chargement dynamique,
- cisaillement, torsion, flexion,
- compression isotrope, anisotrope (K_0).

Ce plan d'étude a compris environ une centaine d'éprouvettes réparties dans une dizaine de familles d'éprouvettes. Chaque éprouvette dans une famille doit présenter des caractéristiques identiques à celles qui ont été prédéfinies.

Pour atteindre cet objectif, les éprouvettes doivent satisfaire les conditions suivantes :

- avoir une forte anisotropie (inhérente ou induite),
- avoir une bonne homogénéité à l'échelle des couches, c'est-à-dire si l'éprouvette est constituée de plusieurs couches, chaque couche doit être homogène et n'avoir aucune fissure interne,
- avoir les mêmes caractéristiques pour toutes les éprouvettes dans une famille (essais répétables),
- avoir des paramètres qui caractérisent l'anisotropie du sol contrôlables.

Selon ces exigences, il apparaît clairement que l'utilisation du sol naturel nécessite de se poser les questions suivantes :

- est-il « homogène » ? Présente-il des fissures internes ou non ?
- est-il anisotrope ou non ?
- s'il est anisotrope, de quel type d'anisotropie s'agit-il ? (inhérente ou induite ?)
- si on connaît déjà son type d'anisotropie, est-il orthotrope de révolution ou non ?
- s'il est orthotrope, quel est son axe d'isotropie ?
- est-ce que son anisotropie est suffisamment « forte » pour qu'elle soit discernable ?
- dispose-t-on d'une centaine d'éprouvettes de même qualité ?

En prenant en compte les exigences imposées par notre démarche et les difficultés liées à l'utilisation des sols naturels, il apparaît que le sol reconstitué est un matériau idéal pour réaliser de nombreuses éprouvettes anisotropes. Il est donc raisonnable de choisir le sol reconstitué comme matériau principal de notre étude et de limiter au strict nécessaire les essais sur sol naturel.

2.2. Sols étudiés

2.2.1. Sol naturel

Malgré les nombreuses difficultés que nous venons de lister, nous avons choisi de tester au moins un sol naturel à l'anisotropie documentée. Il est en effet nécessaire de confronter les développements que nous avons réalisés à la réalité afin de justifier de l'enjeu pour la pratique des recherches entreprises.

Nous avons donc choisi le sol de Cubzac-les-Ponts qui a été largement étudié lors d'études sur les sols compressibles par Magnan *et al.* (1978), (1983) et sur l'anisotropie par Piyal et Magnan (1984) et Nguyen Pham (2008).

2.2.1.1 Site de Cubzac-les-Ponts

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), en collaboration avec le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux, suit à Cubzac-les-Ponts plusieurs remblais expérimentaux sur sol compressible depuis les années soixante-dix. La Figure 2-3 présente la coupe géologique de ce site :

- une mince couche de terre végétale d'une épaisseur d'environ 0,3 m,
- une couche d'argile limoneuse d'épaisseur 2 m, formant une croûte surconsolidée et altérée,
- une couche d'argile molle grise plus ou moins organique dont l'épaisseur atteint 8 m,
- le substratum constitué d'une couche de grave reposant sur des roches marneuses ou calcaires.

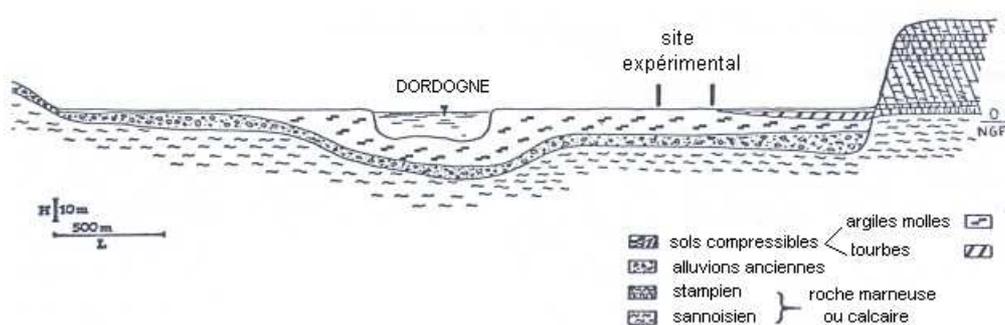


Figure 2-3 : Coupe géotechnique transversale de la vallée de la Dordogne à la hauteur de Cubzac-les-Ponts (d'après Piyal et Magnan,1984).

Ce site constitué de quatre remblais de différentes hauteurs a été un support important utilisé pour les études du comportement des sols compressibles. Sous la croûte de surface d'une épaisseur de 1,5 m, se trouve la nappe. La vase de Cubzac-les-Ponts est légèrement surconsolidée, fortement compressible ($C_c/(1+e_0)$ voisin de 0,4), très organique (teneur en matière organique comprise entre 5 et 25%) et très plastique (I_p de 50 à 100% et w_L de 100 à 200%). Sa teneur en eau est presque égale à la limite de liquidité. Sa cohésion non drainée c_u est faible (de 15 à 20 kPa entre 2 et 7 m de profondeur) d'après Magnan *et al.* (1978, 1983).

Selon la classification des sols fins adoptée par le LCPC, les résultats d'essais de caractérisation antérieure montrent que l'argile de Cubzac-les-Ponts se situe à la limite entre une « argile très plastique » et un « limon très plastique ».

Le sol utilisé pour effectuer les essais au laboratoire dans le cadre de cette étude a été prélevé sur le site en mars 2007 à la profondeur de -3 m à -6 m sous le remblai B initialement construit en octobre 1975 avec une hauteur de plus de 2,3 m. Les caractéristiques principales du sol sous ce remblai peuvent être consultées dans les études précédentes de Magnan *et al.* (1978, 1983) de Piyal et Magnan (1984) et Nguyen Pham (2008).

2.2.1.2 Échantillonnage

Pour les besoins de notre étude, chaque éprouvette est taillée directement dans les carottes de sol de diamètre 8 cm à l'aide d'une trousse coupante de diamètre 5 cm.

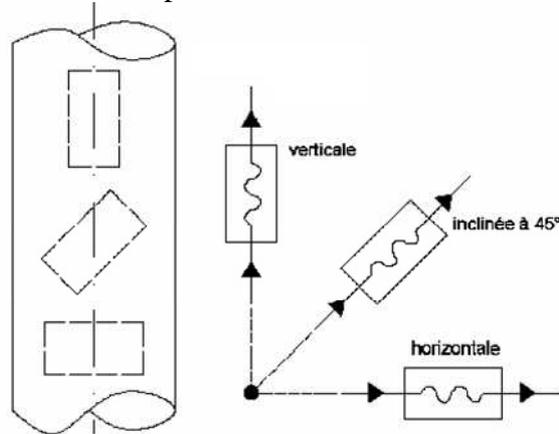


Figure 2-4 : Orientation des éprouvettes dans la carotte de sol

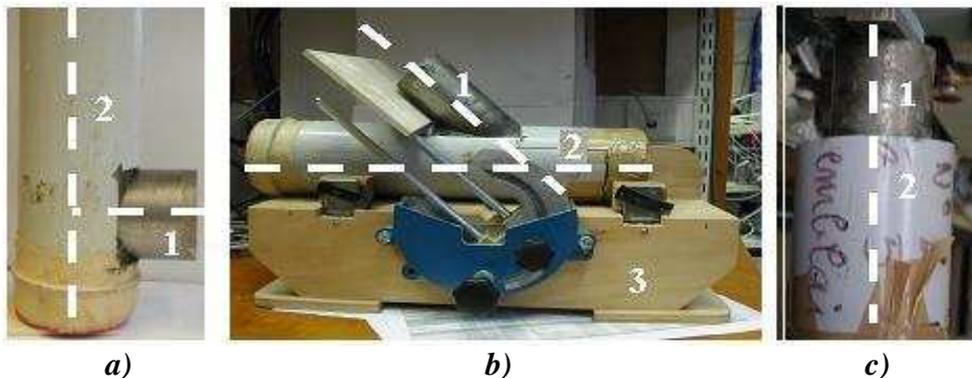


Figure 2-5 : Méthode de taille des éprouvettes à différentes orientations, de gauche à droite : (a) horizontale, (b) inclinée à quarante-cinq degrés et (c) verticale ; (1) trousse coupante, (2) carotte de sol, (3) système de guidage

Le diamètre des éprouvettes est donc d'environ 5 cm et leur hauteur varie entre 5 et 7 cm selon l'inclinaison. La taille de l'éprouvette inclinée à quarante-cinq degrés nécessite l'emploi d'un système de guidage pour maintenir la direction de la trousse coupante (Figure 2-5).

2.2.2. Sol reconstitué

2.2.2.1 Choix des matériaux : sable, limon ou argile ?

Il existe plusieurs techniques de reconstitution d'un sol naturel en laboratoire. Ces méthodes consistent à mélanger différents matériaux (sable, kaolinite ou limon) avec ou sans eau pour créer la texture de sol souhaitée. Dans le cadre de notre étude, les matériaux sont choisis selon les critères suivants :

- le mélange doit avoir une densité optimale pour limiter l'influence de l'arrangement des particules et être le plus reproductible,
- le nombre de composants constituant le mélange doit être minimal pour des raisons de simplification de la préparation.

Le Tableau 2-1 présente la classification des matériaux selon norme française XP-P94011. Cette classification se propose de classer les matériaux sur la base de considérations de taille des

Chapitre 2

particules. On qualifie l'arrangement des différentes tailles par le terme texture. La texture correspond à des classes granulométriques indiquant les proportions en sable, limon et argile.

Tableau 2-1 : Classification des matériaux selon norme française XP- P94011.

Nom	Sol à matrice fine				Sol à matrice grossière					
	Argile (Ka)	Limon (Si)			Sable (Sa)			Grave (Gr)		
Taille des grains	très fin	fin	moyen	grossier	fin	Moyen	grossier	fin	moyen	grossier
Désignation	CI	FSi	MSi	CSi	FSa	MSa	Csa	FGr	MGr	CGr
Dimension des particules (mm)	0,002	0,0063	0,02	0,063	0,2	0,63	2	6,3	20	63

Selon le Tableau 2-1, il existe deux types de sol : le sol à matrice fine (argile et limon) et le sol à matrice grossière (sable et grave). En considérant les matériaux à notre disposition, on a choisi la kaolinite jaune (fraction fine) et le sable de Leucate (fraction grossière) comme les matériaux de base pour préparer le mélange retenu.

Lors de l'étude du comportement des mélanges, Nguyen Pham a réalisé des essais d'identification du sable Leucate et de la kaolinite jaune (Nguyen Pham, 2004). Ces essais fournissent des informations utiles concernant le choix des proportions de sable et de kaolinite pour notre « mélange ».

a) Caractéristiques du sable Leucate

A partir de la courbe granulométrique (Figure 2-6) obtenue par la méthode par tamisage à sec après lavage, on trouve que ce sable provenant d'une carrière située à Leucate, est mono-granulaire, avec $d_{max} = 0,3 \text{ mm}$ et $d_{50} = 0,22 \text{ mm}$.

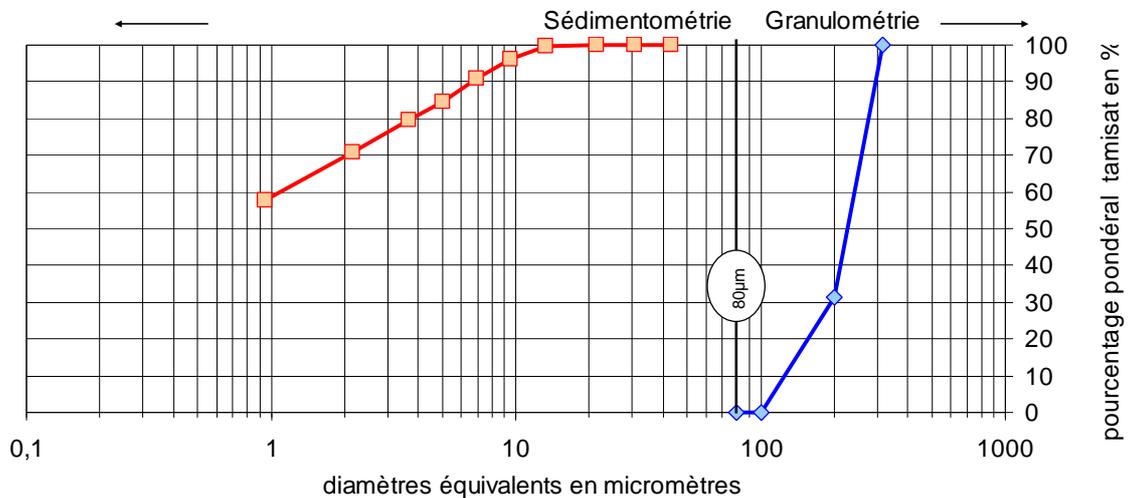


Figure 2-6 : Courbe granulométrique et sédimentométrique des matériaux

Facteur d'uniformité

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,22}{0,12} = 1,83$$

Coefficient de courbure

$$C_C = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \times d_{60}} = \frac{0,19^2}{0,12 \times 0,22} = 1,37$$

b) Caractéristiques de la kaolinite jaune

La répartition granulométrique de la kaolinite a été obtenue par l'essai de sédimentation réalisé suivant la norme française NF P 94-057, Analyse granulométrique des sols, Méthode par sédimentation. Par cette méthode, on obtient : $d_{max} = 21,51 \mu\text{m}$ et $d_{50} = 0,95 \mu\text{m}$. On trouve que le diamètre moyen de l'argile est largement inférieur à celui du sable. Le rapport entre ces diamètres est largement supérieur à 10.

2.2.2.2 Choix du pourcentage de sable et de kaolinite

Ainsi que nous l'avons précisé précédemment, notre « mélange » doit présenter une densité optimale c'est-à-dire que l'indice des vides doit être minimal pour exclure au maximum l'effet des vides sur le comportement des sols. Pour cela, nous allons nous appuyer sur une étude des mélanges pour déterminer les proportions à mettre en œuvre.

Lorsque l'on mélange des particules sphériques de deux tailles différentes, l'arrangement sera affecté par les proportions des sphères de grand diamètre et des sphères de petit diamètre ainsi que par le rapport du diamètre des grandes sur celui des petites sphères (Furnas, 1931 cité par Kezdi et Rethati, 1986 ; Lade *et al.*, 1998 ; Vallejo, 2001 ; Cubrinovski et Ishihara, 2002).

Examinons d'abord la variation de l'état le plus dense (e_{min}) avec la proportion de la fraction fine. La Figure 2-7 présente schématiquement comment évoluent les volumes des vides et des solides avec le pourcentage de fines. Le point L représente le mélange le plus dense des grosses particules. Au début l'ajout de fines dans cet état dense des grosses particules entraîne une diminution du volume des vides jusqu'à ce que les fines remplissent les vides. Il s'agit de la phase LT. L'ajout de fines au-delà du point T entraîne la tendance inverse : le volume des vides s'accroît avec le pourcentage de fines. Dans cette phase TS, les grosses particules ne se touchent plus, s'éloignent les unes des autres et se noient dans la matrice fine jusqu'à disparaître au point S.

L'évolution de l'indice des vides minimum correspondant à ce processus est représentée sur la Figure 2-7. L'indice des vides minimum étant indépendant de la taille des sphères, l'indice des vides minimum des grosses sphères et celui des petites sphères seules sont identiques et égaux à :

$$e_{min} = \frac{3\sqrt{2} - \pi}{\pi} = 0,35047 \quad [2. 1]$$

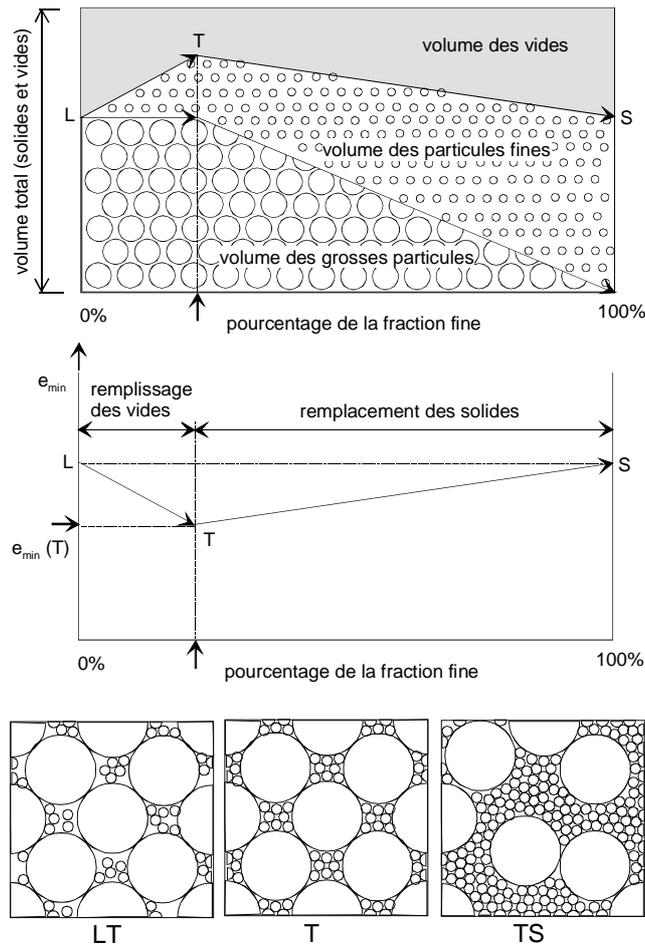


Figure 2-7 : Effet des fines sur un assemblage de sphères

La valeur minimale de l'indice des vides minimum est obtenue pour une valeur bien inférieure à 50% de fines. Cet indice des vides va varier entre une valeur minimale et une valeur maximale qu'il est possible de calculer (Figure 2-8).

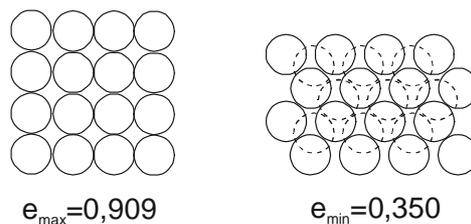


Figure 2-8 : Illustration de l'arrangement théorique de sphères ayant toutes le même diamètre : état le plus lâche et le plus dense.

Comme nous l'avons dit plus haut, la taille relative des grosses et petites sphères est un autre facteur influençant le mélange de ces deux populations. Il apparaît que les petites sphères peuvent être incluses entre les plus grosses, si le diamètre des petites est au moins 6,5 fois plus petit que celui des grosses, c'est-à-dire $d < D/6,5$ comme illustré géométriquement sur la Figure 2-9.

$$d_{\text{petit}} = 2 \cdot \left(\frac{d}{2} \cdot \frac{1}{\cos 30} - \frac{d}{2} \right) = \left(\frac{2}{\sqrt{3}} - 1 \right) \cdot d = \frac{1}{6,464} \cdot d_{\text{gros}} \quad [2. 2]$$

Chapitre 2

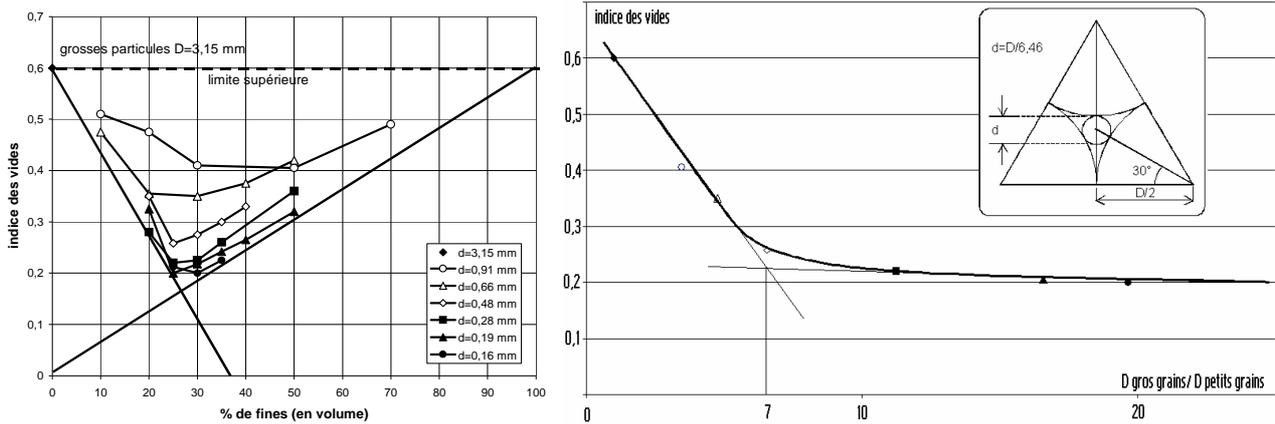


Figure 2-9 : Effet du pourcentage de fines et du rapport des diamètres des particules grosses et fines sur l'indice des vides (d'après Lade *et al.*, 1998).

Le cas $D/d=1$ correspond à l'indice des vides du point L. La diminution de l'indice des vides dépend donc du ratio des diamètres avec une diminution rapide pour D/d variant de 1 à 7 approximativement, puis une influence plus faible pour des valeurs de D/d au-delà de 7. L'extension des relations obtenues pour des mélanges binaires à des mélanges à N composants permet de calculer la proportion de fines conduisant à une densité optimum. Dans notre cas, le rapport D/d est :

$$\frac{D}{d} = \frac{D_{\text{sable}}^{\text{moyen}}}{d_{\text{kaolinite}}^{\text{moyen}}} = \frac{0,22\text{mm}}{0,95\mu\text{m}} = 231,6 \quad [2.3]$$

Ce rapport nous permet de créer un mélange avec une densité optimale.

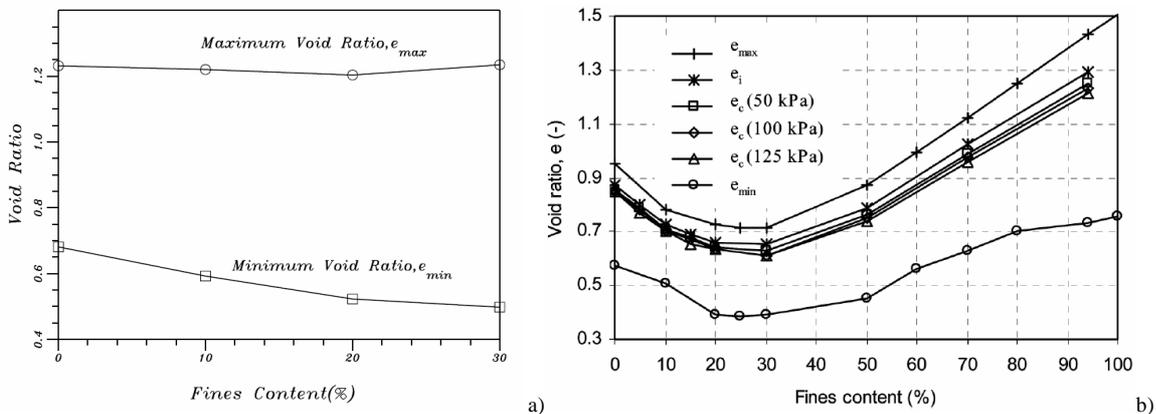


Figure 2-10 : Variation de l'indice des vides en fonction de la proportion de fines d'après (a) Chien et Oh (2002) et (b) Yang (2006).

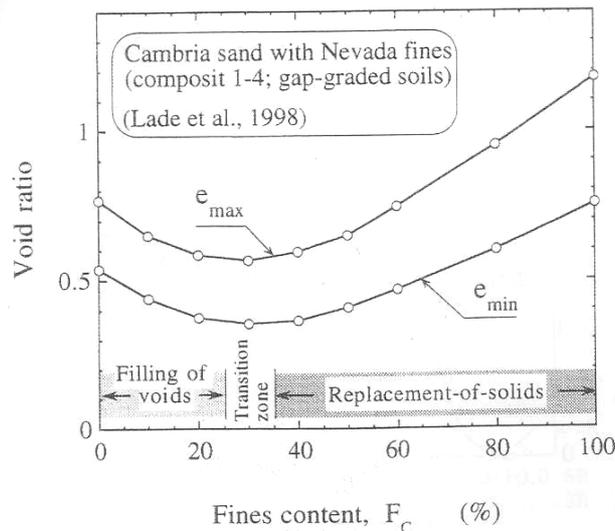


Figure 2-11 : Indice des vides maximal et minimal de différents mélanges de sable de Cambria et de sol fin du Nevada (d'après Lade *et al.*, 1998).

Plusieurs études du comportement des mélanges de sable-argile ou de sable-limon ont montré que l'on peut atteindre une valeur optimale de l'indice des vides du mélange si le pourcentage des fines est environ de 20% à 30% d'après Yang (2006) (Figure 2-10), 30% d'après Chien et Oh (2002) (Figure 2-10) et Lade *et al.*, (1998) (Figure 2-11), (Reiffsteck, 2005 ; Reiffsteck *et al.*, 2007).

2.2.2.3 Choix de la teneur en eau

Lorsque l'on compacte le mélange de sable et de kaolinite, la teneur en eau joue aussi un rôle important (Mvondo Ondo, 1979). À partir d'essais Proctor sur différents mélanges de sable et kaolinite, Boussaid *et al.* (2003) ont trouvé qu'un mélange de 70% de sable et 30% de kaolinite peut atteindre une densité sèche maximale ($\gamma_{sèche} \approx 1,95$) s'il est compacté avec une teneur en eau d'environ 12% (Figure 2-12).

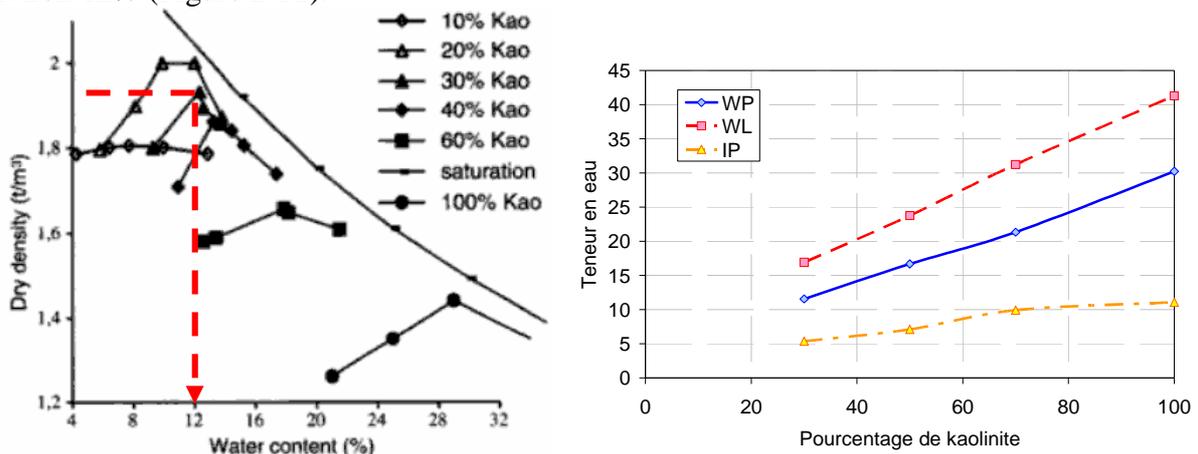


Figure 2-12 : Variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau (d'après Boussaid *et al.*, 2003) et des limites d'Atterberg avec le pourcentage d'argile (Nguyen Pham, 2004).

Finalement, nous avons choisi pour notre « sol » une texture comportant de la kaolinite jaune (30% de la masse totale) et du sable Leucate (70% de la masse totale) et une teneur en eau de 12%. Les caractéristiques du mélange d'après Nguyen Pham (2004) sont : une limite de plasticité $W_P=11,5$ %, une limite de liquidité $W_L= 16,9$ %, soit un indice de plasticité $I_p = W_L - W_P=5,3$ % (Norme NF P 94-051 Limites d'Atterberg). Ce mélange a une valeur de bleu de méthylène du sol de 0,54g/100g.

2.2.2.4 Reconstitution des éprouvettes

Comme nous l'avons présenté dans le premier chapitre, l'anisotropie des sols est un phénomène complexe du fait de la variété de la nature ainsi que les modes de formation d'un sol. Par exemple, un sol sédimentaire formé grâce au dépôt de couches de différents matériaux présente un comportement anisotrope marqué. En outre, un sol « homogène » peut se comporter anisotropiquement s'il a subi au cours de sa formation des surcharges saisonnières, des cycles de séchage ou des actions climatiques. Ces deux exemples démontrent le rôle incontestable du mode de formation des sols par rapport à leur comportement anisotrope.

En s'appuyant sur ces observations, nous avons différencié deux types principaux d'anisotropie :

- l'anisotropie induite, que nous avons appelé « anisotropie de type 1 », représente les sols « homogènes » ayant un comportement anisotrope dû à des surcharges historiques,
- l'anisotropie inhérente, que nous avons appelé « anisotropie de type 2 », représente l'anisotropie structurelle des sols.

Suivant cette classification, nous avons créé deux catégories d'éprouvettes. Nous présentons ci-après la préparation de ces éprouvettes.

En complément, ajoutons que pour caractériser un sol anisotrope, par exemple un sol orthotrope de révolution, il faut prendre en compte plusieurs facteurs comme :

- le nombre de couches,
- l'épaisseur de chaque couche,
- la rigidité relative entre les couches,
- l'inclinaison des couches etc....

Ces constatations impliquent la réalisation d'un très grand nombre d'essais. Dans le cadre de ce travail, nous nous intéressons plus particulièrement à l'étude du comportement anisotrope des sols avec inclinaison des couches.

2.2.2.5 Éprouvette de type 1 - anisotropie induite

Un sol à anisotropie induite est un sol initialement isotrope mais qui sous l'effet de chargements complexes devient anisotrope. Ce phénomène peut être entraîné par le ré-arrangement des particules dans le sol lors d'une consolidation anisotrope (consolidation K_0 avec la contrainte verticale supérieure à la contrainte horizontale) ou d'une consolidation « irrégulière » (des consolidations périodiques dues aux surcharges saisonnières, climatiques ou tectoniques etc.).

On a alors deux « sous-types » de l'anisotropie induite :

- Le premier « sous-type » est dû à une consolidation anisotrope,
- Le second « sous-type » est dû à une consolidation irrégulière.

Le premier sous-type sera étudié dans le chapitre 4. Nous nous intéressons ici, au second sous-type, car ce type d'anisotropie est souvent rencontré dans la nature et dans la pratique du génie civil (compactage par couches).

a) Éprouvettes compactées dynamiquement

Les éprouvettes de type 1 se composent dans le cas présent de couches homogènes superposées et compactées alternativement avec des contraintes différentes (Nguyen *et al.*, 2007a).

En effet, la mise en place de la couche $n+1$ et son compactage transmet à la couche n un supplément d'effort. Le profil de densité schématisé sur la Figure 2-13 est celui communément observé sur les chantiers de compactage (LCPC SETRA, 1992). Il s'agit d'une variante du type 1

destinée à représenter plus spécifiquement les ouvrages en terre (remblai) où n couches d'épaisseurs identiques sont compactées (Figure 2-13).

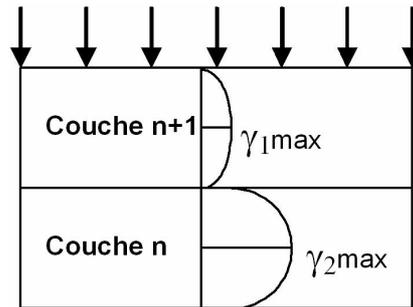


Figure 2-13 : La variation de la densité des couches lors de compactage

Préparation des éprouvettes et procédure d'essai

La préparation des éprouvettes est similaire à un essai Proctor. Cela consiste à compacter dans un moule rigide (10 cm de diamètre et 15 cm de hauteur), à l'aide d'une dame métallique, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa densité spécifique sèche après compactage.

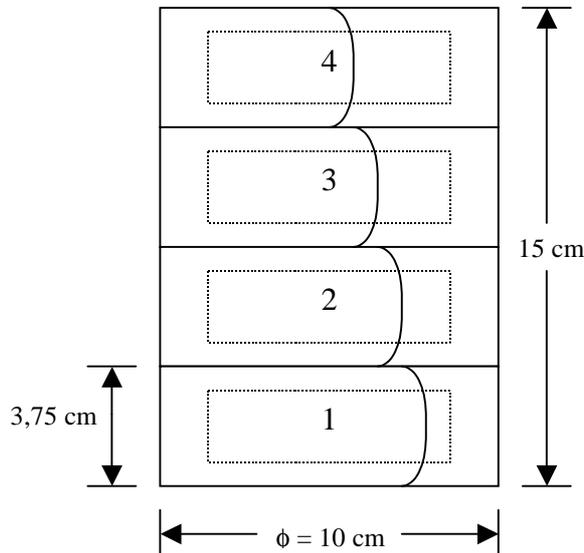


Figure 2-14 : Disposition des couches lors du compactage

Le matériau (mélange de 70% de sable et 30% de kaolinite, de teneur en eau à 12%) est compacté en 4 couches d'épaisseur 3,75 cm, chacune recevant 6 coups. Le Tableau 2-2 présente le nombre de coups cumulés des couches lors du compactage.

Tableau 2-2 : Nombre de coups pour chaque couche

	nombre de coups	total
couche 4	6	6
couche 3	6+6	12
couche 2	6+6+6	18
couche 1	6+6+6+6	24

Ensuite, toutes les couches sont pistonnées et tranchées selon une épaisseur définie (3,75 cm pour chacune) comme le montre la Figure 2-15.



Figure 2-15 : Bloc de mélange après le compactage et tranchage des couches

Enfin, chaque couche est carottée dans une bague d'œdomètre standard ($d = 60 \text{ mm}$, $h = 20 \text{ mm}$) pour former une éprouvette (Figure 2-16).



Figure 2-16 : Taille d'une éprouvette

Le compactage par couches d'un bloc de sol peut entraîner une variation importante des caractéristiques, donc créer une anisotropie structurale initiale des sols. Nous verrons par la suite que ces éprouvettes n'ont pas été retenues car le contraste d'anisotropie n'a pas été jugé suffisant et que le risque de décompactage pouvait permettre de douter de la répétitivité du protocole.

b) Éprouvettes consolidées en condition œdométrique

En général, la préparation des éprouvettes s'est déroulée en trois étapes :

- consolidation des blocs (de 50 et 200 kPa),
- taille des couches,
- assemblage et re-consolidation des couches.

Pour des raisons de simplification de l'échantillonnage, ce type d'éprouvette ne comprend que les couches de mélange (70% de sable et 30% de kaolinite) qui sont consolidées en condition œdométrique à 50 et à 200 kPa. Ces pressions de consolidation ont été choisies pour que les blocs ne soient pas trop mous ou trop rigides lors du découpage tout en ayant un contraste suffisant.

Selon le matériau et la géométrie des éprouvettes que l'on utilise, il a pu y avoir de petites différences dans la réalisation de ces étapes, que nous ne détaillerons pas ici.

La préparation des éprouvettes de type 1 a été effectuée en suivant la procédure de fabrication présentée sur la Figure 2-17.

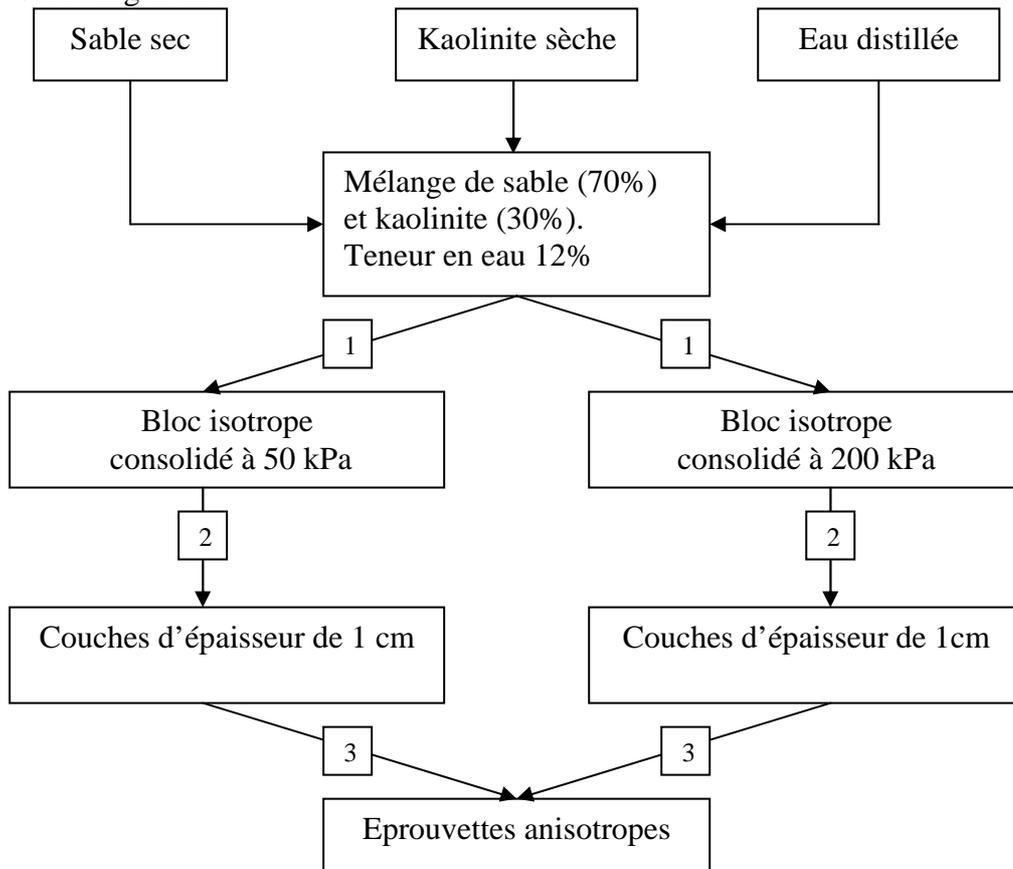


Figure 2-17 : Schéma de la fabrication des éprouvettes de type 1 (1 : Consolidation œdométrique, 2 : Découpage, 3 : Reconsolidation).

c) *Éprouvettes pour essais œdométriques*

Consolidation

Deux blocs de mélange sable-kaolinite identiques sont moulés, puis consolidés respectivement à 50 et 200 kPa dans les bagues œdométriques ($h = 2$ cm, $d = 6$ cm).

Taille des couches

Après 24 heures de consolidation, les blocs sont démoulés et découpés pour créer des couches avec une dimension bien définie (horizontale, verticale ou à 45 degrés) à l'aide d'un outil spécifique comme illustré sur la Figure 2-18.

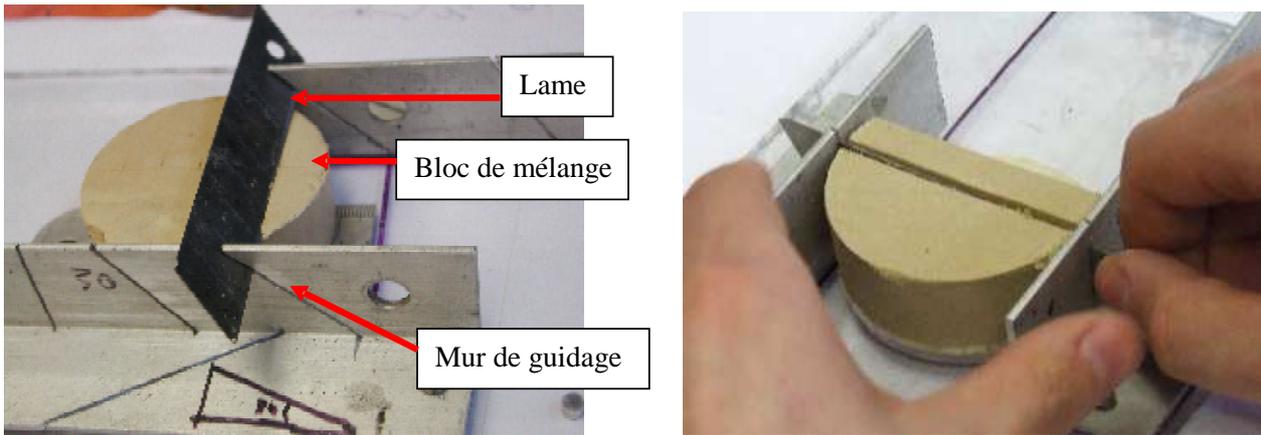


Figure 2-18 : Tranchage des blocs de mélange

Assemblage des couches

Après leur découpe, les couches sont intercalées l'une sur l'autre et insérées dans une bague oedométrique. Finalement, on obtient de « nouvelles » éprouvettes à partir de deux « matériaux » différents.

La figure ci-dessous, présente les profils de découpage des éprouvettes de type 1 :

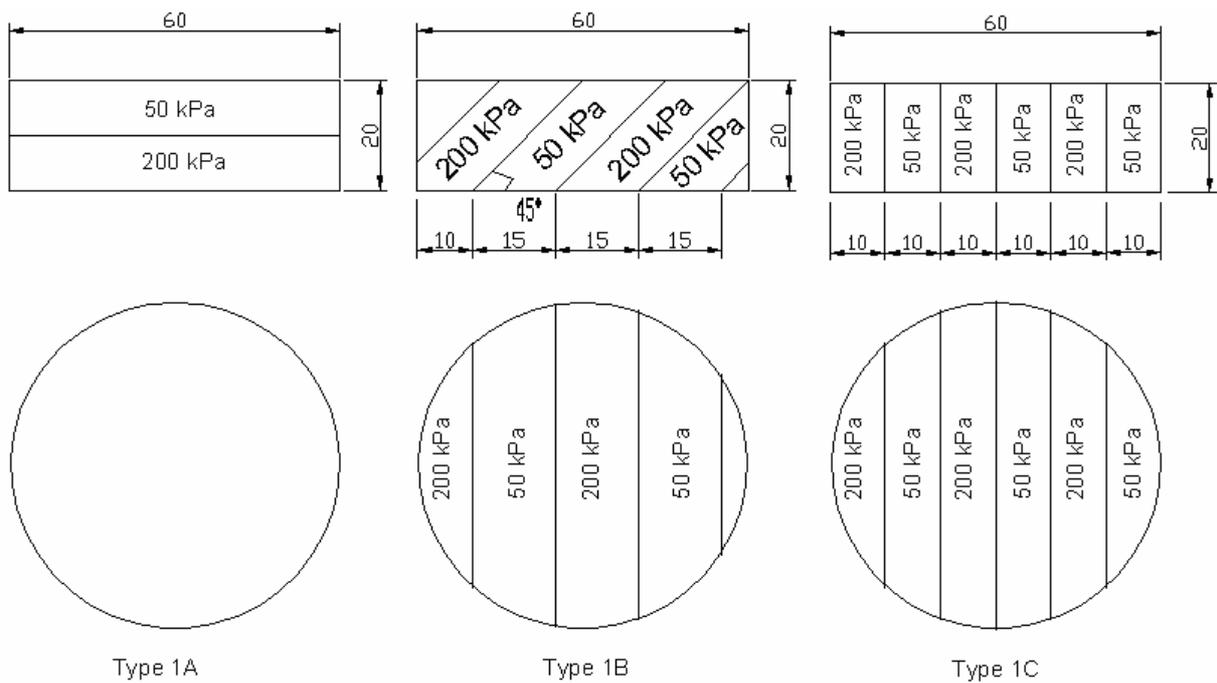


Figure 2-19 : Constitution des éprouvettes de type 1

d) Éprouvettes pour essais triaxiaux

Une éprouvette de ce type comprend 10 couches dont 5 couches consolidées à 50 kPa et 5 couches à 200 kPa, l'épaisseur de chaque couche est 1 cm (Figure 2-20).

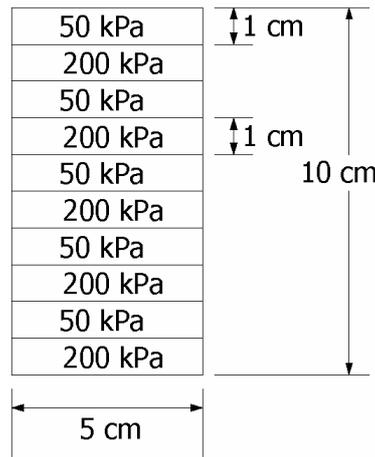


Figure 2-20 : Schéma d'une éprouvette de type 1 (couches horizontales)

La préparation des matériaux

La préparation d'un bloc « standard » nécessite environ 400 g de matériau dont 280 g de sable, 90g de kaolinite et 48 g d'eau. Les matériaux sont mélangés et stockés dans une chambre de conservation à température et hygrométrie contrôlées, dans un sac hermétiquement fermé pour empêcher les variations de teneur en eau. Après environ 48 heures, le mélange est sorti et compacté dans un moule cylindrique pour créer des blocs.

Afin d'assurer une bonne densité et une bonne homogénéité pour les blocs de sol, le compactage statique est effectué en plusieurs couches. Par exemple, sur la Figure 2-21 le mélange est divisé en quatre parties identiques correspondant à quatre couches.



Figure 2-21 : Préparation de matériaux lors du compactage

Chaque partie de matériau correspond à un quart de la hauteur du moule (Figure 2-22).



Figure 2-22 : Compactage

Pour que les couches soient bien collées, il est nécessaire de scarifier la surface de sol avant de compacter la couche suivante (Figure 2-23)



Figure 2-23 : Surface scarifiée du sol

Consolidation des blocs

Les blocs sont consolidés séparément jusqu'à 50 kPa ($e= 0,58$; $\gamma_h= 1,88 \text{ g/cm}^3$) ou 200 kPa ($e= 0,54$; $\gamma_h= 1,93 \text{ g/cm}^3$) (Figure 2-24a). La consolidation des blocs est suivie à l'aide d'un comparateur de manière classique (Figure 2-24b).



a)



b)

Figure 2-24 : Système de chargement des blocs : (a) bâti de chargement (b) Comparateur

Tranchage des couches

Après la stabilisation des tassements des blocs, chaque bloc est tranché en petites couches d'épaisseur un centimètre à l'aide des moules inclinés en paraffine. Le nombre de couches découpées est estimé selon l'inclinaison des couches (voir Figure 2-25).



a)



b)

Figure 2-25 : Découpage des blocs (a) Moules en paraffine à différents angles (b) Système de découpage

Montage des éprouvettes

Cinq couches consolidées à 50 kPa et cinq couches consolidées à 200 kPa sont sélectionnées pour reformer une nouvelle éprouvette en superposant les couches l'une sur l'autre (Figure 2-26). L'ensemble des couches constituant la nouvelle éprouvette sera consolidée une nouvelle fois en condition œdométrique à une pression verticale de 50 kPa pour assurer le collage entre les couches.



Figure 2-26 : Réassemblage des couches

Le Tableau 2-3 présente l'ensemble de la famille des éprouvettes de type 1, pour lesquelles nous avons fait varier l'inclinaison des couches à 30, 45, 60 et 90 degrés (Figure 2-27) afin d'étudier l'influence de l'inclinaison des couches sur le comportement des sols anisotropes.

Tableau 2-3 : Classification des éprouvettes de type 1

Désignation	Inclinaison des couches	Nombre de couches 50 kPa	Nombre de couches 200 kPa	Total des couches	Épaisseur de chaque couche
1a	0 (horizontale)	5	5	10	1 cm
1b	30	5	5	10	1 cm
1c	45	5	5	10	1 cm
1d	60	5 (4)	4 (5)	9	1 cm
1e	90 (verticale)	3 (2)	2 (3)	5	1 cm

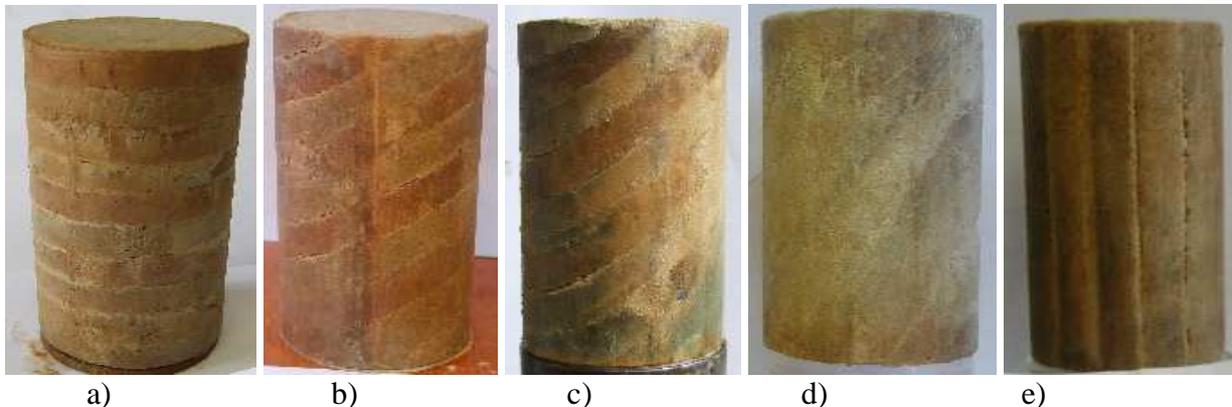


Figure 2-27 : Les éprouvettes de type 1 : a) couches horizontales, b) couches inclinées à 30 degrés, c) couches inclinées à 45 degrés, d) couches inclinées à 60 degrés, e) couches verticales

2.2.2.6 Éprouvettes de type 2 - anisotropie inhérente

Ce type d'éprouvettes a déjà été utilisé lors d'une étude de l'anisotropie effectuée par Krishna Murthy (Krishna Murthy *et al.*, 1980a ; 1980b). Dans son étude, Krishna Murthy avait consolidé des couches de sable et de kaolinite *in situ* et taillé les éprouvettes à l'aide de moules inclinés qui étaient foncés dans le massif de sol anisotrope par un système de vérins (Figure 2-28 a à f).

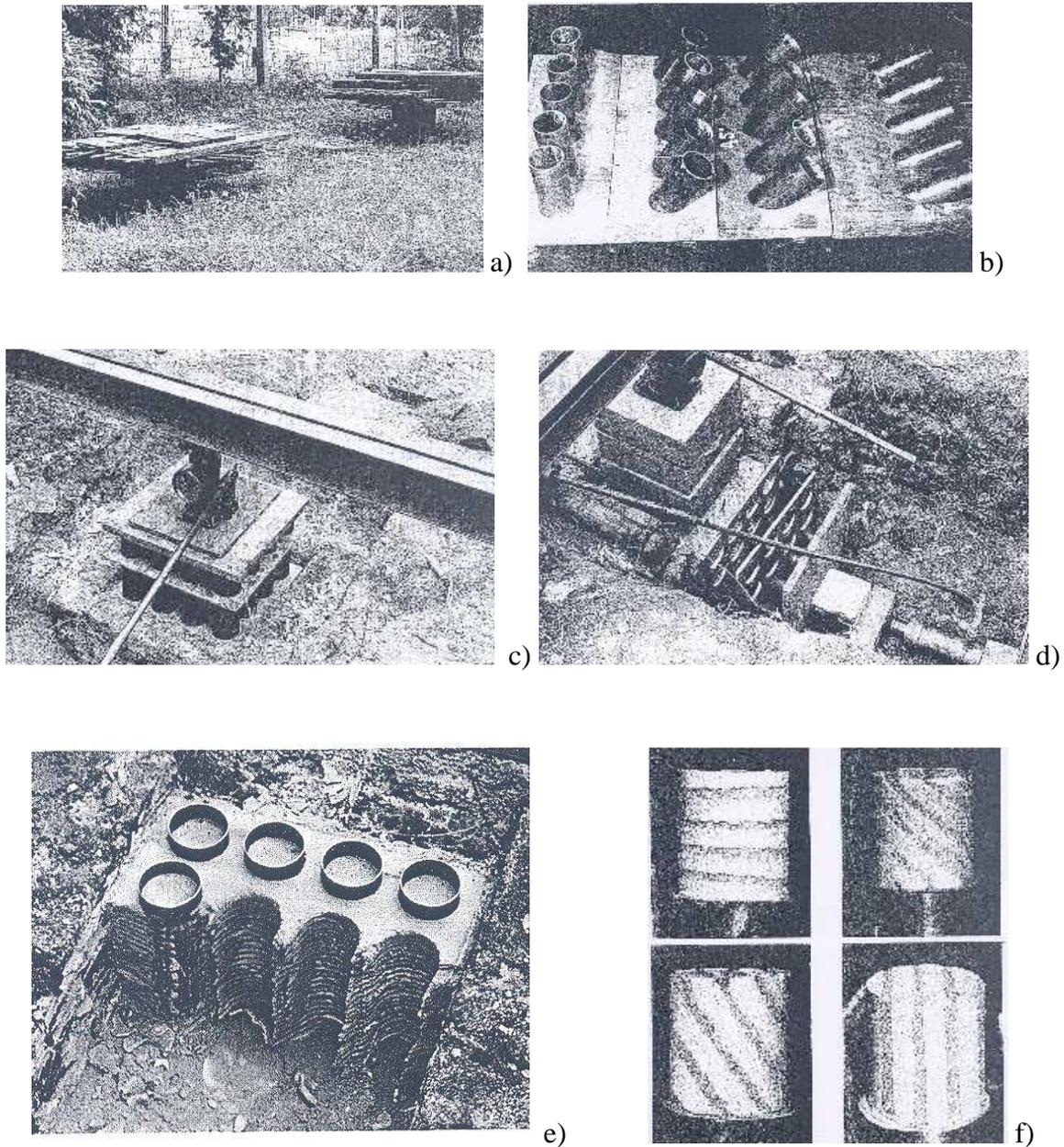


Figure 2-28 : Protocole utilisés pour la reconstitution (a) consolidation du massif (b) moules (c) fonçage vertical (d) fonçage horizontal (e) massif découpé, (f) échantillons (Krishna Murthy *et al.*, 1979).

Dans notre étude, les échantillons de type 2 se composent de couches de sable et de kaolinite qui sont consolidées à la même pression (160 kPa). Afin de pouvoir comparer les résultats de deux types d'échantillon, on a utilisé les mêmes proportions de matériaux de type 1 (70% de sable et 30% de sable et 30% de kaolinite, $w=12\%$) pour créer les échantillons de type 2.

La Figure 2-29 présente la procédure de fabrication des échantillons de type 2. Cette procédure est plus rapide et moins lourde que celle utilisée par Krishna Murthy *et al.* (1979).

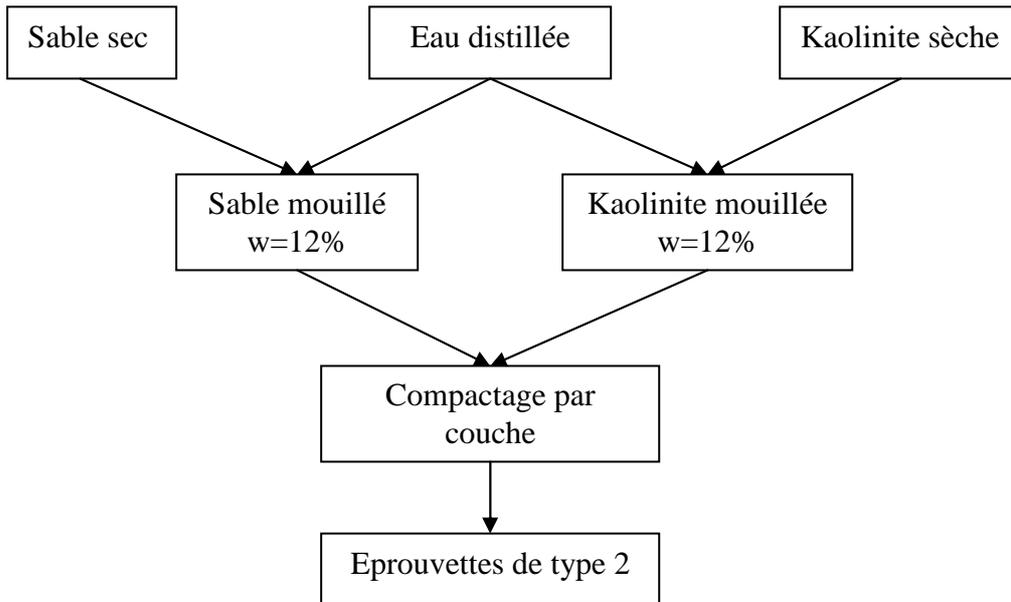


Figure 2-29 : Procédure de fabrication des éprouvettes de type 2

a) Éprouvettes pour essais œdométriques

La Figure 2-30 montre les profils détaillés des éprouvettes de type 2 tels que nous avons réalisées. Les dimensions ont été calculées à partir des dimensions réduites de la trousse coupante de l'œdomètre et des volumes de l'inclinaison horizontale.

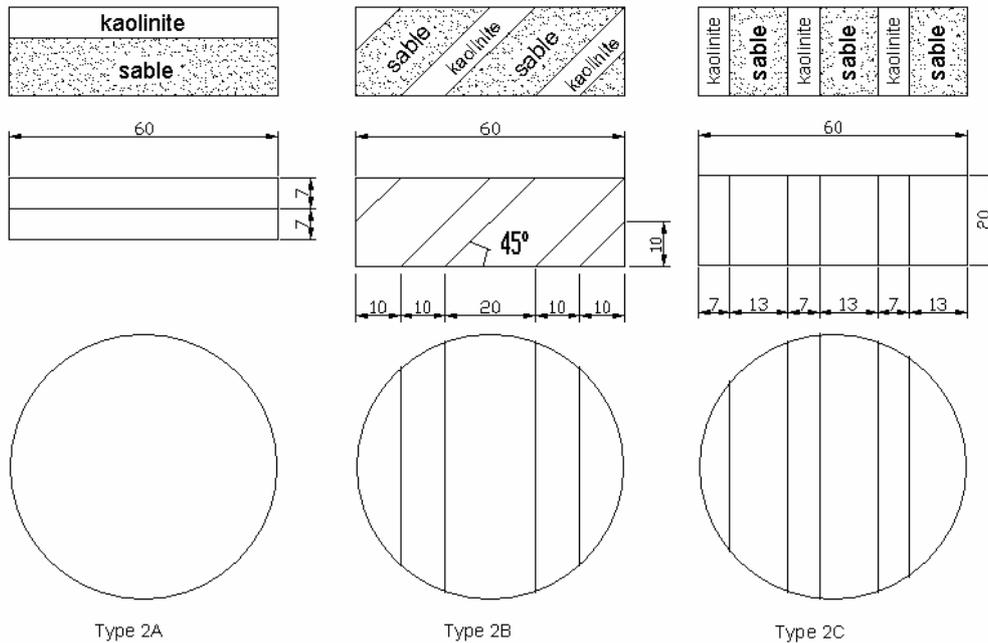


Figure 2-30 : Dimensions des couches et schéma de découpage des éprouvettes de type 2

Consolidation

Seule la kaolinite a été consolidée avec une pression verticale de 160 kPa dans un œdomètre modifié afin de créer des couches intercalées à partir de deux matériaux différents.



Figure 2-31 : Consolidation d'un bloc de kaolinite.

Une fois le bloc de kaolinite consolidé, il est sorti de la bague et découpé en petites couches verticales, à 45 degrés ou horizontales selon l'inclinaison désirée.

Après le découpage, les couches de kaolinite sont placées dans une bague œdométrique. Les vides entre les couches de kaolinite sont remplis par du sable pour créer les couches de sable (Figure 2-32).



Figure 2-32 : Remplissage du sable dans les éprouvettes de type 2

b) Éprouvettes pour essais triaxiaux

La Figure 2-33 présente le schéma d'une éprouvette triaxiale de ce type, il s'agit de trois couches de kaolinite intercalées avec deux couches de sable. L'épaisseur de chaque couche de kaolinite est d'environ 1,2 cm et celle des couches de sable de 3,2 cm. Ces épaisseurs ont été choisies afin de satisfaire les conditions suivantes :

- conserver la proportion 70% de sable pour 30% de kaolinite,
- ne pas déformer les couches de kaolinite lors du compactage.

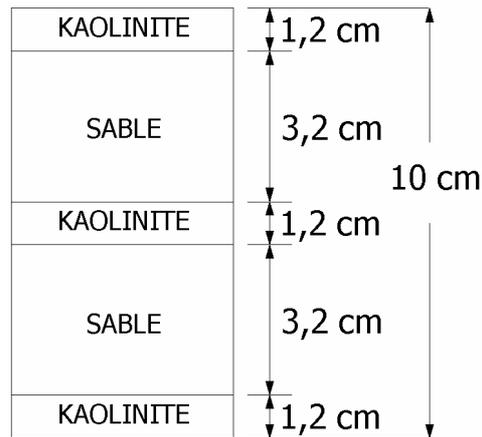


Figure 2-33 : Schéma de l'éprouvette de type 2

On a rencontré des difficultés lors du montage de l'essai car le sable n'étant pas un matériau suffisamment cohérent aux teneurs en eau utilisées, les couches se sont souvent décollées. Cela a nécessité de notre part des manipulations précises et soigneuses.

Les éprouvettes avec couches verticales sont obligatoirement réalisées sous forme de cylindres emboîtés (Figure 2-34).

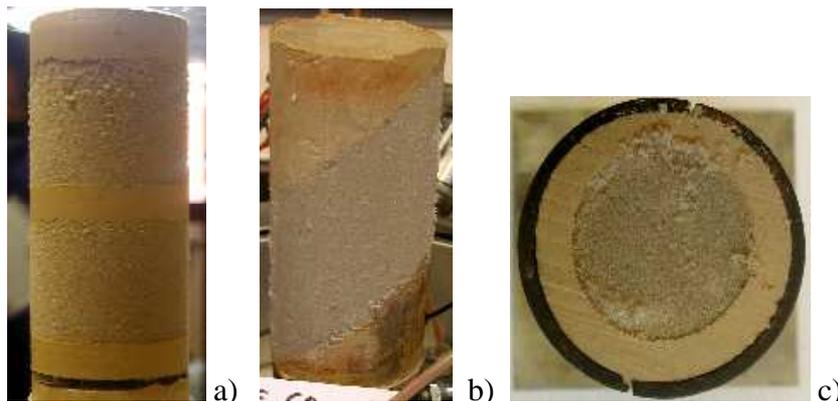


Figure 2-34 : Éprouvettes de type 2 : a) couches horizontales, b) couches inclinées à 45 degrés, c) couches verticales

2.3. Programme expérimental

L'objectif de notre programme expérimental est d'étudier le comportement de sols de référence à anisotropie matérielle ou de chargement sous chemins de sollicitation triaxiaux pour caractériser :

- l'évolution du domaine élastique des petites aux grandes déformations,
- l'apparition de la plasticité et, lors de l'atteinte de la surface de charge,
- la loi d'écoulement expérimentale.

L'étude de l'évolution des modules de déformation selon le niveau de déformations et l'atteinte de la surface de charge jusqu'à l'écoulement plastique impose une étude complète du comportement des sols sur toute la plage des déformations et donc d'employer plusieurs techniques d'investigation.

A l'occasion des congrès concernant l'étude de la déformabilité des sols « *Measurement of shear deformation of geomaterials – Field tests, Pre-failure Deformation of Geomaterials* », à Rotterdam en 1995, Tani (1995) a synthétisé l'état de l'art des méthodes expérimentales de détermination des

modules de déformation du sol. Selon le rapport de Tani, les méthodes expérimentales peuvent se diviser en trois groupes (A, B, et C) dépendant des différentes zones de déformation exploitée, des différents types d'ouvrages. Le groupe A est représenté par les essais sismiques. Le groupe B se compose des essais interprétables par une théorie (de type milieux continus) et les essais non interprétables par une théorie composent le groupe C (Figure 2-35).

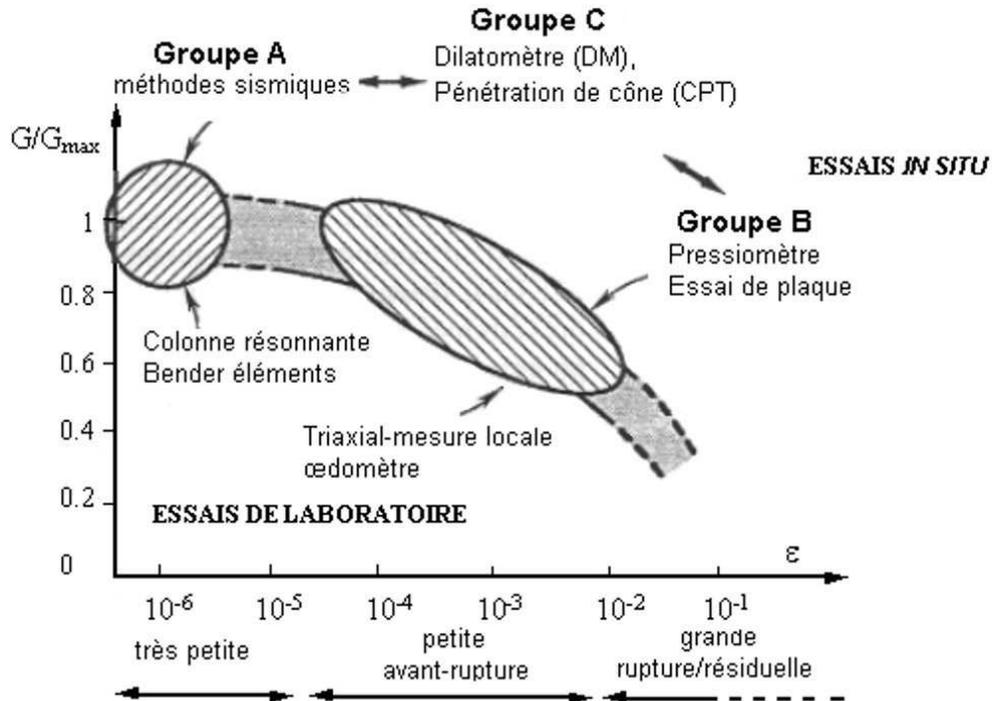


Figure 2-35 : Synthèse des groupes d'essais en fonction de la déformation exploitée, d'après Tani (1995) modifié par Nguyen Pham (2008).

Les modules de déformation déduits de ces différents essais ne relèvent pas des mêmes principes physiques : module dérivé des courbes de chargement unidimensionnel, module obtenu à partir d'un cisaillement en conditions triaxiales de révolution ou module de cisaillement calculé à partir d'une vitesse de propagation d'onde de cisaillement. Toutefois les travaux récents de la commission technique 29 de la Société Internationale de Mécanique des Sols et de Fondations (Tatsuoka *et al.*, 1997) ont proposé d'utiliser ces techniques de manière complémentaire pour observer la dégradation du module de cisaillement sur une grande plage de déformations.

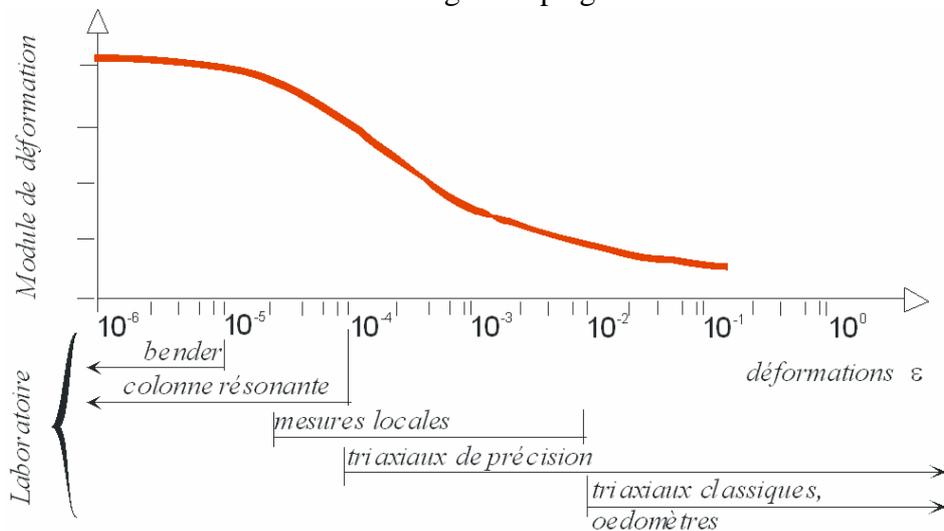


Figure 2-36 : Dégradation du module de déformation et techniques de laboratoire d'après Reiffsteck (2002)

La Figure 2-36 présente en détail les types d'essais en laboratoire en fonction du niveau de déformations (Reiffsteck, 2002). En considérant les appareillages à notre disposition et leurs capacités, un programme expérimental comprenant des essais à différents niveaux de déformation sur les familles de sols de référence ou naturel a été construit.

Nous avons classé dans le Tableau 2-4 les types d'essais, allant de l'essai donnant le niveau de déformation le plus grand vers le plus à même d'investiguer les petites déformations.

Tableau 2-4 : Plan d'essai selon le niveau de déformation

Niveau de déformation	Type d'essai	Type d'éprouvette		Nombre d'essai
		Anisotrope (degrés)	Isotrope	
$10^0 > \epsilon > 10^{-2}$	Œdomètre	Type 1 : 0, 45, 90 Type 2 : 0, 45, 90	kaolinite, sable, mélange	24
$10^{-2} > \epsilon > 10^{-4}$	Triaxial de précision	Type 1 : 0, 30, 45, 60, 90 Type 2 : 0, 45, 90	kaolinite, sable, mélange	48
$10^{-4} > \epsilon > 10^{-5}$	Colonne résonante	Type 1 : 0, 30, 45, 60, 90 Type 2 : 0, 90	kaolinite, sable, mélange	9
$10^{-5} > \epsilon > 10^{-6}$	Éléments piézo-électriques	Type 1 : 0, 30, 45, 60, 90 Type 2 : 0, 45, 90	kaolinite, sable, mélange	48

Nous allons présenter par la suite les méthodes ou les appareillages par niveau de déformations permettant de déterminer des modules de déformations, du plus simple au plus sophistiqué.

2.3.1. Grandes déformations (de 10^{-2} à 10^0) – Essai œdométrique

L'essai œdométrique a pour objet d'étudier la compressibilité des sols soumis à des charges verticales, drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide. Les résultats de ces essais permettent d'avoir une évaluation préliminaire du comportement des sols au niveau de la consolidation et des tassements des sols sous une charge donnée.

L'essai permet de connaître :

- le coefficient de compression C_c (ou κ).
- le coefficient de décompression C_s (ou λ).
- le coefficient de consolidation C_v
- le temps de consolidation à 90% (t_{90}) ou à 100% (t_{100}).

2.3.1.1 Principe de l'essai

La sollicitation appliquée provoque un tassement du sol par l'arrangement des grains accompagné par l'expulsion d'eau sous l'effet d'une charge verticale. Ce phénomène peut être schématisé en trois phases présentées sur la Figure 2-37.

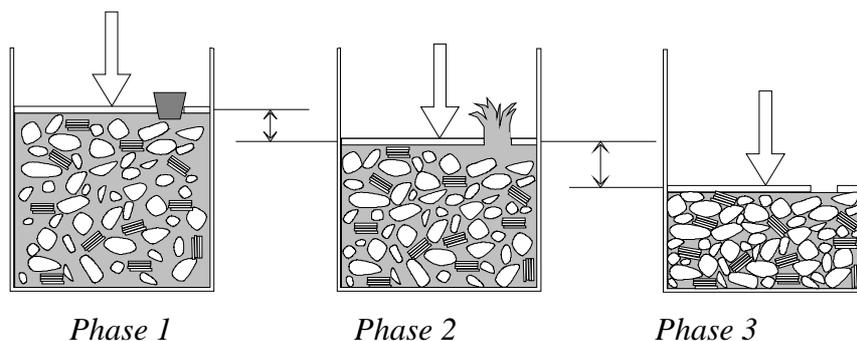


Figure 2-37 : Principe de l'essai œdométrique.

Chapitre 2

Phase 1 : Le sol chargé est saturé d'eau. L'eau ne peut pas s'évacuer et supporte presque seule la charge. Le tassement initial est très petit (l'eau est incompressible en comparaison de la structure solide du sol).

Phase 2 : La perméabilité permet à l'eau de s'évacuer. Les grains se tassent et reprennent progressivement la charge. Le tassement primaire est le plus important.

Phase 3 : Seuls les grains supportent la charge. Ils subiront encore un très léger tassement élastique qui peut paraître non linéaire à l'échelle macroscopique. Il s'agit de la consolidation secondaire ou fluage. Le sol est consolidé.

2.3.1.2 Appareillage

L'essai de compressibilité par palier est depuis de nombreuses années l'essai œdométrique de référence et de nombreux modèles d'œdomètres sont proposés sur le marché. Ces œdomètres peuvent être divisés en deux catégories, selon qu'ils permettent ou non l'application d'une contre-pression.

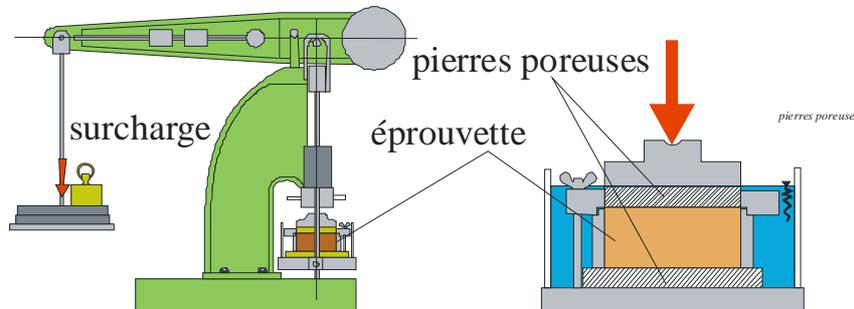


Figure 2-38 : Mise en œuvre de l'essai œdométrique

L'appareil utilisé lors de ce travail est de marque Wickham Farrance sans possibilité d'appliquer une contre-pression. Cet appareil de conception classique est un appareil du commerce. Il se compose d'un bâti en fonte d'aluminium, d'un bras de levier recevant des masses calibrées et permettant d'appliquer une contrainte donnée sur une cellule œdométrique. Le tassement engendré est mesuré par un comparateur au 1/100e. Les cellules ont un diamètre de 6 cm. La masse totale est d'environ 20 kg. Les dimensions hors tout sont : 500x200x750cm. Le rapport du bras de levier est 11. Les chargements sont effectués selon la norme française NFP XP P94-090-1.

2.3.1.3 Interprétation des résultats d'essais

Après des cycles de chargement et déchargement, la courbe de compressibilité du sol est tracée dans un système de coordonnées semi-logarithmiques sous forme: $e = f(\lg \sigma'_v)$ ou $e = f(\ln \sigma'_v)$ (Figure 2-39). Le coefficient de compressibilité C_c (ou λ) est la pente de la courbe de chargement et le coefficient de gonflement C_s (ou κ) est déterminé grâce à la courbe de déchargement (ou courbe de chargement initial) (Figure 2-39). La pression de préconsolidation σ'_p , qui est un paramètre très important reflétant l'histoire de chargement du sol, est aussi identifiée.

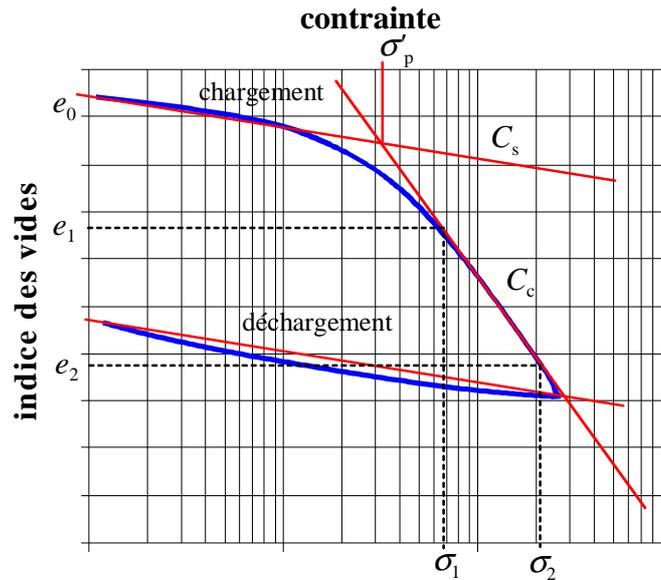


Figure 2-39 : Courbe type d'un essai œdométrique dans le plan $(e, \log(\sigma))$

$$e = \text{indice des vides} = \frac{\text{volume des vides}}{\text{volume des pleins}} = \frac{\text{hauteur des vides}}{\text{hauteur des pleins}} = \frac{h_0 - h' - \Delta h}{h'} \quad [2.4]$$

Avec :

h_0 = hauteur initiale de l'échantillon,

Δh = tassement mesuré avec le comparateur,

h' = hauteur des pleins = $\frac{\text{masse des grains secs de toute l'éprouvette}}{\text{masse volumique absolue des grains} \times \text{section du moule oedométrique}}$

$$\text{Sur la courbe de chargement : } C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}; \quad \lambda = \frac{\Delta e}{\Delta \ln \sigma'_v} \quad [2.5]$$

$$\text{Sur la courbe de déchargement : } C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}; \quad \kappa = \frac{\Delta e}{\Delta \ln \sigma'_v} \quad [2.6]$$

2.3.2. Déformations moyennes (de 10^{-3} à 10^{-2}) – Essai triaxial de précision

L'appareil triaxial de révolution utilisé pour nos travaux est un modèle de type Bishop et Wesley (Bishop *et al.*, 1965 ; Bishop et Wesley, 1975). Il a été modernisé par l'emploi d'un système de chargement et d'un système d'acquisition géré par ordinateur (Figure 2-40).

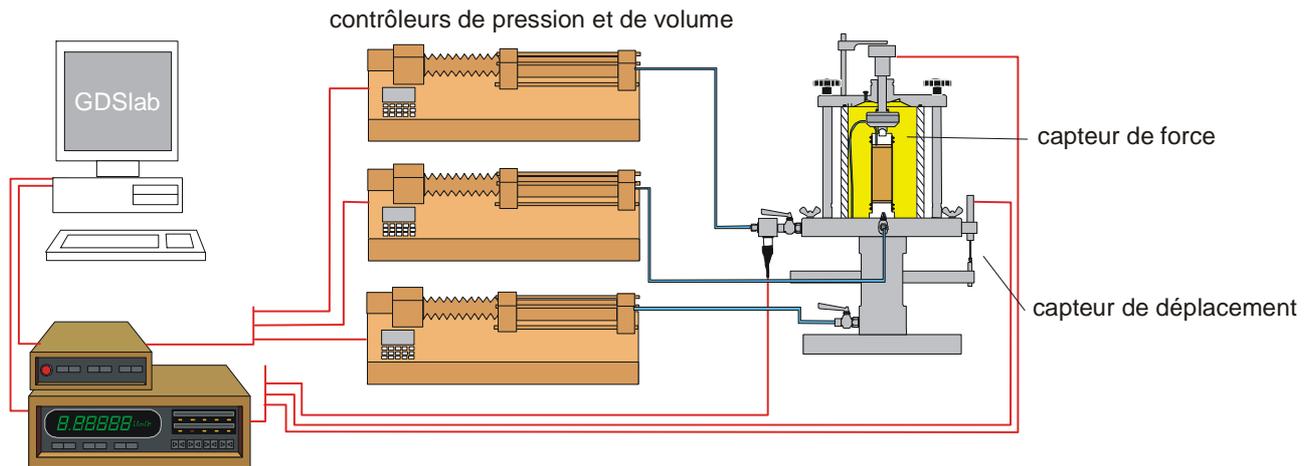


Figure 2-40 : Schéma de l'essai triaxial

2.3.2.1 Système de sollicitation

L'éprouvette de forme cylindrique est placée dans une membrane étanche, qui est reliée à différents systèmes de mise en pression et de mesure (Figure 2-41a). La cellule est remplie d'huile de silicone, ce qui permet d'appliquer sur l'éprouvette une pression de consolidation isotrope p . Trois générateurs pilotés par un ordinateur, gèrent respectivement la pression cellulaire, la contre pression et la force verticale. Un essai se compose normalement de trois phrases : saturation, consolidation (isotrope ou anisotrope) (Figure 2-41b) et enfin cisaillement qui amène l'éprouvette à la rupture (Figure 2-41c).

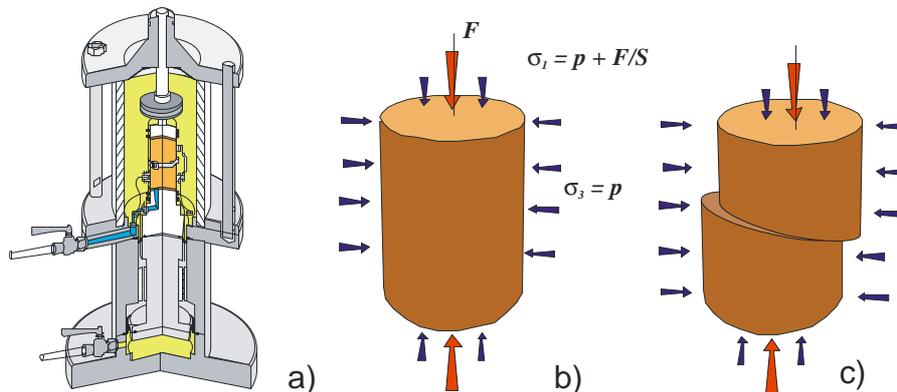


Figure 2-41 : Principe de l'essai triaxial

2.3.2.2 Système de mesure des déformations

Le système utilisé permet de mesurer plusieurs paramètres, on classe deux groupes de mesure :

- Groupe 1 : mesure des forces (ou des contraintes). Ce groupe comprend les mesures suivantes :
 - o pression cellulaire
 - o pression interstitielle (ou contre pression)
 - o force verticale
- Groupe 2 : mesure des déformations. Ce groupe comprend les mesures de :
 - o changement de volume effectué par le générateur de pression interstitielle, de plage de mesure de 200 cm^3 et de précision de 10^{-3} mm en déplacement ce qui donne 10 mm^3 de précision en volume.

- déformation verticale effectuée par un capteur de déplacement global de type potentiométrique placé à l'extérieur de la cellule et deux capteurs locaux à effet Hall (Figure 2-42a) de plage de mesure de 20 mm et de précision de 10^{-3} mm.
- déformation radiale effectuée par un capteur radial de type effet Hall (Figure 2-42b), de plage de mesure de 20 mm et de précision de 10^{-3} mm.

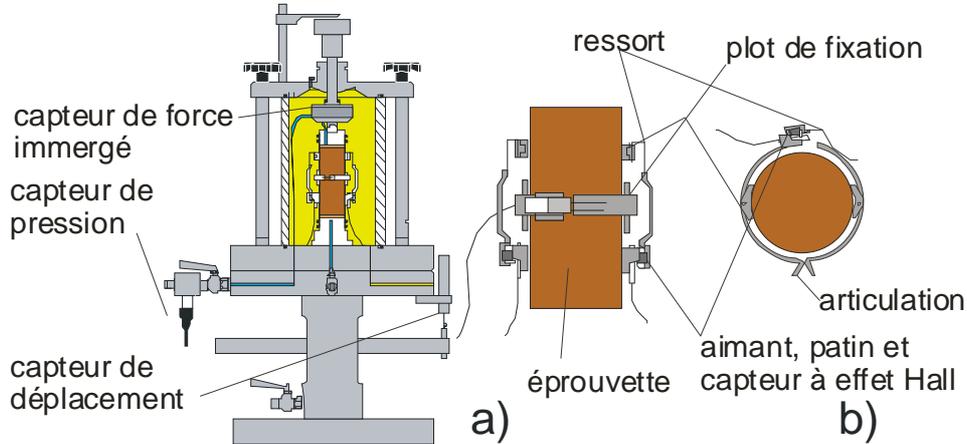


Figure 2-42 : Système de capteurs de déplacements vertical et radial

2.3.2.3 Interprétation des résultats

L'un des résultats importants tiré des essais triaxiaux est la relation contrainte-déformation. Les deux relations les plus utilisées sont :

- contrainte déviatorique q – déformation déviatorique ϵ_d ,
- contrainte moyenne p - déformation volumique ϵ_v .

Ces relations permettent de déterminer les modules de déformation en utilisant les relations suivantes (Figure 2-43) :

$$E_{\tan} = \frac{d\sigma_1}{d\epsilon_1} ; E_{\sec} = \frac{\sigma_1 - \sigma_0}{\epsilon_1} \quad \text{ou} \quad G_{\tan} = \frac{dq}{3d\epsilon_d} ; G_{\sec} = \frac{q - q_0}{3\epsilon_d} \quad [2.7]$$

avec $d\sigma_1$: incrément de contrainte axiale

ϵ_1 : déformation axiale

$d\epsilon_1$: incrément de déformation axiale

dq : incrément de contrainte déviatorique

ϵ_d : déformation déviatorique, déterminée par :

$$\epsilon_d = \sqrt{\frac{2}{9} [(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2]} \quad [2.8]$$

$d\epsilon_d$: incrément de déformation déviatorique

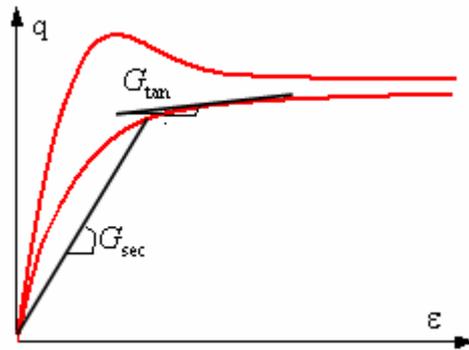


Figure 2-43 : Détermination des modules de cisaillement

2.3.3. Petites déformations (de 10^{-5} à 10^{-3}) – Essai à la colonne résonante

Depuis 1930, la colonne résonante est utilisée pour étudier la réponse dynamique des sols grâce à la méthode sismique initialement développée par les ingénieurs japonais Ishimoto et Lida (1937). L'utilisation de cette technique s'est généralisée dans les années soixante avec les études d'auteurs tels que Hall & Richart (1963), Drnevich *et al.* (1967) et Hardin et Black (1968), Hardin et Drnevich (1972a et b).

2.3.3.1 Appareillage

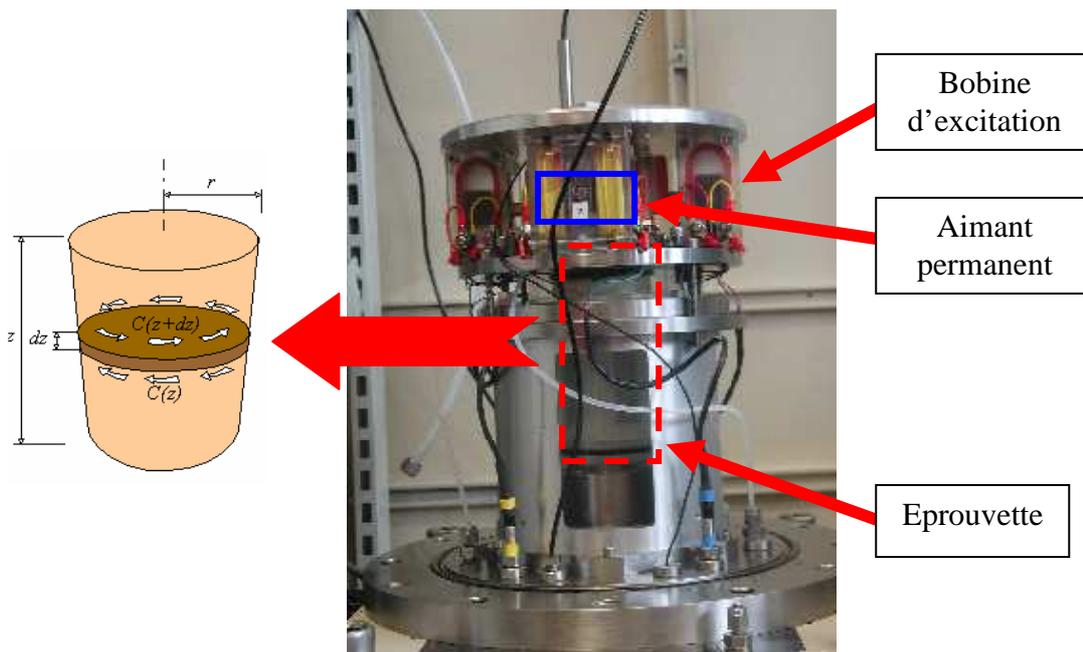


Figure 2-44 : La colonne résonante du modèle « fixed-free »

L'appareil de colonne résonante utilisé pour nos études est du type « fixed-free », le modèle qui est le plus utilisé et qui a reçu le plus d'améliorations au cours des dernières décennies. L'éprouvette de forme cylindrique est emballée par une membrane étanche, une extrémité de l'éprouvette est fixée sur l'embase de l'appareil, l'autre extrémité supporte la plaque motrice liée à quatre aimants permanents logés dans quatre bobines (voir Figure 2-44 et Figure 2-45). Le système d'aimants et bobines dont nous disposons permet de solliciter en torsion ou en flexion (Figure 2-45).

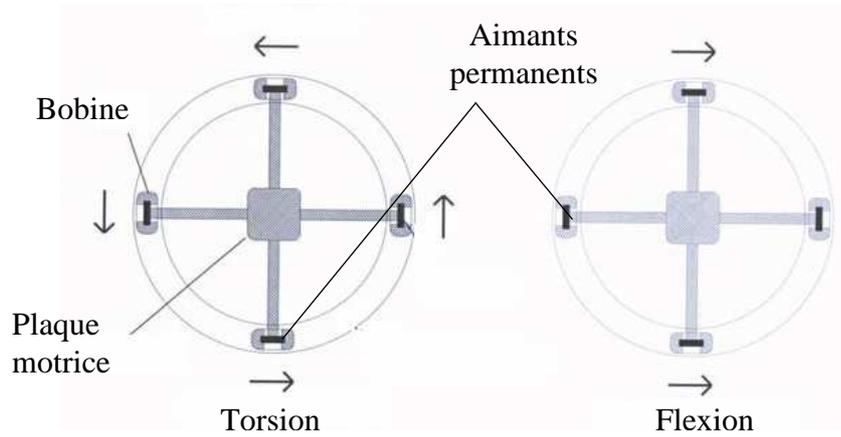
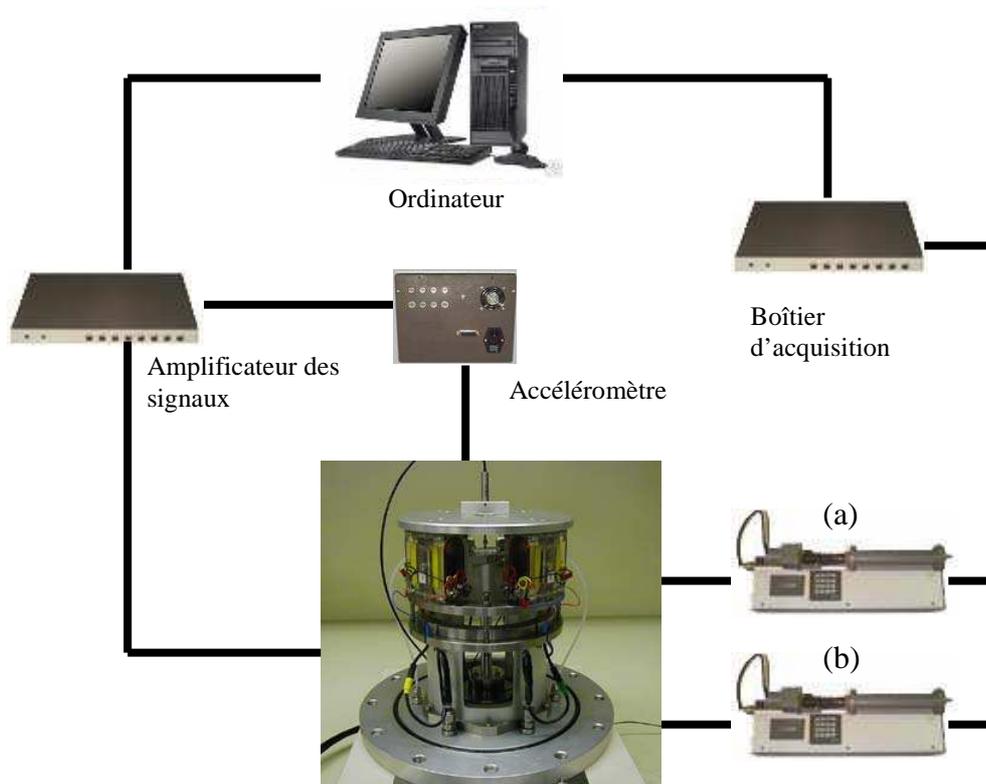


Figure 2-45 : Modes de sollicitation d'un essai à la colonne résonante

La Figure 2-46 présente le dispositif matériel de la colonne résonante, il s'agit d'une cellule triaxiale avec dispositif de mise en vibration.



Cellule de la colonne résonante

Figure 2-46 : Dispositif de la colonne résonante : (a) Générateur de pression cellulaire, (b) Générateur de pression interstitielle.

2.3.3.2 Principe de l'essai

Un échantillon cylindrique de sol est sollicité en vibrations à amplitudes faibles (environ 10^{-4} en flexion et torsion). Le sol est supposé viscoélastique linéaire et l'échantillon est assimilé à une poutre finie viscoélastique linéaire soumise à une excitation périodique à l'une de ses extrémités. Cette hypothèse est utile pour l'identification de sa fréquence propre correspondant au premier mode de vibration (Cremer *et al.*, 1973 ; Boelle, 1983 ; Cazacliu, 1996). La qualité de l'essai dépend largement de l'homogénéité des contraintes et des déformations dans l'échantillon (Semblat, 1995).

2.3.3.3 Essai de résonance

L'échantillon est fixé à une extrémité tandis que l'autre extrémité est soumise à une excitation périodique (torsion ou flexion). Les vibrations se répètent à différentes fréquences jusqu'à ce que la résonance soit atteinte. Les grandeurs mécaniques caractéristiques du sol (module d'Young, module de cisaillement, vitesse de propagation) sont déterminées à partir de la fréquence propre du premier mode de vibration.

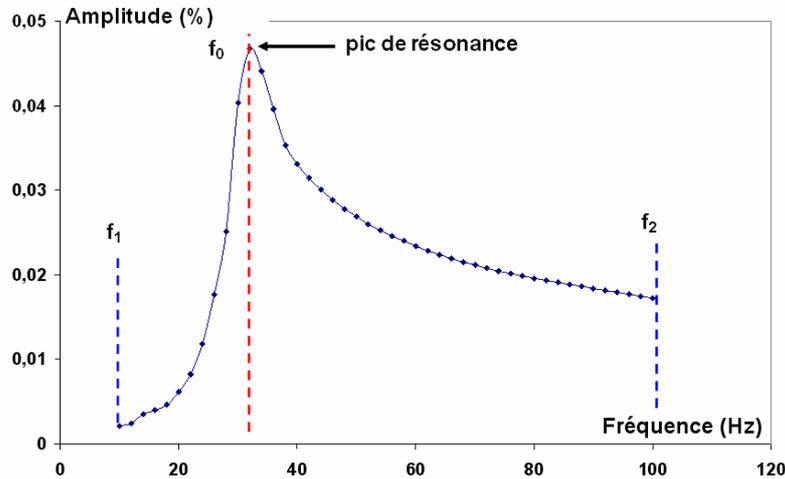


Figure 2-47 : Essai de recherche de la fréquence de résonance

Un essai de résonance est effectué en deux étapes : une recherche grossière avec l'incrément i_1 dans l'intervalle $[f_1, f_2]$ suivie par une recherche fine avec l'incrément i_2 dans l'intervalle $[f_0 - i_1, f_0 + i_1]$ où f_0 est la fréquence trouvée dans la recherche grossière (voir Figure 2-47). Les paramètres f_1 et f_2 sont choisis selon les caractéristiques du matériau alors que l'incrément de recherche fine (i_2) est défini en fonction du niveau de précision souhaité. Afin d'optimiser la recherche, on détermine l'incrément de recherche grossière (i_1) selon l'équation empirique suivante :

$$i_1 = \sqrt{\frac{(f_2 - f_1)i_2}{2}} \quad [2.9]$$

2.3.3.4 Essai d'amortissement

L'essai d'amortissement est réalisé avec la fréquence de résonance de l'échantillon. Le même dispositif expérimental est utilisé pour effectuer des essais d'amortissement. L'essai débute par la mise en vibration forcée à la fréquence propre (déterminée à partir de l'essai de résonance) puis le système d'excitation est arrêté, l'échantillon vibre librement. Le coefficient d'amortissement du sol est déterminé à partir du décrétement logarithmique de l'amplitude :

$$D = \sqrt{\frac{\delta^2}{4\pi^2 + \delta^2}} \quad [2.10]$$

δ : décrétement logarithmique de l'amplitude déterminé à partir de l'équation de Hardin (1970) :

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \frac{A_1}{A_{n+1}} \quad [2.11]$$

A_n : amplitude de vibration libre après « n » cycles de vibration.

2.3.3.5 Interprétation des résultats d'essais

Les essais à la colonne résonante sont des essais reproduisant des séismes ; ils permettent de déterminer les caractéristiques du sol grâce aux sollicitations dynamiques. Par exemple, les modules sont déterminés à partir de la vitesse de propagation des ondes dans le sol (cf. formule suivante) :

$$[\text{Module}] = [\text{Masse volumique}] \times [\text{Vitesse de propagation}]^2$$

Les formules [2.12], [2.13] sont tirées de ce type de formule. Le module de cisaillement G et le module d'Young sont alors déterminés à partir de la vitesse de propagation des ondes en utilisant les relations :

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad [2.12]$$

$$E_{\max} = \rho V_{LF}^2 \quad [2.13]$$

où V_s et V_{LF} sont respectivement les vitesses de propagation des ondes de cisaillement (onde S) et de flexion longitudinale (calculée à partir de propagation de l'onde P) (Cascante *et al.*, 1998). Or par conception, l'éprouvette vibre avec la plaque motrice. La détermination des vitesses est de ce fait complexe. Il faut en effet réaliser des étalonnages pour déterminer les paramètres propres de l'appareil. Les formules [2.14], [2.15], [2.16] constitue une procédure de détermination de la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement :

$$V_s = \frac{2\pi f L}{\beta} \quad [2.14]$$

avec :

- f : fréquence de résonance,
- β : coefficient, qui dépend du moment d'inertie de l'éprouvette et du système de mise en résonance, déterminé par :

$$\frac{I}{I_0} = \beta \tan(\beta) \quad [2.15]$$

$$I = \frac{mD^2}{8} \quad [2.16]$$

où :

- I_0 : moment d'inertie d'étalonnage, dépendant du système. Il se calcule par étalonnage à l'aide de l'éprouvette en aluminium de différentes inerties et de masses additionnelles à positionner sur le chapeau. Il est égal à 0,0039844 pour le système du LCPC,
- L : hauteur de l'éprouvette,
- D : diamètre de l'éprouvette.

2.3.3.6 Difficultés d'interprétation rencontrées

Un exemple d'une recherche fine effectuée dans l'intervalle 18-22 Hz est présenté sur la Figure 2-48. On observe une différence importante entre deux pics déterminés selon deux critères de sélection. Le pic de réponse électrique (PRE, en volt) se trouve à 20,8 Hz tandis que le pic « réel » ou pic de déformation théorique d'échantillon (PTD, en pourcent) est à 18,3 Hz. Par défaut, le logiciel de pilotage sélectionnera la fréquence de résonance selon le PRE des bobines au lieu du PTD. Ce type d'erreur peut être évité si l'on vérifie les résultats dans la plage de recherche à faible fréquence (moins de 25 Hz).

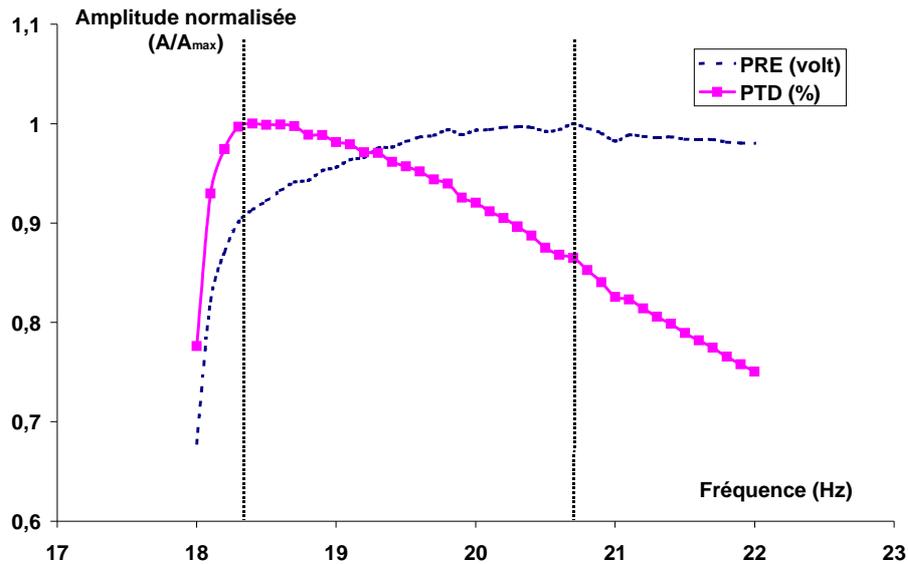


Figure 2-48 : Mise en évidence de l'incompatibilité des deux critères de sélection des pics

Lors des essais de résonance, nous avons rencontré parfois des cas où deux pics de résonance apparaissent dans une seule recherche (Figure 2-49).

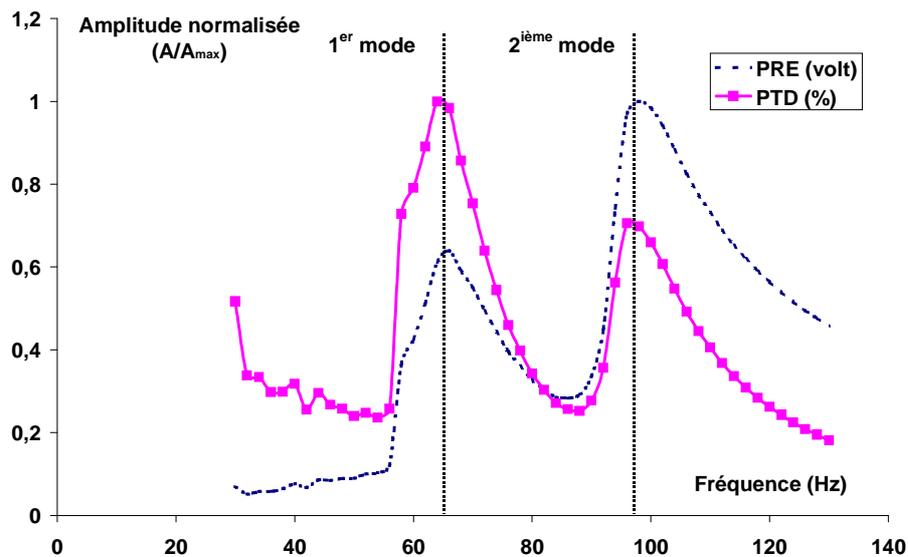


Figure 2-49 : Deux pics de résonance de deux premiers modes de vibration.

La Figure 2-49 présente le cas où l'on obtient deux pics correspondant aux deux premiers modes de vibration de l'échantillon. En se référant au PRE, le programme sélectionne le pic du deuxième mode ($f=95\text{Hz}$) en lieu et place de celui du premier mode (PTD, $f=65\text{Hz}$) comme le précise la norme américaine ASTM D 4015 (1992).

2.3.4. Très petites déformations (de 10^{-6} à 10^{-5}) – Essai aux éléments piézo-électriques

Sur cette plage, la détermination des modules est indirectement réalisée en mesurant la vitesse de propagation d'une onde de cisaillement (onde S) ou d'une onde de compression (onde P) dans un échantillon de sol. Cette technique de mesure, communément appelée le « bender element »,

consiste à utiliser des éléments piézo-électriques qui permettent de transformer les signaux électriques en petites déformations et inversement (Figure 2-50). L'essai aux « bender elements » peut être associé à un grand nombre d'essais de laboratoire tels que : l'essai triaxial, l'essai de cisaillement, de torsion, l'essai sur cylindre creux,... pour évaluer le module de déformation élastique (Dyvik et Madshus, 1985 ; Lohani *et al.*, 1999 ; Dano, 2001 ; Sharifipour, 2006).

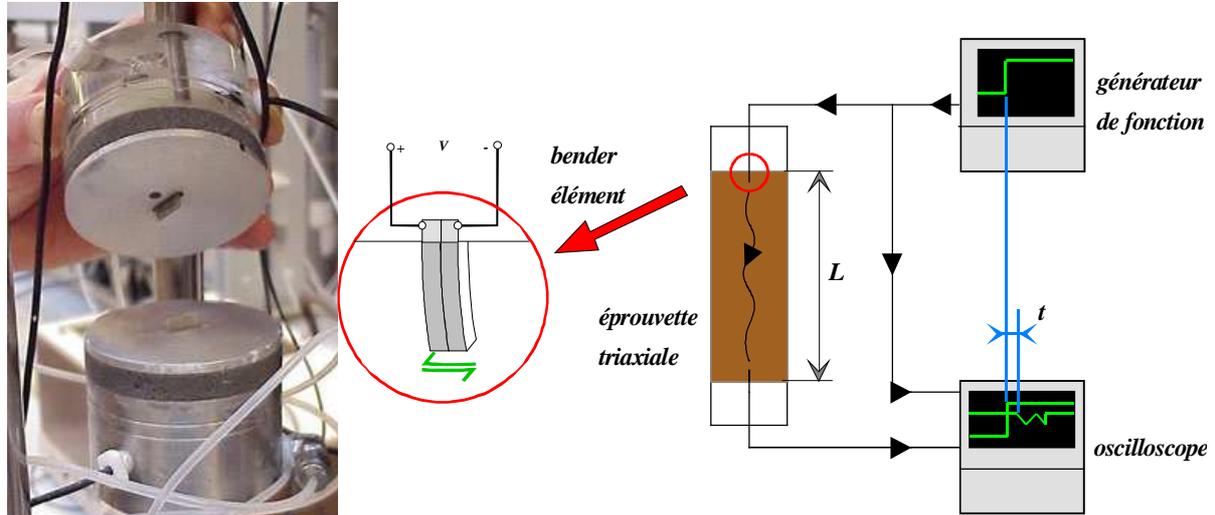


Figure 2-50 : Principe de l'essai aux éléments piézo-électriques

2.3.4.1 Interprétation de mesure du temps de propagation

c) **Détermination des modules**

Le module de cisaillement G , le module d'Young et le coefficient de Poisson sont déterminés à partir de la vitesse de propagation d'ondes en utilisant les relations suivantes :

$$G_{\max} = \rho V_S^2 \quad [2.17]$$

$$E_{\max} = \rho V_P^2 \quad [2.18]$$

$$v = \frac{V_P^2 - 2V_S^2}{2(V_P^2 - V_S^2)} \quad [2.19]$$

$$V_{P,S} = \frac{L}{\Delta t} \quad [2.20]$$

avec :

V_S, V_P : vitesse de propagation d'ondes de cisaillement et de compression,

L : longueur de propagation d'ondes,

Δt : temps de propagation d'ondes,

ρ : masse volumique de l'éprouvette ou du sol.

d) **Détermination du temps de propagation**

Le temps de propagation (Δt) a fait l'objet de plusieurs études dans le cadre de recherches sur les essais avec les éléments piézo-électriques. Ces travaux montrent que le temps de propagation Δt peut être assimilé à l'intervalle entre les pics B et G de l'impulsion d'entrée et celle de sortie (Viggiani et Atkinson, 1995 ; Lohani *et al.*, 1999 ; Kawaguchi, 2001 ; Sharifipour, 2006) (Figure 2-51).

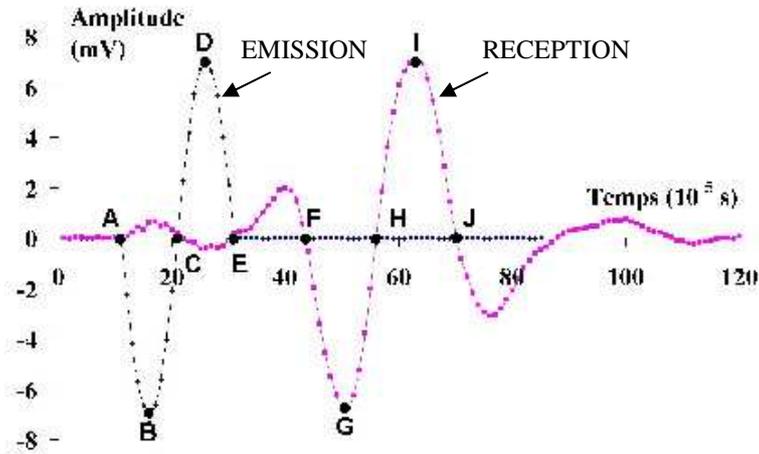


Figure 2-51 : Train des ondes émises et reçues

Lors de l'interprétation de nos essais avec des éléments piézo-électriques sur les éprouvettes de type 1 et de type 2, nous avons constaté que les périodes des ondes reçues (T_r , l'intervalle entre les points F et J) ne sont pas toujours égales à celles des ondes émises (T_s , l'intervalle entre les points A et E). Elles diminuent quand la pression de consolidation augmente (Tableau 2-5) (Nguyen *et al.*, 2007b).

Tableau 2-5 : Temps de propagation mesurés (Nguyen *et al.*, 2007).

Éprouvette	p'	T_s	T_r	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
	kPa	ms						
Type 1a	50	0,20	0,33	0,44	0,45	0,48	0,53	0,57
	100	0,20	0,32	0,37	0,41	0,42	0,44	0,49
	150	0,20	0,25	0,30	0,34	0,33	0,37	0,36
Type 2	50	0,20	0,23	0,66	0,69	0,69	0,69	0,69
	100	0,20	0,19	0,54	0,55	0,54	0,54	0,53
	150	0,20	0,16	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39

La variation de la période des ondes reçues par rapport à des ondes émises prouve que les ondes ont été « perturbées » lors de la propagation à l'intérieur de l'éprouvette. Il y a un risque d'accumuler les erreurs dans les calculs si l'on utilise les laps de temps entre B et G ou D et I. Il est donc raisonnable de choisir le laps de temps entre A et F pour calculer le temps de propagation. Ces points correspondent au début de l'émission des ondes et au début de la réception des ondes (Tableau 2-5).

2.4. Essais de compressibilité

Comme nous l'avons présenté auparavant, les essais œdométriques servent à étudier la compressibilité des sols à grandes déformations ($\epsilon > 10^{-2}$). Dans un premier temps, les essais œdométriques jouent un rôle indispensable car leurs résultats donnent les premières évaluations sur le comportement anisotrope des sols au niveau de la compressibilité. De plus, les paramètres déterminés à partir de ces essais vont être utiles pour préparer les programmes d'essais.

2.4.1. Essais sur éprouvettes homogènes

Deux éprouvettes identiques ont été remaniées à partir d'un mélange de sable (70% de masse totale) et de kaolinite (30% de masse totale) avec une teneur en eau de 12%. Les caractéristiques des éprouvettes isotropes sont présentées dans le Tableau 2-6.

Tableau 2-6 : Caractéristiques initiales des éprouvettes isotropes

Paramètres	symbole	unité	essai 1	essai 2
diamètre	d	mm	60	60
section	s	cm ²	28,27	28,27
hauteur initiale	h _o	mm	19,9	19,7
densité des grains	γ _g	g/cm ³	2,76	2,76
teneur en eau initiale	w _i	%	12,1	11,6
teneur en eau finale	w _f	%	10,2	9,7
densité humide	γ _h	g/cm ³	2,18	2,19
indice des vides initial	e _o		0,42	0,41

Les deux éprouvettes sont chargées selon la norme française (NFP XP P94-090-1). On obtient après essai une courbe de compressibilité dans le plan e-ln(p) (Figure 2-52). Cette courbe permet de déterminer les paramètres : λ et κ. Nous avons déterminé à partir des courbes de consolidation le temps de consolidation à 100% (t₁₀₀).

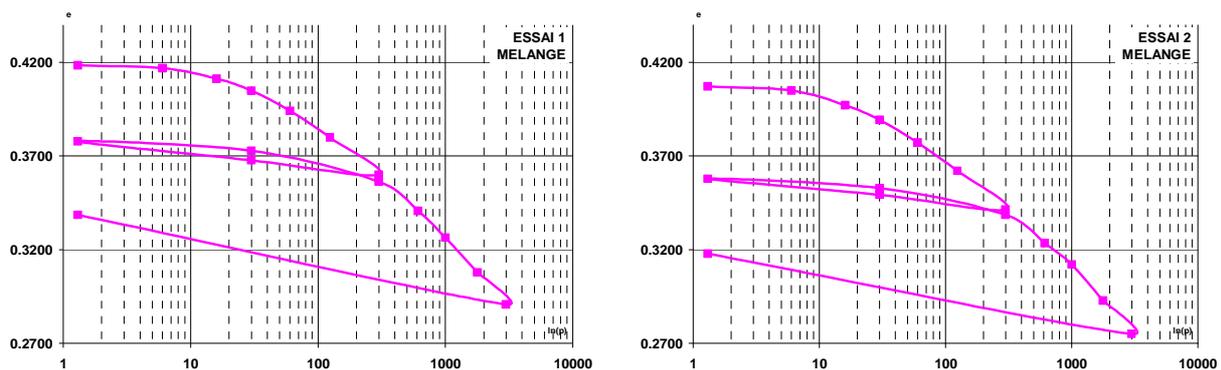


Figure 2-52 : Courbes de compressibilité des éprouvettes isotropes

Tableau 2-7 : Résultat d'essais sur éprouvettes homogènes

Paramètres	Unité	Essai 1	Essai 2	Moyenne
κ		0,0037	0,0034	0,00355
λ		0,0315	0,0335	0,03215
p _o	kPa	73,60	91,39	82,49
t ₁₀₀	min	200	160	180

Les résultats d'essais obtenus pour les deux essais réalisés sur le mélange sont très proches, ce qui prouve une bonne qualité de manipulation (Tableau 2-7). On remarque que les pressions de préconsolidation p_o sont assez élevées, environ 80 kPa, ce qui signifie que l'on a trop compacté le sol.

2.4.2. Essais sur éprouvettes compactées dynamiquement

L'essai œdométrique sur ce type de matériau avait pour but d'étudier l'influence du mode de compactage des sols sur la variation axiale de la densité.

2.4.2.1 Caractéristique des éprouvettes

Pour étudier l'effet du compactage par couches, nous avons déterminé les valeurs initiales des paramètres comme l'indice des vides, le poids humide, le poids sec et la teneur en eau des couches. La variation des paramètres est présentée sur la Figure 2-53. Toutes les valeurs sont normalisées avec la valeur moyenne.

Tableau 2-8 : Caractéristiques initiales des éprouvettes

Paramètre		Unité	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4
Diamètre	ϕ	mm	60	60	60	60
Section	S	cm ²	28,27	28,27	28,27	28,27
Hauteur	h_0	mm	20,04	19,8	20,05	19,64
Volume total	V_o	cm ³	56,66	55,98	56,69	55,53
Volume des solides	V_s	cm ³	40,99	41,36	40,87	41,60
Volume des vides	V_v	cm ³	15,67	14,62	15,82	13,93
Volume d'eau	V_{eau}	cm ³	9,09	8,69	9,25	9,03
Masse des grains	γ_{grains}	g/cm ³	2,65	2,65	2,65	2,65
Degrés de saturation	S_r	%	58,00	59,00	59,00	65,00
Masse total	P_h	g	121,00	122,10	121,30	123,70
Masse des solides	P_s	g	108,62	109,61	108,30	110,25
Masse d'eau	m_{eau}	g	9,09	8,69	9,25	9,03

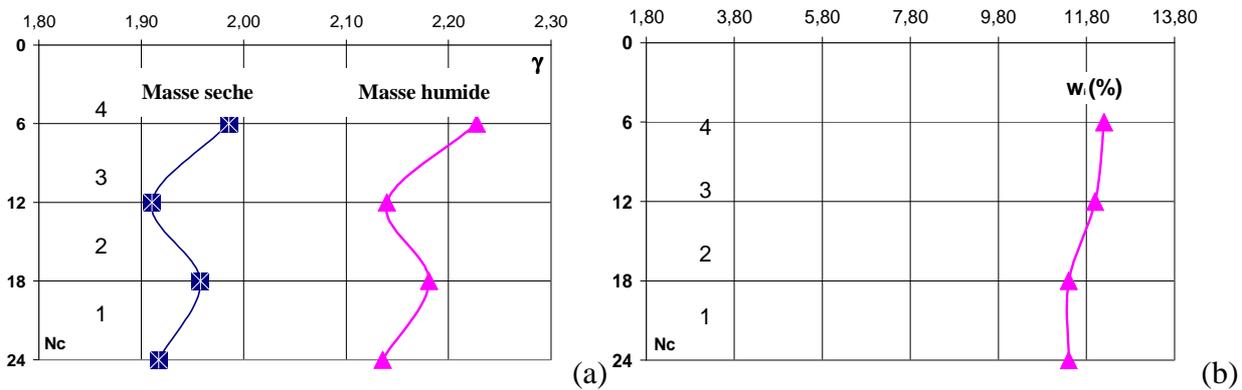


Figure 2-53 : Variation de la densité humide et sèche (a) et de la teneur en eau, (b) en fonction de nombre de coups Nc

On observe bien que les propriétés des couches varient selon le niveau de compactage. On note également que :

- la teneur en eau ne varie pas beaucoup (Figure 2-53b), la différence entre la valeur maximale (couche 4, 12,2 %) et la valeur minimale (couche 1, 11,4%) n'est que 0,8%.
- la densité des couches n'est pas proportionnelle au nombre de coups de compactage effectué comme on l'avait prévu (Figure 2-53a).

On observe l'apparition de ce que nous appellerons un effet de « décompactage ». En effet, les densités mesurées des couches 1 et 3 sont plus faibles que celles des éprouvettes 2 et 4 alors qu'elles ont reçu un nombre supérieur de coups lors du compactage (Figure 2-53a).

2.4.2.2 Résultats des essais

Toutes les éprouvettes ont été testées dans les mêmes conditions avec les mêmes cycles de chargement et de déchargement. Les caractéristiques des éprouvettes après essais sont indiquées dans le Tableau 2-9 et les courbes de compressibilité dans le plan « e, ln(p) » sont données en annexe.

Tableau 2-9 : Caractéristiques des éprouvettes après essai

Paramètre	Unité		Essai			
			1	2	3	4
Nombre de coups	N_c		24	18	12	6
Teneur en eau initiale	W_i	%	11,4	11,4	12	12,2
Masse humide	γ_h	g/cm^3	2,14	2,18	2,14	2,23
Masse sèche	γ_d	g/cm^3	1,92	1,96	1,91	1,99
Indice des vides	e_o		0,6051	0,6012	0,6448	0,5966

2.4.2.3 Analyse des résultats

On observe sur la Figure 2-54a, la Figure 2-54b et le Tableau 2-10 que les coefficients de compression et de gonflement ne sont pas bien corrélés avec le nombre de coups de compactage (N_c). Il ne semble donc pas possible d’avoir une variation périodique des densités ou des caractéristiques mécaniques comme nous l’imaginions sur la Figure 2-13.

Tableau 2-10 : Récapitulatif des paramètres après essai

Paramètre		Unité	Essai			
			1	2	3	4
Nombre de coups	N_c		24	18	12	6
Pression de préconsolidation	p_o	kPa	45,2	30,4	43,5	23,1
Coefficient de compression	λ		0,0298	0,0274	0,0297	0,0272
Coefficient de gonflement	κ		0,0053	0,0072	0,0056	0,0075

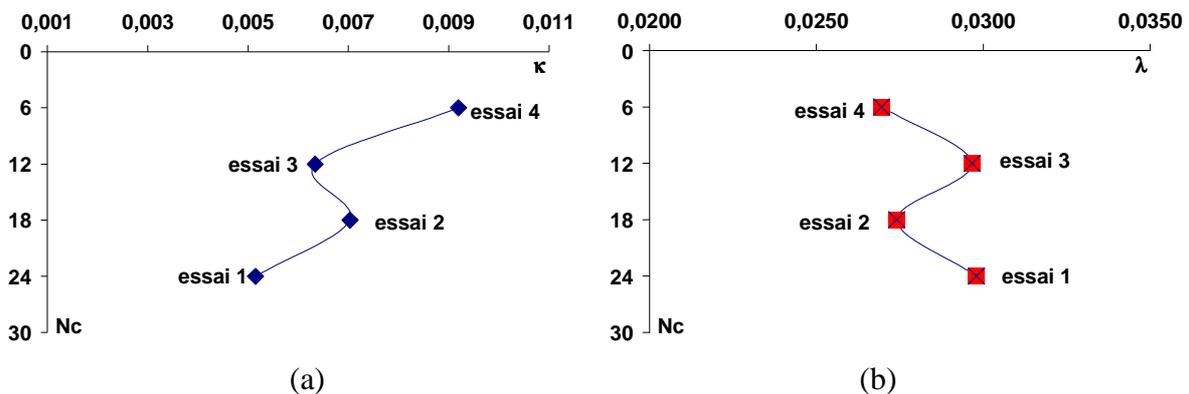


Figure 2-54 : Variation des paramètres en fonction du niveau de compactage, (a) Coefficient de compression κ (ou C_c). (b) Coefficient de décompression λ (ou C_s).

2.4.2.4 Conclusions

En comparant la variation des caractéristiques de compressibilité des couches compactées dynamiquement avec la répétitivité de celles consolidées en conditions œdométriques, nous avons choisi de réaliser nos éprouvettes par assemblage de couches consolidées en conditions œdométrique. De cette manière, nous évitons l'apparition probable de défauts liés à l'effet de compactage et de décompactage. Cette technique a été appliquée dans la fabrication des éprouvettes triaxiales et de celles destinées aux essais à la colonne résonnante.

2.4.3. Essais sur éprouvettes anisotropes

Comme nous l'avons présenté dans le premier paragraphe de ce chapitre, nous avons reconstitué des éprouvettes œdométriques selon les deux types d'anisotropie.

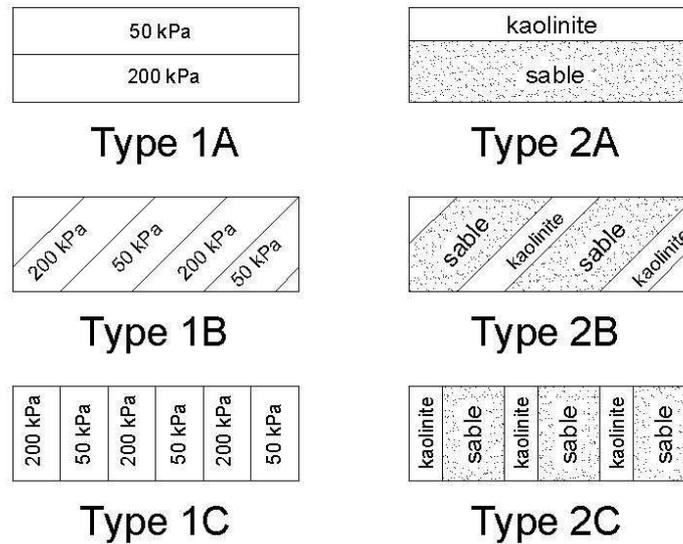


Figure 2-55 : Éprouvettes testées

Afin d'étudier la compressibilité dans les directions principales, nous avons créé des éprouvettes en inclinant les couches. Le Tableau 2-11 présente les caractéristiques de l'ensemble des éprouvettes.

Tableau 2-11 : Les types des éprouvettes testés

Nom d'éprouvette	Nombre d'éprouvettes	Type d'éprouvette	Inclinaison (degrés)
1A	2	mélange	0
1B	4	mélange	45
1C	2	mélange	90
2A	2	couches	0
2B	2	couches	45
2C	2	couches	90

2.4.4. Résultats des essais

2.4.4.1 Éprouvette de type 1

Le Tableau 2-12 présente des résultats obtenus avec des éprouvettes de type 1 en comparant avec ceux acquis sur des éprouvettes homogènes. On trouve que l'éprouvette constituée de mélange homogène est plus compressible que les éprouvettes anisotropes, néanmoins, lors d'un déchargement, elle gonfle moins.

Tableau 2-12 Résultats des éprouvettes de type 1

Éprouvette	Mélange		1A		1B		1C	
Inclinaison (α)	Isotrope		horizontale		45 degrés		verticale	
p_o (kPa)	73,60	91,39	86,6	89,4	56,3	68,4	47,2	46,2
p_o moyen	82,5		88,0		62,4		46,7	
λ	0,0224	0,0240	0,0224	0,0240	0,0219	0,0236	0,0218	0,0211
λ moyen	0,0322		0,0232		0,0227		0,0214	
κ	0,0037	0,0034	0,0054	0,0056	0,0044	0,0048	0,0042	0,0039
κ moyen	0,0036		0,0055		0,0046		0,0040	

Parmi les éprouvettes anisotropes, les éprouvettes 1A (couches horizontales) sont les plus « sensibles » car le coefficient de compressibilité (λ), le coefficient de gonflement (κ) et la contrainte de préconsolidation (p_o) de ce type d'éprouvettes sont toujours supérieurs à ceux des éprouvettes 1B ou 1C (couches inclinées à 45 degrés et verticales).

$$\lambda_{\text{isotrope}} > \lambda_{\text{horizontal}} > \lambda_{45^\circ} > \lambda_{\text{vertical}}$$

$$\kappa_{\text{horizontal}} > \kappa_{45^\circ} > \kappa_{\text{vertical}} > \kappa_{\text{isotrope}}$$

2.4.4.2 *Éprouvette de type 2*

On trouve que, dans le cas des éprouvettes de type 2, les éprouvettes de couches horizontales sont toujours les plus « sensibles », c'est-à-dire, qu'elles sont les plus compressibles et gonflantes (au sens de la norme).

Tableau 2-13 : Résultats des éprouvettes de type 2

Eprouvette	Sable 100%	Kaolinite 100%	2A		2B		2C	
Inclinaison (α)	isotrope	isotrope	horizontale		45 degrés		verticale	
p_o (kPa)	59,2	50,1	134,3	129,7	20,3	32,5	20,3	15,4
p_o moyen	59,2	50,1	132,0		26,4		17,9	
λ	0,0150	0,0826	0,0370	0,0366	0,0198	0,0212	0,0207	0,0210
λ moyen	0,0150	0,0826	0,0368		0,0205		0,0208	
κ	0,0025	0,0131	0,0119	0,0151	0,0041	0,0050	0,0045	0,0043
κ moyen	0,0025	0,0131	0,0135		0,0045		0,0044	

De plus, les paramètres des éprouvettes 2B et 2C sont quasiment identiques. La liaison entre la compressibilité et l'inclinaison des couches de 45 à 90 degrés n'est de ce fait pas nettement discernable.

Les éprouvettes témoins utilisées ici sont une éprouvette de 100% de sable et une de 100% de kaolinite, on trouve que :

$$\lambda_{\text{kaolinite}} > \lambda_{\text{horizontal}} > \lambda_{45^\circ} \approx \lambda_{\text{vertical}} > \lambda_{\text{sable}}$$

$$\kappa_{\text{kaolinite}} > \kappa_{\text{horizontal}} > \kappa_{45^\circ} \approx \kappa_{\text{vertical}} > \kappa_{\text{sable}}$$

2.4.4.3 Estimation des paramètres des éprouvettes avec des couches inclinées à 30 et 60 degrés

Dans le cas des éprouvettes de type 1, on obtient une bonne corrélation entre les coefficients de compressibilité et de gonflement et la valeur de la contrainte de préconsolidation avec l'inclinaison des couches.

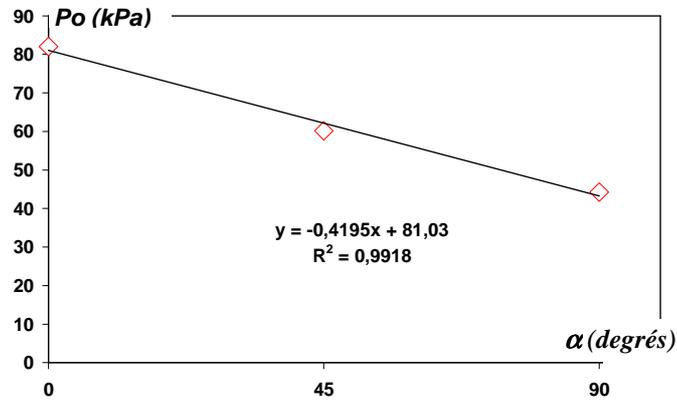


Figure 2-56 : Relation entre la contrainte de préconsolidation et l'inclinaison des couches (α)

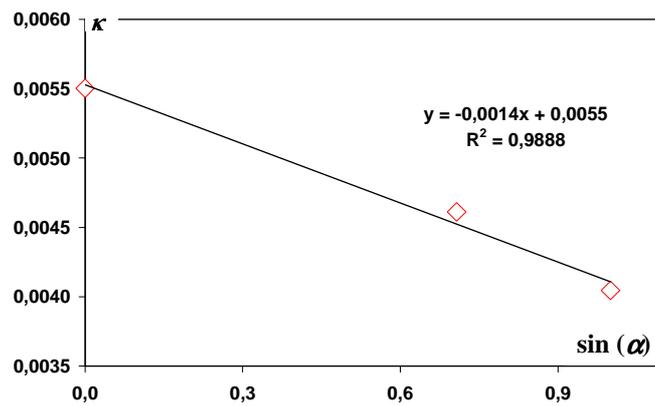


Figure 2-57 : Relation entre κ et α

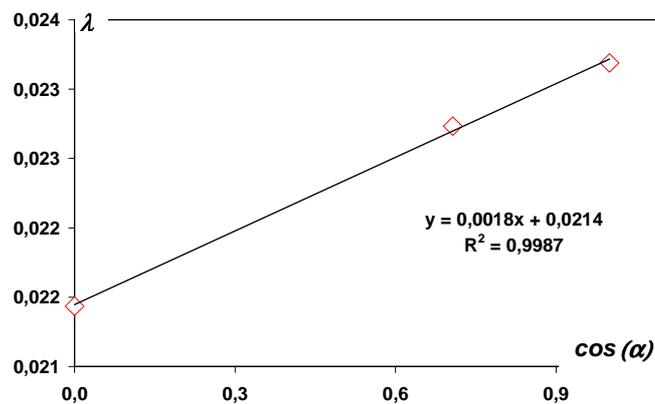


Figure 2-58 : Relation entre λ et $\cos \alpha$

A partir des Figure 2-56, Figure 2-57 et Figure 2-58, on obtient les relations linéaires suivantes avec α exprimé en degrés :

$$p_o = -0,4195\alpha + 81,03$$

$$\kappa = -0,0014 \cdot \sin(\alpha) + 0,0055$$

$$\lambda = 0,0018 \cdot \cos(\alpha) + 0,0214$$

Le Tableau 2-14 présente les valeurs des paramètres de compressibilité estimées dans le cas des couches inclinées à 30 et 60 degrés.

Tableau 2-14 : Valeurs des paramètres de compressibilité selon l'orientation

Type 1	Inclinaison (degrés)	
	30	60
p_o	68,4	55,9
λ	0,0230	0,0223
κ	0,0048	0,0043

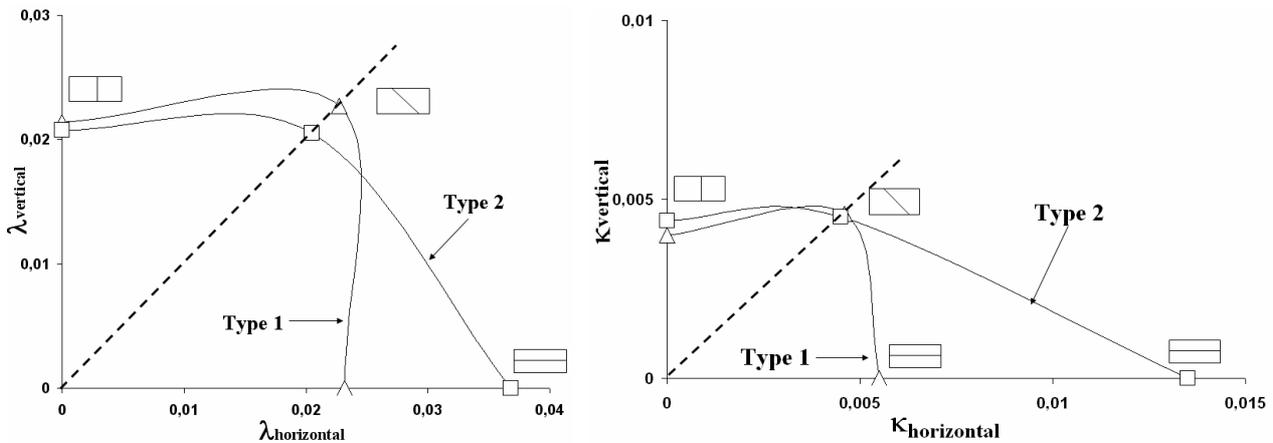


Figure 2-59 : Valeurs de λ et κ en fonction de l'inclinaison.

On rappelle que l'origine de l'anisotropie des éprouvettes de type 1 est la différence des contraintes de préconsolidation des couches lors de sa fabrication (couche de 50 kPa et couche de 200 kPa), donc, lorsque la contrainte de consolidation est suffisamment élevée, cette différence n'est plus visible, ceci explique pourquoi les courbes de représentation de λ et κ en fonction de l'inclinaison des éprouvettes de type 1 sont plus symétriques par rapport à l'axe 45° que celles d'éprouvettes de type 2.

En revanche, l'anisotropie d'éprouvettes de type 2 est l'anisotropie matérielle (elles sont composées à partir de sable et de kaolinite), donc, quelle que soit la contrainte appliquée, son anisotropie persiste. Ces premiers résultats montre la pertinence du choix du mode de reconstitution des éprouvettes.

2.5. Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre les différentes méthodes de préparation des éprouvettes mises au point pour reconstituer des sols de référence présentant des anisotropies de différentes natures et observables.

Nous avons constaté que la création d'éprouvettes par compactage dynamique ne permettait pas d'atteindre le niveau de contraste et de qualité visé. Nous avons de ce fait choisi d'abandonner la technique du compactage dynamique au profit de la consolidation en condition œdométrique. Cette technique a été appliquée dans la fabrication des éprouvettes triaxiales et de celles des essais à la colonne résonante.

Chapitre 2

Dans une deuxième partie, nous avons présenté le programme d'essais et les trois essais retenus dans ce travail pour déterminer les paramètres des sols anisotropes afin d'aider à la compréhension du phénomène.

Durant une étude préliminaire de nos matériaux avec l'appareil œdométrique, nous avons pu mettre en évidence un certain nombre de relations entre les paramètres de compressibilité et l'orientation des couches.

Chapitre 3. Comportement élastique des sols anisotropes

Ce chapitre est partagé en trois sections organisées en cohérence avec la classification des plages de déformations et des méthodes de mesure proposées au chapitre 2.

La première partie est consacrée à l'étude du comportement des sols à très petites déformations ($\varepsilon < 10^{-5}$). Dans cette partie, nous étudions la variation des modules de cisaillement des sols anisotropes en fonction de la pression moyenne effective et en fonction de l'inclinaison des couches constituant des éprouvettes. Nous montrons la différence fondamentale dans la variation des modules de cisaillement pour les deux types d'anisotropie (induite et inhérente). Une comparaison des résultats obtenus avec ceux des éprouvettes isotropes et de l'argile naturelle est aussi discutée. Enfin, nous proposons des relations expérimentales qui expriment la dépendance des modules de cisaillement avec la pression moyenne effective ainsi qu'avec l'inclinaison des couches du sol à anisotropie orthotrope. Ces relations sont indispensables pour évaluer de manière préliminaire le comportement anisotrope des sols à très petites déformations et éventuellement modifier les codes de calcul en prenant en compte l'anisotropie des sols.

La deuxième partie s'intéresse à la variation des modules de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne effective et de l'inclinaison des couches sur une plage de déformations plus large ($10^{-5} < \varepsilon < 10^{-3}$). En particulier, nous étudions le comportement élastique du point de vue dynamique en investiguant la variation des modules en fonction du niveau de déformation effectuée et la variation du coefficient d'amortissement. Enfin, nous généralisons nos résultats en construisant des modèles simples de propagation des ondes de cisaillement dans un milieu orthotrope idéal. Deux modèles sont présentés, le premier est construit en prenant en compte l'influence de l'anisotropie du sol et, dans le deuxième, l'anisotropie du sol est négligée. La comparaison des deux modèles a montré l'importance de la prise en compte de l'anisotropie dans les calculs, en particulier dans le cas où la pression de confinement est élevée.

La troisième partie présente les résultats de l'observation du comportement des sols anisotropes aux moyennes et grandes déformations ainsi qu'à l'état critique. Nous étudions la variation des modules avec l'orientation des chemins de contraintes dans le plan (p, q) . Cette variation permet de mieux comprendre la relation entre les composantes de déformation du sol (déviatorique et volumique) avec le rapport des incréments des contraintes. Enfin, le comportement des sols anisotropes à l'état critique est également étudié en comparant les valeurs du rapport des contraintes critiques de deux types d'éprouvette. Les résultats obtenus lors de cette dernière étude mettent en évidence des comportements différents pour les deux types d'anisotropie à l'état critique.

3.1. Méthodes de mesure applicables aux sols anisotropes

Dans le chapitre 2, nous avons présenté la gamme des dispositifs expérimentaux adaptés à l'étude du comportement des sols sur toute leur plage de déformations. Pour mesurer les petites déformations, nous utilisons des méthodes dites « sismiques » comme les éléments piézoélectriques ou la colonne résonante. Ces dispositifs créent un signal sismique (les micros ondes, les vibrations

forcées, etc.) et l'envoient dans les échantillons puis captent la réponse. Les déformations sont alors indirectement mesurées.

De manière générale, le principe des méthodes de mesure indirecte consiste à comparer les informations émises avec les informations reçues qui ont subi des « perturbations » du milieu étudié. Autrement dit, le dispositif va émettre des informations $(I_1, I_2 \dots I_k)$ qui vont traverser via le milieu (M) de caractéristiques $(m_1, m_2 \dots m_n)$. En comparant les informations reçues $(Y_1, Y_2 \dots Y_k)$ avec les informations émises $(I_1, I_2 \dots I_k)$ nous pouvons évaluer les caractéristiques $(m_1, m_2 \dots m_n)$ du milieu (M) (Figure 3-1).

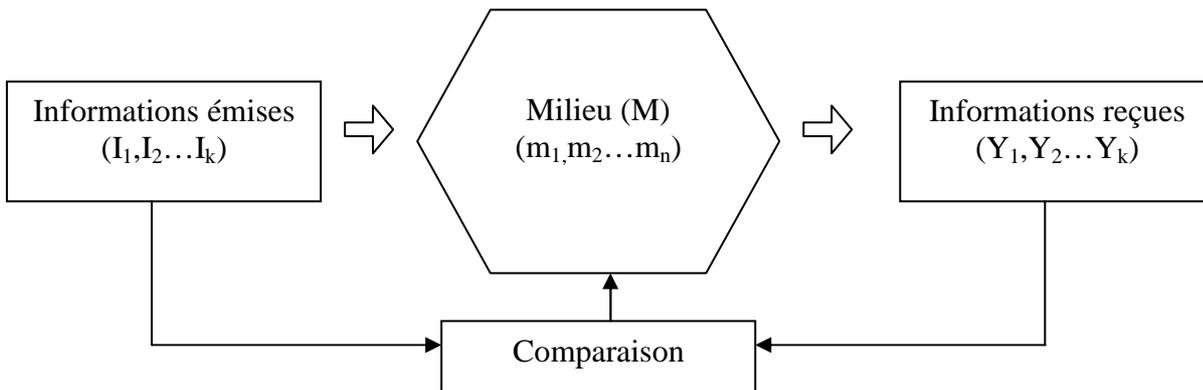


Figure 3-1: Principe des méthodes de mesure indirecte

A titre d'exemple, dans un essai avec les éléments piézoélectriques, une onde de vibration à faible amplitude est émise et propagée dans l'échantillon. En comparant l'instant d'émission et de réception, nous déterminons le laps de temps de propagation ainsi que la vitesse de propagation de cette onde dans le sol. La caractéristique du milieu (sol) déterminé dans ce cas est le module d'élasticité grâce à la relation suivante :

$$[\text{Module}] = [\text{Masse volumique du sol}] \times [\text{Vitesse de propagation}]^2 \quad [3.1]$$

Du point de vue théorique, les méthodes de mesure indirecte ont été initialement conçues pour les matériaux homogènes et isotropes. Dans le cas des sols anisotropes, le problème devient plus complexe et dans la plupart de cas, la formule [3.1] n'est plus applicable. Trouver une méthode fiable pour déterminer exactement les modules du sol orthotrope est encore l'objet de plusieurs recherches actuelles.

Toutefois, comme nous l'avons expliqué dans le deuxième chapitre, les éprouvettes anisotropes utilisées dans cette recherche ne sont pas destinées à simuler un sol réel dans la nature. En revanche, ces éprouvettes ont été créées avec un comportement anisotrope de référence visible, afin que nous puissions l'étudier. Par conséquent, nous n'avons pas cherché dans ce travail à développer des méthodes spécifiques pour identifier les caractéristiques des sols formant les éprouvettes de type 1 et de type 2. Nous avons mené les expérimentations avec des appareillages classiques de laboratoire pour comprendre comment les sols anisotropes se comportent sous différentes conditions (confinement, cisaillement, inclinaison des couches, etc.).

Par la suite, nous présentons nos résultats avec des éprouvettes représentant deux types d'anisotropie, les caractéristiques de ces éprouvettes sont presque identiques sauf l'orientation des couches. Les mesures montrent que la vitesse de propagation des ondes dépend nettement de l'inclinaison des couches. Afin d'évaluer l'influence de l'anisotropie sur le comportement des sols, au lieu de comparer les vitesses de propagation des ondes, nous avons utilisé des modules

« équivalents » calculés à partir des vitesses de propagation des ondes et la masse volumique moyenne de l'éprouvette. Ce remplacement ne change pas le but de l'étude, par contre il facilite notre travail notamment lorsque nous comparons nos résultats avec les recherches précédentes. Donc, le terme « module » présenté dans nos résultats doit être considéré comme un paramètre générique, il n'est pas exclusivement le module des sols constituant nos éprouvettes.

3.2. Comportement élastique des sols anisotropes à très petites déformations - Essais aux éléments piézoélectriques

3.2.1. Essais sur sols de référence

3.2.1.1 *Programme d'essais*

Vingt-trois essais triaxiaux ont été réalisés : douze éprouvettes de type 1 à des pressions de consolidation respectives de 50, 100, 150 et 200 kPa, et onze éprouvettes de type 2, consolidées aux mêmes pressions. Le programme d'essais est présenté dans le Tableau 3-1.

Tableau 3-1 : Programme d'essais triaxiaux avec éléments piézoélectriques

Essai	Eprouvette	α	p'	h	d	m_{initiale}	ρ	e_o	W_{initiale}	m_{finale}	m_{seche}	W_{finale}
		°	kPa	mm	mm	G	g/cm ³		%	g	g	%
1	TYPE 1	0	50	100,4	50,0	433,2	1,99	0,33	10,6	441,9	391,7	12,8
2		0	100	102,3	49,9	440,7	1,96	0,35	12,1	446,3	393,2	13,5
3		0	150	96,2	49,8	409,5	1,96	0,35	11,3	413,0	368,0	12,2
4		0	200	101,4	49,9	433,6	1,96	0,35	11,3	436,1	389,5	12,0
5		45	50	95,8	50,1	419,7	2,00	0,33	11,3	425,0	377,2	12,7
6		45	100	95,6	49,6	409,6	1,99	0,33	11,4	410,8	367,5	11,8
7		45	150	99,2	49,6	416,4	1,94	0,37	12,0	419,4	371,8	12,8
8		45	200	99,6	49,5	424,1	1,98	0,34	11,7	424,1	379,8	11,6
9		90	50	100,2	49,9	422,7	1,92	0,38	12,0	428,3	377,5	13,5
10		90	100	101,7	49,5	427,7	1,96	0,35	11,7	432,1	382,9	12,8
11		90	150	101,1	49,6	426,5	1,96	0,35	11,4	428,8	382,9	12,0
12		90	200	98,1	49,8	427,2	2,01	0,3	11,1	430,9	384,4	12,1
13	TYPE 2	0	50	102,7	49,6	362,7	1,50	0,77	22,4	391,3	296,4	32,0
14		0	100	101,1	49,9	360,3	1,50	0,77	22,1	384,2	295,2	30,2
15		0	150	91,0	50,5	333,6	1,48	0,79	23,7	333,6	269,8	23,7
16		0	200	110,9	49,2	388,4	1,49	0,77	23,3	395,7	315,0	25,6
17		45	50	97,6	50,0	354,3	1,52	0,75	21,8	344,4	291,0	18,4
18		45	100	94,1	49,5	346,9	1,52	0,75	26,4	483,0	274,4	26,0
19		45	150	108,2	49,6	365,8	1,52	0,74	15,2	377,6	317,6	18,9
20		45	200	97,7	49,3	365,0	1,51	0,75	29,8	353,8	281,1	25,9
21		90	50	109,2	50,1	374,2	1,53	0,73	13,8	376,7	328,7	14,6
22		90	100	102,6	50,1	377,1	1,51	0,76	23,8	405,1	304,6	33,0
23		90	200	98,4	50,0	358,0	1,50	0,76	23,1	357,6	290,7	23,0

3.2.1.2 Procédure d'essai

Chaque essai comprend trois phases :

- la phase de saturation s'effectue sous une contre-pression de 200 kPa et une pression de confinement de 233 kPa,
- la phase de consolidation : chaque éprouvette est consolidée en plusieurs paliers de 50 kPa et les mesures de propagation d'ondes par mise en vibration d'éléments piézo-électriques ont été réalisées dans les éprouvettes à la fin de chaque palier de consolidation. Les vitesses de propagation des ondes sinusoïdales dans l'éprouvette sont mesurées,
- la phase de cisaillement est réalisée en condition drainée, avec une contre-pression maintenue constante à 200 kPa. La pression interstitielle et la contrainte moyenne effective p' étant maintenues constantes, les essais se terminent lorsque la déformation axiale ϵ_1 atteint 15%.

3.2.1.3 Résultats d'essais

Le Tableau 3-2 présente la récapitulation des « modules » de cisaillement G déterminés grâce aux essais triaxiaux aux éléments piézoélectriques. Ces modules sont déterminés selon la formule [2.17] où la masse volumique est la masse volumique moyenne de l'éprouvette.

Tableau 3-2 : Valeurs des modules de cisaillement des éprouvettes de type 1 et 2 (Nguyen *et al.*, 2008a)

Pression de confinement (p')	Type 1			Type 2		
	Inclinaison des couches α (degrés)					
	0	45	90	0	45	90
kPa	G (MPa)					
50	100	118	116	32	59	51
100	144	171	182	80	88	91
150	184	217	224	102	104	105
200	209	248	256	119	112	117

De manière générale, nous observons que les « modules » de cisaillement des éprouvettes de type 1 sont presque deux fois plus grands que ceux de type 2 à chaque niveau de confinement bien que les deux types d'éprouvette aient le même taux de sable et kaolinite.

Dans la suite du texte, les termes G_0 , G_{45} , G_{90} désignent respectivement les modules des éprouvettes avec couches horizontales, inclinées à 45 degrés et verticales.

3.2.1.4 Variation des modules de cisaillement avec l'inclinaison des couches

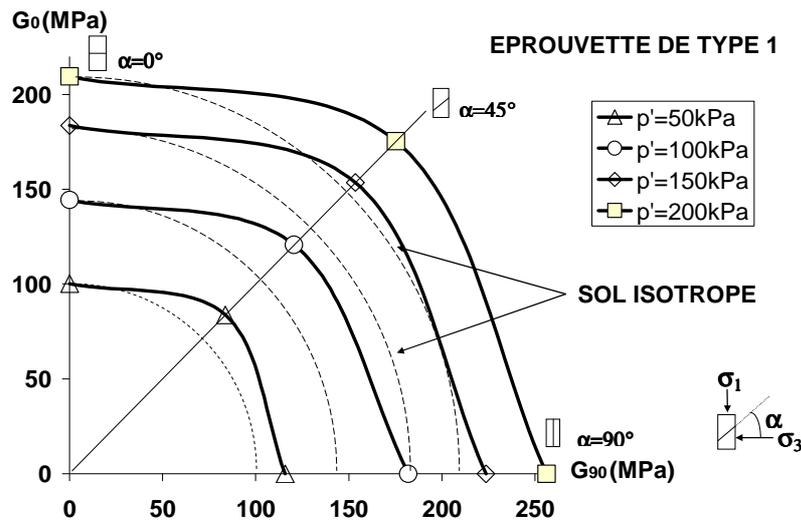


Figure 3-2: Valeurs du module de cisaillement des éprouvettes de type 1 pour différentes inclinaisons.

La Figure 3-2 présente les valeurs du module de cisaillement déterminées à partir des essais de propagation d'ondes (essais aux éléments piézoélectriques) des éprouvettes de type 1 à différentes contraintes moyennes effectives. Sur cette figure, nous avons ajouté des courbes en traits discontinus (tiretés) représentant le cas des sols isotropes avec des valeurs de modules égales dans toutes les directions. Nous observons un comportement anisotrope du matériau des éprouvettes de type 1 qui présente une différence relativement importante entre les modules des éprouvettes verticales et à 45 degrés et ceux des éprouvettes horizontales. Cette anisotropie semble être amplifiée par le niveau de confinement avec $G_0 < G_{45} < G_{90}$.

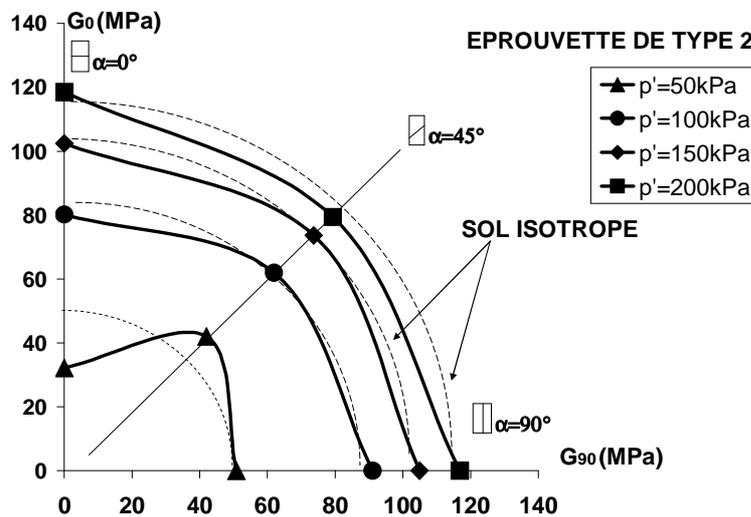


Figure 3-3: Valeurs du module de cisaillement des éprouvettes de type 2 pour différentes inclinaisons.

Contrairement aux éprouvettes de type 1, sur la Figure 3-3, nous trouvons que la variation des modules des éprouvettes de type 2 est plus complexe. L'anisotropie des modules de cisaillement des éprouvettes de type 2 est visible lorsque la contrainte moyenne effective est faible ($p' = 50$ kPa) avec $G_0 < G_{90} < G_{45}$. Lorsque la contrainte de confinement augmente, la différence entre les modules devient moins discernable.

3.2.1.5 Variation des modules de cisaillement avec la pression de confinement

Les Figure 3-4 et Figure 3-5 présentent respectivement l'augmentation des modules de cisaillement avec la pression de confinement des éprouvettes de types 1 et 2. La variation des modules n'est pas pareille dans les deux cas. Pour le type 1, les valeurs de G_0, G_{45}, G_{90} divergent lorsque la pression de confinement augmente tandis que les modules G_0, G_{45}, G_{90} des éprouvettes de type 2 tentent à converger à une valeur unique.

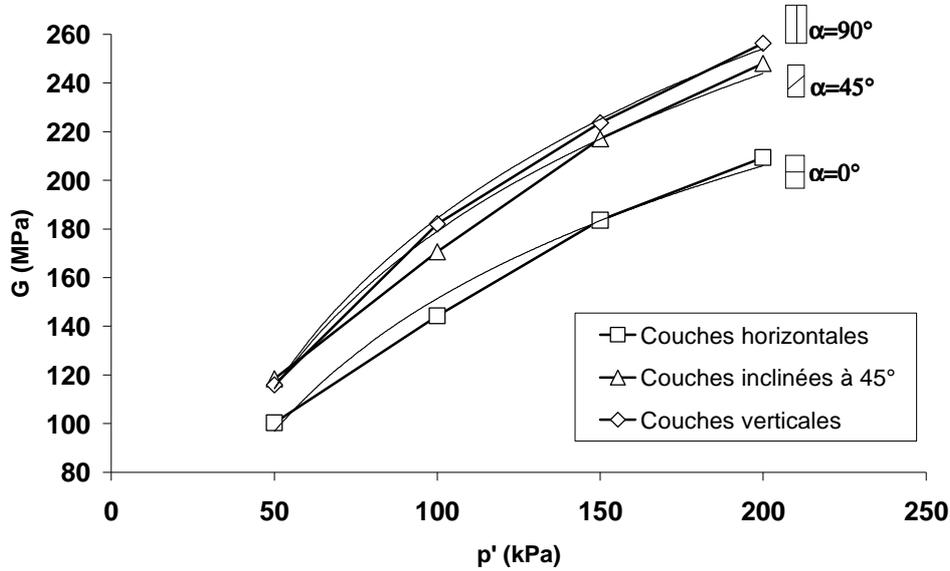


Figure 3-4: Variation des modules G avec la pression de confinement pour les éprouvettes de type 1

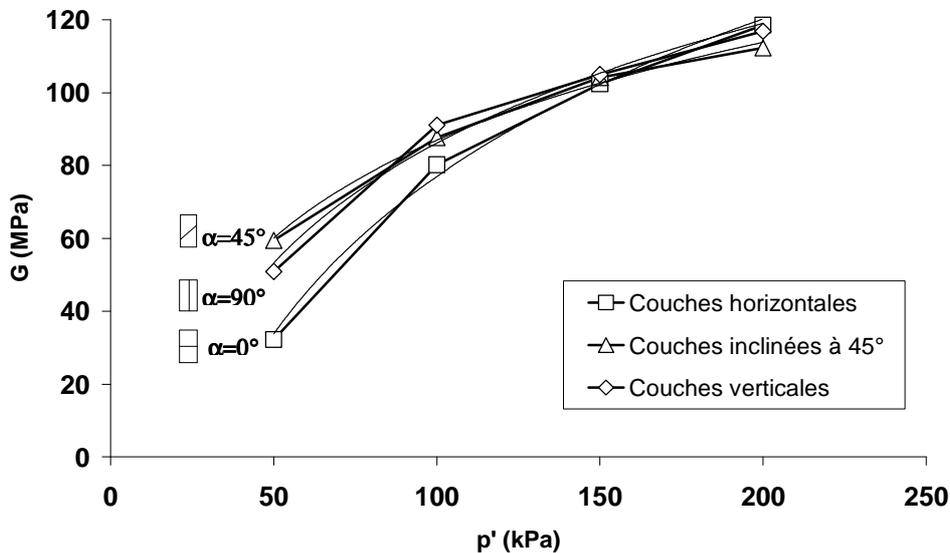


Figure 3-5: Variation des modules G avec la pression de confinement pour les éprouvettes de type 2

Afin de mieux analyser le comportement anisotrope des éprouvettes, nous avons déterminé le rapport entre les modules des éprouvettes verticales et à 45 degrés avec ceux des éprouvettes horizontales. Selon cette définition, n_{45}, n_{90} désignent respectivement les rapports $\frac{G_{45}}{G_0}, \frac{G_{90}}{G_0}$. Dans le cas du matériau isotrope, on a évidemment $n_0 = n_{45} = n_{90} = 1$. Le Tableau 3-3 présente les valeurs de n_0, n_{45}, n_{90} déterminées à partir des valeurs du tableau 3-2.

Tableau 3-3 : Valeurs de « n »

Pression de confinement (p') (kPa)	Type 1			Type 2		
	Inclinaison des couches α (degrés)					
	0	45	90	0	45	90
	$N=G/G_0$					
50	1,00	1,18	1,16	1,00	1,85	1,58
100	1,00	1,18	1,26	1,00	1,09	1,14
150	1,00	1,18	1,22	1,00	1,02	1,02
200	1,00	1,18	1,22	1,00	0,95	0,99

Les Figure 3-6a et Figure 3-6b montrent la variation de « n » en fonction de la contrainte moyenne effective (p') des éprouvettes de types 1 et 2. Pour les éprouvettes de type 1, les valeurs n_{45} et n_{90} sont assez « stables » autour de 1,2. Cela veut dire que la différence des modules est peu sensible à l'augmentation de la contrainte moyenne effective. Cette observation est contraire à notre prédiction de l'homogénéité des éprouvettes de type 1 sous l'effet des contraintes de consolidation importantes.

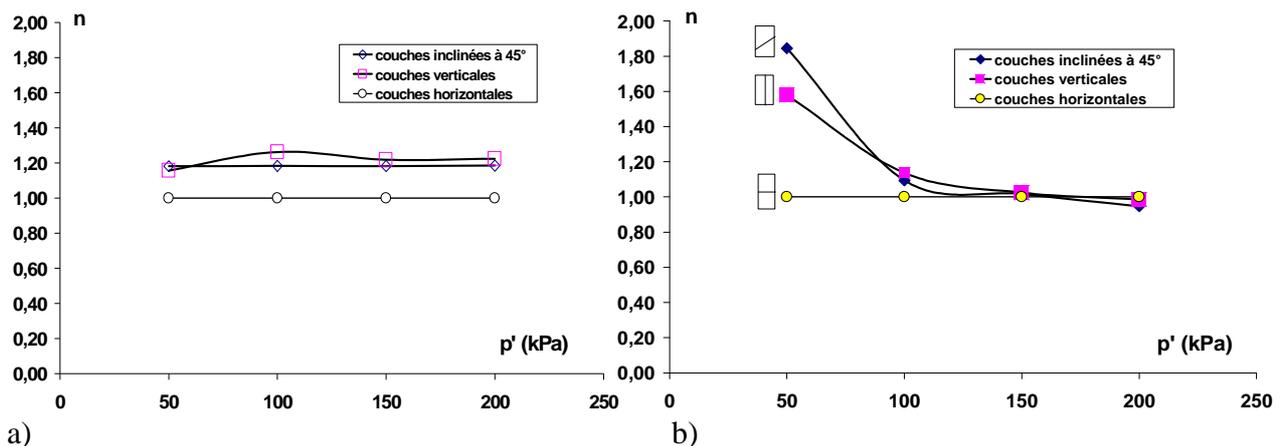


Figure 3-6: Variation de "n" en fonction de p'

En revanche, sur la Figure 3-6b, dans le cas des éprouvettes de type 2 représentant l'anisotropie matérielle, on trouve un comportement inverse, les valeurs de « n » convergent vers 1 avec l'augmentation de la contrainte moyenne effective.

3.2.2. Essais sur l'argile naturelle de Cubzac-les-Ponts

Afin d'évaluer le « réalisme » de nos sols de référence, nous avons réalisé des essais de propagation d'ondes sur des éprouvettes d'une argile naturelle taillées selon plusieurs directions dans des carottes prélevées à Cubzac-les-Ponts. L'argile de ce site a déjà fait l'objet d'une étude de l'anisotropie (Piyal et Magnan, 1984 ; Nguyen Pham, 2008).

3.2.2.1 Programme expérimental

Trois essais triaxiaux avec éléments piézoélectriques ont été effectués sur des éprouvettes d'argile de Cubzac-les-Ponts, taillées verticalement, horizontalement et suivant un angle de quarante-cinq degrés. La gamme de modules à déterminer correspond à la plage des très petites déformations

(environ 10^{-6} à 10^{-4}) et chaque mesure a été effectuée à une valeur de contrainte moyenne effective prédéfinie : 50, 100, 150 ou 200 kPa.

3.2.2.2 Résultats des essais

Le Tableau 3-4 présente les résultats d’essais triaxiaux avec éléments piézoélectriques sur des éprouvettes d’argile naturelle de Cubzac-les-Ponts. Nous trouvons que les valeurs du module de cisaillement sont beaucoup plus petites que celles des éprouvettes anisotropes de type 1.

Tableau 3-4 : Récapitulatif des valeurs du module de cisaillement (G)

éprouvette	profondeur (m)	inclinaison α (degrés)	hauteur (mm)	diamètre (mm)	masse (g)	G (MPa)			
						$p'=50$ kPa	$p'=100$ kPa	$p'=150$ kPa	$p'=200$ kPa
horizontale	3,5 - 4	0	56,1	50,0	140,9	7,30	9,26	13,49	16,24
inclinée	5,5 - 6	45	60,0	50,2	173,3	8,75	14,09	20,00	26,78
verticale	4 - 4,5	90	70,7	49,9	172,6	5,05	8,60	12,66	17,64

La Figure 3-7 présente la variation du module de cisaillement en fonction du niveau de confinement de l’argile de Cubzac-les-Ponts. Sur cette figure, nous observons une dominance nette du module à 45 degrés (G_{45}) par rapport aux modules vertical et horizontal. Cette dominance montre également l’anisotropie de l’argile de Cubzac-les-Ponts.

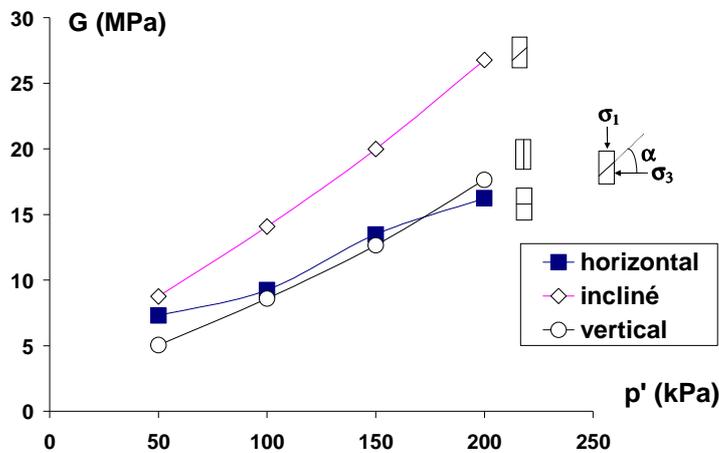


Figure 3-7: Variation de G en fonction de p' de l’argile naturelle de Cubzac-les-Ponts

Lors de cette étude, nous nous sommes particulièrement intéressés au travail de Piyal en 1984 car ses recherches sur le comportement anisotrope élastique de l’argile molle organique de Cubzac-les-Ponts nous fournissent une gamme de résultats comparables au travail réalisé au cours de cette thèse. On s’intéresse notamment à l’évolution des modules verticaux (E_v ou G_v), horizontaux (E_h ou G_h) ou inclinés à 45 degrés en fonction de la profondeur à laquelle l’éprouvette était prélevée. Cette variation est également représentée par la dépendance des modules avec la pression moyenne effective (p') appliquée sur l’éprouvette lors du cisaillement.

Les valeurs de E_v , E_h , G_v , G_h et G_{45} déterminées par Piyal à partir des essais triaxiaux sur des éprouvettes prélevées de -3,06 m à -6,55 m sont rassemblées dans le Tableau 3-5. Nous avons également déterminé le rapport $n=E_v/E_h$ qui représente de manière quantitative l’anisotropie du sol.

On remarque ainsi que les modules sont déterminés à partir des courbes « contrainte déviatorique ($\sigma_1 - \sigma_3$) – déformation axiale (ε_1) » dans une plage de déformations de 10^{-3} à 10^{-2} . Les valeurs de G_v , et G_h présentées dans le Tableau 3-5 sont estimées à partir de l’expression empirique de Wolf (1945) (voir tableau 1-5 du chapitre 1).

Tableau 3-5 : Valeurs des paramètres déterminés dans l’étude de Piyal et Magnan (1984).

Profondeur	p'	E_v	E_h	$n=E_h/E_v$	ν_{hh}	ν_{vh}	G_v	G_h	G_{45}
m	kPa	MPa	MPa				MPa	MPa	MPa
3,02	58	3,5	1,27	0,36	0,19	0,25	0,85	0,68	-
3,15	58	3,5	1,16	0,33	-	-	-	-	-
3,47	58	3,6	2,29	0,64	0,1	0,25	1,30	1,07	1,56
5,36	66	2,2	1,3	0,59	0,13	0,16	0,75	0,68	-
5,66	66	1,44	1,4	0,97	0,08	0,16	0,66	0,61	-
5,79	67	2,16	1,4	0,65	0,07	0,33	0,80	0,61	1,62
5,92	67	2,25	2,13	0,95	0,09	0,26	1,00	0,86	3,81
6,42	70	2,3	2,29	1,00	0,11	0,21	1,03	0,95	1,9
6,55	70	2,3	2,29	1,00	0,19	0,21	0,96	0,95	1,9

Dans le Tableau 3-5, nous remarquons que les valeurs du module de cisaillement mesurées par Piyal sont de deux à cinq fois inférieures à celles déterminées avec $p' = 50$ kPa dans notre étude (voir Tableau 3-4). Cette différence est logiquement expliquée par la dégradation du module en fonction du niveau de déformation. Les mesures de G sont effectuées dans nos essais à très petite déformations (environ 10^{-6}) alors que les valeurs de G déterminées dans les travaux de Piyal sont mesurées sur une plage de déformations supérieure à la nôtre (environ 10^{-3} à 10^{-2}) et correspondant à la plage pseudo-élastique des courbes « effort déviatorique-déformation » de l’essai triaxial. Cette constatation est en accord avec les résultats présentés dans l’étude sur l’argile de Cubzac-les-Ponts par Nguyen Pham (2008).

Les figures suivantes présentent la variation des modules de cisaillement selon la direction de mesure de α .

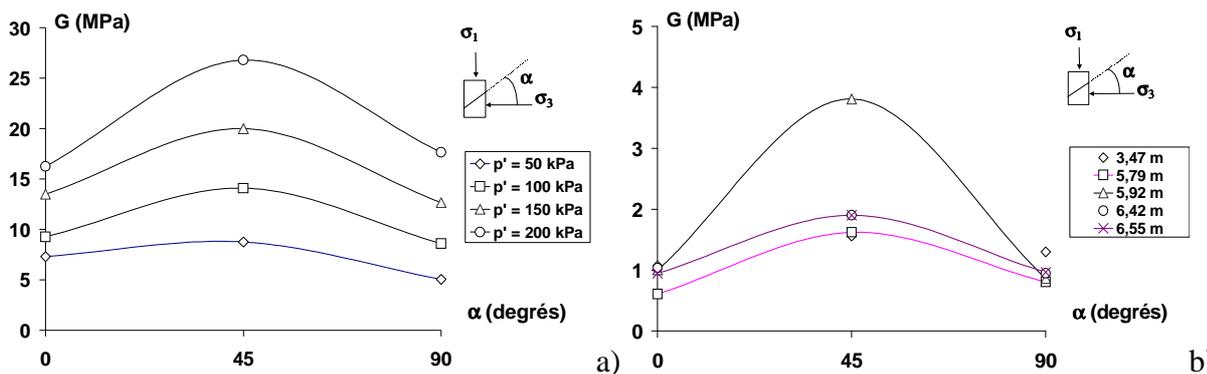


Figure 3-8: Variations des modules selon la direction de α d’après (a) Nguyen *et al.*, (2008) et (b) Piyal et Magnan, (1984)

Les courbes de la Figure 3-8a montrent une anisotropie nette de l’argile de Cubzac-les-Ponts. La valeur de G est maximale suivant la direction inclinée à quarante-cinq degrés et minimale suivant la direction horizontale ou verticale. Nos résultats sont conformes à ceux de Piyal présentés dans le Tableau 3-5 et sur la Figure 3-8b.

Afin de mieux analyser le comportement anisotrope des éprouvettes, nous avons également déterminé le rapport entre les modules de cisaillement (G) des éprouvettes verticales et à quarante-cinq degrés avec ceux des éprouvettes horizontales. Selon cette définition n_{45} et n_{90} désignent

respectivement les rapports G_{45}/G_h et G_{90}/G_h . Les valeurs de « n » sont récapitulées dans le tableau suivant.

Tableau 3-6 : Récapitulatif des valeurs de « n »

Éprouvette	inclinaison (α degrés)	$n_{\alpha}=G_{\alpha}/G_h$	Nguyen <i>et al.</i> (2008a)				Piyal et Magnan (1984)							
			$p'=50$ kPa	$p'=100$ kPa	$p'=150$ kPa	$p'=200$ kPa	$z=3$ m (58 kPa)	$z=3,5$ m (58 kPa)	$z=5,4$ m (66 kPa)	$z=5,7$ m (66 kPa)	$z=5,8$ m (67 kPa)	$z=5,9$ m (67 kPa)	$z=6,4$ m (70 kPa)	$z=6,6$ m (70 kPa)
			horizontale	0	n_0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
inclinée	45	n_{45}	1,20	1,52	1,48	1,65	-	1,46	-	-	2,67	4,41	2,00	2,00
verticale	90	n_{90}	0,69	0,93	0,94	1,09	1,24	1,21	1,10	1,07	1,33	1,16	1,09	1,02

Selon le Tableau 3-6, nous constatons que la valeur $n_{90} = G_{90}/G_h$ semble tendre vers 1 quand la contrainte moyenne effective (p') augmente. Une variation similaire est observée sur les résultats de Piyal. Au contraire, le rapport $n_{45}=G_{45}/G_h$ augmente fortement avec p' . Cela nous amène à conclure que l'argile de Cubzac-les-Ponts, qui présente une bonne homogénéité aux profondeurs de -3 m à -6 m selon Nguyen Pham (2008), est fortement anisotrope suivant la direction inclinée à quarante-cinq degrés. De plus, cette anisotropie semble être amplifiée par l'augmentation de la pression moyenne effective. Les résultats de Piyal ont montré aussi cette forte anisotropie suivant la direction inclinée à quarante-cinq degrés à différentes profondeurs où la valeur de n_{45} varie largement entre 1,4 ($z=3,5$ m) et 4,4 ($z=5,9$ m).

La Figure 3-9 présente la variation de « n » en fonction de la pression de confinement (Nguyen et Reiffsteck, 2008) ou de la profondeur (Piyal et Magnan, 1984).

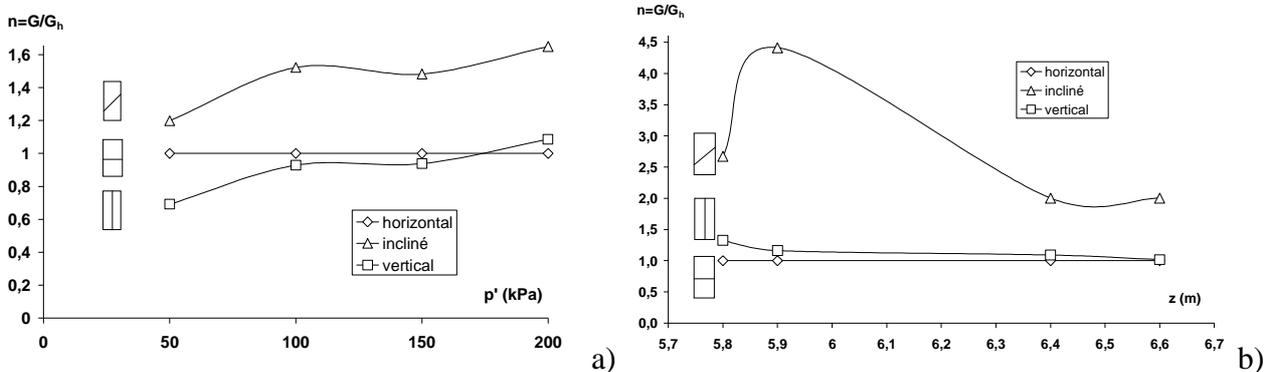


Figure 3-9: Variation de « n » en fonction de la pression de confinement (p') ou de la profondeur (z) (a) Nguyen *et al.* (2008b), (b) Piyal et Magnan (1984)

Comme l'anisotropie de l'argile de Cubzac-les-Ponts est de type induite, elle est originellement due à des surcharges historiques. La variation de « n » présentée sur la Figure 3-9 est en accord avec celle de notre étude (voir Figure 3-6) pour les éprouvettes à anisotropie induite (type 1). Ces observations permettent de conclure que l'anisotropie de type induite est quasiment indépendante de la pression de confinement.

La conclusion importante de ces résultats pour la pratique est que l'assimilation des sols à anisotropie induite à des sols isotropes ou bien la non-prise en compte involontaire de ce

comportement peut entraîner des erreurs importantes dans l'estimation des mouvements du sol notamment lorsque le sol est soumis un fort confinement.

3.3. Comportement élastique des sols anisotropes à des moyennes et grandes déformations - Essai à la colonne résonante

3.3.1. Programme d'essai

Huit essais ont été réalisés avec cinq éprouvettes de type 1, deux de type 2 et une éprouvette isotrope de mélange. Pour le type 1, nous avons effectué des essais avec des éprouvettes dont les couches sont inclinées à 0, 30, 45, 60 et 90 degrés ; pour le type 2, à cause de difficultés apparues lors du montage nous n'avons testé que des éprouvettes verticale et horizontale. Toutes les informations des essais sont récapitulées dans le Tableau 3-7.

Tableau 3-7 : Résultats des essais à la colonne résonante

Essai	Matériau	θ	p'	h	d	ρ	e_o	$W_{initiale}$	$m_{initiale}$	m_{finale}	m_{seche}	W_{finale}
		degrés	kPa	mm	mm	g/cm^3		%	g	g	g	%
1	Type 1	0	200	93,5	49,6	1,90	0,39	15,72	397,5	397,6	343,5	15,74
2		30	200	95,7	49,8	1,95	0,33	11,21	404,6	404,8	363,8	11,27
3		45	200	98,8	49,9	1,95	0,33	11,51	420,6	421,1	377,2	11,64
4		60	200	103,5	50,0	1,96	0,32	10,90	441,4	442,4	398,0	11,16
5		90	200	98,1	49,8	2,01	0,32	11,13	427,2	430,9	384,4	12,10
6	Type 2	0	200	105,6	49,7	1,52	0,74	15,50	360,4	371,1	312,0	18,94
7		90	200	103,3	50,4	1,48	0,80	26,76	385,6	389,1	304,2	27,91
8	Isotrope	-	200	105,5	50,0	1,96	0,35	11,50	453,80	451,2	407,0	10,86

3.3.2. Procédure d'essai

Nous avons mis en œuvre la même procédure que pour les essais aux éléments piézoélectriques. Chaque essai comprend ainsi trois phases :

- la phase de saturation s'effectue sous une contre-pression de 200 kPa et sous une pression de confinement de 233 kPa,
- la phase de consolidation : chaque éprouvette est ensuite consolidée en plusieurs paliers de 50 kPa jusqu'à 200 kPa,
- la phase de mise vibration : une recherche de la fréquence propre en mettant l'éprouvette en vibration forcée a été réalisée à la fin de chaque palier de consolidation. Les vitesses de propagation des ondes sinusoïdales dans l'éprouvette sont indirectement déterminées par la formule [2.15]. Des essais d'amortissement sont également réalisés, le coefficient d'amortissement est déterminé par [2.11].

3.3.3. Résultats d'essai

Le Tableau 3-8 présente l'ensemble des valeurs des modules de cisaillement déterminées selon la formule [2.12] exprimant le module de cisaillement en fonction de la vitesse de propagation des ondes. Afin d'étudier la variation des modules avec le niveau de déformations, pour chaque palier de consolidation, nous avons effectué des vibrations forcées avec différentes « amplitudes » de vibration de la plaque motrice (A_p , en volt). Nous faisons remarquer que le niveau de déformation appliqué sur une éprouvette est proportionnel à l'amplitude imposée.

Tableau 3-8 : Résultats des essais à la colonne résonante

Pression de confinement p'	Amplitude A_p	G (MPa)							Isotrope
		Type 1					Type 2		
		α (degrés)					α		
(kPa)	Volt	0	30	45	60	90	0	90	
50	0,01	65	84	74	86	48	37	-	75
	0,02	65	74	57	79	79	51	59	67
	0,04	80	61	80	67	60	44	62	60
	0,08	64	47	59	52	44	35	52	49
	0,1	60	42	51	46	38	30	45	46
	0,2	22	27	33	32	25	17	33	38
100	0,01	144	119	119	133	93	82	84	97
	0,02	132	114	84	124	110	76	82	85
	0,04	117	99	130	110	162	67	75	76
	0,08	98	78	102	86	108	62	78	66
	0,1	88	76	97	87	93	56	90	62
	0,2	69	55	67	64	67	41	72	49
150	0,01	192	161	141	176	229	113	95	119
	0,02	157	153	113	166	349	106	92	109
	0,04	161	137	180	151	325	96	84	99
	0,08	257	118	167	126	289	100	75	88
	0,1	238	102	155	125	219	102	108	84
	0,2	186	87	120	99	105	84	91	69
200	0,01	232	189	-	201	470	128	109	136
	0,02	390	178	134	192	404	125	106	124
	0,04	349	167	261	170	342	119	97	113
	0,08	310	141	215	143	263	111	87	102
	0,1	301	128	204	140	235	108	81	97
	0,2	243	80	157	116	134	87	-	79

Les figures suivantes présentent la variation du module de cisaillement avec le niveau de déformation appliqué sur les deux types d'éprouvette pour différentes inclinaisons des couches.

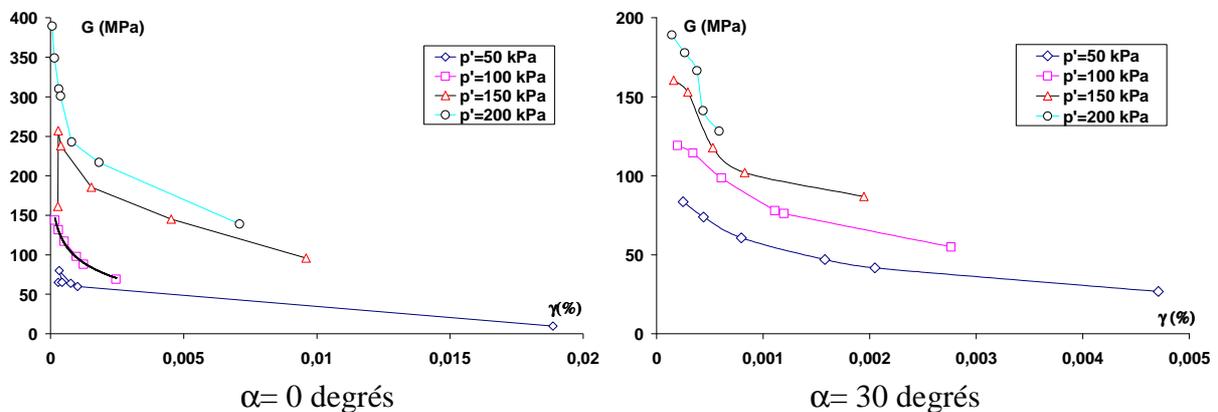


Figure 3-10: Variation des modules de cisaillement avec le niveau de déformation de type 1.

Chapitre 3

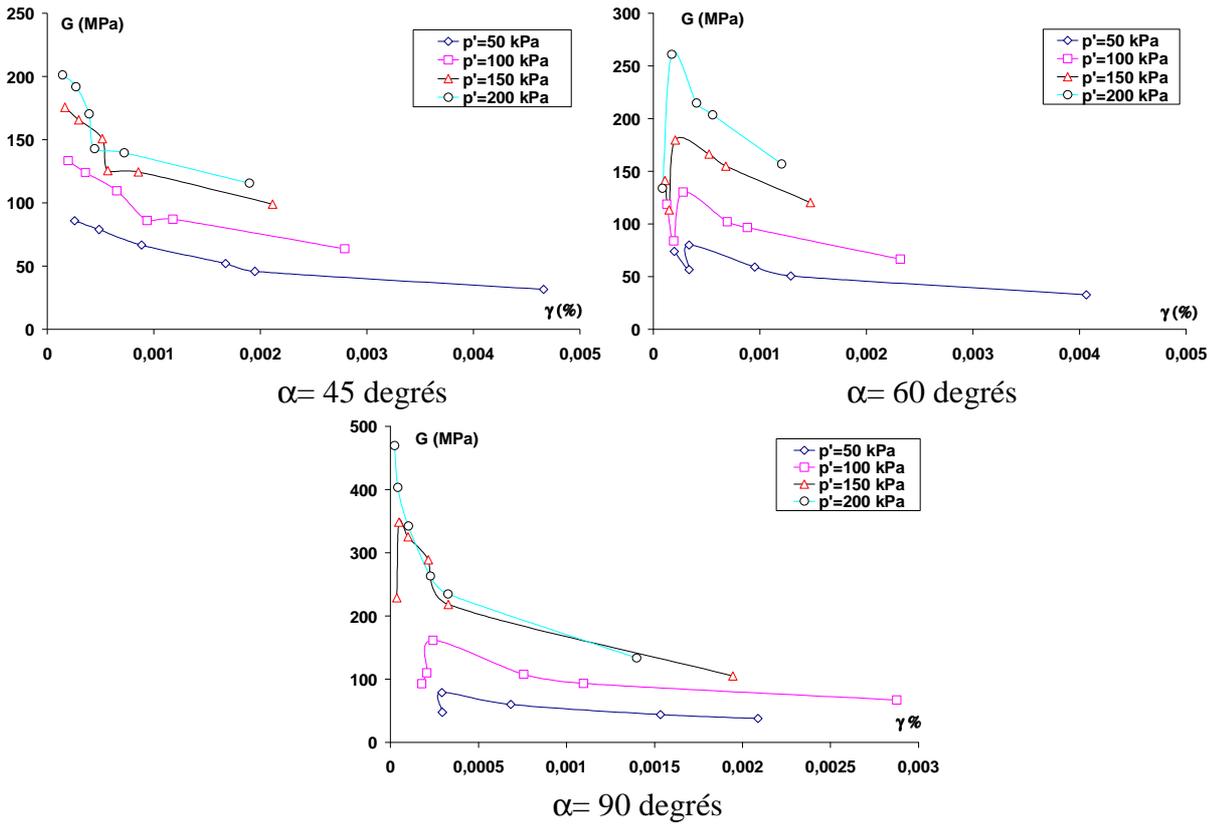


Figure 3-11: Variation des modules de cisaillement avec le niveau de déformation de type 1. (suite)

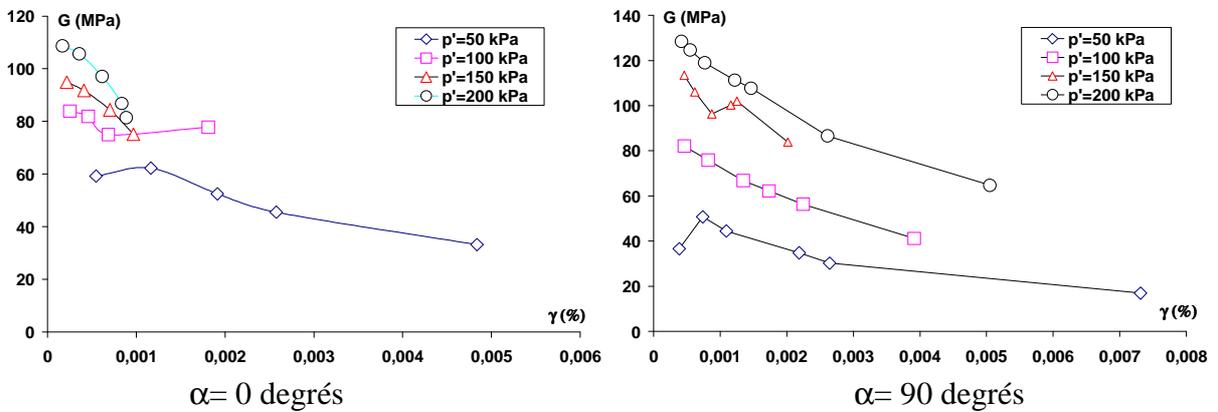


Figure 3-12: Variation des modules de cisaillement avec le niveau de déformation de type 2.

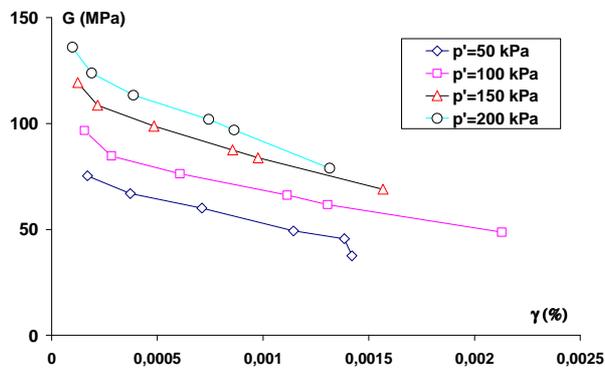


Figure 3-13: Variation des modules de cisaillement avec le niveau de déformation pour une éprouvette isotrope

Nous observons que, pour le type 1, les valeurs du module de cisaillement varient sur une plage assez large de 20 à 400 MPa pour une variation des déformations de 10^{-3} à 10^{-5} tandis que pour le type 2, ces paramètres varient sur des plages plus « étroites » : 17 à 130 MPa pour les modules de cisaillement et moins de 10^{-5} pour la déformation. Dans tous les cas, nous remarquons une diminution nette du module avec le niveau de déformation, cette observation est raisonnablement en accord avec les conclusions de plusieurs auteurs, notamment Hardin et Black (1968, 1969) ; Hardin et Drnevich, (1972a, 1972b) ; Fahey et Carter (1993), et Nguyen Pham (2008).

Le mode de sollicitation par torsion d'éprouvettes anisotropes inclinées n'est pas homogène ce qui peut expliquer l'amplification visible sur les courbes obtenues avec les sols anisotropes quand l'amplitude imposée augmente. Amplification qui n'est pas constatée pour le mélange isotrope dont les résultats sont donnés sur la Figure 3-13.

3.3.4. Variation du module de cisaillement en fonction du niveau de déformation, de la pression de confinement et de l'orientation des couches

Les résultats obtenus à partir des essais à la colonne résonante montrent que le module de cisaillement dépend simultanément de la pression de confinement, du niveau de déformation et de l'inclinaison des couches. Donc, pour étudier l'influence de l'anisotropie ou de la pression de confinement sur la variation des modules, les valeurs de modules doivent être comparées au même niveau de déformation. Il est alors nécessaire de rechercher une relation expérimentale entre le module de cisaillement et le niveau de déformation qui permette d'interpoler une valeur de module sur une plage de déformation prédéfinie.

Pour les éprouvettes de type 1, les résultats ont montré que le module de cisaillement (G) varie de manière quasi linéaire avec logarithme du niveau de déformation ($\ln(\gamma)$). La Figure 3-14 montre un exemple de la relation linéaire entre G et $\ln(\gamma)$ obtenue à partir de l'essai sur une éprouvette de type 1 avec les couches horizontales.

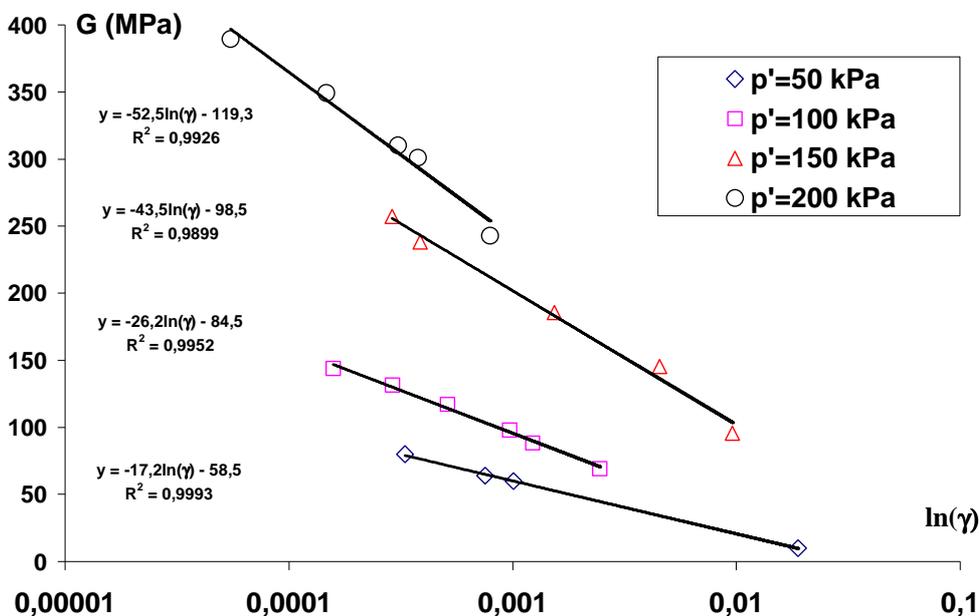


Figure 3-14: Relation linéaire entre G et $\ln(\gamma)$ (éprouvette de type 1, couches horizontales)

De manière générale, la relation entre G et $\ln(\gamma)$ peut être exprimée par :

$$G = D_1 \cdot \ln(\gamma) + D_2 \quad [3.2]$$

D_1 et D_2 sont des paramètres expérimentaux homogènes à des modules, le Tableau 3-9 récapitule les valeurs de ces paramètres pour les éprouvettes de type 1.

Tableau 3-9 : Récapitulatif des valeurs de D_1 et D_2 (éprouvettes de type 1)

p'	Inclinaison α (degré)									
	0		30		45		60		90	
	D_1	D_2	D_1	D_2	D_1	D_2	D_1	D_2	D_1	D_2
kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
50	-17	-59	-20	-80	-19	-74	-20	-75	-18	-71
100	-26	-85	-26	-96	-31	-119	-28	-100	-38	-159
150	-43	-99	-32	-120	-47	-178	-32	-99	-66	-307
200	-53	-119	-43	-185	-58	-215	-36	-114	-87	-467

En revanche, les modules ne varient pas de manière aussi linéaire pour le type 2 que pour le type 1. Il est donc difficile de trouver une relation explicite à partir des données expérimentales. Les modules pour ce type d'éprouvettes sont comparés en choisissant ceux qui ont un niveau de déformation similaire.

Le Tableau 3-10 récapitule les valeurs déterminées à partir de la relation [3.2] et du Tableau 3-9 dans les cas où le niveau de déformation est égal à 10^{-4} et à 10^{-3} .

Tableau 3-10 : Valeurs interpolées des modules de cisaillement des éprouvettes de type 1

Déformation	p'	Inclinaison α (degré)				
		0	30	45	60	90
		G (MPa)				
$\gamma=10^{-4}$	kPa					
	50	99	104	102	109	95
	100	156	143	166	157	191
	150	302	174	252	195	299
$\gamma=10^{-3}$	200	364	211	315	217	337
	50	79	81	80	86	74
	100	126	1135	130	125	147
	150	251	137	198	158	223
200	304	161	249	176	237	

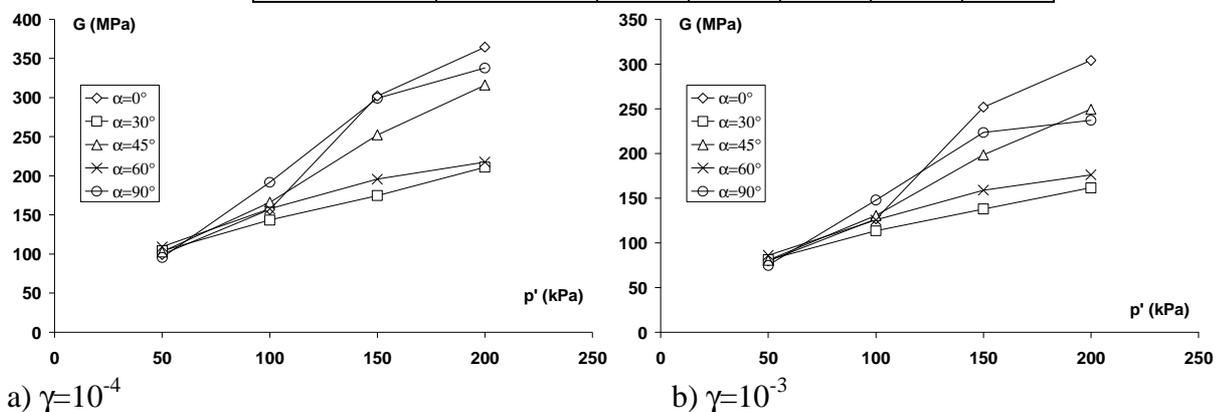


Figure 3-15: Variation des modules de cisaillement avec la pression de confinement (type 1)

Sur les Figure 3-15a et Figure 3-15b, nous observons que le module de cisaillement augmente avec la pression de confinement, il est maximal dans le cas où les couches sont horizontales ($\alpha=0$) et est minimal pour les couches inclinées à 30 degrés. L'anisotropie des modules n'est pas visible lorsque la pression de confinement est faible, en revanche, la différence entre les modules est bien discernable à des valeurs importantes de confinement. Cette observation est plus visible sur les Figure 3-16a et Figure 3-16b et elle est similaire à ce que nous avons observé lors des essais aux éléments piézoélectriques.

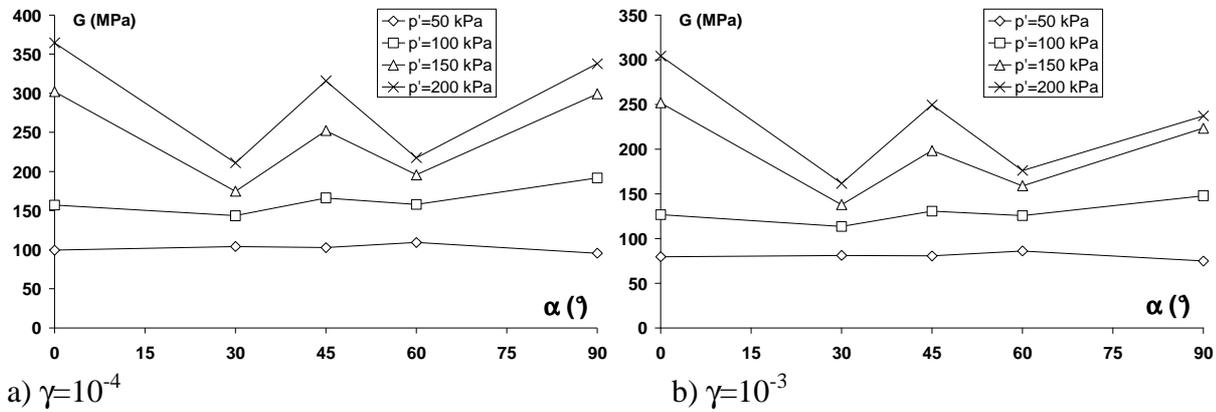


Figure 3-16: Variation des modules avec l'inclinaison des couches

Les Figure 3-16a et Figure 3-16b présentent la variation des modules avec l'inclinaison des couches, les courbes semblent symétriques autour de la valeur $\alpha = 45$ degrés. Nous trouvons que les modules des éprouvettes à inclinaison de 30 et 60 degrés sont inférieurs à ceux des éprouvettes avec des couches horizontales, verticales ou inclinées à 45 degrés.

Pour le type 2, la Figure 3-17 présente la variation des modules de cisaillement avec la pression de confinement. Les valeurs des modules sont estimées en fonction du niveau de déformations correspondant, environ 10^{-4} . Nous observons également que le module de cisaillement des éprouvettes avec les couches horizontales est quasiment proportionnel à la pression de confinement.

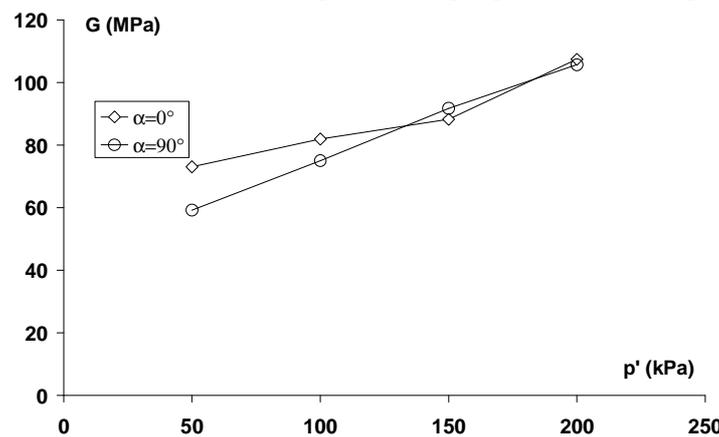


Figure 3-17: Variation des modules avec la pression de confinement (type 2).

3.3.5. Influence de l'anisotropie sur l'amortissement du sol

Lors de nos essais à la colonne résonante, nous avons effectué également des essais d'amortissement afin d'étudier expérimentalement le comportement dynamique des sols anisotropes de type 1. La détermination du coefficient d'amortissement $D(\%)$ est présentée dans l'étude bibliographique (chapitre 1). Ce paramètre est une propriété dynamique du sol. Il représente, au point de vue mécanique, la dispersion énergétique dans le sol après un cycle de vibration.

De manière générale, l'amortissement du sol dépend de plusieurs facteurs notamment du niveau de déformation, de la fréquence de la vibration libre, de la pression de confinement, etc. Le Tableau 3-11 récapitule les valeurs du coefficient d'amortissement déterminées sur une plage de déformation de $1,5 \cdot 10^{-3}$ à $4 \cdot 10^{-5}$.

Tableau 3-11 : Résultats des essais d'amortissement (type 1)

α (°)	P' kPa	D %	γ	f Hz
0	50	13,69	$1,45 \cdot 10^{-3}$	50,4
	100	8,36	$1,18 \cdot 10^{-3}$	59,2
	150	6,96	$3,93 \cdot 10^{-4}$	97,2
	200	5,92	$3,90 \cdot 10^{-4}$	107,7
30	50	4,88	$9,74 \cdot 10^{-4}$	54,1
	100	4,34	$5,62 \cdot 10^{-4}$	68,6
	150	3,70	$5,47 \cdot 10^{-4}$	77,5
	200	3,15	$3,29 \cdot 10^{-4}$	86,1
45	50	13,95	$2,37 \cdot 10^{-4}$	55,3
	100	10,75	$6,17 \cdot 10^{-4}$	62,4
	150	8,87	$6,45 \cdot 10^{-4}$	76,7
	200	7,04	$5,47 \cdot 10^{-4}$	86,8
60	50	4,77	$5,56 \cdot 10^{-4}$	56,4
	100	3,39	$7,22 \cdot 10^{-4}$	67,7
	150	2,98	$8,12 \cdot 10^{-4}$	74,5
	200	2,76	$5,71 \cdot 10^{-4}$	78,2
90	50	11,50	$1,30 \cdot 10^{-3}$	47,7
	100	8,36	$4,93 \cdot 10^{-4}$	64,4
	150	6,71	$2,07 \cdot 10^{-4}$	110,4
	200	3,42	$4,06 \cdot 10^{-5}$	132,4

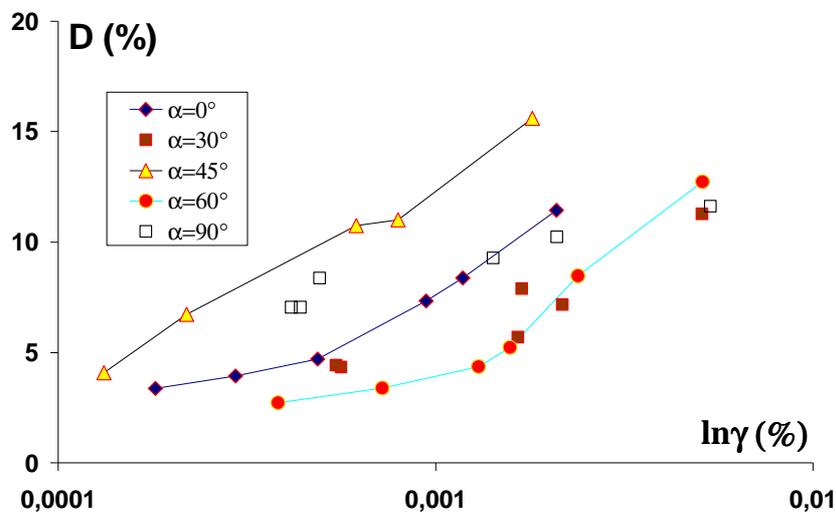


Figure 3-18: Variation de D en fonction du niveau de déformation (f=50-70Hz, p'=100 kPa)

Contrairement au module de cisaillement, selon la Figure 3-18, le coefficient d'amortissement croît avec le niveau de déformation appliqué sur l'éprouvette, mais il décroît lorsque la pression de confinement ou la fréquence de vibration libre augmente (Figure 3-19).

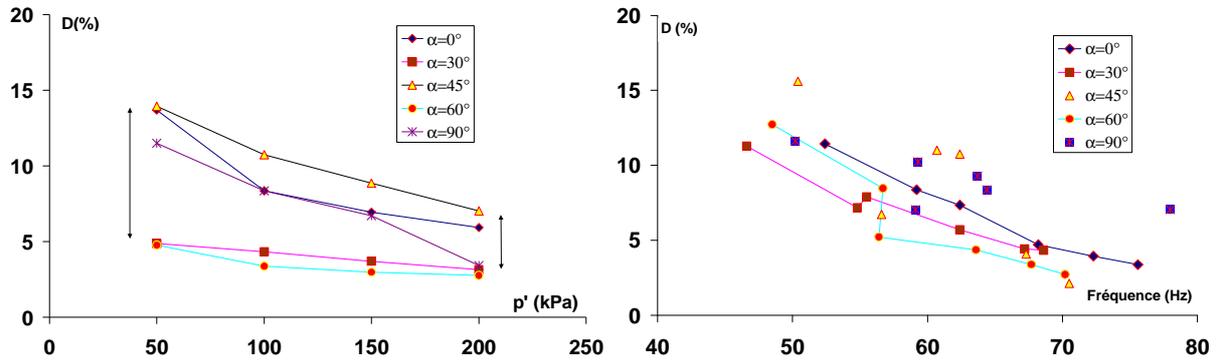


Figure 3-19: Diminution du coefficient d'amortissement avec la pression de confinement et la fréquence de vibration.

De plus, nous observons que la différence des coefficients d'amortissement est moins discernable lorsque le confinement est important. Il semble que, plus le confinement augmente, plus l'amortissement des sols est isotrope.

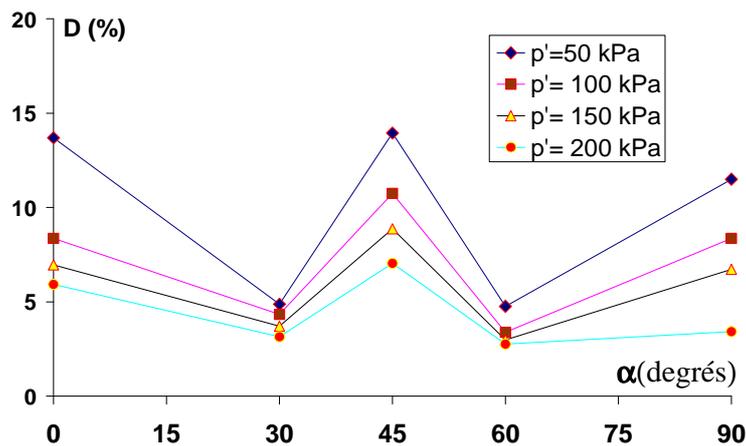


Figure 3-20: Variation du coefficient d'amortissement D avec l'inclinaison α

A titre indicatif, la Figure 3-20 montre la variation de D avec l'inclinaison des couches. Le coefficient est maximal pour les éprouvettes avec les couches inclinées à 45 degrés et minimal pour les éprouvettes dont les couches sont inclinées à 30 et 60 degrés. Nous avons remarqué que les valeurs du coefficient d'amortissement des éprouvettes de l'inclinaison à 30 et 60 degrés sont déterminées à des niveaux de déformation un peu près deux fois plus grands que ceux des autres éprouvettes.

3.4. Comportement des sols anisotropes à moyennes déformations et à l'état critique - Essai triaxial de précision

3.4.1. Variation des modules avec la direction des chemins de contraintes

Lors de nos études sur le comportement plastique des sols anisotropes (chapitre 4), nous avons réalisé plusieurs essais triaxiaux avec des éprouvettes de type 1a et 2a (couches horizontales). Les essais sont effectués en condition drainée selon des chemins de contraintes différents dans le plan

(p', q) (Figure 3-21). Le module de cisaillement est déterminé à partir de la partie linéaire de la courbe $(q - \epsilon_d)$ des essais triaxiaux, le niveau de déformation correspondant est supérieur à 10^{-3} .

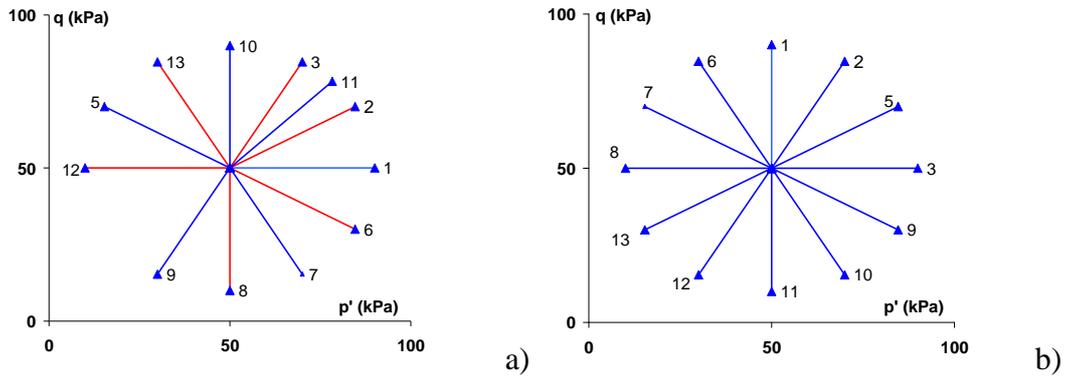


Figure 3-21: Chemins de contraintes pour différentes directions (a) Type 1 et (b) Type 2.

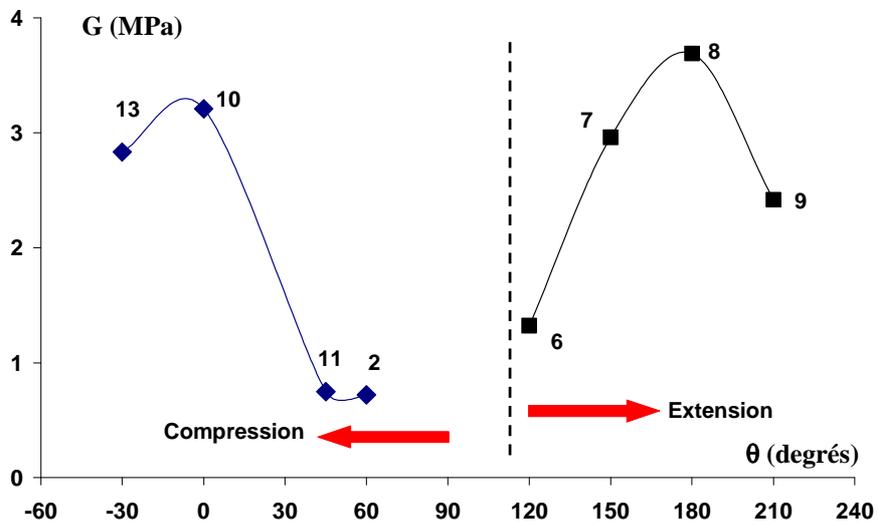


Figure 3-22: Variation des modules en fonction de l'inclinaison des chemins de contraintes (Type 1)

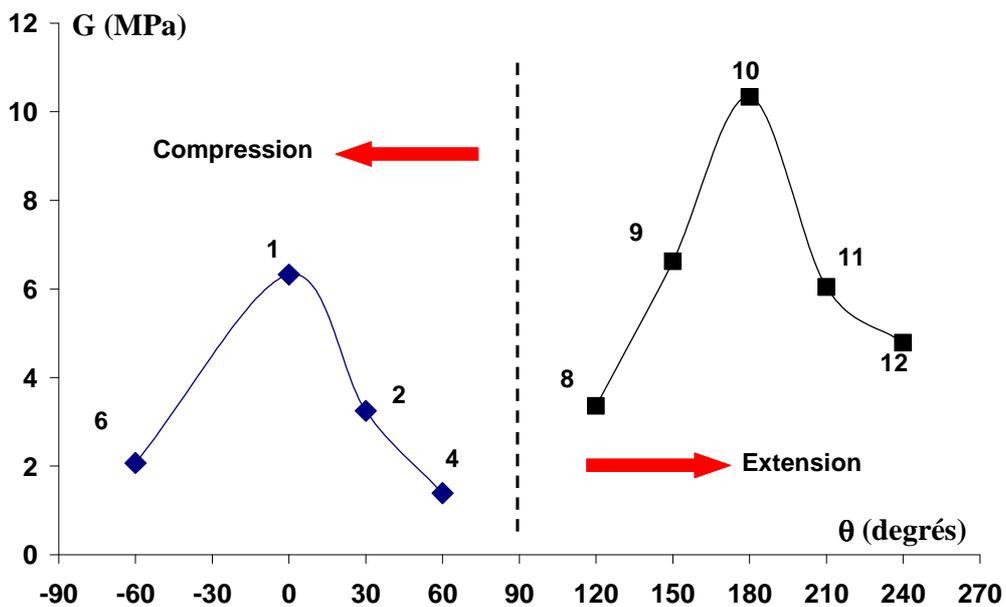


Figure 3-23: Variation des modules en fonction de l'inclinaison des chemins de contraintes (Type 2)

La Figure 3-22 et la Figure 3-23 présentent respectivement la variation des modules en fonction de l'inclinaison des chemins de contraintes pour les éprouvettes de type 1 et de type 2. Dans les deux cas, nous observons que le module de cisaillement est maximal pour les chemins verticaux (cisaillement simple sans variation de la pression moyenne) et minimum pour les chemins dont la contrainte moyenne p' est dominante. Cette variation du module est presque symétrique par rapport à l'axe vertical où l'inclinaison du chemin de contrainte prend les valeurs -90, 0, 90 et 180 degrés. Ceci peut être expliqué par l'influence des contraintes sur la variation du module de cisaillement. Des résultats similaires ont été observés dans les études sur les sols naturels anisotropes de Smith *et al.*, (1992) et de Nguyen Pham (2008) (se référer figure 1-8). Nos sols de référence représentent bien des comportements réalistes.

3.4.2. Comportement des sols anisotropes à l'état critique

Afin d'observer, l'influence de l'anisotropie sur les paramètres de rupture, nous avons réalisé une série d'essais à l'appareil triaxial de révolution. Nous avons caractérisé la rupture par le rapport q/p' . Ce rapport devient constant lorsque le sol atteint l'état critique. Celui-ci est défini par la projection du critère de Mohr-Coulomb dans le plan (p', q) .

Tableau 3-12 : Contraintes critiques des éprouvettes de type 1 (Nguyen et Reiffsteck, 2008)

TYPE 1					
$\alpha = 0$ degrés		$\alpha = 45$ degrés		$\alpha = 90$ degrés	
q_c (kPa)	p'_c (kPa)	q_c (kPa)	p'_c (kPa)	q_c (kPa)	p'_c (kPa)
89,2	57,2	91,5	57,5	85,0	55,9
158,4	106,9	147,9	107,0	151,0	107,0
219,6	158,2	212,7	154,8	218,9	156,7
289,3	211,0	289,9	207,2	281,9	200,4

Tableau 3-13 : Contraintes critiques des éprouvettes de type 2 (Nguyen et Reiffsteck, 2008)

TYPE 2					
$\alpha = 0$ degrés		$\alpha = 45$ degrés		$\alpha = 90$ degrés	
q_c (kPa)	p'_c (kPa)	q_c (kPa)	p'_c (kPa)	q_c (kPa)	p'_c (kPa)
78,9	52,9	58,8	48,7	68,4	57,2
146,2	104,6	125,1	107,0	130,8	104,0
212,6	150,0	182,9	149,9	248,6	199,8
295,6	208,7	233,6	205,2		

Le Tableau 3-12 et Tableau 3-13 récapitulent les points caractéristiques déterminés sur les courbes expérimentales dans le plan (p', q) de l'état critique des deux types d'éprouvette en fonction de l'inclinaison des couches (α). Ces points sont reportés ainsi que les droites de l'état critique dans les Figure 3-24a et Figure 3-24b. Nous observons que, pour les éprouvettes de type 1 (mélange), l'influence de l'inclinaison des couches sur l'état critique n'est pas discernable (Figure 3-24a) tandis que, pour les éprouvettes de type 2, cette influence est clairement visible (Figure 3-24b). Le Tableau 3-14 présente les valeurs du rapport de contrainte déviatorique sur contrainte moyenne effective à l'état critique ($M = q_c/p'_c$) des deux types d'éprouvette en fonction de l'inclinaison des couches.

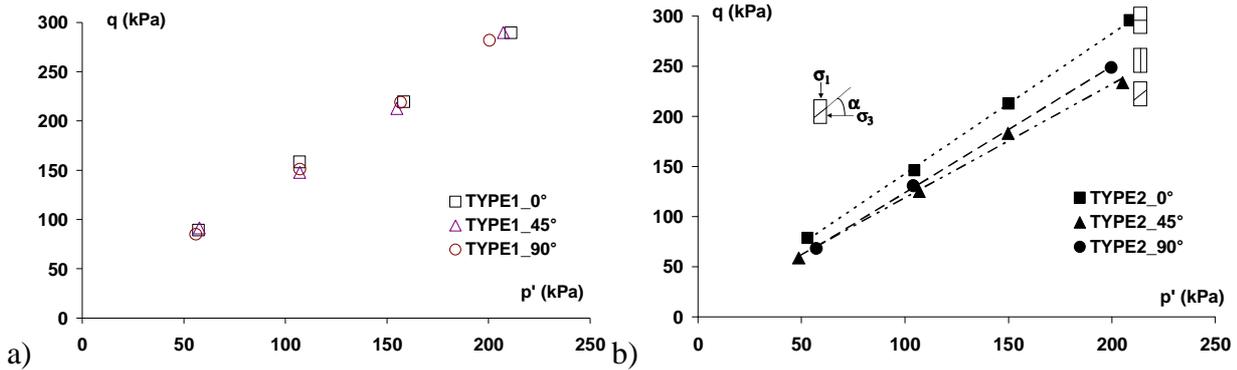


Figure 3-24: Détermination des droites d'état critique dans le plan (p' , q)

Tableau 3-14 : Détermination du rapport des contraintes en fonction de l'inclinaison des couches

α degré	M		
	Nguyen <i>et al.</i> , 2008b Type 1	Type 2	Krishna Murthy <i>et al.</i> , 1980b Type 2*
0	1,29	1,40	1,13
45	1,33	1,13	0,81
90	1,36	1,26	1,14

* : les éprouvettes ne sont pas exactement identiques à celles de notre étude

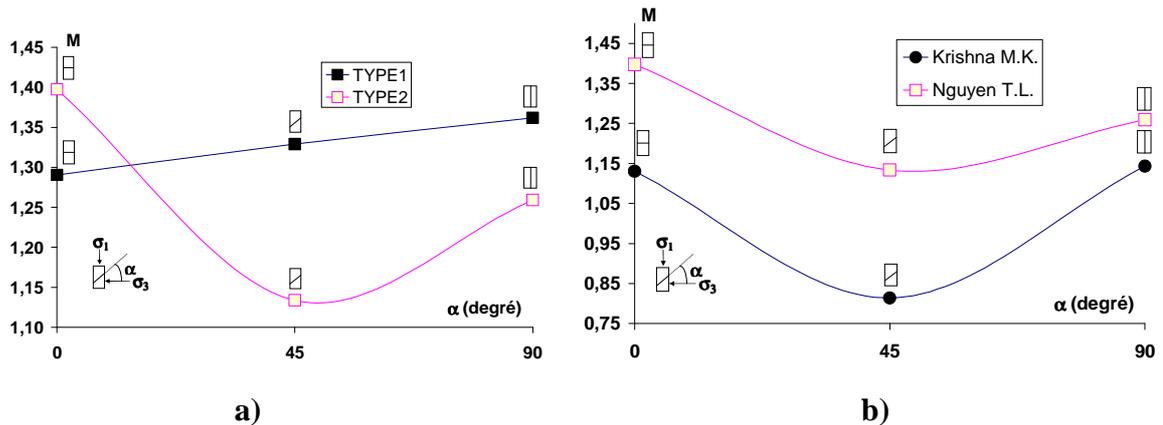


Figure 3-25: Variation de "M" en fonction de l'inclinaison des couches

Sur la Figure 3-25a, on observe que, dans le cas des éprouvettes de type 1, la valeur de « M » croît légèrement en fonction de l'inclinaison des couches, mais pour les éprouvettes de type 2, il n'y pas de corrélation discernable entre « M » et « α ». Selon la courbe des éprouvettes de type 2, les éprouvettes avec les couches inclinées à 45 degrés sont moins « résistantes » que les éprouvettes avec les couches horizontales et les couches verticales. Nos résultats sont similaires à ceux obtenus par Krishna Murthy *et al.* (1980b) (Figure 3-25b). Leurs résultats sont également présentés dans le Tableau 3-14.

3.5. Synthèse et applications

Les résultats de notre étude du comportement des sols anisotropes dans le domaine élastique réalisée à différents niveaux de déformations avec les éléments piézoélectriques, la colonne résonante et le triaxial de précision ont mis en évidence des tendances nettes. Ces tendances sont :

- la dépendance du module de cisaillement en fonction de la déformation,

- l'évolution du module de cisaillement avec la pression de confinement et avec l'inclinaison des couches.

Nous avons essayé d'approcher ces tendances par des modèles empiriques simples présentés dans les paragraphes suivants.

Nous avons aussi cherché à caractériser la propagation d'une onde de cisaillement dans un sol à anisotropie orthotrope de type induite. On peut imaginer l'application de ce modèle à la propagation d'ondes sinusoïdales due à un élément piézoélectrique dans une éprouvette triaxiale mais aussi à la propagation d'une onde sismique à partir de l'épicentre dans un massif de type bassin alluvionnaire.

3.5.1. Modélisation de la dépendance du module de cisaillement en fonction de la déformation

Les résultats des essais à la colonne résonante montrent que le module de cisaillement varie en fonction du niveau de déformation. Cette variation est due au comportement élastique non linéaire du sol. Dans l'étude bibliographique, nous avons présenté des modèles empiriques qui décrivent ce comportement comme le modèle de Hardin et Drnevich (1972b) et le modèle de Fahey et Carter (1993). Néanmoins, ces modèles ont été élaborés pour les sols homogènes et isotropes. Par conséquent, l'application de ces modèles au cas des sols anisotropes mérite d'être étudiée de plus près. C'est ce que nous présentons dans ce qui suit.

Nous avons comparé les résultats d'essais obtenus à la colonne résonante, en nous aidant du modèle Fahey et Carter car une étude précédente a montré que la courbe de dégradation simulée par ce modèle se cale bien avec les observations expérimentales sur l'argile anisotrope de Cubzac-les-Ponts (Nguyen Pham, 2008). La fonction hyperbolique de Fahey et Carter (1993) est exprimée par la formule :

$$G_{s\acute{e}c\acute{c}ant} = G_{max} \times \left[1 - f \cdot \left(\frac{\tau}{\tau_{max}} \right)^g \right] \quad [3.3]$$

avec :

G_{max} : module de cisaillement maximum,

τ_{max} : résistance au cisaillement maximum, exprimée par la formule suivante dans la condition d'un essai triaxial :

$$\tau_{max} = \frac{3(p' \sin \varphi' + c' \cos \varphi')}{(3 - \sin \varphi')} \quad [3.4]$$

Les valeurs de la contrainte moyenne effective p' , la cohésion c' et l'angle de frottement φ' sont estimées à partir des résultats des essais triaxiaux présentés dans le Tableau 3-12. Du fait que pour le mélange (type 1), ces derniers paramètres sont quasiment indépendants de l'inclinaison de couches (voir § 3.4.2), nous utilisons donc une valeur moyenne pour estimer τ_{max} .

Tableau 3-15 : Récapitulation des valeurs moyennes pour estimer τ_{max}

p' (kPa)	C (kPa)	φ' (degrés)	τ_{max} (MPa)
150	7	33	107

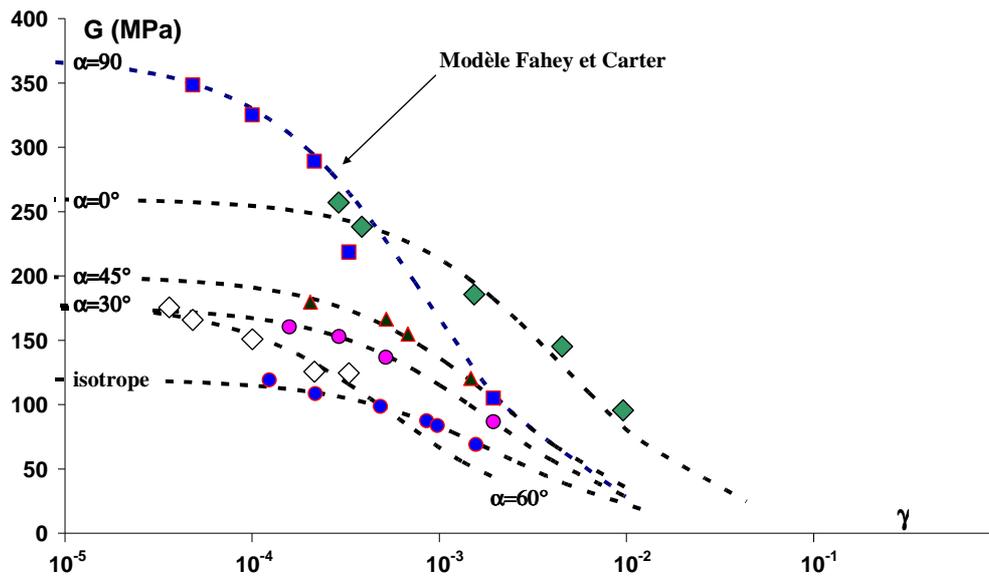


Figure 3-26: Confrontation du modèle Fahey et Carter avec les résultats expérimentaux

Nous avons fait varier les valeurs de f et g , afin d'obtenir une bonne corrélation entre la prédiction du modèle Fahey et Carter et les résultats expérimentaux des différentes éprouvettes. Le bon calage des courbes du modèle sur les points expérimentaux est visible sur la Figure 3-26. Les valeurs de f et g déterminées pour toutes les éprouvettes sont rassemblées dans le Tableau 3-16. L'éprouvette « isotrope » est reconstituée à partir du mélange que nous avons utilisé pour le type 1.

Tableau 3-16 : Récapitulation des paramètres du modèle Fahey et Carter

éprouvette	G_{\max} (MPa)	f	g
$\alpha=0^\circ$	260	90	1
$\alpha=30^\circ$	176	320	1
$\alpha=45^\circ$	200	250	1
$\alpha=60^\circ$	180	1000	1
$\alpha=90^\circ$	370	350	1
isotrope	150	7	1

Les valeurs de module de cisaillement varient entre 100 et 350 MPa sur la plage de déformation de 10^{-6} à 10^{-4} . Selon la classification des « sous-surfaces de charge » présentée dans le chapitre 1 (figure 1-14), ces valeurs se trouvent dans la zone II, la zone des petites déformations. Dans cette zone les modules diminuent assez rapidement avec le niveau de déformation.

Les modules des éprouvettes anisotropes sont un peu près de 1,5 à 3 fois supérieurs à ceux de l'éprouvette isotrope. L'influence de l'anisotropie sur la dégradation des modules est bien observée. Lorsque le niveau de déformation est moins de 10^{-6} , le module de l'éprouvette verticale est presque deux fois plus grand que ceux des éprouvettes des couches inclinées à 30° et 45° .

3.5.1.1 *L'influence de l'anisotropie sur les courbes de dégradation des modules*

Afin de mieux observer la différence des courbes de dégradation des éprouvettes anisotropes, nous ne présentons sur la Figure 3-27 que la dégradation des modules avec le niveau de déformation des

éprouvettes anisotropes. Les modules sont normalisés par la valeur maximale G_{max} estimée grâce au modèle de Fahey et Carter (1993).

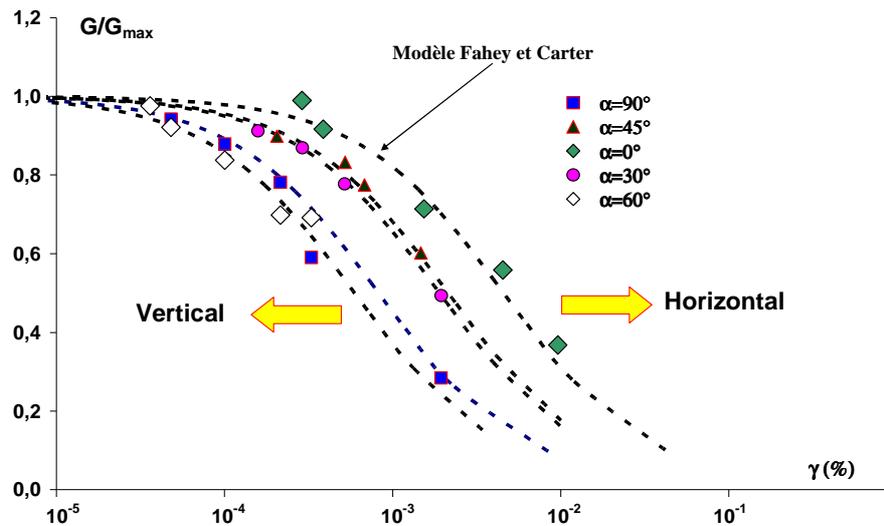


Figure 3-27: Dégradation des modules des éprouvettes de type 1

Cette représentation permet de mettre en évidence une différence nette entre les courbes de dégradation des modules. Les courbes s'organisent clairement en fonction de l'inclinaison des couches (Figure 3-27) ; les courbes de $\alpha=90^\circ$ et $\alpha=60^\circ$ se trouvent à gauche, les courbes de $\alpha=30^\circ$ et $\alpha=45^\circ$ sont au milieu et la courbe de l'éprouvette avec couches horizontales est à droite. Autrement dit, plus les couches sont verticales, plus les modules se dégradent rapidement avec le niveau de déformation.

3.5.1.2 Prise en compte l'anisotropie dans le modèle Fahey et Carter

Dans le Tableau 3-16, nous observons que les valeurs de G_{max} et f varient en fonction de l'inclinaison des couches. Dans le sol anisotrope, le module de cisaillement ne varie pas de la même manière pour toutes les directions. Il semble logique que lors de l'application du modèle Fahey et Carter pour le sol anisotrope, il faille prendre en compte l'influence de l'inclinaison des couches.

A titre d'exemple, en analysant les valeurs de f pour les éprouvettes verticale, horizontale et des couches inclinées à 45° , nous obtenons une relation expérimentale entre f et α :

$$f = 254 \cdot \sin \alpha + 86 \quad [3.5]$$

Nous proposons donc, dans ce cas (éprouvette de type 1, $p'=150$ kPa) une version modifiée du modèle Fahey et Carter afin de prendre en compte l'anisotropie des sols :

$$\frac{G_{séccant}}{G_{max}} = \left[1 - (254 \sin \alpha + 86) \cdot \left(\frac{\tau}{\tau_{max}} \right)^g \right] \quad [3.6]$$

3.5.1.3 Dégradation des modules sur toute la plage de déformation

Comme nous l'avons vu au paragraphe 2.3, il est possible de représenter les modules de cisaillement déterminés par les différentes techniques expérimentales que nous avons mis en œuvre. Cette synthèse des modules de cisaillement est présentée sur la Figure 3-28 et la Figure 3-29. Les valeurs des modules déterminées grâce aux essais aux éléments piézoélectriques ($\gamma < 10^{-6}$) ont été présentées dans le Tableau 3-2, ceux à la colonne résonante ($10^{-6} < \gamma < 10^{-4}$) dans le Tableau 3-10 et

les valeurs des modules déterminés grâce aux essais triaxiaux ($10^{-4} < \gamma$) ont été estimées à partir de la courbe « q - ε_d » (voir 3.4) (Tableau 3-17).

Tableau 3-17 : Modules de cisaillement déterminés à partir des essais triaxiaux

Éprouvette	G (MPa)	Niveau de déformation
$\alpha=0^\circ$	3,73	0,7%
$\alpha=45^\circ$	7,73	0,4%
$\alpha=90^\circ$	2,02	0,1%
isotrope	4,74	0,2%

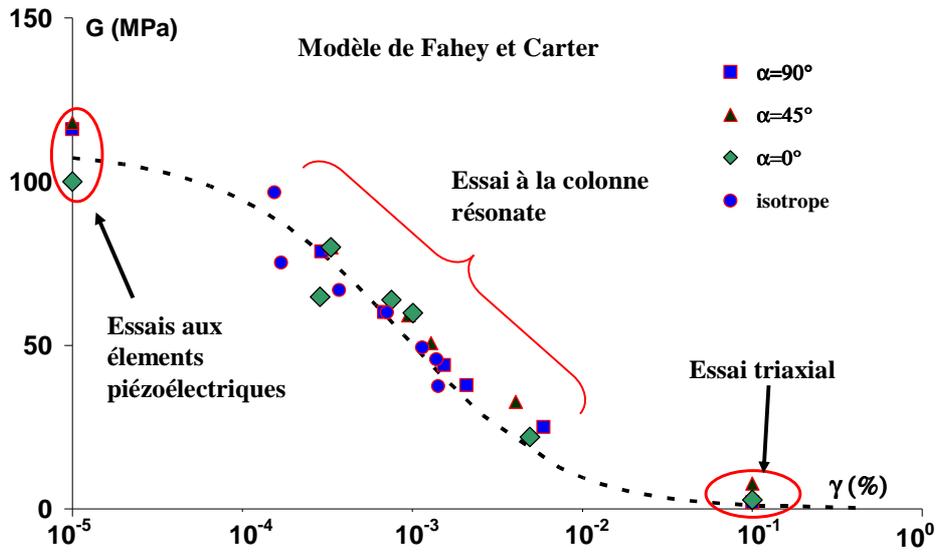


Figure 3-28: Dégradation des modules à faible confinement ($p'=50$ kPa)

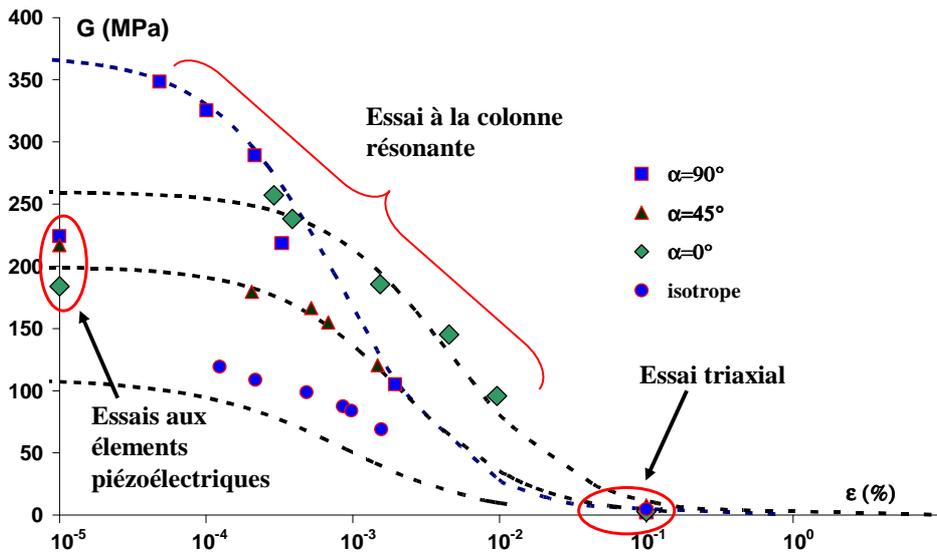


Figure 3-29: Dégradation des modules à confinement élevé ($p'=150$ kPa)

Lorsque le confinement est faible l'anisotropie des modules n'est quasiment pas discernable. Tous les points expérimentaux (obtenus sur éprouvettes anisotrope et isotrope) se positionnent sur une seule courbe de dégradation (Figure 3-28). Cependant, lorsque la contrainte de confinement est augmentée de 50 à 150 kPa, l'anisotropie des éprouvettes est bien observée. Les courbes de dégradation des modules diffèrent de l'une à l'autre selon l'inclinaison des couches (Figure 3-29). Néanmoins, les valeurs de module déterminées à partir des essais avec éléments piézoélectriques sur les éprouvettes horizontale et verticale ne se calent pas avec la prédiction du modèle Fahey et Carter. Par contre, ces valeurs sont similaires à celles déterminées dans l'essai à la colonne résonante correspondant à la déformation la plus faible, ce que l'on peut observer de la Figure 3-10 à la Figure 3-12 et que nous avons commenté au 3.3.3 (voir tableau 3-10).

3.5.2. Modélisation de la dépendance des modules de cisaillement avec la pression de confinement et avec l'inclinaison des couches

Les variations constatées des modules de cisaillement en fonction de la pression de confinement présentées dans la Figure 3-4 et la Figure 3-5, mettent en évidence une dépendance claire des modules de cisaillement avec la pression de confinement et avec l'inclinaison des couches. Elles peuvent être traduites sous la forme de relations empiriques de la forme suivante :

$$G = A_1 \ln(p') + A_2 \quad [3.7]$$

Ces relations sont représentées en pointillés sur la Figure 3-4 et la Figure 3-5, où elles s'accordent bien avec les résultats expérimentaux.

A_1 et A_2 sont des paramètres expérimentaux dépendant de l'inclinaison des couches, le Tableau 3-18 donne les valeurs d'ajustement de ces paramètres.

Tableau 3-18 : Valeurs des paramètres A_1 et A_2

Paramètre	Type 1			Type 2		
	Inclinaison des couches α (degrés)					
	0	45	90	0	45	90
A_1	79	94	101	39	47	62
A_2	-212	-252	-278	-92	-132	-210

De plus, selon le Tableau 3-18, les paramètres A_1 et A_2 varient avec l'inclinaison des couches (α), cette variation peut être généralisée par les relations suivantes :

Pour le type 1 :

$$A_1 = B_1 \sin(\alpha) + B_2 \quad [3.8]$$

$$A_2 = C_2 \sin(\alpha) + C_1 \quad [3.9]$$

Pour le type 2 :

$$A_1 = B_1 \cos(\alpha) + B_2 \quad [3.10]$$

$$A_2 = C_2 \cos(\alpha) + C_1 \quad [3.11]$$

Finalement, nous obtenons une expression expérimentale qui exprime la dépendance du module de cisaillement avec la pression de confinement et avec l'orientation des couches d'un sol orthotrope :

Pour le type 1, à partir de [3.7], [3.8] et [3.9] :

$$G(p', \alpha) = (B_1 \sin(\alpha) + B_2) \ln(p') + C_1 \sin(\alpha) + C_2 \quad [3.12]$$

Pour le type 2, à partir de [3.7], [3.10] et [3.11] :

$$G(p', \alpha) = (B_1 \cos(\alpha) + B_2) \ln(p') + C_1 \cos(\alpha) + C_2 \quad [3.13]$$

avec B_1, B_2, C_1 et C_2 des paramètres expérimentaux dont les valeurs sont récapitulées dans le tableau suivant.

Tableau 3-19 : Valeurs expérimentales de B_1, B_2, C_1 et C_2

Éprouvette	B_1	B_2	C_1	C_2
Type 1	22	79	-64	-211
Type 2	-23	62	117	-211

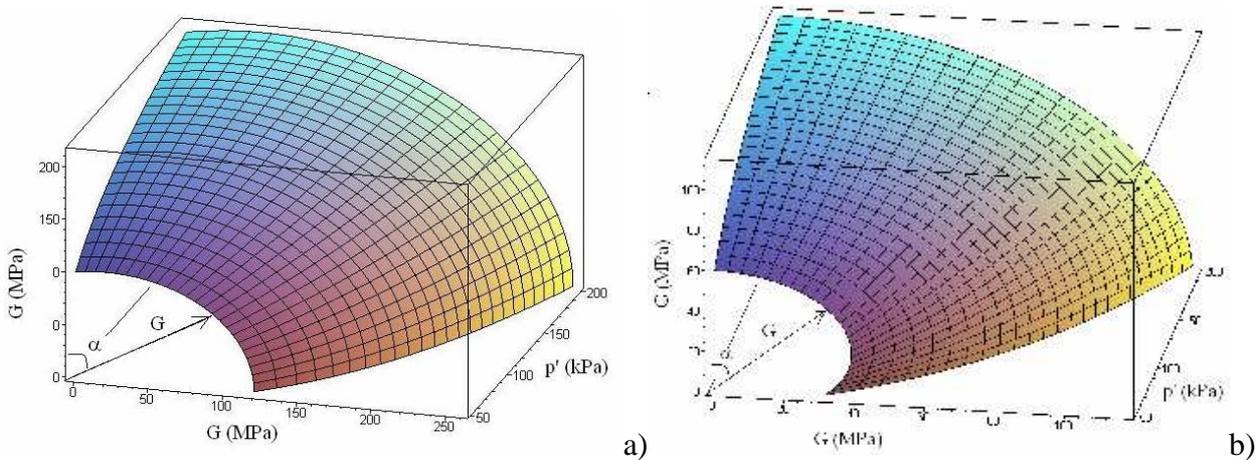


Figure 3-30: Simulation de la variation de G en fonction de p' et α pour le type 1 (a) et le type 2 (b)

Les Figure 3-30a et Figure 3-30b présentent les simulations de la variation simultanée des modules de cisaillement en fonction de la pression de confinement et de l'inclinaison des couches dans l'espace (G, p', α) grâce aux relations expérimentales [3.12] et [3.13]. Ces dernières relations permettent d'estimer la valeur du module de cisaillement à différentes inclinaisons des couches.

3.5.3. Modélisation de la propagation d'une onde de cisaillement dans un sol à anisotropie orthotrope de type induite

3.5.3.1 Problématique

La propagation des ondes sismiques dans le sol est un « outil » de recherche pour mesurer les petites déformations des sols et aussi l'objet de plusieurs études dans le domaine parasismique. Les résultats expérimentaux de nos essais à la colonne résonante ont montré que les propriétés dynamiques des sols variaient simultanément en fonction de plusieurs paramètres. En particulier, dans le cas du sol anisotrope, la variation de ces propriétés est différente de l'une à l'autre suivant chaque direction.

La modélisation simple de la propagation des ondes de cisaillement dans un sol à anisotropie orthotrope de type induite réalisée dans cette étude a pour but de généraliser nos résultats

expérimentaux et de prouver la nécessité de prendre en compte l'influence de l'anisotropie dans les calculs.

3.5.3.2 Hypothèses de modélisation

- Le milieu anisotrope dans lequel l'onde se propage a une structure similaire à celle des éprouvettes de type 1. Donc, le milieu n'est composé que de deux types de sol dont l'épaisseur est uniforme (Figure 3-31).
- Le niveau de déformation considéré varie entre 10^{-5} et 10^{-3} et l'influence de l'amortissement est négligée.
- La formulation n'est faite qu'avec les résultats des éprouvettes des couches horizontales, verticales et inclinées à 45 degrés.
- La source de vibration est une source linéaire (2D) ou une source ponctuelle (3D).

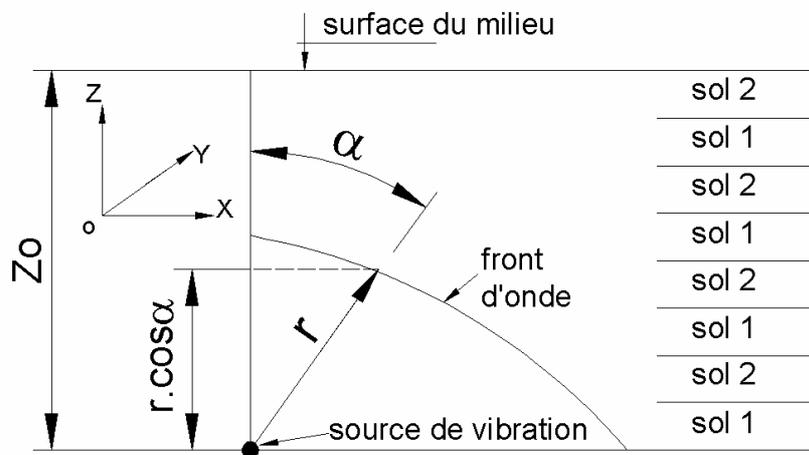


Figure 3-31: Schématisation de la propagation des ondes.

3.5.3.3 Paramétrage

La Figure 3-31 présente un schéma de notre problème, les paramètres du modèle sont :

- z_o : profondeur de la source (m),
- r : éloignement de la source du front d'onde (m),
- α : l'angle de la direction de propagation d'onde par rapport à l'axe vertical (OZ) (il s'agit du même angle que celui indiquant l'inclinaison des couches : $\alpha=0$ degrés, propagation perpendiculaire aux couches, $\alpha= 90$ degrés propagation parallèle aux couches),
- γ_h : poids volumique moyen des deux sols (kN/m^3).

3.5.3.4 Développement des équations différentielles

Les résultats de nos essais (Figure 3-32) montrent que la relation entre la vitesse de propagation d'onde dans l'éprouvette (V_s) et le logarithme du niveau de déformation $\ln(\gamma)$ est une relation linéaire.

Chapitre 3

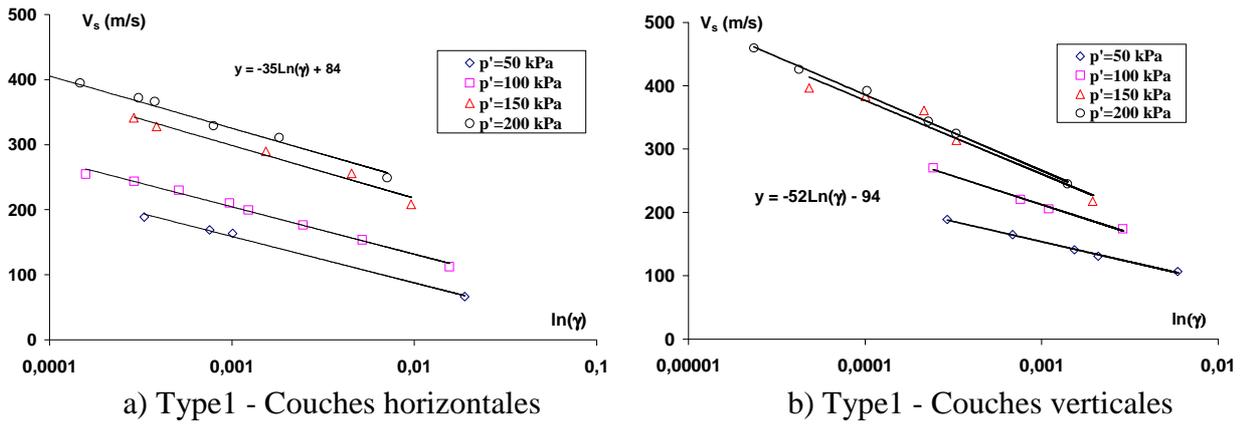


Figure 3-32: Relation linéaire entre V_s et $\ln(\gamma)$

Cette relation peut être écrite sous la forme suivante :

$$V_s = V_1 \ln(\gamma) + V_2 \tag{3.14}$$

où V_1 et V_2 sont des paramètres expérimentaux dépendant de la pression de confinement (p') et de l'inclinaison des couches (α). Le Tableau 3-20 récapitule les valeurs de V_1 et V_2 pour les cas des couches verticales, horizontales et inclinées à 45 degrés.

Tableau 3-20 : Valeurs de V_1 et V_2

Inclinaison	Verticale		Inclinée		Horizontale	
	V_1	V_2	V_1	V_2	V_1	V_2
p'						
kPa	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s
50	-28	-38	-28	-30	-31	-55
100	-39	-58	-33	-22	-32	-14
150	-51	-88	-40	-26	-35	-55
200	-52	-94	-39	-5	-35	-84

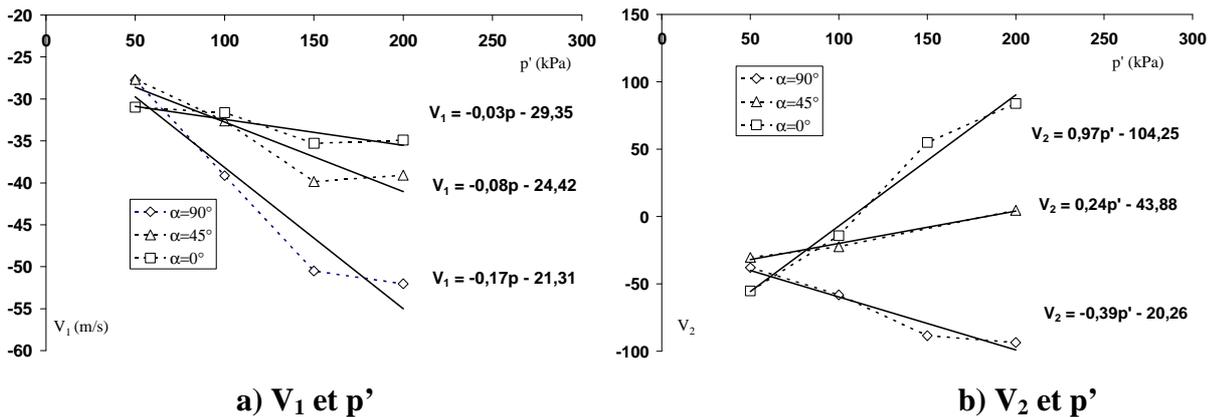


Figure 3-33: Variation de V_1 et V_2 en fonction de p'

La Figure 3-33b montre une relation presque linéaire entre V_2 et p' tandis que cette linéarité est moins visible dans la relation entre V_1 et p' (Figure 3-33a). Ces relations sont alors exprimées par les expressions suivantes :

$$V_1 = K_1 p' + K_2 \tag{3.15}$$

$$V_2 = L_1 p' + L_2 \tag{3.16}$$

Chapitre 3

À partir des relations [3.14][3.15]et [3.16], nous obtenons alors :

$$V_s = (K_1 p' + K_2) \ln(\gamma) + L_1 p' + L_2 \quad [3.17]$$

où K_1, K_2, L_1 et L_2 sont des coefficients expérimentaux qui ne dépendent que de l'inclinaison des couches.

Tableau 3-21 : Récapitulation des paramètres K_1, K_2, L_1 et L_2

α	$\sin \alpha$	K_1	K_2	L_1	L_2
0	0	-0,03	-29,35	0,97	-104,25
45	0,707	-0,08	-24,42	0,24	-43,88
90	1	-0,17	-21,31	-0,39	-20,26

À partir des valeurs récapitulées dans le Tableau 3-21, nous trouvons des relations expérimentales simples entre K_1, K_2, L_1, L_2 et α toujours exprimé en degrés ou $\sin(\alpha)$:

$$K_1 = -0,09\alpha - 0,03 \quad [3.18]$$

$$K_2 = 7,85 \sin(\alpha) - 29,49 \quad [3.19]$$

$$L_1 = -0,87\alpha + 0,96 \quad [3.20]$$

$$L_2 = 84,25 \sin(\alpha) - 104,07 \quad [3.21]$$

Finalement, en remplaçant [3.18], [3.20], [3.19], [3.21] dans [3.17], nous obtenons :

$$V_s = [(-0,09\alpha - 0,03)p' + (7,85 \sin(\alpha) - 29,49)] \ln(\gamma) + [(-0,87\alpha + 0,96)p' + 84,25 \sin(\alpha) - 104,07] \quad [3.22]$$

ou bien :

$$V_s = [(-0,09\alpha - 0,03) \ln(\gamma) + (-0,87\alpha + 0,96)] p' + [(7,85 \sin(\alpha) - 29,49) \ln(\gamma) + 84,25 \sin(\alpha) - 104,07] \quad [3.23]$$

Selon la Figure 3-31, la pression de confinement est déterminée par :

$$p' = \gamma_h [z_o - r \cos(\alpha)] \quad [3.24]$$

En introduisant [3.24] dans [3.23], nous avons enfin une expression de V_s en fonction de p' , γ et α sous la forme :

$$V_s(r, \gamma, \alpha) = M(\gamma, \alpha).r + N(\gamma, \alpha) \quad [3.25]$$

avec :

$$M = -\cos(\alpha)[(-0,09\alpha - 0,03) \ln(\gamma) + (-0,87\alpha + 0,96)] \gamma_h \quad [3.26]$$

$$N = [(7,85 \sin(\alpha) - 29,49) \ln(\gamma) + (84,25 \sin(\alpha) - 104,07)] + [(-0,09\alpha - 0,03) \ln(\gamma) + (-0,87\alpha + 0,96)] z_o \gamma_h \quad [3.27]$$

En outre, par définition, la vitesse de propagation est la dérivée de la distance par le temps :

$$V_s = \frac{\partial r}{\partial t} \quad [3.28]$$

Avec [3.25], nous obtenons :

$$\frac{\partial r}{\partial t} = Mr + N \quad [3.29]$$

La solution de l'équation différentielle [3.29] nous donne :

$$r = Ce^{Mt} - \frac{N}{M} \quad [3.30]$$

C est déterminée en écrivant la condition initiale :

$$t = 0 \Rightarrow r = 0 \Rightarrow C = \frac{N}{M} \quad [3.31]$$

$$\Rightarrow r = \frac{N}{M} e^{Mt} - \frac{N}{M} = \frac{N}{M} (e^{Mt} - 1) \quad [3.32]$$

Cas particulier :

$$\alpha = 90 \text{ degrés} \Rightarrow M = 0 \Rightarrow \frac{\partial r}{\partial t} = N \Leftrightarrow r = Nt + N_o$$

A partir de la condition initiale :

$$t = 0 \Rightarrow r = 0 \Rightarrow N_o = 0$$

Donc, selon [3.22]:

$$r = Nt = V_{90}t$$

La relation [3.32] est aussi appelée l'équation du front d'onde. Elle présente la surface des points dans le milieu qui ont la même phase à un instant « t ».

3.5.3.5 Analyse des résultats

La Figure 3-34 présente une simulation de la propagation d'une onde de cisaillement dans le milieu orthotrope, les valeurs des paramètres utilisés sont :

- profondeur de la source $z_0=20$ m ;
- niveau de déformation $\gamma=10^{-5}$;
- poids volumique moyen $\gamma_h=20$ kN/m³ ;

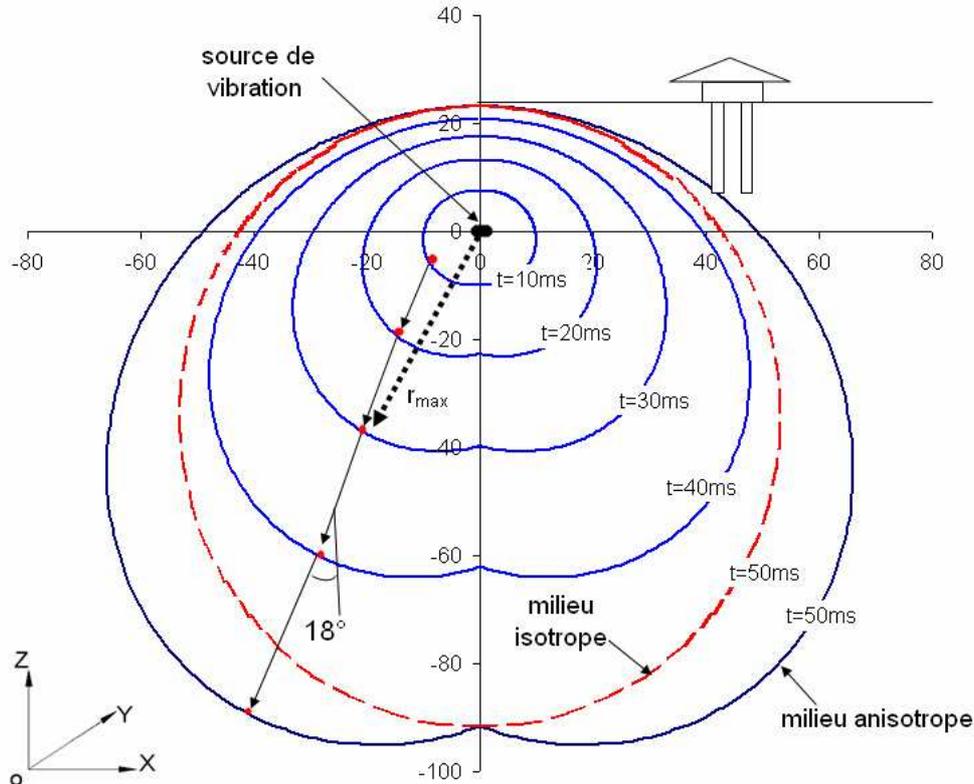


Figure 3-34 : Simulation des fronts d'onde propagée dans le sol anisotrope

Des fronts d'onde de deux modèles à différents instants sont tracés. Le modèle « anisotrope » est donné par l'équation [3.32], le modèle « isotrope » est le modèle dont la vitesse ne dépend pas de la direction de propagation, autrement dit, dans l'expression [3.25], le paramètre (α) est une constante. Dans cet exemple, nous supposons que α est nul.

Nous observons que le front d'onde du modèle isotrope a une forme elliptique tandis que celui du modèle anisotrope a une forme patatoïde. Cette constatation est similaire à celle obtenue par Kriz et Ledbetter (1984).

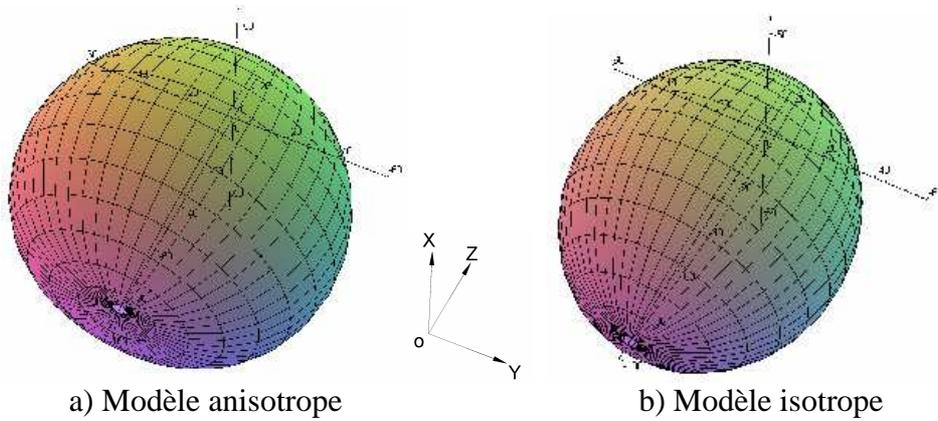


Figure 3-35: Modélisation des fronts d'onde dans l'espace

Nous observons une différence importante entre les « surfaces » de deux modèles dans la zone au-dessous de la source ($90 < \alpha < 270$ degrés), dans la zone restante cette différence semble moins visible. Par exemple, à $t=50$ ms pour $\alpha=150$ degrés, $r_{anisotrope}=64,4$ m et $r_{isotrope}=55,6$ m, la différence est d'environ 14% cependant pour $\alpha=60$ degrés, $r_{anisotrope}=32,5$ m et $r_{isotrope}=30,8$ m, la différence est seulement 5%.

3.5.3.6 Direction privilégiée

Nous déterminons des directions pour lesquelles l'éloignement de la source est maximal (r_{max}). Ces directions correspondent à la condition différentielle suivante :

$$\frac{\partial r}{\partial \alpha} = 0 \quad [3.33]$$

Le Tableau 3-22 présente les valeurs de α des éloignements maximaux à des instants différents.

Tableau 3-22 : Valeurs privilégiées de α

t	Modèle anisotrope		Modèle isotrope	
	α (degrés)	r_{max} m	α (degrés)	r_{max} m
10	± 136	10,6	180	9,8
20	± 149	24,3	180	22,7
30	± 154	42,5	180	39,8
40	± 157	66,5	180	62,2
50	± 159	98,5	180	91,7

Nous trouvons, que pour le modèle anisotrope, la direction privilégiée varie en fonction du temps tandis que, pour le modèle isotrope, cette direction est fixée à la verticale ($\alpha=180$ degrés).

3.5.3.7 *Chemin privilégié et surface privilégiée*

A un instant quelconque, sur la direction privilégiée, nous obtenons un point qui est le plus éloigné de la source. L'ensemble de ces points forme un « chemin » sur lequel l'onde se propage le plus rapidement. Nous observons, sur la Figure 3-34, que ce « chemin » est une droite inclinée à environ 18 degrés par rapport à l'axe OZ. Dans l'espace, cet ensemble de chemins forme une surface conique appelée « surface privilégiée ». Sur cette surface, les ondes se propagent théoriquement plus rapidement que dans les autres directions.

3.6. Conclusions

Nous avons présenté la détermination des paramètres d'élasticité de sols anisotropes sur différentes plages de déformation et à l'état critique. Cette étude a permis d'augmenter les connaissances sur le comportement élastique des sols anisotropes (anisotropie induite et inhérente). Ces essais nous offrent une vue globale du comportement élastique des sols anisotropes.

La similarité des résultats que nous avons obtenus sur nos sols de référence en petite déformation (évolution des modules avec l'inclinaison des couche et dégradation du module avec la déformation) ou à l'état critique (évolution des modules avec l'inclinaison des chemins de contrainte) avec ceux observés dans les études sur les sols naturels anisotropes citées dans la bibliographie nous permettent d'affirmer que nos sols de références représentent bien des comportements réalistes.

La complémentarité des techniques expérimentales mises en œuvre pour estimer l'anisotropie a permis de dissocier les mécanismes dus à la nature induite ou inhérente du phénomène. Les résultats de ces essais montrent qu'avec la même proportion de composants (70% sable, 30% kaolinite), le comportement des différentes éprouvettes varie selon les conditions de création du sol. Dans le domaine élastique, le mélange est en moyenne deux fois plus résistant que les couches séparées de sable et kaolinite, tandis que, dans le domaine plastique, on observe un comportement inverse.

De plus, nous observons que l'anisotropie matérielle des sols tend à être « homogénéisé » avec la pression de consolidation élevée tandis que l'anisotropie induite est quasiment indépendante de la contrainte moyenne. Nous avons pu mettre en évidence, la variation du « niveau d'anisotropie » représenté par les rapports des modules mesurés suivant différentes directions. Dans plusieurs cas, ce rapport semble tendre vers 1 avec l'augmentation de la profondeur ou de la contrainte moyenne effective. La comparaison de nos résultats avec ceux d'études précédentes sur l'argile naturelle a confirmé cette observation.

Pour une plage de déformations plus grande, la variation du module avec le niveau de déformations a été aussi observée. En particulier, dans le cas des sols anisotropes cette variation n'est pas la même toutes les directions. Un modèle expérimental pour tenir en compte de l'influence de l'anisotropie sur la variation des modules a aussi été élaboré et présentée.

La modélisation de la propagation des ondes dans le sol à anisotropie orthotrope nous a fourni des résultats intéressants pour mieux comprendre le comportement dynamique des sols anisotropes. La comparaison entre un modèle prenant en compte l'anisotropie et celui négligeant l'anisotropie du sol a montré que l'anisotropie peut influencer de manière importante les résultats d'un calcul dynamique notamment lorsque le niveau de confinement est élevé. En outre, nos observations ont montré aussi qu'il existe une direction selon laquelle l'onde se propage plus rapidement, cette

Chapitre 3

direction est complètement différente de celle prédite dans le cas de la non prise en compte de l'anisotropie. La prise en compte de cette dernière est alors indispensable pour obtenir des résultats plus réalistes en particulier dans le cas où on soupçonne un comportement anisotrope du sol s'après les reconnaissances géotechniques.

Pour une plage des déformations moyennes, l'étude de la variation des modules avec les chemins de contraintes a abouti à des résultats très proches de ceux observés sur des sols naturels et ceci pour les deux types d'anisotropie étudiés.

A l'état critique, l'anisotropie induite n'est plus discernable mais dans le cas de l'anisotropie matérielle, la variation du rapport des contraintes critiques en fonction de l'inclinaison des couches est bien enregistrée et ce résultat est similaire à celui établi lors d'une recherche précédente.

L'ignorance de l'anisotropie ou l'absence volontaire de sa prise en compte peut entraîner une sous-évaluation des paramètres de déformation de l'ordre de 85% (en petites déformations) et une surévaluation de l'angle de frottement interne d'environ 18%. Une des conséquences de ces résultats pourrait être de conseiller la réalisation d'essais inclinés en laboratoire pour déterminer les paramètres les plus pertinents lorsque l'existence de l'anisotropie est soupçonnée.

Chapitre 4 : Comportement des sols anisotropes à l'état plastique - Loi d'écoulement des sols anisotropes

Nous avons présenté dans le premier chapitre les différents aspects du comportement des sols anisotropes avec les notions d'état limite, d'état critique, de surfaces de charge et de loi d'écoulement et nous avons décrit plusieurs exemples de modèles rhéologiques. Les résultats de nos études expérimentales sur le comportement élastique des sols à anisotropies induite et inhérente ont été présentés dans le chapitre 3. Ces résultats ont mis en évidence l'influence importante de l'anisotropie mais aussi de son type sur le comportement des éprouvettes de sols.

Dans ce chapitre, nous présentons un autre « aspect » du comportement des sols anisotropes, celui qui concerne le domaine plastique. Le comportement plastique des sols a fait l'objet de nombreux travaux au cours des dernières décennies, qui ont conduit à des modèles de comportement de plus en plus complexes. Nous avons présenté plusieurs modèles qui constituent des tentatives de simulation de l'anisotropie induite par l'histoire du chargement subi par le sol : modèles Mélanie, S-CLAY1, Anpétal, etc. Nous avons étudié non seulement la différence entre la surface de charge d'un sol à anisotropie induite et celle du sol à anisotropie inhérente mais aussi comment ces surfaces évoluaient lors de l'écrouissage. Nous analysons et proposons plusieurs lois d'écoulement expérimentales qui peuvent contribuer à améliorer les lois d'écoulement existantes.

Enfin, dans la dernière partie de ce chapitre, nous présentons une étude analytique de nos résultats en modélisant les essais par la méthode des éléments finis avec le progiciel CESAR-LCPC. La comparaison entre les mesures expérimentales et les résultats des calculs numériques nous a permis d'évaluer la capacité des modèles HISS et S-CLAY1 implémentés dans le code de calcul CESAR à simuler le comportement de nos éprouvettes à anisotropie de référence.

4.1 Surface de charge des sols

Lorsque la contrainte appliquée sur le sol dépasse un certain « seuil », les déformations irréversibles apparaissent. L'ensemble des « seuils de contrainte » forme dans l'espace des contraintes une surface conventionnellement appelée « surface de charge ». Il existe plusieurs méthodes expérimentales pour estimer cette surface. Parmi ces méthodes, nous avons envisagé la méthode de Crook et Graham (1976) et celle de Tavenas et Leroueil (1977) du fait de leur simplicité et faisabilité.

4.1.1 Méthodes de reconstruction de la surface de charge

La méthode de Crook et Graham (1976) consiste à effectuer des essais de cisaillement triaxiaux avec des chemins de contrainte selon différentes directions dans le plan (p,q) précédés par une phase de consolidation anisotrope pour reproduire l'état de contrainte *in situ* (Crook et Graham, 1976 ; Graham *et al.*, 1983) (Figure 4-1).

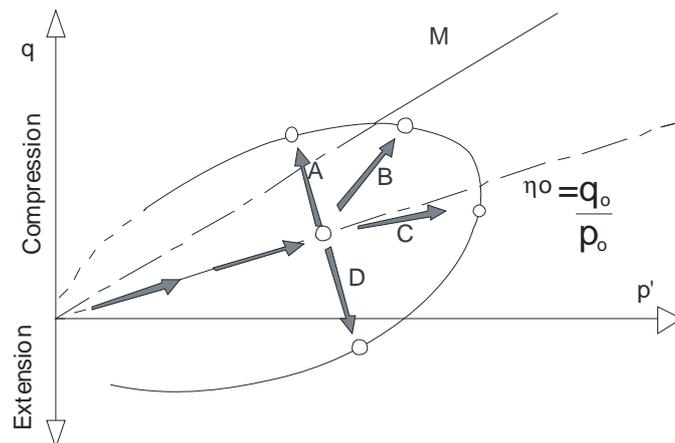


Figure 4-1 : Méthode de détermination de la surface de charge de Crook et Graham (1976)

La méthode de Tavenas et Leroueil (1977) nécessite la réalisation d'essais œdométriques pour déterminer la pression de préconsolidation, des essais triaxiaux, non drainés avec des pressions de confinement inférieures à 0,5 fois la pression de préconsolidation, et des essais de consolidation anisotrope $K = \sigma'_h / \sigma'_v$ sans reconsolidation à l'état de contraintes en place (Figure 4-2) (Tavenas et Leroueil, 1977 ; Tavenas et Leroueil, 1979).

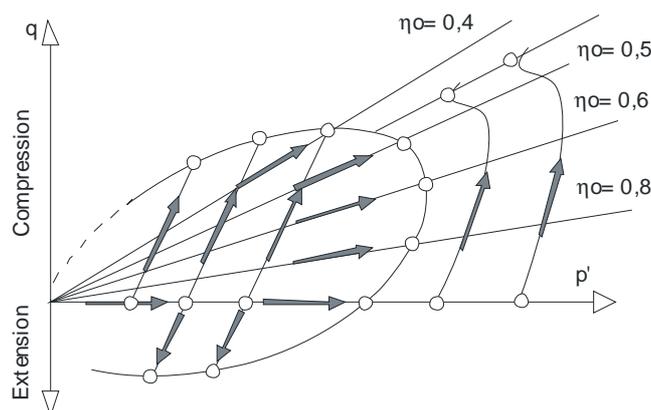


Figure 4-2 : Méthode de détermination de la surface de charge de Tavenas et Leroueil (1977)

Chaque méthode a des avantages respectifs, par exemple, la méthode de Crook et Graham semble être plus simple que celle de Tavenas et Leroueil car elle ne comprend que des essais triaxiaux drainés. Par contre, la détermination du coefficient de poussée des terres au repos (K_0) et la réalisation de la consolidation anisotrope sans déformation radiale nécessite des matériels d'essais asservis par ordinateur et sont encore un problème complexe et délicat notamment pour les sols anisotropes.

Comme nous l'avons présenté dans le chapitre 2, les éprouvettes utilisées dans nos études sont préalablement préconsolidées en condition œdométrique avant d'être montées dans la cellule triaxiale. Même si l'on peut faire l'hypothèse que les phases de taille et d'assemblage effacent en partie cette histoire de chargement, la deuxième consolidation entraîne systématiquement un tassement vertical sans déformation radiale qui ressemble à la consolidation anisotrope imposée à un massif de sol dans la nature avec un coefficient de poussée des terres au repos K_0 .

Il est donc raisonnable de choisir la méthode de Crook et Graham comme la méthode principale pour déterminer la surface de charge des sols anisotropes dans notre étude.

4.1.2 Programme d'essais

Pour l'analyse du domaine plastique, nous avons réalisé au total 39 essais triaxiaux en deux séries. La première série comprend 25 essais effectués avec des éprouvettes anisotropes dont 13 éprouvettes de type 1a (couches horizontales), et 12 de type 2a (couches horizontales). La deuxième série est réalisée avec des éprouvettes isotropes dont 7 éprouvettes de mélange et 7 éprouvettes de sable de Leucate (Tableau 4-1).

Tableau 4-1 : Programme d'essais

Série	Type d'éprouvette	Type de matériau	Contrainte axiale de préconsolidation (σ_1^0)	Inclinaison des chemins de contraintes par rapport à l'axe vertical θ (degrés)	Nombre d'essais
1	1a	anisotropie induite	50 kPa	0,30,60,90,120,150,180,210,240,270,300,330	13
	2a	anisotropie inhérente	160 kPa	0,30,60,90,120,150,180,210,240,270,300,330	12
2	mélange	isotrope	200 kPa	0,30,60,90,135,180,315	7
	sable Leucate	isotrope	160 kPa	0,30,60,90,135,180,315	7

4.1.3 Procédure des essais de cisaillement anisotrope

Les échantillons de sols, sur lesquels nous avons travaillé, ont été consolidés dans un moule rigide qui empêche les déformations latérales, sous une pression verticale de 50 kPa (éprouvette de type 1 et éprouvette homogène) ou 160 kPa (type2). Celle-ci a pour effet de reproduire l'état de contrainte initiale sous lequel se trouvait l'échantillon. Pour construire la surface de charge selon la méthode de Crook et Graham (1976), il nous faut reproduire cet état de contrainte, ce qui nécessite une consolidation anisotrope.

L'essai est composé au total de trois phases :

- la phase de saturation est effectuée sous une contre-pression de 200 kPa et sous une pression de confinement de 205 kPa pour que l'appareil puisse fonctionner et effectuer la saturation ;
- la phase de consolidation anisotrope d'inclinaison η_0 ;
- la phase de cisaillement drainée selon un chemin d'inclinaison θ dans le plan (p',q) jusqu'à la rupture (Figure 4-3).

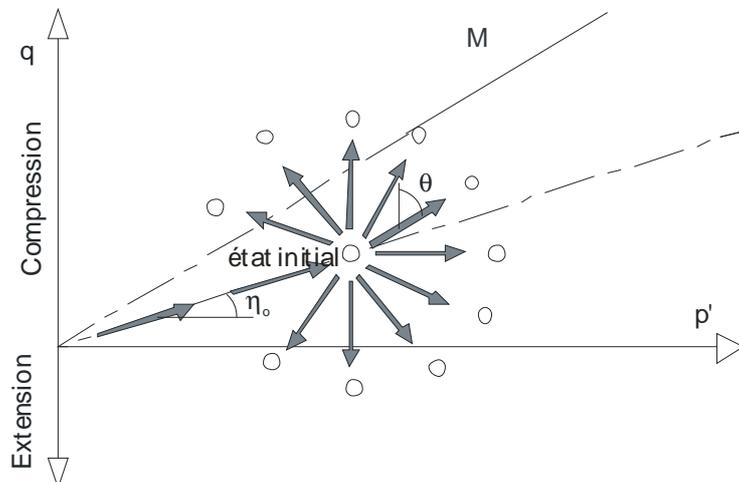


Figure 4-3 : Chemins de contraintes utilisés dans la méthode de Crook et Graham (1976)

La consolidation anisotrope est une étape très importante car ses résultats influencent directement la position et la forme de la surface de charge (Nguyen Pham, 2008). Le but de cette consolidation est d'appliquer sur l'échantillon un état de contrainte que l'on sait être situé à l'intérieur de la surface de charge. Idéalement, cet état de contraintes se trouve au centre de la surface de charge.

La consolidation anisotrope appliquée par notre dispositif expérimental est un chemin de contraintes spécial. Il s'agit d'un cisaillement sans déformation radiale et c'est le capteur radial à effet Hall, positionné à mi-hauteur de l'éprouvette, qui est utilisé pour l'asservissement de l'appareillage (voir 2.3.2). La Figure 4-4 présente l'organigramme de la phase de consolidation anisotrope. Cette phase se termine lorsque la contrainte verticale est environ égale à la moitié de la contrainte verticale initiale lors de la préconsolidation des éprouvettes.

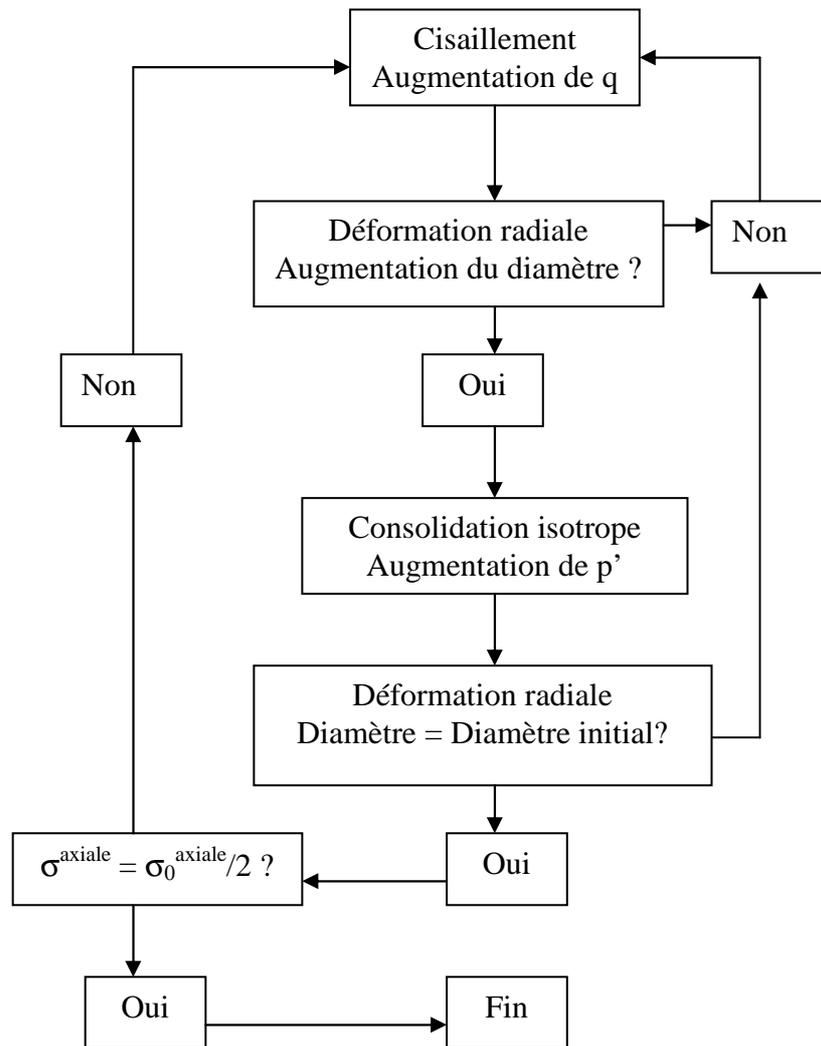


Figure 4-4 : Organigramme de la phase de consolidation anisotrope

Le chemin de contraintes de la consolidation anisotrope nous permet de déterminer le coefficient de poussée des terres au repos K_0 selon la relation [4.3] (Figure 4-5). Nous avons :

$$\eta = \frac{q}{p'} = \frac{3(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma'_1 + 2\sigma'_3} \quad [4.1]$$

comme $K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$, il vient [4.2]

$\eta = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0} \Rightarrow K_0 = \frac{3-\eta}{2\eta+3}$ [4.3]

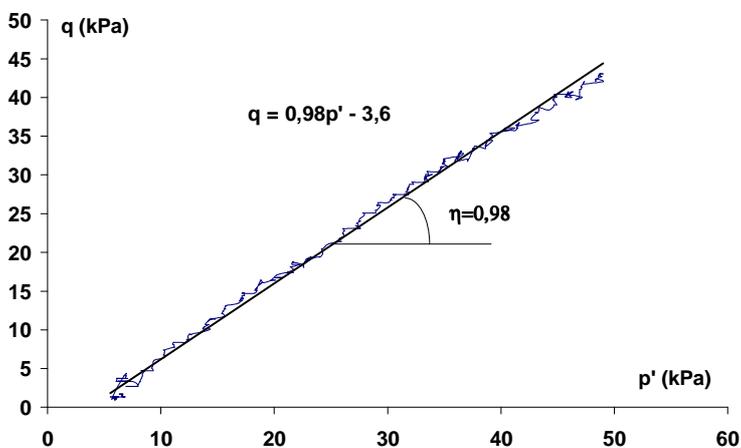


Figure 4-5 : Consolidation anisotrope dans le plan (p', q)

Le Tableau 4-1 présente l'ensemble des valeurs de K_0 déterminées lors de la consolidation anisotrope.

Tableau 4-2 : Récapitulation des essais

Essai	Type d'éprouvette	(θ)	p'_o	q_o	σ'_1	σ'_3	K_o	p'_{final}	q_{final}
		degrés	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
1	1a	90	30	37	55	15	0,28	730	37
2		60	20	24	36	9	0,25	653	274
3		30	20	25	37	7	0,18	470	458
4		0	15	17,5	26,6	7	0,25	215	517
5		300	10	20	23,3	3	0,14	0	40
6		120	12	17	23	8	0,32	645	-233
7		150	14	16	25	7	0,27	514	-504
8		180	15	15	25	8	0,33	215	-485
9		210	70	30	90	60	0,40	195	-100
10		0	70	30	90	60	0,40	270	530
11		45	40	50	73	23	0,40	594	404
12		270	40	50	73	23	0,40	0	50
13		330	40	50	73	23	0,40	198	124
1	2a	0	82	30	102	49	0,48	282	530
2		30	72	67	117	43	0,37	522	500
3		90	62	42	90	44	0,49	762	42
4		60	71	45	101	55	0,55	704	295
5		330	60	55	97	39	0,41	200	159
6		300	65	49	98	48	0,49	200	87
7		270	68	57	106	47	0,44	198	57
8		120	60	63	102	39	0,38	693	-187
9		150	60	48	92	43	0,47	710	-731
10		180	60	60	100	40	0,40	260	-440
11		210	60	60	100	40	0,40	200	-44
12		240	50	67	95	24	0,25	194	34

Selon le Tableau 4-2, on remarque que pour le type 1, la valeur de K_0 est comprise entre 0,3 et 0,4 tandis que, dans le cas des éprouvettes de type 2, ces valeurs varient de 0,4 à 0,5. On obtient également une valeur faible de K_0 : environ 0,25 (essai 12 de type 2), lorsque le capteur radial est collé au milieu de la couche sableuse (Figure 4-6).

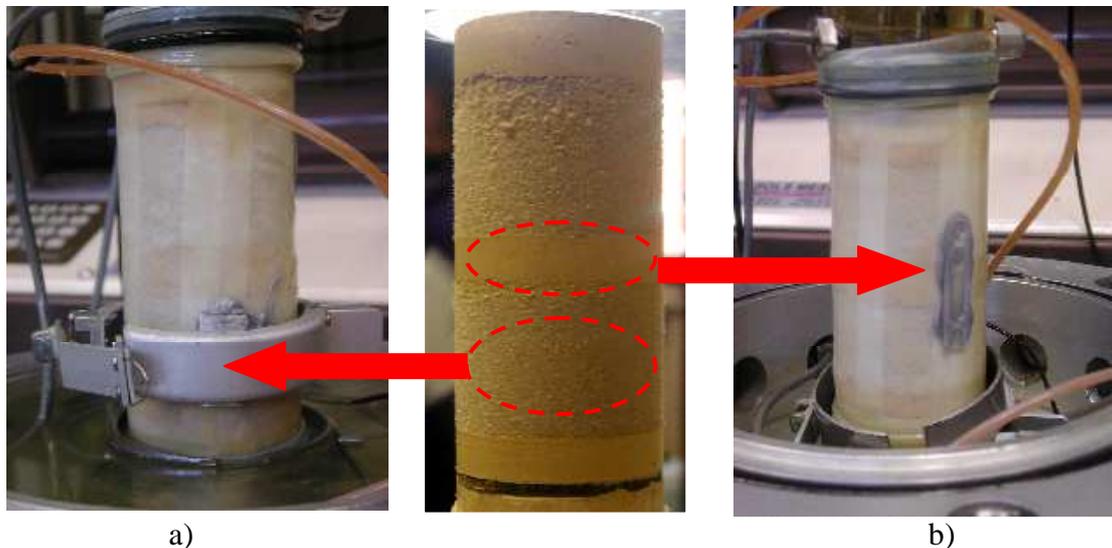


Figure 4-6 : Collage du capteur radial lors de la consolidation anisotrope (a) sur couche de sable seulement (b) sur couche de sable et couche de kaolinite

4.1.4 Identification des points limites

4.1.4.1 Méthode de calcul

La surface de charge est déterminée à partir des points caractéristiques ou points d'état limite dont la détermination est obtenue en recherchant une perte de linéarité dans les courbes ($\varepsilon_v = f(p')$) ou ($\varepsilon_d = g(q)$), c'est-à-dire un changement brusque de pente qui met en évidence un changement de comportement du sol (Figure 4-7).

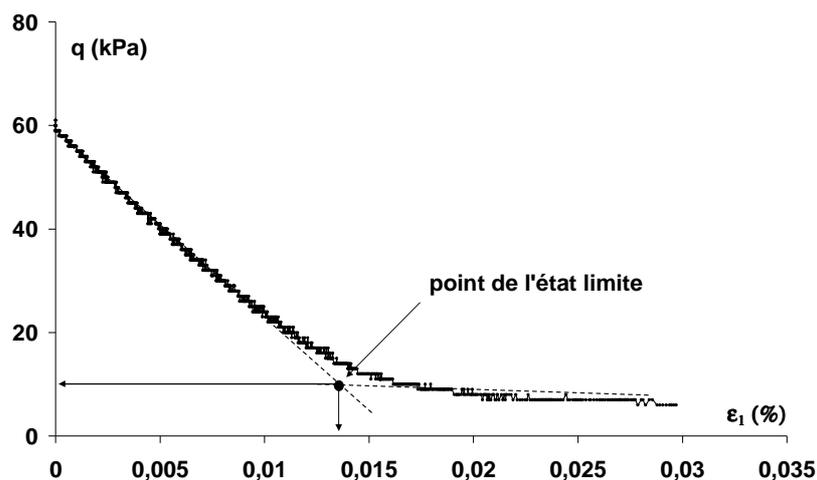


Figure 4-7 : Principe d'identification des points de surface de charge (Essai 11, type 1, extension)

Nous avons développé un outil sous Microsoft Excel visant à caractériser les points où la surface de charge est atteinte, en recherchant les ruptures de pente dans les différents diagrammes ($\varepsilon_1 - q$, $\varepsilon_v - p'$).

4.1.4.2 Résultats d'essais

Le Tableau 4-3 présente les points d'état limite identifiés à partir des essais triaxiaux drainés des éprouvettes de type 1 et 2

Tableau 4-3 : Coordonnées des points de l'état limite des éprouvettes de type 1 et 2

Essai	type 1			type 2		
	θ degrés	p' kPa	q kPa	θ degrés	p' kPa	q kPa
1	90	109	30	0	95	157
2	60	106,9	74,8	30	162	185
3	30	-	-	90	277	35
4	0	-	-	60	241	142
5	300	7,6	18,2	330	44,4	63
6	120	88,3	-22	300	38,9	62,6
7	150	54,1	-59,6	270	64	64,4
8	180	13,7	-43,4	120	260	-55
9	210	22,8	-50,7	150	163	-116
10	0	60	107,7	180	53	-61
11	45	100	108,7	210	9	-26
12	270	12,5	33,5	240	38	50
13	330	27,8	62,1	-	-	-

θ : inclinaison du chemin de contraintes par rapport l'axe vertical dans le plan (p',q) (Figure 4-3).

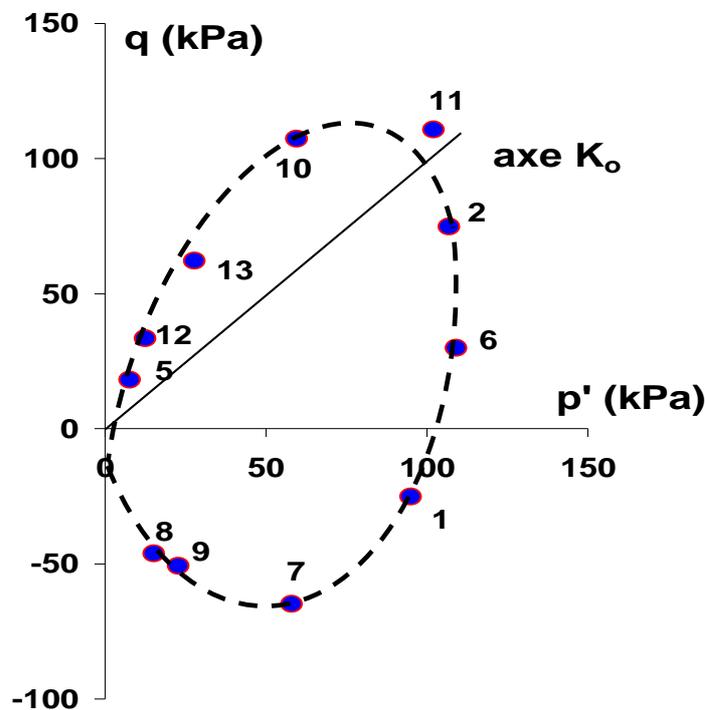


Figure 4-8 : Surface de charge expérimentale pour les éprouvettes de type 1

La Figure 4-8 et la Figure 4-9 présentent l'ensemble des points déterminés expérimentalement pour le type 1 et 2 respectivement et une ébauche tracée à la main de la surface de charge.

Pour le type 1, cette surface reportée sur la Figure 4-8 a une forme d'ellipse et elle est inclinée dans la direction de l'axe de consolidation anisotrope (axe K_0).

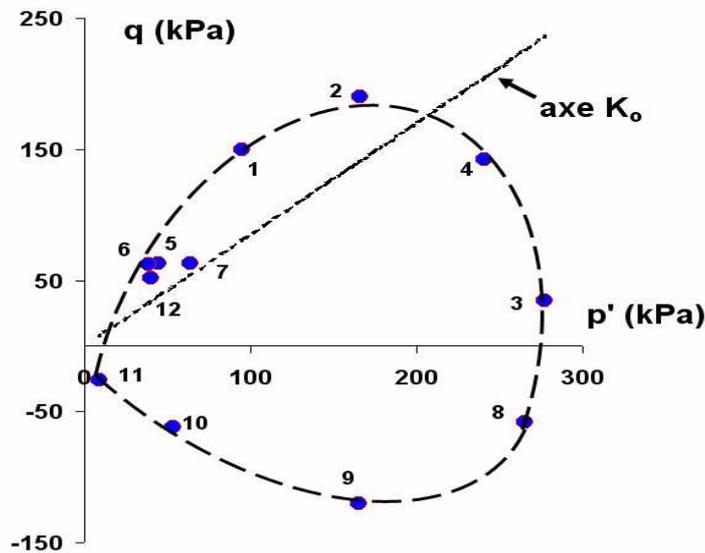


Figure 4-9 : Surface de charge expérimentale pour les éprouvettes de type 2

Dans le cas des éprouvettes de type 2, la surface de charge a une forme de patatoïde (Figure 4-9), les points expérimentaux se localisent presque symétriquement autour de l'axe de consolidation isotrope (axe p').

Ainsi malgré la nature inhérente de son anisotropie et une histoire de chargement anisotrope, notre sol de référence n'a pas une surface de charge à l'inclinaison affirmée typique des sols anisotropes.

4.2 Comparaison des surfaces de charge expérimentales avec les modèles théoriques

Nous allons comparer les ensembles de points d'état limite (que nous appellerons surfaces de charge expérimentale par la suite) que nous venons de déterminer avec les surfaces théoriques des modèles rhéologiques présentés dans notre étude bibliographique (chapitre 1). Il est évident que chaque surface de charge n'est comparable qu'avec certains modèles. Selon la géométrie des surfaces, nous avons choisi pour chaque type d'éprouvette des modèles adaptés.

Plus précisément, la surface pour les éprouvettes de type 1 a une forme d'ellipse inclinée qui est comparable avec la surface du modèle ANPETAL (Newson, 1997) ou celle du modèle S-CLAY1 (Wheeler *et al.*, 2003). Quant à la surface pour les éprouvettes de type 2, elle ressemble à un patatoïde qui peut être comparée à la forme de la surface de charge associée au modèle HISS (Shao et Desai, 2000).

Chaque comparaison est accompagnée par un tableau des paramètres du modèle concerné. La première ligne du tableau présente les valeurs « originales » qui ont été déterminées à partir des caractéristiques du sol et la deuxième ligne présente les valeurs « utilisées » qui ont été modifiées pour avoir une bonne corrélation entre les prédictions du modèle et les résultats expérimentaux. La différence entre les valeurs « réelles » et « utilisées » nous permet de proposer des modifications à apporter éventuellement aux modèles afin d'améliorer leurs simulations.

4.2.1 Comparaison de la surface expérimentale de type 1 avec le modèle ANPETAL

Rappelons que la surface de charge du modèle ANPETAL s'écrit dans le plan (p', q) :

$$F = (q - \eta_0 p')^2 + J(\theta) p^2 \ln^2 \left(\frac{p_0}{p'} \right) \quad [4.4]$$

Connaissant la pression moyenne effective de préconsolidation, on peut calculer le paramètre

$$\eta_0 = \frac{q_0}{p_0}.$$

Il est ensuite nécessaire de déterminer $J(\theta)$ à partir des essais :

$$J(\theta) = \frac{a+b}{2} + (b-a) \sin \theta \quad [4.5]$$

$$\text{où } a = Mc(Mc - \eta_0) \quad [4.6]$$

$$b = Me(Me + \eta_0) \quad [4.7]$$

Les valeurs de M_e , M_c ont été prises égales à la pente de la droite d'état critique respectivement en extension et en compression, (θ valant -30 degrés en compression et +30 degrés en extension). La valeur de la pression de préconsolidation p_0 est déterminée à partir des essais œdométriques.

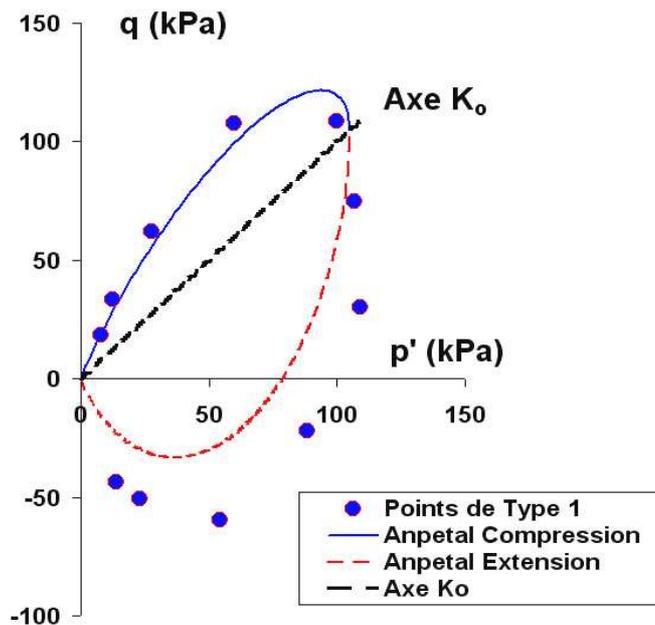


Figure 4-10 : Comparaison de la surface de charge expérimentale de type 1 avec modèle ANPETAL

La Figure 4-10 présente la comparaison de la surface de charge des éprouvettes de type 1 avec la surface associée au modèle ANPETAL. Nous observons que la partie en compression du modèle coïncide bien avec les points limites expérimentaux tandis que, dans la zone d'extension, sous l'axe de consolidation anisotrope (axe K_0), les prédictions diffèrent des observations. Cette non corrélation du modèle avec les points expérimentaux peut être due à l'anisotropie exagérée de nos éprouvettes. Plus précisément, le modèle ANPETAL a été élaboré à partir des résultats expérimentaux de l'argile naturelle de Winnipeg, qui a un comportement à anisotropie induite due à des surconsolidations anisotrope (Newson, 1997), alors que l'anisotropie des éprouvettes de type 1 est due à des surcharges périodiques (voir chapitre 2).

Tableau 4-4 : Paramètres du modèle ANPETAL

Valeur	K_0	η_0	M_c	M_e	$J(q)_c$	$J(q)_e$	σ_1^0	$p_o = \frac{(1+2K_0)}{3} \sigma_1^0$
originale	0,4	1	1,3	1	0,39	1,73	83 kPa	50 kPa
utilisée	0,4	1	1,3	1	0,39	1,73	175 kPa	105 kPa

Lors des tentatives réalisées pour obtenir une bonne corrélation entre les prédictions du modèle ANPETAL et la surface expérimentale, nous avons noté que la zone d'extension du modèle ANPETAL se calait mieux avec nos observations si le rapport des contraintes critiques en extension (M_e) était égal à celui en compression (M_c) (Figure 4-11). C'est donc cette valeur qui est utilisée.

De plus, la pression de préconsolidation ($\sigma_1^0=175 \text{ kPa}$ et $p_o=105 \text{ kPa}$) issue du meilleur calage est deux fois supérieure à la valeur déterminée lors des essais oedométriques ($\sigma_1^0 = 82,5 \text{ kPa}$ et $p_o= 50 \text{ kPa}$, voir chapitre 2). Il est intéressant de remarquer que les éprouvettes de type 1 se composent de couches qui sont respectivement consolidées avec des contraintes verticales (σ_1^0) de 50 et 200 kPa. Nous supposons donc que cette valeur de pression de préconsolidation (105 kPa) est la valeur « moyenne » au point de vue mécanique des deux types de couches constituant nos éprouvettes.

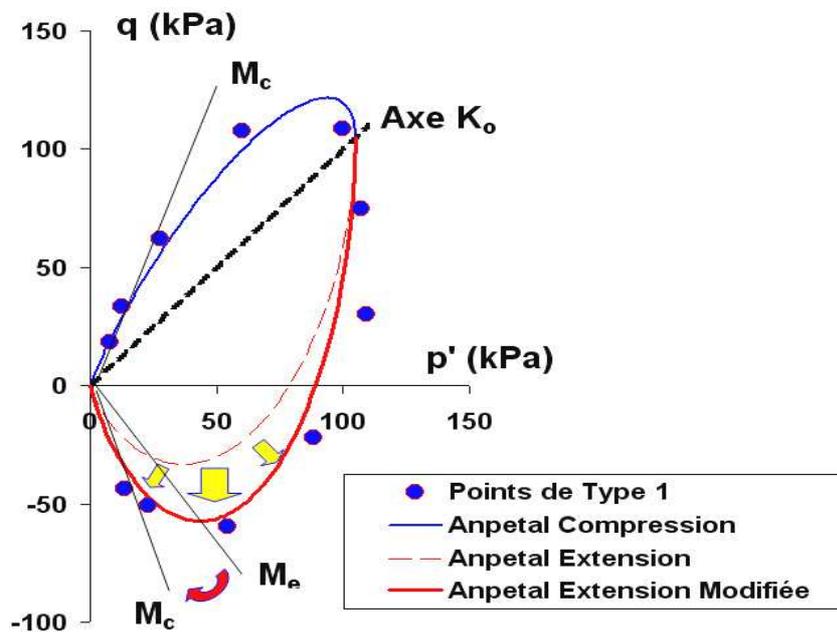


Figure 4-11 : Comparaison des points limites expérimentaux avec la surface modifiée du modèle ANPETAL.

4.2.2 Comparaison de la surface expérimentale de type 1 avec le modèle S-CLAY1

Nous avons procédé au calage de la surface de charge du modèle S-CLAY1 définie, dans le contexte de l'essai triaxial, par :

$$(q - \alpha p)^2 - (M^2 - \alpha^2)(p_m - p)p = 0 \quad [4.8]$$

ce qui a conduit à retenir les valeurs suivantes :

- pour M on retient la pente de la droite d'état critique en compression,
- pour le paramètre p_m qui contrôle la taille initiale de l'ellipse, on adopte une valeur de déduite de l'essai œdométrique.

Le modèle S-CLAY1 utilise uniquement le rapport des contraintes critiques en compression (M_c) pour les parties de compression et d'extension du modèle. La valeur du paramètre α , qui contrôle l'inclinaison de l'ellipse est estimée par la relation suivante qui est une alternative à la méthode proposée par Wheeler *et al.* (2003):

$$\alpha = \frac{\sum q_i}{\sum p'_i} \quad [4.9]$$

où (q_i, p'_i) sont les contraintes du point limite expérimental (Tableau 4-3).

Les autres paramètres du modèle concernent la partie élastique de la loi de comportement, d'une part, et la loi d'évolution des paramètres d'écroûissage, d'autre part. Le calage de ces paramètres se fait grâce à une étude paramétrique en faisant coïncider au mieux le résultat des calculs sur le début des courbes expérimentales.

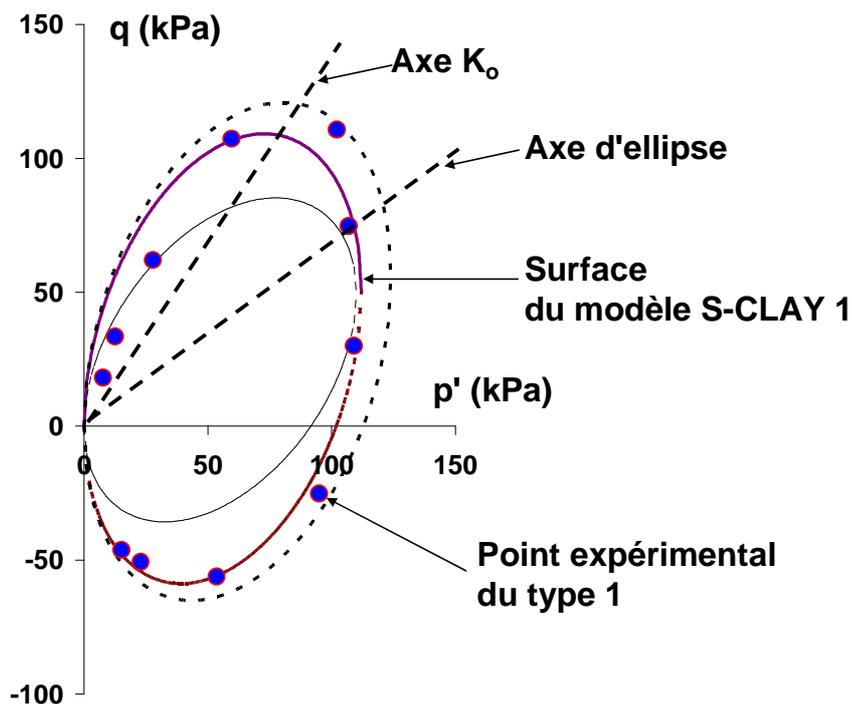


Figure 4-12 : Comparaison de la surface de charge de type 1 avec le modèle S-CLAY1.

La Figure 4-12 présente la surface du modèle S-CLAY1 en comparaison avec nos points expérimentaux, cette surface est une ellipse, son axe principal est incliné dans la zone de compression ($q > 0$) et se trouve au milieu de l'axe de compression anisotrope (l'axe K_o) et l'axe de compression isotrope (l'axe p'). La surface du modèle S-CLAY1 est symétrique par rapport à son axe principal et se cale donc mieux avec les points expérimentaux que le modèle ANPETAL notamment dans la zone d'extension.

Le Tableau 4-5 fournit les valeurs déterminées selon la méthode suggérée par les auteurs et les valeurs que nous avons calées par ajustement progressif pour obtenir une bonne corrélation entre la surface du modèle avec les observations.

Nous avons représenté sur la Figure 4-12 et dans le Tableau 4-5 la plage de variation des paramètres qui permet d'obtenir les surfaces circonscrite et inscrite sur les points expérimentaux. On constate un écart de 10 à 30 % entre les valeurs maximale et minimale. Les valeurs optimales correspondent à la surface passant par le plus grand nombre de points expérimentaux.

Tableau 4-5: Paramètres du modèle S-CLAY1 1

	Mc	Me	α	σ_1^0	$p_0 = \frac{(1+2K_0)}{3} \sigma_1^0$
Valeur déterminée	1,3	1	0,43	83 kPa	50 kPa
Surface minimale	1,1	1,1	0,45	183 kPa	110 kPa
Surface maximale	1,5	1,5	0,45	207 kPa	124 kPa
Surface optimale	1,5	1,5	0,45	187 kPa	112 kPa

Dans le Tableau 4-5, on note également que la pression de préconsolidation permettant un bon calage ($p'_o=112 \text{ kPa}$) est à peu près deux fois plus grande que la valeur déterminée en première approche ($p'_o=50 \text{ kPa}$). Comme nous l'avons expliqué dans la comparaison avec la modèle ANPETAL, cette valeur semble être la valeur moyenne des pressions de préconsolidation des deux couches (50 et 200 kPa) constituant les éprouvettes de type 1.

4.2.3 Comparaison de la surface expérimentale de type 2 avec le modèle HISS

Nous avons procédé par approche successive au calage de la surface de charge du modèle HISS, définie par :

$$\frac{q^2}{3p_a^2} = \frac{-\alpha \left(3 \cdot \frac{p+R}{p_a} \right)^n + \gamma \left(3 \cdot \frac{p+R}{p_a} \right)^2}{\sqrt{1 - \beta_{HISS} S}} \quad [4.10]$$

où p_a désigne la pression atmosphérique, γ , β_{HISS} , n sont des paramètres matériels sans dimension, R un paramètre homogène à une contrainte, et α la variable d'érouissage (sans dimension) qui contrôle la taille de la surface de charge ; S dépend du troisième invariant et vaut, dans le contexte de l'essai triaxial, +1 en compression et -1 en extension.

Le calage de cette expression sur les résultats expérimentaux a conduit à retenir les valeurs données dans le Tableau 4-6. Comme pour la surface S-CLAY1 nous avons représenté sur la Figure 4-13 et donné dans le Tableau 4-6 la plage de variation des paramètres du modèle. Les points expérimentaux semblent moins dispersés par rapport à la forme de la surface de charge ce qui donne des écarts de 5 à 15 % entre les différents paramètres.

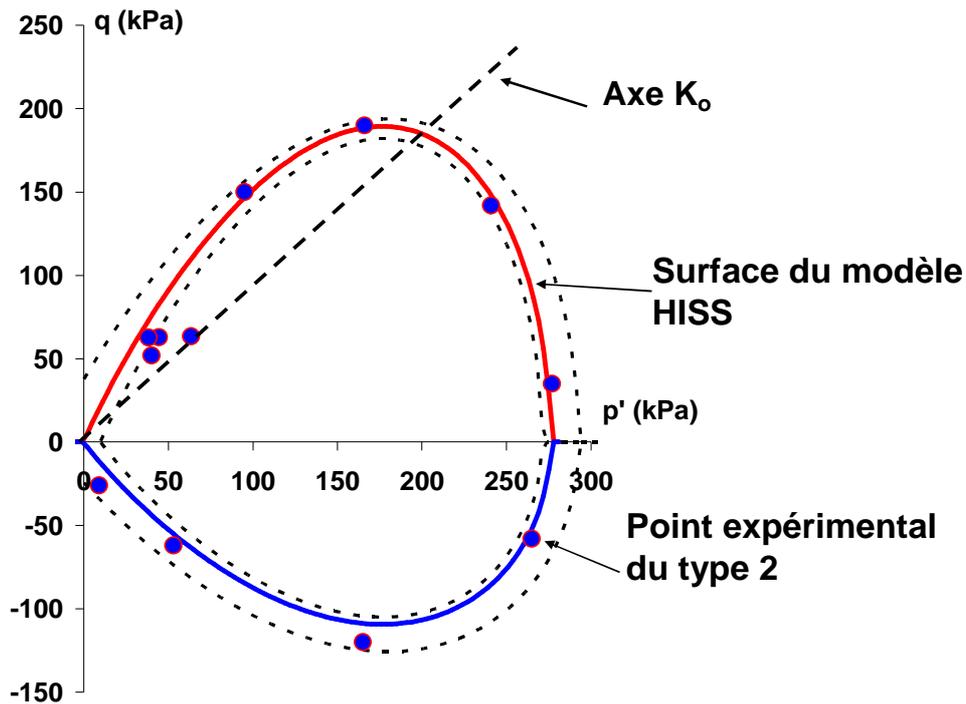


Figure 4-13 : Comparaison de la surface de charge des éprouvettes de type 2 avec la surface du modèle HISS

Sur la Figure 4-13, la surface de charge du modèle HISS coïncide très bien avec les mesures sauf dans la zone de compression près de l'origine du plan (p', q) .

Tableau 4-6 : Paramètres du modèle HISS

	α	β_{HISS}	γ	n	S	R	p_a
Surface minimale	0,0035	0,8	0,098	2,5	1	-10 kPa'	1 kPa
Surface maximale	0,0031	0,7	0,095	2,5	1	20 kPa	1 kPa
Surface optimale	0,0033	0,8	0,095	2,5	1	0 kPa	1 kPa

Lors de nos essais, avant d'être cisailées, les éprouvettes de type 2 ont été anisotropiquement consolidées avec un coefficient de poussée des terres au repos K_o qui varie de 0,4 à 0,5 (voir Tableau 4-2). Pourtant, la surface expérimentale de type 2 ne montre pas une inclinaison vers l'axe K_o , les points expérimentaux se localisent autour de l'axe de consolidation isotrope (axe p'). Cette observation prouve alors l'indépendance de l'anisotropie inhérente avec la préconsolidation anisotrope.

Cette indépendance est également une hypothèse du modèle rhéologique Elle peut s'expliquer par les raisons suivantes :

- sur le plan théorique, le modèle HISS n'introduit ni le paramètre de l'état critique (rapport M), ni le paramètre de la consolidation anisotrope (K_o ou η_o) dans son expression de la surface de charge. Pour cette raison la surface du modèle HISS n'est pas inclinée comme celles des autres modèles.
- d'un point de vue expérimental, les éprouvettes de type 2 se composent de couches de kaolinite (30% de masse totale) et de couches de sable (70% de masse totale). Avec cette texture, le sable devient un matériau prédominant par rapport à la kaolinite et le comportement des éprouvettes de type 2 est largement influencé par le sable.

4.3 Comparaison des surfaces de charge expérimentales avec celles des sols isotropes et de l'argile naturelle

Dans le but de mieux comprendre le comportement des sols anisotropes à l'état plastique par rapport au comportement des sols isotropes, nous avons réalisé une deuxième série d'essais triaxiaux avec sept éprouvettes de mélange et sept éprouvettes de sable de Leucate (Tableau 4-7).

Le mélange employé pour reconstituer les éprouvettes isotropes dans cette série d'essai est le même qu'utilisé pour reconstituer les éprouvettes de type 1 (30% de kaolinite, 70% de sable et une teneur en eau égale à 12%). Les éprouvettes de mélange sont préalablement consolidées en conditions oedométriques par une contrainte verticale de 200 kPa avant d'être testées dans la cellule triaxiale.

Tous les essais de la deuxième série ont été réalisés dans les mêmes conditions et avec la même procédure que pour la première série. Toutes les informations concernant ces nouveaux essais sont présentées dans le Tableau 4-7.

Tableau 4-7 : Informations relatives aux essais de la deuxième série

Essai	Type d'éprouvette	(θ)	p'_o	q_o	σ'_{1}	σ'_{3}	K_o	p'_{final}	q_{final}
		degrés	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
1	Mélange	90	60	50	94	46	0,46	560	50
2		0	60	50	94	46	0,46	60	550
3		30	60	50	94	46	0,46	310	483
4		60	60	50	94	46	0,46	493	300
5		325	60	50	94	46	0,46	3	132
6		135	60	50	94	46	0,46	414	-304
7		180	60	50	94	46	0,46	60	-450
1	Sable de Leucate	90	45,8	42,5	74,1	31,6	0,2	546	42,5
2		30	32	61	72,7	11,7	0,33	282	494
3		60	37,3	-4,5	34,3	38,8	0,35	470	246
4		135	82,3	82,8	138	54,7	0,32	436	-271
5		180	81,5	80,4	135	54,7	0,37	82	-420
6		90	83,2	80,4	137	56,4	0,32	583	80,4
7		-45	82,2	81,1	136	55,2	0,29	4	159

4.3.1 Identification des points limites

Le Tableau 4-8 récapitule les valeurs des « points limites » de la surface de charge des essais triaxiaux des éprouvettes homogènes de mélange et de sable de Leucate.

Tableau 4-8 : Coordonnées des points d'état limite estimées pour les éprouvettes de la deuxième série

Essai	Éprouvette de mélange			Éprouvette de sable		
	θ degrés	p' kPa	q kPa	θ degrés	p' kPa	q kPa
1	0	45,8	104	0	45,8	77,1
2	90	189	54	30	189	155
3	-45	202,1	42,1	60	202,1	19,8
4	30	175,9	144,3	135	175,9	-11
5	60	79,1	115,3	180	79,1	-65
6	180	234,1	-100,5	90	234,1	80
7	135	66,2	-122,2	-45	66,2	96,1

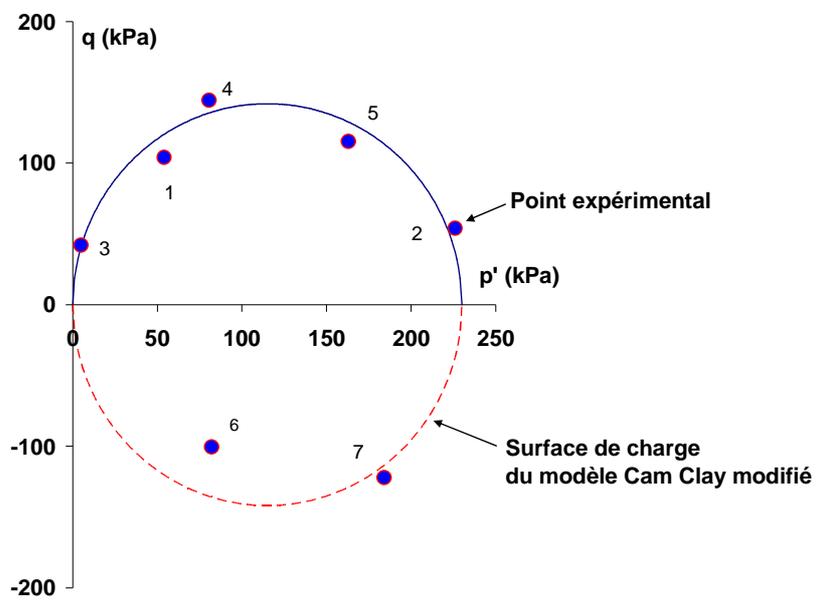


Figure 4-14 : Comparaison entre la surface de charge expérimentale des éprouvettes isotropes de mélange et la surface théorique du modèle Cam-Clay modifié.

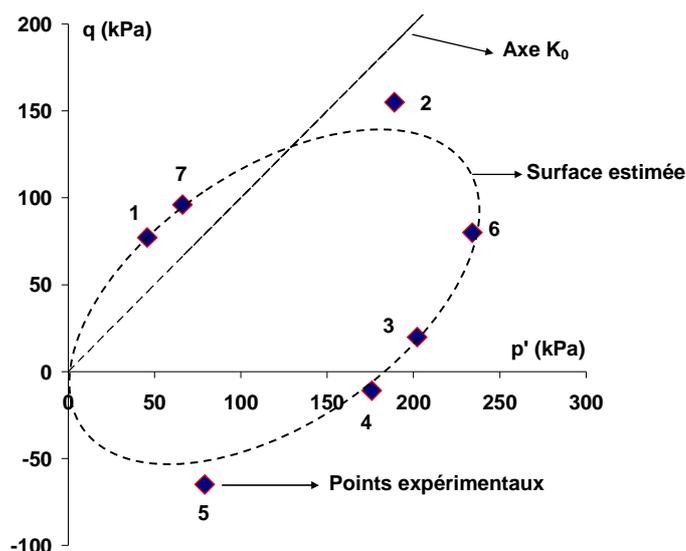


Figure 4-15 : Surface de charge expérimentale pour le sable de Leucate

Les Figure 4-14 et Figure 4-15 présentent respectivement la surface de charge pour les éprouvettes isotropes de mélange et celle pour le sable de Leucate. Bien que nos éprouvettes isotropes soient anisotropiquement consolidées ($K_o=0,46$ pour le mélange et $K_o=0,32$ pour le sable selon le Tableau 4-7), la surface pour les éprouvettes de mélange n'est pas inclinée comme prévu. Mais pour sa part, la surface pour les éprouvettes de sable de Leucate présente une inclinaison nette due à la consolidation anisotrope (Figure 4-15). La non inclinaison de la surface de charge des éprouvettes de mélange est probablement due à leur texture. Le mélange utilisé a une densité optimale avec un indice des vides faible ($e_{moyen}=0,35$), cette densité a réduit l'effet de la consolidation anisotrope.

De manière générale, le changement du comportement des matériaux de l'état isotrope à l'état anisotrope dû à la consolidation anisotrope est lié au réarrangement des grains dans le milieu dirigé par les contacts entre des grains. De plus, l'effet de la densification sur la structure du matériau en interaction avec l'histoire des sollicitations (notamment les consolidations anisotropes) a été largement étudié sur différents matériaux et présentés dans plusieurs travaux, notamment les études de Oda et Ohnishi (1992), de Boehler (1987) et Frachon (2002).

La Figure 4-16 présente une modélisation simple de l'effet de la consolidation anisotrope sur un milieu idéal constitué de grains uniformes. Dans le cas où le milieu ne comprend que des grains de même taille, les grains s'arrangent plus facilement que dans le cas d'un mélange de grains de différentes tailles. Cela pourrait expliquer pourquoi les éprouvettes de mélange semblent conserver leur comportement isotrope bien qu'elles aient subi une consolidation anisotrope.

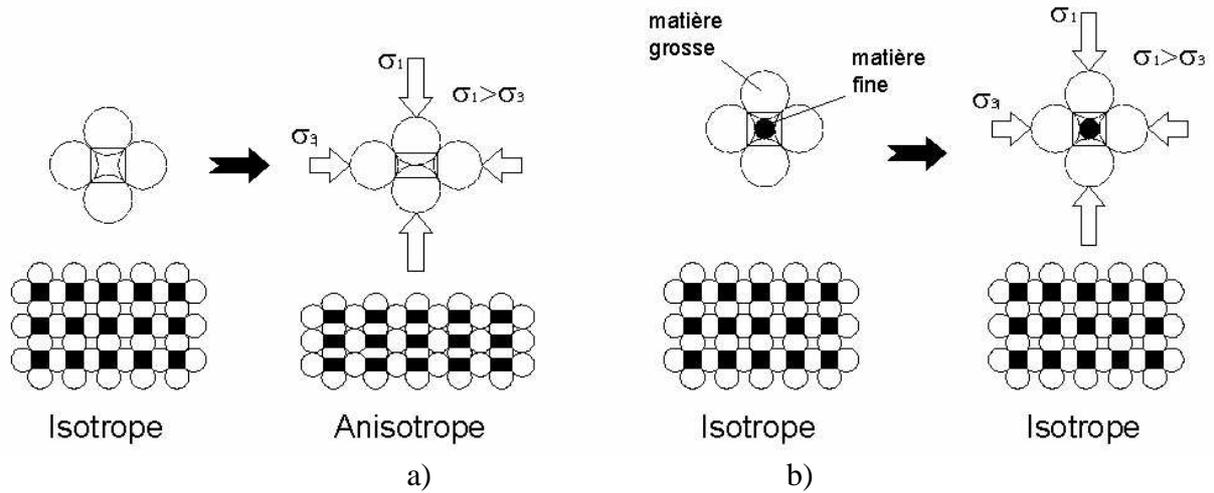


Figure 4-16 : Modélisation de l'arrangement des grains sous l'effet d'une consolidation anisotrope (cas des grains sphériques).

4.3.2 Comparaison de la surface expérimentale du type 1 avec la surface du mélange

La Figure 4-17 présente la comparaison de la surface normalisée pour les éprouvettes anisotropes de type 1 et celle pour les éprouvettes isotropes de mélange. Nous observons nettement l'influence de l'anisotropie sur l'orientation de la surface de charge dans le plan (p, q) . La surface du sol anisotrope est inclinée par rapport celle du sol isotrope. Cette influence est également observée par beaucoup de mécaniciens des sols.

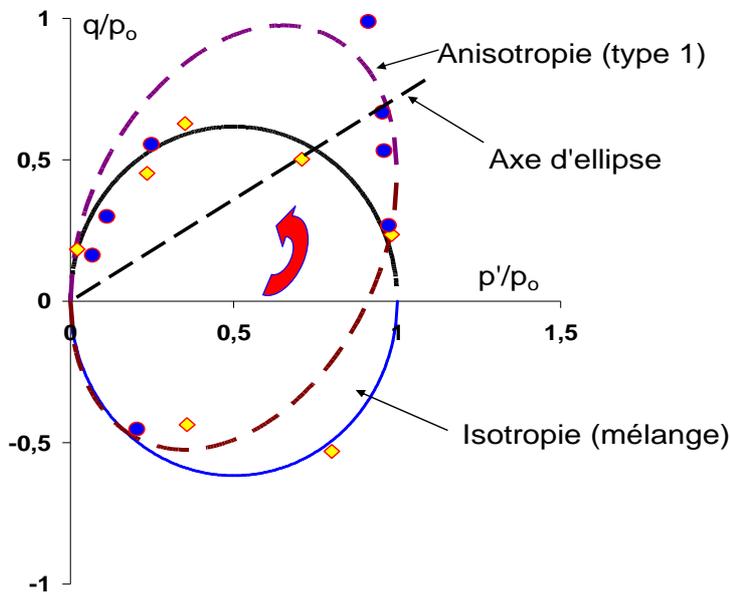


Figure 4-17 : Comparaison de la surface expérimentale normalisée pour les éprouvettes de type 1 et celle pour les mélanges.

Du point de vue géométrique, nous observons une similitude dans la forme des surfaces de charge. Il semble que l'anisotropie induite ne modifie pas la taille du domaine élastique des sols ; par contre, elle réoriente la surface vers un axe qui est incliné par rapport à l'axe de consolidation isotrope comme nous le voyons sur la Figure 4-17. Le résultat de cette

transformation a été confronté aux mesures expérimentales de Yasufuku (1990) cité par Frachon (2002).

4.3.3 Comparaison de la surface expérimentale du type 2 avec la surface du sable

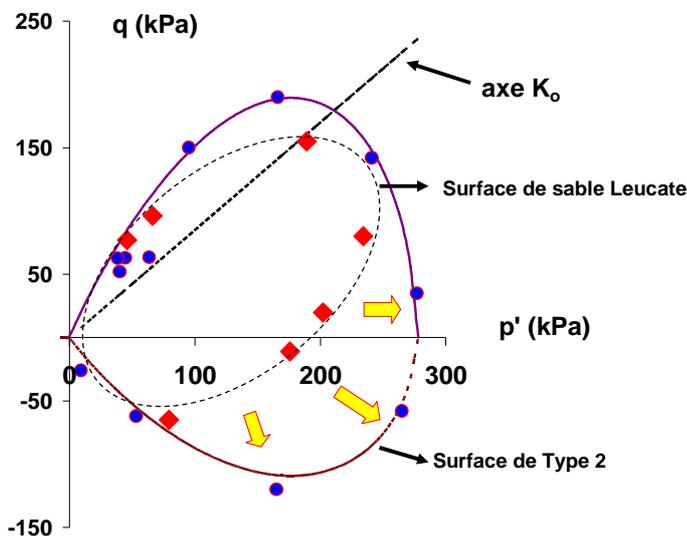


Figure 4-18 : Comparaison de la surface de charge expérimentale de type 2 et celle du sable de Leucate

La surface de charge pour les éprouvettes de type 2 et celle pour le sable de Leucate sont présentées sur la Figure 4-18. Nous pouvons observer une différence quantitative entre les deux surfaces. Dans la zone de compression ($dq > 0$), la surface expérimentale de type 2 semble être inclinée vers l'axe K_0 comme celle du sable de Leucate, cette inclinaison géométrique de la surface de charge est raisonnablement liée à son comportement anisotrope de type inhérent (éprouvettes de type 2).

De plus, dans la zone d'extension avec confinement ($dp > 0$, $dq < 0$), la surface pour les éprouvettes de type 2 est significativement plus large que celle associée au sable de Leucate. Cette observation s'explique par l'insertion des couches de kaolinite au milieu des couches de sable, les couches de kaolinite ont amélioré la résistance au confinement radial des éprouvettes de type 2 lorsqu'elles ont subi une extension.

4.3.4 Comparaison de la surface du type 1 avec la surface de l'argile de Cubzac-les-Ponts

La Figure 4-19 présente la comparaison de la surface de charge normalisée pour les éprouvettes de type 1 avec celle de l'argile naturelle de Cubzac-les-Ponts.

De manière générale, les deux surfaces sont presque similaires, ce sont des ellipses inclinées dans la zone de compression ($dq > 0$). De manière détaillée, nous observons des différences entre les deux surfaces:

- la surface de type 1 semble plus régulière que celle de l'argile naturelle, c'est-à-dire que la résistance au cisaillement du mélange est supérieure à celle de l'argile naturelle de Cubzac-les-Ponts uniquement dans certaines directions;
- la surface de charge de l'argile de Cubzac-les-Ponts semble être symétrique autour de l'axe de consolidation anisotrope (axe K_0) tandis que la surface de type 1 adopte

l'axe d'ellipse du modèle S-CLAY1 comme axe de symétrie. La surface de type 1 est un peu moins inclinée par rapport à la surface de l'argile de Cubzac-les-Ponts. Cette différence provient probablement de l'origine de l'anisotropie des sols.

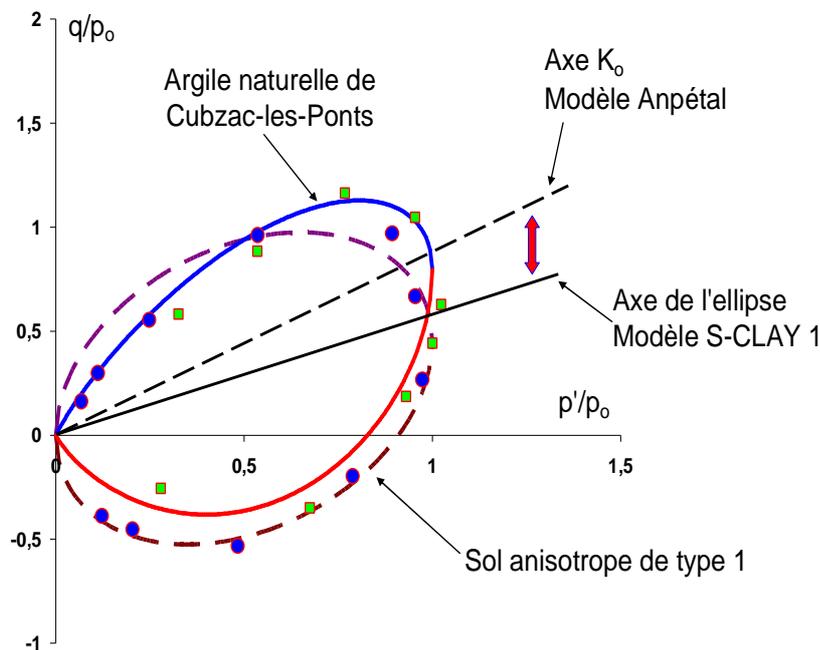


Figure 4-19 : Comparaison entre la surface pour les éprouvettes de type 1 et celle de l'argile naturelle de Cubzac-les-Ponts (Nguyen Pham, 2008)

L'argile de Cubzac-les-Ponts est une argile organique molle avec un indice des vides moyen égal à environ 2,5 (Nguyen Pham, 2008). Son comportement anisotrope a été mis en évidence dans plusieurs études (Magnan *et al.*, 1978 ; Shahanguian, 1981 ; Piyal et Magnan, 1984). De plus, cette argile a une bonne homogénéité et son comportement anisotrope est incontestablement induit par un état de contrainte anisotrope *in situ* avec le coefficient

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \approx 0,5 \text{ (Nguyen Pham, 2008).}$$

Les éprouvettes de type 1, comme nous l'avons présenté, sont reconstituées par des couches de mélange consolidées à différentes pressions (50 et 200 kPa). Ces éprouvettes présentent un comportement qui est induit par des surcharges périodiques. De plus, le mélange que nous avons utilisé a été amené à une densité optimale ($e_{moyen}=0,35$) il est donc moins influencé par la consolidation anisotrope comme nous l'avons expliqué dans le cas des éprouvettes isotropes de mélange.

Nous pouvons conclure que la surface de charge des sols à anisotropie induite est une ellipse (ou similaire) inclinée dans la zone de compression mais la surface de charge des sols anisotropes induits par des surcharges périodiques est moins inclinée par rapport à celle des sols dont l'anisotropie est due à une consolidation anisotrope.

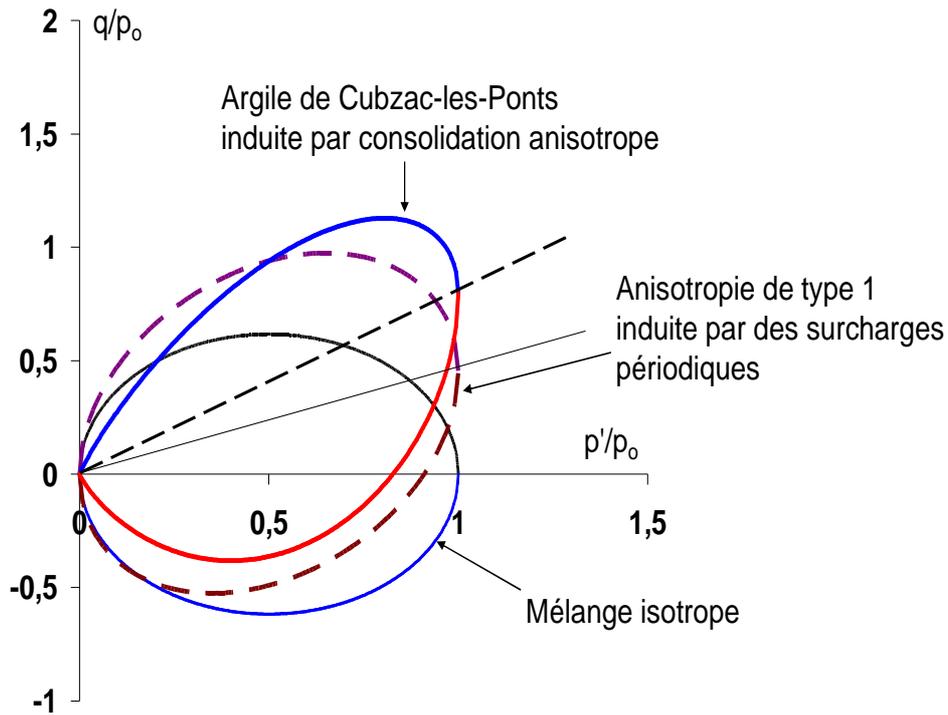


Figure 4-20 : Comparaison d'ensemble des surfaces de charge

Nous pouvons conclure qu'un sol sera doté d'une anisotropie induite par une consolidation anisotrope s'il satisfait les conditions suivantes :

- homogénéité est suffisante ;
- l'indice des vides est suffisamment grand pour « mémoriser » l'effet de la consolidation anisotrope.

4.4 Lois d'écoulement

4.4.1 Généralités sur les vecteurs d'écoulement

Les essais de chargement-déchargement réalisés sur les solides montrent que la limite d'élasticité ou bien leur surface de charge évolue avec la sollicitation appliquée. Cette évolution caractérise le phénomène d'écrouissage. Celui-ci se traduit mathématiquement par une évolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes. Le modèle élastoplastique avec écrouissage permet de mieux décrire les étapes intermédiaires entre l'apparition des déformations plastiques et l'instant de la rupture d'une éprouvette (Mestat, 1993).

De manière générale, l'évolution de la surface de charge est mathématiquement caractérisée par des relations entre les contraintes et les déformations plastiques. Ces relations définissent la règle d'écoulement du matériau qui exprime l'incrément des déformations plastiques au cours de la sollicitation.

Dans le cas d'un essai triaxial axisymétrique, l'état de contrainte est complètement déterminé par le couple contrainte moyenne (p) et contrainte déviatorique (q). La déformation plastique est décomposée en une déformation plastique volumique (ε_v^p) et une déformation plastique déviatorique (ε_d^p). La recherche de la loi d'écoulement nécessite alors l'identification des

relations entre des quantités (p, q) et $(\varepsilon_d^p, \varepsilon_v^p)$ et leurs incréments respectifs. Plusieurs études montrent que le rapport des incréments des déformations plastiques $(d\varepsilon_d^p / d\varepsilon_v^p)$ dépend du rapport des contraintes q/p et non pas d'une valeur particulière de q ou de p (Wood, 1999). Cependant, en analysant des résultats expérimentaux, notamment dans le cas des sables, plusieurs auteurs ont montré que le rapport des incréments des déformations plastiques dépend lui aussi de la direction de l'incrément de contrainte (Porooshasb *et al.*, 1967 ; Tatsuoka et Ishihara, 1974 ; Loret, 1981 ; Touati, 1982 ; Vermeer, 1982 ; Tan, 1990 cités par Mestat, 1993).

4.4.1.1 Vecteur d'écoulement

Lorsque la déformation plastique est décomposée en deux composantes : déformation plastique déviatorique et déformation plastique volumique, l'incrément de ces composantes forme dans le plan (p, q) ou $(\varepsilon_v^p, \varepsilon_d^p)$ un vecteur qui est communément appelé « vecteur d'écoulement ». Ce vecteur est caractérisé par l'angle d'orientation (β) et la norme qui sont déterminés selon les relations suivantes :

$$\tan \beta = \frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} \quad [4.11]$$

$$n = \sqrt{(d\varepsilon_d^p)^2 + (d\varepsilon_v^p)^2} \quad [4.12]$$

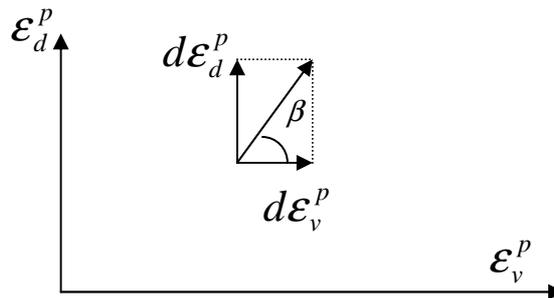


Figure 4-21 : Vecteur d'écoulement

4.4.1.2 Potentiel plastique

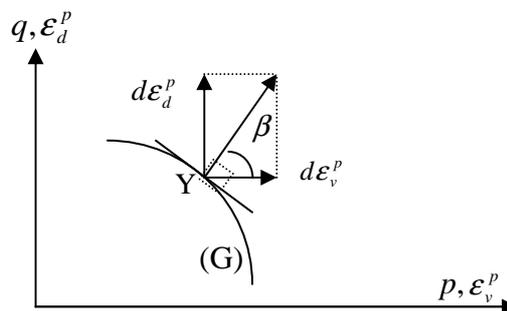


Figure 4-22 : Définition du potentiel plastique

Lorsque le sol devient plastique à un quelconque point Y, le potentiel plastique est la courbe dont la tangente au point Y est perpendiculaire avec le vecteur d'écoulement. Une loi d'écoulement est dite « associée » si le potentiel plastique est identique à la surface de charge.

Mathématiquement, la règle d'écoulement du matériau indique que l'incrément du tenseur de déformation plastique ($d\epsilon_{ij}^p$) est colinéaire aux dérivées partielles du potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$:

$$d\epsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad [4.13]$$

où $d\lambda$ est le multiplicateur plastique.

Dans le cas d'un essai triaxial axisymétrique et uniquement dans ce cas là, la relation devient :

$$d\epsilon_v^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial p} \quad [4.14]$$

$$d\epsilon_d^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial q} \quad [4.15]$$

Par ailleurs, pour un état d'érouissage donné, la courbe définie dans le plan (p,q) par le potentiel plastique a pour équation $G(p,q) = \text{constante}$. Donc, la différence locale conduit à la relation :

$$\frac{\partial G}{\partial p} dp + \frac{\partial G}{\partial q} dq = 0 \quad [4.16]$$

A partir des relations [4.11], [4.14], [4.15] et [4.16], nous obtenons l'équation différentielle suivante

$$\tan \beta = \frac{d\epsilon_d^p}{d\epsilon_v^p} = \frac{\partial G}{\partial q} \frac{\partial p}{\partial G} = d(p,q, dp, dq) = -\frac{dp}{dq} \quad [4.17]$$

L'intégration de l'équation [4.17] nous donne l'expression du potentiel plastique G en fonction de p et q . Pour intégrer cette équation différentielle, il convient de rechercher une expression relativement simple du taux de dilataance $d(p,q)$. Cette recherche peut être menée de deux façons ; soit, directement par l'étude des variations des quantités $d\epsilon_v^p$ et $d\epsilon_d^p$ au cours d'un essai (Namy, 1970 ; Stroud, 1971 ; Nova, 1982 ; Touati, 1982) soit, en se donnant une expression de la dissipation plastique dW^p (Schofield et Wroth, 1968).

La dissipation plastique est définie par la relation :

$$dW^p = \sigma_{ij} d\epsilon_{ij}^p = p d\epsilon_v^p + q d\epsilon_d^p$$

Pour une ou l'autre de ces approches, il est possible de déduire une expression du taux de dilataance $d(p,q)$ suffisamment simple pour intégrer l'équation différentielle et fournir une expression du potentiel plastique permettant de calculer les dérivées partielles recherchées $\partial G / \partial \sigma_{ij}$.

4.4.1.3 Détermination des déformations plastiques

Les déformations plastiques sont définies comme la différence entre les déformations totales qui sont expérimentalement mesurées à partir des essais et les déformations élastiques calculées par la loi de comportement élastique :

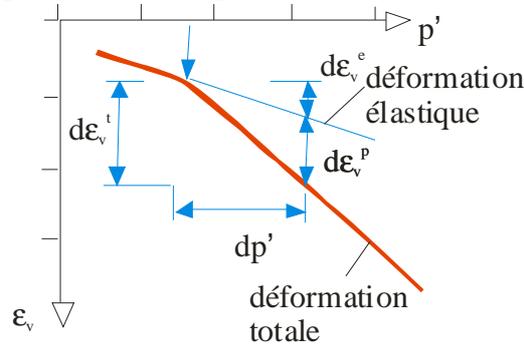


Figure 4-23 : Principe de détermination de la déformation plastique volumique

$$\varepsilon^{plastique} = \varepsilon^{totale} - \varepsilon^{élastique} \quad [4.18]$$

Cependant, la recherche d'une loi de comportement élastique n'est pas toujours un travail facile en particulier dans le cas des sols anisotropes. Dans la pratique, les déformations élastiques sont estimées en utilisant les trois méthodes approximatives suivantes :

- **Méthode 1** : si le point de l'état limite (surface de charge) est suffisamment loin de l'origine de l'essai (centre de la surface de charge) les déformations élastiques seront plus petites que les déformations plastiques, les déformations élastiques peuvent être négligeables :

$$\frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} \approx \frac{d\varepsilon_d^{totale}}{d\varepsilon_v^{totale}} \quad [4.19]$$

Bien que cette méthode soit très simple à utiliser, dans le cas d'un essai non drainé ou à p constant, l'ignorance des déformations élastiques peut entraîner des difficultés mathématiques lors du calcul des rapports des déformations plastiques (Wood, 1999).

- **Méthode 2** : en utilisant l'hypothèse que les modules d'élasticité sont constants lorsque le sol est dans le domaine élastique, les déformations élastiques sont systématiquement calculées par les relations linéaires suivantes :

$$d\varepsilon_d^e = \frac{\Delta q}{3G^*} \text{ et } d\varepsilon_v^e = \frac{\Delta p}{K^*} \quad [4.20]$$

$$\text{Avec : } G^* = -\frac{E_v}{\nu_{vh} - 1} \text{ et } K^* = \frac{E_v}{3(1 - 2\nu_{vh})}$$

$$\Delta q = q - q_0 \text{ et } \Delta p = p - p_0$$

E_v est le module d'Young vertical.

Dans la formule [4.20], les coefficients G^* et K^* sont respectivement le module de cisaillement et le module de déformation volumique. Pour des raisons de simplicité, on utilise dans les codes de calcul les modules sécants qui correspondent à 50% du seuil plastique (Figure 4-24)

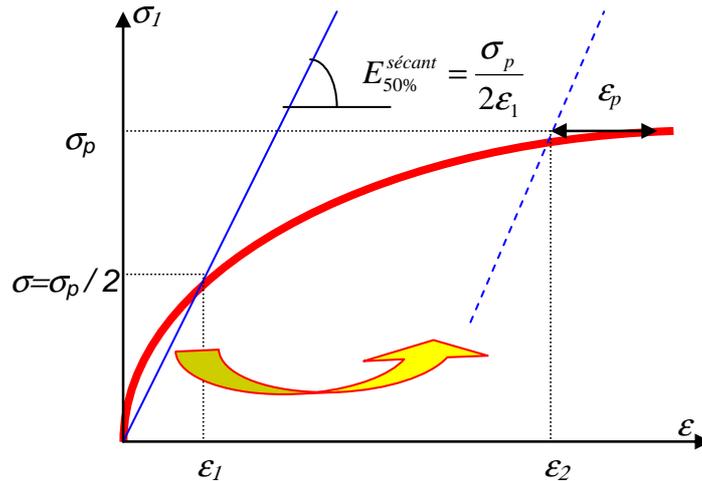


Figure 4-24 : Principe de détermination de déformation élastique en utilisant le module sécant à 50%.

Méthode 3 : en observant l'allure de la courbe « contrainte-déformation » du sol, nous trouvons que cette courbe peut être assimilée de manière simple à deux asymptotes comme sur la Figure 4-25. La première asymptote, appelée « courbe élastique », présente la déformation réversible du sol à l'intérieur de la surface de charge, la deuxième asymptote, ou « courbe totale », simule la relation « contrainte-déformation » du sol dans le domaine plastique.

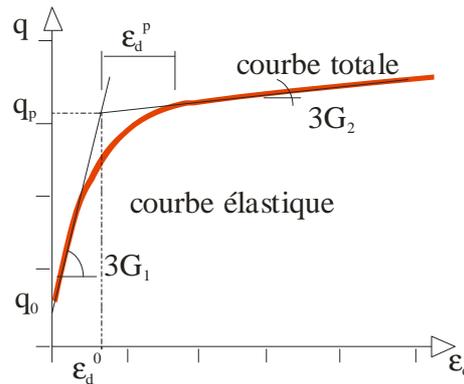


Figure 4-25 : Principe de détermination de la déformation plastique en utilisant deux asymptotes

Les déformations sont estimées de la manière suivante :

+ Déformations élastiques :

$$\varepsilon_d^e = \frac{\Delta q}{3G_1} \quad [4.21]$$

$$\varepsilon_v^e = \frac{\Delta p}{K_1} \quad [4.22]$$

+ Déformations totales :

$$\varepsilon_d^{totale} = \frac{\Delta q}{3G_2} + \varepsilon_d^o \quad [4.23]$$

$$[4.24]$$

$$\varepsilon_v^{totale} = \frac{\Delta p}{K_2} + \varepsilon_v^o$$

$$\Delta q = q - q_p \text{ et } \Delta p = p - p_p$$

Les déformations plastiques sont déterminées selon l'équation [4.8], à partir de la différence entre les déformations totales et les déformations élastiques :

$$\varepsilon_d^p = \varepsilon_d^{totale} - \varepsilon_d^e = \Delta q \left(\frac{1}{3G_2} - \frac{1}{3G_1} \right) + \varepsilon_d^o = \frac{\Delta q}{3G_3} + \varepsilon_d^o \quad [4.25]$$

$$\varepsilon_v^p = \varepsilon_v^{totale} - \varepsilon_v^e = \Delta p \left(\frac{1}{K_2} - \frac{1}{K_1} \right) + \varepsilon_v^o = \frac{\Delta p}{K_3} + \varepsilon_v^o \quad [4.26]$$

G_3 et K_3 sont respectivement les modules de cisaillement et de déformation volumique « équivalent » dans le domaine plastique :

$$\frac{1}{G_3} = \left(\frac{1}{G_2} - \frac{1}{G_1} \right) \quad [4.27]$$

$$\frac{1}{K_3} = \left(\frac{1}{K_2} - \frac{1}{K_1} \right) \quad [4.28]$$

A partir de [4.25], les incréments des déformations plastiques sont alors :

$$d\varepsilon_d^p = \frac{dq}{3G_3} \quad [4.29]$$

$$d\varepsilon_v^p = \frac{dp}{K_3} \quad [4.30]$$

Et le vecteur d'écoulement est calculé par [4.11],[4.12] et [4.29] :

$$\tan \beta = \frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{dq}{dp} \frac{K_3}{3G_3} = \frac{1}{\tan \theta} \left(\frac{K_3}{3G_3} \right) \quad [4.31]$$

$$n = \sqrt{(d\varepsilon_d^p)^2 + (d\varepsilon_v^p)^2} = \sqrt{\left(\frac{dq}{3G_3} \right)^2 + \left(\frac{dp}{K_3} \right)^2} \quad [4.32]$$

θ est l'inclinaison du chemin de contrainte par rapport à l'axe vertical $\left(\tan \theta = \frac{dp}{dq} \right)$.

Selon l'équation [4.31], dans le cas des essais drainés dont les sollicitations sont monotones (le chemin de contrainte est une droite dans le plan (p,q)), l'orientation du vecteur d'écoulement ne dépend que de la direction de l'incrément de contrainte (θ). Par conséquent, si θ est constant le vecteur ne change pas son orientation (Figure 4-26).

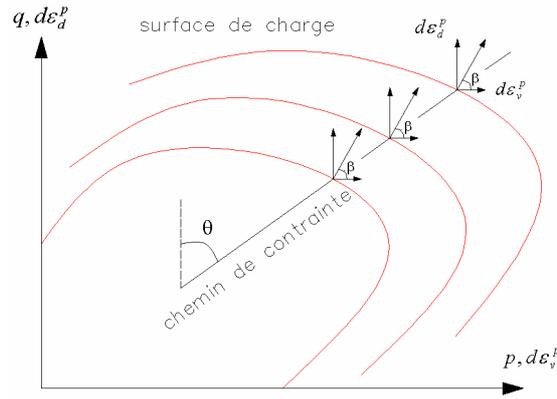


Figure 4-26 : Fixation de l'orientation du vecteur d'écoulement lors d'un essai drainé.

4.4.1.4 Cas particuliers

Selon l'équation [4.31], si la sollicitation est une consolidation isotrope (q est constant, $dq = 0$), la direction du vecteur sera horizontale ($\beta = k\pi$). Par contre, dans le cas d'un cisaillement à confinement constant (p est constant, $dp = 0$), le vecteur d'écoulement est parallèle à l'axe de la contrainte déviatorique ($\beta = \pi/2 + k\pi$).

4.4.2 Choix de la méthode d'estimation des déformations plastiques

Afin de choisir une méthode d'estimation des déformations plastiques convenable pour nos calculs, nous avons déterminé l'angle d'orientation des vecteurs d'écoulement des éprouvettes isotropes de mélange (série 2) avec les trois méthodes précédemment présentées. Nous comparons également nos résultats avec les valeurs théoriques déterminées selon la définition de l'angle d'orientation du vecteur d'écoulement du modèle Cam Clay modifié.

$$\tan \beta = \frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \quad [4.33]$$

$$\text{avec } \eta = \frac{q}{p'}$$

Le Tableau 4-9 présente les valeurs de β en degrés déterminées par les trois méthodes. Les essais 1, 2 et 6 sont les essais spéciaux dont les chemins de contraintes sont verticaux ou horizontaux.

Tableau 4-9 : Comparaison des valeurs de β déterminées à partir de différentes méthodes

essai	p' (kPa)	q (kPa)	θ (degrés)	β (degrés)			
				méthode 1	méthode 2	méthode 3	Cam-Clay
1	54	104	0	90	90	90	-60,9
2	226	54	90	0	0	0	17,6
3	7,1	40,8	-45	-83,2	-79,8	-79,4	-20,1
4	66,2	126,3	30	-87,6	-86,8	-85,3	-61,4
5	163	115,3	60	23,4	30,2	38,1	53,1
6	82,1	-101	180	-90	-90	-90	-88,5
7	202	-124	135	-74,1	-76,6	-73,1	-46,2

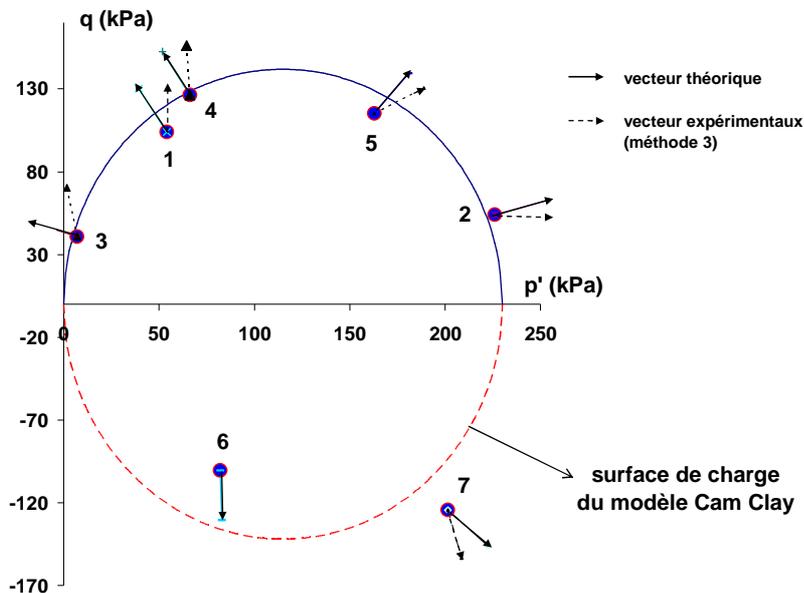


Figure 4-27 : Représentation des vecteurs d'écoulement expérimentaux et théoriques

Nous trouvons que les valeurs de β obtenues à partir des trois méthodes sont pratiquement identiques (Tableau 4-9). Cela veut dire, dans ce cas, que les déformations élastiques n'influencent pas de manière importante l'ordre de grandeur des déformations totales de l'éprouvette. Les résultats sont pour le plupart des points expérimentaux, environ de 20 à 30 degrés inférieurs aux valeurs théoriques proposées par la loi d'écoulement associée du modèle Cam-Clay. La variation entre les valeurs est due à la précision des mesures ainsi qu'à l'utilisation des hypothèses de linéarisation des courbes « contrainte-déformation » lors des calculs.

4.4.3 Analyse des résultats d'essais sur éprouvettes anisotropes

4.4.3.1 Vecteur d'écoulement des éprouvettes de type 1

Nous présentons dans le Tableau 4-10, les valeurs de β inclinaison des vecteurs d'écoulement déterminées à partir des essais triaxiaux sur des éprouvettes de type 1 en utilisant la méthode des deux asymptotes (méthode 3) que nous pouvons comparer avec les valeurs théoriques du modèle S-CLAY1. Nous faisons remarquer que la loi d'écoulement du modèle S-CLAY1 est une loi associée, donc l'orientation du vecteur d'écoulement est aussi l'orientation de la normale à la surface de charge. Elle est déterminée grâce à la relation différentielle suivante :

$$\tan \beta = \frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{\partial f / \partial q}{\partial f / \partial p} = \frac{2(q - \alpha p)}{-2\alpha(q - \alpha p) - (M^2 - \alpha^2)(p_m - 2p)} \quad [4.34]$$

Avec la fonction de charge : $f = (q - \alpha p)^2 - (M^2 - \alpha^2)(p_m - p)p$ [4.35]

Tableau 4-10 : Valeurs expérimentales et théoriques de l'angle d'orientation (β) des vecteurs d'écoulement pour les éprouvettes de type 1

Essai	Chemin	Surface de charge		β	
	θ	p'	q	Type 1	S-CLAY1
	(degrés)	kPa	kPa	(degrés)	(degrés)
1	90	109	30	0	-9
2	60	106,9	81,1	32	20
5	300	7,6	18,2	-8	-8
6	120	94,95	-25,15	-37	-32
7	150	53,5	-56,5	-80	-69
8	180	14,4	-43,5	-90	39
9	210	22,8	-50,7	71	56
10	0	59,6	107,4	90	-70
11	45	99,9	108,8	61	46
12	270	12,5	33,5	0	-15
13	330	27,8	62,1	-28	-32

Nous observons dans le Tableau 4-10 que les valeurs expérimentales de β se calent assez bien avec les prédictions du modèle S-CLAY1. Les différences varient entre 10 et 15 degrés sauf pour les essais 8 et 10 où les chemins de contrainte sont verticaux. Ce résultat est très similaire à celui de l'exemple précédent.

La Figure 4-28 représente les vecteurs d'écoulement dans le plan (p', q) avec la surface de charge des éprouvettes de type 1. Nous observons qu'il y a deux « groupes » de points:

- le groupe 1 comprend les points 1, 5, 6, 12 et 13. Pour ces points, le rapport des incréments de contraintes (dq/dp') est positif et les vecteurs expérimentaux se calent parfaitement avec les vecteurs théoriques ;
- le groupe 2 comprend les points restants dont le rapport des incréments de contraintes est négatif (sauf point 7) les vecteurs se calent moins bien avec les vecteurs théoriques par rapport à ceux du groupe 1.

Afin d'expliquer pourquoi les points 8 et 9 donnent de vecteurs d'écoulement se calant moins bien, il est nécessaire de remarquer que les techniques d'essai avec l'appareil triaxial ont un domaine d'investigation limité. Ceci est dû, pour une part, aux appareils et, pour une autre part, aux spécificités du matériau sol. Certaines conditions aux limites comme la mise en extension ne peuvent être appliquées et, par conséquent, certains états de contraintes ne peuvent être obtenus (Nguyen Pham, 2008).

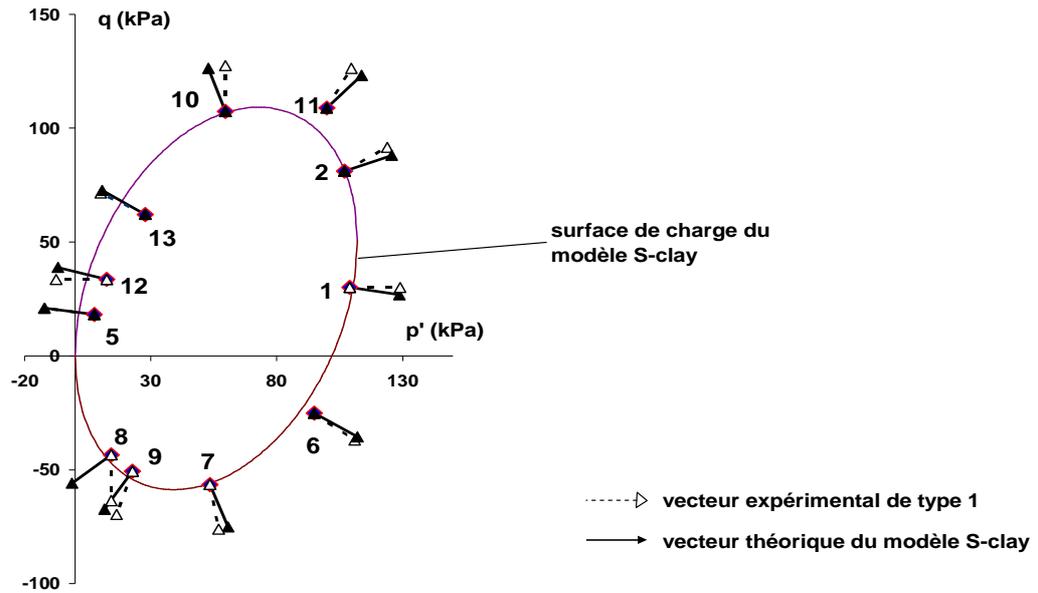


Figure 4-28 : Comparaison des vecteurs d'écoulement des éprouvettes de type 1 avec les vecteurs théoriques du modèle S-CLAY1.

Les résultats des essais obtenus sur les éprouvettes de type 1 montrent une corrélation assez bonne avec les prédictions théoriques du modèle S-CLAY1 au niveau de la surface de charge et des vecteurs des incréments de déformations plastiques. Le modèle S-CLAY1 a été introduit dans le code de calcul par éléments finis du CESAR-LCPC et nous présenterons une modélisation numérique des essais des éprouvettes de type 1 à la fin de ce chapitre.

4.4.3.2 Vecteur d'écoulement des éprouvettes de type 2

Le Tableau 4-11 récapitule les valeurs de β pour les éprouvettes de type 2 déterminées par la méthode 3 et les compare avec les valeurs théoriques déterminées en utilisant le modèle HISS. La Figure 4-29 est la représentation de ces vecteurs dans le plan (p', q) .

Tableau 4-11 : Valeurs expérimentales et théoriques de l'angle d'orientation (β) des vecteurs d'écoulement pour les éprouvettes de type 2.

Essai	Chemin		Surface de charge		β	
	θ		P'	q	Type 1	HISS
	(degrés)		kPa	kPa	(degrés)	(degrés)
1	0		95	150	90	-46
2	30		166	190	46	-81
3	90		277	35	0	5
4	60		241	142	50	32
5	330		44,4	63	-53	-26
6	300		38,27	62,7	-62	-28
7	270		63,4	63,4	0	-23
8	120		265	-58	-69	-27
9	150		165	-120	-78	85
10	180		53	-62	90	54
11	210		9	-26	71	63
12	240		40	52	-29	-52

Les vecteurs théoriques fournies par le modèle HISS sont déterminés selon la relation différentielle suivante :

$$\tan \beta = \frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{\partial f / \partial q}{\partial f / \partial p} = \frac{2q}{(n\alpha P^{n-1} - 2\gamma P)} \frac{\sqrt{1 - \beta_{HISS} S}}{p_a} \quad [4.36]$$

avec la fonction de charge : $f = \frac{q^2}{3p_a^2} + \frac{\gamma P^2 - \alpha P^n}{\sqrt{1 - \beta_{HISS} S}}$ et $P = \frac{3(p'+R)}{p_a}$ [4.37]

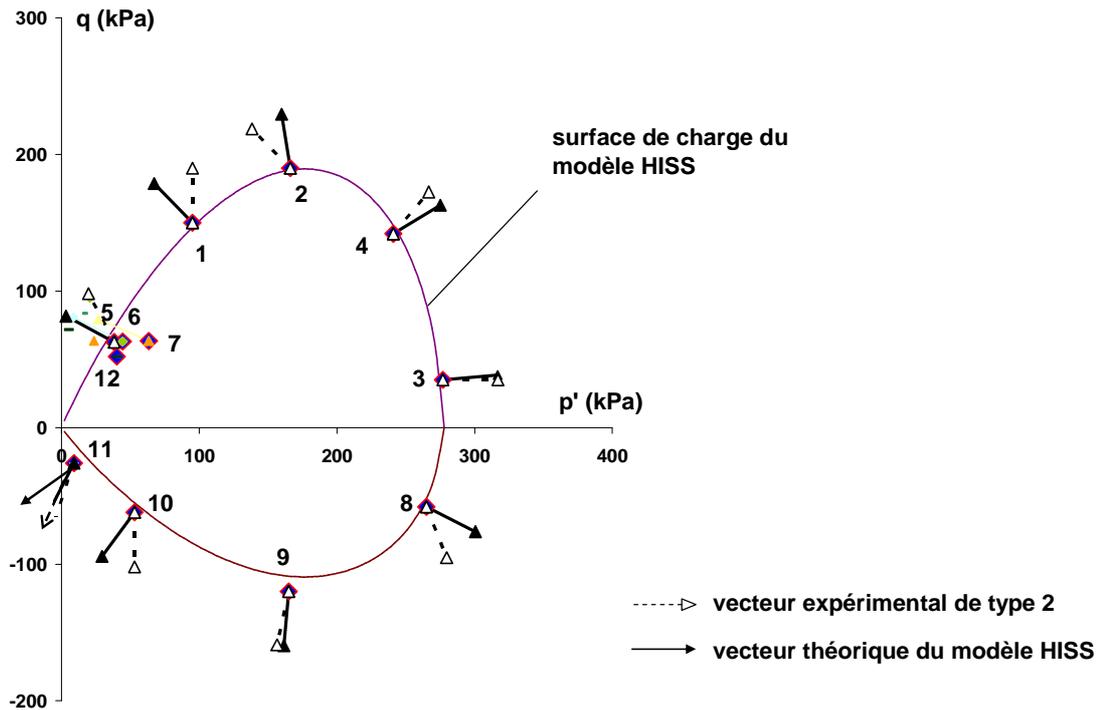


Figure 4-29 : Comparaison des vecteurs d'écoulement pour les éprouvettes de type 2 avec les vecteurs théoriques du modèle HISS

Nous observons que les valeurs expérimentales dans ce cas diffèrent des valeurs théoriques. Par conséquent, la différence entre les vecteurs expérimentaux et théoriques pose la question de la validité d'une loi d'écoulement associée pour l'écoulement plastique d'un sol à anisotropie inhérente.

Toutefois, une part de cette différence est probablement due aux erreurs de mesure : les éprouvettes de type 2 utilisées dans cette phase de l'étude se composent de trois couches de kaolinite et deux couches de sable, et les déformations mesurées dépendent de la disposition des capteurs. A titre d'exemple, les mesures de la déformation radiale avec le capteur sur la couche de sable sont différentes de celles obtenues avec capteur collé sur la couche de kaolinite (Figure 4-6),

4.4.4 Loi d'écoulement expérimentale des éprouvettes de type 2

Du fait que les vecteurs d'écoulement expérimentaux ne coïncident pas assez bien avec les vecteurs théoriques déterminés par la loi d'écoulement associée au modèle HISS, nous supposons qu'il existe une autre loi d'écoulement, pour les sols représentés par les

éprouvettes de type 2 qui est « non associée ». Nous avons essayé de rechercher expérimentalement cette « loi d'écoulement » à partir de nos résultats.

Pour cela, on sait que le rapport des incréments des déformations plastiques ($\tan \beta = \frac{d\epsilon_d^p}{d\epsilon_v^p}$) dépend du rapport des contraintes à la surface de charge ($\eta = \frac{q}{p'}$) et du rapport des incréments des contraintes (ou bien de l'inclinaison du chemin de contrainte (θ) avec $\tan \theta = \frac{dp}{dq}$). Par conséquent, la recherche de l'expression de $\tan \beta$ en fonction de η et θ est un problème difficile et délicat.

Nous avons étudié séparément la dépendance de $\tan \beta$ avec le rapport des contraintes η et la dépendance avec le rapport des incréments des contraintes ($\tan \theta$) afin de simplifier la recherche de l'expression du potentiel plastique. Nous avons abouti à deux lois d'écoulement expérimentales qui sont présentées par la suite.

4.4.4.1 Relation expérimentale entre le rapport des incréments des déformations plastiques et le rapport des incréments des contraintes

La Figure 4-30 présente des relations expérimentales entre le rapport des incréments des déformations plastiques et le taux des incréments des contraintes tracées à partir de nos résultats contenus dans le Tableau 4-11. Ces courbes nous permettent de proposer les lois d'écoulement expérimentales suivantes :

Si $dq > 0$ (essai de compression) :

$$\tan \beta = \frac{d\epsilon_d^p}{d\epsilon_v^p} = 0,3 \tan^2 \theta + 0,8 \tan \theta - 1,3 \quad [4.38]$$

Si $dq < 0$ (essai d'extension) :

$$\tan \beta = \frac{d\epsilon_d^p}{d\epsilon_v^p} = -\tan^2 \theta - \tan \theta + 4 \quad [4.39]$$

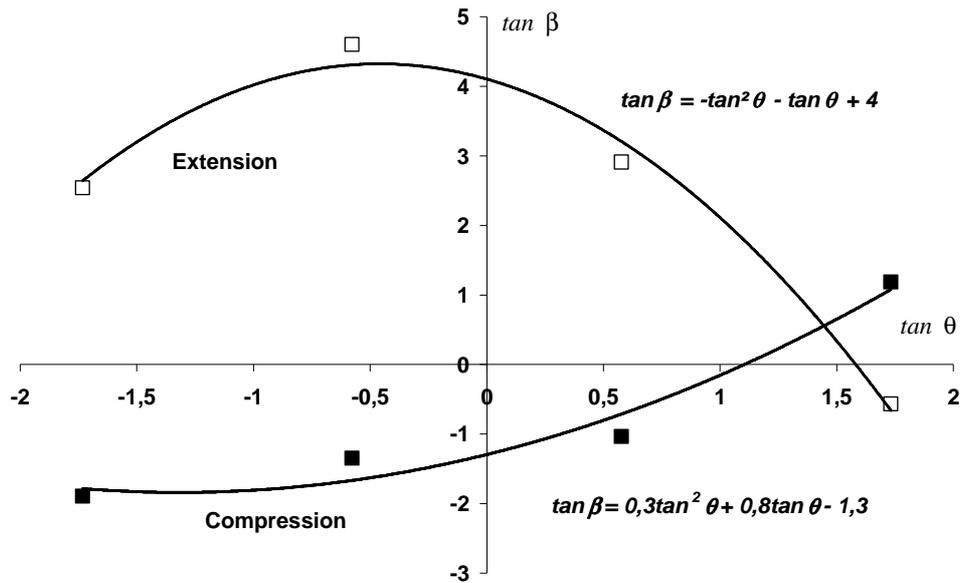


Figure 4-30 : Lois d'écoulement expérimentales en fonction du rapport des incréments des contraintes pour les éprouvettes de type 2

Selon les équations [4.17], [4.38] et [4.39], l'expression du potentiel plastique est l'inconnue des équations différentielles suivantes :

Si $dq > 0$ (essai de compression) :

$$0,3\left(\frac{dp}{dq}\right)^2 + 0,8\left(\frac{dp}{dq}\right) - 1,3 = -\left(\frac{dp}{dq}\right) \quad [4.40]$$

Si $dq < 0$ (essai d'extension) :

$$-\left(\frac{dp}{dq}\right)^2 - \left(\frac{dp}{dq}\right) + 4 = -\left(\frac{dp}{dq}\right) \quad [4.41]$$

Les équations différentielles [4.40] et [4.41] nous permettent de trouver l'expression du potentiel plastique G qui constitue la loi d'écoulement non associée à la surface de charge du modèle HISS.

A titre d'exemple, nous trouvons une solution simple en intégrant les équations [4.40] et [4.41]. La solution se compose de quatre droites dans le plan (p, q) :

Si $dq > 0$ et $dp > 0$:

$$(I) : G(p, q) = 0,15p + q + 164 \quad [4.42]$$

Si $dq > 0$ et $dp < 0$:

$$(II) : G(p, q) = 1,57p - q \quad [4.43]$$

Si $dq < 0$ et $dp < 0$:

$$(III) : G(p, q) = 0,5p + q + 36 \quad [4.44]$$

Si $dq < 0$ et $dp > 0$:

$$(IV) : G(p, q) = 0,5p - q + 202 \quad [4.45]$$

Pour l'essai 3 où le chemin de contrainte est horizontal ($dq=0$, $\theta=90^\circ$, $\tan \beta = 0$), le potentiel plastique vaut :

$$(V) : G(p, q) = p - 277 \quad [4.46]$$

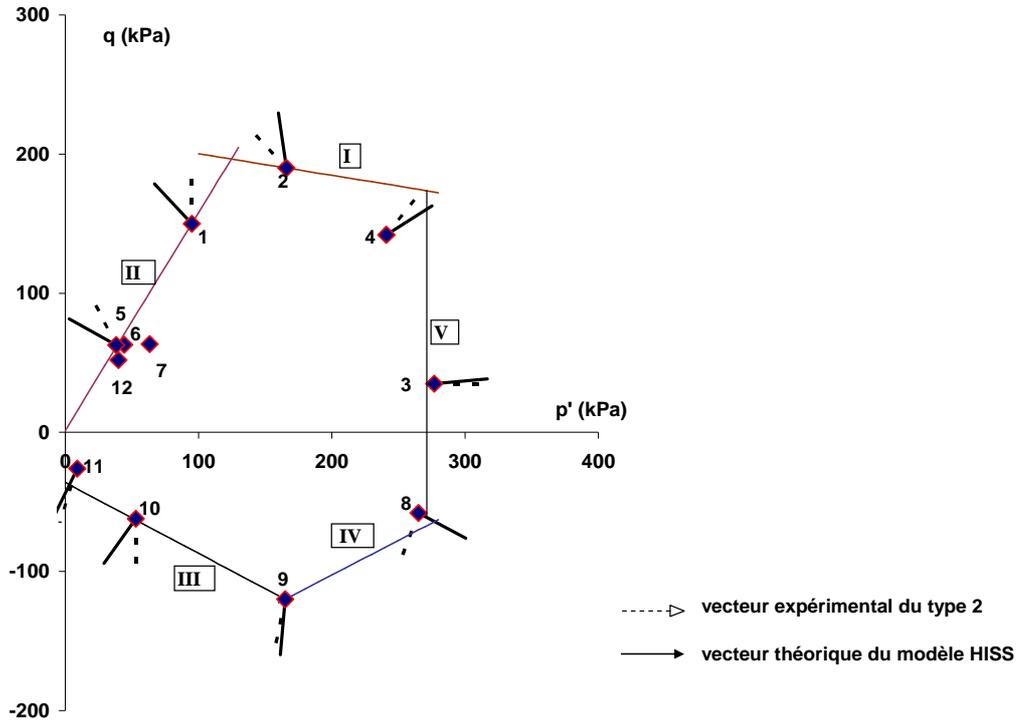


Figure 4-31 : Potentiel plastique expérimental des éprouvettes de type 2

La solution simple des équations [4.40] et [4.41] comprend quatre droites comme le modèle de Larsson (1977). Nous observons que les droites du potentiel plastique ne sont pas perpendiculaires avec les vecteurs de déformation plastique expérimentaux aux points les plus proches d'eux. De plus, les expressions du potentiel plastique dans ce cas sont des polynômes de premier degré, donc les incréments des déformations plastiques sont des constantes et ils ne dépendent pas de contraintes ainsi que leurs incréments.

4.4.4.2 Relation expérimentale entre le rapport des incréments des déformations plastiques et le rapport des contraintes

A partir de nos résultats présentés dans le Tableau 4-11, en traçant la relation entre $\tan \beta$ et $\eta = \frac{q}{p}$ (Figure 4-32), nous obtenons une courbe linéaire qui exprime la loi d'écoulement expérimentale suivante :

$$\tan \beta = \frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = -2,6\eta + 2,4 = -2,6\frac{q}{p} + 2,4 \quad [4.47]$$

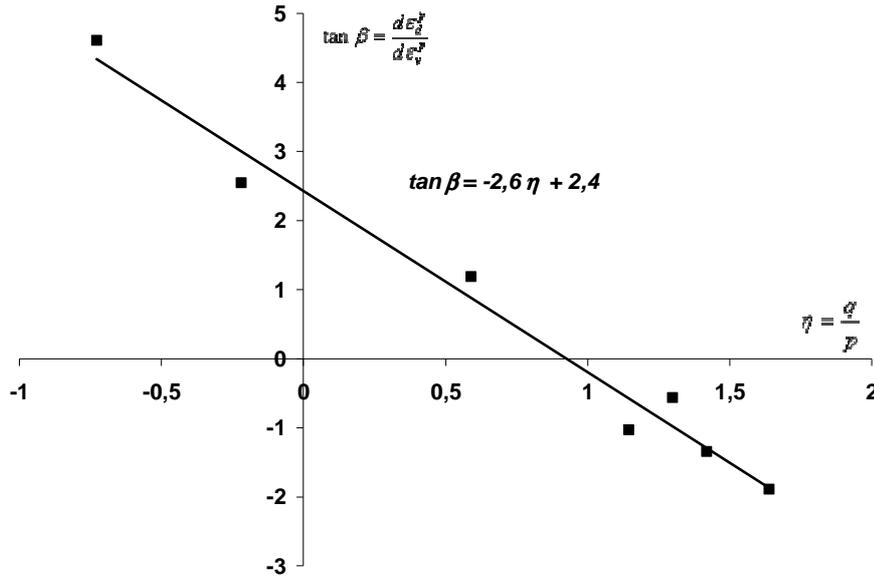


Figure 4-32 : Loi d'écoulement expérimentale en fonction du rapport des contraintes des éprouvettes de type 2

Selon les équations [4.17] et [4.47], l'expression du potentiel plastique est l'inconnue de l'équation différentielle suivante :

$$-2,6 \frac{q}{p} + 2,4 = -\frac{dp}{dq} \quad [4.48]$$

En outre :

$$\eta = \frac{q}{p} \Leftrightarrow \eta p = q \Rightarrow dq = \eta dp + p d\eta \Rightarrow \frac{dq}{dp} = \eta + \frac{d\eta}{dp} p \quad [4.49]$$

A partir de [4.48] et [4.49] , nous obtenons :

$$\frac{dp}{p} = \frac{d\eta}{\frac{1}{2,6\eta - 2,4} - \eta} \quad [4.50]$$

En intégrant [4.50], le potentiel plastique est alors :

$$G = \frac{p}{C_1} - \frac{1}{|\eta + 0,31|^{0,8} \cdot |\eta - 1,23|^{0,2}} \quad [4.51]$$

Cas particuliers :

$$\eta = 0,92 \Rightarrow \frac{dp}{dq} = 0 \Rightarrow G = p + C_2 = 0 \quad [4.52]$$

$$\eta = -0,31 \Rightarrow \frac{dp}{dq} = -3,21 \Rightarrow G = p + 3,21q + C_3 = 0 \quad [4.53]$$

$$\eta = 1,23 \Rightarrow \frac{dp}{dq} = -0,8 \Rightarrow G = p + 0,8q + C_4 = 0 \quad [4.54]$$

Les expressions [4.51], [4.52], [4.53] et [4.54] sont les solutions de l'équation différentielle [4.48] dont C_1 , C_2 , C_3 et C_4 sont les constantes d'intégration. Les simulations de ces expressions dans le plan (p',q) montrent que les vecteurs d'écoulement ne sont pas perpendiculaires avec la « surface » de ces expressions. En conséquence, l'hypothèse que le

rapport des incréments des déformations plastiques ($\tan\beta$) ne dépend que du rapport des contraintes (η) n'est pas applicable dans ce cas. Il faut donc trouver une expression qui exprime la dépendance simultanée du rapport des incréments des déformations plastiques aux contraintes et à leurs incréments respectifs.

4.5 Modélisation des essais par la méthode des éléments finis

4.5.1 Modélisation des essais pour les éprouvettes de type 1

4.5.1.1 Présentation des chemins de contraintes retenus

Parmi les différents essais réalisés avec les éprouvettes de type 1, nous avons sélectionné sept essais qui se sont déroulés dans de bonnes conditions, sans difficultés expérimentales particulières, et pour lesquels le chemin de contrainte suivi est proche du chemin théorique souhaité (qui correspond à une pente constante dans le plan (σ_v, σ_h)). Ces chemins ont des orientations variées. Ils sont représentés sur la Figure 4-33.

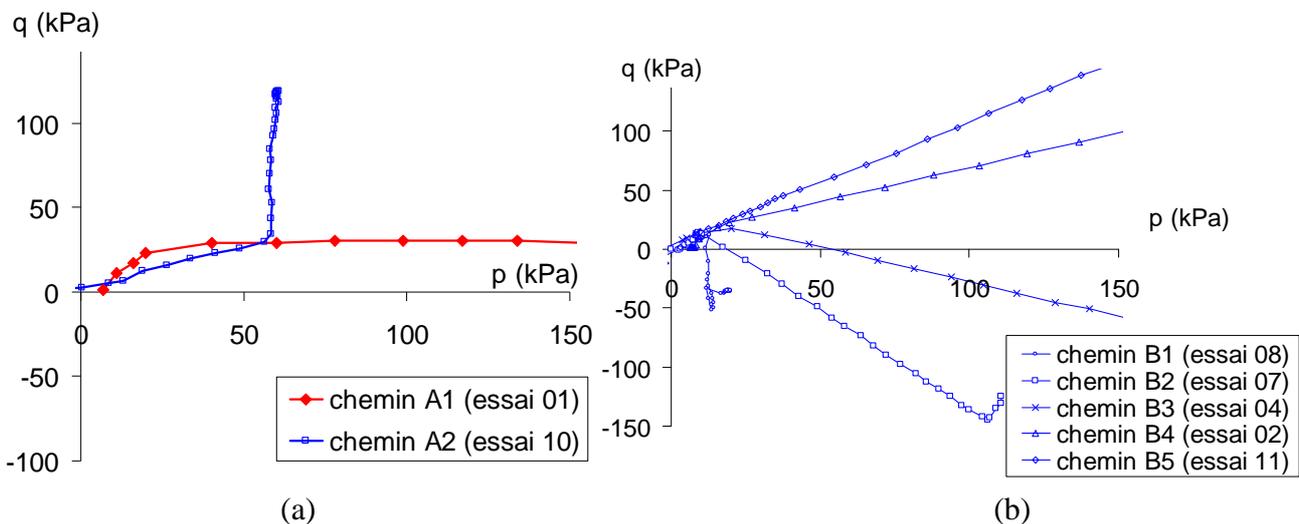


Figure 4-33 : Chemins de contraintes expérimentaux

On notera que p et q ne sont pas définis comme les invariants classiques du tenseur des contraintes mais par $p = (\sigma_v + 2\sigma_h)/3$ et $q = \sigma_v - \sigma_h$.

Sur chacune des figures, nous observons bien que l'on atteint d'abord un état de contraintes choisi comme point de départ commun aux chemins présentés, puis on suit à partir de ce point des chemins de contraintes linéaires conformément au programme (Figure 3-21, Figure 4-3).

Dans la suite, nous allons simuler la réponse du matériau pour les sept chemins de contrainte représentés sur les deux figures. Nous nommons A1 et A2 les deux chemins de la Figure 4-33a, et B1 à B5 les chemins de la Figure 4-33b.

4.5.1.2 Détermination des paramètres du modèle S-CLAY1 :

A partir de nos résultats expérimentaux, nous avons procédé au calage de la surface définie, dans le contexte de l'essai triaxial, par :

$$(q - \alpha p)^2 - (M^2 - \alpha^2) (p_m - p) p = 0 \quad [4.55]$$

Les paramètres du modèle utilisés pour la forme de la surface de charge, la partie élastique de la loi de comportement, d'une part, et la loi d'évolution des paramètres d'écroûissage, d'autre part ont été calés au paragraphe 4.2.2. sur les résultats des essais sur les éprouvettes de type 1. Nous avons retenu les valeurs suivantes $\alpha = 0,45$ et $M = 1,5$; pour le paramètre p_m qui contrôle la taille initiale de l'ellipse 112 kPa.

Pour la partie élastique, nous avons entrepris une étude paramétrique sommaire pour caler au mieux le résultat des calculs sur le début des courbes expérimentales.

Nous avons fait de même pour les paramètres contrôlant la taille de la surface de charge (dont l'évolution est comparable à celle de l'ellipse du modèle Cam-Clay modifié) et son orientation.

4.5.1.3 *Modélisations numériques*

Les modélisations numériques sont réalisées sur un maillage très simple, constitué d'éléments quadratiques à huit nœuds, carrés. Le calcul est effectué en condition axisymétrique pour modéliser une éprouvette cylindrique.

a) Contraintes initiales

Pour les chemins A1 et A2, l'état de contraintes initial est défini par : $\sigma_h = 50$ kPa ; $\sigma_v = 80$ kPa et pour les chemins B1 à B5, l'état de contraintes initial est défini par : $\sigma_h = 8$ kPa ; $\sigma_v = 23$ kPa .

Donc $p_0=60$ kPa ; $q_0 = 30$ kPa pour A1 et A2 et $p_0=13$ kPa ; $q_0 = 15$ kPa pour B1 et B2,

b) Chargement

Dans toutes les simulations, le déplacement horizontal du bord gauche du maillage (qui coïncide avec l'axe de symétrie de révolution) est nul ; on impose aussi un déplacement vertical nul à la base du maillage.

On applique ensuite sur le bord supérieur et sur le bord droit deux pressions uniformes : le rapport entre les valeurs appliquées dans les deux directions fixe la pente du chemin de contraintes.

Le chargement est appliqué en 40 incréments égaux.

Les valeurs retenues pour les différents chemins sont données dans le Tableau 4-12 (les valeurs positives correspondent à un effort augmentant la contrainte de compression sur l'éprouvette dans la direction correspondante).

Tableau 4-12 : Valeurs retenues pour les différents chemins de contrainte (éprouvette de type 1)

Essai	Nom du chemin	$\Delta p'$	Δq	$\Delta \sigma_v$ (kPa)	$\Delta \sigma_h$ (kPa)
1	A1	100	0	100	100
10	A2	0	90	60	-30
8	B1	21	-40	-26,667	13,33
7	B2	60	-120	-20	100
4	B3	110	-60	70	130
2	B4	110	65	153,3	88,33
11	B5	110	112	184,67	72,67

c) Représentation des chemins de contraintes simulés

Sur les figures suivantes, nous avons reporté la position initiale de la surface de charge du modèle S-CLAY1 pour les valeurs des paramètres que l'on a choisies, les chemins de contrainte expérimentaux, et les chemins de contrainte pris en compte dans les simulations.

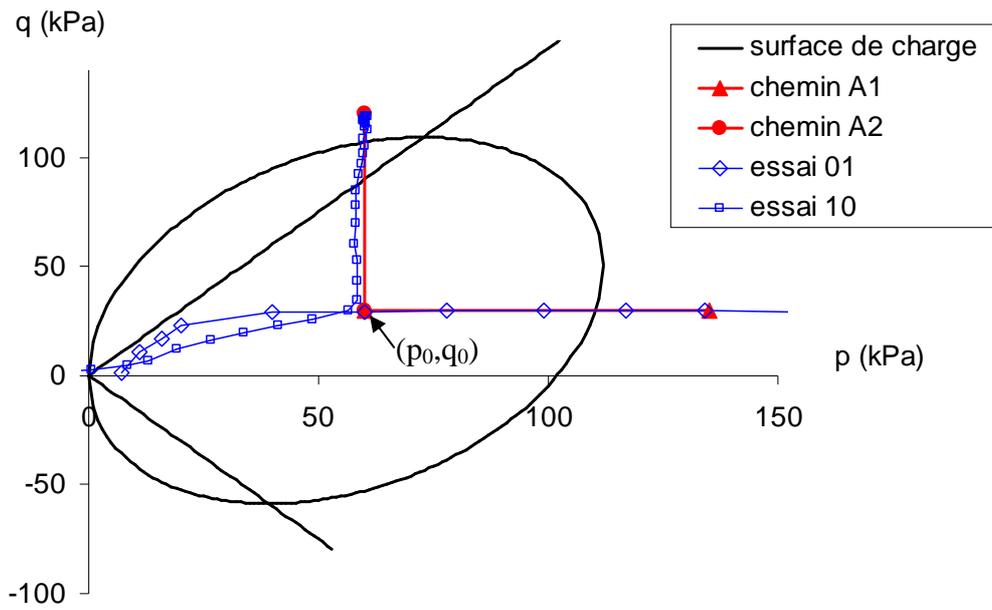


Figure 4-34 : Chemins de contraintes modélisés (chemins A1 et A2)

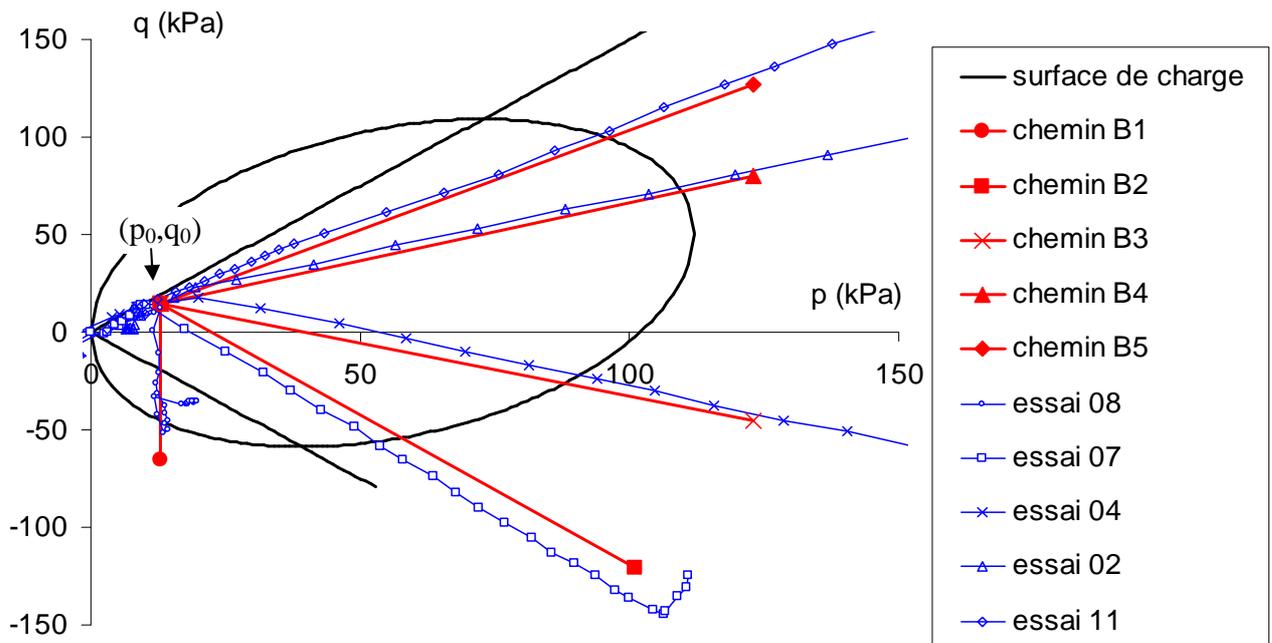


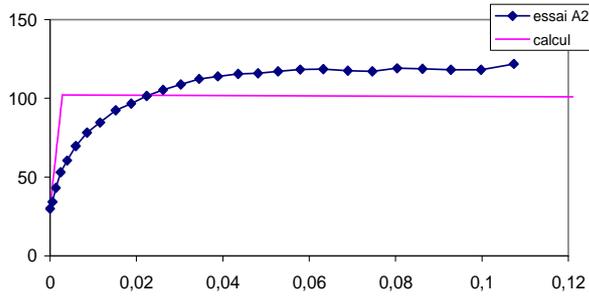
Figure 4-35 : Chemins de contraintes modélisés (chemins B1 à B5)

d) Comparaison calculs-mesures :

Un calage par approche successive des paramètres du modèle restant indéterminés a conduit à choisir les valeurs suivantes : module d'Young $E = 20 \text{ MPa}$; coefficient de Poisson $\nu = 0,2$; $\lambda - \kappa = 0,02$; $e = 1$; $\mu = 10$.

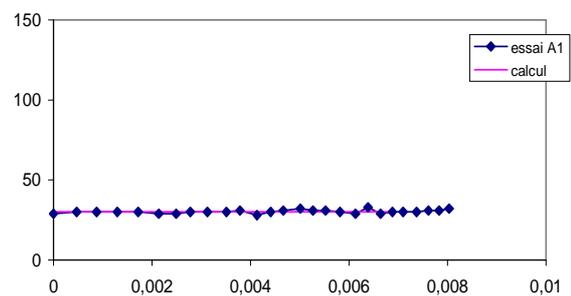
Pour les différents chemins modélisés, on représente les courbes $\epsilon_1 - q$, $\epsilon_1 - p$, et $\epsilon_1 - \epsilon_v$ (les déformations étant mises à zéro au point choisi comme point de départ commun des chemins de type A ou B).

Chemin A2

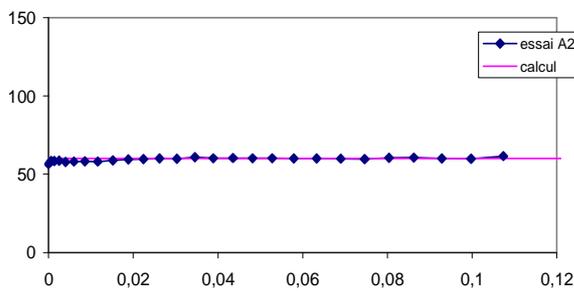


(a) q (kPa) en fonction de ϵ_1

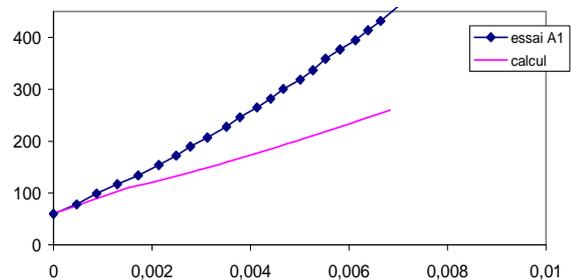
Chemin A1



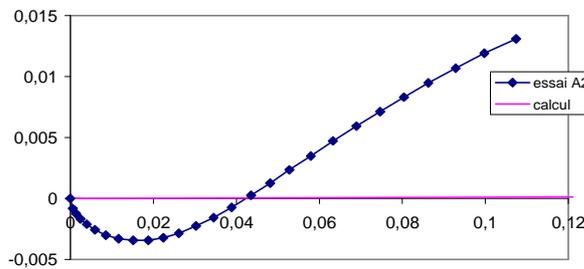
(d) q (kPa) en fonction de ϵ_1



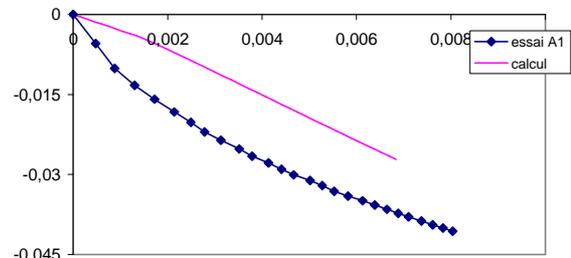
(b) p (kPa) en fonction de ϵ_1



(e) p (kPa) en fonction de ϵ_1



(c) ϵ_h en fonction de ϵ_1



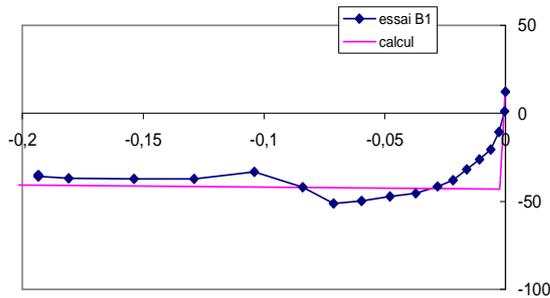
(f) ϵ_v en fonction de ϵ_1

Figure 4-36 : Comparaison entre les résultats des essais et les simulations (chemins A1 et A2)

Pour le chemin A1, qui pourrait être traité avec un critère isotrope, on a un accord qualitatif mais pas excellent. Il n'y a pas de changement de régime marqué sur les courbes expérimentales ; il n'y en a pas non plus sur les courbes numériques.

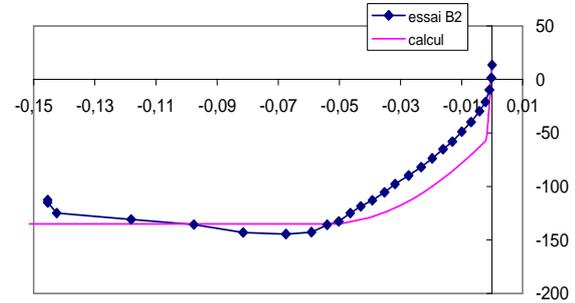
Pour le chemin A2, l'atteinte de la surface de charge et la rupture sont bien marquées sur la Figure 4-36a (ϵ_1, q), et le calcul est similaire à ce que donnerait un critère comme le Cam Clay modifié. La déformation volumique est mal reproduite dans le régime élastique, mais la modélisation des déformations plastiques et la surface de charge ne sont pas en cause.

Chemin B1

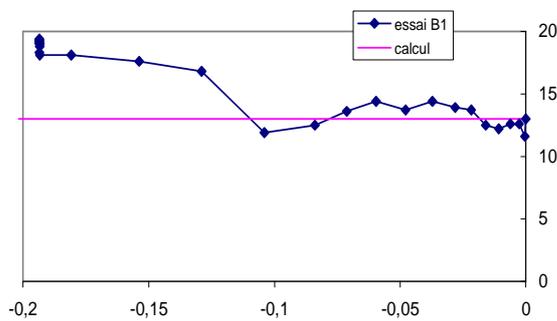


(a) q (kPa) en fonction de ε_1

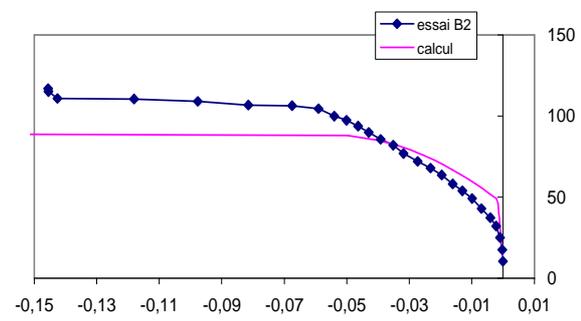
Chemin B2



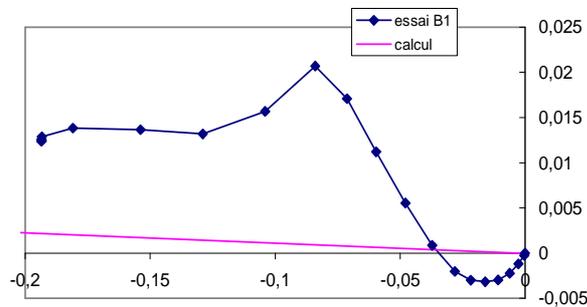
(d) q (kPa) en fonction de ε_1



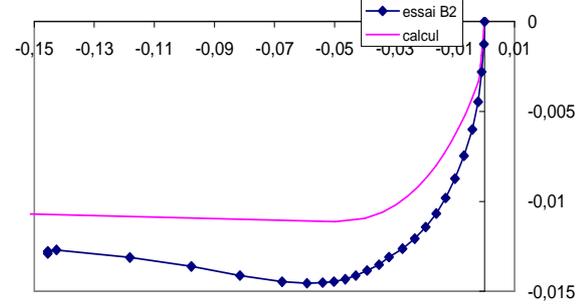
(b) p (kPa) en fonction de ε_1



(e) p (kPa) en fonction de ε_1



(c) ε_v en fonction de ε_1



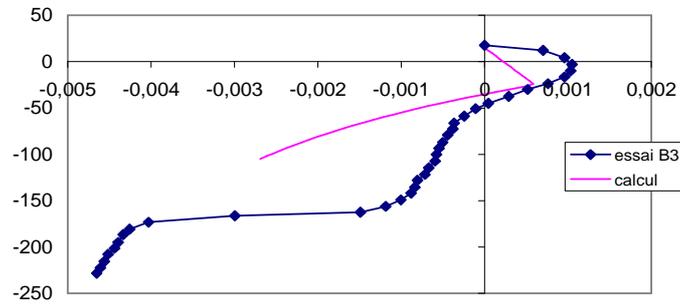
(f) ε_v en fonction de ε_1

Figure 4-37 : Comparaison entre les résultats des essais et les simulations (chemins B1 et B2)

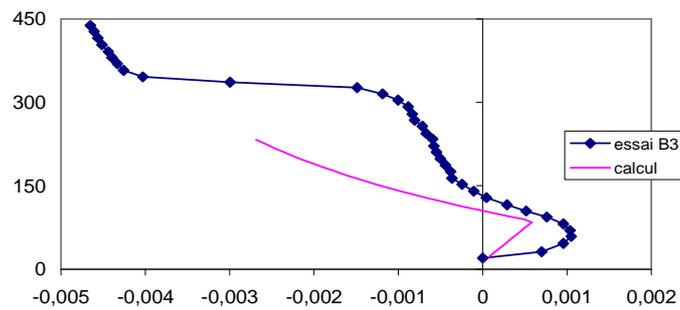
Le chemin B1 est à nouveau un chemin à p constant. Comme pour le chemin A2, la rupture est bien reproduite sur la Figure 4-37a ; la déformation volumique n'est pas bien reproduite par le modèle.

Pour le chemin B2, on a un bon accord qualitatif et presque quantitatif pour les différents aspects de la réponse de l'éprouvette.

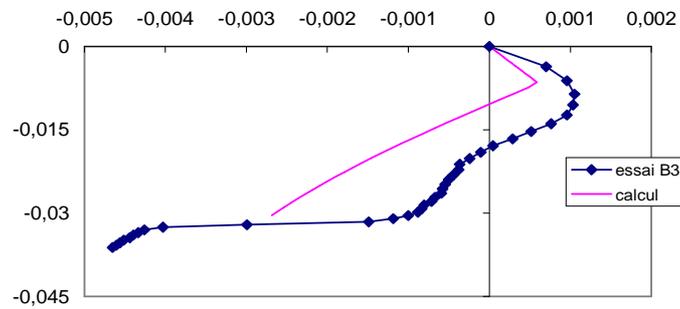
Chemin B3



(a) q (kPa) en fonction de ε_1



(b) p (kPa) en fonction de ε_1



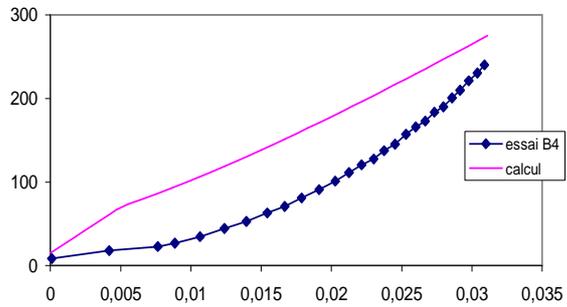
(c) ε_v en fonction de $\varepsilon_\&$

Figure 4-38 : Comparaison entre les résultats des essais et les simulations (chemins B3)

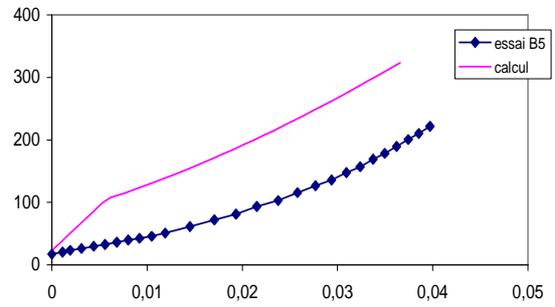
Les courbes expérimentales ont une allure complexe que le modèle ne parvient à reproduire que qualitativement.

Chemin B4

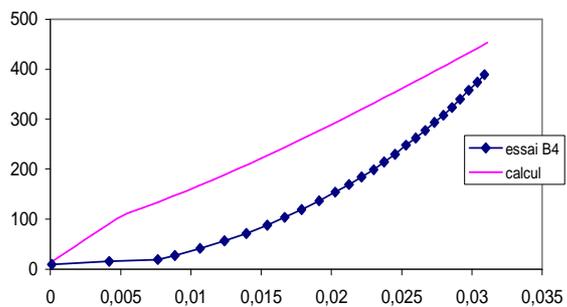
Chemin B5



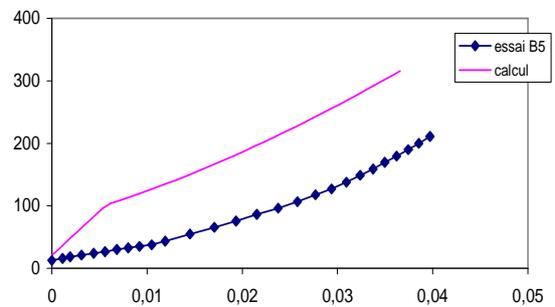
(a) q (kPa) en fonction de ϵ_1



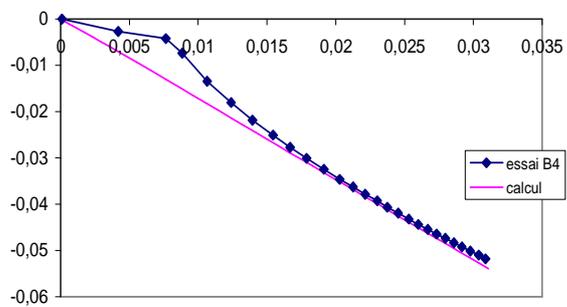
(d) q (kPa) en fonction de ϵ_1



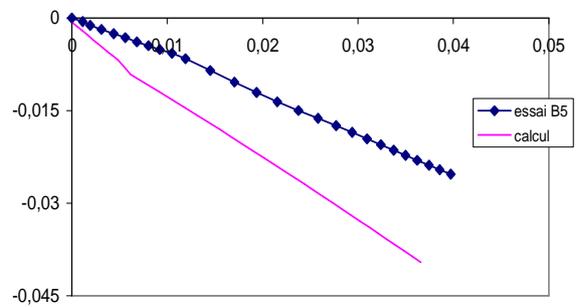
(b) p (kPa) en fonction de ϵ_1



(e) p (kPa) en fonction de ϵ_1



(c) ϵ_v en fonction de ϵ_1



(f) ϵ_v en fonction de ϵ_1

Figure 4-39 : Comparaison entre les résultats des essais et les simulations (chemins B4 et B5)

Les chemins B4 et B5 sont similaires : il s'agit de chemins où p et q augmentent simultanément. Le chemin B4 est proche du grand axe de l'ellipse et donne des résultats convenables, même si la raideur initiale est trop faible.

(Note : on utilise une convention de signe un peu particulière. ϵ_1 est positif quand la hauteur de l'éprouvette diminue ; ϵ_v est négatif quand le volume diminue).

4.5.2 Modélisation des essais sur les éprouvettes de type 2

4.5.2.1 Présentation des chemins de contraintes retenus

Parmi les différents essais réalisés avec des éprouvettes de type 2, nous avons retenu sept essais qui se sont déroulés dans de bonnes conditions, sans difficultés expérimentales particulières. Le chemin de contrainte suivi part d'un point qui correspond à une préconsolidation de l'échantillon avec une inclinaison des contraintes fixe, et suit une pente constante dans le plan (p',q). Ces chemins ont des orientations variées. Ils sont représentés sur la Figure 4-40.

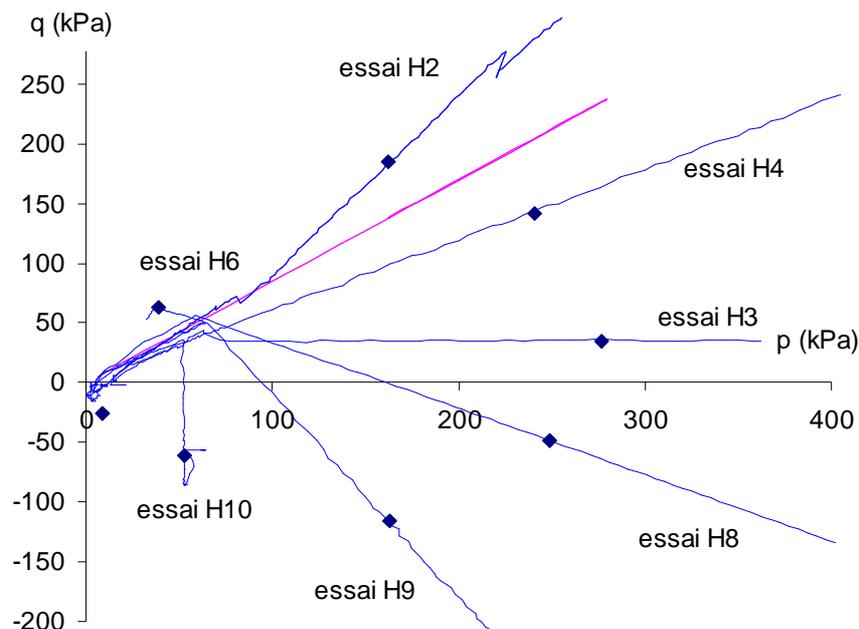


Figure 4-40 : Chemins de contraintes expérimentaux (les losanges indiquent les points de la surface de charge identifiés expérimentalement)

4.5.2.2 Détermination des paramètres du modèle HISS

Nous avons développé un ensemble d'algorithmes visant à caractériser les points où la surface de charge est atteinte, en recherchant les ruptures de pente sur les différents diagrammes ($\epsilon_1 - q$, $\epsilon_v - p$).

On a ensuite procédé au calage de la surface de charge du modèle HISS, définie par :

$$\frac{q^2}{3p_a^2} = \frac{-\alpha \left(3 \cdot \frac{p+R}{p_a} \right)^n + \gamma \left(3 \cdot \frac{p+R}{p_a} \right)^2}{\sqrt{1 - \beta_{HISS} S}} \quad [4.56]$$

Les paramètres du modèle HISS ont été calés au paragraphe 4.2.3. sur les résultats expérimentaux des éprouvettes de type 2. Nous avons retenu les valeurs suivantes :

$\alpha = 0,0033$, $\beta_{HISS} = 0,8$, $\gamma = 0,095$, $R=0$ et $n=2,5$ (pour $p_a = 1$ kPa).

Le résultat du calage est représenté sur la Figure 4-41.

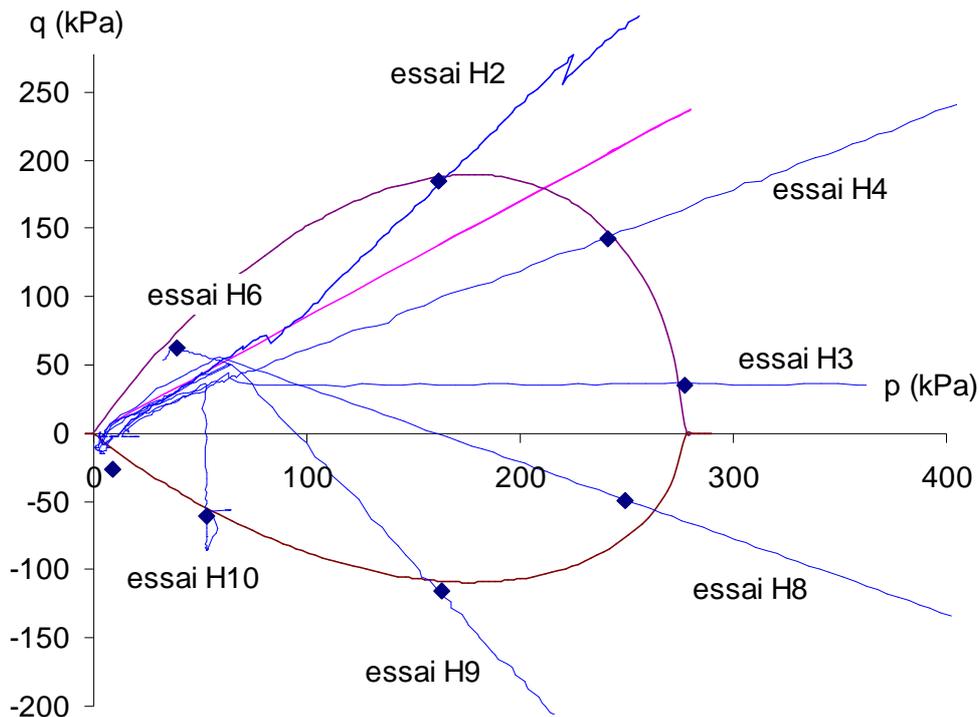


Figure 4-41 : Calage des paramètres du modèle sur les points de la surface de charge.

Nous constatons que le modèle est bien adapté pour représenter la surface de charge tirée des essais. Les autres paramètres du modèle concernent la partie élastique de la loi de comportement, d'une part, et la loi d'évolution des paramètres d'écroutissage, d'autre part. Pour la partie élastique, on se propose de faire une étude paramétrique sommaire pour caler au mieux le résultat des calculs sur le début des courbes expérimentales. Nous ferons de même pour les deux paramètres contrôlant l'écroutissage de la surface.

4.5.2.3 Modélisations numériques

Les modélisations numériques sont réalisées sur un maillage simple, constitué d'éléments quadratiques à huit nœuds, carrés. Le calcul est effectué en condition axisymétrique pour modéliser un quart d'une éprouvette cylindrique.

a) Contraintes initiales

Les valeurs des contraintes initiales prises en compte dans les simulations dépendent des chemins de contraintes. Elles sont récapitulées dans le Tableau 4-13.

Tableau 4-13 : Valeurs des contraintes initiales prises en compte dans les simulations

Essai	chemin	p° (kPa)	q° (kPa)	σ_h° (kPa)	σ_v° (kPa)
2	C1	65	50	48,33	98,33
3	C2	65	40	51,67	91,67
4	C3	65	40	51,67	91,67
6	C4	65	50	48,33	98,33
8	C5	65	50	48,33	98,33
9	C6	65	50	48,33	98,33
10	C7	52	30	42	72

b) Chargement

Dans toutes les simulations, le déplacement horizontal du bord gauche du maillage (qui coïncide avec l'axe de symétrie de révolution) est nul ; on impose aussi un déplacement vertical nul à la base du maillage. On applique ensuite sur le bord supérieur et sur le bord droit deux pressions uniformes : le rapport entre les valeurs appliquées dans les deux directions fixe la pente du chemin de contraintes. Le chargement est appliqué en 40 incréments égaux.

Les valeurs retenues pour les différents chemins sont récapitulées dans Tableau 4-14 (les valeurs positives correspondent à un effort augmentant la contrainte de compression sur l'éprouvette dans la direction correspondante) :

Tableau 4-14 : Valeurs retenues pour les différents chemins

Essai	Nom du chemin	$\Delta p'$ (kPa)	Δq (kPa)	$\Delta \sigma_v$ (kPa)	$\Delta \sigma_h$ (kPa)
2	C1	213	-203	78	280,5
3	C2	263	6	267	260,83
4	C3	315	-153	213	366
6	C4	-34	-6	-37,91	-31,67
8	C5	151	99	217	118
9	C6	64	249	230	-19
10	C7	-37	114	39,16	-74,58

c) Représentation des chemins de contraintes simulés

Sur la Figure 4-42, on reporte la position initiale de la surface de charge du modèle Hiss pour les valeurs des paramètres que l'on a choisies, les chemins de contrainte expérimentaux, et les chemins de contrainte pris en compte dans les simulations.

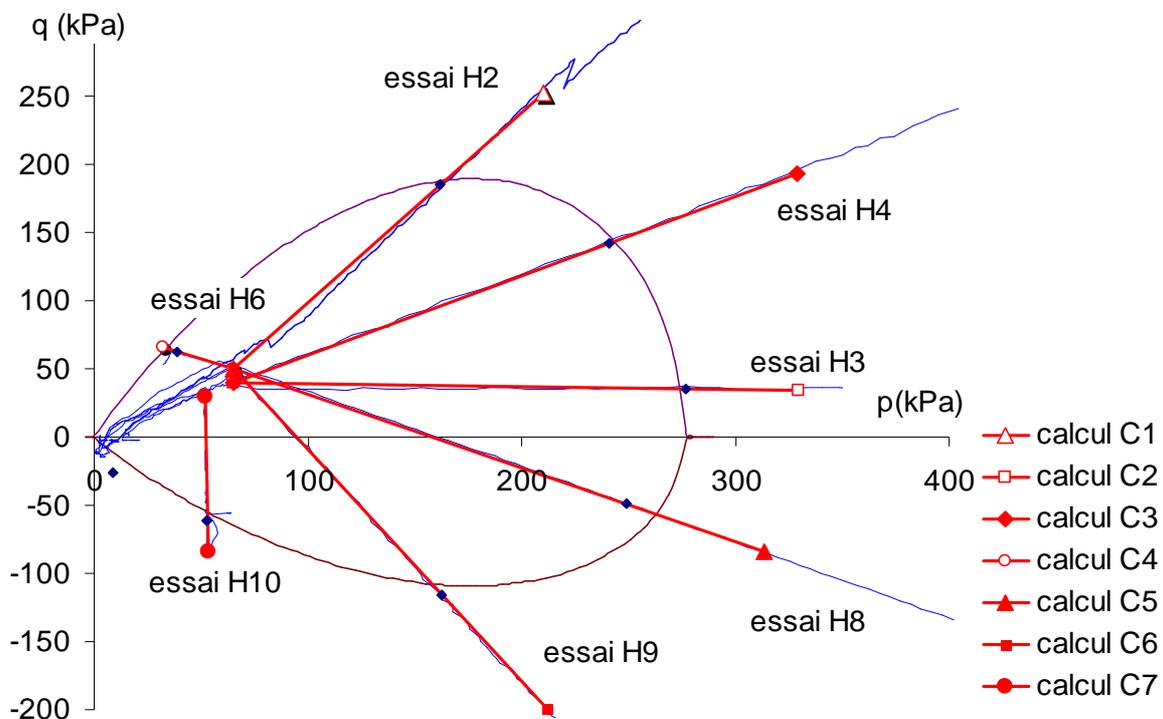
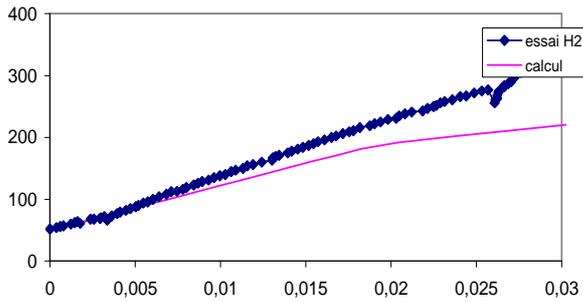


Figure 4-42 : Chemins de contraintes modélisés C1 à C7

d) Comparaison calculs-mesures

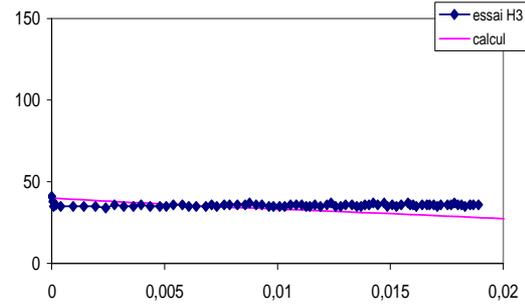
Un calage par ajustement progressif des paramètres du modèle restant indéterminés a conduit à choisir les valeurs suivantes : module d'Young $E = 8 \text{ MPa}$; coefficient de Poisson $\nu = 0,36$. La loi d'écroutissage s'écrit : $\alpha = \alpha^o \exp(-\lambda \varepsilon_v^p - \mu \varepsilon_d^p)$. Nous avons pris $\lambda = 50$ pour le coefficient de la déformation plastique volumique ; $\mu = 20$ pour la partie déviatorique. Pour les différents chemins modélisés, nous représentons les courbes ε_1 - q , ε_1 - p , et ε_1 - ε_v (les déformations étant mises à zéro au point choisi comme point de départ du chemin).

Chemin C1

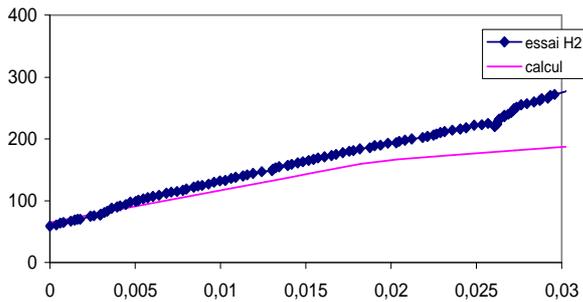


(a) q (kPa) en fonction de ε_1

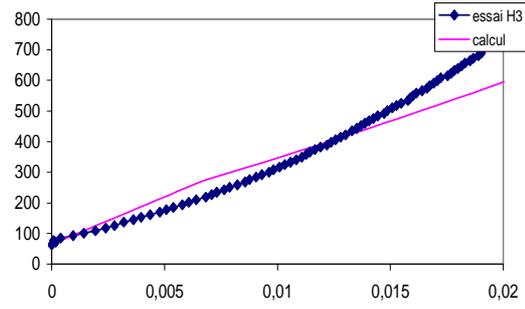
Chemin C2



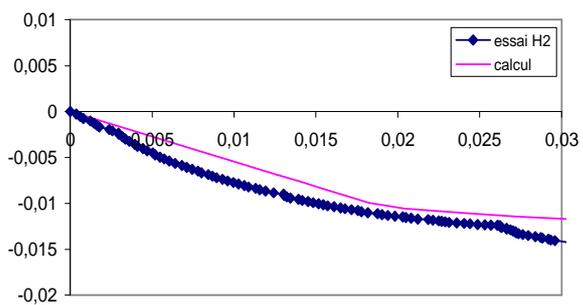
(d) q (kPa) en fonction de ε_1



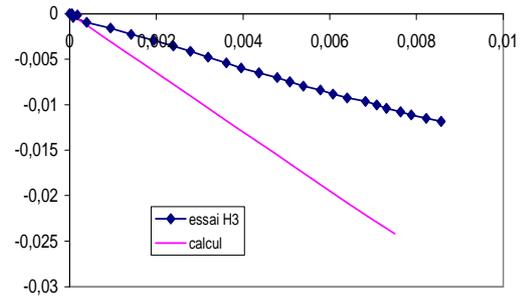
(b) p (kPa) en fonction de ε_1



(e) p (kPa) en fonction de ε_1



(c) ε_v en fonction de ε_1



(f) ε_h en fonction de ε_1

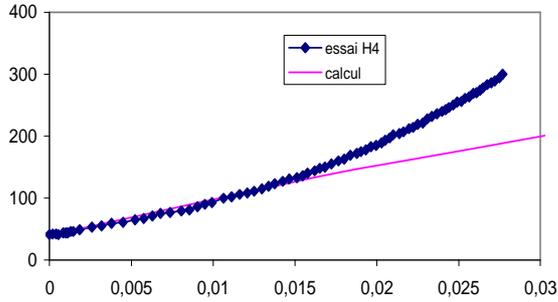
Figure 4-43 : Comparaison entre les résultats des essais et les simulations (chemins C1 et C2)

Pour le chemin C1, le modèle est en assez bon accord avec les résultats expérimentaux, même si le changement de courbure des courbes ε_1 - q et ε_1 - p n'est pas bien reproduit.

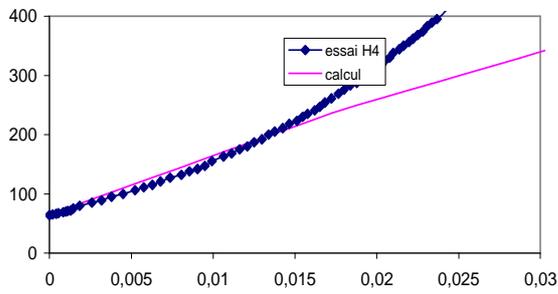
Pour le chemin C2, la variation de volume n'est pas bien rendue dès le début du chargement, ce qui indique que la loi élastique ou les paramètres retenus ne conviennent pas. Il n'y a pas de

changement de régime marqué sur les courbes expérimentales ; il n'y en a pas non plus sur les courbes numériques.

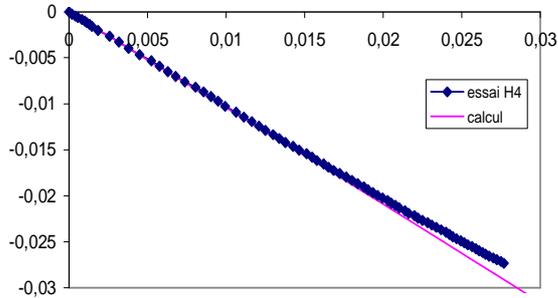
Chemin C3



(a) q (kPa) en fonction de ϵ_1

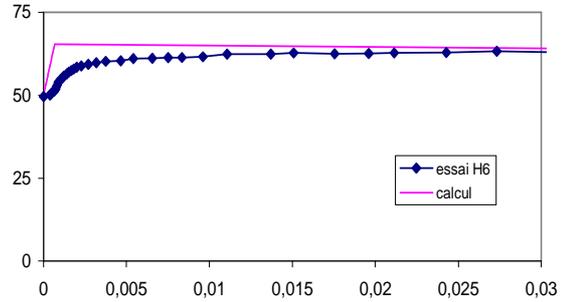


(b) p (kPa) en fonction de ϵ_1

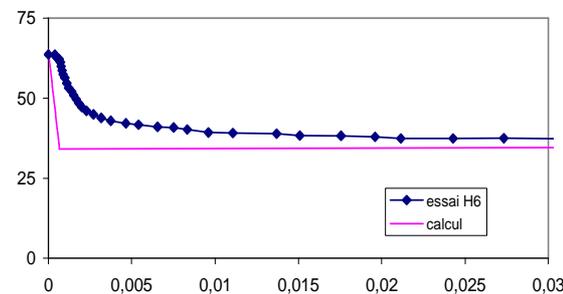


(c) ϵ_v en fonction de ϵ_1

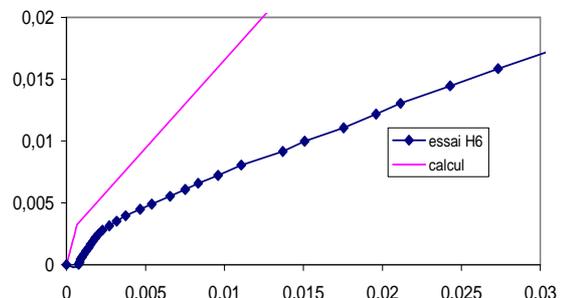
Chemin C4



(d) q (kPa) en fonction de ϵ_1



(e) p (kPa) en fonction de ϵ_1



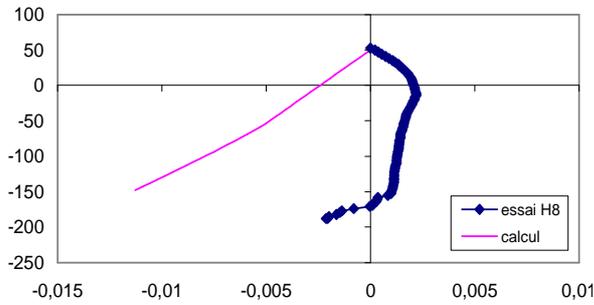
(f) ϵ_v en fonction de ϵ_1

Figure 4-44 : Comparaison entre des résultats les essais et les simulations (chemins C3 et C4)

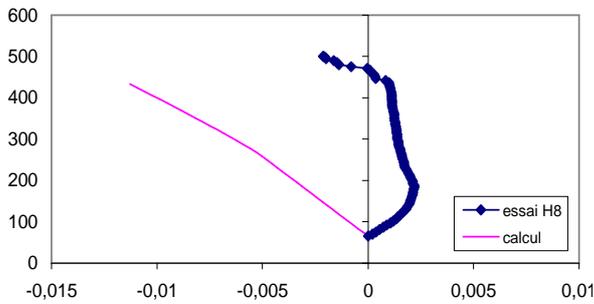
Le chemin C3 est un chemin où les contraintes p et q augmentent simultanément : le modèle reproduit bien les résultats expérimentaux.

Le chemin C4 est plus original : il correspond à la situation où l'on franchit la surface de charge à gauche de l'état critique. Les déformations élastiques sont mal reproduites, mais le modèle HISS rend bien compte de l'évolution des déformations en régime plastique.

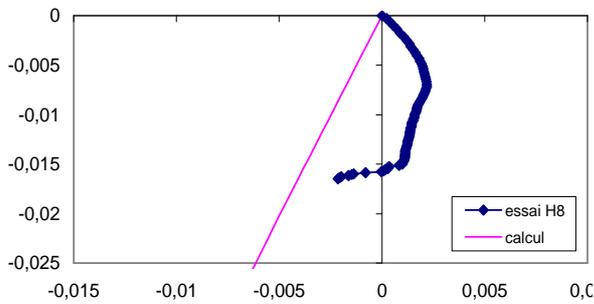
Chemin C5



(a) q (kPa) en fonction de ε_1

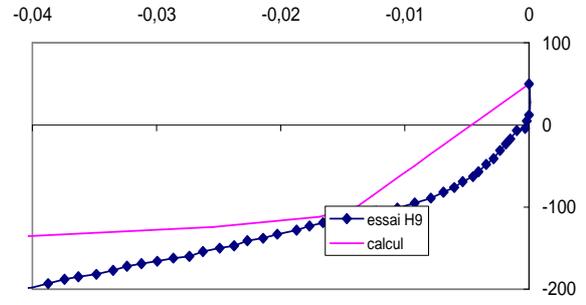


(b) p (kPa) en fonction de ε_1

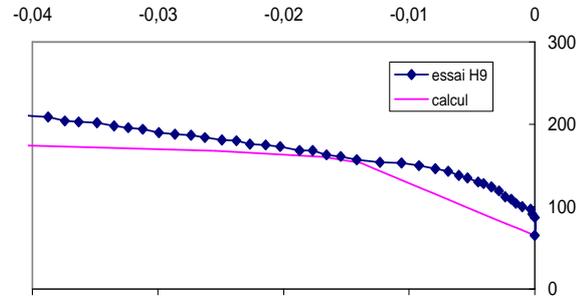


(c) ε_v en fonction de ε_1

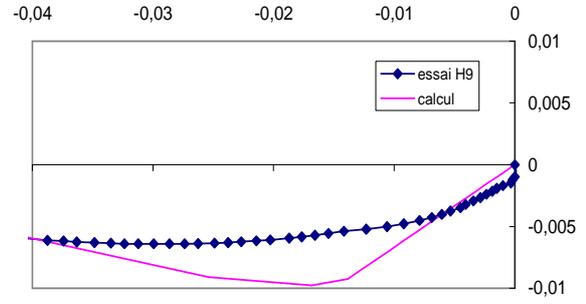
Chemin C6



(d) q (kPa) en fonction de ε_1



(e) p (kPa) en fonction de ε_1



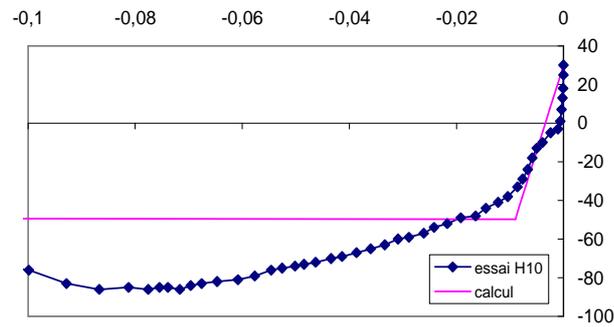
(f) ε_v en fonction de ε_1

Figure 4-45 : Comparaison entre les résultats des essais et les simulations (chemin C5 et C6)

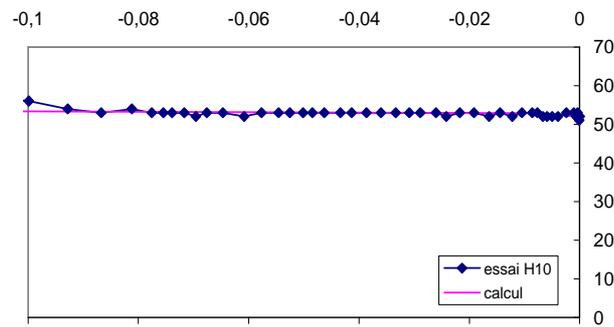
Les chemins C5 et C6 sont deux chemins où p augmente tandis que q diminue, et où l'on se trouve en extension lors du franchissement de la surface de charge. Le modèle est clairement pris en défaut sur le chemin C5, et on peut attribuer ce résultat à une mauvaise modélisation de la partie élastique des déformations.

Pour le chemin C6, les résultats sont en assez bon accord avec les mesures.

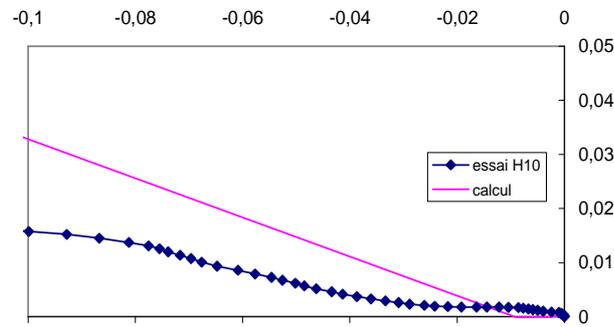
Chemin C7



(a) q (kPa) en fonction de ε_1



(b) p (kPa) en fonction de ε_1



(c) ε_v en fonction de ε_1

Figure 4-46 : Comparaison entre les résultats des essais et les simulations (chemin C7)

Le chemin C7 est un chemin à p constant, en extension. Le modèle capte bien la transition entre le régime élastique et le régime plastique, mais la déformation volumique n'est pas bien évaluée.

4.6 Conclusions

Nous nous sommes concentré dans un premier temps sur la détermination des surfaces de charge des deux types d'anisotropie, objets de notre étude expérimentale en réalisant des séries d'essais triaxiaux selon la méthode de Crook et Graham (1976). L'analyse des résultats expérimentaux a mis en évidence une bonne corrélation entre nos résultats et la prédiction de certains des modèles rhéologiques présentés dans la bibliographie. Des comparaisons entre les surfaces expérimentales et celles des sols isotropes reconstitués en laboratoire et de l'argile

naturelle de Cubzac-les-Ponts ont également été réalisées. Ces comparaisons nous ont permis, d'un part, de mieux comprendre l'influence de l'anisotropie sur la géométrie et sur l'orientation des surfaces de charge des sols et, d'autre part, d'identifier d'une manière générale le type d'anisotropie du sol naturel.

Une fois les surfaces de charge identifiées, nous avons étudié, dans la deuxième partie de ce chapitre, leur évolution en déterminant expérimentalement les vecteurs d'écoulement. Différentes méthodes de calcul des vecteurs d'écoulement à partir des résultats expérimentaux ont été présentées. En analysant la relation entre l'angle d'orientation des vecteurs et le rapport des contraintes, nous avons obtenu finalement des lois d'écoulement simples adaptées aux deux types d'anisotropie étudiés. La comparaison de ces lois expérimentales avec les lois théoriques nous a permis de tirer des conclusions importantes afin d'améliorer les modèles existants.

Dans cette étude, un certain nombre de paramètres ont été calés par ajustement progressif : on pourrait obtenir un meilleur accord entre le modèle et les mesures sur chacun des chemins par des méthodes mathématiques d'optimisation, mais il est de toute façon difficile d'obtenir un jeu de paramètres qui reproduise tous les aspects de la réponse de l'éprouvette pour des chemins très différents. En effet, nous avons privilégié des modèles théoriques de comportement dont le nombre de paramètres est relativement faible. Car nous sommes toujours dans une optique où les modèles pourraient être utilisés un jour en pratique.

La méthodologie de détermination des paramètres, aussi bien pour le modèle HISS que pour le modèle S-CLAY1, pourrait être améliorée.

Cela dit, on obtient un accord raisonnable, sur le plan qualitatif, entre le modèle et les mesures pour l'ensemble des chemins de contrainte. La forme des courbes en début d'essai n'est pas toujours bien reproduite, ce qui laisse à penser que la loi élastique linéaire isotrope est insuffisante. On pourrait donc introduire aussi une anisotropie pour la partie élastique. On ne l'a pas fait pour différentes raisons :

- les auteurs du modèle S-CLAY1 font la même hypothèse, en considérant que les problèmes pour lesquels le modèle peut être utile correspondent à des situations dans lesquelles les déformations élastiques sont négligeables devant les déformations plastiques ;
- les calculs présentés ici constituent une première tentative de mise en œuvre des modèles HISS et S-CLAY1, qui vise aussi à tester la robustesse de leur programmation dans CESAR-LCPC ;
- pour une loi élastique anisotrope, on a cinq paramètres élastiques à déterminer au lieu de deux, ce qui pose une difficulté d'ordre pratique, même si on dispose d'essais nombreux et de bonne qualité ;
- la forme des courbes en début d'essai laisse à penser que ce n'est pas l'isotropie de la loi élastique qui pose problème, mais son caractère linéaire.

Conclusions et perspectives

L'anisotropie est une caractéristique du comportement mécanique des sols dont l'existence est bien connue dans le cas des sols surconsolidés ou déposés par couches au cours de leur formation. Généralement cette caractéristique est négligée dans les projets et ignorée lors des études en laboratoire. L'hypothèse du comportement isotrope des sols est ainsi très largement utilisée en pratique pour des raisons de simplification des calculs et de facilité de dimensionnement des ouvrages. L'emploi des lois de comportement isotrope pour un matériau anisotrope ou la non prise en compte de l'anisotropie dans les calculs des sols entraîne une mauvaise appréciation de la stabilité des ouvrages en service.

Une démarche d'observation et de mise en évidence de l'anisotropie a donc été mis en œuvre durant ce travail afin de cerner l'influence de ce phénomène.

Nous avons présenté dans le **premier chapitre** différentes lois de comportement en vue d'applications dans le domaine géotechnique. Parmi ces lois, nous nous sommes intéressé à la loi de type élastoplastique avec écrouissage car elles permettent de décrire le comportement des sols isotropes de l'état élastique à l'état plastique ainsi jusqu'à la rupture. Dans le concept d'un modèle élastoplastique avec écrouissage, l'étude du comportement élastique des sols joue un rôle assez important car la connaissance de l'élasticité du sol permet, d'une part, de calculer les petites déformations liées à la stabilisation des ouvrages dans leur état de service et, d'autre part, d'identifier les seuils de plasticité ainsi que d'estimer les déformations irréversibles.

Dans l'étude bibliographique, nous avons exposé plusieurs travaux de recherche concernant le comportement élastique des sols et la notion des modules. En particulier nous nous sommes intéressé à la dépendance des modules par rapport à certains paramètres. Certains modèles théoriques qui décrivent cette dépendance ont été étudiés comme le modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970), le modèle de Hardin et Drnevick (1972) et le modèle Fahey et Carter (1993). Toutefois, ces modèles ont été élaborés à partir des observations expérimentales de matériaux isotropes. Pour sa part, le comportement élastique des matériaux anisotropes a été très peu analysé.

Par exemple, nous avons très peu d'information pour juger si les modules d'élasticité d'un sol anisotrope varient de la même manière dans toutes les directions ou non. Dans ce contexte, il est nécessaire de réaliser des études approfondies sur le comportement élastique des sols anisotropes afin, d'une part, de mieux comprendre le comportement complexe des sols, et d'autre part, de permettre de résoudre les difficultés de calculs lors du dimensionnement des ouvrages.

Dans le **deuxième chapitre**, nous avons expliqué de manière détaillée la méthodologie, les procédures adoptées, les dispositifs matériels ainsi que les matériaux utilisés pour étudier le comportement des sols anisotropes. Nous avons fabriqué en laboratoire des sols de référence avec une forte anisotropie pour que l'on puisse l'observer. Il s'agissait :

- d'éprouvettes de type 1 constituées de couches de mélange sable-argile homogènes alternativement consolidées à 50 et 200 kPa destinées à reproduire une anisotropie induite liée à l'histoire du chargement des sols,
- d'éprouvettes de type 2 constituées de couches alternées de sable et d'argile consolidées à la même pression destinées à reproduire une anisotropie inhérente liée à l'hétérogénéité de la structure du sol .

Conclusions et perspectives

Une étude préliminaire réalisée avec l'œdomètre a permis de valider les procédures de reconstitution des sols de référence.

Pour le domaine élastique, nous avons utilisé principalement les méthodes sismiques pour mesurer les petites déformations. Sur la plage des très petites déformations (moins de 10^{-5}), nous avons mesuré les distorsions grâce aux essais triaxiaux avec des éléments piézoélectriques, sur la plage des petites déformations ($10^{-5} < \varepsilon < 10^{-3}$) les modules ont été mesurés grâce aux essais à la colonne résonnante. Nous avons également étudié le comportement des sols anisotropes dans la plage des moyennes aux grandes déformations ($\varepsilon > 10^{-3}$) avec des essais triaxiaux de précision afin d'avoir une vue globale du comportement des sols anisotrope sur toutes les plages de déformations.

Dans le **troisième chapitre**, nous nous sommes concentrés sur la détermination des paramètres d'élasticité des sols anisotropes sur différentes plages de déformation et à l'état critique. La similarité des résultats que nous avons obtenus sur nos sols de référence en petite déformation (évolution des modules avec l'inclinaison des couche et dégradation du module avec la déformation) ou à l'état critique (évolution des modules avec l'inclinaison des chemins de contrainte) avec ceux observés dans les études sur les sols naturels anisotropes citées dans la bibliographie nous a conforté sur la capacité de nos sols de références à représenter des comportements réalistes.

De même, l'utilisation des matériels de laboratoire courants (œdomètre, triaxial de révolution, colonne résonnante) et non développés spécifiquement pour la recherche (cylindre creux, appareil de déformation plane, vrais triaxiaux), pour des essais dits « hors axes » pour évaluer les évolutions des caractéristiques mécaniques des matériaux anisotropes suivant l'orientation des sollicitations a montré sa pertinence. Le contraste important des comportements des petites aux grandes déformations de nos sols de références a permis de tirer des conclusions claires même si il faut conserver à l'esprit que les données expérimentales collectées sont partiellement entachées d'erreurs. C'était toutefois le prix à payer pour rester proche de la réalité des projets et garder nos conclusions applicables à la pratique de la géotechnique.

La complémentarité des techniques expérimentales mises en œuvre pour estimer l'anisotropie a permis de dissocier les mécanismes dus à la nature induite ou inhérente du phénomène. Les résultats de ces essais montrent qu'avec la même proportion de composants (70% sable, 30% kaolinite), le comportement des différentes éprouvettes varie selon les conditions de création du sol. Dans le domaine élastique, le mélange est en moyenne deux fois plus résistant que les couches séparées de sable et kaolinite, tandis que, dans le domaine plastique, on observe un comportement inverse.

Dans le domaine des petites déformations, nous avons observé que l'anisotropie matérielle des sols tend à être « homogénéisé » avec la pression de consolidation élevée tandis que l'anisotropie induite est quasiment indépendante de la contrainte moyenne. Nous avons pu mettre en évidence, la variation du « niveau d'anisotropie » représenté par les rapports des modules mesurés suivant différentes directions. Dans plusieurs cas, ce rapport semble tendre vers 1 avec l'augmentation de la profondeur ou de la contrainte moyenne effective. La comparaison de nos résultats avec ceux d'études précédentes sur l'argile naturelle a confirmé cette observation.

Pour la plage des petites déformations, la variation du module avec le niveau de déformations a été aussi observée. En particulier, dans le cas des sols anisotropes cette variation n'est pas la même dans toutes les directions.

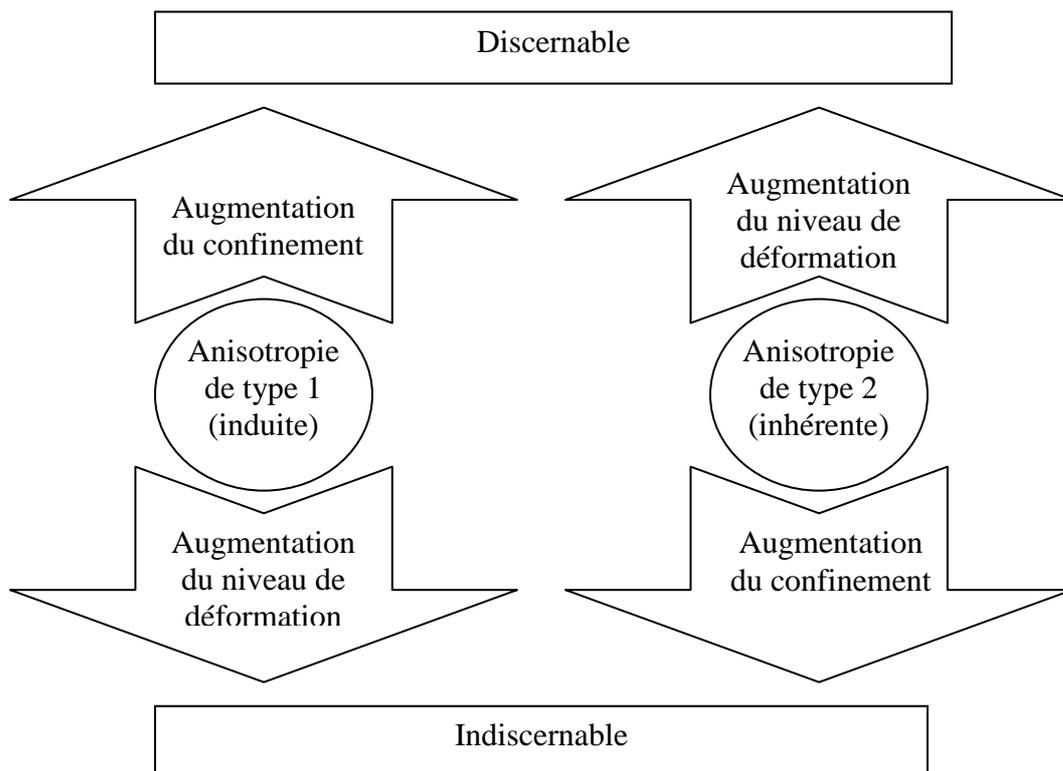
Conclusions et perspectives

Pour une plage des déformations moyennes, l'étude de la variation des modules avec les chemins de contraintes a abouti à des résultats très proches de ceux observés sur des sols naturels et ceci pour les deux types d'anisotropie étudiés.

Les études du comportement des sols anisotropes aux moyennes et grandes déformations ont été menées par la variation des modules avec l'orientation des chemins de contraintes dans le plan (p', q) . Nous observons que les modules de cisaillement dépendent également du mode de sollicitation, en bref, plus les chemins de contraintes sont déviatoriques plus le module de cisaillement est élevé.

A l'état critique, nous avons étudié la variation du rapport des contraintes à l'état critique en fonction de l'inclinaison des couches. Nous remarquons qu'à cet état, l'anisotropie induite n'est plus discernable tandis que pour l'anisotropie inhérent, le rapport des contraintes critiques est influencé nettement avec l'inclinaison des couches. Cette remarque est l'inverse de celle observée à l'état élastique.

Au terme de cette étude, il semble que chaque type d'anisotropie n'est discernable qu'en certaines conditions. L'anisotropie de type 1 est bien observée lorsque le confinement est élevé ou le niveau de cisaillement est encore faible, lorsque le niveau de déformation est suffisamment grand (état critique) ou le confinement est encore faible, ce type d'anisotropie n'est plus discernable. Par contre pour le type 2, nous remarquons un comportement quasiment inverse, il est visible lorsque le confinement est faible ou le niveau de déformation est suffisamment grand mais son existence est indiscernable pour un faible niveau de déformation ou pour un confinement élevé.



Sur la plage des déformations de 10^{-6} à 10^{-3} , nous nous sommes concentré sur la variation des modules en fonction du niveau de déformations. L'analyse de la dégradation des modules a montré que dans le cas du sol à anisotropie orthotrope, les modules ne varient pas de même manière sur toutes les directions, les modules mesurés sur les couches inclinée verticalement décroissent plus rapidement que ceux de la inclinaison horizontale. Par conséquent,

Conclusions et perspectives

l'application des modèles théoriques qui sont initialement conçus pour les sols isotropes homogènes mérite d'être étudiée plus près.

La modélisation de la propagation des ondes dans le sol à anisotropie orthotrope nous a fourni des résultats intéressants pour mieux comprendre le comportement dynamique des sols anisotropes. La comparaison entre un modèle prenant en compte l'anisotropie et celui négligeant l'anisotropie du sol a montré que l'anisotropie peut influencer de manière importante les résultats d'un calcul dynamique notamment lorsque le niveau de confinement est élevé. En outre, nos observations ont montré aussi qu'il existe une direction selon laquelle l'onde se propage plus rapidement, cette direction est complètement différente de celle prédite dans le cas de la non prise en compte de l'anisotropie. La prise en compte de cette dernière est alors indispensable pour obtenir des résultats plus réalistes en particulier dans le cas où on soupçonne un comportement anisotrope du sol d'après les reconnaissances géotechniques.

Dans le **quatrième et dernier chapitre**, nous nous sommes concentré dans un premier temps sur la détermination des surfaces de charge des deux types d'anisotropie, objets de notre étude expérimentale en réalisant des séries d'essais triaxiaux en suivant la méthode Crook et Graham (1976).

L'analyse des résultats expérimentaux a mis en évidence une bonne corrélation entre nos résultats et la prédiction de certains des modèles rhéologiques présentés dans la bibliographie. Des comparaisons entre les surfaces expérimentales et celles des sols isotropes reconstitués en laboratoire et de l'argile naturelle de Cubzac-les-Ponts ont également été réalisées. Ces comparaisons nous ont permis d'un part de mieux comprendre l'influence de l'anisotropie sur la géométrie et sur l'orientation des surfaces de charge des sols d'autre part d'identifier d'une manière générale le type d'anisotropie du sol naturel. Une fois les surfaces de charge identifiées, Nous avons pu obtenir un bon calage entre nos résultats expérimentaux et les prédictions des modèles théoriques. Nous avons étudié, dans la deuxième partie de ce chapitre, leur évolution en déterminant expérimentalement les vecteurs d'écoulement. Nos résultats ont montré que le modèle S-CLAY 1 est capable de bien décrire le comportement des sols à anisotropie induite.

Différentes méthodes de calcul des vecteurs d'écoulement à partir des résultats expérimentaux ont été présentées. En analysant la relation entre l'angle d'orientation des vecteurs et le rapport des contraintes, nous avons obtenu finalement des lois d'écoulement simples adaptées aux deux type d'anisotropie étudiés. La comparaison de ces lois expérimentales avec les lois théoriques nous a permis de retirer des conclusions importantes afin d'améliorer les modèles existants.

Nous avons conclu ce chapitre par des modélisations de nos essais triaxiaux par le progiciel CESAR-LCPC mettant en œuvre les modèles rhéologiques étudiés auparavant. Bien qu'il y ait encore des points à améliorer au niveau du calage des paramètres, les comparaisons réalisées ont montré la capacité de simuler le comportement des sols anisotropes grâce à la méthode des éléments finis.

Les **perspectives de ce travail** sont nombreuses tant le sujet est riche en sujets de recherche et d'applications à la pratique. Nous avons travaillé, du fait de l'emploi de l'appareillage triaxial classique en axisymétrie, dans le plan (p',q) . Il serait intéressant de disposer d'essais en conditions vraiment triaxiales pour regarder également la variation des coefficients de Poisson ou du coefficient de compression ou volumique K .

Conclusions et perspectives

Au niveau théorique, lors de la recherche des lois d'écoulement expérimentales, il est apparu indispensable d'étudier la variation du rapport des incréments plastiques en fonction du rapport des contraintes de du rapport de leurs incréments. Il serait intéressant de chercher une expression générale qui est capable d'exprimer la relation simultanée de ces paramètres afin de raisonnablement reformuler le potentiel plastique.

Un complément à cette étude serait la réalisation d'études paramétriques sur des calculs d'ouvrages pour regarder l'influence du niveau d'anisotropie sur le dimensionnement.

En effet nous avons observé que l'ignorance de l'anisotropie ou l'absence volontaire de sa prise en compte peut entraîner une sous-évaluation des paramètres de déformation de l'ordre de 85% (en petites déformations) et une surévaluation de l'angle de frottement interne d'environ 18%. Une des conséquences pourrait être de conseiller la réalisation d'essais inclinés en laboratoire pour déterminer les paramètres les plus pertinents lorsque l'existence de l'anisotropie est soupçonnée.

Si cela venait à être fait, on conseillerait au niveau expérimental, lors de la réalisation d'essais sur des éprouvettes à anisotropie inhérente, d'employer des dispositifs capables de mesurer les déformations en plusieurs endroits, idéalement au niveau des différentes couches de matériaux.

Références bibliographiques

ASTM D 4015 – 92, (1992), *Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by the Resonant-Column Method*, ASTM.

Bamberger Y. (1981) *Mécanique de l'ingénieur* Editions Hermann Paris. (tome 1 : système de corps rigides, 326 pages ; tome 2 : Milieux déformables, 289 pages)

Biarez J. Hicher P.Y., (1994), *Elementary mechanics of soil behaviour, saturated remoulded soils*, Balkema Rotterdam, 207 pages,

Bishop A.W. et Wesley L.D., (1975), *A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing*. Géotechnique 25, N° 4, pp. 657-670.

Bishop A.W., Webb D.L., Skinner A.E. (1965), *Triaxial tests on soils at elevated cell pressures*. 6th Int. Conf. on Soil Mech., Montreal, Vol. 1, pp. 170-174.

Boehler J.P. (1984), *Anisotropie et comportement rhéologique des matériaux*, Rhéologie des matériaux anisotropes, 19^{ème} Coll. GFR, Ed. CEPADUES, Toulouse, pp.19-50

Boehler J.P., El Aouafi L. (1984), *Hétérogénéité des champs de contraintes et de déformations dans les matériaux anisotrope*, Rhéologie des matériaux anisotropes, 19^{ème} Coll. GFR, Ed. CEPADUES, Toulouse, pp.131-147

Boehler J.P. (1987), *Applications of tensor functions in solids mechanics*. Springer-Verlag. Courses and Lectures No. 292, pages 13–64

Boelle J-L., (1983), *Mesure en régime dynamique des propriétés mécaniques des sols aux faibles déformations*. Thèse de doctorat de l'École Centrale de Paris.

Bourgeois, E., Pucheu M., (2008) *Nouvelles lois de comportement pour les géomatériaux dans CESAR-LCPC*, Rapport interne LCPC, 30 pages

Boussaid K., Ferber V., Garnier J. & Thorel L. (2003), *Intermediate soils for physical modelling*, Geotechnical Measurements and Modelling, Natau, Fecker & Pimentel (eds), Swet & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 603 3. pp. 435-440

Boyce H.R. (1980) *A non linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading*, Int. Symp. On Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, Vol. 1 pp. 285-294

Breinlinger F. Schad H., (1990), *Extension of an elastoplastic double hardening model to viscoplasticity within the frame of finite strains*, 2nd European Specialty conference on Numerical Method in Geotechnical Engineering, Santander, pp. 71-82.

Références bibliographiques

- Burland J.B., Roscoe K.H.** (1968) *On the generalized stress-strain behaviour of wet clay*. In Engineering Plasticity. Heyman-Leckie, Cambridge, pp.535-609.
- Cambou B., Jafari K.** (1988) *Modèle de comportement des sols non cohérents*, Revue Française de Géotechnique, Vol. 44, pp.43-55.
- Carrier, G.F.** (1946), *Propagation of waves in orthotropic media*, Quart. J. Applied Math., vol 4, pp.160-165.
- Cascante G., Santamaria C., Yassir N.** (1998) *Flexural excitation in a standard torsional-resonant column device*, Can Geotech. J. Vol. 35 pp. 478-490
- Cazacliu B.**, (1996). *Comportement des sables en petites et moyennes déformations – Prototype d’essai de torsion, compression, confinement sur cylindre creux*. Thèse de doctorat. INSA Lyon, 241 pages.
- Chen W.F., Baladi G.Y.**, (1985) *Soil plasticity, theory and implementation*, Developpements in geotechnical engineering, Vol. 38 Elsevier 231 pages
- Chien L.K. and Y.N. Oh** (2002), *Influence of fines content and initial shear stress on dynamic properties of hydraulic reclaimed soil*, Can. Geotech. J. Vol. 39, pp. 242–253.
- Cremer L., Heckl M., Ungar E.E.** (1973). *Structure-borne sound*, Berlin, Heidelberg New York, pp.127-134.
- Crook J.H.A et Graham J.** (1976), *Geotechnical properties of the Belfast estuarine deposit*, Géotechnique, Vol. 26, N° 2, p. 293-315.
- Cubrinovski M., Ishihara K.**, (2002), *Maximum and minimum void ration characteristics of sands*, Soils and Foundations, Vol. 42(6):65-78
- Dano C.**, (2001), *Comportement mécanique des sols injectés*. Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes.
- Desai C.S.** (1980) *A general basis for yield, failure and potential functions in plasticity*, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 4, 361-375.
- Desai C.S. , Siriwardane H.J.**, (1984) *Constitutive laws for Engineering materials with emphasis on geological materials*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 468 pages.
- Desai, C.S.** (1994). *Hierarchical single surface and the disturbed state constitutive models with emphasis on geotechnical application*. Geotechnical Engineering: emerging trend in design and practice. K. R. Saxeng. New Delhi, Oxford IBH Pub. Co. pp. 115-154.

Références bibliographiques

- Drnevich, V P., Hall, J. R., and Richart, F. E.** (1967). *Effects of amplitude of vibration on the shear modulus of sand*. Proc. Int. Symp., Wave Propag. Dyn. Prop. Earth Mater., Albuquerque, NM, pp. 189-199.
- Drucker, D.C., Gibson, R.E. and Henkel, D.J.** (1957) *Soil Mechanics and Work Hardening Theories of Plasticity*. Trans. ASCE, 122, pp. 338-346.
- Duncan J.M., Chang C.Y.,** (1970), *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 96, pp. 1629-1653.
- Dyvik R. et Madshus C.,** (1985), *Lab Measurement of Gmax Using Bender Elements*. Proceedings Advances in the Art of Testing Soils under cyclic condition, Geotechnical Engineering Division, ASCE, New York, pp.186-196.
- Fahey M. et Carter J.P.** (1993), *A finite element study of the pressuremeter in sand using a nonlinear elastic plastic model*. Can. Geotech. J., Vol. 30, pp. 348-362.
- Frachon A.** (2002), *Modélisation et simulation numérique de la compression en matrice de poudres métalliques*, Thèse de doctorat de l'INPG, Grenoble, 232 pages.
- Garnier J.** (1973). *Tassements et contraintes, influences de la rigidité de la formation et de l'anisotropie du massif*. Thèse de doctorat de l'UJF, Grenoble, 193 pages.
- Gerrard C.** (1982) *Reinforced soil : an orthorombic material*, J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol 108, No GT11, pp.1460-1474
- Graham J., Noonan M.L., Lew K.V.** (1983). *Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay*. Can. Geotech. J., Vol 20, pp. 502 – 516.
- Hall, J. R., and Richart, F. E.,** (1963). *Dissipation of elastic wave energy in granular soils*. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE 89(SM-6), pp. 27-56.
- Halphen B., Salençon J.** (1987), *Elasto-plasticité*, Presses des Ponts et Chaussées, 448 pages.
- Hardin, B. O., and Black, W. L.** (1968). *Vibration on modulus of normally consolidated clays*. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE 94(SM-2), pp. 353-369.
- Hardin, B.O., Black, W.L.,** (1969). *Closure to vibration modulus of normally consolidated clay: design equations and curves*. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 95(6):1531-1537.
- Hardin BO,** (1970), *Suggested Methods of Test for Shear Modulus and Damping of Soils by the Resonant Column*, Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes: Fifth Edition, ASTM. 526 pages.
- Hardin, B.O., Drnevich, V.P.,** (1972a.) *Shear modulus and damping in soil: measurement and parameter effects*. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 98(6):603-624.

Références bibliographiques

Hardin, B.O., Drnevich, V.P., (1972b). *Shear modulus and damping in soil: design equations and curves*. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 98(7):667-692.

Hicher P.Y. (1985). *Comportement des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques. Application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique*. Thèse de doctorat d'Etat, Université Paris VI, 364 pages.

Houlsby G. T. , Amorosi A. and Rojas E. (2005), *Elastic moduli of soils dependent on pressure: a hyperelastic formulation*, Géotechnique 55, No.5, pp. 383-392.

Ishimoto, M., and Iida, K. (1937). *Determination of elastic constants of soils by means of vibration methods*. Bull. Earthquake Res. Inst., Tokyo Imp. Univ. 15, pp. 67.

Jardine R.J. (1992). *Some observation on the kinematic nature of soil stiffness*. Soils and Foundation, Vol. 32, No.2, pp. 111-124.

Jardine R.J. (1995). *One perspective of the pre-failure deformation characteristics of some geomaterials*. Proc. of the Intl. conference on the pre-failure deformation characteristics of geomaterials, Hokkaido, Japan, Vol. 2, pp- 855-885.

Josseume H. (1998) *Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais*, Revue Française de Géotechnique Vol. 84, pp. 3-26

Kawaguchi T., Mitachi T., Shibuya S. (2001). *Evaluation of shear wave travel time in laboratory bender element test*. 15th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., Istanbul, Vol. 1, pp.155-158.

Kezdi, A. and Rethati, L. (1988). *Handbook of Soil Mechanics, Volume 3: Soil Mechanics of Earthworks, Foundations and Highway Engineering*. Elsevier, Amsterdam, 361 pages.

Kondner R.L., (1963), *Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils*. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 89, p. 115-143.

Krishna Murthy M., Sridharan A. , Nagaraj T. S. , (1979), *A laboratory method for preparation of a layered soil system*, Geotech. Testing J., ASTM Vol. 2, No. 3, pp. 163-166

Krishna Murthy M., Sridharan A. , Nagaraj T. S. , (1980a), *Strength path effects on the strength of a layered soil*, Can. Geotech. J., Vol. 17, pp. 603-607.

Krishna Murthy M., Sridharan A. , Nagaraj T. S. , (1980b), *Strength Anisotropy of Layered Soil System*, J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 106, No. 10, pp. 1143-1147.

Kriz R.D., Ledbetter H.M. (1984) *Elastic-wave surfaces in anisotropic media*, Rhéologie des matériaux anisotropes, 19ème Coll. GFR, Ed. CEPADUES, Toulouse, pp.79-91

Lade P.V. Nelson R.B. (1987) *Double Hardening constitutive model for soils, parameter determination and prediction for two sands*, Constitutive Equations for Granular Non

Références bibliographiques

Cohesive Soils, Cleveland Ohio, A. Saada et G. Bianchini Eds, Balkema, Rotterdam, pp. 367-382

Lade P.V., Liggió C.D., Yamamuro J.A.,(1998), *Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratio of sand* Geotech. Testing J., ASTM Vol. 21 No. 4 pp. 336-347

Larsson R. (1977), *Basic behaviour of Scandinavian soft clay*. Swedish Geotechnical Institute Report No. 4, 138 Pages.

LCPC, SETRA, (1992) *Guide pour les Terrassements Routiers*. Vol 1 et 2, 98 pages

Lepidas I., Magnan J.P. (1990). *Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique*. Rapport de recherche LCP n° 157, 170 pages.

Lo Presti D. (1987). *Mechanical behaviour of Ticino sand from resonant column tests*. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Turin, Italie.

Lohani T.N., Imai G. & Shibuya S., (1999), *Determination of shear waves velocity in bender element test*. 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol.1, p. 101-106.

Loret B., (1981), *Formulation d'une loi de comportement élastoplastique des milieux granulaires*. Thèse de Docteur-Ingénieur ENPC, Paris, 214 pages.

Loret B. (1987a) *Elastoplasticité à simple potentiel*. Manuel de Rhéologie des Géomatériaux Presses de l'ENPC, Paris, 402 pages, pp. 153-187

Loret B. (1987b) *Application de la théorie des multimécanismes à l'étude du comportement des sols*. Manuel de Rhéologie des Géomatériaux Presses de l'ENPC, Paris, 402 pages, pp. 189-214

Magnan J.P Mieussens C. Queyroi D. (1978), *Comportement du remblai expérimental B à Cubzac*. Revue française de géotechnique, Vol 5, pp. 23-36.

Magnan J.P., Shahanguian S., Josseaume H. (1982), *Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique*. Revue française de Géotechnique, N° 20, pp. 13-19.

Magnan J.P., Mieussens C., Queyroi D. (1983), *Étude d'un remblai sur sols compressibles : le remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts*. Rapport de recherche LCP N° 127, 100 pages.

Magnan J.P. (1998), *Cours de Mécanique des sols et des Roches*, volume 1, chapitre 1, page 1.1. Ecole Nationale des Pont et Chaussées.

Mestat P. (1993), *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis*. ERLPC Série géotechnique, ISSN 1157-3910, mars 1993, 193 p.

Références bibliographiques

Mestat P. (2002), *Modélisation élastoplastique des sols*, In *Elastoplasticité des sols et des roches*, Vol1, sous la direction de Hicher et Shao, *Traité ingénierie des Matériaux* Ed. Hermès, pp. 91-157.

Mouratidis A., Magnan J.P. (1983). *Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles*. Rapport de recherche LCP, N° 121, 128 pages.

Mvondo-Ondoa J., (1979), *Rôle de la granularité et de la composition minéralogique sur la compactabilité et la résistance au cisaillement des mélanges de sable et d'argiles*, Thèse de doctorat, ENSM de Paris et Paris VI, 150 pages

Namy E. (1970) *An investigation of certain aspects of stress-strain deformation for clay soil*, Ph.D. Thesis, Cornell University.

Newson T. A. (1994), *Modelling the yielding behaviour of natural soft clays*, Geomechanics Group, the University of Western Australia, W.A., Australia.

Newson T.A. (1997), *Modelling the yielding behaviour of natural soft clays*, 14th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg, Hamburg, pp. 381-386.

Nguyen T.L., Capucci S., Szymkiewicz F., Reiffsteck P. (2007a), *Étude expérimentale de la rhéologie de mélanges sable-kaolinite*, 18ème Congrès Français de Mécanique, 29 août 2007, Grenoble.

Nguyen T.L., Szymkiewicz F., Reiffsteck P. (2007b) *Rheological behaviour of sand-kaolin mixtures: a comparison between homogeneous and layered samples*, International symposium on shear behaviour and mechanisms in materials plasticity, Nancy, France 4-7 September 2007

Nguyen T.L., Szymkiewicz F., Reiffsteck P. (2008a), *Caractérisation de l'anisotropie des massifs de sols*, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG'08 - Nantes, 18-20 juin 2008.

Nguyen T.L., Reiffsteck P. (2008) *Comparaison des paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile naturelle de Cubzac-les-Ponts déterminés à partir de différentes techniques au laboratoire*, XXIVe Rencontres Universitaires de Génie Civil., Nancy, 4 au 6 juin 2008.

Nguyen T.L., Semblat J.-F., Reiffsteck P., Lenti L. (2008b) *Anisotropic velocity and attenuation for shear waves in a layered soil by resonant column tests*, The 2008 Annual Meeting of Seismological Society of America (SSA 2008) April 16-18, 2008 Santa Fe, New Mexico, USA.

Nguyen Pham P.T. (2004), *Étude analytique de l'essai triaxial sur des mélanges ; Comparaison avec les résultats expérimentaux*. Rapport de stage de Master Recherche, École Nationale des Ponts et Chaussées, 20 pages.

Références bibliographiques

Nguyen Pham P.T., (2006), *Détermination expérimentale des courbes d'état limites de l'argile de Cubzac-les-Ponts*. Rapport interne du LCPC, 30 p.

Nguyen Pham P.T. (2008), *Étude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels*, Thèse de doctorat ENPC, 200 pages.

Nova R. (1982) *A model of soil behaviour in plastic and hysteretic ranges*, International Workshop on Constitutive Behaviour of Soils, Grenoble, pp. 289-309.

Oda M., Ohnishi. A. (1992) *Plasticity theory for granular soils with induced anisotropy*. Advances in Micromechanics of Granular Materials, pp. 192-202.

Piyal M., Magnan J.P. (1984), *Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l'état surconsolidé*. Rapport de recherche LPC N° 131, 108p.

Poorooshab H.B., Holubec I., Sherbourne A.N. (1966-1967), *Yielding and flow of sand in triaxial compression*. Canadian Geotechnical Journal, Part 1(1966), vol. 4, n° 3, pp. 179-190 ; part 2 et 3 (1967), vol. 4, n° 4, pp. 376-397.

Reiffsteck P. (1998), *Expérimentation et modélisation de structures en sol renforcé par un géotextile tridimensionnel alvéolaire*, Revue Française de Géotechnique, no82, pp. 49-62

Reiffsteck P. (2002), *Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols : État de l'art*. Compte-rendu du Symposium international Identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques PARAM 2002, Presses de l'ENPC / LCPC, Paris, pp. 201-242.

Reiffsteck P. (2005), *Caractéristiques mécaniques d'un sol hétérogène*, Rapport interne, LCPC, 130 pages.

Reiffsteck Ph., Nguyen Pham P.T. Arbaut, J. (2007) *Influence de la répartition granulométrique sur le comportement mécanique d'un sol*, BLPC 268-269, pp. 83-104

Reiffsteck P., Tacita J.L. (2008), *Projet PAGE Terminal méthanier de Dunkerque, EGIS*. Rapport interne LCPC, 20 pages.

Roscoe K.H. Schofield A.N. Wroth C.P. (1958) *On the yielding of soils*, Géotechnique Vol. 8, N° 1 pp. 22-53

Roscoe K.H., Schofield, AN, Thurairajah, A., (1963), *Yielding of clays in states wetter than critical*, Géotechnique, Vol. 13, N° 3, pp. 221-240.

Rowe R.K. Booker J.R. (1982) *Finite layer analysis on non-homogeneous soils*, J. Eng. Mech. Div. ASCE, Vol 108, No EM1, pp.115-133

Références bibliographiques

Rowe R.K. Booker J.R. (1984) *Deformation analysis for periodically layered soil*, J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol 110, No 2, pp. 217-245

Schofield A.N., Wroth C.P. (1968) *Critical state soil mechanics*, Mc Graw Hill, London, 310 pages

Semblat J.-F., (1995), *Sols sous sollicitations dynamiques et transitoires, Réponse dynamique aux barres de Hopkinson, propagation d'ondes en milieu centrifugé*, ERLPC Série géotechnique GT 60 LCPC, chapitre 2, p. 36

Serratrice J.F. (2005), *Comportement anisotrope : Essais de laboratoire, Tome 3, Rapport de recherche N°22546-01*, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Aix en Provence, .

Shahanguian S. (1981), *Détermination expérimentale des courbes d'état limite de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts*. Rapport de recherche LPC N° 106, Nov. 1981, 79p.

Shao C., Desai C.S. (2000) *Implementation of DSC model and application for analysis of field pile tests under cyclic loading*, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., Vol. 24, pp. 601-624.

Sharifipour, M. (2006) *Caractérisation des sols par propagation d'ondes analyse critique de la technique des bender extender elements*. Thèse de doctorat, de l'École centrale de Nantes, pp. 23-31.

Smith P.R., et al, (1992), *The yielding of Bothkennar clay*. Géotechnique Vol. 42, No.2, 257-274.

Stroud M. A. (1971) *The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus*, PhD Thesis at Cambridge University, U.K.

Tan Tjong Kie (1961), *Consolidation and secondary time effect of homogeneous anisotropic saturated clay strata*. Proc. 5th Int. Conf. On Soil Mech. and Found. Eng., Paris, vol. 1, p. 367-373.

Tan C.H. (1990), *Développement d'un modèle élastoplastique pour le comportement des matériaux granulaires sous sollicitations non monotones complexes*, Thèse de doctorat de l'Université des Sciences et Technique de Lille, 204 pages.

Tani K. (1995), *General report : Measurement of shear deformation of geomaterials – Field tests, Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Shibuya, Mitachi & Miura (eds), 1995 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 399 X, p.1115-1135.

Tatsuoka F., Ishihara K.(1974), *Yielding of sand in triaxial compression*, Soils and Foundations, Vol. 14, n° 2, pp 63-76.

Références bibliographiques

- Tatsuoka F., Jardine R.J., Lo Presti D., Di Benedetto H.** (1997) *Characterising the prefailure deformation properties of geomaterials*. Proceedings, 14th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Hamburg, (4)2129-2164.
- Tavenas F. et Leroueil S.** (1977), *Effects of stresses and time on yield of clay*. Proceedings 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol.1, p. 319-326.
- Tavenas F. et Leroueil S.** (1979), *Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles*. Revue française de géotechnique, N° 6 fév. 1979, p. 27-49.
- Touati A.** (1982), *Comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes*. Thèse de Docteur-ingénieur ENPC, Paris 252 pages.
- Vallejo L.E.**, (2001), *Interpretation of the limits in shear strength in binary granular mixtures*, Can. Geotech. J., Vol. 38 pp. 1097-1104
- Vermeer P.** (1982), *A five constant model unifying well established concepts*, International Workshop on Constitutive Behaviour of Soils, Grenoble, pp .175-197.
- Viggiani G., Atkinson J.H.**, (1995), *Interpretation of Bender Element Tests*. Géotechnique, Vol. 45, N° 1, p. 149-154.
- Wheeler S.J., Näätänen A., Karstunen M., Lojander M.** (2003). *An anisotropic elastoplastic model for soft clays*, Can. Geotech. J. Vol. 40, pp. 403-418.
- Wiendieck K.** (1968). *L'anisotropie des Milieux pulvérulents et son influence sur les tassements*. Publications scientifiques du Ministère de l'Air, Paris, numéro 441.
- Wood D. M.**, (1999), *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press , 464 pages.
- Wolf K.** (1945), *Distribution of stress in a half plane and a half space of anisotropic material*. Zeitschrift für angewandte Math. Und Mech., vol. 15, pp. 249-254.
- Yang S.L., R. Sandven, and L. Grande** (2006), *Steady-state lines of sand-silt mixtures*, Can. Geotech. J. Vol. 43, pp. 1213-1219.
- Yasufuku. N.** (1990), *Yielding Characteristics and Constitutive Equation of Anisotropically consolidated Sand in Wide Range Loading*. PhD thesis, Kyushu University.