

50376.  
1999.  
177

N° d'ordre : 2574

Université des Sciences et Technologies de Lille

## THESE DE DOCTORAT

Préparée au

Laboratoire de Mécanique de Lille (U.R.A. CNRS 1441)

Département Sols - Structures

Ecole Universitaire d'Ingénieurs de Lille

Spécialité

**GENIE CIVIL**



Titre

**ETUDE A L'APPAREIL TRIAXIAL  
DU MODULE DE DEFORMATION DES SOLS**

Par

**YOUNES Ahmad**

Soutenu le *22 septembre 1999* devant le jury composé de :

MAGNAN J.P.	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées	Président
MEIMON Y.	Institut Français du Pétrole	Rapporteur
VERMEER P.A.	Université de Stuttgart	Rapporteur
LANCELOT L.	Ecole Universitaire D'Ingénieurs de Lille	Examineur
ROBINET J.C.	INSA de Rennes	Examineur
SHAHROUR I.	Ecole Universitaire D'Ingénieurs de Lille	Directeur de thèse

## AVANT – PROPOS

Le présent travail a été effectué au Laboratoire de Mécanique de Lille, département Sols – Structures (UFR. EUDIL). A ce titre, qu'il me soit permis d'en remercier en premier lieu son responsable et mon directeur de thèse, M. I. SHAHROUR, Professeur à l'Université des Sciences et Technologies de Lille, pour le plus grand intérêt qu'il a toujours témoigné envers mon travail, mais également pour ses grandes qualités humaines et professionnelles qui m'ont constamment motivé. Pour tout cela, et pour sa présence au jury, je lui formule ici l'expression de ma plus profonde reconnaissance.

J'adresse mes plus sincères remerciements à M. J.P. MAGNAN, Professeur au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, qui en dépit de ses lourdes responsabilités, m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury.

M. P.A. VERMEER, Professeur à l'Université de Stuttgart, a bien voulu être rapporteur de ce travail, et me faire profiter de sa grande expérience. Je lui en suis profondément reconnaissant.

Je tiens également à adresser mes plus sincères remerciements à M. Y. MEIMON, Docteur habilité et Ingénieur en Chef à l'Institut Français du Pétrole, pour avoir accepté d'être rapporteur de ce travail, malgré ses importantes contraintes professionnelles.

M. J.C. ROBINET, Professeur à l'INSA de Rennes, m'a également fait l'honneur d'être examinateur de ce travail. Qu'il me soit permis de le remercier très sincèrement.

J'adresse mes plus vifs remerciements à M. L. LANCELOT, Maître de Conférences à l'Université des Sciences et Technologies de Lille, pour l'aide efficace et le soutien qu'il m'a apportés tout au long de ce travail.

Ces remerciements ne sauraient être complets si je n'inclusais pas tous ceux, collègues et amis, qui m'ont apporté leur soutien au cours de ces années de thèse.

Qu'il me soit enfin permis de dédier mon travail à mes très chers parents et à mes sœurs et frères, en témoignage de tout mon amour.

## SOMMAIRE

Résumé .....	1
Abstract .....	2
Notations .....	3
Introduction générale .....	5

### CHAPITRE 1

#### Analyse bibliographique

---

<b>1.1 Introduction .....</b>	<b>7</b>
<b>1.2 Domaines de comportement.....</b>	<b>8</b>
<b>1.3 Paramètres affectant le module de déformation .....</b>	<b>12</b>
<i>1.3.1 Granulométrie-type de sol .....</i>	<i>12</i>
<i>1.3.2 Compacité .....</i>	<i>13</i>
<i>1.3.3 Pression moyenne .....</i>	<i>16</i>
<i>1.3.4 Histoire de chargement .....</i>	<i>16</i>
<i>1.3.5 Remaniement .....</i>	<i>19</i>
<b>1.4 Anisotropie .....</b>	<b>21</b>
<i>1.4.1 Anisotropie des sables soumis à une consolidation isotrope.....</i>	<i>21</i>
<i>1.4.2 Evolution de l'anisotropie avec l'histoire de chargement.....</i>	<i>23</i>
<b>1.5 Modèles proposés pour l'élasticité des sols .....</b>	<b>25</b>
<i>1.5.1 Modèles hypoélastiques.....</i>	<i>26</i>
<i>1.5.2 Modèles hyperélastiques.....</i>	<i>27</i>
<b>1.6 Conclusion .....</b>	<b>29</b>

## CHAPITRE 2

### Dispositif expérimental et Programme expérimental

---

<b>2.1 Introduction .....</b>	<b>30</b>
<b>2.2 Description de l'appareillage .....</b>	<b>31</b>
<b>2.3 Mode opératoire .....</b>	<b>34</b>
<i>2.3.1- Préparation de l'échantillon.....</i>	<i>34</i>
<i>2.3.2- Saturation de l'échantillon.....</i>	<i>35</i>
<i>2.3.3- Consolidation de l'échantillon.....</i>	<i>36</i>
<b>2.4 Application du chargement .....</b>	<b>37</b>
<b>2.5 Matériau étudié .....</b>	<b>38</b>
<b>2.6 Répétabilité des essais .....</b>	<b>39</b>
<b>2.7 Présentation des premiers résultats – Analyse globale .....</b>	<b>41</b>
<i>2.7.1 Essais drainés .....</i>	<i>41</i>
<i>2.7.2 Essais non drainés .....</i>	<i>49</i>
<i>2.7.3 Essais à pression moyenne constante .....</i>	<i>52</i>
<i>2.7.4 Essais proportionnels en déformations .....</i>	<i>55</i>
<b>2.8 Conclusion .....</b>	<b>59</b>

## CHAPITRE 3

### Comportement du sable d'Hostun RE en petites déformations

---

<b>3.1 Introduction .....</b>	<b>60</b>
<b>3.2 Chemin drainé.....</b>	<b>61</b>
3.2.1 <i>Essais réalisés</i> .....	61
3.2.2 <i>Résultats obtenus</i> .....	61
3.2.3 <i>Effet du niveau de contraintes</i> .....	73
3.2.4 <i>Effet de la densité initiale</i> .....	75
3.2.5 <i>Effet de l'histoire de chargement</i> .....	77
<b>3.3 Chemin non drainé .....</b>	<b>79</b>
3.3.1 <i>Essais réalisés</i> .....	79
3.3.2 <i>Résultats obtenus</i> .....	79
3.3.3 <i>Comparaison avec le chemin drainé</i> .....	86
<b>3.4 Chemin à pression moyenne constante .....</b>	<b>87</b>
3.4.1 <i>Essais réalisés</i> .....	87
3.4.2 <i>Résultats obtenus</i> .....	87
3.4.3 <i>Effet du déviateur</i> .....	91
<b>3.5 Chemins proportionnels en déformations .....</b>	<b>95</b>
3.5.1 <i>Essais réalisés</i> .....	95
3.5.2 <i>Résultats obtenus</i> .....	95
3.5.3 <i>Comparaison avec les chemins précédents</i> .....	106
<b>3.6 Conclusion .....</b>	<b>109</b>
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>110</b>
<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>112</b>

## RESUME

Le présent travail comporte une étude expérimentale du module de déformation des sols dans la gamme des déformations ( $10^{-4}$  -  $10^{-3}$ ). L'étude est réalisée à l'appareil triaxial suivant des chemins de chargement variés : drainé, non drainés, à pression moyenne constante et à déformations proportionnelles.

Le rapport de thèse comporte trois chapitres :

Le premier chapitre présente une analyse bibliographique des travaux publiés dans le domaine de petites déformations. Ces travaux ont été réalisés avec un certain nombre d'appareillage comme l'appareil triaxial, la machine de torsion et les dispositifs de mesure des fréquences de résonance des échantillons de sol. Dans un premier temps, on définit les domaines de comportement des sols, puis on met en évidence la sensibilité du comportement en petites déformations à un certain nombre de paramètres. Ce chapitre s'achève par une présentation des modèles proposés pour décrire le comportement élastique des sols.

Dans le deuxième chapitre, on fait une description de l'appareillage utilisé ainsi que du mode opératoire suivi. Les tests de répétabilité ont montré le bon fonctionnement de l'appareillage et sa capacité à faire des mesures pour des déformations supérieures à  $2 \times 10^{-4}$ . Ensuite, on présente les premiers résultats du comportement global du sable d'Hostun RF obtenus sur différents chemins de chargement avec cycles de déchargement – rechargement. Ces résultats sont comparés à des essais monotones. On en déduit que les cycles de chargement rendent l'échantillon plus homogène en réduisant la localisation des déformations et le pic de contraintes associé.

Le troisième chapitre est consacré à l'analyse des cycles de déchargement – rechargement réalisés sur divers chemins de sollicitations. A partir de ces cycles, on détermine le module de déformation sécant et on étudie sa variation avec un certain nombre de paramètres, notamment le niveau de déformation, la pression moyenne, la densité et l'histoire de chargement. Ce module sécant augmente avec le niveau de contraintes et/ou avec la densité relative. L'anisotropie créée par l'histoire du chargement fait augmenter également le module sécant. Une confrontation des différents chemins de chargement montre un bon accord entre les valeurs des modules sur ces chemins.

**MOTS CLES :** Essais en laboratoire, sables, petites déformations, drainé, non drainé, pression moyenne constante, proportionnels en déformations, module de déformation, triaxial, élasticité, non linéaire, histoire de chargement.

## ABSTRACT

The present work is an experimental study of the small strain behavior of granular materials. A triaxial apparatus is used to realize tests on various loading paths (drained, undrained, constant mean pressure and proportional strain paths).

This thesis includes three chapters:

The first chapter is a bibliographic survey of published studies about the behavior of soils in the small strain domain. These studies are realized with a number of apparatuses such as triaxial apparatus, torsional machine & apparatus measuring the resonance frequencies of specimens of soil. Firstly, two domains of behavior of soils are defined and the sensibility of small strain behavior to a number of parameters is shown. This chapter closes with a presentation of models proposed in the literature to describe the elastic behavior of soils.

In the second chapter, the apparatus and operating mode used in this study are described. Firstly, repeated tests show the capability of the apparatus to measure small strains. Next, the results obtained for the global behavior of Hostun RF sand in unloading – reloading cycles are presented. These results are compared with monotonous tests. The comparison shows that the cycles reduce the strain localization and the associated stress peak.

The third chapter concerns the analysis of unloading – reloading cycles realized for various loading paths. From these cycles, we determine the secant strain modulus and we study its variation with parameters like strain level, mean pressure, density and loading history. The secant modulus increases with consolidating stress and relative density. The anisotropy induced from loading history also increases the secant modulus. The comparison between secant moduli determined along these different loading paths shows a good agreement.

**KEY-WORD:** Laboratory test, sand, small strain, triaxial drained test, triaxial undrained test, triaxial constant mean pressure test, proportional deformation test, anisotropy, non – linearity, loading history.

## NOTATIONS

$\varphi_{\max}$	(°)	Angle de frottement maximal
$\gamma_d$	(kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique sec
$\gamma_s$	(kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique des grains solides
$e$		Indice des vides
$e_{\max}$		Indice des vides maximal
$e_{\min}$		Indice des vides minimal
$\nu$		Coefficient de Poisson
$\epsilon_{ij}$		Composantes du tenseur de déformations
$\epsilon_1$ et $\epsilon_2$		Déformations horizontales, pour un essai triaxial $\epsilon_1 = \epsilon_2$
$\epsilon_3$		Déformation axiale
$\epsilon_v$		Déformation volumique, $\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$
$\epsilon_d$		Déformation déviatorique, $\epsilon_d = \frac{2}{3}(\epsilon_3 - \epsilon_1)$
$\sigma_{ij}$		Composantes du tenseur de contraintes
$\sigma'_{ij}$		Composantes du tenseur de contraintes effectives
$p'_c$	(kPa)	Pression de confinement effective
$p'$	(kPa)	Pression moyenne effective, $p' = \text{trace}(\sigma) / 3$
$u$	(kPa)	Pression interstitielle
$q$	(kPa)	Déviateur, pour un essai triaxial : $q = \sigma_3 - \sigma_1$
$p_c$	(kPa)	Pression appliquée dans la cellule
$\delta_{ij}$		Tenseur de Kronecker
$p_{cb}$		Pression appliquée dans la chambre basse
$C_{ijkl}$		Tenseur de rigidité
$\Delta\epsilon_v$		Variation de la déformation volumique
$\Delta\epsilon_3$		Variation de la déformation axiale
$R$		Rapport de déformations ( $R = \Delta\epsilon_v / \Delta\epsilon_3$ )
$\Delta\epsilon_d$		Variation de la déformation déviatorique
$\Delta V_{cb}$		Variation volumique de la chambre basse
$\Delta V_c$		Variation volumique de la cellule
$B$		Coefficient de Skempton

$H_0$ et $V_0$		Hauteur et volume initiaux de l'échantillon
$S$	( $m^2$ )	Section de l'échantillon
$S_{cb}$	( $m^2$ )	Section de la chambre basse
$I_D, D_r$		Densité relative ou initiale
$D$		Coefficient d'amortissement
$E_s$	(MPa)	Module d'Young sécant
$G_s$	(MPa)	Module de cisaillement sécant

## INTRODUCTION GENERALE

Les modèles élastoplastiques sont largement utilisés en mécanique des sols. Les paramètres de ces modèles peuvent être classés en trois catégories : les paramètres élastiques qui décrivent le comportement des sols en petites déformations, les paramètres d'état limite ou de plasticité parfaite qui décrivent le comportement des sols en grandes déformations et les paramètres d'écroutissement qui interviennent dans le domaine des déformations intermédiaires.

Généralement, l'ensemble de ces paramètres affecte les résultats des calculs en déformations. L'influence des paramètres d'élasticité sur les déplacements est très sensible même pour les hauts niveaux de chargement. Il est donc primordial pour le calcul d'ouvrages d'avoir une bonne évaluation de ces paramètres si on s'intéresse aux déformations et aux déplacements.

De nombreux travaux ont été consacrés à l'étude du comportement des sols en petites déformations ( $\epsilon < 10^{-3}$ ) (Hardin & Richart 1963, Seed & Idriss 1970, Anderson & Richart 1976, Iwasaki & al. 1978, Iwasaki & Tatsuoka 1978, El-Hosri 1984, Bahda & al. 1995, Hicher 1996, Bellotti & al. 1996, Lanzo & al. 1997, Cazacliu & Di Benedetto 1998, Hoque & Tatsuoka 1998). Ces travaux ont mis en évidence l'existence de deux domaines de comportement. Un premier domaine où le module de déformation sécant est quasi-constant. Le seuil de ce domaine dépend de la nature des matériaux :  $10^{-4}$  pour l'argile,  $10^{-5}$  à  $3 \times 10^{-5}$  pour les sables. Le deuxième domaine est caractérisé par une forte non-linéarité avec une réduction du module sécant avec le niveau de déformation. Ils ont également montré que le module de déformation dépend de nombreux paramètres, notamment le niveau des déformations, la pression moyenne, le déviateur, la densité relative, l'histoire de chargement et l'anisotropie.

Le calcul d'ouvrages est généralement effectué avec des paramètres d'élasticité déterminés à partir des essais réalisés à l'aide d'appareillages (triaxial, cisaillement, oedomètre,...) équipés par des instruments de mesure fiables dans une gamme de déformations supérieures à  $10^{-4}$ . Le présent travail a pour objectif d'étudier le comportement des sables dans cette gamme de déformation. A l'aide des essais réalisés sur différents chemins de chargement, on se propose d'étudier l'évolution du module de déformation avec différents

paramètres, notamment l'amplitude des déformations, la pression moyenne, le déviateur, la densité du sable, et l'histoire et la direction du chargement.

Le travail de thèse est présenté en trois chapitres.

Le premier chapitre comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des sols dans le domaine des petites déformations. Dans un premier temps, on présente l'influence du niveau de déformations sur le comportement des sols, puis on analyse l'influence d'un certain nombre de paramètres sur le module de déformation tels que la granulométrie, le niveau de contraintes, la densité du sol, le remaniement et l'anisotropie. En fin de chapitre, on présente les principaux modèles proposés dans la littérature pour décrire le comportement élastique des sols.

Dans le deuxième chapitre, on décrit l'appareillage utilisé ainsi que le mode opératoire suivi. On vérifie le bon fonctionnement de l'appareillage par des tests de répétabilité. Ensuite, on présente le programme expérimental et on donne une synthèse au niveau global des résultats des essais réalisés. Sur les essais drainés, on étudie l'influence des petits cycles de chargement – déchargement sur la localisation des déformations.

Le troisième chapitre est consacré à l'analyse des résultats des cycles de déchargement – rechargement. A partir de ces cycles, on détermine le module de déformation sécant et on étudie sa variation avec un certain nombre de paramètres, notamment le niveau de déformation, la pression moyenne, le déviateur, la densité du sable et l'histoire de chargement.

## Chapitre 1 :

# ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

## 1.1 Introduction

L'étude du comportement des sols dans le domaine des petites déformations a fait l'objet de nombreux travaux. Ces travaux visaient la caractérisation du comportement des sols dans le domaine des petites déformations (séismes de faible amplitude) ou l'élaboration de modèles pour décrire la partie élastique lorsque les sols sont soumis à de fortes sollicitations mettant en jeu des déformations irréversibles. Une grande partie des études sur ce sujet a été consacrée à des essais de laboratoire ou in situ. Ainsi des appareillages spécifiques ont été développés pour mesurer les modules de déformations dans le domaine des petites déformations ( $\epsilon \leq 10^{-3}$ ). Parmi les appareillages les plus utilisés, on peut citer l'appareil triaxial (Seed & Lee 1966, Jardine & al 1984, Homsy 1986, Bahda & al 1995, Hicher 1996, Hoque & Tatsuoka 1998 etc....), la machine de torsion (Iwasaki & Tatsuoka 1977, Iwasaki & al 1978 etc....) et les dispositifs de mesure des fréquences de résonance des échantillons de sols (Hardin & Richart 1963, Hardin & Black 1969, Boelle 1983 etc....). Les essais in situ sont fondés sur la mesure des vitesses de propagation d'ondes dans le sol, qui permettent de déterminer les paramètres d'élasticité de ce matériau (Ballard & Mac Lean 1975, Stokoe & al 1989, Bellotti & al 1996 etc....).

Dans ce chapitre, on donne une analyse des travaux réalisés sur le module de déformation. Dans un premier temps, on présente la variation du module de déformation avec le niveau de chargement pour mettre en évidence les domaines de comportement des sols, ensuite on étudie l'influence des principaux paramètres sur les caractéristiques des sols dans le domaine des faibles déformations. Ce chapitre s'achève par une présentation des modèles proposés pour la description de la partie élastique des sols.

## 1.2 Domaines de comportement

Le comportement des sols est non linéaire même pour les très faibles niveaux de déformation. En effet, les travaux de Hertz (1881) sur les problèmes de contact entre billes montrent que le comportement des deux billes en contact est non linéaire même si le comportement de chaque bille est élastique-linéaire. La non-linéarité est due à l'évolution de la surface de contact. Toutefois, le sol est un assemblage de grains et de particules de formes variées, ce qui rend leur comportement plus complexe.

Afin d'étudier l'évolution du comportement du sol avec le niveau de déformations, des essais de laboratoire ont été réalisés par différents auteurs (Hardin & Richart 1963, Anderson & Richart 1976, Iwasaki & al 1978, El-Hosri 1984, Shibuya & al 1992, Tatsuoka & Shibuya 1992, Hicher 1996, Lanzo & al 1997, Cazacliu & Di Benedetto 1998 etc....). Ces essais ont consisté à mesurer le module de déformation sécant pour différents niveaux de chargement (Figure 1.1).

Les figures 1.2a et 1.2b montrent les résultats obtenus respectivement avec des argiles (Anderson & Richart 1976) et des sables (Iwasaki & al. 1978, Shibuya & al. 1992 et Lanzo & al. 1997). On peut noter, pour les deux types de matériaux, deux domaines de comportement. Un premier domaine où le module de déformation sécant est presque constant, ce qui signifie que le sol a un comportement quasi-linéaire. Le seuil de ce domaine dépend de la nature du sol : il coïncide avec un niveau de déformations de l'ordre de  $10^{-4}$  pour l'argile et de  $10^{-5}$  pour le sable. Le deuxième domaine est caractérisé par une réduction du module de déformation avec le niveau de déformation, ce qui traduit un comportement non linéaire du sol. Le taux de réduction dépend de la nature du matériau. A titre d'exemple, le module de déformation de l'argile décroît de 30% lorsque la déformation axiale augmente de  $10^{-4}$  à  $10^{-3}$  (Figure 1.2a) ; le module de déformations des sables diminue de 70% quand la déformation axiale croît de  $10^{-5}$  à  $10^{-3}$  (Figure 1.2b).

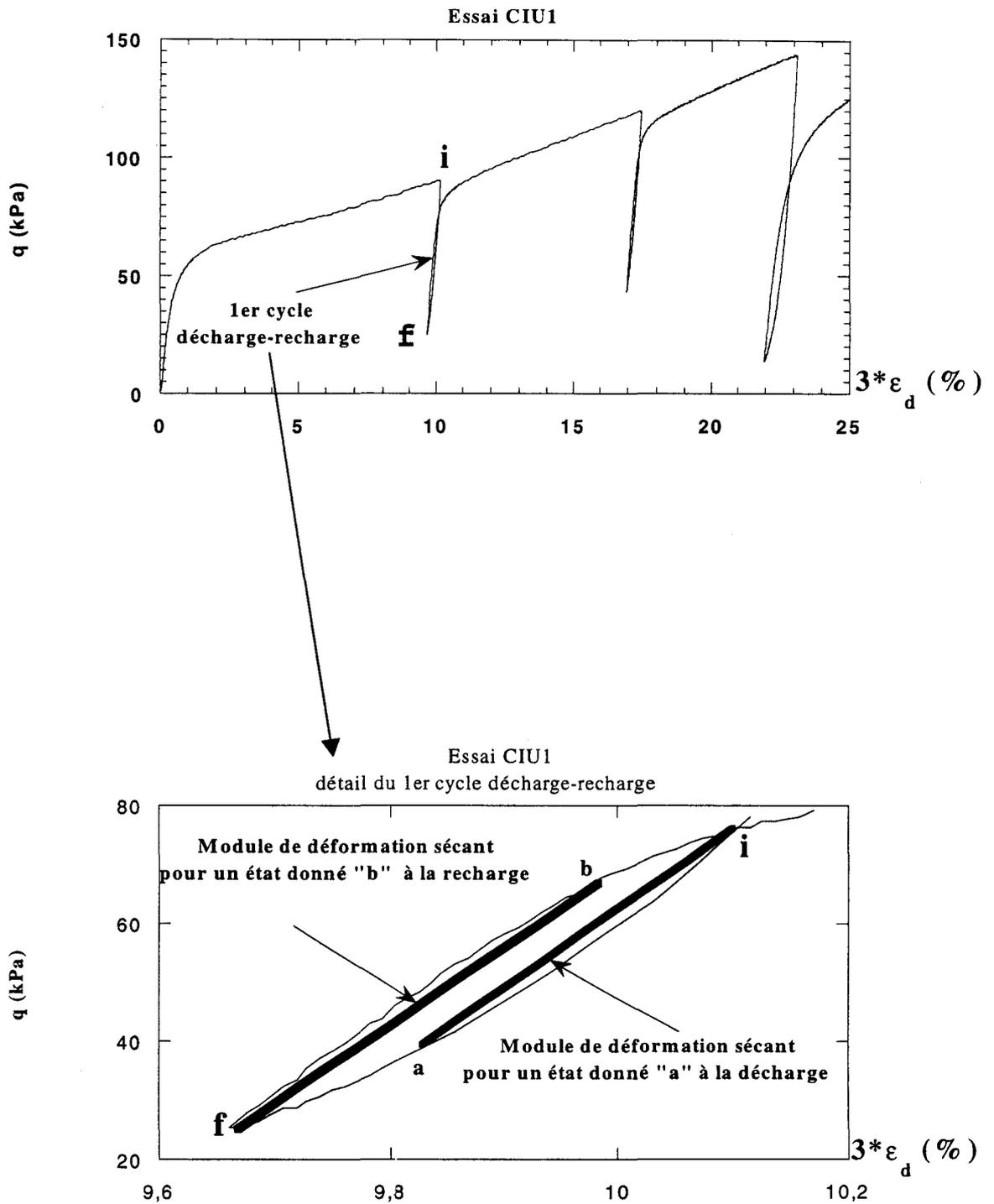


Fig. 1-1 : Principe de mesure du module de déformation lors d'un cycle charge - décharge.

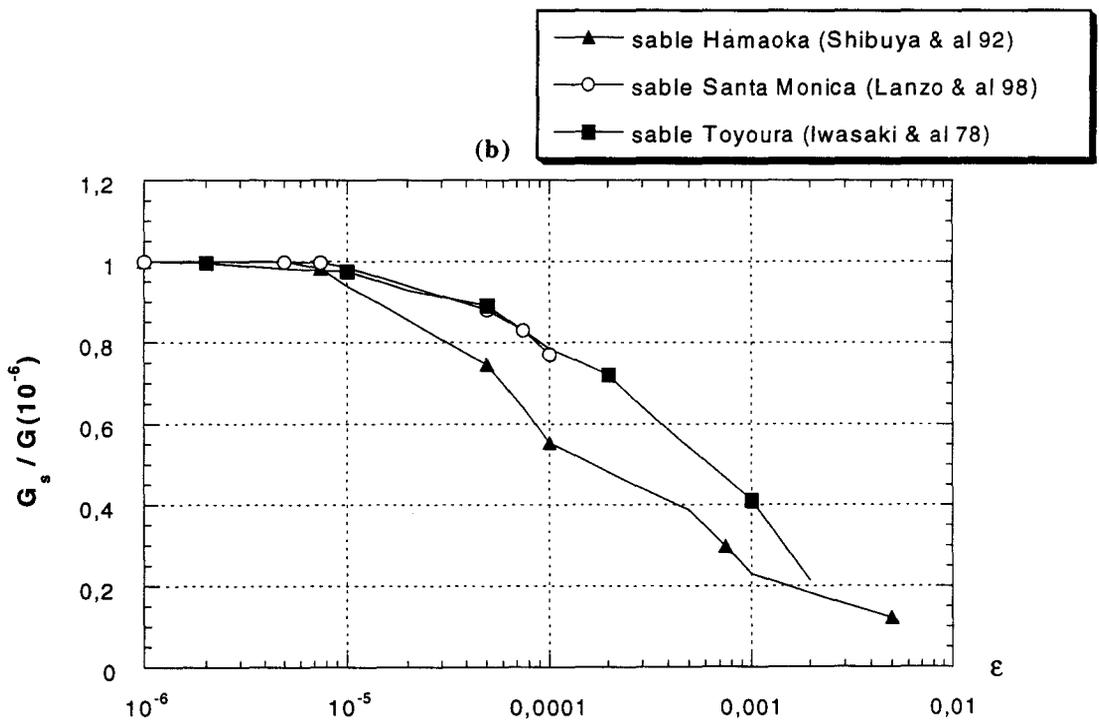
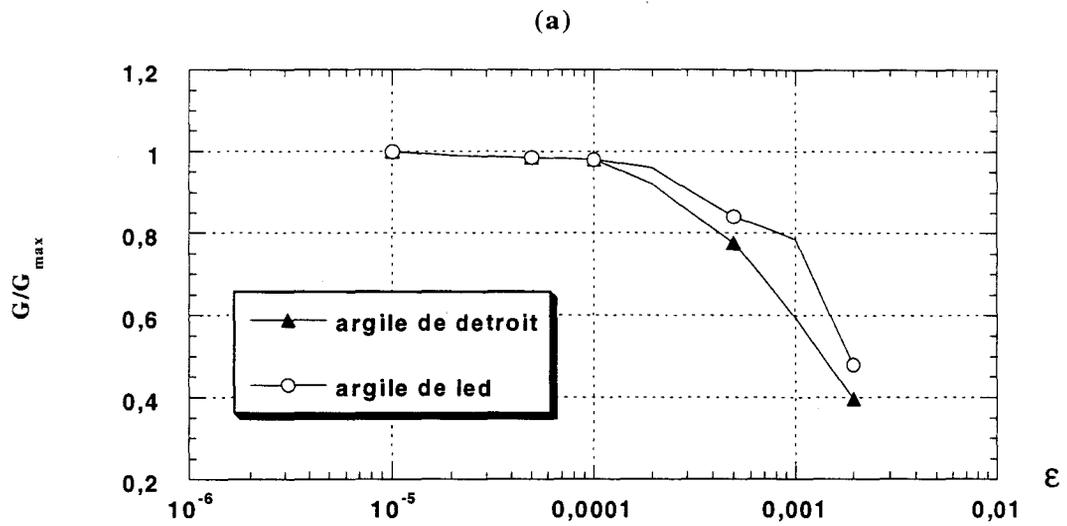


Fig. 1-2 : Domaines de comportement en petites déformations :

a- Argile (Anderson & Richart 1976)

b- Sable (d'après différents auteurs).

Par ailleurs, Hicher (1996) a montré que la taille du domaine quasi-linéaire peut s'élargir et atteindre un niveau de déformation de l'ordre de  $3 \times 10^{-5}$  pour des niveaux de confinement élevés (Figure 1.2c).

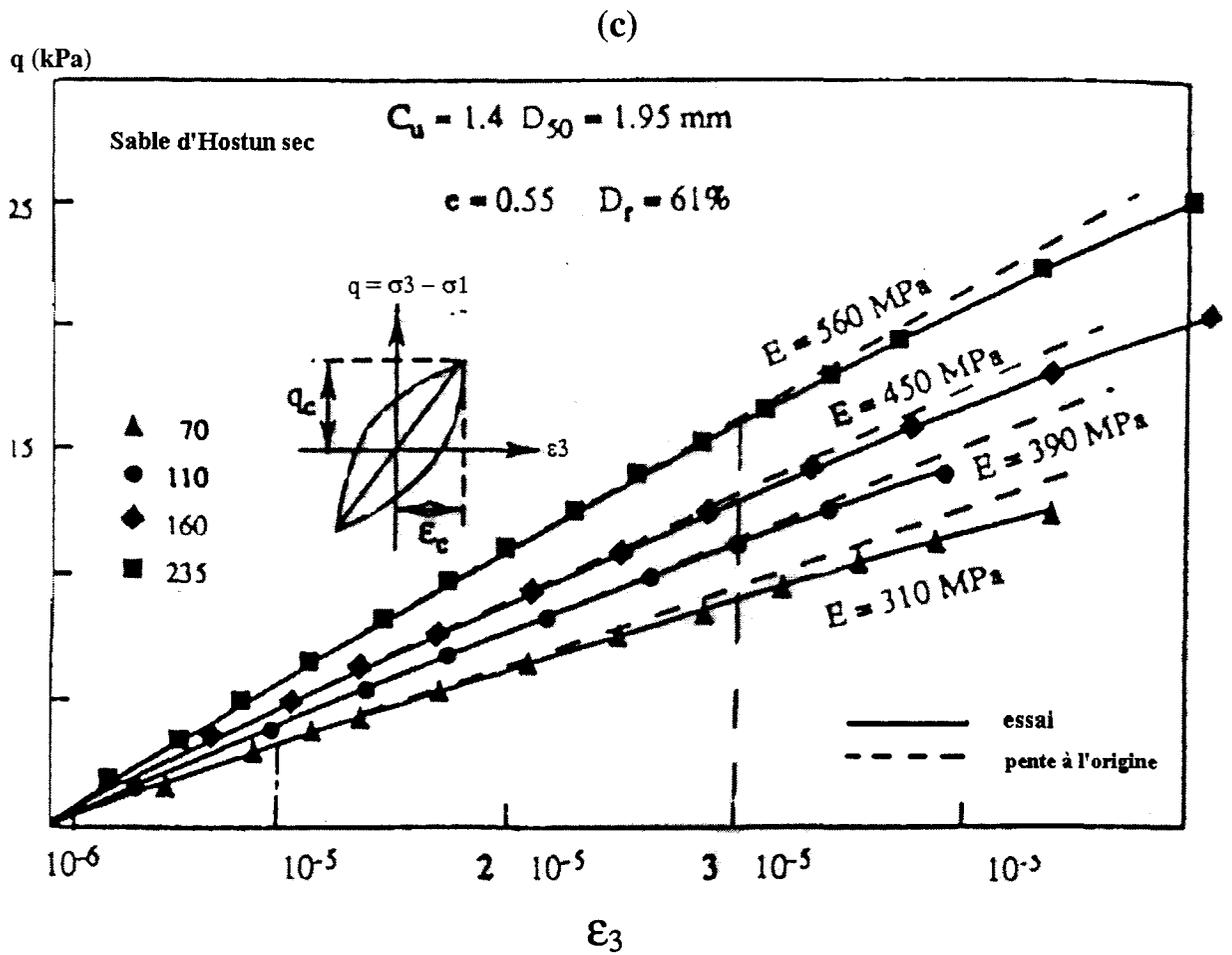


Fig. 1.2c : Domaine de comportement du sable, (Hicher 1996)

### 1.3 Paramètres affectant le module de déformations

Les études en laboratoire avec différents sols ont montré que le module de déformation dépend de nombreux paramètres, notamment la granulométrie des sols, la densité relative, le niveau de confinement, l'histoire de chargement, le mode de préparation des éprouvettes et le remaniement. D'une manière schématique le module de déformation peut s'écrire sous la forme :

$$\text{Module de déformation} = \mathbf{A}_{(\text{matériau})} \times \mathbf{B}_{(\text{compacité})} \times \mathbf{C}_{(\text{pression})} \quad (\text{Eq. 1.1})$$

Où  $A_{(\text{matériau})}$  est un paramètre qui traduit l'influence de la nature du matériau,  $B_{(\text{compacité})}$  est une fonction qui prend en compte la compacité du sol (densité relative) et C est une fonction qui rend compte de l'influence de la pression moyenne. Cette présentation est très schématique, car pour un sol donné, le module de déformation est fonction de divers paramètres qui peuvent être couplés (contrainte, histoire de chargement, remaniement etc...).

Nous allons ci-après présenter une synthèse de l'influence de différents paramètres sur le module de déformation, notamment :

- la granulométrie et le type de sol,
- l'indice des vides,
- la pression moyenne,
- l'histoire de chargement et
- le remaniement

#### 1.3.1 Granulométrie- type de sol

La granulométrie affecte d'une manière très importante le module de déformation. Son effet sur le module intervient dans le paramètre  $A_{(\text{matériau})}$  (Expression 1.1). A titre d'exemple, on donne dans le tableau 1.1 les valeurs de ce paramètre pour différents types de sols. On note qu'il varie d'une manière très importante, il passe de 200 pour les sables d'Ottawa (Hardin & Richart 1963) et de Toyoura (Iwasaki & Tatsuoka 1977) à 3876 pour le sable d'Hostun 0.1-0.6 (El-Hosri 1984). El-Hosri (1984) a montré également que ce module décroît de 35% quand on passe d'un sable serré ( $A = 1370$ ) à un sable étalé ( $A = 1015$ ). Iwasaki & al(1978)

ont montré que le paramètre  $A_{(\text{matériau})}$  du sable d'Iruma diminue de 50% quand la proportion des éléments fins passe de 0 à 10% (Figure 1.3).

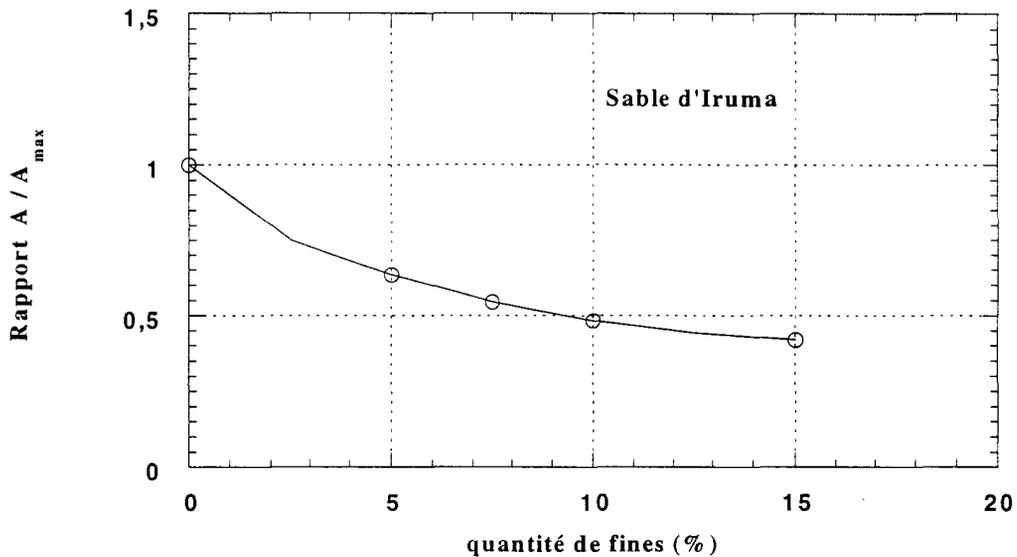


Fig. I-3 : Influence du pourcentage des fines sur le module de déformation du sable d'Iruma (Iwasaki & al 1978).

### 1.3.2 Compacité

D'une manière générale, le module de déformation croît avec la densité relative du sol. Cet effet est pris en compte dans l'expression 1.1 par la fonction  $B_{(\text{compacité})}$ . Des expressions proposées pour la variation du module de déformation avec l'indice des vides pour différents types de sols sont illustrées dans le tableau 1.1 et les figures 1.4a et 1.4b. On observe une diminution de  $B_{(\text{compacité})}$  avec l'indice des vides. Cette diminution est de l'ordre de 40% lorsque le sol passe d'un état dense ( $e = 0,6$ ) à un état lâche ( $e = 0,9$ ).

La figure 1.4b montre l'influence de la densité relative sur le module de déformation d'après Seed & Idriss (1970). On note que ce module croît de 80% quand le sol passe d'un état lâche ( $D_r = 30\%$ ) à un état dense ( $D_r = 90\%$ ).

Module de déformation = $A_{(\text{matériau})} \times B_{(\text{compacité})} \times C_{(\text{pression})}$				
Auteurs	Catégorie du sable	$A_{(\text{matériau})}$	$B_{(\text{compacité})}$	$C_{(\text{pression})}$
<b>Hardin &amp; Richart (1963)</b>	Sable rond sec d'Ottawa Module de cisaillement	220	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	$(p')^{0,5}$
<b>Seed &amp; Idriss (1970)</b>	(Module de cisaillement)	1000	Figure 1.3b	$(p')^{0,5}$
<b>Iwasaki &amp; Tatsuoka (1977)</b>	Sable de Toyoura (Module de cisaillement)	216	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	$(p')^{0,49}$
<b>Boelle (1983)</b>	Sable d'Hostun RF (Module de cisaillement)	664	$\frac{(1,92 - e)^2}{1 + e}$	$(p'_c)^{0,49}$
	Sable d'Hostun 16.14.3 (Module de cisaillement)	3324	$\frac{(1,26 - e)^2}{1 + e}$	$(p'_c)^{0,54}$
<b>El-Hosri (1984)</b>	Sable d'Hostun serré (Module d'Young)	1370	$\frac{(1,69 - e)^2}{1 + e}$	$(p'_c)^{0,5}$
	Sable d'Hostun étalé (Module d'Young)	1015	$\frac{(1,69 - e)^2}{1 + e}$	$(p'_c)^{0,5}$
<b>Rivera (1988)</b>	Sable d'Hostun (0.1-0.6) (Module d'Young)	1145	$\frac{(1,61 - e)^2}{1 + e}$	$(p'_c)^{0,5}$
	Sable d'Hostun (0.1-3) (Module d'Young)	3876	$\frac{(1,02 - e)^2}{1 + e}$	$(p'_c)^{0,52}$
<b>Charif (1991)</b>	Sable d'Hostun RF (Module d'Young)	940	$\frac{(1,9 - e)^2}{1 + e}$	$(p'_c)^{0,5}$
<b>Hameury (1995)</b>	Sable d'Hostun RF (Module d'Young)	213	$\frac{(3,01 - e)^2}{1 + e}$	$(p')^{0,46}$
<b>Cazacliu (1996)</b>	Sable d'Hostun RF (Module d'Young)	289	$\frac{(3,01 - e)^2}{1 + e}$	$(p')^{0,44}$

Tableau 1.1 : Expressions du module de déformation pour différents sols d'après divers auteurs

( $p'$  : pression moyenne en MPa)  
( $p'_c$  : pression de confinement en MPa)

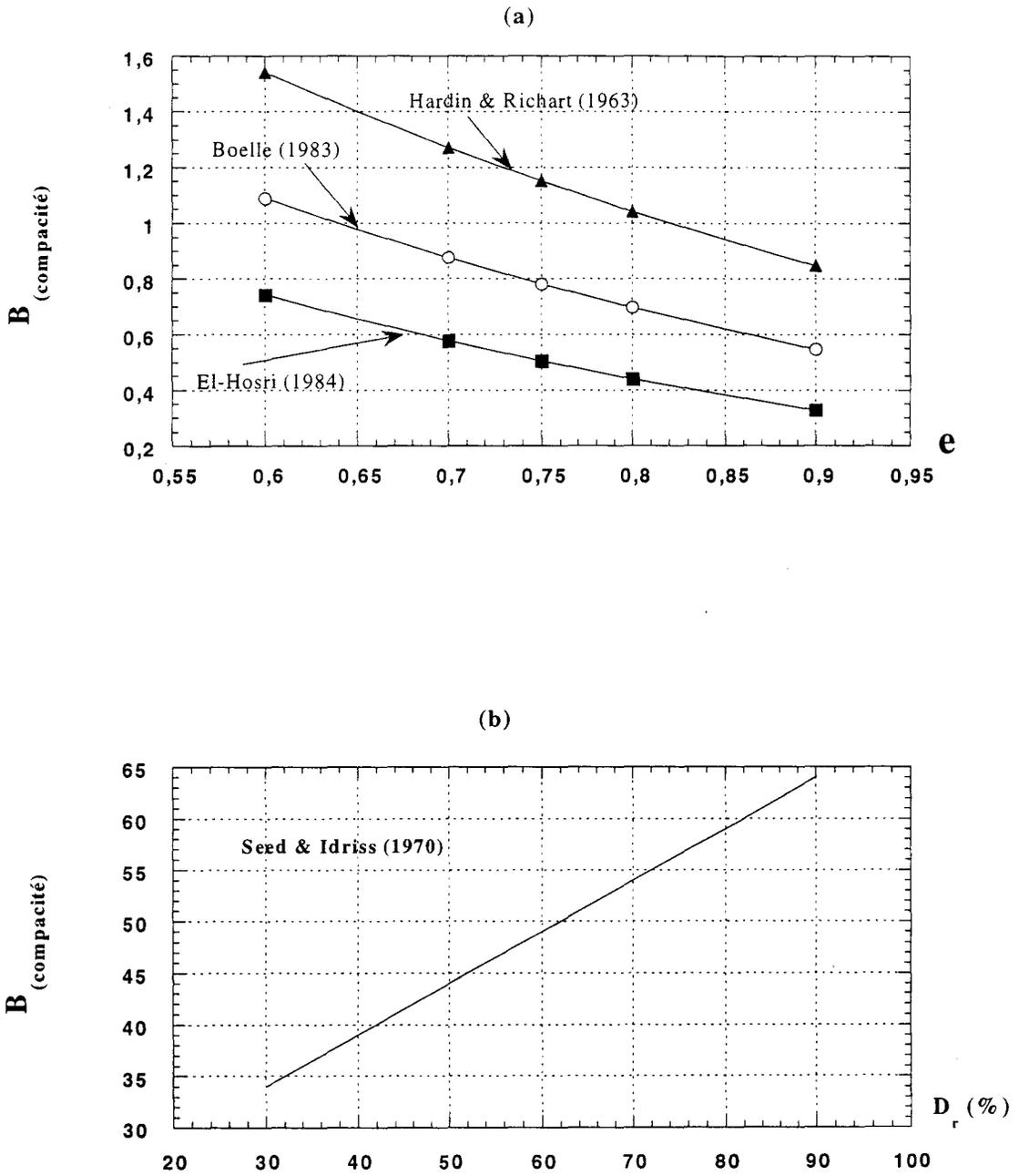


Fig. 1-4 : Evolution de la fonction  $B_{(compacité)}$  avec  
 a- L'indice des vides (d'après divers auteurs)  
 b- La densité relative (Seed & Idriss 1970).

### 1.3.3 Pression moyenne

L'influence de la pression moyenne ou de la pression de confinement sur le module de déformations a été étudiée par différents auteurs (Kokusho 1980, Ktari 1986, Biarez & Hicher 1994, Houlsby et al. 1994, Bahda & al 1995, Bellotti & al 1996, Hicher 1996 et Hoque & Tatsuoka 1998 etc...). Ces études ont montré que le module de déformation augmente avec la pression moyenne selon une loi non linéaire. A titre d'exemple, on donne dans les figures 1.5a et 1.5b les résultats obtenus par Hicher (1996) sur le sable d'Hostun et par Houlsby & al (1994) sur le sable de Leighton Buzzard. On note une augmentation du module de déformation avec la pression moyenne. Cette augmentation est de l'ordre de 25% quand la pression moyenne passe de 100kPa à 300kPa. Le tableau 1.1 donne les modèles proposés par différents auteurs pour l'évolution du module de déformation avec la pression moyenne. Généralement, on utilise une loi en puissance ( $E = E_0 (p')^n$ ) avec une valeur de n proche de 0,5.

### 1.3.4 Histoire de chargement

Afin d'étudier l'influence de l'histoire de chargement sur le module de déformation Charif & Hicher (1993) ont effectué des essais pour mesurer ce module sur des échantillons soumis à différentes histoires de chargement. La figure 1.6b montre les résultats de mesures réalisées pour trois états de contraintes (figure 1.6a) :

- A : état de contraintes isotrope,
- B : état de contraintes anisotrope obtenu après un chargement déviatorique jusqu'à une déformation axiale de l'ordre de 1%,
- C : état de contrainte isotrope obtenu après un cycle de chargement – déchargement.

On note que l'histoire de chargement n'a pas d'influence sur la variation du module de déformations quand la déformation axiale est inférieure à  $10^{-4}$ . Pour un niveau de déformation plus élevé, on constate que le préchargement de l'échantillon (états B et C) a pour effet d'augmenter le domaine où le module de déformation reste quasi constant ; ceci peut être expliqué par l'écrouissage induit par le préchargement.

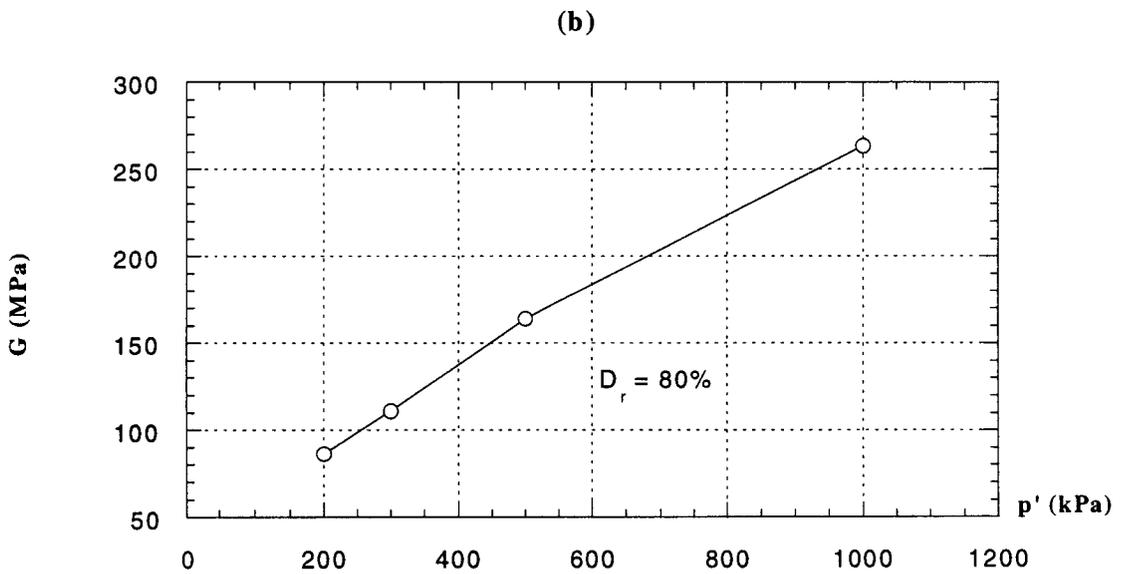
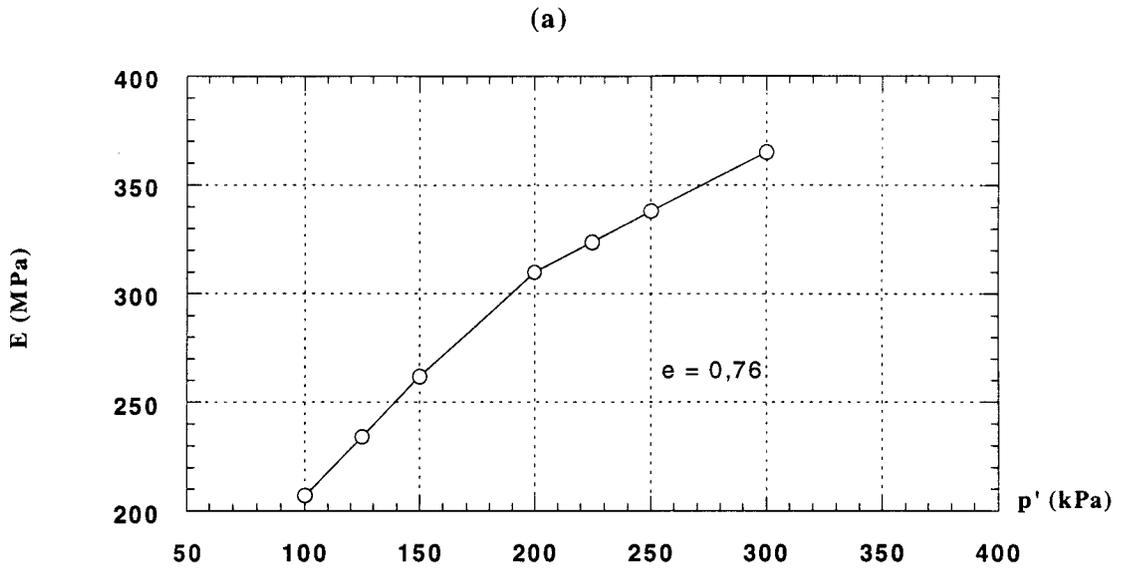


Fig. 1-5 : Influence de la pression moyenne sur le module de déformation  
 a- Sable d'Hostun (Hicher 1996)  
 b- Sable de Leighton Buzzard dense (Houlsby & al 1994).

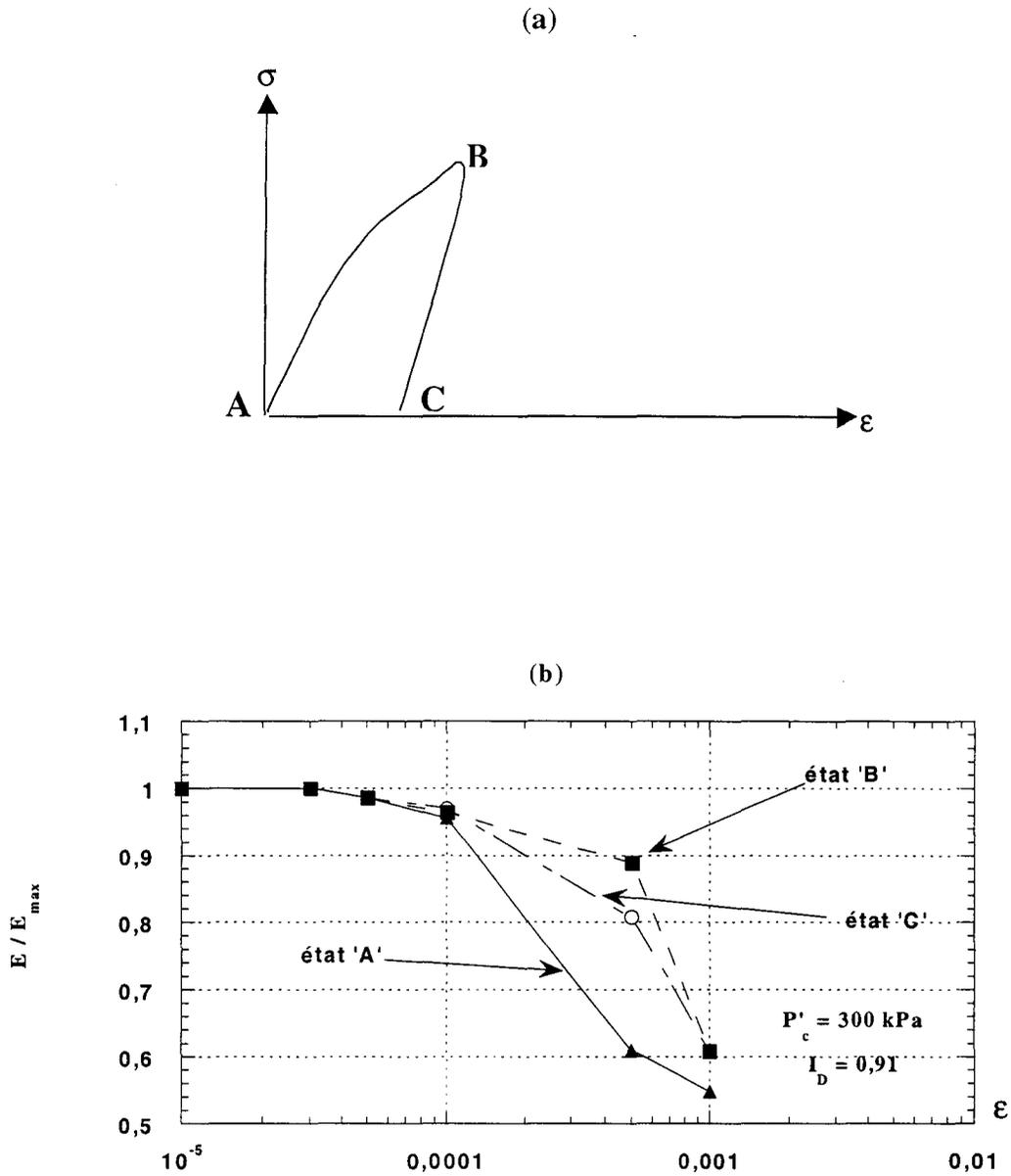


Fig. 1.6 : Influence de l'histoire de chargement sur l'évolution du module de déformation

a) Illustration des histoires de chargement retenues

b) Résultats obtenus sur le sable d'Hostun

(Charif & Hicher 1993)

### **1.3.5 Remaniement**

La caractérisation des sols à partir des essais de laboratoire requiert une reconstitution soignée des échantillons pour reproduire les conditions du sol en place. Or, généralement le prélèvement perturbe les échantillons, notamment dans le cas des sols à faible cohésion. Afin d'étudier l'influence de cette perturbation sur le module des déformations, des essais ont été réalisés sur des échantillons intacts et remaniés. Les résultats obtenus par Tokimatsu & Hosaka (1986) et par Hicher (1996) sont représentés respectivement sur les figures 1.7a et 1.7b. Une analyse de ces résultats montre que le remaniement induit une réduction de l'ordre de 30% du module de déformation. Cette réduction peut être liée à la destruction des liaisons dues à la cimentation, qui a pour effet de réduire la rigidité des sols.

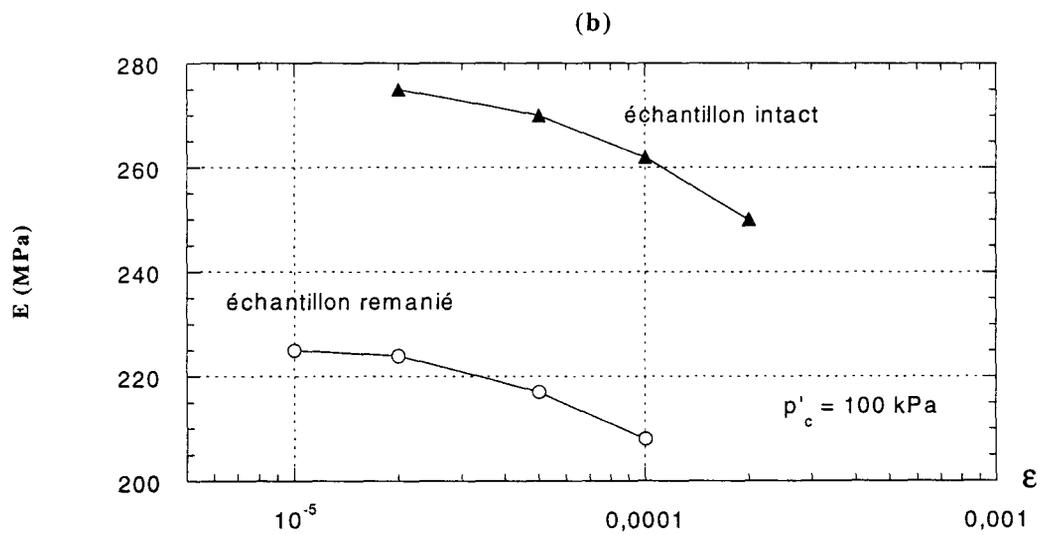
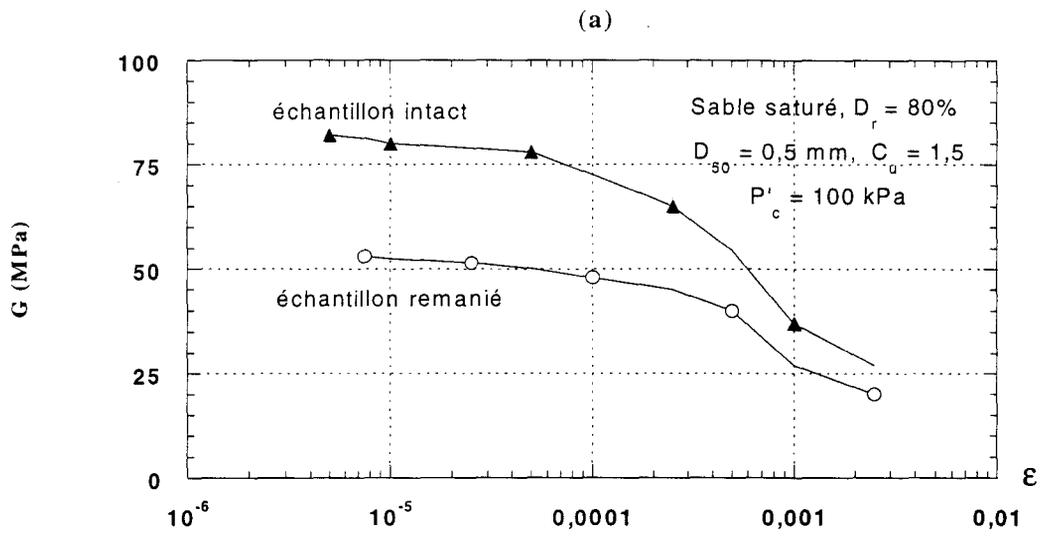


Fig. 1-7 : Effet du remaniement sur le module de déformation

a- Tokimatsu & Hosaka (1986)

b- Hicher (1996).

## 1.4 Anisotropie

L'anisotropie est une caractéristique importante des matériaux granulaires. Casagrande et Carillo (1944) ont proposé une distinction entre l'anisotropie initiale due à la forme des grains et au mode de préparation, et l'anisotropie induite créée par l'histoire de chargement et qui se superpose à l'anisotropie initiale et peut même l'effacer.

L'anisotropie des sols a été étudiée par un certain nombre d'auteurs (Arthur & Menzies 1972, Lanier & al 1991, Charif & Hicher 1991, Hoque & al 1995, Bahda & al 1995, Hoque & al 1996, Bellotti & al 1996, Hoque & Tatsuoka 1998).

### 1.4.1 Anisotropie des sables soumis à une consolidation isotrope

Lanier & al (1991) ont réalisé, à l'aide d'une presse 3D, un essai isotrope sur un échantillon de sable d'Hostun soumis initialement à un état de contraintes isotrope. La figure 1.8a illustre les variations des déformations horizontale et verticale avec la pression appliquée. On note l'existence d'une anisotropie qui se manifeste par une rigidité verticale inférieure à la rigidité horizontale (i.e.  $\epsilon_z > \epsilon_x = \epsilon_y$ ). A titre d'exemple : pour une pression moyenne de 800kPa, les déformations verticale et horizontale sont respectivement  $14,2 \times 10^{-4}$  et  $8 \times 10^{-4}$ . Un résultat identique a été obtenu par Bellotti & al (1996) par des essais de propagation d'ondes réalisés sur des échantillons de sable de Ticino (Figure 1.8b). En moyenne, la rigidité verticale est inférieure de 10% à la rigidité horizontale.

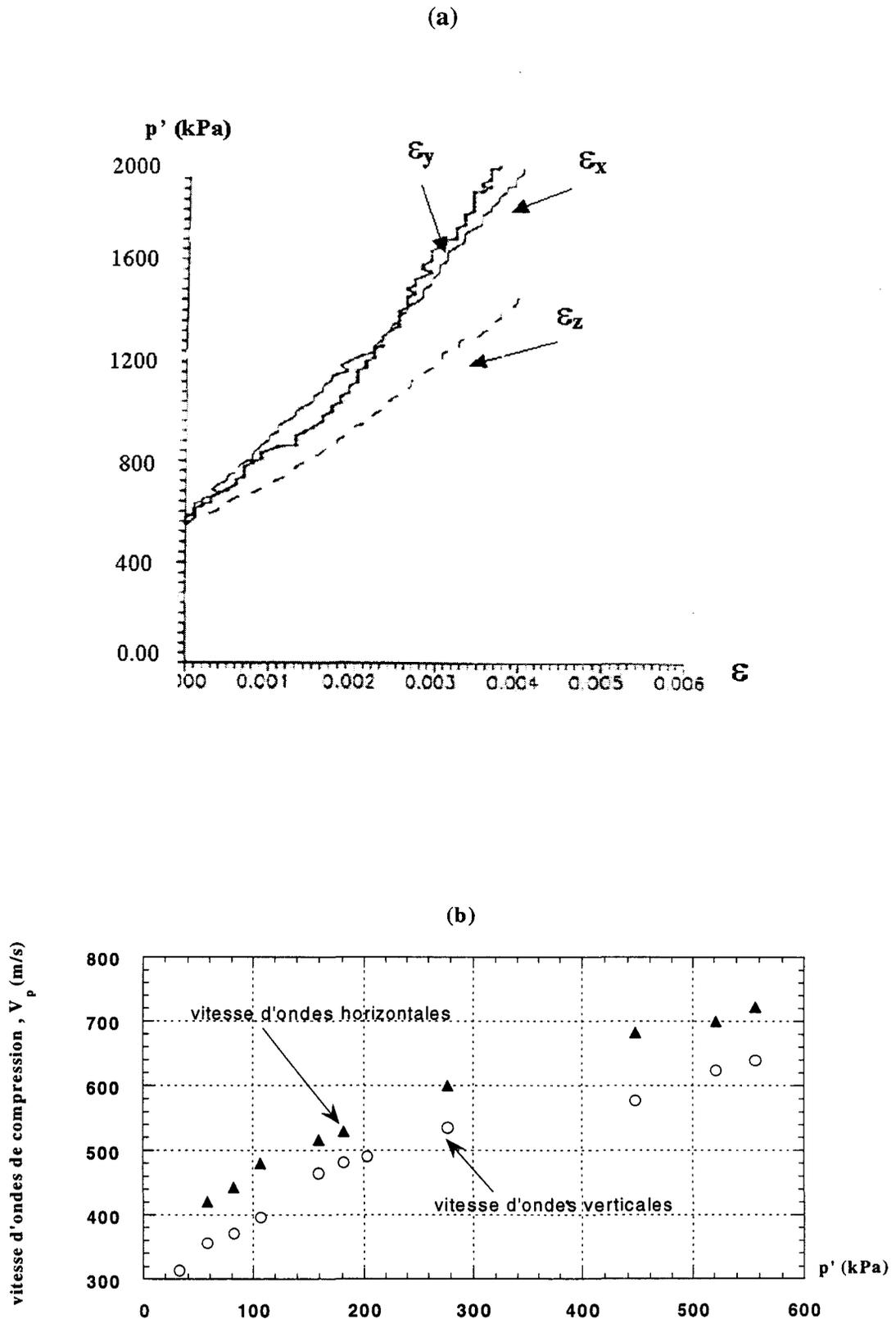


Fig. 1.8 : Comportement anisotrope des sols soumis à un état de contraintes isotrope

a- Sable d'Hostun (Lanier & al 1991)

b- Sable de Ticino (Bellotti & al 1996).

### 1.4.2 Evolution de l'anisotropie avec l'histoire de chargement

Afin d'étudier l'influence de l'histoire du chargement sur l'évolution de l'anisotropie, Lanier & al (1991) ont réalisé un essai isotrope sur un échantillon du sable d'Hostun soumis à un état de contraintes anisotrope. Les résultats de cet essai sont présentés dans la figure 1.9a. On note que la rigidité verticale de l'échantillon est supérieure à la rigidité horizontale (i.e.  $\varepsilon_z < \varepsilon_x = \varepsilon_y$ ). En comparant les figures 1.8a et 1.9a, on observe une nette augmentation de la rigidité verticale ; ceci signifie que l'application d'un chargement dans la direction verticale a pour effet d'augmenter la rigidité dans cette direction. En effet, pour une pression moyenne de 800kPa, la déformation verticale obtenue après une consolidation isotrope est égale à  $14,2 \times 10^{-4}$  tandis que celle obtenue après l'application d'un chargement vertical est égale à  $1,5 \times 10^{-4}$ .

Ce résultat a été également observé par Hoque & Tatsuoka (1998) qui ont réalisé des essais de chargement sur le sable de Toyoura. La figure 1.9b illustre les résultats obtenus. On note que le module de déformation vertical est supérieur de 15% au module horizontal.

Bellotti & al. (1996) ont montré que le chargement axial d'un échantillon n'a pas d'influence sur le module de déformation horizontal mais induit une augmentation du module de déformation vertical (figure 1.9c). Pour un niveau de chargement axial élevé, le module de déformation axial peut être supérieur au module horizontal.

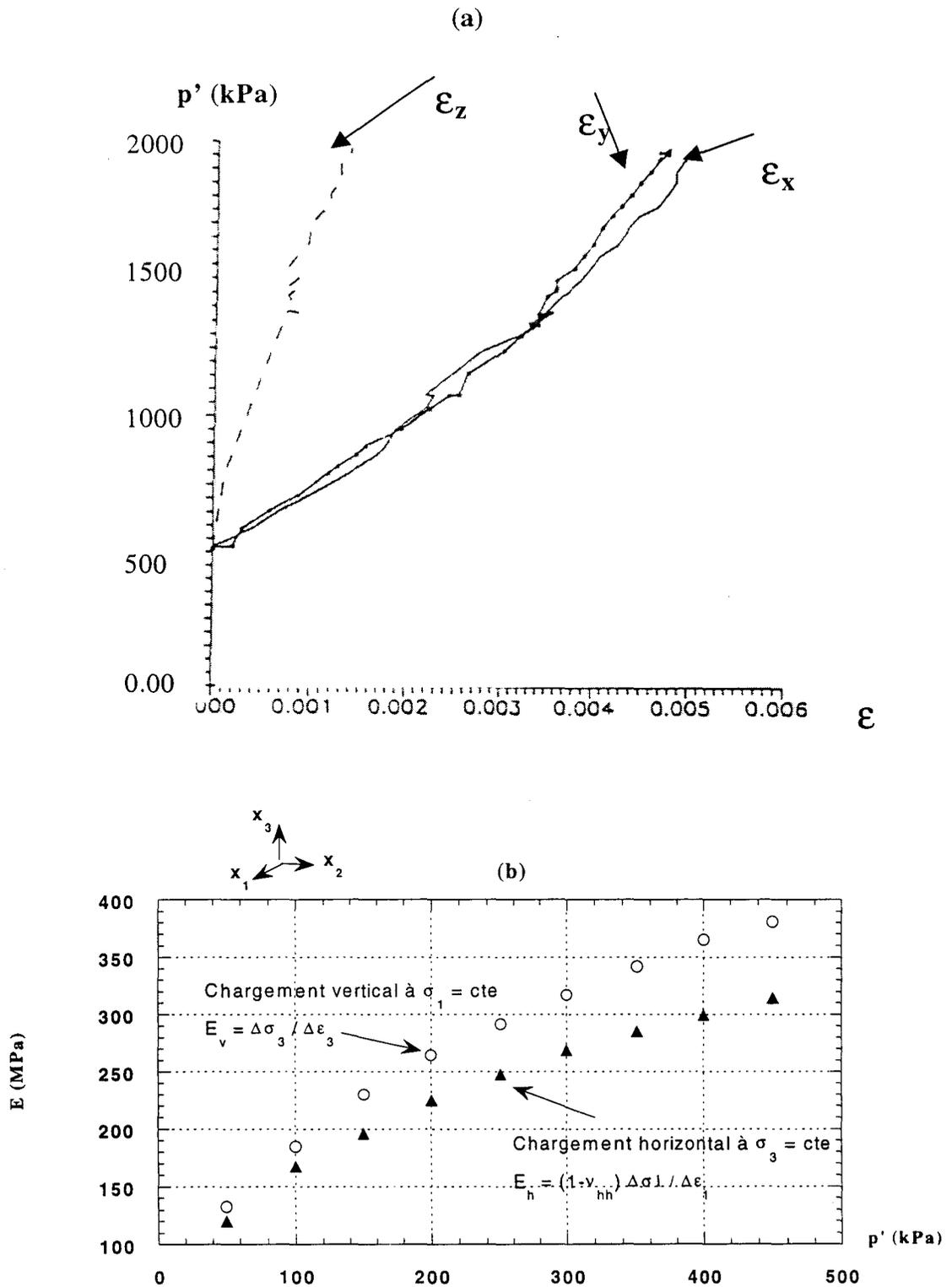


Fig. 1.9 : Rôle de l'anisotropie induite sur le module de déformation

a- Sable d'Hostun dense (Lanier & al 1991)

b- Sable de Toyoura (Hoque & Tatsuoka 1998)

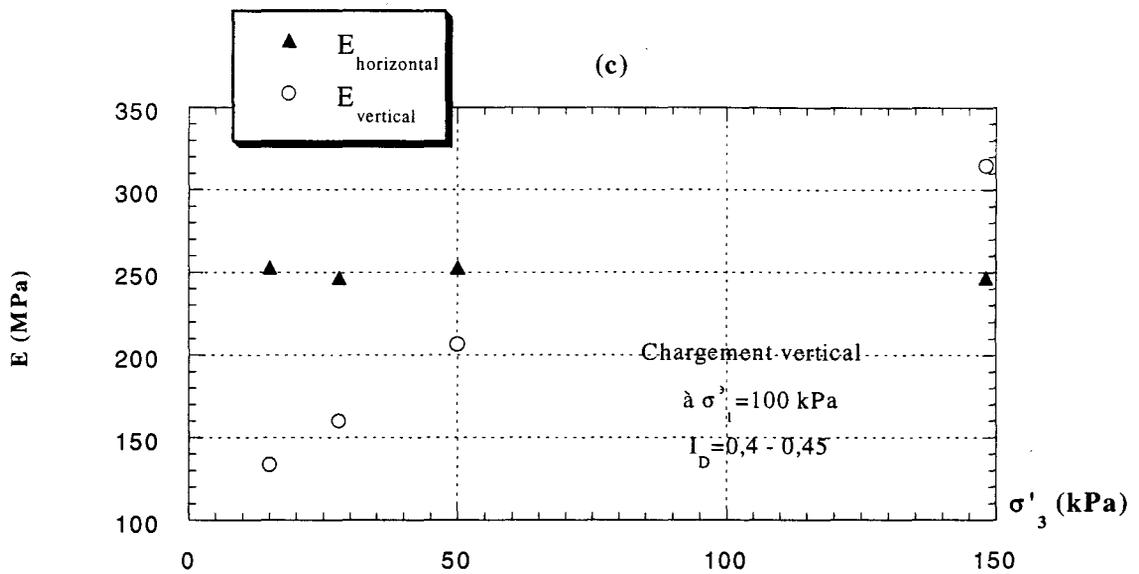


Fig. I-9c : Influence du chargement vertical sur le module de déformation du sable de Ticino (Bellotti & al 1996).

### 1.5 Modèles proposés pour l'élasticité des sols

De nombreux modèles ont été proposés pour décrire le comportement des sols. La plupart de ces modèles ont été élaborés dans le cadre de la théorie de la plasticité.

Pour la partie élastique, on trouve de nombreuses expressions. Certains modèles supposent que la partie élastique est linéaire et isotrope : elle est régie par la loi de Hooke généralisée :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij}$$

Pour prendre en compte le comportement complexe des sols, des modèles non-linéaires ont été proposés pour la partie élastique. Ces modèles peuvent être classés dans deux catégories :

- (i) Les modèles hypo-élastiques,
- (ii) Les modèles hyperélastiques.

### 1.5.1 Modèles hypoélastiques

Les modèles de comportement hypoélastiques s'expriment sous la forme générale :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}(\sigma_{mn}) d\epsilon_{kl}$$

qui assume que la relation entre les incréments de contraintes et des déformations dépend du niveau de chargement. Ces modèles présentent un intérêt en raison de la simplicité de leur intégration numérique. Pour cette raison, on trouve dans la littérature de nombreux modèles appartenant à cette classe (Janbu 1963, Hardin & Black 1969, Duncan & Chang 1970, Vermeer 1978, Bardet 1990 etc....). Ils présentent un inconvénient, car sur certains chemins de chargement fermés, ils peuvent générer une dissipation d'énergie et des déformations résiduelles.

Le modèle hypo-élastique proposé par Janbu (1963) est très utilisé en mécanique des sols. Dans ce modèle, le module de déformation est pris comme une fonction puissance de la pression moyenne :

$$E = E_0 p_a \left( \frac{p}{p_a} \right)^n$$

$E_0$  et  $n$  sont les paramètres du modèle,  $p_a$  est une pression de référence et  $p$  est la pression moyenne. La détermination des paramètres de ce modèle s'effectue à partir de la mesure du module de déformation pour différents niveaux de contraintes (Figure 1.10).

### 1.5.2 Modèles hyperélastiques

Ce type de modèles est fondé sur une approche rigoureuse. Les modèles sont formulés à partir d'un potentiel selon l'expression :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W}{\partial \varepsilon_{ij}}$$

De nombreux modèles ont été proposés dans ce cadre (Boyce 1980, Lade & Nelson 1987, Cambou & Jafari 1988, Molenkamp 1988, etc). Les modèles de Boyce (1980) et de Lade & Nelson (1987) sont les plus utilisés.

Le modèle de Boyce (1980) s'exprime sous la forme :

$$G = G_0 (p)^n$$

$$K = \frac{K_0 (p)^n}{1 - \frac{n K_0 q^2}{6 G_0 p^2}}$$

G et K désignent respectivement le module de cisaillement et le module de compressibilité.  $G_0$ ,  $K_0$  et  $n$  sont les paramètres du modèle. La détermination de ces paramètres nécessite des essais de mesure des modules d'élasticité pour différents niveaux du confinement et du déviateur.

Le modèle de Lade & Nelson (1987) s'écrit sous la forme :

$$E = E_0 p_a \left[ \left( \frac{p}{p_a} \right)^2 + 6 \left( \frac{1+\nu}{1-2\nu} \right) \frac{q^2}{p_a^2} \right]^n$$

$$\nu = \text{constante}$$

$E_0$ ,  $\nu$  et  $n$  sont les paramètres de ce modèle.

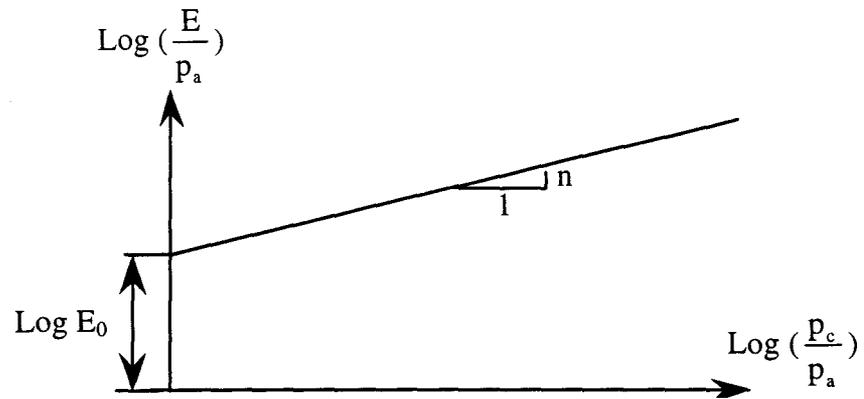


Figure 1.10 : Détermination des paramètres du modèle de Janbu (1963)

## 1.6 Conclusion

Les essais réalisés sur des sables et des argiles montrent l'existence de deux domaines de comportement des sols en petites déformations ( $\epsilon < 10^{-3}$ ). Le premier est caractérisé par un module de déformation sécant quasi-constant (domaine quasi-linéaire). Dans le second, on observe une réduction du module de déformation sécant avec la déformation axiale. Le seuil du domaine quasi-linéaire dépend du type de sol. Pour les argiles, il apparaît pour une déformation de l'ordre de  $10^{-4}$  ; pour les sables, ce seuil correspond à un niveau de déformations compris entre  $10^{-5}$  et  $3 \times 10^{-5}$ . La réduction du module de déformation dans le domaine non linéaire est très importante. A titre d'exemple, pour le sable d'Hostun ce module décroît de 70% quand la déformation axiale passe de  $3 \times 10^{-5}$  à  $10^{-3}$ .

Les résultats expérimentaux ont montré que le module de déformation varie avec la pression moyenne, l'indice des vides, la granulométrie, le remaniement et l'histoire de chargement. Ces variations sont très importantes et elles sont régies par des lois d'évolution complexes.

Le comportement des sols est caractérisé par une anisotropie dont l'amplitude et la nature dépendent du mode de préparation des échantillons et de l'histoire de chargement.

Les résultats présentés dans ce chapitre ont été obtenus sur des chemins de sollicitations simples, notamment des chemins drainés. Dans les chapitres suivants, on se propose d'étudier les propriétés élastiques des sols sur des chemins plus variés, notamment des chemins non drainés, à pression moyenne constante et proportionnels en déformation.

## **Chapitre 2 :**

### **DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET PROGRAMME EXPERIMENTAL**

#### **2.1 Introduction**

Dans le chapitre précédent nous avons montré que l'étude du module de déformation a été principalement réalisée sur des chemins drainés et dans une moindre mesure sur des chemins non drainés. Or dans la réalité, le chargement des ouvrages induit dans le sol des chemins de chargement plus complexes avec une variation simultanée des différentes composantes du tenseur de contraintes. Afin d'étudier l'influence des chemins de chargement sur le module de déformation, nous avons réalisé des essais pour mesurer le module de déformation sur des chemins plus variés (drainés, non drainés, proportionnels en déformation et à pression moyenne constante).

Avant de présenter d'une manière détaillée les résultats des cycles de chargement - déchargement, on se propose dans ce chapitre de décrire l'appareillage utilisé, le mode opératoire et le programme expérimental suivis. Ce chapitre comporte également une discussion des résultats obtenus au niveau global.

## 2.2 Description de l'appareillage

Les essais ont été réalisés à l'aide de la cellule triaxiale hydraulique de Bishop & Wesley (1975) qui permet d'imposer des chemins complexes de chargement avec un contrôle en contraintes ou en déformations des paramètres de chargement. Cette cellule est liée à trois contrôleurs de pression/volume GDS (Menzies, B.K., 1987) qui permettent d'imposer une variation de volume avec mesure de la variation de la pression associée ou d'imposer une variation de pression avec mesure de la variation du volume associée. Un programme d'asservissement développé dans notre laboratoire permet de réaliser une grande variété de chemins de chargement à l'aide de cet appareillage.

La figure 2.1 illustre la cellule utilisée et les connexions avec les GDS. L'un des GDS est connecté à l'intérieur de la cellule pour contrôler la pression de confinement et la variation de volume de l'eau remplissant la cellule ( $P_c, \Delta V_{cel}$ ). Le second est connecté à l'intérieur de l'échantillon ; il permet de contrôler ou de mesurer la pression interstitielle et la variation de volume de l'échantillon ( $P_{int}, \Delta V_{int}$ ). Le dernier est relié à la chambre basse pour le contrôle de la pression ou de la variation de volume dans cette chambre ( $P_{cb}, \Delta V_{cb}$ )

Les contraintes et les déformations calculées sont déduites des mesures des trois GDS à l'aide des expressions suivantes (figure 2.1):

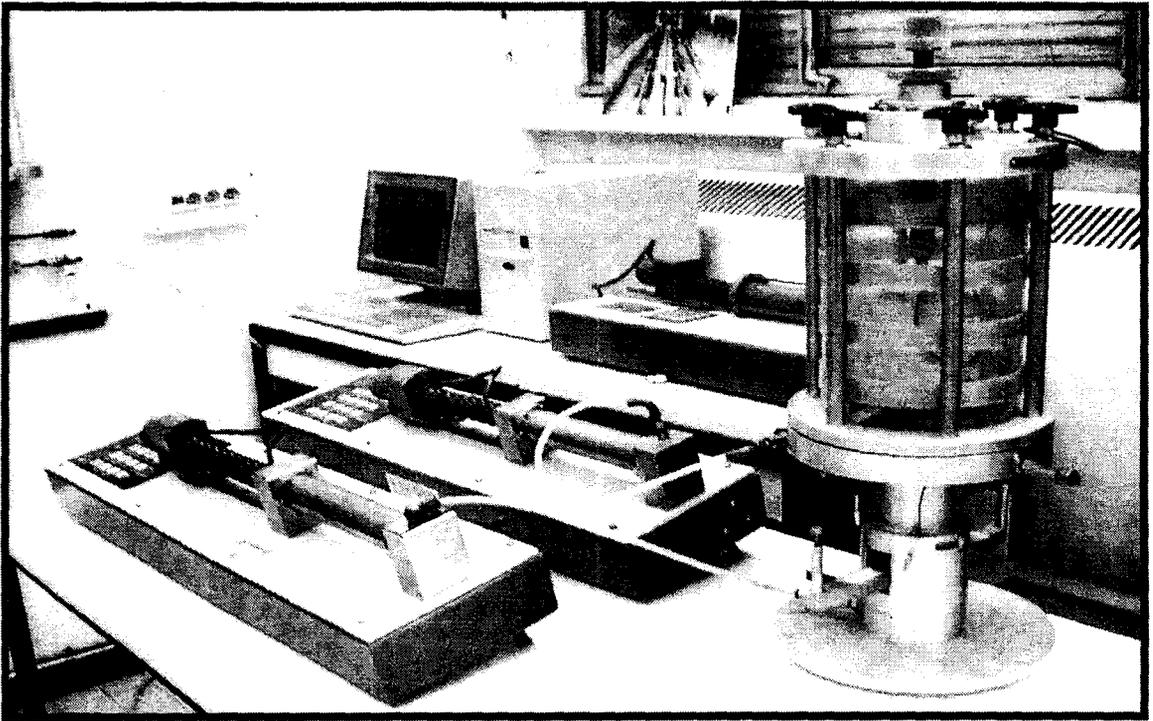
$$\sigma_1 = \sigma_2 = P_c \quad \sigma_3 = P_c + \frac{S_{cb}}{S_e} (P_{cb} - P_c) \quad u = P_{int} \quad (2.1)$$

$$\varepsilon_3 = -\frac{\Delta V_{cb}}{S_{cb} H_0} \quad \varepsilon_v = \frac{\Delta V_{int}}{V_0} \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_v - \varepsilon_3}{2} \quad (2.2)$$

où  $S_e$  (resp.  $S_{cb}$ ) désigne la section de l'échantillon (resp. de la chambre basse),  $H_0$  et  $V_0$  représentent la hauteur et le volume initiaux de l'échantillon.

La force axiale est appliquée à l'échantillon par l'intermédiaire d'un piston auquel est fixée l'embase inférieure de l'échantillon ; le piston est guidé verticalement dans la chambre basse. Celle-ci contient de l'eau désaérée et déminéralisée pour éviter toute présence d'air compressible et de dépôts de calcaire.

(a)



(b)

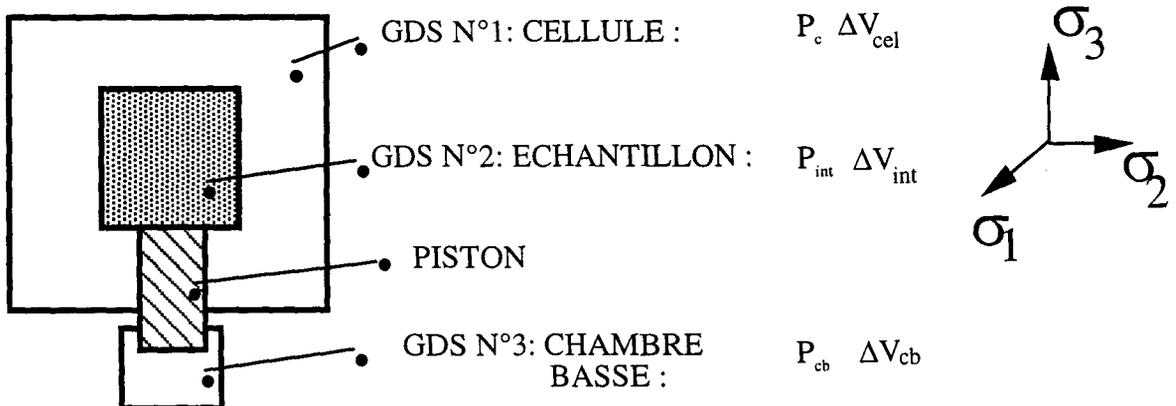


Fig. 2.1: Appareillage utilisé :

- a- Schéma de la liaison cellule – GDS
- b- Notation utilisée.

Pour surmonter l'effet du frettage, de nombreux auteurs (Hettler & al 1984; Lee 1978; Robinet & al 1983; Colliat 1986) ont conseillé d'utiliser des échantillons peu élancés et un système d'antifrettage. La lubrification des embases permet d'assurer une bonne homogénéité des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon facilitant ainsi l'interprétation des résultats de mesure. Dans ce travail, nous avons utilisé le système d'antifrettage recommandé par Al-Mahmoud (1997) qui est composé des éléments suivants (figure 2.2) :

- une surface lisse en Téflon couvrant les embases,
- une couche de graisse de silicone KS63G d'environ  $50 \mu$  d'épaisseur (3 grammes de graisse pour chaque embase à peu près) et
- un disque en latex de 0.2mm d'épaisseur sur chaque embase.

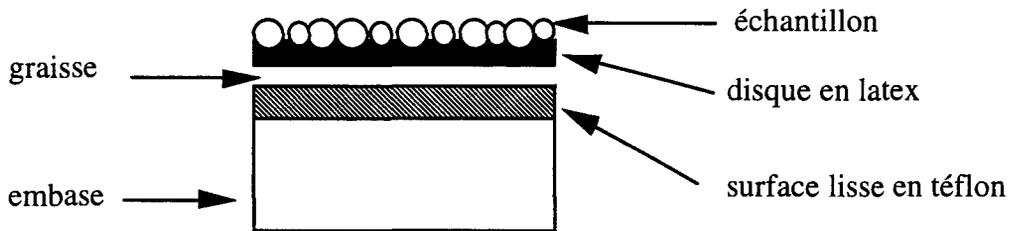


Fig. 2.2: système d'antifrettage utilisé

Le moule de fabrication est constitué de deux coquilles semi-cylindriques (figure 2.3) qui sont assemblées à l'aide d'un collier de serrage. Il est également muni d'orifices d'aspiration servant à maintenir la manchette en latex le long des parois du moule lors de la fabrication de l'échantillon.

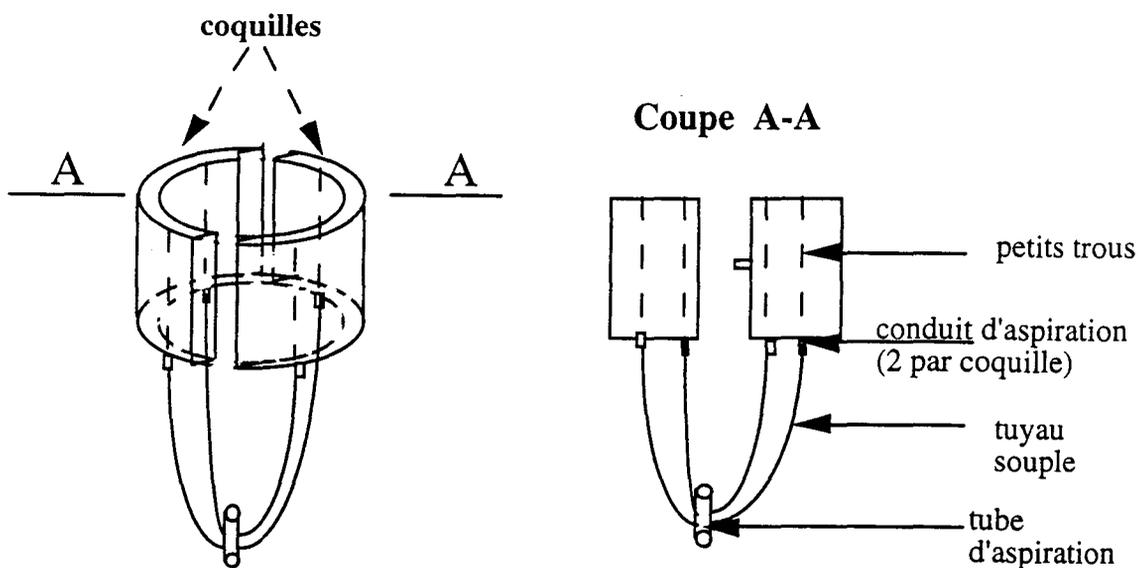


Fig. 2.3: Moule de fabrication utilisé

## 2.3 Mode opératoire

### 2.3.1 Préparation de l'échantillon

Les échantillons utilisés sont cylindriques de 70mm de diamètre et de hauteur. On commence par poser la graisse sur les deux embases, un papier filtre de 10mm de diamètre pour protéger les orifices de drainage et une feuille en latex sur chaque embase, puis on procède à la préparation de l'échantillon d'après le mode opératoire suivant :

- mise en place du moule,
- remplissage de l'échantillon et
- mise en place de la cellule.

La mise en place du moule consiste à mettre d'abord une manchette en latex de 0,2mm d'épaisseur, bien centrée par rapport à l'embase inférieure pour avoir une répartition homogène des contraintes lors de l'application du chargement. Puis, on place le moule raccordé à la pompe à vide afin de bien maintenir la manchette lors du remplissage de l'échantillon.

Le remplissage du moule est manuel. Le sable lâche est mis en place avec une hauteur de chute aussi petite que possible, qu'on essaie de garder constante durant le remplissage, afin de ne pas densifier le sable. Pour le sable dense, on remplit le moule en 5 couches, sur lesquelles on applique un nombre constant de coups en respectant le même rythme, afin d'obtenir un indice des vides reproductible. Une fois le moule rempli, on arase la surface supérieure de l'échantillon pour assurer une bonne homogénéité de celle-ci, et on replie la manchette dessus. Il est nécessaire lors de la mise en place de la manchette de mettre des joints toriques autour des embases, pour rendre l'échantillon étanche. Une faible dépression est appliquée à l'intérieur de l'échantillon (30 kPa) pour assurer sa stabilité après enlèvement du moule.

A ce stade, on assemble la cellule et on fait descendre le piston haut de la cellule de façon à garder une distance échantillon-piston d'environ 1mm. On remplit la cellule d'eau déminéralisée et désaérée, et on la raccorde au GDS n°1 qui permet d'appliquer une montée en pression (50 kPa dans notre cas) supérieure ou égale à la dépression déjà appliquée. En parallèle, on diminue la dépression jusqu'à zéro. On garde cette pression jusqu'à la stabilisation des variations de volume à l'intérieur de la cellule, qui sont dues à la déformation de différents éléments (tuyaux, manchette, cellule,...) puis on procède à la saturation.

La non-stabilisation des variations de volume après un certain temps (30-40 minutes) est généralement due à des fuites (manchette percée), dans ce cas on arrête l'essai et on recommence un nouveau.

### **2.3.2 Saturation de l'échantillon**

Afin d'assurer un bon degré de saturation de l'échantillon, on utilise la méthode de saturation par le gaz carbonique (Lade & Duncan 1973). Le principe de cette méthode consiste à faire passer du gaz carbonique dans l'échantillon, ainsi que dans les circuits de drainage, pour chasser l'air avant l'injection de l'eau dans l'échantillon. Quand l'eau circule dans l'échantillon, du bas vers le haut, elle chasse le gaz interstitiel et occupe sa place. En pratique certains vides restent toujours occupés par le gaz malgré le passage de l'eau. Comme la solubilité du gaz carbonique est élevée, l'eau peut dissoudre ce qui reste du gaz carbonique après son passage, ceci permet généralement d'assurer une bonne saturation de l'échantillon.

Nous faisons passer du gaz carbonique, à très faible débit (1 micro-bulle par seconde). On raccorde la voie de drainage de l'embase inférieure au circuit de CO<sub>2</sub>, en ouvrant celle du tube de drainage lié à l'embase supérieure, afin que le gaz carbonique passe à l'intérieur de l'échantillon et dans le circuit de drainage supérieur. Cette étape dure environ 1h30.

On répète ces étapes en remplaçant le gaz carbonique par l'eau désaérée et déminéralisée du réservoir. Après apparition de l'eau au niveau des circuits de drainage de l'embase supérieure, on ferme les vannes de drainage.

### 2.3.3 Consolidation de l'échantillon

Afin de consolider l'échantillon, on raccorde le GDS n°2 à l'embase inférieure et on applique parallèlement une montée en pression dans la cellule (GDS n°1) et à l'intérieur de l'échantillon (GDS N°2). L'application d'une contre pression, à l'aide du GDS n°2, améliore la qualité de la saturation en comprimant les micro-bulles du gaz interstitiel qui peuvent encore être présentes après la phase de saturation. On augmente simultanément les pressions dans la cellule et à l'intérieur de l'échantillon grâce aux GDS n°1 et n°2. On maintient ces pressions au minimum pendant 2 heures, (voire une nuit entière) afin d'avoir une bonne consolidation.

On teste la qualité de la saturation de l'échantillon en mesurant le coefficient de Skempton (B) selon une démarche classique : on impose une augmentation de la pression de confinement en condition non drainée ( $\Delta\sigma = 100$  kPa), et on mesure la variation de la pression interstitielle induite dans l'échantillon  $\Delta u$  (lecture GDS n°2) ; le coefficient de Skempton est donné par  $B = \Delta u / \Delta\sigma$ . D'après Giroud & Cordary (1976), le degré de saturation est voisin de 1 pour des valeurs de B supérieures à 0,85. Dans notre travail, on a considéré que la consolidation était bien réalisée si le coefficient B était supérieur à 0,9. Si cette condition n'était pas assurée, l'essai était abandonné.

## 2.4 Application du chargement

Après la phase de consolidation, on procède au chargement de l'échantillon d'après le chemin retenu. Les essais comportent une phase de chargement jusqu'à un certain niveau de contraintes ; on procède à la réalisation de cycles de déchargement – recharge de faible amplitude en déformation ( $10^{-4}$  à  $10^{-3}$ ). Cette démarche a été répétée pour différents niveaux de contraintes (figure 2.4).

Les mesures du module de déformations ont été réalisées selon quatre chemins de chargement :

- 1- chemin drainé à confinement constant ( $\Delta\sigma_1 = 0$ )
- 2- chemin non drainé ( $\Delta\varepsilon_v = 0$ )
- 3- chemin à pression moyenne constante ( $\Delta p = 0$ )
- 4- chemin proportionnel en déformations ( $\Delta\varepsilon_v = R \Delta\varepsilon_3$ )

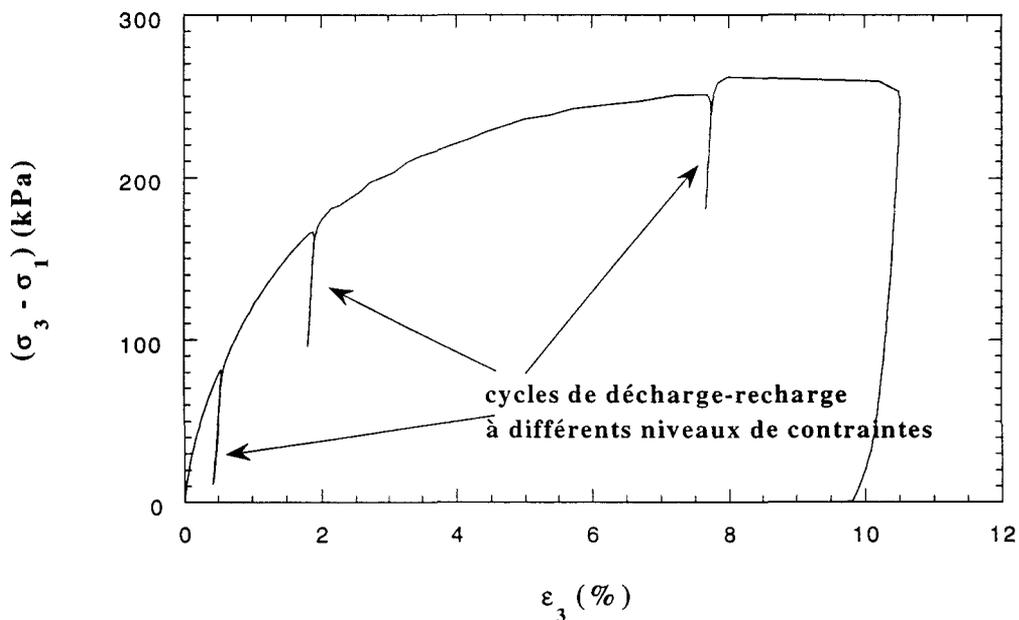


Figure 2.4 : Cycles de déchargement – recharge le long d'un chemin triaxial drainé  
Sable lâche ( $D_r = 0,1$ , pression de confinement =  $100\text{kPa}$ )

## 2.5 Matériau étudié

Les essais ont été réalisés sur le sable d'Hostun RF qui est considéré comme le sable de référence dans la communauté scientifique en France. Pour ce sable on dispose de nombreux résultats expérimentaux (Hoque & Tatsuoka 1998, Al-Mahmoud 1997, Lancelot & al 1997, Doanh & al 1997, Lancelot & al 1996, Biarez & Ziani 1991, Flavigny et al., 1990, Fargeix (1986), Colliat (1986) etc...).

Les caractéristiques physiques du sable utilisé lors de ce travail ont été déterminées dans notre Laboratoire. Elles sont présentées dans le tableau 2.1 et la figure 2.5. Le sable a un diamètre moyen  $D_{50} = 0,471\text{mm}$  ; l'indice des vides peut varier entre 0,575 et 0,943.

$\gamma_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$\gamma_{dmin}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$\gamma_{dmax}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$e_{min}$	$e_{max}$	$D_{10}$ (mm)	$D_{50}$ (mm)	Cu D60/D10
25,96	13,36	16,48	0,575	0,943	0,208	0,471	2,26

Tableau 2.1: Caractéristiques du sable d'Hostun RF utilisé, d'après Al-Mahmoud (1997)

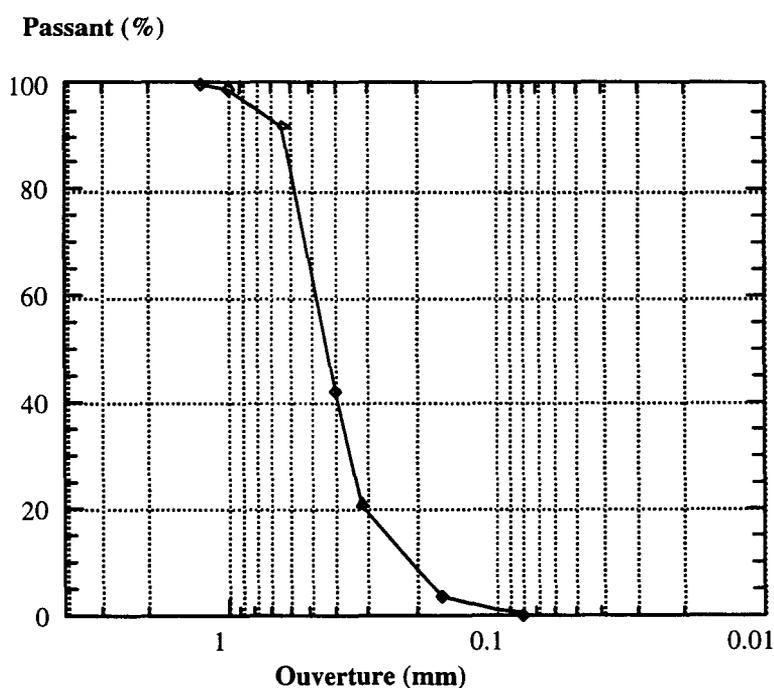


Fig. 2.5 Courbe granulométrique du sable d'Hostun, (Al-Mahmoud 1997)

## 2.6 Répétabilité des essais

Afin de tester le bon fonctionnement de notre dispositif expérimental, nous avons réalisé sur le sable d'Hostun trois essais drainés à confinement constant de 100kPa et à un indice de densité  $I_D=0,78$ . La figure 2.6a présente les variations du rapport de contraintes  $\sigma_3/\sigma_1$  en fonction de la déformation axiale pour les trois essais. L'écart maximal entre les courbes ne dépasse pas 5%. Ceci correspond à un écart de  $0,7^\circ$  pour l'angle de frottement. Hormis le troisième essai, les courbes de variation de volume sont pratiquement confondues (figure 2.6b). Le mauvais accord obtenu avec le troisième essai peut être attribué en partie à la densité relative initiale qui est plus petite que dans les deux autres (l'échantillon manifeste un comportement moins dilatant). Globalement, l'écart entre les essais peut être considéré comme acceptable.

Pour confirmer la fiabilité de l'appareillage utilisé dans le domaine des faibles déformations, on présente sur la figure 2.6c une comparaison entre les modules de déformations sécants mesurés lors des trois essais. On observe un bon accord entre ces essais quand la déformation axiale est supérieure à  $10^{-4}$ . En dessous de cette valeur, les écarts sont forts et les résultats de mesures ne sont pas fiables. Ceci constitue une limite de notre dispositif, car il ne permet pas de descendre à un niveau de déformations de l'ordre de  $10^{-5}$  qui correspond, comme indiqué dans l'analyse bibliographique, au domaine quasi linéaire. Cependant, dans le dimensionnement pratique des ouvrages en mécanique des sols, on utilise généralement des appareillages classiques pour déterminer les modules de déformations. Notre étude peut ainsi s'inscrire dans ce cadre, avec comme ambition d'élargir l'étude du module de déformation à l'aide des appareillages classiques aux chemins de chargement plus variés.

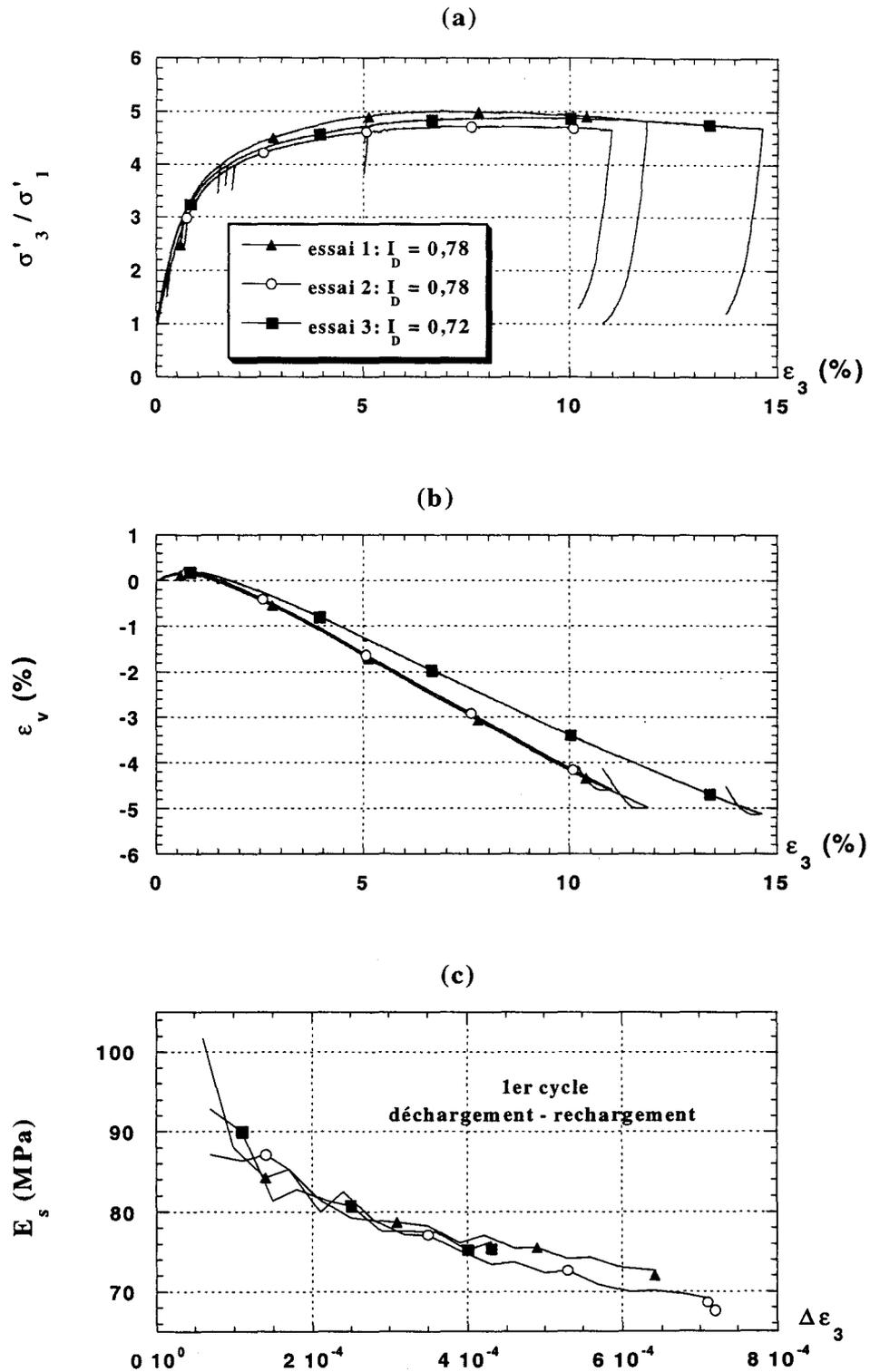


Fig. 2.6 : Essais de répétabilité sur sable dense :

a- Plan ( $\sigma'_3 / \sigma'_1, \epsilon_3$ )

b- Plan ( $\epsilon_v, \epsilon_3$ )

c- Module de déformation sécant à la décharge

## 2.7 : Présentation des premiers résultats – analyse globale

Dans ce paragraphe, on fait une présentation générale des résultats des essais réalisés sur les différents chemins de chargement (drainé, non drainé, à pression moyenne constante et proportionnels en déformation). Pour chaque chemin, on décrit les résultats obtenus d'une manière globale en allant des petites déformations jusqu'aux grandes déformations. On présente l'influence des cycles déchargement – rechargement sur le comportement global, et on présente d'une manière qualitative les résultats des cycles de chargement (amplitude, fermeture, évolution du module sécant,...). Une présentation plus détaillée et quantitative de ces résultats sera donnée dans le chapitre suivant.

### 2.7.1 Essais drainés

Quatre essais drainés à différents confinements ont été effectués. Deux de ces essais ont été réalisés sur un sable lâche avec des confinements de 100 et 200kPa (CID1 et CID2) ; les deux autres ont été réalisés sur un sable dense avec également des confinements de 100 et 200kPa (CID3 et CID4).

Les figures 2.7 et 2.8 présentent les résultats obtenus sur le sable lâche. Pour chaque essai (CID1 ou CID2), on a réalisé des cycles de décharge-recharge pour trois niveaux de contraintes. Pour les deux essais, on note que le déviateur augmente au cours du chargement et tend vers un palier sans présenter de pic. Les angles de frottement mesurés à la fin des deux essais CID1 et CID2 sont respectivement égaux à  $34^\circ$  et  $32^\circ$  ; ce résultat indique que l'angle de frottement décroît légèrement avec l'augmentation de la pression de confinement.

Les figures 2.7 b et 2.8b montrent les variations de volume enregistrées au cours du chargement. On note deux phases :

- une phase contractante qui correspond à un enchevêtrement des grains et une réduction de l'indice des vides, et
- une phase dilatante dans laquelle l'application du déviateur entraîne un désenchevêtrement des grains et une augmentation de l'indice des vides.

Il est à noter que le taux de dilatance diminue avec la pression de confinement. Dans l'essai à pression de confinement de 100 kPa (CID1), la phase dilatante est observée à partir d'une déformation axiale de l'ordre de 2,7% ; pour l'essai réalisé à un confinement plus élevé (200 kPa, CID2), la phase de dilatance apparaît à la fin de l'essai pour un niveau de déformation de l'ordre de 5%.

Les cycles de déchargement – rechargement sont illustrés sur les figures 2.7c et 2.8c. On note un trajet à la décharge légèrement différent du trajet à la recharge, ceci donne des cycles légèrement ouverts, en particulier pour ceux de forte amplitude. Par ailleurs, on note que la pente moyenne des cycles croît avec l'augmentation du niveau de contrainte.

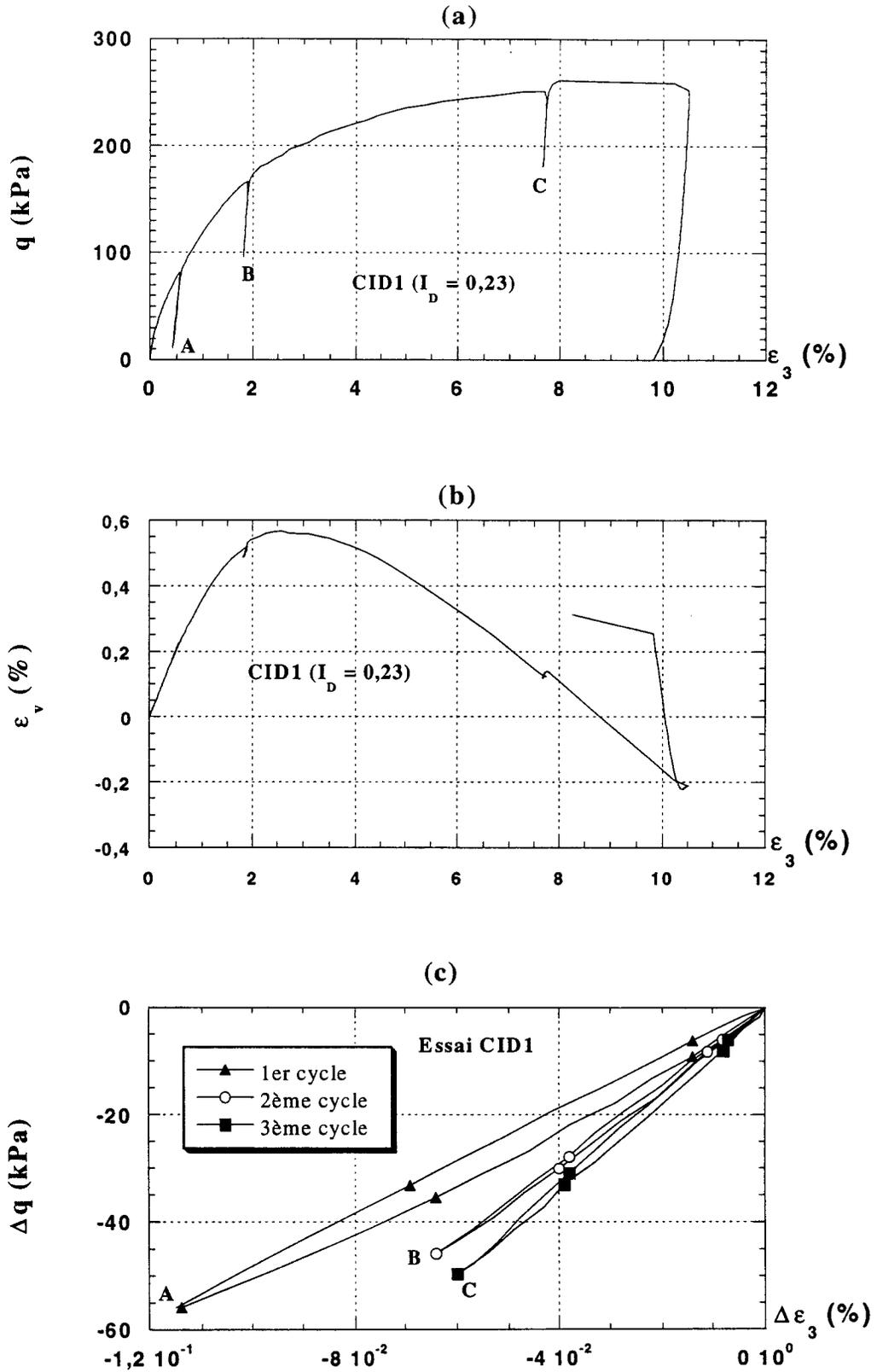


fig. 2.7 : Essai drainé réalisé sur sable lâche (confinement=100kPa) :

- a- Déviateur – déformation axiale
- b- Déformation volumique – déformation axiale
- c- Détail des cycles réalisés.

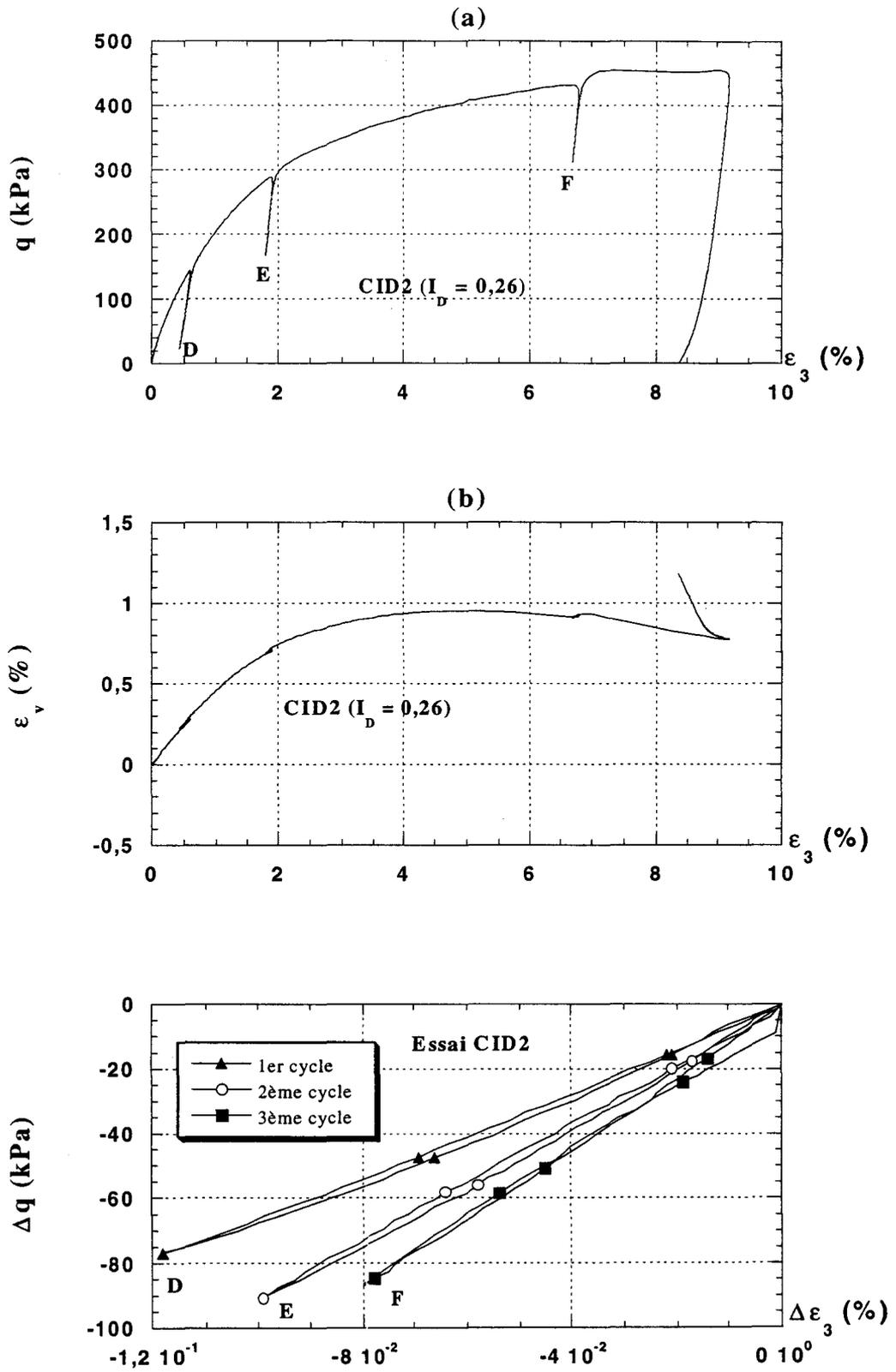


fig. 2.8 : Essai drainé réalisé sur sable lâche (confinement=200kPa) :

- a- Déviateur – déformation axiale
- b- Déformation volumique – déformation axiale
- c- Détail des cycles réalisés.

Les figures 2.9 et 2.10 illustrent les résultats obtenus avec le sable dense. On note l'apparition d'un léger pic de déviateur pour un niveau de déformation élevé (de l'ordre de 6%). En ce qui concerne la déformation volumique, on note au début du chargement une phase de contractance, suivie par une importante phase de dilatance. La transition entre les deux phases est observée pour une déformation axiale de l'ordre de 0,7% pour l'essai CID3 et de l'ordre de 0,95% pour l'essai CID4.

Les figures 2.9c et 2.10c illustrent les cycles de déchargement – rechargement réalisés pour les deux essais CID3 et CID4. On note que ces cycles sont légèrement ouverts, en particulier ceux de forte amplitude, on note également que le module de déformation augmente avec le niveau de contrainte pour les cycles réalisés avant le pic. Après le pic (5<sup>ème</sup> cycle dans l'essai CID3 et 8<sup>ème</sup> cycle dans l'essai CID4), on note une réduction du module de déformation avec l'augmentation de la déformation axiale, ceci indique que la matériau devient moins raide ; ce phénomène peut être attribué au ramollissement de l'échantillon par dilatance.

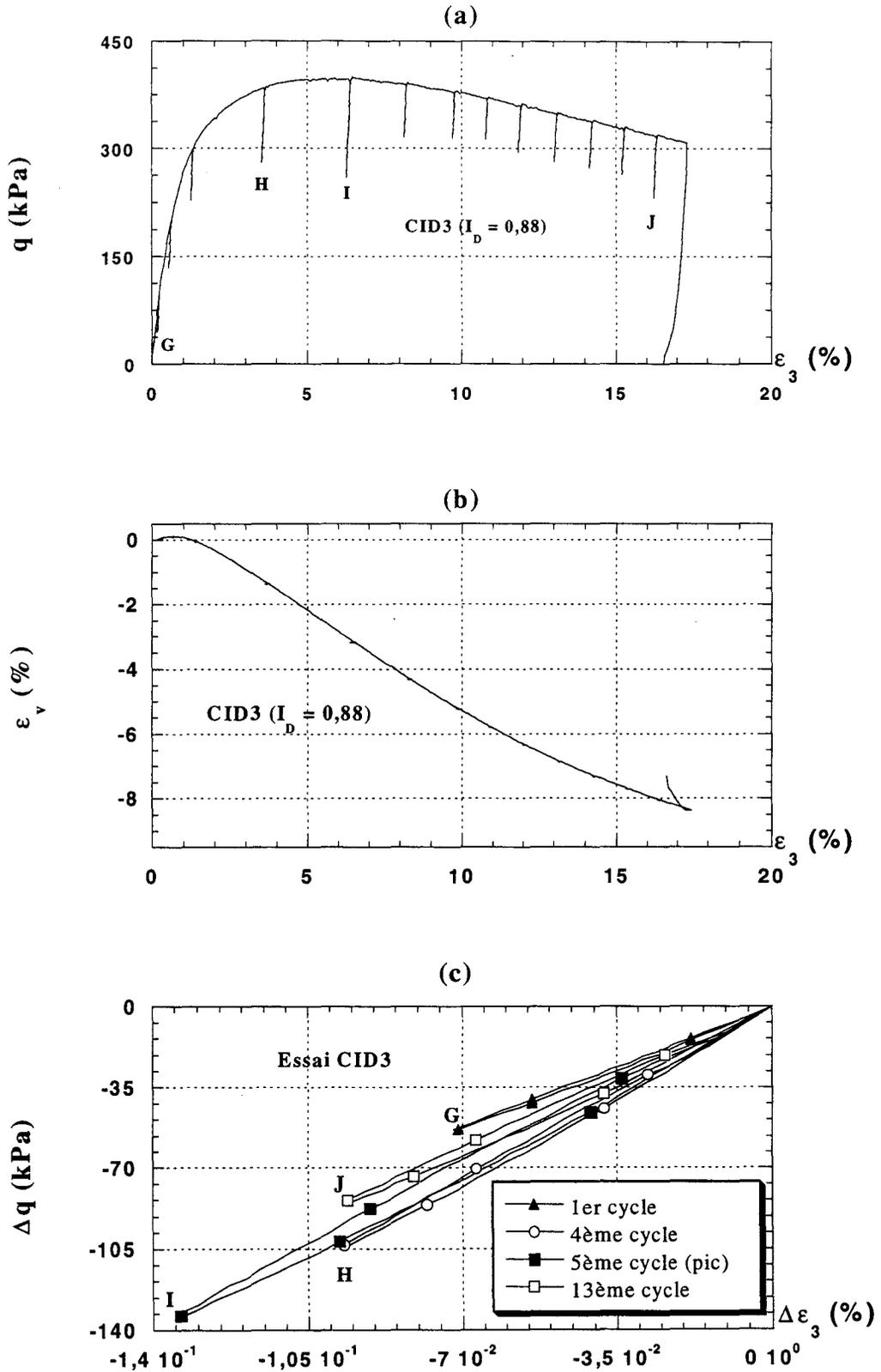


fig. 2.9 : Essai drainé réalisé sur sable dense (confinement=100kPa) :

- a- Déviateur – déformation axiale
- b- Déformation volumique – déformation axiale
- c- Détail de certains cycles.

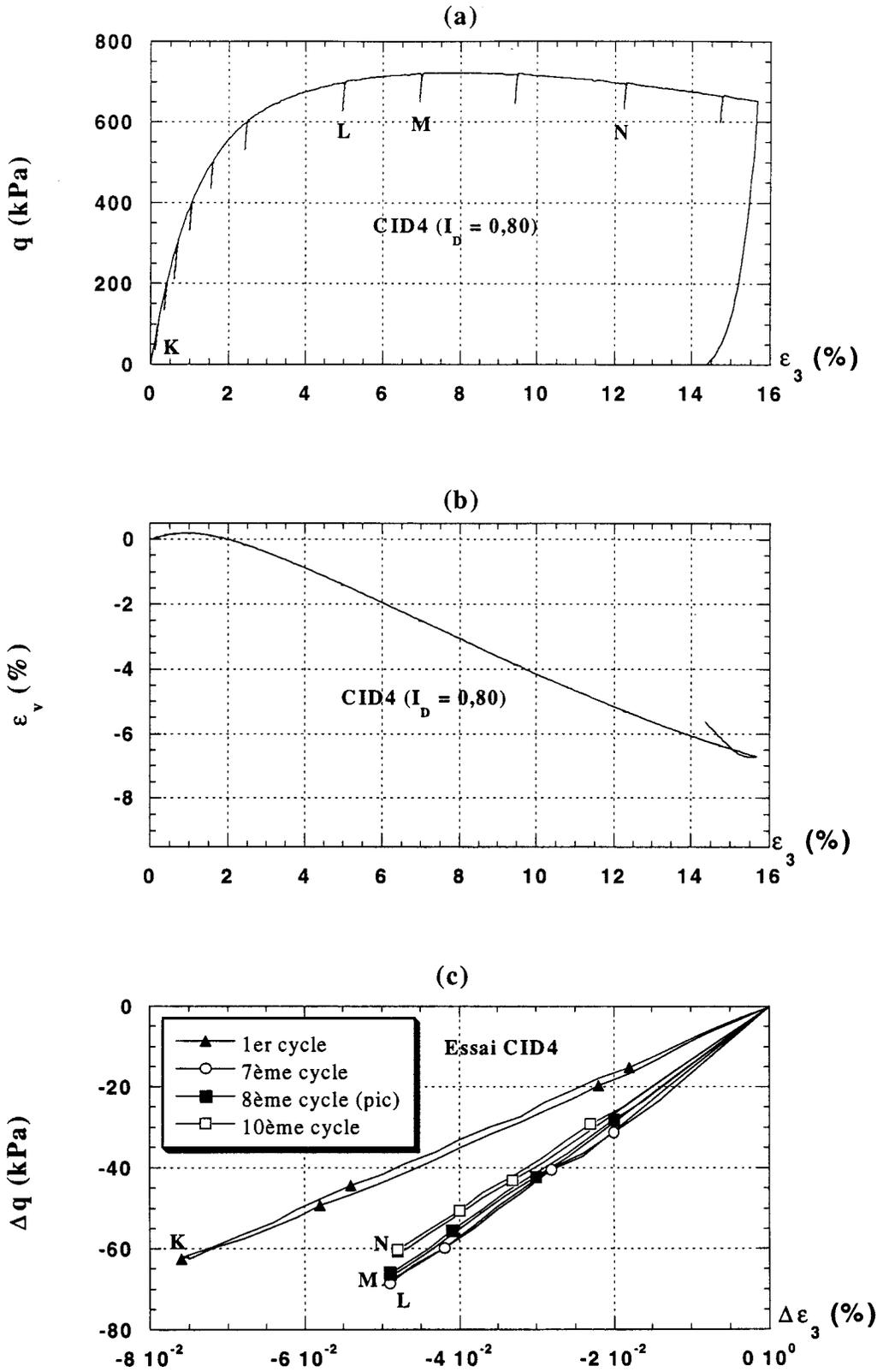


fig. 2.10 : Essai drainé réalisé sur sable dense (confinement=200kPa) :

- a- Déviateur – déformation axiale
- b- Déformation volumique – déformation axiale
- c- Détail de certains cycles.

Des essais statiques réalisés sur le même sable dense et avec le même appareillage par Al-Mahmoud (1997) ont révélé un pic pour une déformation axiale de l'ordre de 5% (figure 2.11). L'atténuation de ce pic dans nos essais peut être attribuée aux cycles de chargement – déchargement qui induisent une meilleure homogénéité de l'échantillon en réduisant la concentration des déformations.

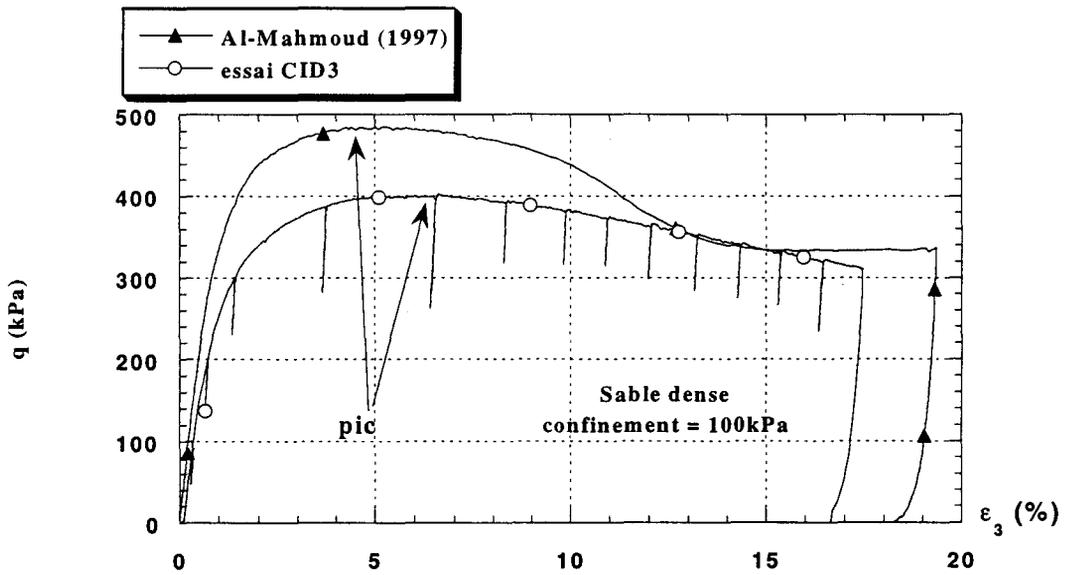


fig. 2.11 : Comparaison avec les résultats de Al-Mahmoud (1997).

Dans le tableau 2.2 on donne une récapitulation des propriétés mécaniques déterminées à partir des quatre essais réalisés. On note que l'angle de frottement augmente sensiblement avec la densité et décroît légèrement avec la pression de confinement. Le module de déformation donné dans ce tableau correspond au module sécant déterminé sur le premier chargement pour une déformation axiale  $\epsilon_3 = 10^{-4}$ . On note que ce module augmente sensiblement avec la pression de confinement et la densité du sable.

Sable	$P'_c = 100 \text{ kPa}$		$P'_c = 200 \text{ kPa}$	
	$\phi$	$E_1 \text{ (MPa)}$	$\phi$	$E_1 \text{ (MPa)}$
Lâche	34°	35	32°	45
Dense	42°	47	40°	54

Tableau 2.2 : Caractéristiques mécaniques du sable déterminées sur des essais drainés

$E_1$  désigne le module sécant du premier chargement pour  $\epsilon_3 = 10^{-4}$

### 2.7.2 Essais non drainés

Deux essais non drainés ont été réalisés à un confinement initial de 100kPa. Ils ont été respectivement effectués sur le sable lâche (CIU1) et le sable dense (CIU2).

Les figures 2.12a et 2.12b illustrent l'évolution du déviateur et de la pression interstitielle au cours de l'essai réalisé sur sable lâche. On note un comportement classique de ce sable sur chemin non drainé : une augmentation rapide et importante de la pression d'eau, due au comportement contractant de ce sable, suivie par une légère diminution qui résulte de la dilatance de ce sable en grandes déformations. Pour le sable dense, (figures 2.13a et 2.13b), on observe qualitativement un comportement identique, mais avec une réduction de la phase d'augmentation de la pression d'eau et une amplification de la phase de diminution de cette pression qui est due à la forte dilatance de ce matériau.

Les figures 2.12c et 2.13c illustrent les cycles de déchargement – rechargement réalisés au cours des deux essais. On note que les cycles effectués sur le sable lâche sont ouverts, ceci résulte de la grande amplitude de ces cycles ( $\Delta\epsilon_3 = 4 \times 10^{-3}$ ). Les cycles effectués sur sable dense ont une amplitude plus faible ( $\Delta\epsilon_3 = 10^{-3}$ ) et sont quasi-fermés ; la pente moyenne de ces cycles augmente avec le niveau de contraintes.

On remarque que les cycles de déchargement - rechargement dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) (figures 2.12d et 2.13d) ne sont pas verticaux même pour les très faibles déformations, ce résultat peut être attribué à l'anisotropie du comportement des sables (Bahda & al 1995).

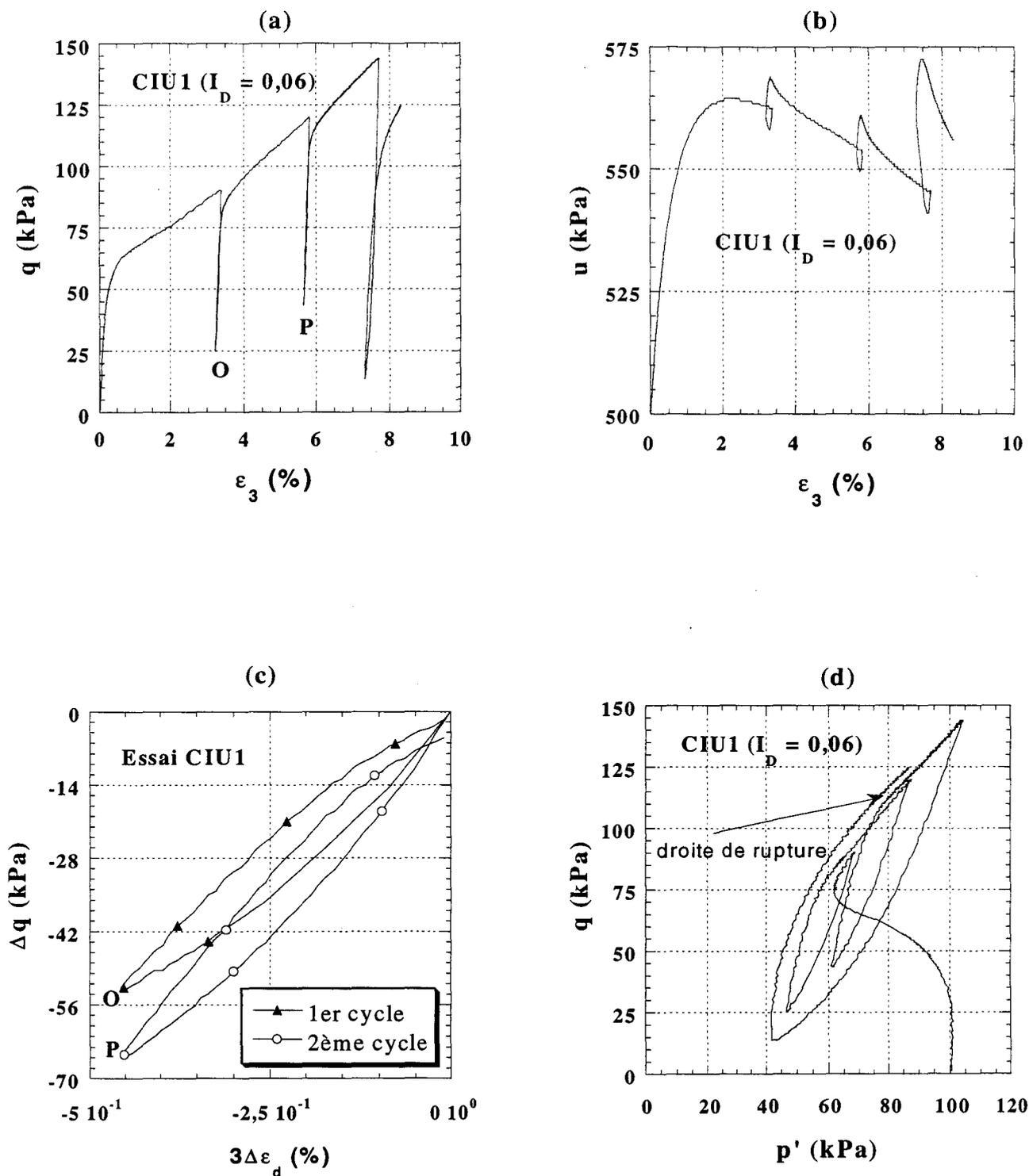


Fig. 2.12 : Essai non drainé sur sable lâche (confinement=100kPa) :

- a- Déviateur – déformation axiale
- b- Pression interstitielle – déformation axiale
- c- Cycles réalisés
- d- Déviateur – pression moyenne

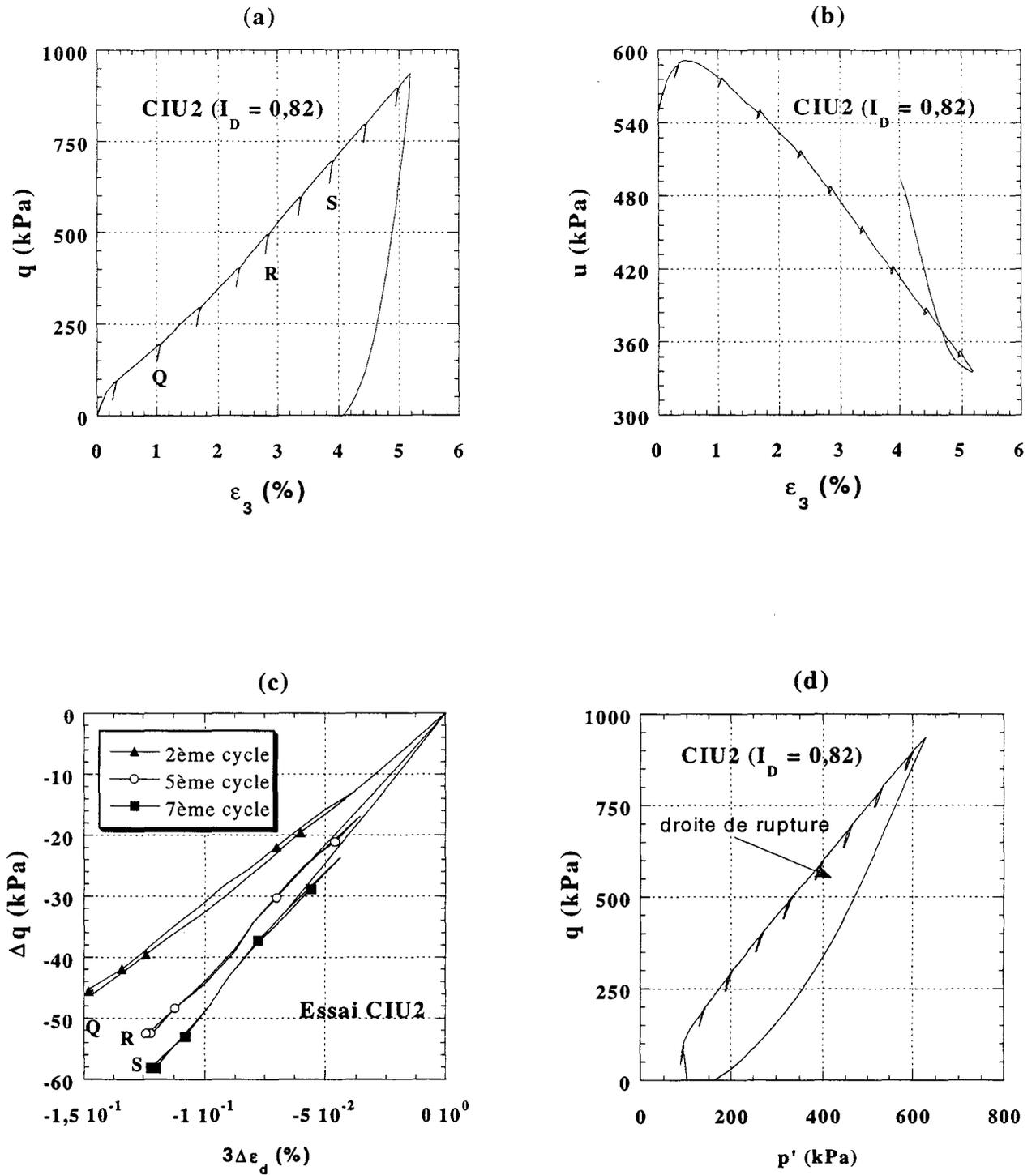


Fig. 2.13 : Essai non drainé sur sable dense (confinement=100kPa):

- a- Déviateur – déformation axiale
- b- Pression interstitielle – déformation axiale
- c- Détail de certains cycles
- d- Déviateur – pression moyenne

### 2.7.3 Essais à pression moyenne constante

Des essais à pression moyenne constante ont été réalisés sur sable dense pour deux pressions de confinement  $p'=100$  kPa (essai CP1) et à  $p'=200$  kPa (essai CP2).

Nous présentons sur les figures 2.14 et 2.15 les résultats des deux essais. On observe une augmentation du déviateur jusqu'à la stabilisation avec apparition d'un léger pic pour l'essai réalisé à 200 kPa de confinement. En ce qui concerne la déformation volumique, on note en début d'essai une très faible contractance ( $\varepsilon_v \approx 0$ ), suivie d'une dilatance importante qui commence à partir d'une déformation axiale de l'ordre de 0,8%.

La détermination de l'angle de frottement et du module de cisaillement à partir de ces essais a donné :  $\varphi = 45^\circ$  et  $G_1=16$  MPa pour l'essai CP1 (pression de confinement de 100kPa) et  $\varphi = 42^\circ$  et  $G_1=24$  MPa pour l'essai CP2 (pression de confinement de 200 kPa). Avec un coefficient de Poisson  $\nu = 0,3$ , on obtient les modules de Young suivants :  $E_1=42$  MPa dans l'essai CP1 et  $E_1= 63$  MPa pour l'essai CP2. En comparant ces résultats à ceux obtenus sur chemin drainé, on obtient un écart de l'ordre de 10% sur le module d'Young et de 7% sur l'angle de frottement quand le confinement est de 100 kPa. Pour le confinement de 200 kPa, l'écart entre les deux résultats ne dépasse pas 2% aussi bien sur le module de Young que sur l'angle de frottement

Les figures 2.14c et 2.15c illustrent les cycles réalisés. On constate que les cycles de faible amplitude sont bien fermés alors que les cycles d'amplitude élevée sont ouverts. On note que les cycles de déchargement – rechargement dans le plan ( $\varepsilon_v, \varepsilon_3$ ) ne sont pas verticaux, ceci signifie que des déformations volumiques sont induites par un chemin purement déviatorique même dans le domaine de faibles déformations. Ce résultat est cohérent avec celui obtenu sur le chemin non drainé, il peut être attribué également à l'anisotropie du comportement de ce sable.

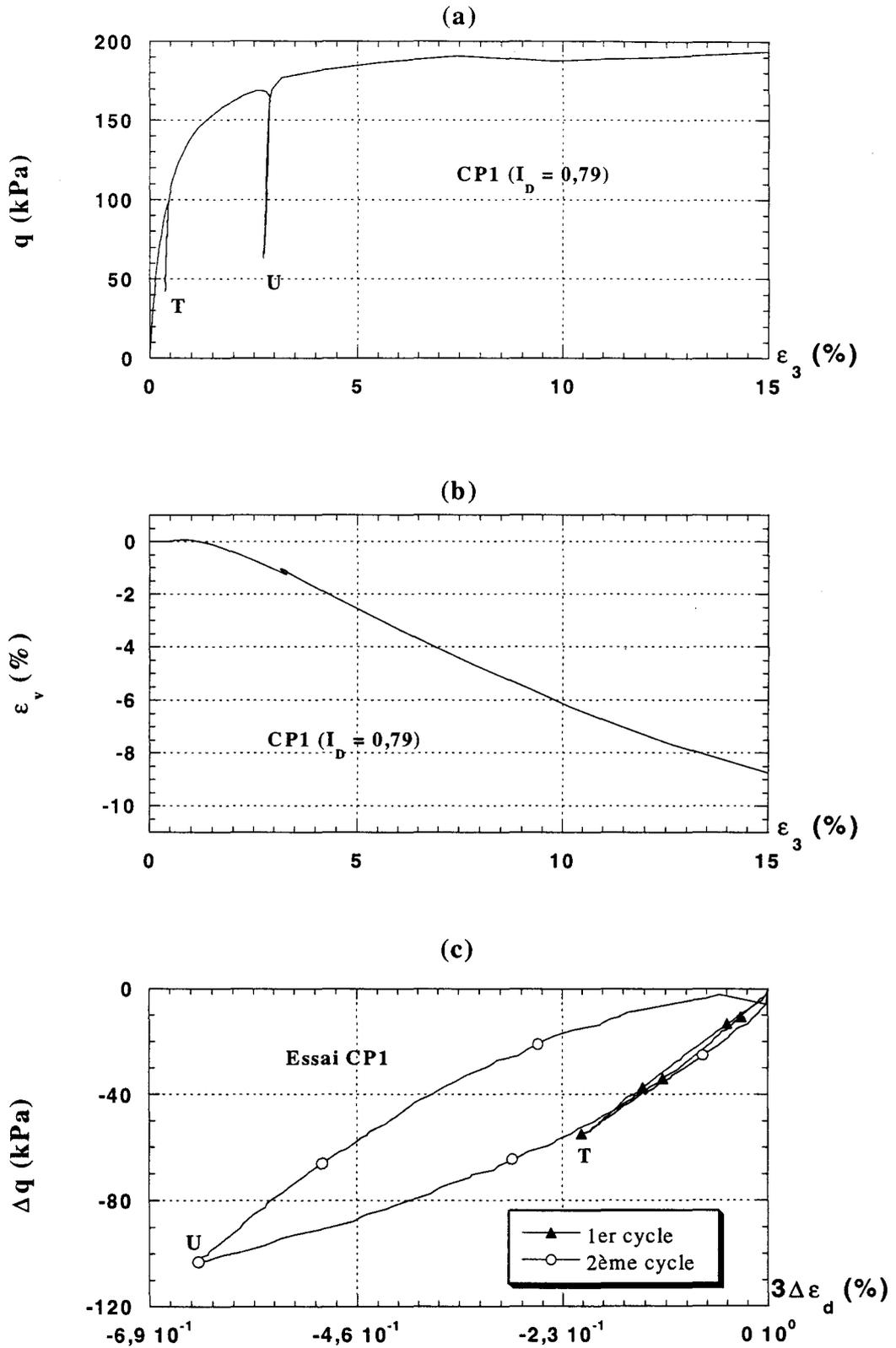


fig. 2.14 : Essai à pression moyenne constante sur sable dense ( $p' = 100\text{kPa}$ ) :

- a- Déviateur – déformation axiale
- b- Déformation volumique – déformation axiale
- c- Cycles réalisés.

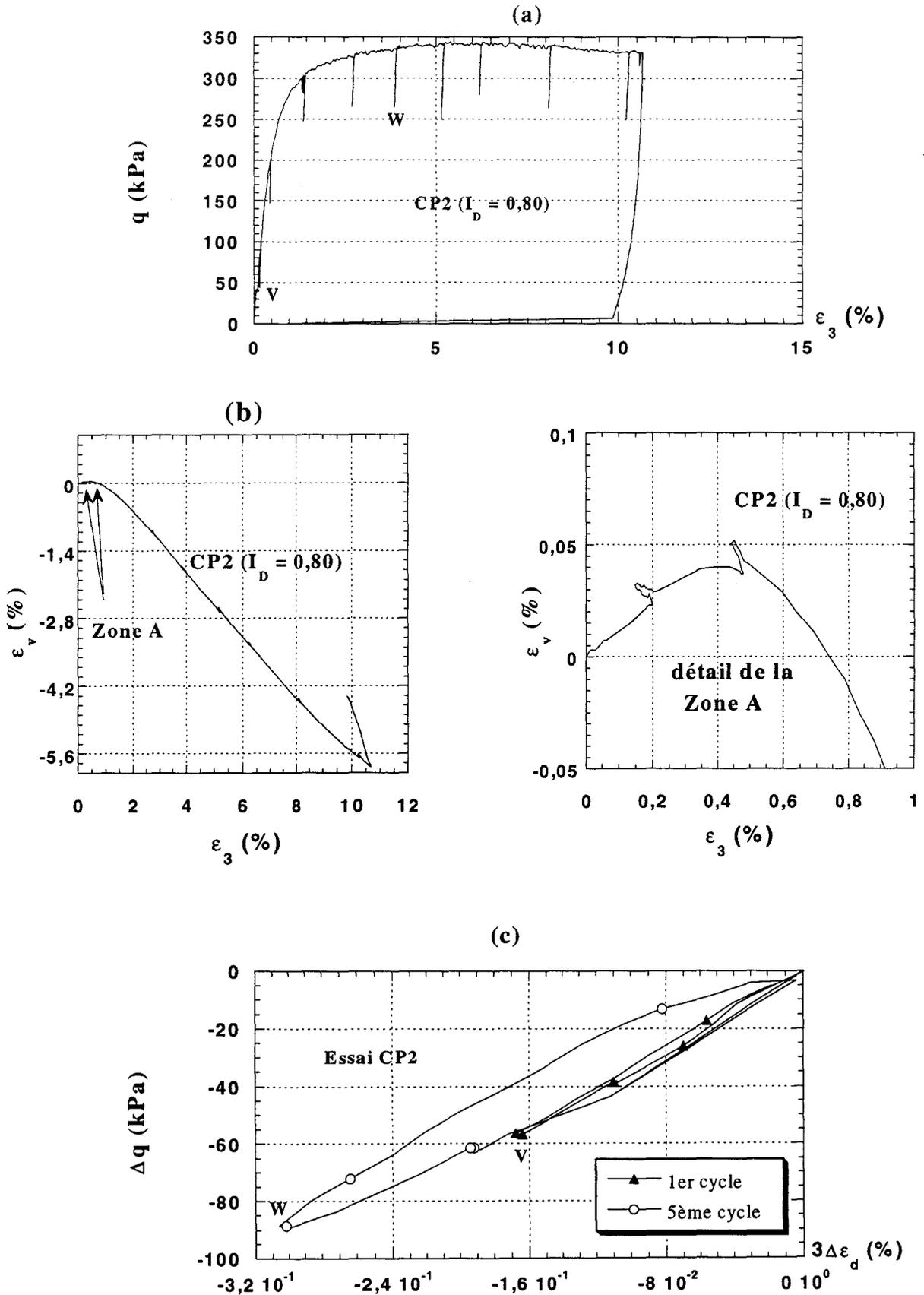


fig. 2.15 : Essai à pression moyenne constante sur sable dense ( $p' = 200\text{kPa}$ ) :

- a- Déviateur – déformation axiale
- b- Déformation volumique – déformation axiale
- c- Détail de certains cycles.

### 2.7.4 Essais proportionnels en déformations ( $\Delta\varepsilon_v / \Delta\varepsilon_3 = \text{cste}$ )

Quatre essais proportionnels en déformations ont été réalisés sur le sable dense à différentes valeurs de  $R = (\Delta\varepsilon_v / \Delta\varepsilon_3)$ . Trois de ces essais sont contractants  $R=1$  (DP1, oedométrique),  $R=0,5$  (DP2) et  $R=0,25$  (DP3) ; le dernier est dilatant avec  $R= -0,25$  (DP4). Les essais DP1 et DP2 ont été réalisés à partir d'une pression de confinement initiale de 380kPa et de 330 kPa respectivement, alors que les derniers ont été réalisés en partant d'un confinement effectif de 100 kPa.

Les résultats de ces essais sont illustrés sur les figures 2.16 et 2.17. On note que le déviateur croît tout au long ces essais, à un taux qui augmente avec le rapport des déformations  $R$ . On n'observe pas de palier sur ces chemins, ce qui signifie que le chargement induit une augmentation de la pression moyenne effective et par conséquent de la résistance au cisaillement des sols. Ce phénomène est bien illustré sur les figures 2.16b et 2.17b. Dans le plan  $(p',q)$ , on note qu'après une évolution non linéaire de faible amplitude, le chemin de chargement devient linéaire avec un rapport  $\Delta q/\Delta p'$  qui augmente avec la diminution de  $R$ .

Le module de cisaillement du premier chargement a été déterminé pour une déformation axiale de l'ordre de  $10^{-4}$ . Les valeurs du module de cisaillement obtenues dans les essais DP1, DP2, DP3 et DP4 sont respectivement 32 MPa, 36 MPa, 15 MPa et 16 MPa. On note que les modules des deux premiers essais sont plus élevés que ceux des deux derniers, ceci est dû au fait que les deux premiers essais ont été réalisés à un confinement de l'ordre de 350 kPa alors que les deux derniers ont été effectués à un confinement plus faible (100 kPa). Les valeurs obtenues pour un confinement de 100 kPa sont cohérentes avec celles obtenues sur les chemins précédents.

Les valeurs du module de compressibilité déterminées d'après les essais DP1, DP2, DP3 et DP4 sont respectivement égales à 60 MPa, 80 MPa, 35 MPa et 35 MPa. Cet écart peut être attribué en partie à la différence de la pression de confinement appliquée au début de chaque essai.

Les figures 2.16c et 2.17c illustrent les cycles réalisés au cours de ces essais. On note que les cycles sont fermés pour les petites amplitudes du chargement et que la pente moyenne croît d'une manière sensible avec le niveau de contraintes.

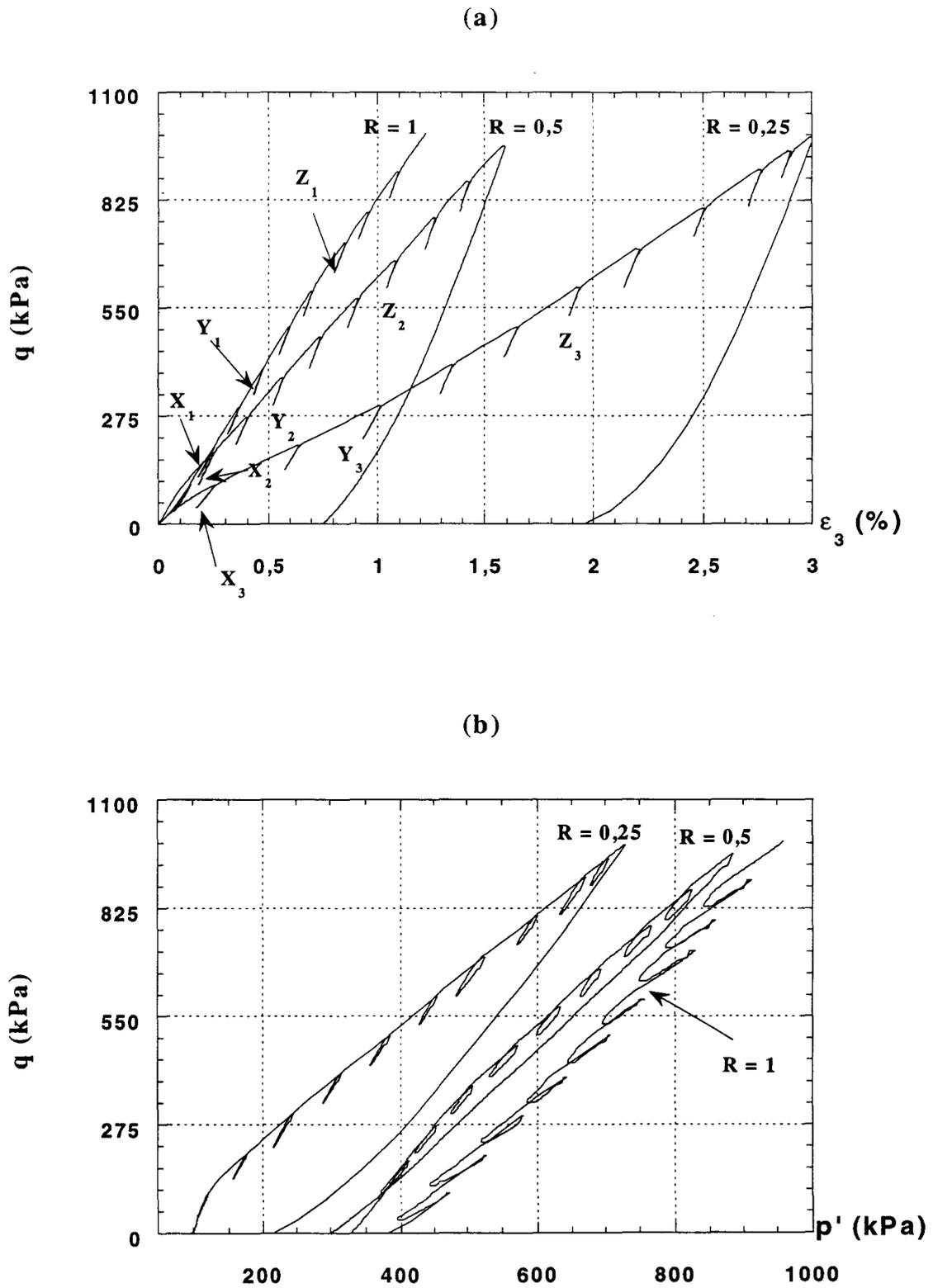


fig. 2.16 : Essais proportionnels en déformation réalisés sur sable dense pour différents  $R$   
( $R=1$  ;  $R=0,5$  et  $R=0,25$ )

a- Déviateur – déformation axiale  
b- Déviateur – pression moyenne

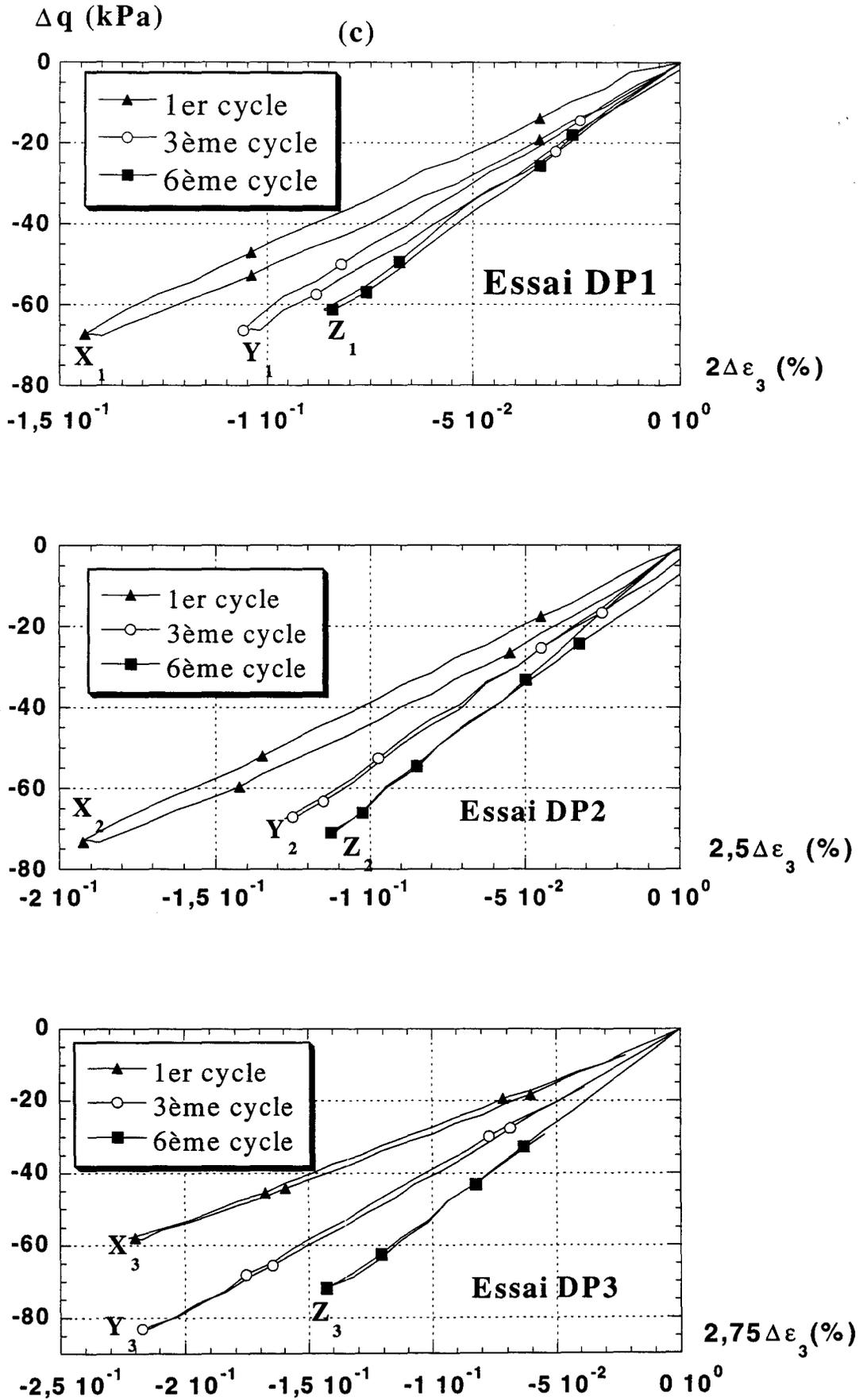


Fig. 2.16c : Illustration de certains cycles des essais proportionnels (DP1, DP2 et DP3)

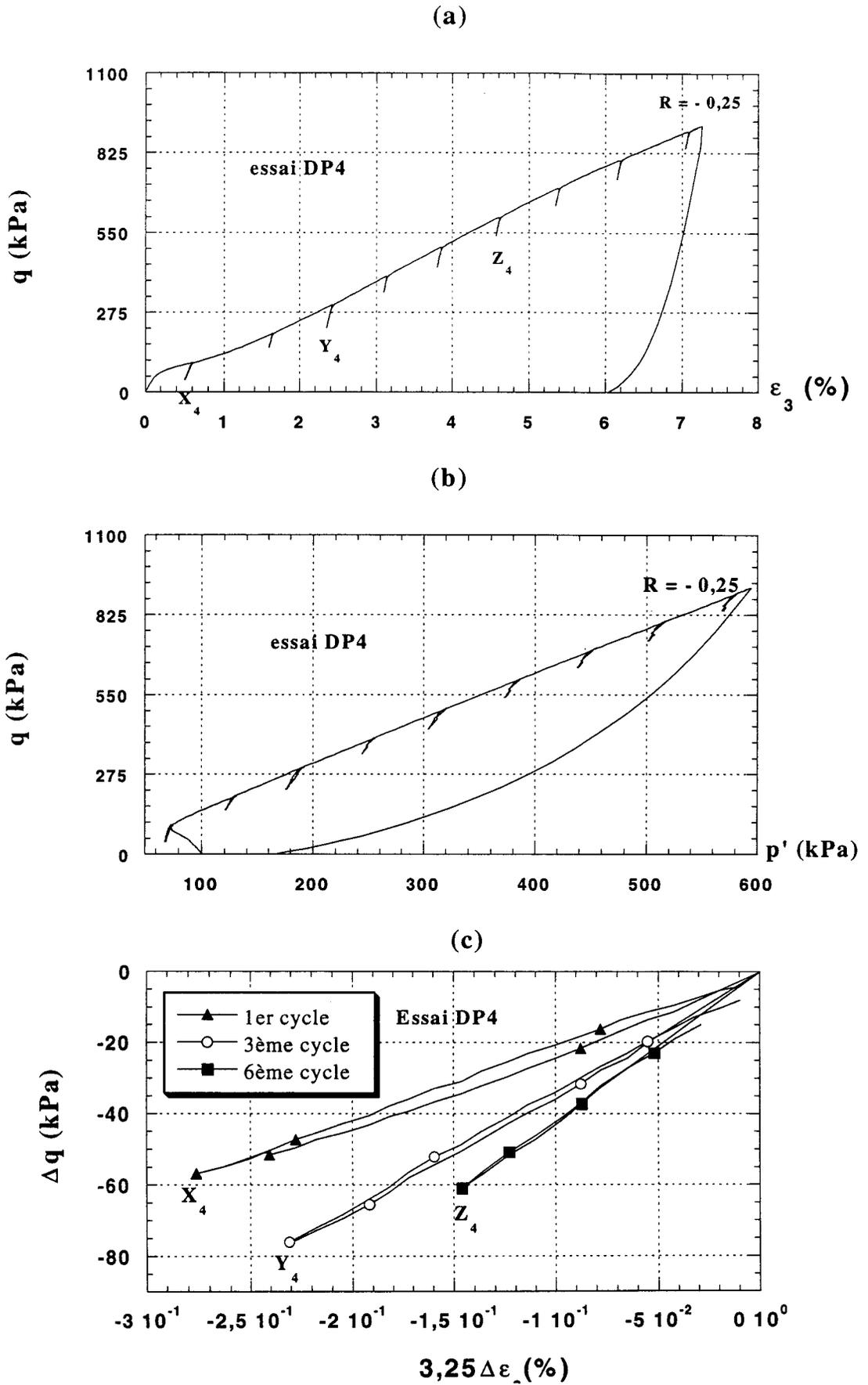


fig. 2.17 : Essai proportionnel en déformation réalisé sur sable dense avec  $R = -0,25$  :

- a- Déviateur – déformation axiale
- b- Déviateur – pression moyenne
- c- Détail de certains cycles

## **2.8 Conclusions**

Dans ce chapitre nous avons présenté l'appareillage utilisé pour la mesure du module de déformations. Des tests de répétabilité ont montré que cet appareillage fonctionne correctement dans le domaine des déformations supérieures à  $10^{-4}$ .

Des tests sur divers chemins ont été ensuite présentés : drainés, non drainés, à pression moyenne constante et proportionnels en déformations. Pour chaque chemin, des tests ont été effectués en faisant varier certains paramètres tels que le confinement et la densité du sable. Une confrontation des résultats des essais avec cycles de déchargement – rechargement à des essais monotones ont montré que les cycles de chargement permettent de réduire la localisation des déformations et le pic de contraintes associé.

Une analyse des résultats des cycles réalisés sur différents chemins de chargement a montré que les cycles de faible amplitude sont quasi-fermés ; ils peuvent par conséquent servir à la détermination du module de déformation. Les cycles ayant une amplitude élevée sont plutôt ouverts, seule une partie de ces cycles peut être exploitée. Dans le prochain chapitre, on fera une synthèse détaillée et quantitative des cycles.

## Chapitre 3

# COMPORTEMENT DU SABLE D'HOSTUN RF EN PETITES DEFORMATIONS

### 3.1 Introduction

Le chapitre précédent a comporté une présentation globale des résultats des essais réalisés sur divers chemins de chargement. Dans ce chapitre, on se propose d'analyser d'une manière détaillée les cycles de chargement – déchargement réalisés pour différents niveaux de contraintes.

Pour chaque essai, on donnera le détail des cycles réalisés, et on quantifiera le module de déformation sécant et le coefficient d'amortissement. On étudiera la variation du module sécant avec l'amplitude de la déformation axiale à la décharge et à la recharge.

L'analyse et la confrontation des résultats des essais réalisés nous permettront de mieux cerner, et dans certains cas de quantifier, l'influence sur le module de déformation de certains paramètres, notamment la pression moyenne, le déviateur de contraintes, la densité relative, et l'histoire et le chemin de chargement.

## 3.2 Chemin drainé

### 3.2.1 Essais réalisés

Des essais drainés avec cycles de chargement – déchargement ont été effectués sur sable lâche et dense pour différents confinements. Pour chaque cycle, on peut déterminer un module de déformation sécant et un pseudo coefficient de Poisson en utilisant la loi de Hooke généralisée :

$$E = \frac{\Delta\sigma'_3}{\Delta\varepsilon_3} \quad \text{et} \quad \nu = -\frac{\Delta\varepsilon_1}{\Delta\varepsilon_3} \quad (3.1)$$

$\Delta$  désigne la variation comptée à partir d'une inversion (décharge ou recharge).

### 3.2.2 Résultats obtenus

#### a- Sable lâche

Deux essais ont été réalisés sur le sable lâche ( $I_D=0,24$ ) avec respectivement une pression de confinement de 100 kPa (CID1) et de 200kPa (CID2) Trois cycles de décharge-recharge ont été réalisés dans chacun de ces essais. Dans l'essai CID1, le déviateur au début de la décharge est de 80 kPa pour le 1<sup>er</sup> cycle, de 170 kPa pour le 2<sup>ème</sup> cycle et de 250 kPa pour le 3<sup>ème</sup> cycle. La pression moyenne effective et le déviateur au milieu des cycles sont respectivement de 113 kPa et 42 kPa pour le 1<sup>er</sup> cycle, de 141 kPa et 123 kPa pour le 2<sup>ème</sup> cycle et de 170 kPa et 208 kPa pour le 3<sup>ème</sup> cycle.

Dans l'essai CID2, les cycles sont appliqués pour des niveaux du déviateur respectifs de 145 kPa, de 290 kPa et de 430 kPa. La pression moyenne et le déviateur au milieu de ces cycles sont respectivement de 173 kPa et 61 kPa pour le 1<sup>er</sup> cycle, de 275 kPa et 212 kPa pour le 2<sup>ème</sup> cycle et de 368 kPa et 355 kPa pour le 3<sup>ème</sup> cycle.

Ces cycles sont présentés en détail sur les figures 3.2a et 3.2b. Pour les deux essais, on observe que le trajet à la décharge est différent de celui à la recharge. Ceci traduit la présence d'une boucle d'hystérésis.

Afin de quantifier cette boucle, nous avons calculé pour chaque cycle de déchargement - rechargement le coefficient d'amortissement  $D$  donnée par l'expression suivante :

$$D = \frac{A_1}{\pi A_2} \quad (3.2)$$

$A_1$  correspond à l'aire du domaine délimité par le cycle de décharge - recharge et  $A_2$  représente l'aire du triangle  $MON$  (fig. 3.1).

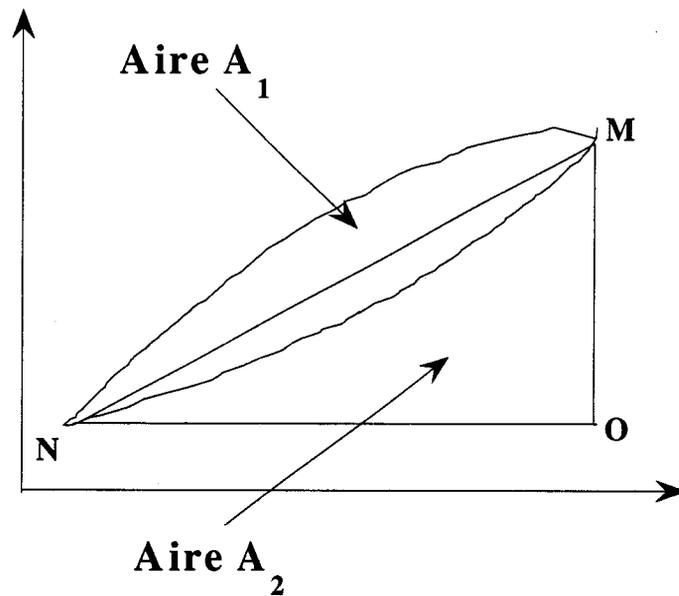


Fig. 3.1 : Définition du coefficient d'amortissement.

L'évolution du coefficient d'amortissement est illustrée sur les figures 3.2c et 3.2d. Dans l'essai CID1, ce coefficient a tendance à augmenter quand l'amplitude du cycle augmente. La boucle d'hystérésis la plus grande donne un coefficient d'amortissement de l'ordre de 4%. Dans l'essai CID2, ce coefficient est quasi-constant, il est de l'ordre de 1%. Ceci montre que le coefficient d'amortissement décroît avec la pression de confinement.

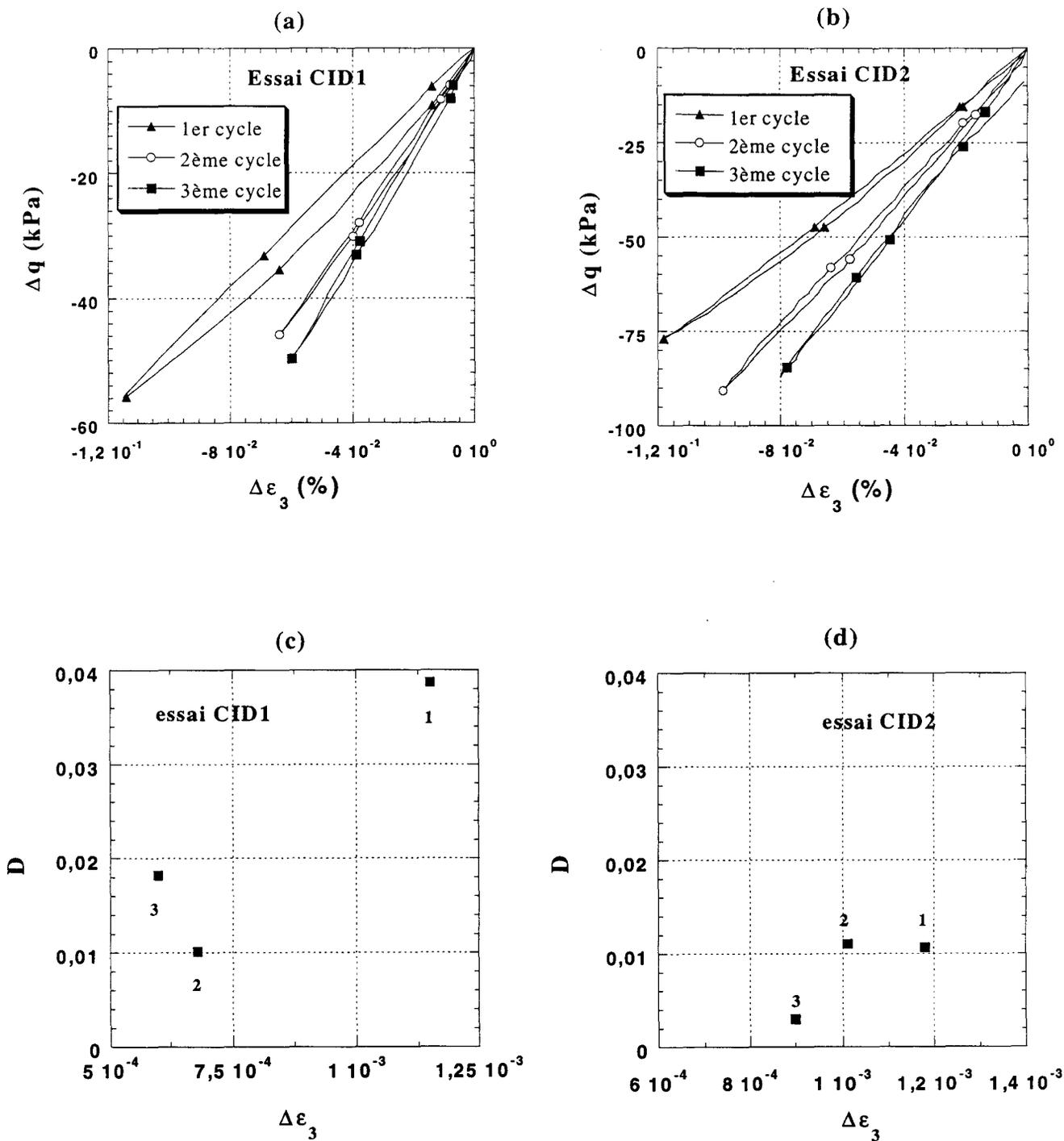


Fig. 3.2 : Cycles de décharge - recharge réalisés sur le sable d'Hostun RF lâche ( $I_p=0,24$ )

- a- Essai CID1 ( $p'_c=100\text{kPa}$ )
- b- Essai CID2 ( $p'_c=200\text{kPa}$ )
- c- Coefficient d'amortissement pour l'essai CID1
- d- Coefficient d'amortissement pour l'essai CID2.

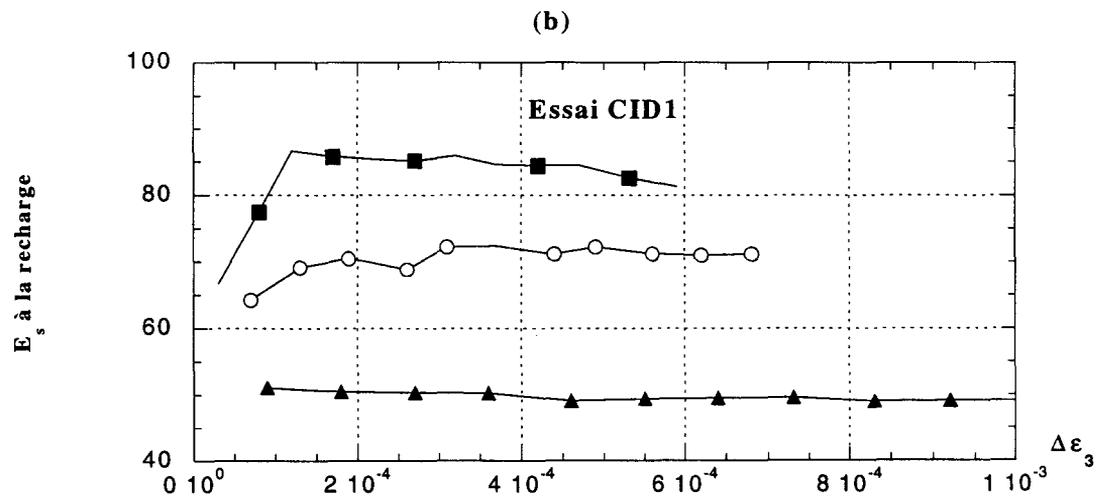
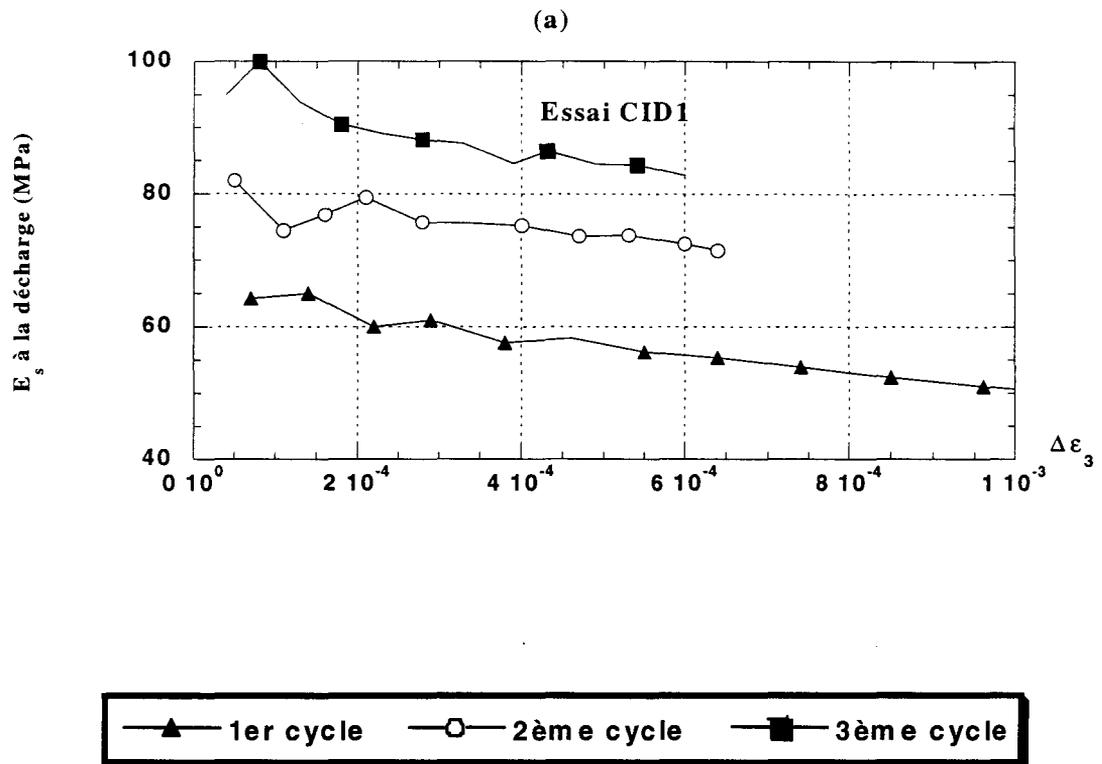


Fig. 3.3 : Evolution du module sécant drainé, essai CID1 sur sable lâche, ( $p'_c=100\text{kPa}$ )

- a- A la décharge
- b- A la recharge.

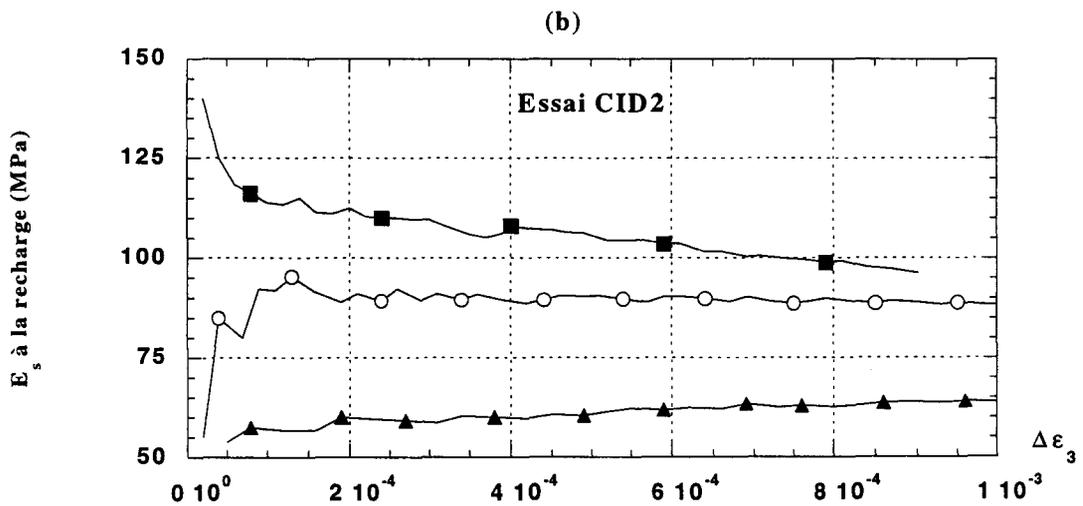
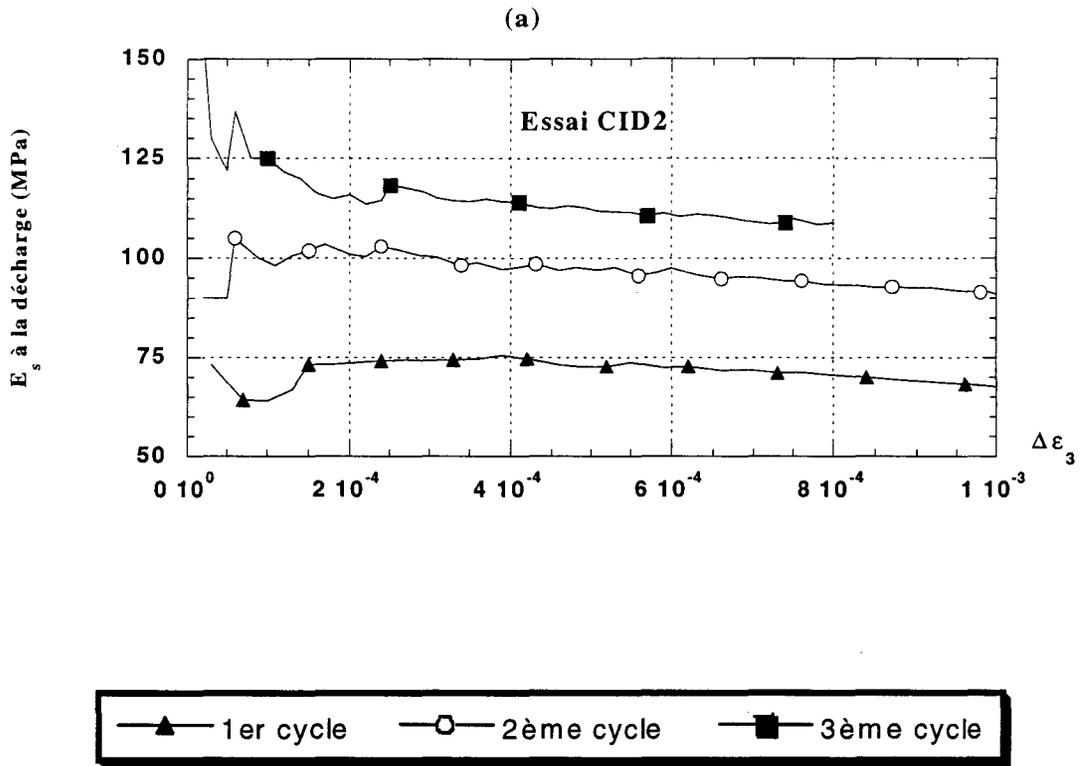


Fig. 3.4 : Evolution du module sécant drainé, essai CID2 sur sable lâche, ( $p'_c=200\text{kPa}$ )

- a- A la décharge
- b- A la recharge.

Les figures 3.3 et 3.4 montrent, pour les essais CID1 et CID2, le module de déformation sécant  $E_s$  à la décharge et à la recharge en fonction de l'amplitude de déformation axiale  $\Delta \epsilon_3$ . Aussi bien à la décharge qu'à la recharge, on observe une anomalie des mesures qui se manifeste par des fluctuations sur le module sécant pour des déformations inférieures à  $2 \times 10^{-4}$ . Au-delà de ce niveau de déformation, le module sécant à la décharge décroît avec le niveau de déformation axiale. Ceci traduit le comportement non linéaire du sable dans cette gamme de déformation. Quant au module de déformation sécant à la recharge, il reste quasi-constant : pour l'essai CID1, le module sécant à la recharge est de l'ordre de 50 MPa pour le 1<sup>er</sup> cycle, de 70 MPa pour le 2<sup>ème</sup> cycle et de 85 MPa pour le 3<sup>ème</sup> cycle. Pour l'essai CID2, ce module est de l'ordre de 60 MPa pour le 1<sup>er</sup> cycle, de 90 MPa pour le 2<sup>ème</sup> cycle et de 110 MPa pour le 3<sup>ème</sup> cycle.

Toutefois, le module sécant à la décharge est de 10% plus grand en moyenne que celui à la recharge. Par ailleurs, nous pouvons constater à la décharge ainsi qu'à la recharge, que le module sécant est d'autant plus grand que le niveau de contrainte est grand. Ce point sera traité en détail ultérieurement.

La figure 3.5 illustre l'évolution du pseudo-coefficient de Poisson  $\nu$  pour les essais lâches CID1 et CID2. Ce coefficient se situe dans un fuseau limité par  $\nu=0,24$  et  $\nu=0,44$ . Pour le calcul du module de cisaillement  $G$ , on va considérer une valeur moyenne de ce coefficient ( $\nu = 0,35$ ).

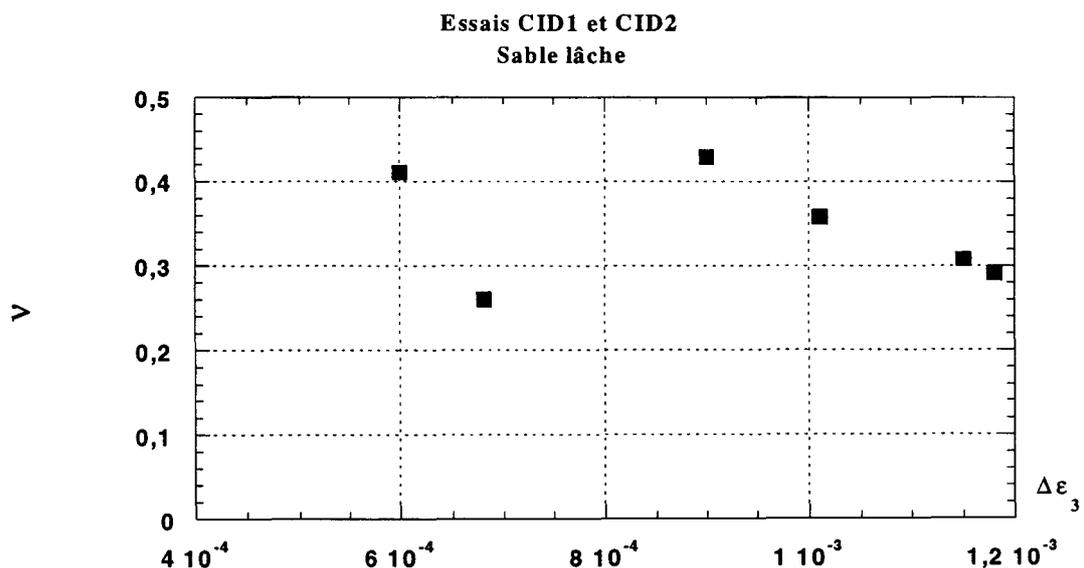


Fig. 3.5 : Variation du pseudo-coefficient de Poisson pour le sable lâche.

**b- Sable dense**

Sur le sable dense ( $I_p=0,84$ ), nous avons réalisé deux essais avec des pressions de confinement de 100 kPa (CID3) et 200 kPa (CID4) respectivement.

13 cycles de déchargement - rechargement ont été effectués dans l'essai CID3 et 10 cycles dans l'essai CID4. Dans le tableau 3.1, on donne la valeur du déviateur au début et au centre des cycles réalisés.

Cycles	Essai CID3		Essai CID4	
	$q_{décharge}$ (kPa)	$q_{centre}$ (kPa)	$q_{décharge}$ (kPa)	$q_{centre}$ (kPa)
1 <sup>er</sup> cycle	75	69	75	62
2 <sup>ème</sup> cycle	200	158	200	161
3 <sup>ème</sup> cycle	300	253	300	243
4 <sup>ème</sup> cycle	390	319	400	354
5 <sup>ème</sup> cycle	400	315	490	452
6 <sup>ème</sup> cycle	390	339	600	547
7 <sup>ème</sup> cycle	380	336	700	647
8 <sup>ème</sup> cycle	375	330	720	666
9 <sup>ème</sup> cycle	365	316	720	600
10 <sup>ème</sup> cycle	350	303	700	645
11 <sup>ème</sup> cycle	335	296		
12 <sup>ème</sup> cycle	330	286		
13 <sup>ème</sup> cycle	320	264		

Tableau 3.1 : Essais drainés sur sable dense ; valeurs du déviateur au début et au centre des cycles.

Une présentation détaillée des cycles réalisés est donnée dans les figures 3.6 et 3.7. Il est à noter que le pic est atteint au niveau du 5<sup>ème</sup> cycle dans l'essai CID3 et au niveau du 8<sup>ème</sup> cycle dans l'essai CID4. Pour cela, nous présentons à gauche les cycles réalisés avant le pic, et à droite les cycles réalisés après le pic.

Comme dans le cas du sable lâche, on observe pour les deux essais une différence entre les trajets à la décharge et à la recharge. Cette différence traduit l'existence d'une boucle d'hystérésis.

Cette boucle a été quantifiée par un calcul du coefficient d'amortissement D. L'évolution du coefficient D est représentée sur les figures 3.6c et 3.6d pour l'essai CID3 et sur les figures 3.7c et 3.7d pour l'essai CID4. On note qu'il reste faible au cours du chargement (inférieur à 3%).

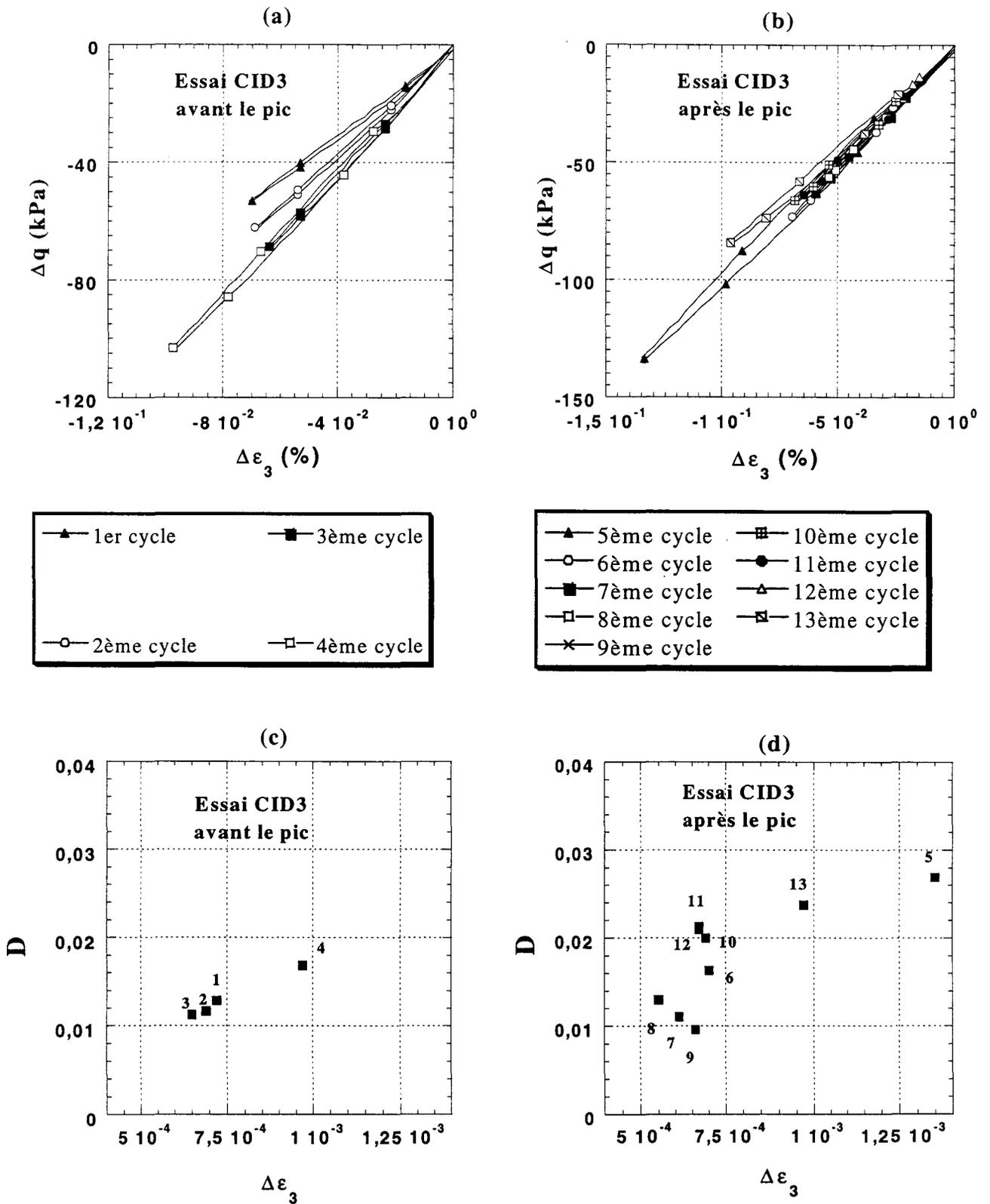


Fig. 3.6 : Essai réalisé sur le sable d'Hostun RF dense (CID3,  $p'_c=100\text{kPa}$ )

- a- Cycles avant le pic
- b- Cycles après le pic
- c- Coefficient d'amortissement avant le pic
- d- Coefficient d'amortissement après le pic.

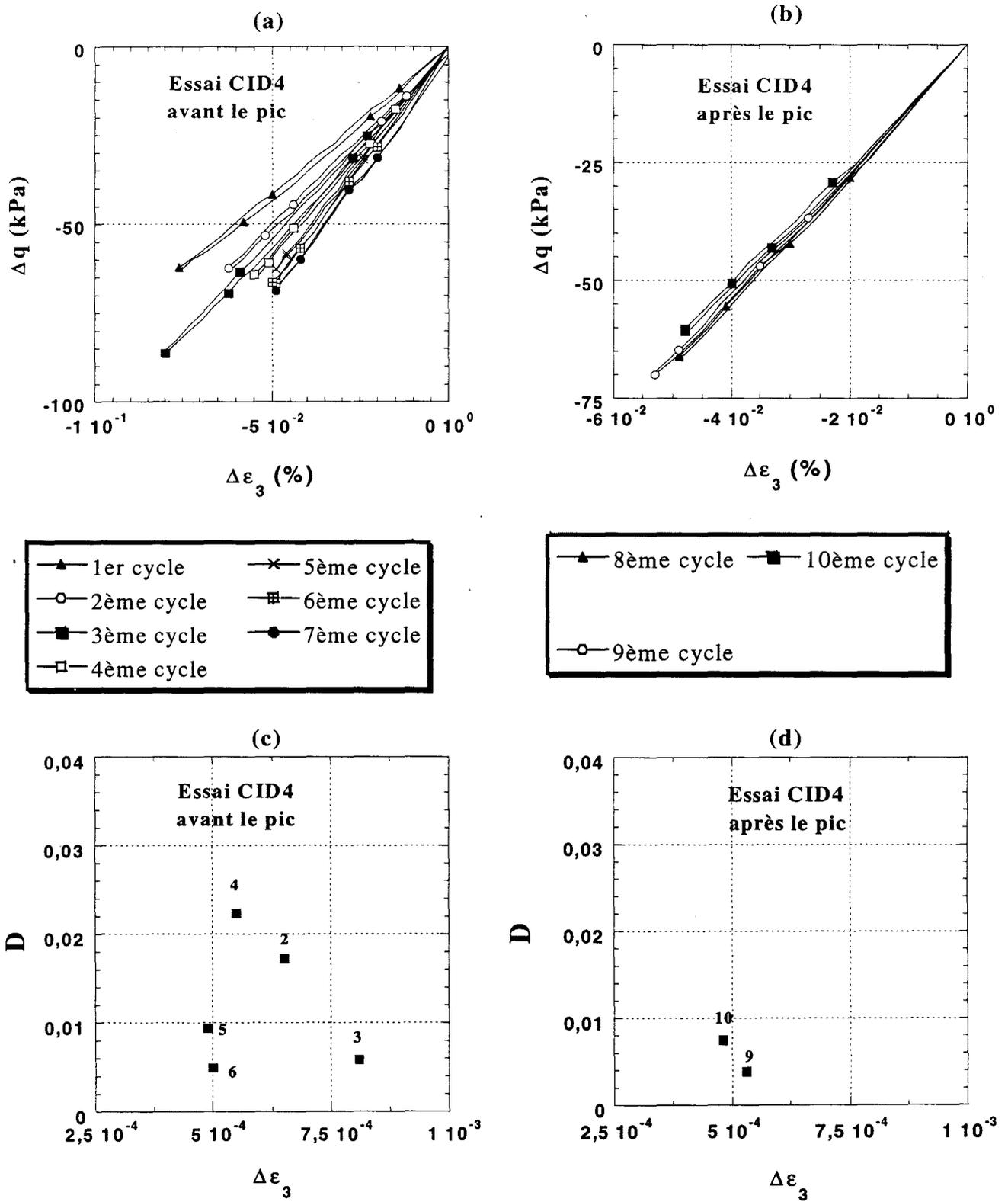


Fig. 3.7 : Essai réalisé sur le sable d'Hostun RF dense (CID4 à  $p'_c=200\text{kPa}$ )

- a- Cycles avant le pic
- b- Cycles après le pic
- c- Coefficient d'amortissement avant le pic
- d- Coefficient d'amortissement après le pic

L'évolution du module de déformation avec l'amplitude de la déformation axiale, est illustrée dans les figures 3.8 et 3.9.

Avant le pic, le module de déformation sécant manifeste des oscillations pour des amplitudes de déformation axiale inférieures à  $2 \times 10^{-4}$ . Pour des déformations supérieures à  $2 \times 10^{-4}$ , le module sécant est quasi-constant à la recharge. Pour l'essai CID3, le module à la recharge est de l'ordre de 70 MPa pour le 1<sup>er</sup> cycle, de 88 MPa pour le 2<sup>ème</sup> cycle, de 107 MPa pour le 3<sup>ème</sup> cycle et de 110 MPa pour le 4<sup>ème</sup> cycle. Pour l'essai CID4, le module à la recharge est de l'ordre de 80 MPa pour le 1<sup>er</sup> cycle, de 97 MPa pour le 2<sup>ème</sup> cycle, de 103 MPa pour le 3<sup>ème</sup> cycle, de 118 MPa pour le 4<sup>ème</sup> cycle, de 127 MPa pour le 5<sup>ème</sup> cycle, de 128 MPa pour le 6<sup>ème</sup> cycle et de 136 MPa pour le 7<sup>ème</sup> cycle. Par contre, le module sécant diminue à la décharge quand l'amplitude de déformation axiale augmente. Le taux de cette diminution est de l'ordre de 5% pour les essais CID3 et CID4. Toutefois, le module sécant à la décharge est plus grand que celui à la recharge. D'autre part, nous observons une augmentation du module sécant, à la décharge ainsi qu'à la recharge, avec les cycles. Le taux de cette augmentation décroît quand on s'approche du pic.

Après le pic, des fluctuations sont observées pour des amplitudes de déformations inférieures à  $2 \times 10^{-4}$ . Au-delà de ce niveau de déformation, les modules mesurés appartiennent à un fuseau très serré.

A la décharge, ce fuseau est limité par les valeurs  $E_s=100$  MPa et  $E_s=115$  MPa dans l'essai CID3 et les valeurs  $E_s=130$  MPa et  $E_s=145$  MPa dans l'essai CID4.

A la recharge, on note que le module reste quasi-constant quand l'amplitude de déformation dépasse  $2 \times 10^{-4}$ . Les bornes de ce fuseau sont  $E_s=90$  MPa et  $E_s=105$  MPa dans l'essai CID3. Egalement, ces bornes sont  $E_s=120$  MPa et  $E_s=130$  MPa dans l'essai CID4.

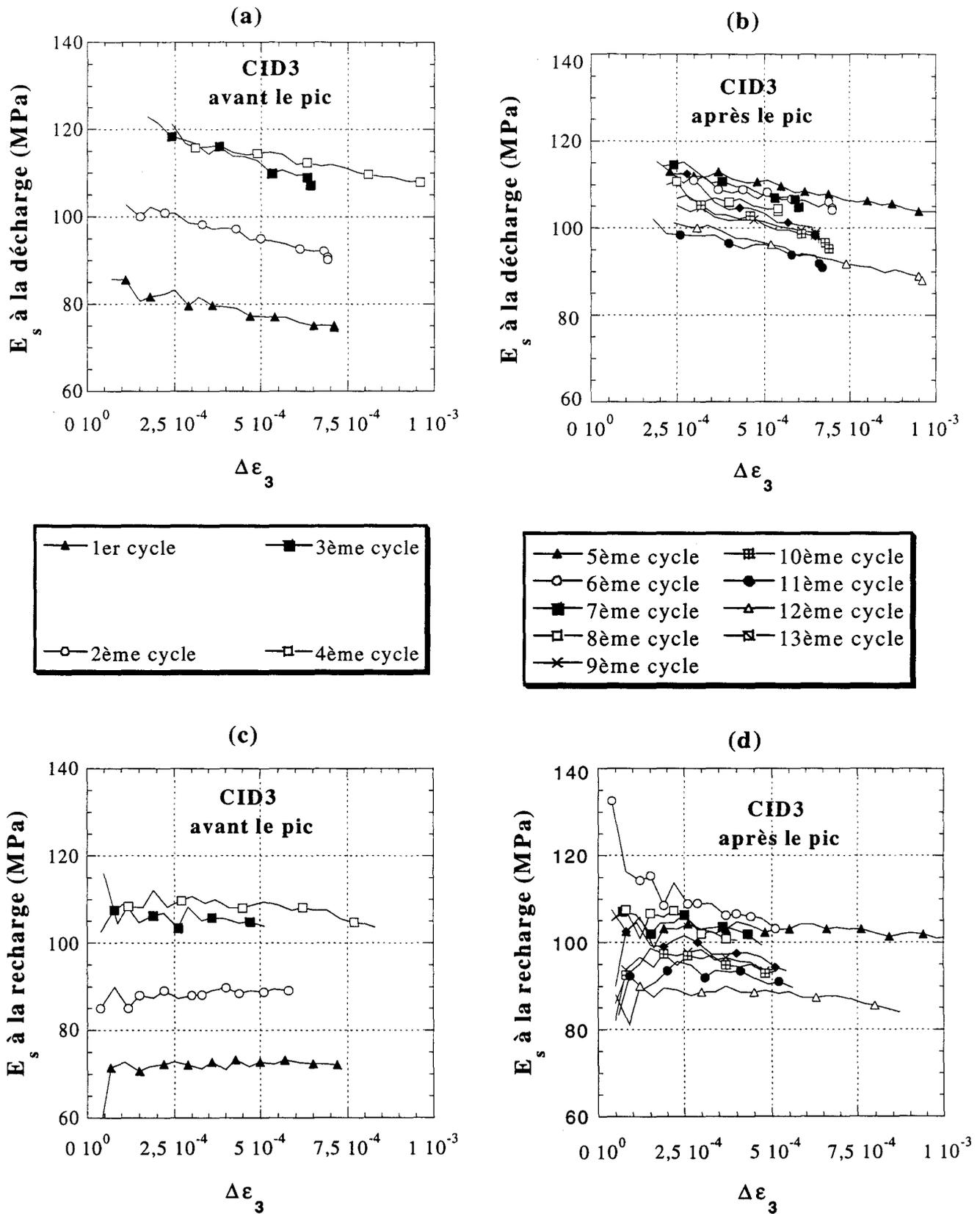


Fig. 3.8 : Variation du module sécant au cours de l'essai CID3 (Sable dense,  $p'_c=100\text{kPa}$ )

- a- A la décharge avant le pic
- b- A la recharge avant le pic
- c- A la décharge après le pic
- d- A la recharge après le pic.

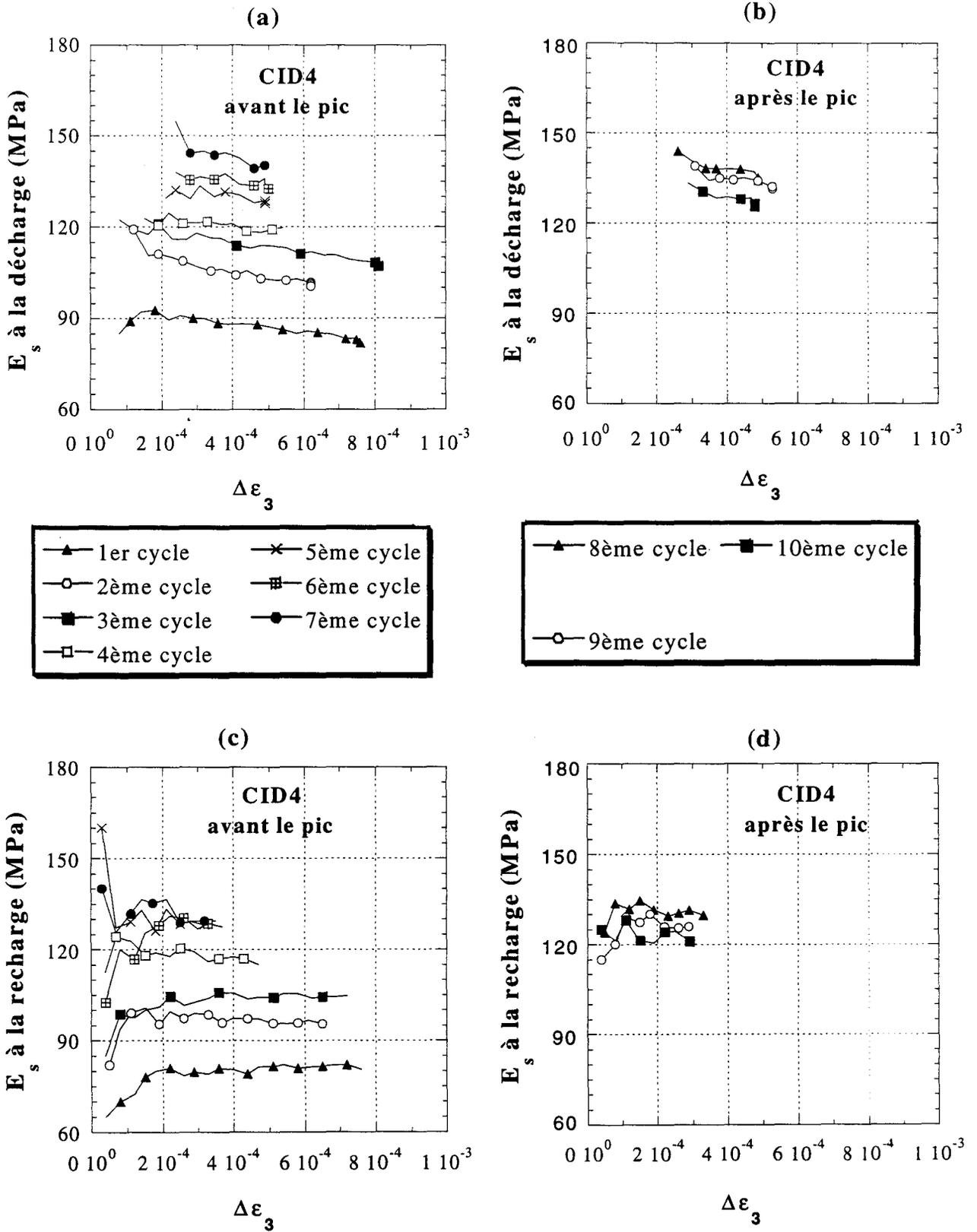


Fig. 3.9°: Variation du module sécant au cours de l'essai CID4 (Sable dense,  $p'_c=200\text{kPa}$ )

- a- A la décharge avant le pic
- b- A la recharge après le pic
- c- A la décharge avant le pic
- d- A la recharge après le pic

L'évolution du coefficient de Poisson  $\nu$  mesuré lors des essais CID3 et CID4 est montrée sur la figure 3.10. On note une concentration de ce coefficient autour de la valeur  $\nu=0,35$ .

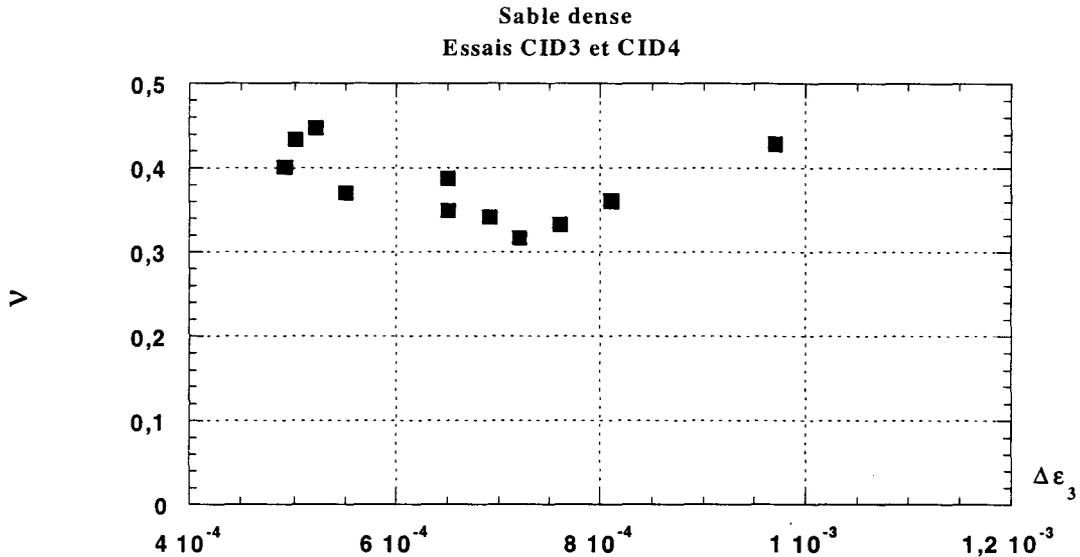


Fig. 3.10 : Variation du pseudo-coefficient de Poisson drainé pour le sable lâche

### 3.2.3 Effet du niveau de contraintes

La figure 3.11a illustre l'évolution du module de déformation sécant à la recharge en fonction de la pression moyenne effective  $p'$  et ceci pour différentes gammes du rapport  $q/p'$ , ( $0 < q/p' < 0,5$ ;  $0,5 < q/p' < 1$ ;  $1 < q/p' < 1,5$  et  $1,5 < q/p' < 2$ ). On observe, pour chaque gamme de  $q/p'$ , une augmentation non linéaire du module sécant quand la pression  $p'$  augmente.

Dans le but d'étudier l'influence du niveau de contraintes  $q/p'$  sur le module sécant, nous avons normalisé ce module par la racine carrée de la pression moyenne. Le choix de cette présentation est fondée sur les résultats de l'analyse bibliographique qui a montré que le module de déformation s'exprime en fonction de la pression moyenne ( $E = A_{(\text{matériau})} \times B_{(\text{compacité})} \times p'^{0,5}$ ). La figure 3.11b montre la variation du module normalisé pour les essais réalisés. On note que ce module augmente avec  $q/p'$ . En effet,  $\frac{E}{\sqrt{p'}}$  augmente de 130 à 230 quand  $q/p'$  passe de 0,4 à 1,3.

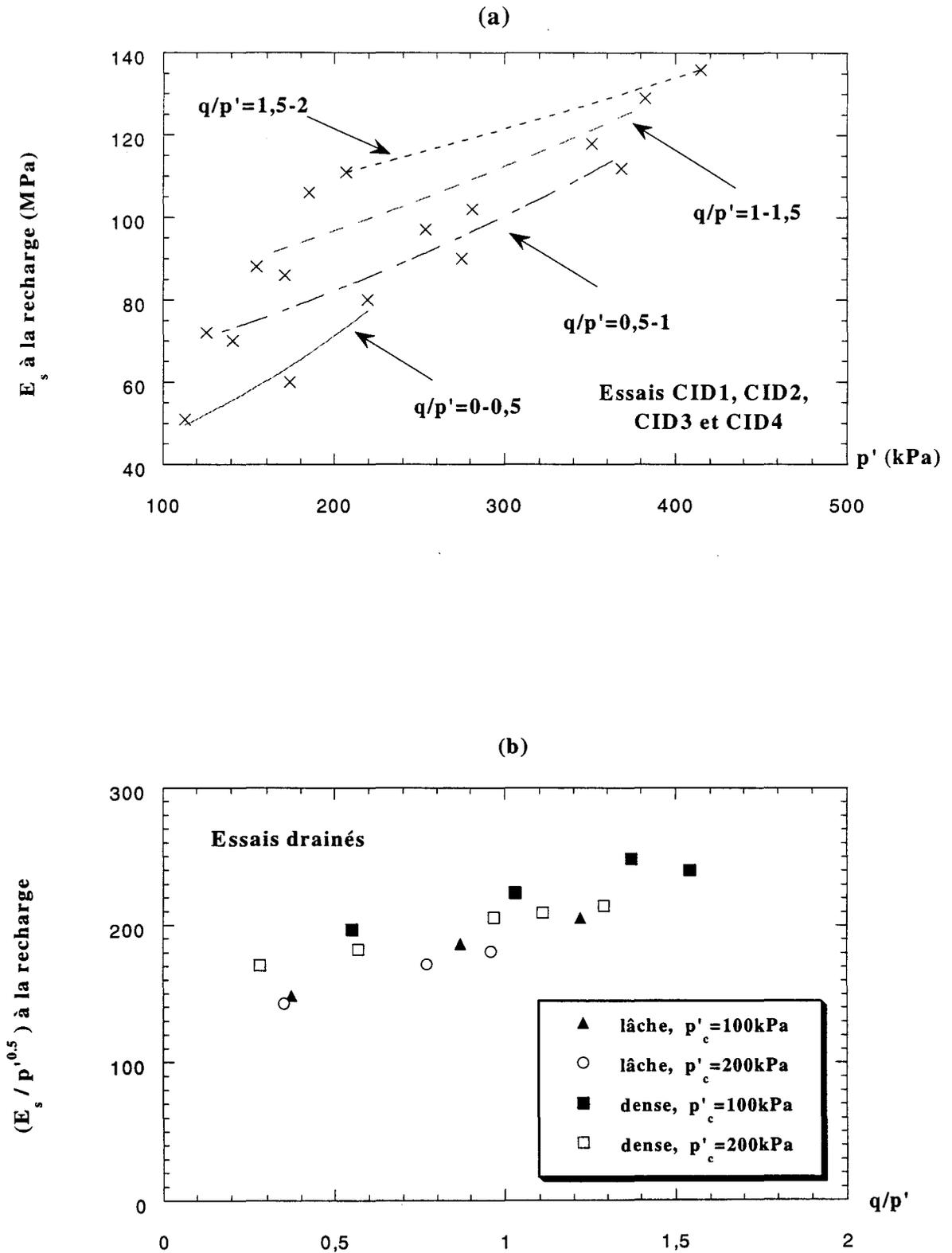


Fig. 3.11 : Influence du niveau de contraintes sur le module de déformation sécant

- a- Module sécant en fonction de la pression moyenne
- b- Evolution du module sécant normalisé avec  $q/p'$ .

### 3.2.4 Effet de la densité initiale

Lors du chapitre précédent, nous avons noté un effet important de la compacité (densité initiale ou indice des vides) sur le comportement général du sable. La figure 3.12a montre l'évolution du module de déformation sécant à la recharge en fonction du rapport de contraintes  $q/p'$ . On note que pour un rapport de contraintes donné, le module sécant augmente avec la densité. En effet, pour  $q/p'=1$ , le module sécant augmente de  $E_s=75$  MPa à  $E_s=88$  MPa quand le sable passe d'un état lâche à un état dense.

Afin de faire une comparaison avec les résultats de la littérature, nous avons normalisé le module sécant par rapport à la racine carré de la pression moyenne puis nous avons tracé sur la figure 3.12b, le rapport du module sécant normalisé à l'état dense sur le module sécant normalisé à l'état lâche.

Ce rapport correspond au  $B_{(dense)} / B_{(lâche)}$ . La fonction  $B_{(compacité)}$  (Equation. 1.1) est représentée dans le tableau 1.1:

$$B_{(compacité)} = \frac{(b - e)^2}{1 + e} \quad (3.4)$$

On observe sur la figure 3.12b une concentration du rapport des modules normalisés autour de la valeur 1,27. Ceci donne un coefficient  $b$  de l'ordre de 4,66. Pour le même sable, Hameury (1995) donne une valeur de  $b$  égale à 3,01.

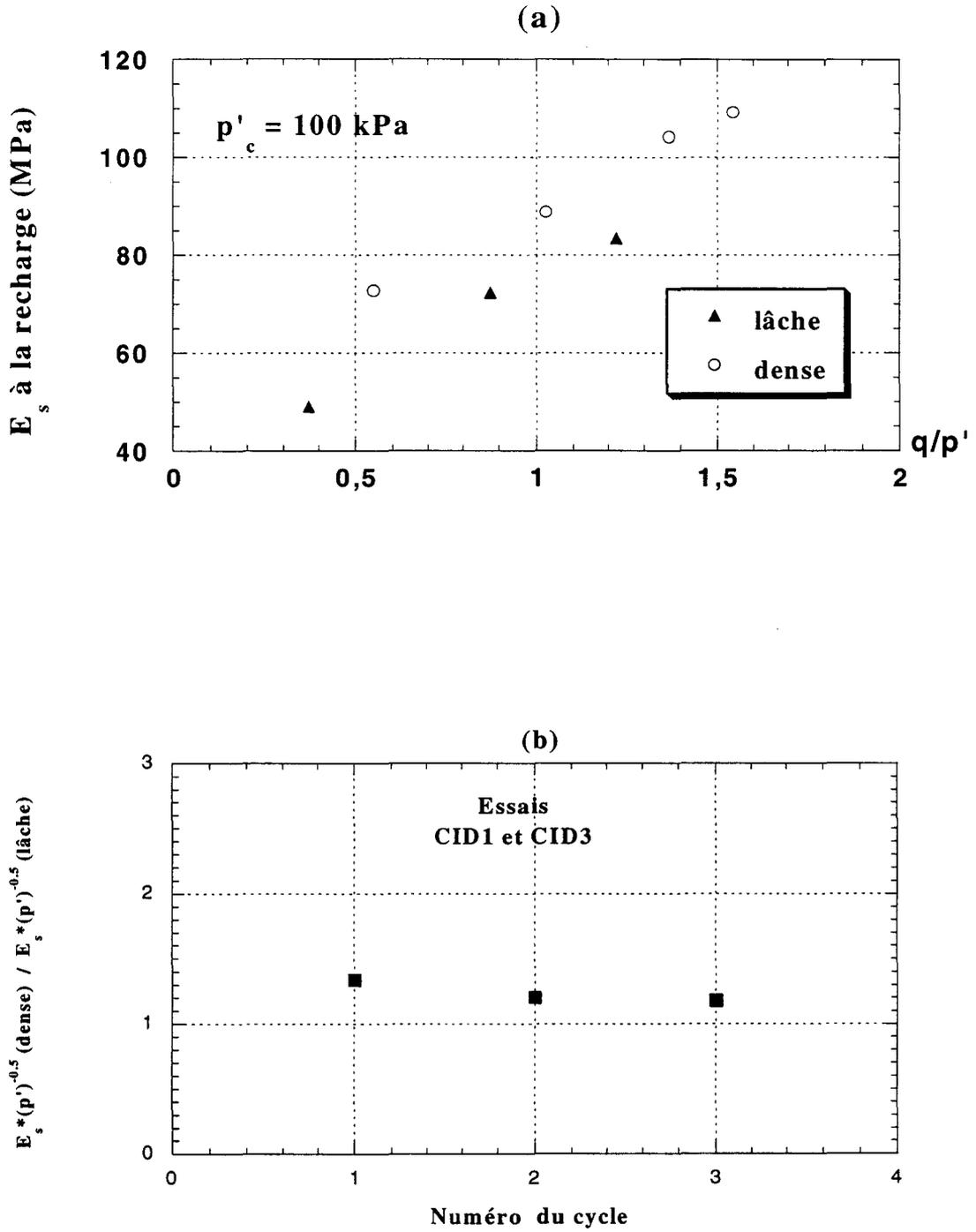


Fig. 3.12 : Influence de la densité initiale sur le module sécant à la recharge

- a- Module sécant pour deux sables lâche et dense
- b- Module normalisé dense sur le module normalisé lâche

### 3.2.5 Effet de l'histoire du chargement

Afin d'étudier le rôle de l'histoire du chargement, nous avons réalisé un essai supplémentaire (CID5) à un confinement de 100kPa sur le sable dense ( $I_p=0,74$ ). Dans cet essai, nous avons réalisé des cycles de déchargement – recharge à différents niveaux du déviateur. Pour chaque niveau, on a appliqué deux types de cycles : petit et grand. Le petit cycle est identique à ceux réalisés précédemment (amplitude de la déformation axiale entre  $10^{-4}$  et  $10^{-3}$ ). Les petits cycles sont identifiés sur la figure 3.13a par les lettres A, C, E et G et les grands cycles par les lettres B, D, F et H.

Le déviateur à la décharge est de 125 kPa pour les cycles A et B, de 220 kPa pour les cycles C et D, de 300 kPa pour les cycles E et F, de 350 kPa pour les cycles G et H.

La phase de recharge des grand cycles correspond à une déformation axiale initiale de 0,25% pour le cycle B, de 0,45% pour le cycle D, de 1,35% pour le cycle F et de 3% pour le cycle H.

La figure 3.13c illustre l'évolution du module sécant à la recharge pour les cycles A et B. Le module sécant pour le cycle A ( $q_{\text{centre}}=110$  kPa) est supérieur à celui du cycle B ( $q=0$ ). Ceci peut s'expliquer par l'effet du déviateur qui est plus élevé dans le cycle A. Afin d'étudier le rôle de l'histoire de chargement, nous présentons sur la figure 3.13d le module sécant à la recharge pour les cycles B, D, F et H. Il est à noter que dans ces cycles, le module est mesuré à partir d'un déviateur nul. Le rôle de l'histoire du chargement est perceptible par la différence sur le module sécant entre les différents cycles. En effet, le module augmente quand on passe du cycle B au cycle D. Cette augmentation a été signalée par plusieurs auteurs (voir 1<sup>er</sup> chapitre) : un chargement déviatorique induit une anisotropie qui fait augmenter la rigidité dans le sens du chargement (Lanier & al 1991, Bellotti & al 1996, Hoque & Tatsuoka 1998). Ensuite, le module diminue très légèrement pour les autres cycles. Cette légère diminution peut être interprétée par le fait que l'échantillon se ramollit et devient moins rigide (phénomène de dilatance, fig. 3.13b). Le tableau 3.2 présente le module sécant à la recharge pour les cycles B, D, F et H et pour une amplitude de déformation axiale égale à  $5 \times 10^{-4}$ . Le module augmente de 12% entre les cycles B et D puis il subit une faible réduction (2,5%).

Essai CID5	Cycle B	Cycle D	Cycle F	Cycle H
<b><math>E_s</math> (MPa) A la recharge</b>	49	55	54	54

Tableau 3.2 : Module sécant à la recharge pour les grand cycles.

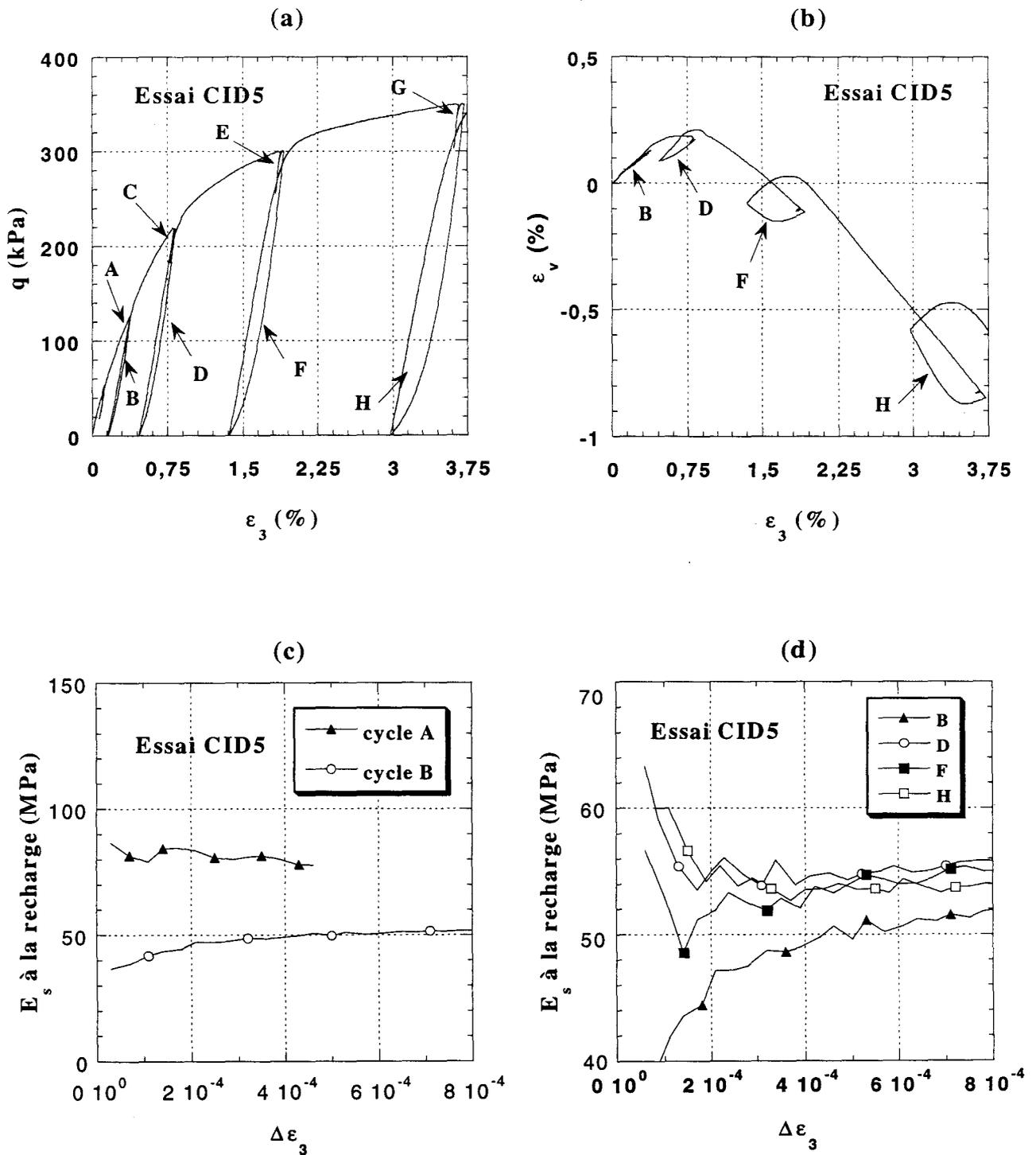


Fig. 3.13 : Influence de l'histoire de chargement sur le module sécant à la recharge

- a- Illustration des cycles réalisés
- b- Déformation volumique – déformation axiale
- c- Module sécant pour deux cycles petit et grand
- d- Evolution du module sécant pour des états anisotropes en déformation

### 3.3 Chemin non drainé

#### 3.3.1 Essais réalisés

Deux essais non drainés avec cycles de chargement – déchargement ont été réalisés en faisant varier la densité du sol (lâche et dense). En appliquant la loi de Hooke généralisée pour un cycle de déchargement – rechargement, on peut déterminer le module de cisaillement d'après l'expression :

$$G = \frac{\Delta q}{3\Delta\varepsilon_d} \quad (3.5)$$

$\varepsilon_d$  désigne la déformation déviatorique qui s'exprime par  $\varepsilon_d = \frac{2}{3}(\varepsilon_3 - \varepsilon_1)$ .

#### 3.3.2 Résultats obtenus

##### a- Sable lâche

Un essai non drainé a été réalisé sur le sable lâche ( $I_p=0,06$ ) à un confinement effectif de 100kPa avec une contre pression de 500kPa. Le coefficient de Skempton B mesuré après la consolidation était de 94%.

Trois cycles de décharge-recharge ont été effectués pour des valeurs du déviateur de 80 kPa, 110 kPa et 130 kPa. La pression moyenne effective et le déviateur au milieu des cycles sont respectivement de 52 kPa et 48 kPa pour le 1<sup>er</sup> cycle, de 70 kPa et 74 kPa pour le 2<sup>ème</sup> cycle, de 60 kPa et 56 kPa pour le 3<sup>ème</sup> cycle.

La figure 3.14a illustre les résultats obtenus sur les trois cycles. On note la présence d'une boucle d'hystérésis. Cette boucle a été quantifiée par le calcul du coefficient D défini précédemment (Eq. 3.2). L'évolution de ce coefficient avec l'amplitude de la déformation axiale est montrée sur la figure 3.14b. Comme dans le cas du chemin drainé, on remarque une augmentation du coefficient d'amortissement avec l'amplitude du cycle. Du fait que ce coefficient est élevé pour le 3<sup>ème</sup> cycle (7%), ce dernier ne sera pas retenu dans la suite du travail.

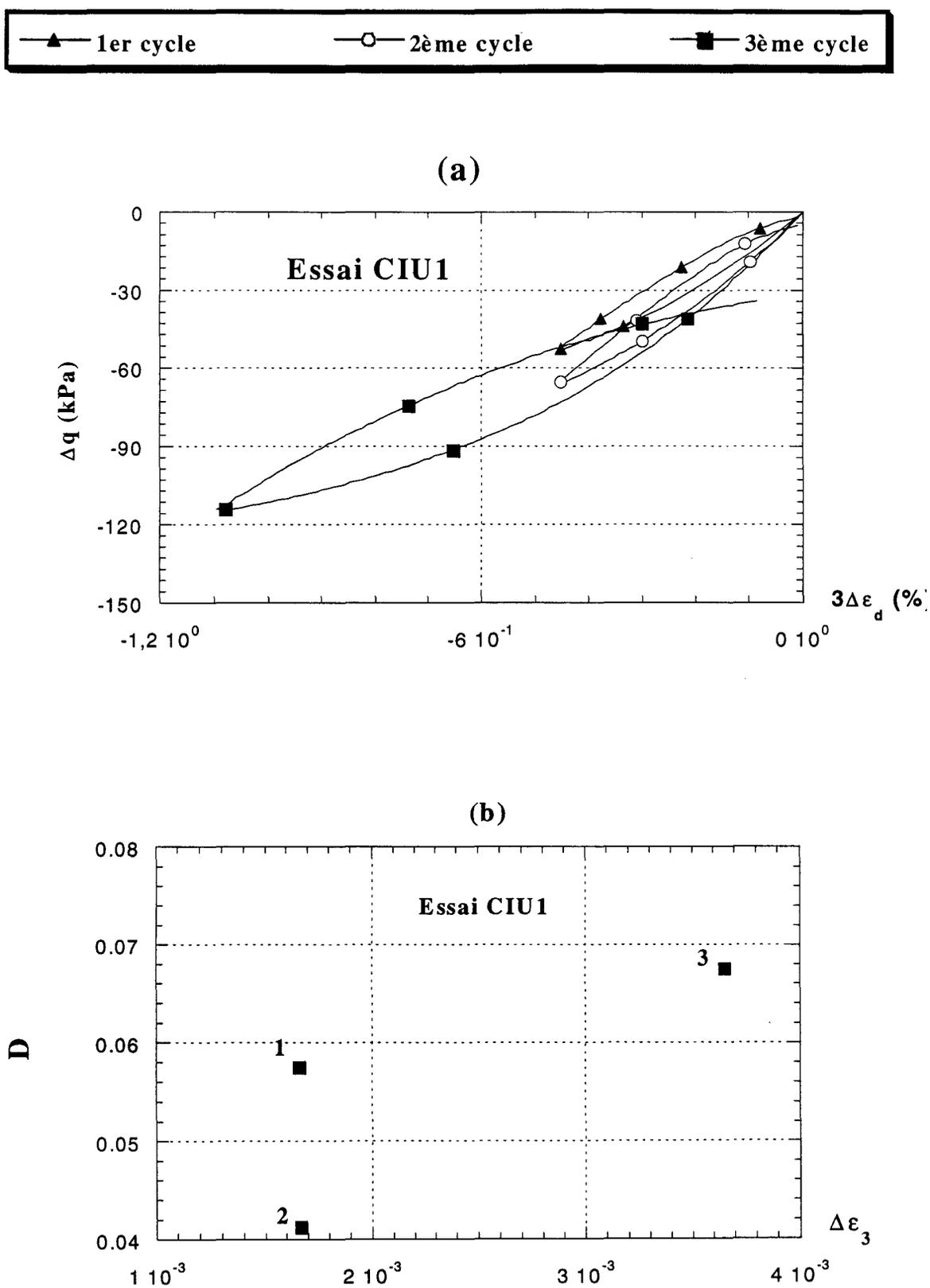


Fig. 3.14 : Essai non drainé réalisé sur sable lâche ( $p'_c = 100\text{kPa}$ )

- a- Cycles de déchargement – rechargement
- b- Coefficient D pour les cycles

Le module de déformation sécant  $G_s$ , déterminé pour les cycles de déchargement – rechargement, est présenté sur la figure 3.15. Pour  $\Delta\varepsilon_3 < 2 \times 10^{-4}$ , on note une fluctuation du module sécant à la décharge ainsi qu'à la recharge. Au-delà de ce niveau:

- Le module sécant à la décharge décroît plus ou moins linéairement avec la déformation.
- Le module sécant à la recharge est quasi-constant. Il est de l'ordre de 14MPa pour le 1<sup>er</sup> cycle et de 17 MPa pour le 2<sup>ème</sup> cycle.

### b- Sable dense

Un essai non drainé (CIU2) a été réalisé sur le sable dense ( $I_p=0,82$ ) à confinement effectif initial de 100 kPa. Le coefficient de Skempton B mesuré après la consolidation est de 99%.

7 cycles de décharge-recharge ont été effectués au cours de cet essai. Le tableau 3.3 donne les valeurs  $p'$  et  $q$  au centre de ces cycles et les valeurs du déviateur au début de chaque inversion.

Cycles	Essai CIU2		
	$p'_{\text{centre}}$ (kPa)	$q_{\text{centre}}$ (kPa)	$q$ (kPa)
1 <sup>er</sup> cycle	89	64	95
2 <sup>ème</sup> cycle	132	161	195
3 <sup>ème</sup> cycle	191	257	295
4 <sup>ème</sup> cycle	259	362	400
5 <sup>ème</sup> cycle	319	453	495
6 <sup>ème</sup> cycle	385	556	595
7 <sup>ème</sup> cycle	449	648	695

Tableau 3.3 : Niveaux de contraintes pour les cycles de l'essai non drainé sur sable dense.

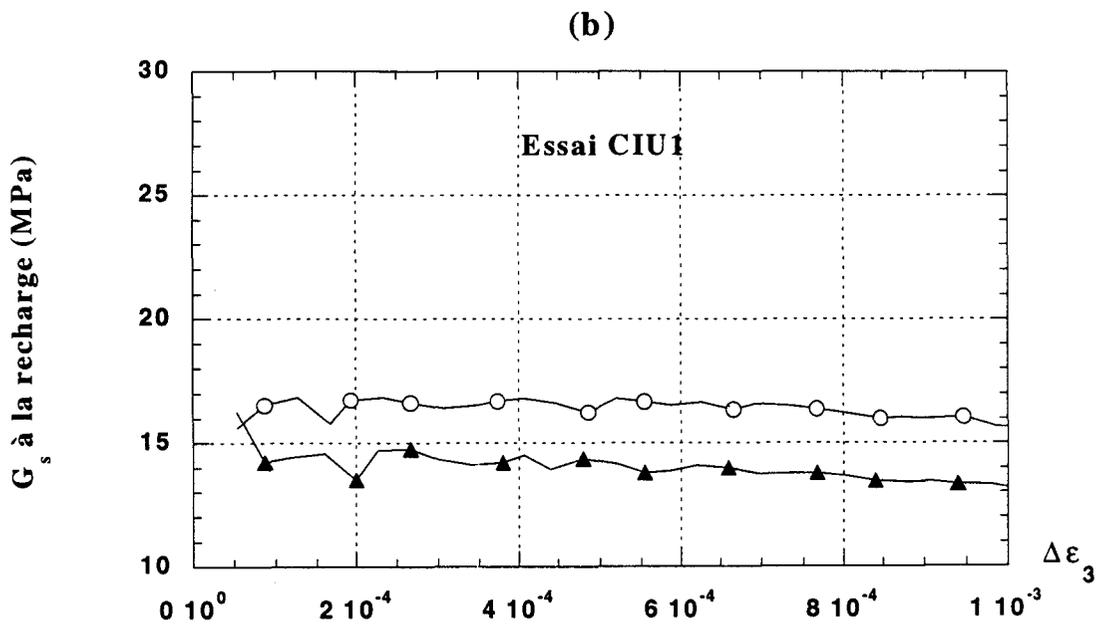
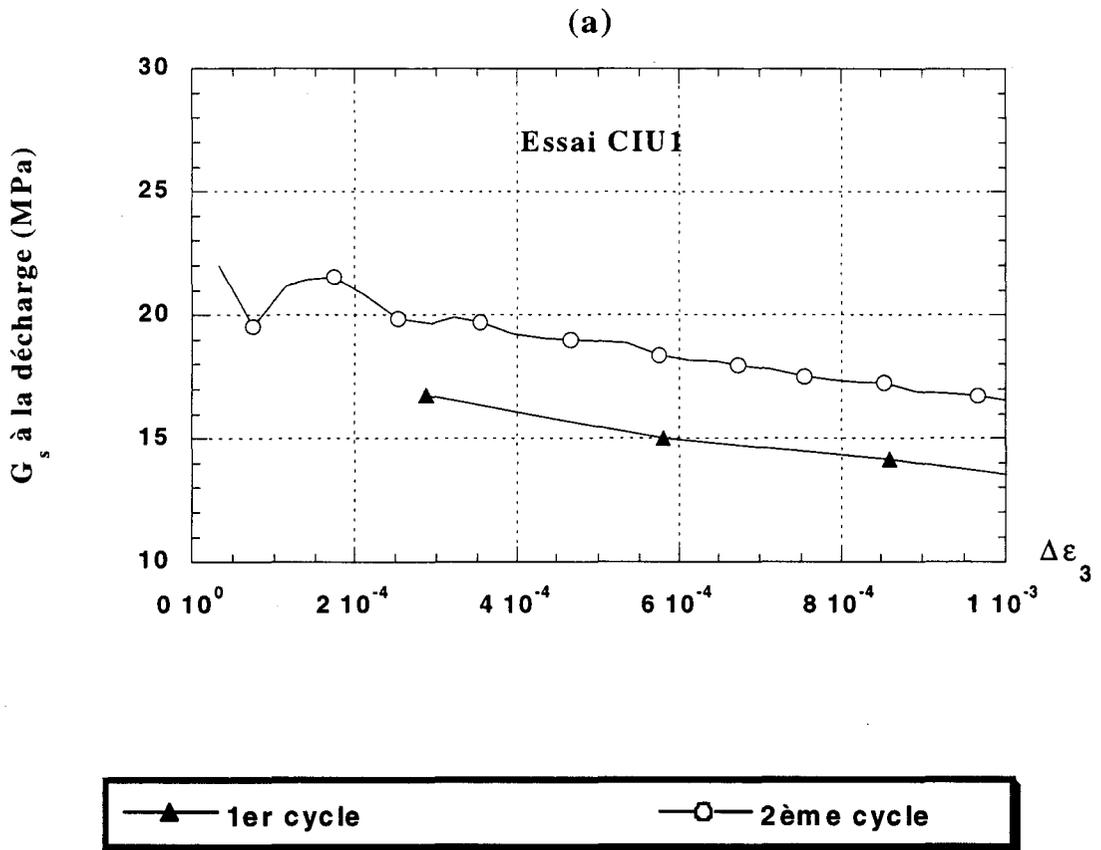


Fig. 3.15 : Essai non drainé réalisé sur sable lâche ( $p'_c = 100\text{kPa}$ )

- a- Module de cisaillement sécant à la décharge
- b- Module de cisaillement sécant à la recharge

La figure 3.16a détaille les cycles réalisés. On note un écart entre les trajets de déchargement et rechargement. Ceci traduit la présence d'une boucle d'hystérésis. Une quantification de cette boucle est faite en calculant le coefficient d'amortissement  $D$  (Figure 3.16b). On enregistre un coefficient d'amortissement d'autant plus grand que l'amplitude du cycle est grand. Toutefois, le coefficient  $D$  reste très petit, ne dépassant pas 1%.

La variation du module de cisaillement sécant  $G_s$  en fonction de l'amplitude de déformation axiale  $\Delta\varepsilon_3$  est illustrée sur les figure 3.17a et 3.17b. Aussi bien à la décharge qu'à la recharge, on note des oscillations sur le module de déformation sécant pour une amplitude de déformation axiale inférieure à  $2 \times 10^{-4}$ . Au-dessus de ce niveau de déformation, on note, comme pour le sable lâche, une diminution du module sécant à la décharge avec le niveau de déformation. Le module de cisaillement sécant à la recharge est quasi-constant pour des déformations supérieures à  $2 \times 10^{-4}$ . Ce module est de l'ordre de 25 MPa pour le 1<sup>er</sup> cycle, de 30 MPa pour le 2<sup>ème</sup> cycle, de 34 MPa pour le 3<sup>ème</sup> cycle et de 38 MPa pour le 4<sup>ème</sup> cycle.

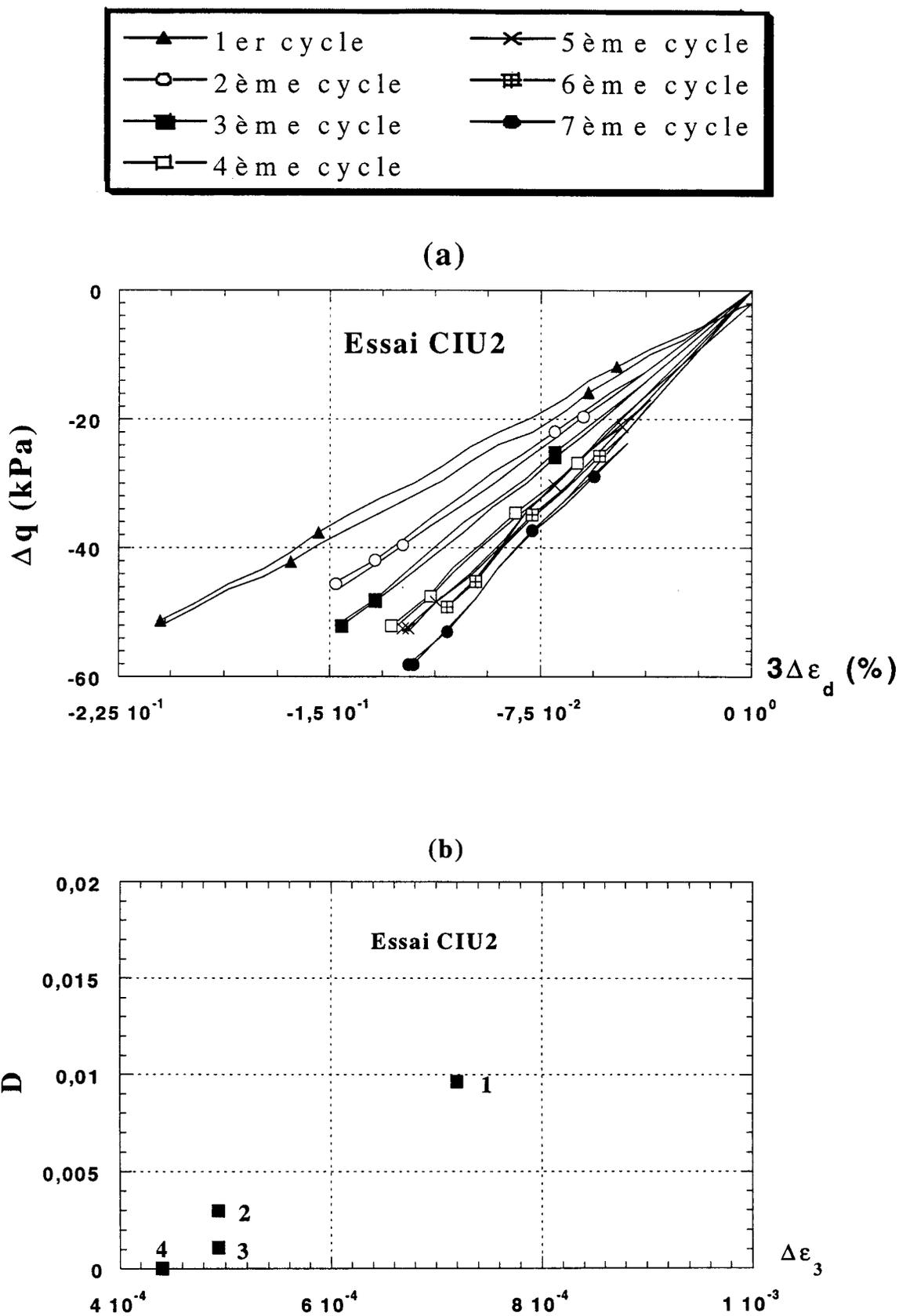


Fig. 3.16 : Essai non drainé effectué sur le sable d'Hostun RF dense

a- Cycles réalisés

b- Coefficient D pour les différents cycles

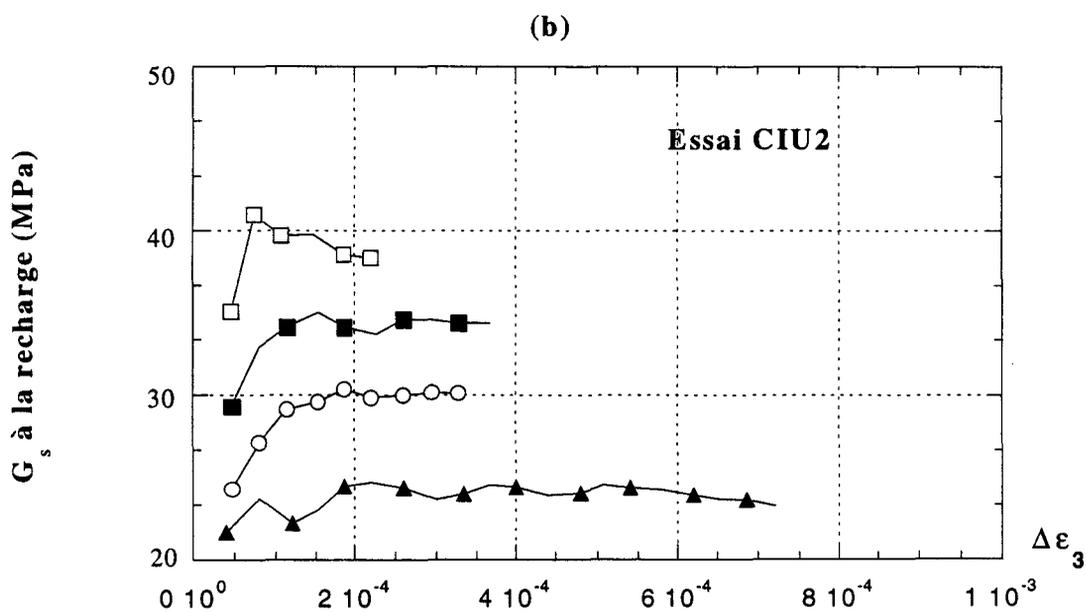
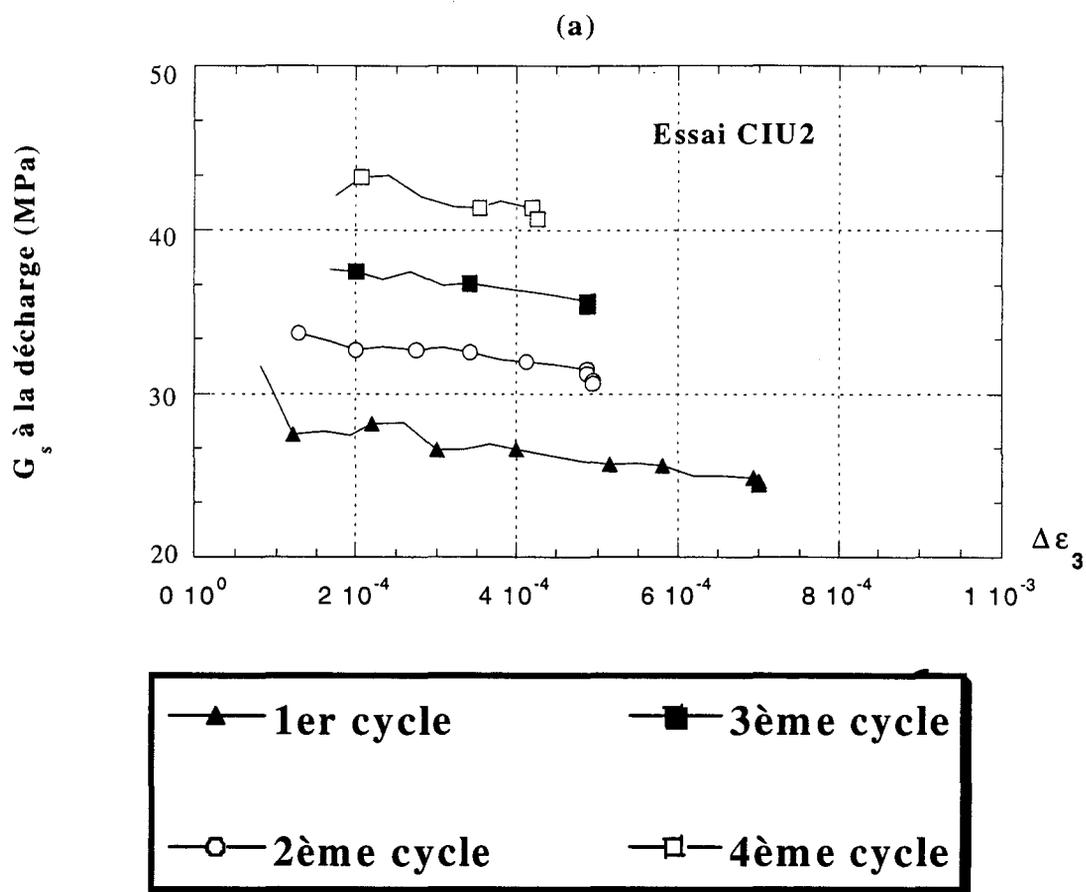


Fig. 3.17 : Essai non drainé sur sable dense ( $p'_c = 200\text{kPa}$ )

- a- Module de cisaillement sécant à la décharge
- b- Module de cisaillement sécant à la recharge

### 3.3.3 Comparaison avec le chemin drainé

Dans le but de comparer les résultats des chemins non drainé et drainé, nous illustrons sur la figure 3.18, pour ces deux chemins, l'évolution du module de cisaillement sécant à la recharge normalisé par la racine carrée de la pression moyenne effective. Le module de cisaillement dans les essais drainés a été déterminé en supposant un coefficient de Poisson  $\nu = 0,35$ . Les valeurs obtenues sur le chemin non drainé se situent bien à l'intérieur du fuseau trouvé lors des essais drainés.

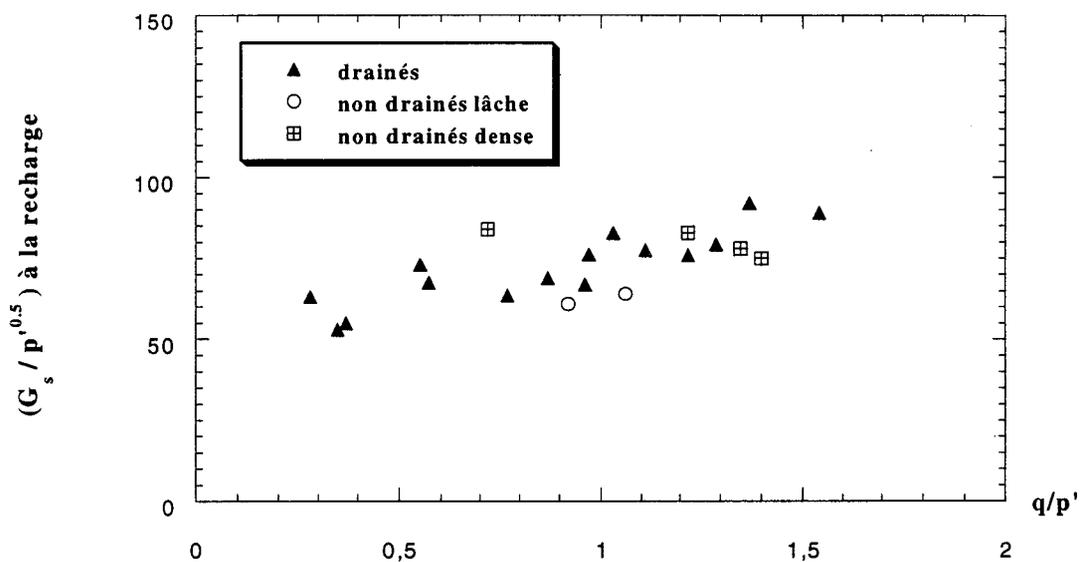


Fig. 3.18 : Comparaison des modules de cisaillement mesurés sur chemins drainés et non drainés (Le module de cisaillement a été déterminé pour les essais drainés en supposant un coefficient de Poisson  $\nu = 0,35$ )

### 3.4 Chemin à pression moyenne constante

#### 3.4.1 Essais réalisés

Des essais à pression moyenne constante avec cycles de déchargement - rechargement ont été réalisés sur sable dense. En appliquant la loi de Hooke généralisée sur un cycle, on peut déterminer le module de cisaillement sécant :

$$G = \frac{\Delta q}{3\Delta\varepsilon_d} \quad (3.6)$$

Dans ce type de chemin, la pression moyenne est gardée constante au cours du chargement. Ceci va permettre d'étudier l'effet du déviateur sur le module sécant.

Notre programme expérimental a comporté deux essais sur sable dense. Le premier essai (CP1) a été réalisé sur une pression moyenne effective de 100 kPa et une densité relative  $I_D = 0,79$ . Dans le second essai (CP2) ( $I_D = 0,80$ ), la pression moyenne effective était de 200kPa. Le coefficient de Skempton pour les deux essais était proche de 0,93.

Deux cycles de déchargement – rechargement ont été réalisés dans l'essai CP1 pour des niveaux respectifs du déviateur de 103 kPa et 172 kPa. La valeur moyenne du déviateur est de 74 kPa pour le 1<sup>er</sup> cycle et de 119 kPa pour le 2<sup>ème</sup> cycle.

#### 3.4.2 Résultats obtenus

La figure 3.19a illustre les résultats des cycles réalisés. L'amplitude de la déformation axiale du 1<sup>er</sup> cycle est de l'ordre de  $5 \times 10^{-4}$  tandis que l'amplitude du 2<sup>ème</sup> cycle est de l'ordre de  $2 \times 10^{-3}$ . Cette dernière amplitude engendre une boucle d'hystérésis importante. La figure 3.19b montre le coefficient d'amortissement D pour les deux cycles. Il est de l'ordre de 15% dans le 2<sup>ème</sup> cycle tandis qu'il est de l'ordre de 2% pour le premier.

Nous avons réalisé 8 cycles de déchargement – rechargement au cours de l'essai CP2. Les valeurs du déviateur à la décharge et au milieu des cycles sont représentées dans le tableau 3.4.

Cycles	Essai CP2	
	q (kPa) A la décharge	q (kPa) Au milieu du cycle
1 <sup>er</sup> cycle	101	62
2 <sup>ème</sup> cycle	200	163
3 <sup>ème</sup> cycle	301	264
4 <sup>ème</sup> cycle	326	287
5 <sup>ème</sup> cycle	336	281
6 <sup>ème</sup> cycle	341	299
7 <sup>ème</sup> cycle	339	287
8 <sup>ème</sup> cycle	338	276

Tableau 3.4 : Essai à pression moyenne constante réalisé sur sable dense ( $p' = 200 \text{ kPa}$ ), niveaux du déviateur à la décharge et au milieu des cycles.

L'amplitude des cycles est de l'ordre de  $10^{-4}$  à  $10^{-3}$  en déformation axiale. Ces cycles sont illustrés sur la figure 3.20a. On note l'existence d'une boucle d'hystérésis. La figure 3.20b montre l'évolution du coefficient d'amortissement  $D$  en fonction de l'amplitude du cycle. On constate que ce coefficient croît avec l'amplitude du cycle et atteint 10% pour une déformation axiale de  $8 \times 10^{-4}$ .

Du fait que le coefficient d'amortissement à partir du 4<sup>ème</sup> cycle est élevé, dans la suite de ce travail, on va considérer uniquement les trois premiers cycles.

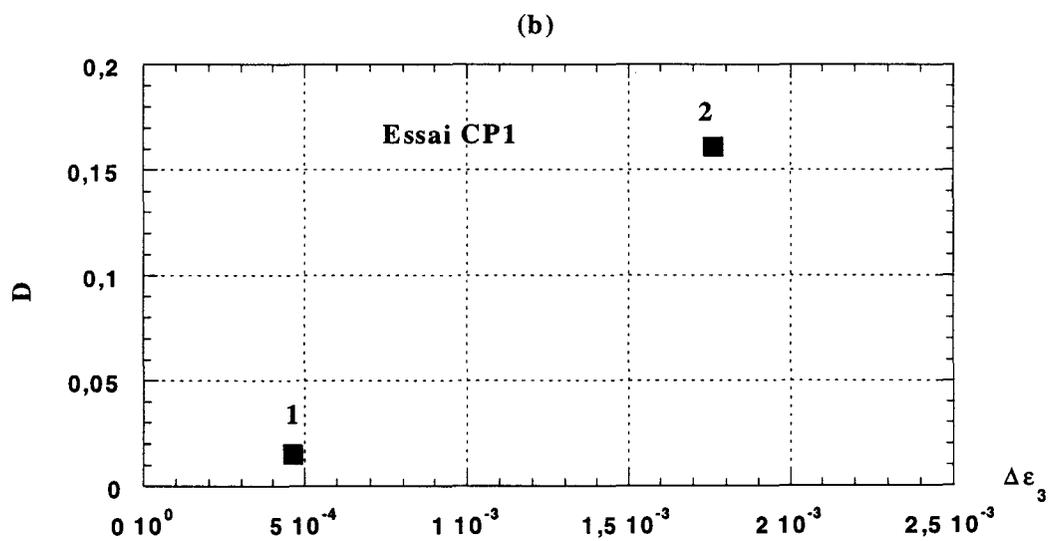
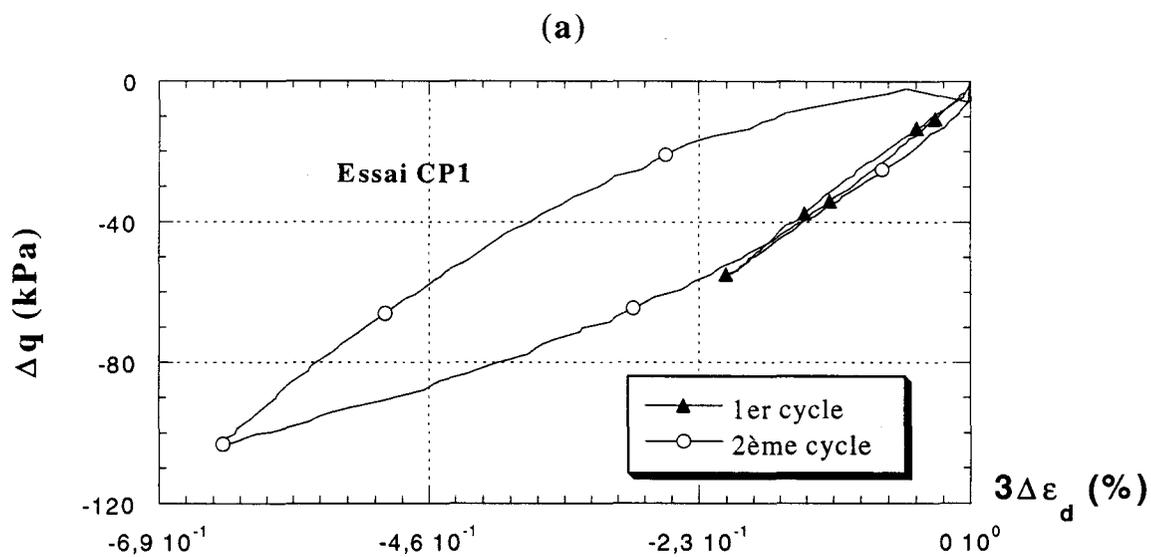


Fig. 3.19 : Essai à pression moyenne constante réalisé sur sable dense ( $p'=100\text{kPa}$ )

a- Cycles réalisés

b- Coefficient d'amortissement pour les différents cycles

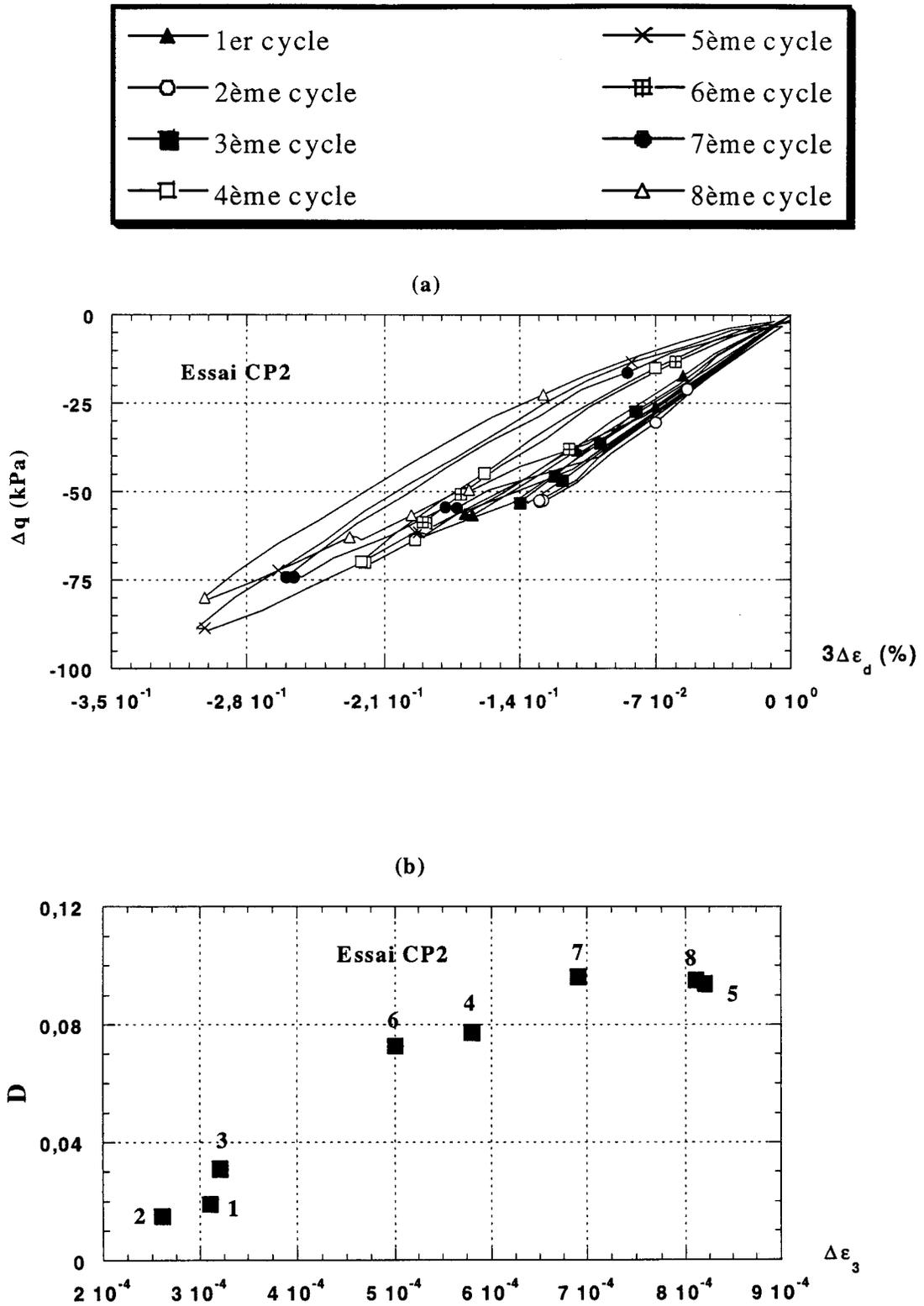


Fig. 3.20 : Essai à pression moyenne constante réalisé sur sable dense ( $p'=200\text{kPa}$ )

- a- Cycles réalisés
- b- Coefficient d'amortissement pour les différents cycles

Les figures 3.21 et 3.22 montrent les modules de cisaillement sécant  $G_s$  obtenus avec les essais CP1 et CP2. On note des oscillations de ce module, à la décharge ainsi qu'à la recharge, pour une déformation axiale inférieure à  $2 \times 10^{-4}$ . Pour des niveaux de déformation supérieurs, le module sécant à la décharge décroît très légèrement avec l'amplitude de la déformation axiale et le module sécant à la recharge reste quasi-constant. Dans l'essai CP1, il est de l'ordre de 26 MPa pour le 1<sup>er</sup> cycle et de 28 MPa pour le 2<sup>ème</sup> cycle. Dans l'essai CP2, le module sécant à la recharge est de l'ordre de 36 MPa pour le 1<sup>er</sup> cycle, de 43 MPa pour le 2<sup>ème</sup> cycle et de 45 MPa pour le 3<sup>ème</sup> cycle.

### 3.4.3 Effet du déviateur

La figure 3.23a illustre l'évolution du module sécant à la recharge avec le déviateur pour les essais CP1 et CP2. On note une augmentation du module sécant avec l'augmentation du déviateur ( $G_s$  passe de 35 MPa à 45 MPa quand le déviateur augmente de 60 kPa à 260kPa). Ceci montre l'importance de prendre en compte l'effet du déviateur sur le module de cisaillement. La figure 3.23b montre une comparaison entre les résultats obtenus avec chemin à pression moyenne constante et ceux obtenus avec les chemins drainé et non drainé. On note que l'essai à pression moyenne constante donne un module légèrement supérieur à celui obtenu avec les essais drainés et non drainés, en particulier pour l'essai CP2 (réalisé à 200kPa).

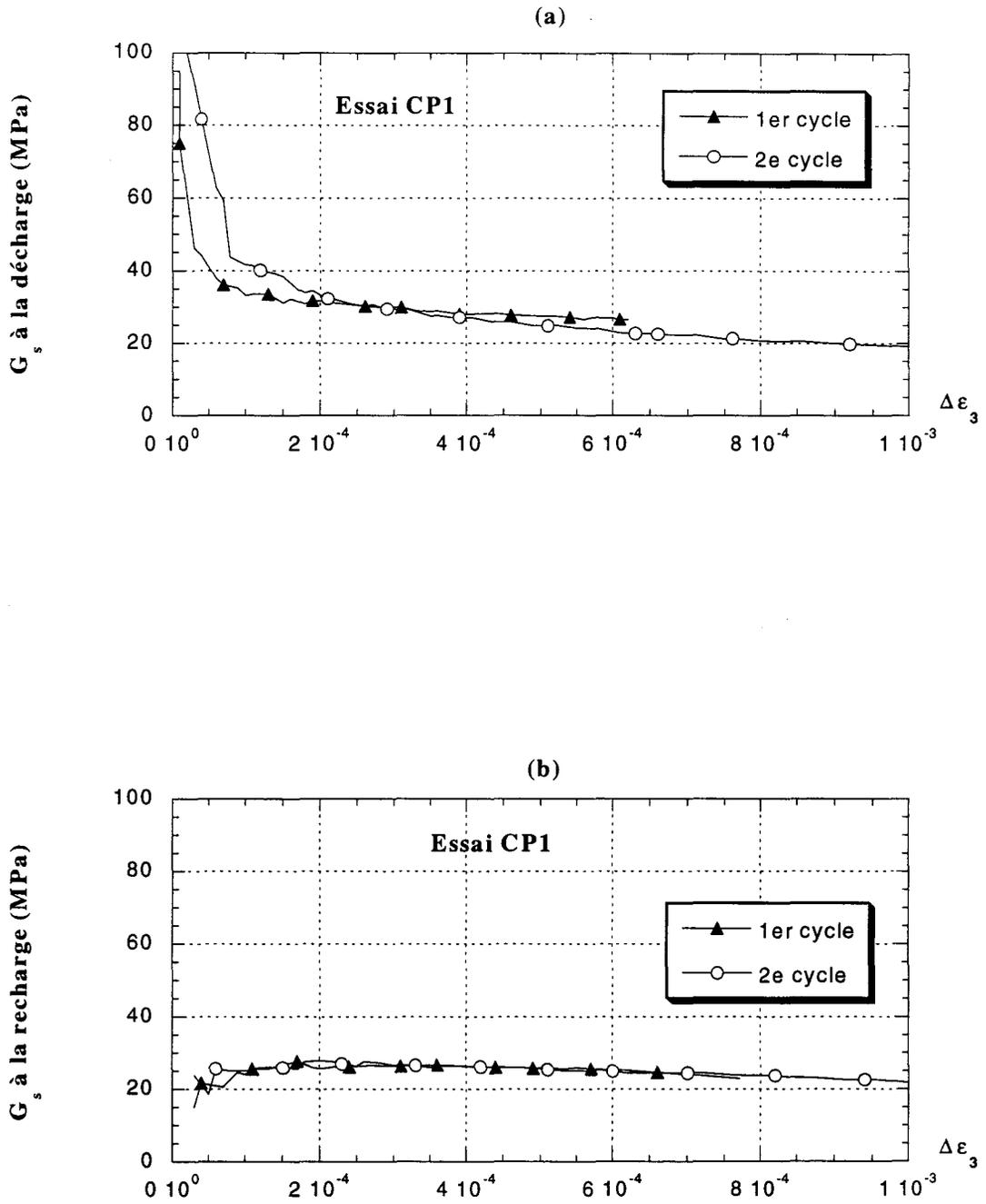


Fig. 3.21 : Evolution du module sécant dans l'essai réalisé à pression moyenne constante ( $p'=100\text{kPa}$ )

- a- A la décharge
- b- A la recharge

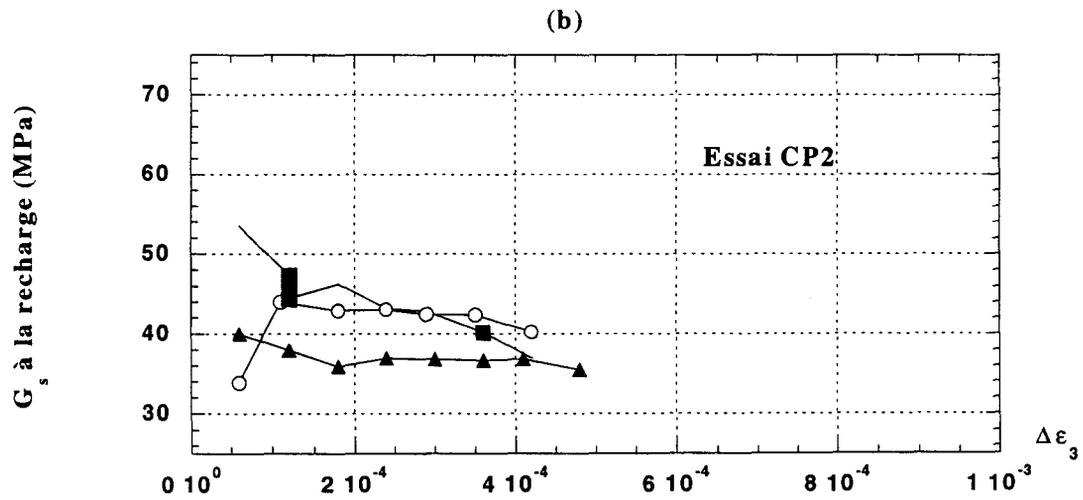
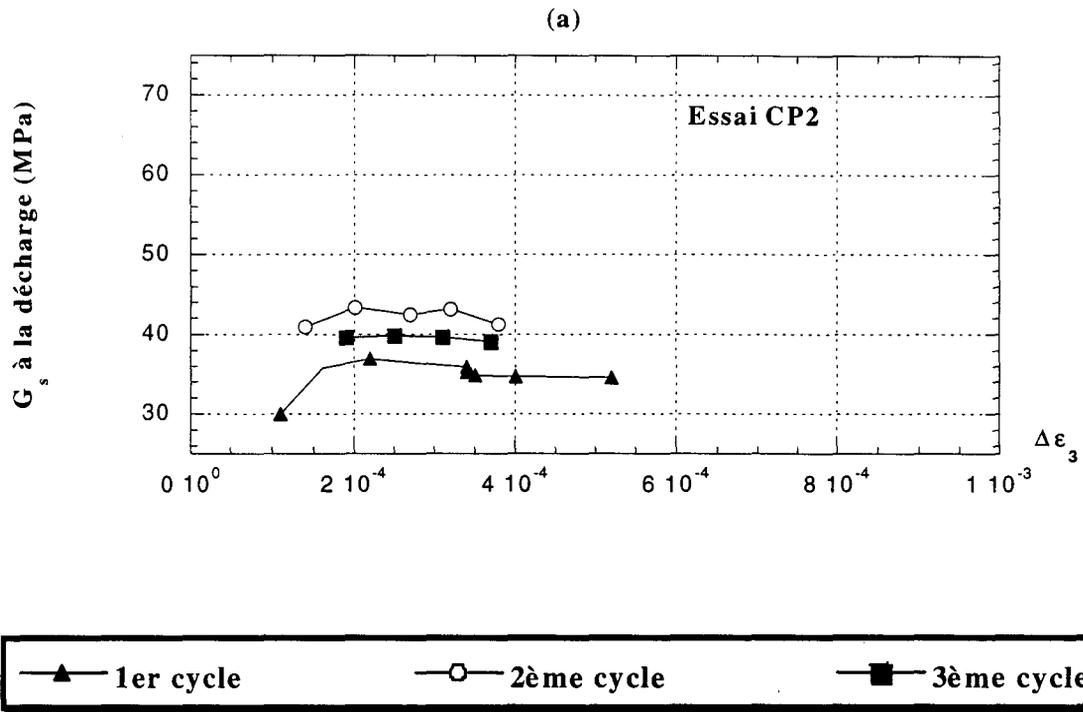


Fig. 3.22 : Evolution du module sécant dans l'essai réalisé à pression moyenne constante ( $p' = 200 \text{ kPa}$ )

- a- A la décharge
- b- A la recharge

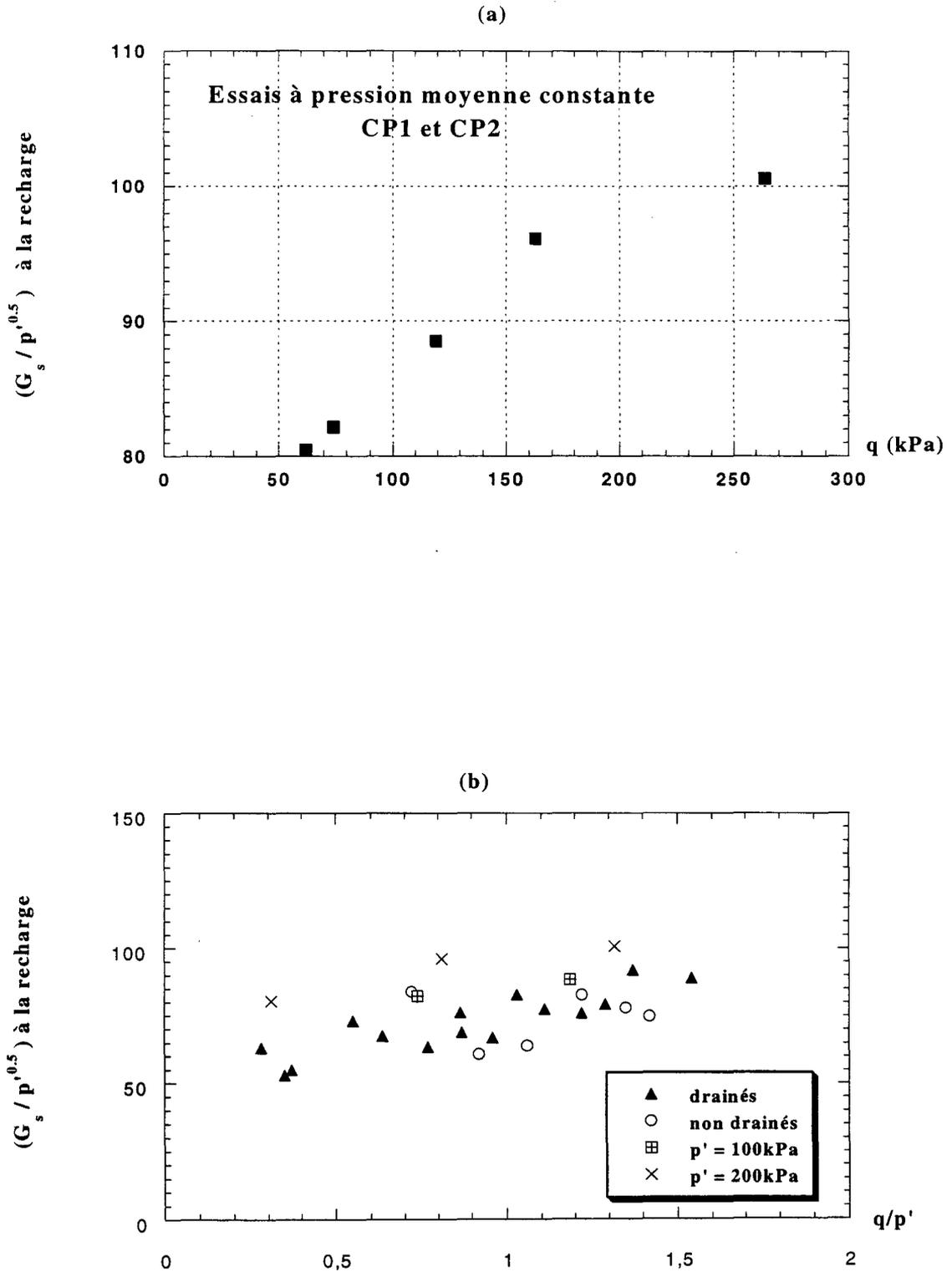


Fig. 3.23 : Influence du niveau de contraintes sur le module de cisaillement sécant  
 a- Evolution du module sécant avec le déviateur  
 b- Comparaison entre les essais drainés, non drainés et à pression moyenne constante.

### 3.5 Chemins proportionnels en déformations

#### 3.5.1 Essais réalisés

Ce chemin de chargement consiste à solliciter un échantillon de sol en gardant constant le rapport de déformations R.

$$R = \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_3} \quad (3.7)$$

où « d » désigne l'incrément de déformation,  $\varepsilon_v$  et  $\varepsilon_3$  sont respectivement les déformations volumique et axiale de l'échantillon. Au cours du chargement, on applique un certain nombre de cycles de déchargement – rechargement à différents niveaux de contraintes.

D'après la loi de Hooke généralisée, on peut déterminer un module de cisaillement sécant selon l'expression :

$$G_s = \frac{1}{(3-R)} \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_3} \quad (3.8)$$

L'essai non drainé est un cas particulier de ce type d'essais pour un rapport  $R=0$ . L'essai oedométrique correspond à  $R=1$ .

#### 3.5.2 Résultats obtenus

Le programme expérimental a comporté trois essais contractants et un essai dilatant sur sable dense ( $I_p=0,82$ ). Les essais contractants ont été réalisés pour un rapport de déformations  $R=1$  (essai DP1),  $R=0,5$  (essai DP2) et  $R=0,25$  (essai DP3). L'essai dilatant a été effectué avec un rapport  $R= -0,25$  (essai DP4). 9 cycles de déchargement – rechargement ont été réalisés dans chaque essai. Les valeurs du déviateur à la décharge, et de la pression moyenne et du déviateur au milieu des cycles sont représentés dans le tableau 3.5.

Les figures 3.24 à 3.27 illustrent les cycles réalisés au cours des quatre essais. On note la présence d'une boucle d'hystérésis. Les figures 3.24b, 3.25b, 3.26b et 3.27b donnent l'évolution du coefficient D calculé dans le plan ( $q, \varepsilon_3$ ). On note une augmentation de ce coefficient avec l'amplitude des cycles et l'augmentation de R. Pour  $\Delta \varepsilon_3=8 \times 10^{-4}$ , D est de l'ordre de 0,4% pour l'essai DP1, de 0,25% pour l'essai DP2, de 0,05% pour l'essai DP3 et de 0,02% pour l'essai DP4.

(a)

Essais	DP1		R= 1		DP2		R= 0,5	
	A la décharge		Au Milieu du cycle		A la décharge		Au Milieu du cycle	
(kPa)	q		p'	q	q		p'	q
1 <sup>er</sup> cycle	106		414	65	102		346	57
2 <sup>ème</sup> cycle	200		472	152	211		387	161
3 <sup>ème</sup> cycle	302		543	261	301		433	258
4 <sup>ème</sup> cycle	400		604	360	401		487	357
5 <sup>ème</sup> cycle	507		663	463	504		546	454
6 <sup>ème</sup> cycle	598		713	558	602		610	555
7 <sup>ème</sup> cycle	722		771	672	699		673	653
8 <sup>ème</sup> cycle	799		806	755	809		739	756
9 <sup>ème</sup> cycle	902		859	854	901		799	851

(b)

Essais	DP3		R= 0,25		DP4		R= -0,25	
	A la décharge		Au milieu du cycle		A la décharge		Au milieu du cycle	
(kPa)	q		p'	q	q		p'	q
1 <sup>er</sup> cycle	100		112	63	99		70	63
2 <sup>ème</sup> cycle	200		163	159	200		124	171
3 <sup>ème</sup> cycle	301		225	246	300		182	256
4 <sup>ème</sup> cycle	404		297	353	399		247	365
5 <sup>ème</sup> cycle	501		365	449	499		308	451
6 <sup>ème</sup> cycle	602		434	548	601		375	555
7 <sup>ème</sup> cycle	700		496	630	702		441	656
8 <sup>ème</sup> cycle	804		578	749	800		504	752
9 <sup>ème</sup> cycle	902		643	834	898		547	817

Tableau 3.5 : Essais proportionnels en déformations réalisés sur le sable dense :

- a- Niveaux de contraintes pour les essais DP1 et DP2
- b- Niveaux de contraintes pour les essais DP3 et DP4

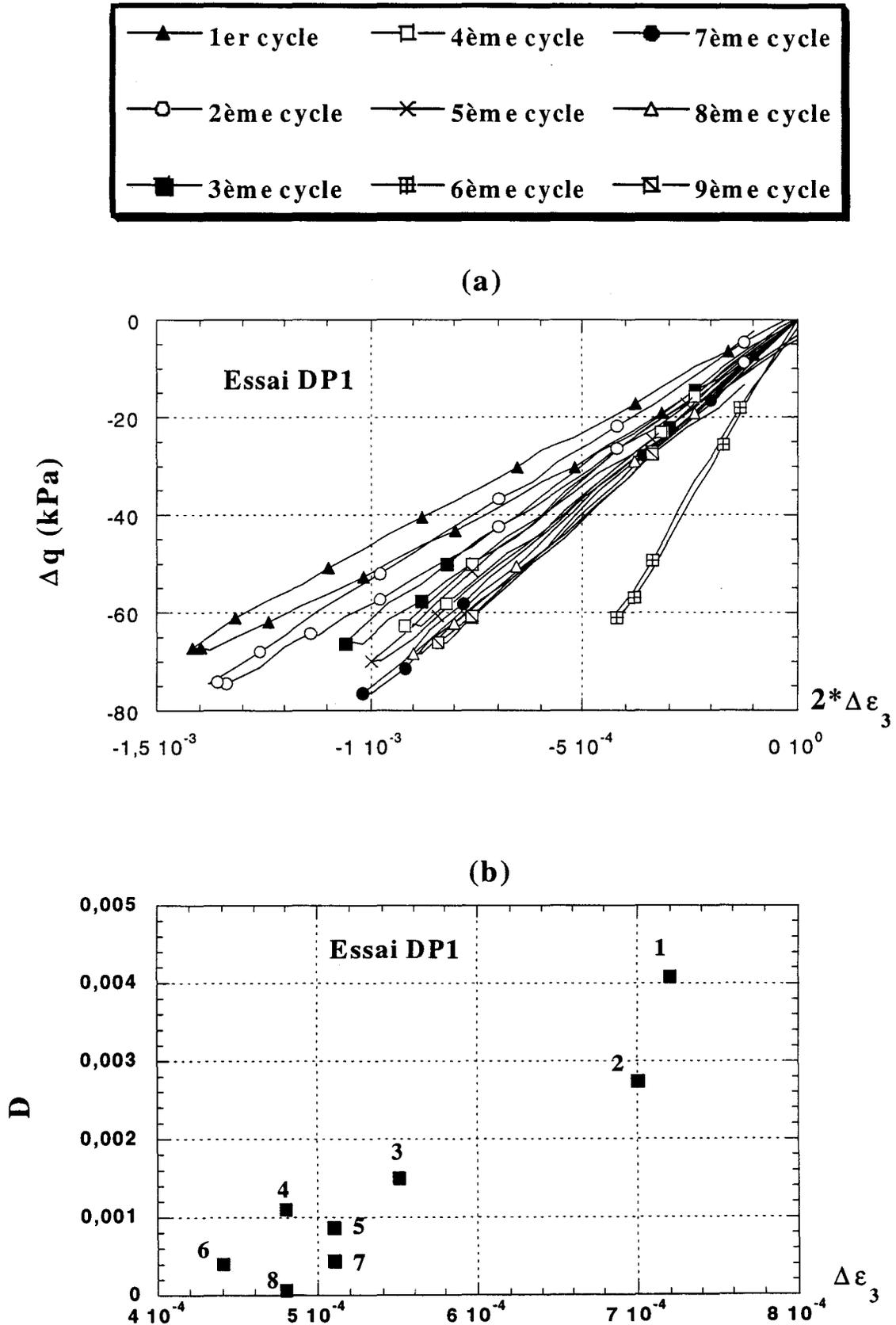


Fig. 3.24 : Essai proportionnel réalisé sur sable dense ( $R = 1$ )

a- Cycles de décharge – recharge

b- Coefficient d'amortissement calculé dans le plan ( $q, \epsilon_3$ )

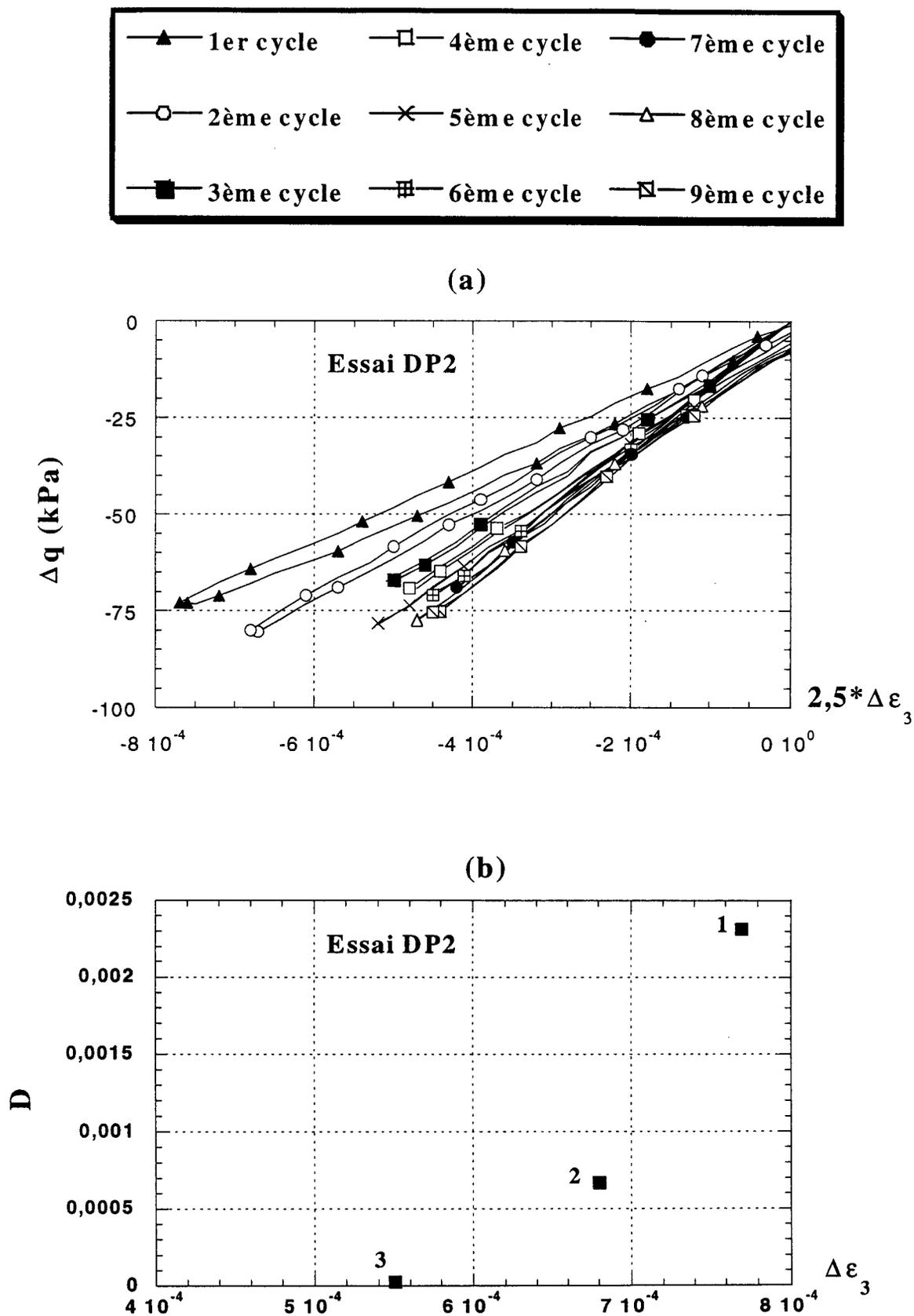


Fig. 3.25 : Essai proportionnel réalisé sur sable dense ( $R = 0,5$ )

a- Cycles réalisés

b- Coefficient d'amortissement calculé dans le plan ( $q, \epsilon_3$ )

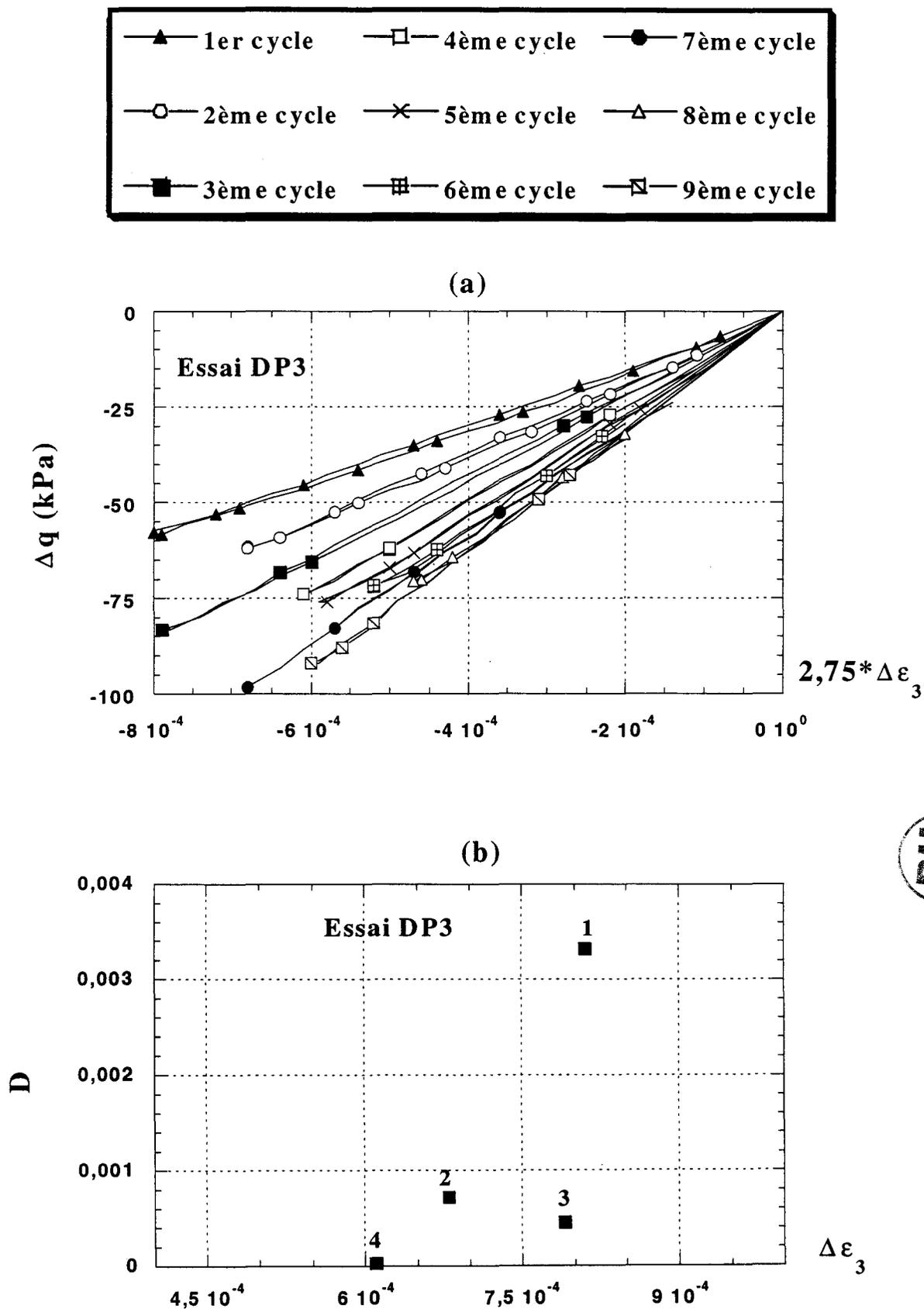
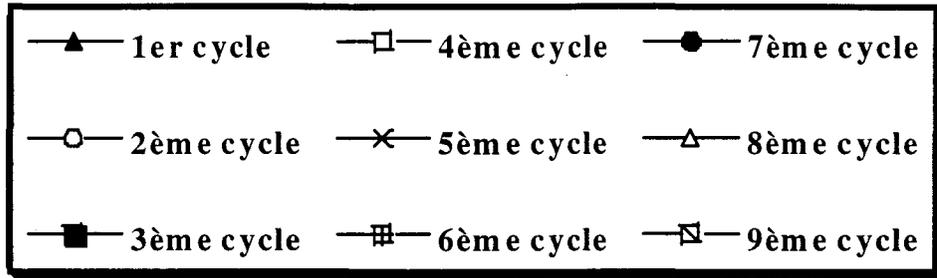
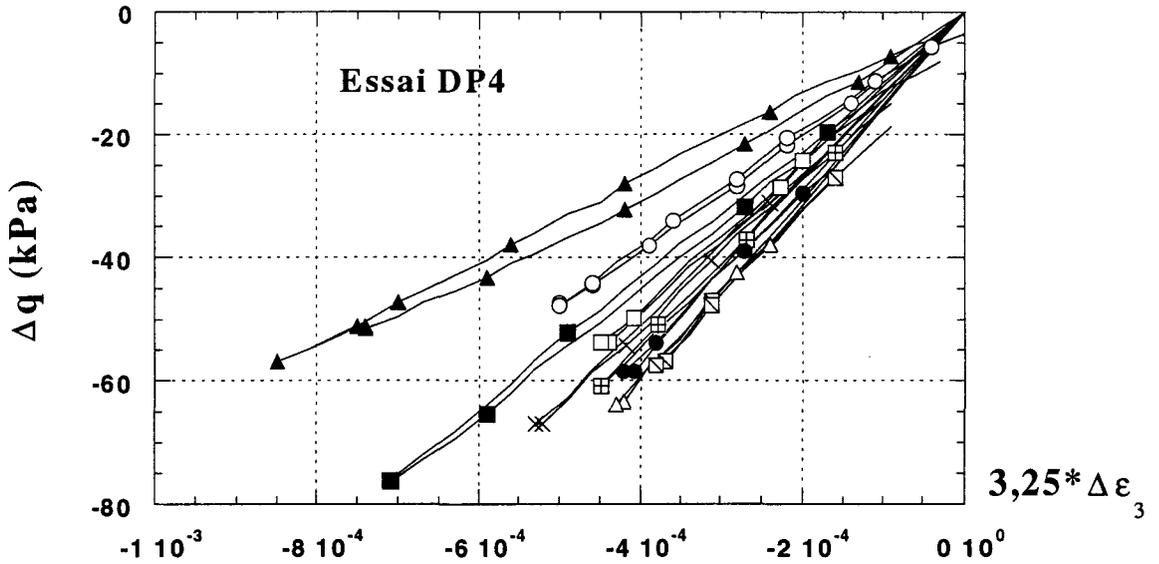


Fig. 3.26 : Essai proportionnel réalisé sur sable dense ( $R = 0,25$ )

- a- Cycles de décharge – recharge
- b- Coefficient d’amortissement calculé dans le plan ( $q, \epsilon_3$ )



(a)



(b)

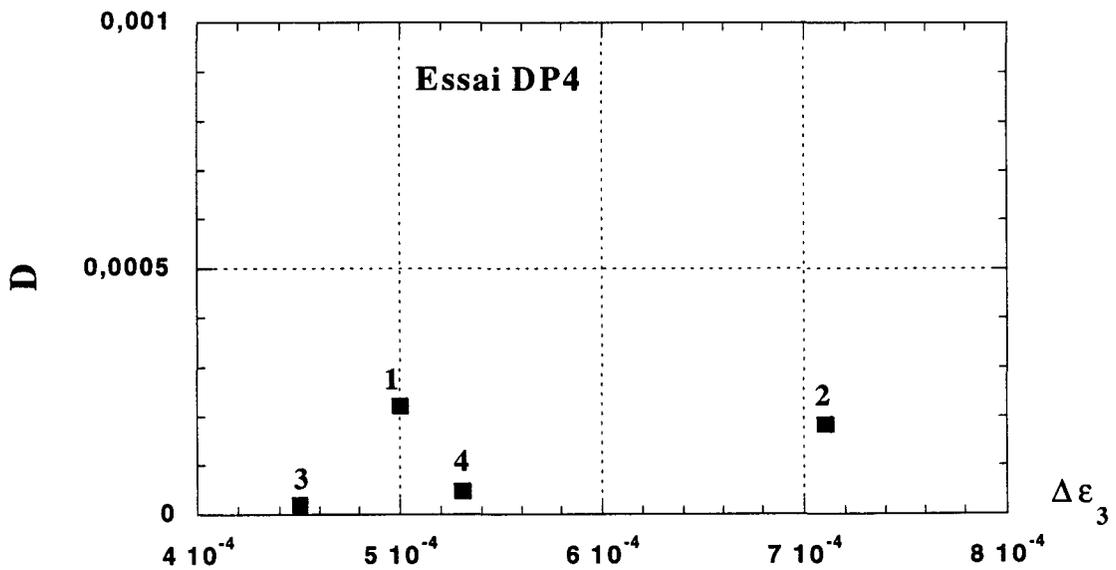


Fig. 3.27 : Essai proportionnel réalisé sur sable dense ( $R = -0,25$ )

a- Cycles de décharge – recharge

b- Coefficient d'amortissement calculé dans le plan ( $q, \epsilon_3$ )

Afin d'étudier l'influence du niveau de déformation sur le module de cisaillement, nous avons tracé la variation du module sécant en fonction de la déformation axiale (figures 3.28 à 3.31). On note des fluctuations de ce module, aussi bien à la décharge qu'à la recharge, pour des déformations axiales inférieures à  $2 \times 10^{-4}$ . Ceci est en accord avec les résultats des chemins de chargement précédents.

Pour  $\Delta \varepsilon_3 > 2 \times 10^{-4}$ , le module sécant à la décharge diminue avec l'augmentation de l'amplitude de la déformation axiale. Le taux de cette diminution est d'autant plus grand que le rapport de déformation R est grand. Par ailleurs, le module sécant à la recharge est quasi-constant pour les différents cycles.

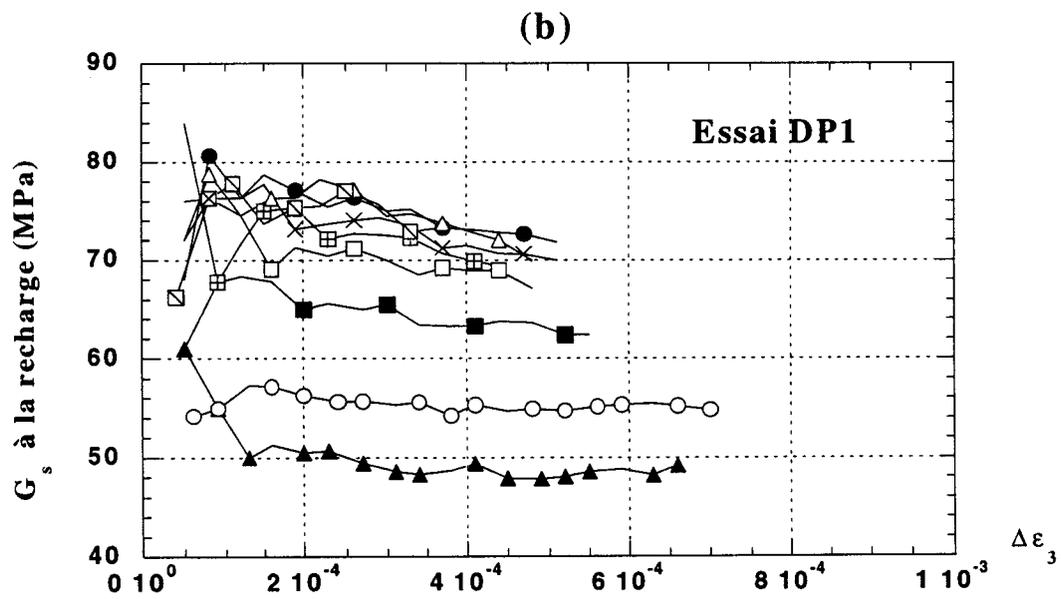
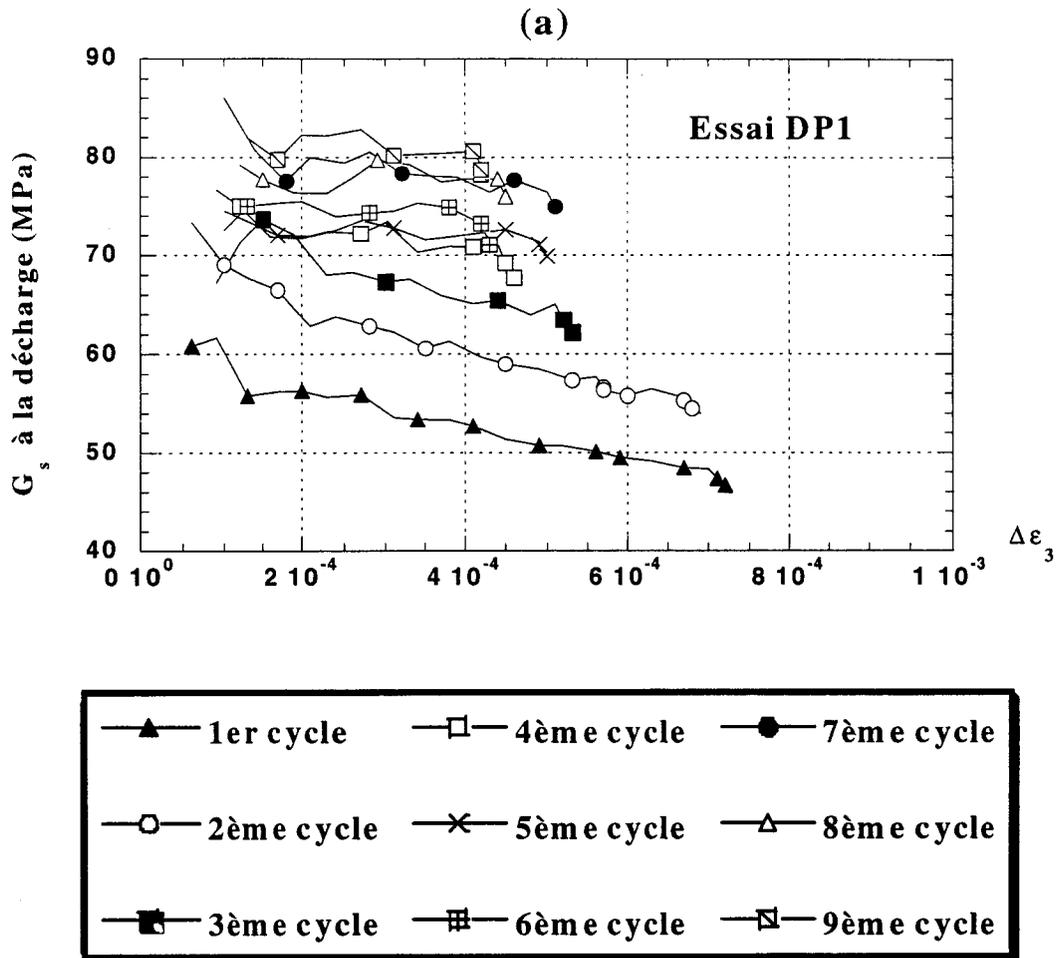


Fig. 3.28 : Evolution du module de cisaillement sécant dans l'essai DP1

- a- A la décharge
- b- A la recharge

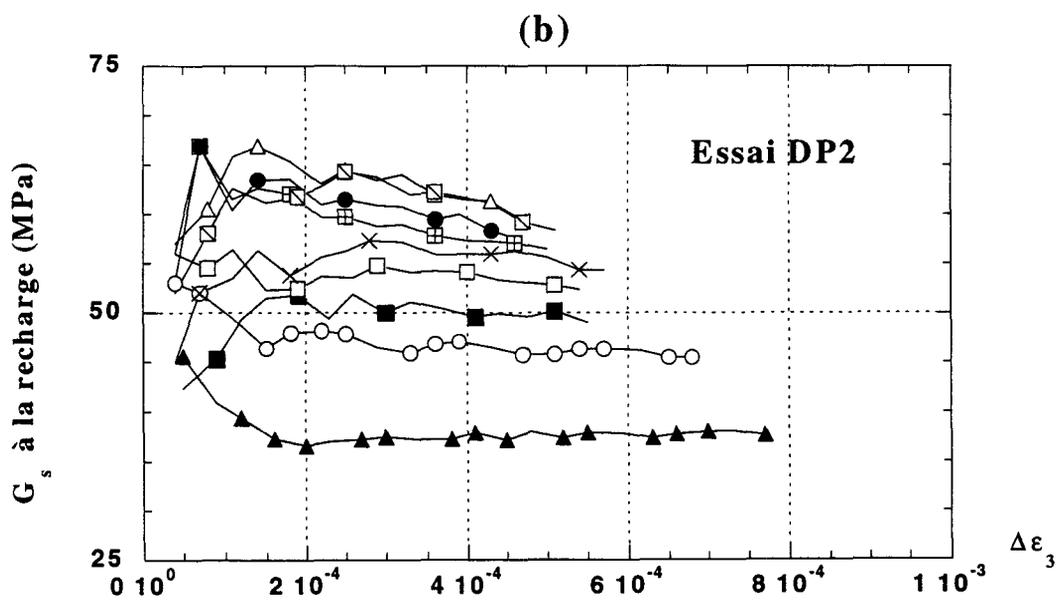
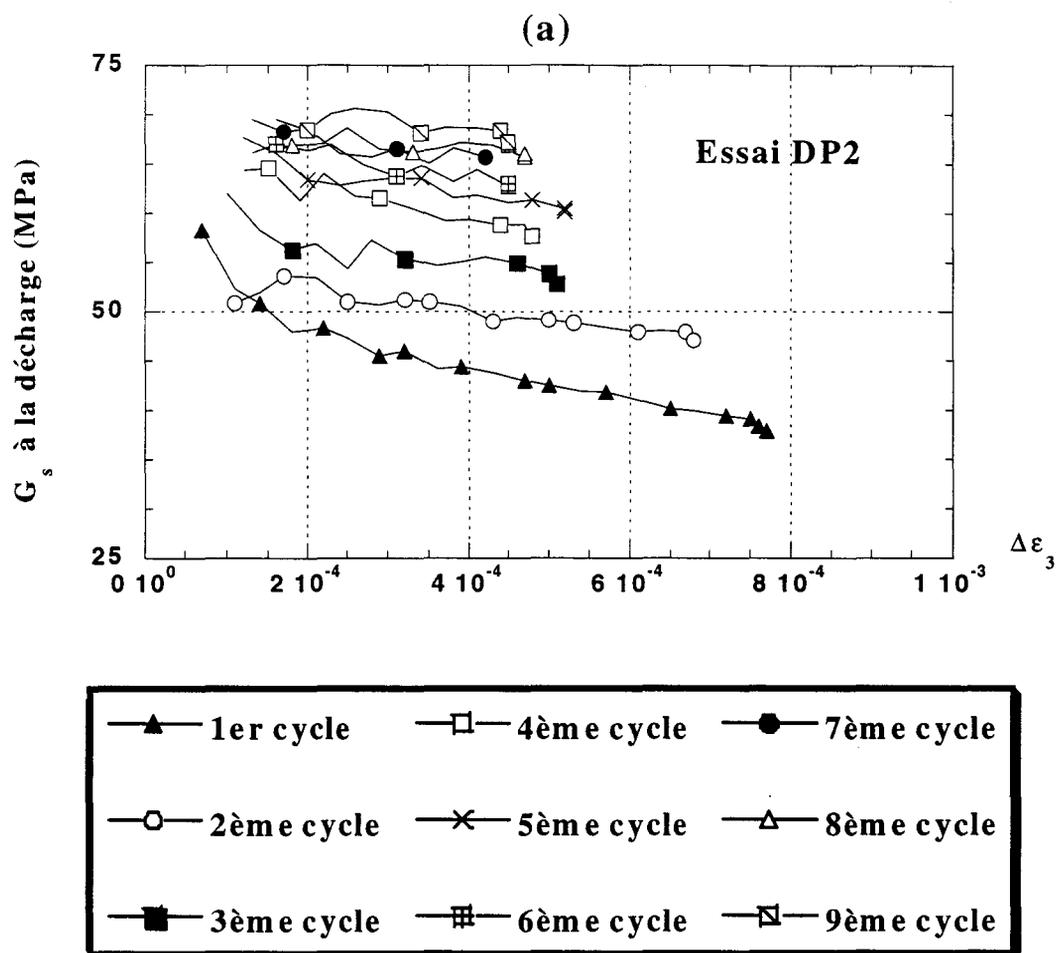


Fig. 3.29 : Evolution du module de cisaillement sécant dans l'essai DP2

- a- A la décharge
- b- A la recharge

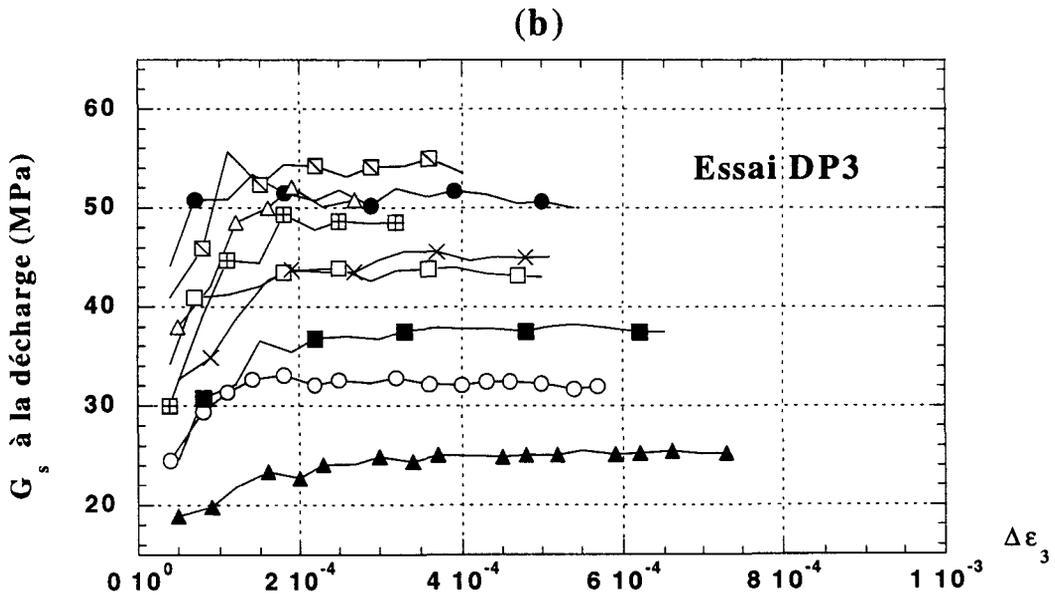
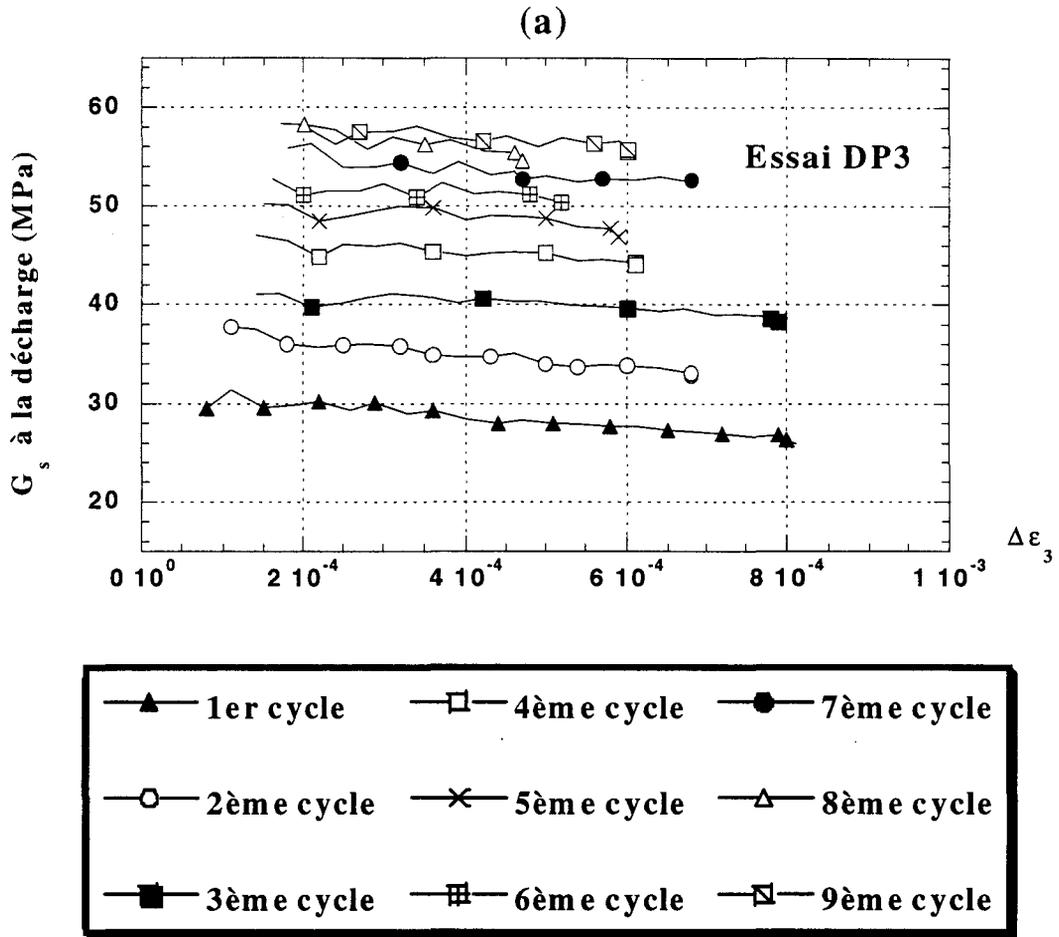


Fig. 3.30 : Evolution du module de cisaillement sécant dans l'essai DP3

- a- A la décharge
- b- A la recharge

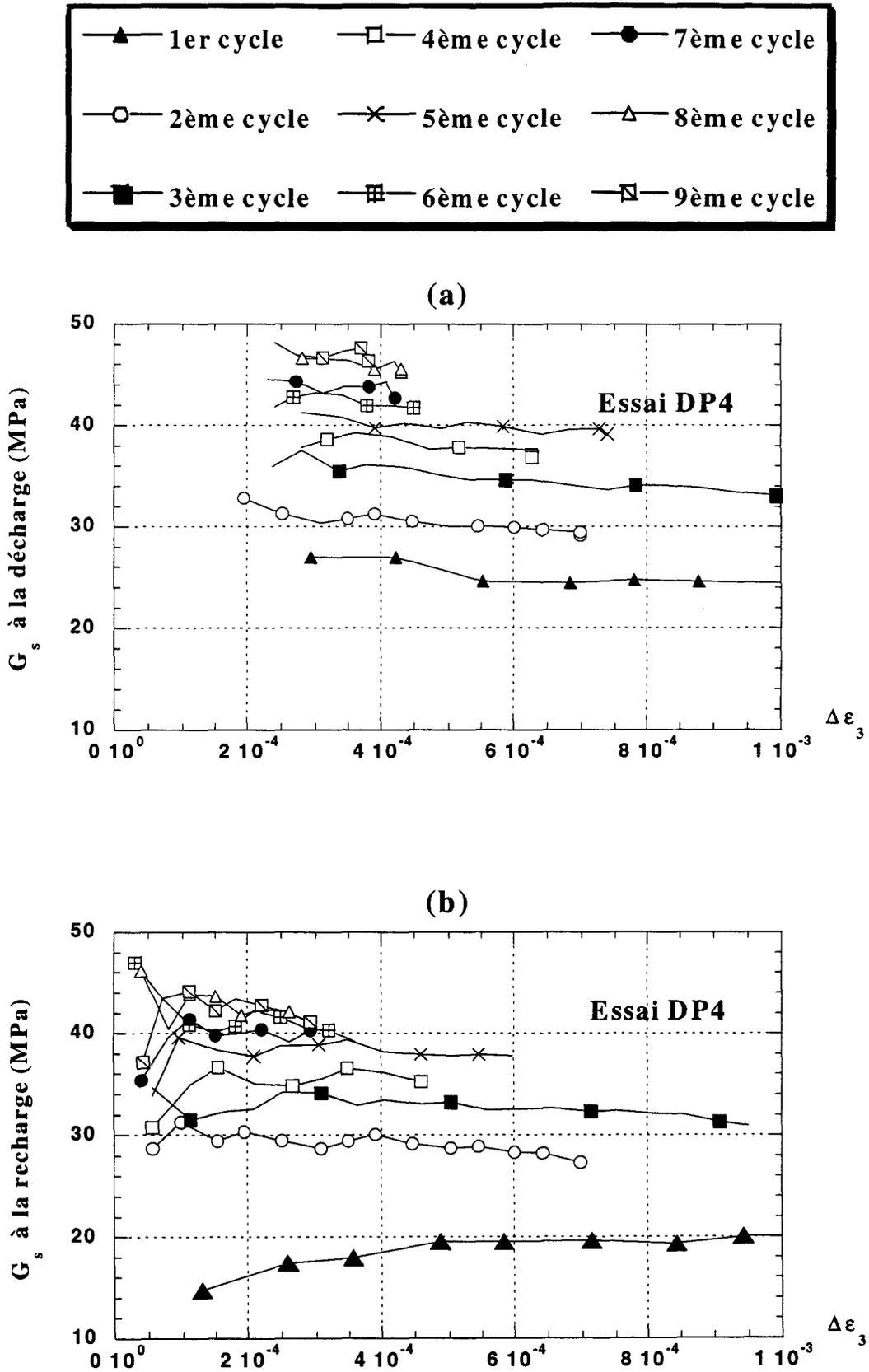


Fig. 3.31 : Evolution du module de cisaillement sécant dans l'essai DP4

- a- A la décharge
- b- A la recharge

### 3.5.3 Comparaison avec les chemins précédents

La figure 3.32 illustre l'évolution du module sécant à la recharge correspondant à  $\Delta\epsilon_3 = 2 \times 10^{-4}$  pour l'ensemble des essais réalisés : drainés, non drainés, à pression moyenne constante et proportionnels en déformations. On note une dispersion importante des modules mesurés lors des essais proportionnels. Afin d'étudier l'origine de cette dispersion, on donne dans les figures 3.33a à 3.33d la projection des cycles dans le plan  $(p', \epsilon_v)$ . On note que tous les cycles de deux essais DP1 et DP2 et que les cycles 3 à 9 des essais DP3 et DP4 sont ouverts, donc on ne les retient pas. Avec les cycles retenus, on peut présenter d'une façon meilleure l'évolution du module sécant normalisé avec le niveau de contraintes. Cette évolution, déjà illustrée sur la figure 3.32, est reprise sur la figure 3.34 pour les différents chemins de chargement. On remarque que les modules mesurés au cours des essais proportionnels, restent dans la limite du fuseau de variation des modules sécants mesurés lors des essais précédents (drainés, non drainés et à pression moyenne constante).

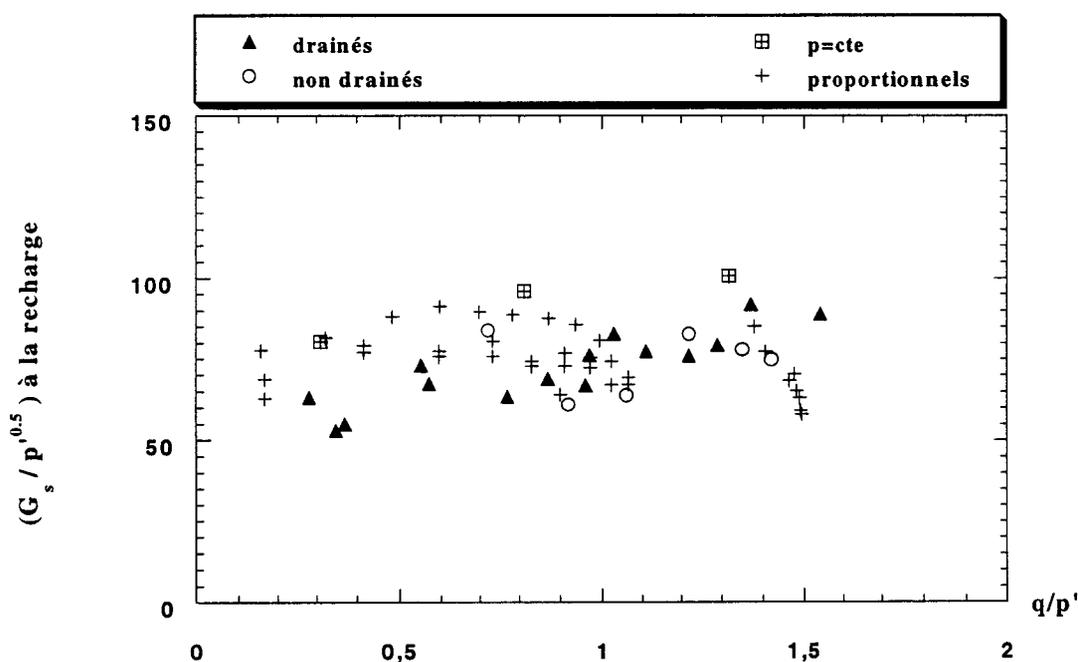


Fig. 3.32 : Comparaison entre les différents chemins de chargement. Le module de cisaillement sécant dans les essais drainés est déterminé en supposant un coefficient de Poisson  $\nu=0,35$ .

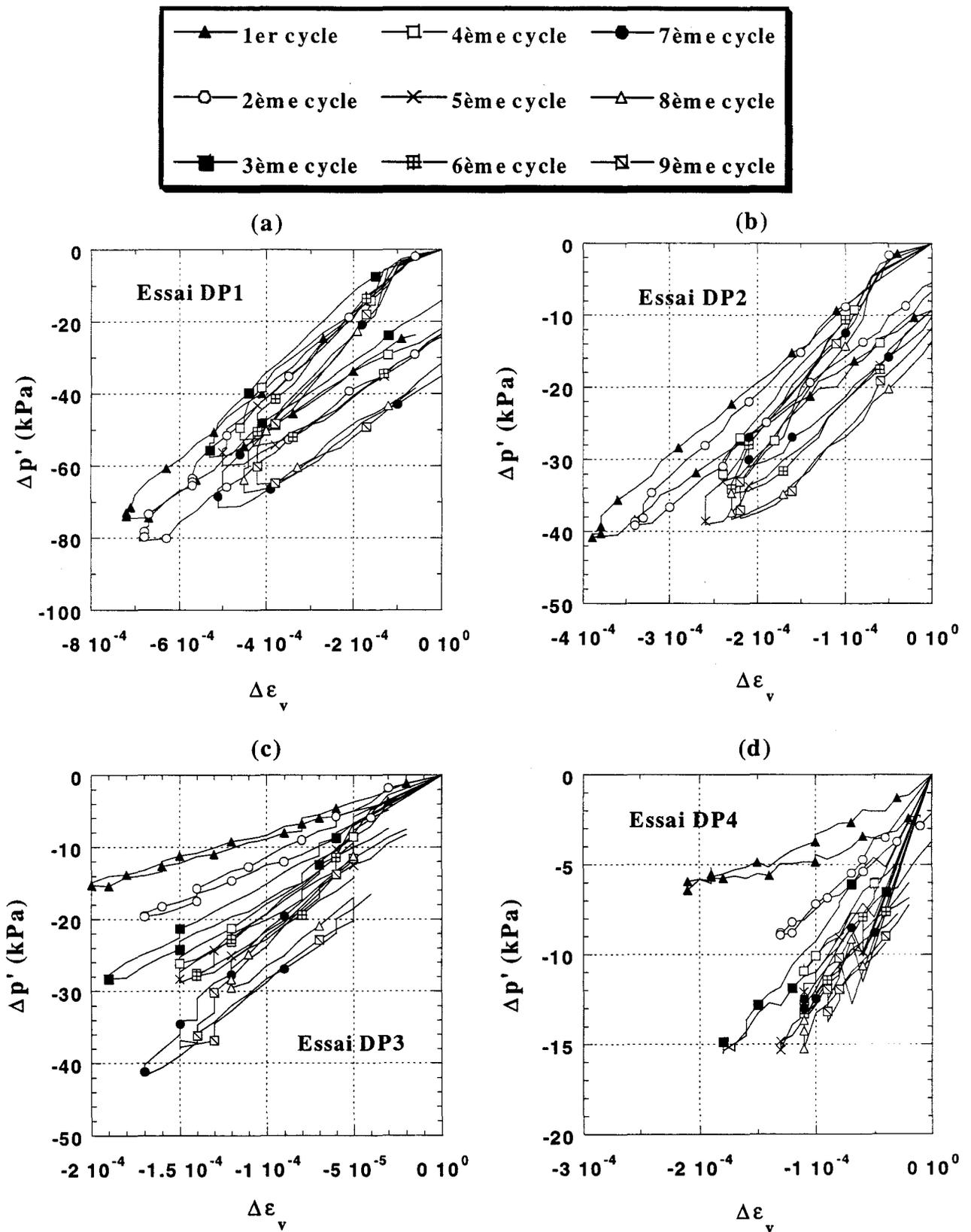


Fig. 3.33 : Essais proportionnels réalisés sur sable dense :

- a- Cycles réalisés pour l'essai DP1, plan ( $p'$ ,  $\epsilon_v$ )
- b- Cycles réalisés pour l'essai DP2, plan ( $p'$ ,  $\epsilon_v$ )
- c- Cycles réalisés pour l'essai DP3, plan ( $p'$ ,  $\epsilon_v$ )
- d- Cycles réalisés pour l'essai DP4, plan ( $p'$ ,  $\epsilon_v$ )

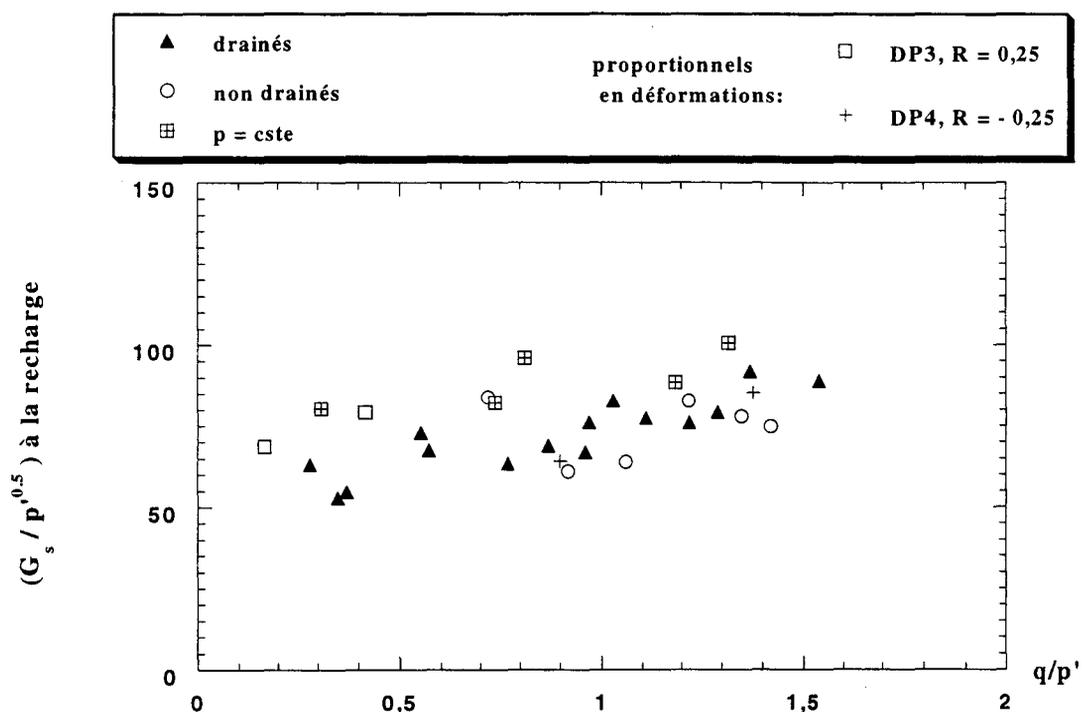


Fig. 3.34: Evolution du module sécant normalisé pour les cycles retenus dans les différents essais. Le module de cisaillement sécant dans les essais drainés est déterminé en supposant un coefficient de Poisson  $\nu = 0,35$ .

### 3.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté une analyse des cycles de chargement – rechargement réalisés le long de quatre chemins de chargement (drainé, non drainé, à pression moyenne constante et à déformations proportionnelles) pour différents niveaux de chargement. Pour chaque cycle, nous avons donné l'évolution du module de déformation sécant avec la déformation et l'amortissement par hystérésis.

L'analyse de ces résultats montre que le module de déformation sécant au déchargement décroît avec le niveau de déformation alors que le module mesuré en rechargement reste quasi-constant. Ce dernier est de 10 à 15% inférieur au module de déformation mesuré en déchargement.

Les essais réalisés pour différentes densités du sable montrent une forte sensibilité du module de déformation à la densité relative. Dans le cas du sable d'Hostun, la variation de ce module avec l'indice des vides peut être décrite d'une manière correcte avec la fonction classique  $B_{(\text{compacité})} = (b - e)^2 / (1 + e)$ .

L'étude de l'effet de l'histoire du chargement sur le module de déformation a montré qu'un préchargement axial conduit à une augmentation du module de déformation sécant. Cette augmentation peut être liée à l'anisotropie induite par le préchargement.

L'analyse des résultats de l'ensemble des essais montre que le module de cisaillement ne dépend que légèrement du chemin de chargement, mais qu'il croît d'une manière sensible avec l'augmentation de la pression moyenne et le déviateur de contraintes.

## CONCLUSION GENERALE

Ce travail a comporté une étude du comportement des sables dans une gamme de déformation comprise entre  $10^{-4}$  et  $10^{-3}$ . Il a été réalisé sur le sable d'Hosun à l'aide de la cellule triaxiale de Bishop qui permet de réaliser des essais de bonne qualité sur divers chemins de chargement.

L'étude réalisée présente un intérêt pratique, puisque les caractéristiques 'élastiques' du sol sont généralement déterminées à l'aide des appareillages classiques, équipés d'instruments de mesure fiables dans une gamme de déformation supérieure à  $10^{-4}$ . Son originalité réside dans la mesure du module de déformation le long de divers chemins de chargement (drainé, non drainé, à pression moyenne constante et à déformations proportionnelles) en faisant varier la densité du sol, la pression moyenne, le déviateur de contraintes et l'histoire du chargement.

La comparaison des essais réalisés avec des petits cycles de chargement – déchargement à des essais monotones a montré qu'un chargement cyclique de petite amplitude améliore l'homogénéité de l'échantillon et réduit la localisation des déformations.

Les résultats des essais cycliques ont montré que le module de déformation sécant au déchargement décroît avec le niveau de déformation alors que le module mesuré en rechargement reste quasi – constant. Le module sécant au déchargement est de 10 à 15% supérieur au module mesuré en rechargement.

Les essais réalisés pour différentes densités du sable ont montré une forte sensibilité du module de déformation à la densité relative. Dans le cas du sable d'Hostun, la variation de ce module peut être décrite d'une manière correcte avec la fonction classique  $B_{(\text{compacité})} = (b - e)^2 / (1 + e)$  avec  $b = 4,66$ .

L'effet de l'histoire du chargement sur le module de déformation a été observé sur l'essai drainé CID5. Cet essai a montré qu'un préchargement axial de l'échantillon induit une augmentation du module de déformation sécant. Cette augmentation peut être liée à l'anisotropie induite par le préchargement.

L'analyse des résultats de l'ensemble des essais a montré que le module de cisaillement ne dépend que légèrement du chemin de chargement, mais qu'il croît d'une manière sensible avec l'augmentation de la pression moyenne et le déviateur de contraintes. Il est par conséquent nécessaire d'intégrer ces deux grandeurs dans les modèles utilisés.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**Al-Mahmoud, M. (1997)** : 'Etude en laboratoire du comportement des sables sous faibles contraintes', Thèse de doctorat à l'USTL, Lille.

**Arthur J.R.F & Menzies B.K (1972)** : 'Inherent anisotropy in a sand', *Géotechnique*, vol.22, n°1, pp.115-128.

**Anderson D.G & Richart F.E (1976)** : 'Effects of straining on shear modulus of clays', *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol.102, pp.975-987.

**Bahda, F.; Saïtta, A.; Canou, J. & Dupla, C. (1995)** : 'Modelling of initial and induced anisotropy in sand', *Conf. of Numerical Models in Geomechanics, Balkema, Rotterdam*, pp. 125-131.

**Ballard R.F & Mac Lean F.G (1975)** : 'Seismic field methods for in situ moduli', *Proceedings of the conference on situ measurement of soil properties, ASCE, Specialty Conference, North Carolina*.

**Bardet J.P (1990)** : 'Hypoelastic model for sands', *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, vol.116, n°9, pp.1973-1994.

**Belotti, R.; Jamiolkowski, J.; Lopresti, D. C. F. and O'Neill, D.A. (1996)** : 'Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand', *Géotechnique* 46, N°1, pp. 115-131.

**Biarez J & Hicher P.Y (1994)** : 'Elementary mechanics of soil behaviour-saturated remoulded soils', *Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema*, 208p.

**Biarez J & Ziani F. (1991)** : 'Introduction aux lois de comportement des sables très peu denses', *Revue Française de Géotechnique*, n°54, pp.65-73.

**Bishop, A.W. & Wesley, L.D. (1975)** : 'A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing', *Géotechnique*, vol.25, n°4, pp.657-670.

**Boelle, J.L (1983)** : 'Mesure en régime dynamique des propriétés mécaniques des sols aux faibles déformations', Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris.

**Boyce, H. R.(1980)** : 'A non-linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading', *International symposium on soils under cyclic and transient loading, Swansea, 7-11january*.

**Cambou B & Jafari K (1988)** : 'Modèle de comportement des sols non cohérents', Revue Française de Géotechnique, vol.44, pp.43-55.

**Casagrande, A & Carillo, N (1944)** : 'Shear failure of anisotropic materials'. Proc. Boston Society of Civil Engineering. 31: pp. 74-87.

**Cazacliu B.G (1996)** : 'Comportement des sables en petites et moyennes déformations, prototype d'essai de torsion compression confinement sur cylindre creux', Thèse de doctorat , Ecole Centrale de Paris.

**Cazacliu, B. & Di Benedetto, H. (1998)** : 'Behavior of sand in the small strain domain observed with a hollow cylinder apparatus' proc. 11<sup>th</sup> Euro. Conf. Earth. Eng., Balkema, Rotterdam, pp. 1-13.

**Charif, K. (1991)** : 'Contribution à l'étude du comportement mécanique du béton bitumineux en petites et grandes déformations', Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris.

**Charif, K. & Hicher, P. Y. (1991)** : 'L'influence de l'anisotropie sur les propriétés élastiques et cycliques du sable', Gréco-Géomatériaux, rapport scientifique, pp. 39-44.

**Colliat, J.L. (1986)** : 'Comportement des matériaux granulaires sous fortes contraintes, influence de la nature minéralogique du matériau étudié', Thèse de doctorat de spécialité, IMG, Grenoble.

**Doanh T, Ibraim E & Matiotti R (1997)** : 'Undrained instability of very loose Hostun sand in triaxial compression and extension. Part1 : experimental observations', Journal of Cohesive-Frictional Materials, vol.2, pp.47-70.

**Duncan J.M & Chang C.Y (1970)** : 'Non-linear analysis of stress and strain in soils', Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol.96, n°SM5, pp.1629-1653.

**El Hosri, M.S (1984)** : 'Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des matériaux'. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris.

**Fargeix D. (1986)** : 'Conception et réalisation d'une presse triaxiale dynamique - Application à la mesure des propriétés des sols sous sollicitations sismiques', Thèse de Doctorat, IRIGM, Grenoble.

**Flavigny, E. ; Desrues, J. & Palayer, B. (1990)** : 'Le sable d'Hostun RF', Revue Française de Géotechnique, N°53, pp. 67-70.

**Giroud, J. P. & Cordary, D. (1976)** : Annales de l'I.T.B.T.P., N°335, Janvier.

**Hameury, O. (1995)** : 'Quelques aspects du comportement des sables avec et sans rotation des axes principaux : des petites aux grandes déformations', Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris / ENTPE.

**Hardin B.O & Black W.L (1969)** : 'Vibration modulus of normally consolidated clay', Journal of Soil Mechanics & Foundation Division, vol.95, pp.1531-1539.

**Hardin B.O & Richart F.E (1963)** : 'Elastic wave velocities in granular soils', Journal of Soil Mechanics & Foundation Division, vol.89, pp.33-65.

**Hettler, A.; Vardoulakis, I. & Gudehus, G. (1984)** : ' Stress-strain behaviour of sand in triaxial tests', Results of international workshop on constitutive relations for soils, Grenoble, 6-8 septembre, pp.55-66.

**Hicher, P.Y. (1996)** : 'Elastic properties of soils', Journal of Geotechnical Engineering, Août, vol.122, N°8, pp. 641-648.

**Homsy M. (1986)** : 'Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols en petites déformations à l'essai triaxial'. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris.

**Hoque, E & Tatsuoka, F (1998)** : 'Anisotropy in the elastic deformation of granular materials'. Soils and Foundations, vol. 38, N°1, pp. 163-179.

**Hoque, E.; Tatsuoka, F.; Sato, T. and Kohata, Y. (1995)** : 'Inherent and stress-induced anisotropy in small strain stiffness of granular materials', Journal of Earthquake Geotechnical Engineering, Ishihara (ed), Balkema, Rotterdam, pp. 277-282.

**Hoque, E.; Tatsuoka, F.& Sato T (1996)** : 'Measuring anisotropic elastic properties of sand using a large triaxial specimen', Geotech. Testing Journal, ASTM, 19-4, pp.411-420

**Houlsby G.T & Schnaid F (1994)** : 'Interpretation of shear moduli from cone pressuremeter tests in sand', Géotechnique, vol.44, n°1, pp.147-164.

**Iwasaki T & Tatsuoka F (1977)** : 'Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands', Soils & Foundations, vol.17, n°3, pp.19-35.

**Iwasaki T, Tatsuoka F & Takagi Y (1978)** : 'Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading'. Japanese Society of Soil Mechanics & Foundation Engineering, vol.18, n°1, pp.39-56.

**Janbu, N. (1963)** : 'Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests', Proc. 3<sup>rd</sup> Eur. Conf. Soil Mech., Wiesbaden 1, pp. 19-24.

**Jardine, R. J. ; Symes, M. J. & Burland, J. B. (1984)** : 'The measurement of soil-stiffness in the triaxial apparatus', Géotechnique, vol.34, N°3, pp. 323-340.

- Kokusho T. (1980)** : 'Cyclic triaxial test on dynamic soil properties for wide strain range', Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, vol.3, pp.45-60.
- Ktari K (1986)** : 'Contribution à la détermination des caractéristiques mécaniques des sols aux faibles déformations en régime dynamique', Thèse de doctorat, Université de Paris 6.
- Lade P.V & Nelson R.B (1987)** : 'Modelling the elastic behaviour of granular materials', International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol.11, pp.521-542.
- Lade, P.V. & Duncan, J.M. (1973)** : 'Cubical triaxial tests on cohesionless soil', J. Soil Mech. and Found. Eng. Div. ASCE, pp. 793-812.
- Lancelot L., Shahrour I., Al Mahmoud M. (1996)** : 'Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes' - Revue Française de Géotechnique, n° 74, janvier, pp. 63-74.
- Lancelot, L. ; Shahrour, I. & Younes, A. (1997)** : 'Détermination du module de cisaillement des sols au triaxial- Incertitudes liées à l'appareillage et au chemin de chargement', 13<sup>ème</sup> Congrès Français de Mécanique, Poitiers, 1-5 septembre, vol.2 ,pp.201-204.
- Lanier, J ; Di Prisco, C & Nova, R (1991)** : 'Etude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite du sable d'Hostun'. Revue Française de Géotechnique, N°57, pp.59-74.
- Lanzo, G. ; Vucetic, M. & Doroudian, M. (1997)** : 'Reduction of shear modulus at small strains in simple shear', J. Geotech. & Env. Eng., Novembre, pp. 1035-1042.
- Lee, K.L. (1978)** : 'End restraint effect on undrained static triaxial strength of sand', J. Geotech. Eng.Div., proceedings of ASCE, vol. 104, n°GT6, pp. 687-704.
- Menzies, B.K. (1988)** : 'A computer controlled hydraulic triaxial testing system', Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney and Marshall L. Silver, Eds, American society for testing and materials, Philadelphia, pp.- 82-94.
- Molenkamp F (1988)** : 'A simple model for isotropic non-linear elasticity of frictional materials', International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol.12, pp.467-475.

**Rivera, R. C. (1998)** : 'Détermination des propriétés mécaniques des sables et des argiles en régime dynamique et cyclique aux faibles déformations', Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris.

**Robinet, J.C.; Mohkam, M.; Doanh, D. & Torrenti, J.M. (1983)** : 'Amélioration des appareils triaxiaux pour les sols et les bétons', 18ème colloque annuel du groupe français de rhéologie, Méthodes et appareils de mesures rhéologiques, Paris.

**Seed H.B & Idriss I.M (1970)** : 'Shear moduli and damping factors for dynamic response analyses', Earthquake Engineering Res. Cen. Univ. of Cal Berkley, cal., rep. N° EERC 70-10.

**Seed H.B & Lee K.L.(1966)** : 'Liquefaction of saturated sands during cyclic loading'. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol.92, n°SM6.

**Shibuya, S. ; Tatsuoka, F. ; Teachavorasinskun, S. ; Kong, X. J. ; Abe, F. ; Kim, Y-S. & Park, C-S. (1992)** : 'Elastic deformation properties of geomaterials', Soils and Foundations, vol. 32, N°3, pp. 26-46.

**Stokoe K.H, Mok Y.S, Lee N & Lopez R (1989)** : 'In situ seismic methods : recent advances in testing, understanding and application', Proc. 14<sup>th</sup> Conf. Geotech. Turin.

**Tatsuoka F & Shibuya S (1992)** : 'Deformation characteristics of soil and rocks from field and laboratory tests', Proceedings 11<sup>th</sup> Asian Reg. Conf. Soil Mech. Bangkok

**Tokimatsu K & Hosaka Y (1986)** : 'Effects of sample disturbance on dynamic properties of sand', Soils and Foundations, vol.26, n°1, pp.53-64.

**Vermeer P.A (1978)** : 'A double hardening model for sand', Geotechnique, vol.28, n°4, pp.413-433.

