



HAL
open science

Un bilan des pratiques courantes de mesure des propriétés de compressibilité des sols fins au laboratoire

Jean-François Serratrice

► **To cite this version:**

Jean-François Serratrice. Un bilan des pratiques courantes de mesure des propriétés de compressibilité des sols fins au laboratoire. [Rapport Technique] Cerema Méditerranée. 2020. hal-03147135

HAL Id: hal-03147135

<https://hal.science/hal-03147135>

Submitted on 19 Feb 2021

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

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

Un bilan des pratiques courantes de mesure des propriétés de compressibilité des sols fins au laboratoire



Un bilan des pratiques courantes de mesure des propriétés de compressibilité des sols fins au laboratoire

auteur : Jean François Serratrice

résumé de l'étude :

Les caractéristiques de compressibilité mesurées à l'oedomètre sur des sols fins ont été rassemblées afin de proposer une récapitulation de ces propriétés et d'examiner les effets du remaniement produit par le carottage. Les sols sont classés en trois familles d'après leur description visuelle : sables et limons, argiles, vases et tourbes. L'étude porte sur deux cent quarante essais. Elle commence par une revue bibliographique des pratiques du prélèvement des sols fins. Puis une large part des développements est dédiée à la question du remaniement des sols. La suite est consacrée à la présentation des données. Une typologie des courbes de compressibilité oedométrique est proposée. Un indicateur est défini pour repérer la sensibilité des sols au remaniement selon leur nature. Il est suggéré d'utiliser la mesure du retrait par dessiccation comme révélateur du remaniement d'un sol.

date : 10/02/2020

nombre de pages : 166

citation :

Serratrice J.F., 2020. Un bilan des pratiques courantes de mesure des propriétés de compressibilité des sols fins au laboratoire. Rapport Cerema Méditerranée, Février 2020, 166 p.

Un bilan des pratiques courantes de mesure des propriétés de compressibilité des sols fins au laboratoire

J.F. Serratrice
Cerema Méditerranée
Laboratoire d'Aix en Provence

Résumé

Les caractéristiques de compressibilité mesurées à l'oedomètre sur des sols fins ont été rassemblées afin de proposer une récapitulation de ces propriétés et d'examiner les effets du remaniement produit par le carottage. Ces essais s'inscrivent dans le cadre des reconnaissances géotechniques préliminaires pour des projets de construction de remblais sur des sols compressibles. Les sols ont été prélevés au moyen de carottiers foncés ou de carottiers rotatifs. Ils sont classés en trois familles d'après leur description visuelle : sables et limons, argiles, vases et tourbes. Les essais oedométriques sont réalisés par paliers successifs en effectuant deux cycles de chargement-déchargement. L'étude porte sur deux cent quarante essais. Elle commence par une revue bibliographique des pratiques du prélèvement des sols fins. Puis une large part des développements est dédiée à la question du remaniement des sols et de ses effets sur les paramètres de compressibilité. La suite est consacrée à la présentation des données analysées (origine, nature des sols, modes de prélèvement, propriétés physiques et caractéristiques d'état, examen visuel des échantillons carottés, mesures gammadensimétriques). Une typologie des courbes de compressibilité oedométrique est proposée alors, qui se fonde sur la nature des sols et sur les variations de paramètres de compressibilité identifiés sur les courbes d'essai. Le lien entre ces paramètres et les caractéristiques d'état des sols ou leurs propriétés physiques est examiné. Un indicateur est défini pour repérer la sensibilité des sols au remaniement selon leur nature. Les courbes de compressibilité oedométrique sont comparées aux déformations volumiques de consolidation isotrope mesurées à l'aide d'essais triaxiaux. Les effets du remaniement sont analysés à travers la typologie des courbes oedométriques et l'évolution des caractéristiques de compressibilité. La quantification du remaniement est exprimée au moyen d'indices en usage. Une hypothèse est avancée pour pointer l'effet défavorable des sollicitations d'extension générées pendant le prélèvement du sol en sondage. Enfin, à l'appui de sept séries d'essais comparatifs et exploratoires, il est suggéré d'utiliser la mesure du retrait par dessiccation comme révélateur du remaniement d'un sol.

Citation : Serratrice J.F., 2020. Un bilan des pratiques courantes de mesure des propriétés de compressibilité des sols fins au laboratoire. Rapport Cerema Méditerranée, Février 2020, 166 p.

A review of current practices for measuring the compressibility properties of fine soils in the laboratory

J.F. Serratrice
Cerema Méditerranée
Laboratoire d'Aix en Provence

Abstract

The compressibility characteristics measured with the oedometer on fine soils have been brought together in order to provide a summary of this type of properties and to assess the effects of disturbance due to tube sampling. These tests are part of the preliminary geotechnical investigations for embankment construction projects on compressible soils. The soils were sampled using pushed or rotary samplers. They are classified into three families according to their visual description: sands and silts, clays, muds and peats. The oedometric tests are carried out by incremental loading steps during two loading-unloading cycles. The study covers 240 tests. It begins with a literature review on fine soil sampling practices. Then a large part of the developments is dedicated to the question of soil disturbance and its effects on the compressibility parameters. The following is devoted to the presentation of the analyzed data (origin, nature of the soil, sampling methods, physical properties and state characteristics, visual examination of the core samples, gamma-density measurements). A typology of oedometric compressibility curves is then proposed, which is based on the nature of the soils and the variations of compressibility parameters identified on the oedometric curves. The relationship between these parameters and soil condition characteristics or their physical properties is examined. An indicator is defined to identify the sensitivity of soils to disturbance according to their nature. The oedometric compressibility curves are compared with the volumetric deformations of isotropic consolidation measurements using triaxial tests. The effects of the disturbance are analyzed through the typology of the oedometric curves and the evolution of the compressibility characteristics. The quantification of disturbance is expressed by means of index. A hypothesis is put forward to point out the unfavorable effect of extension stresses generated during soil sampling. Finally, in support of seven series of comparative and exploratory tests, it is suggested to use the measurement of shrinkage by desiccation as revealer of soil disturbance.

Sommaire

Introduction.

1. Pratique du prélèvement des sols fins.

- 1.1 – Moyens courants de prélèvement des sols fins.
- 1.2 – Mécanismes développés pendant le prélèvement des sols par carottage.
- 1.3 – Fatalité et accommodement.
- 1.4 – Effets du remaniement sur les propriétés mécaniques des sols. Vue générale.
- 1.5 – Identification des paramètres de compressibilité des sols.
- 1.6 – Effet du remaniement sur les paramètres de compressibilité des sols.
- 1.7 – Incidence du remaniement des sols dans les projets.
- 1.8 – Discussion.

2. Compilation de données oedométriques.

- 2.1 – Origine des données.
- 2.2 – Sols étudiés et modes de prélèvement.
- 2.3 – Propriétés physiques des sols et caractéristiques d'état.

3. Echantillons carottés. Indices de remaniement des sols.

- 3.1 – Aspects courants des échantillons carottés.
- 3.2 – Indices visuels de déformation du sol.
- 3.3 – Apport de l'analyse gammamétrique.
- 3.4 – Critères de remaniement.
- 3.5 – Une représentation du fonçage d'un carottier.

4. Procédure d'essai oedométrique et paramètres de compressibilité.

- 4.1 – Procédure d'essai oedométrique.
- 4.2 – Autres paramètres déduits des essais oedométriques.

5. Typologie des courbes de compressibilité oedométrique.

- 5.1 – Caractérisation des courbes de compression oedométrique.
- 5.2 – Une illustration des tendances d'évolutions des paramètres de compressibilité.
- 5.3 – Exemples de courbes de compressibilité.

6. Récapitulation des paramètres de compressibilité.

- 6.1 – Contraintes effectives dans les sols en place.
- 6.2 – Vue générale des paramètres de compressibilité.
- 6.3 – Variation des paramètres de compressibilité avec l'indice des vides e_s .
- 6.4 – Variations des paramètres de compressibilité en fonction de différents facteurs.
- 6.5 – Comparaison entre l'indice de compression et les indices de déchargement.
- 6.6 – Comparaison avec les contraintes en place.
- 6.7 – Variation des indices C_s avec la contrainte axiale effective.

7. Comparaison aux consolidations isotropes.

- 7.1 – Essais triaxiaux.
- 7.2 – Comparaison des déformations oedométriques et isotropes.

8. Remaniement.

- 8.1 – Paramètres et typologie des courbes de compressibilité.
- 8.2 – Effet du remaniement sur les paramètres de compressibilité.
- 8.3 – Evolution des paramètres dérivés avec l'indice de remaniement.
- 8.4 – Hypothèse sur l'effet des sollicitations d'extension pendant le prélèvement.

9. Comparaison aux déformations de retrait.

- 9.1 – Présentation.
- 9.2 – Procédures simplifiées des essais de retrait et de gonflement libre.
- 9.3 – Dynamique de retrait-gonflement.
- 9.4 – Variation des indices de compressibilité.
- 9.5 – Mesure du retrait comme indicateur du remaniement des sols.

10. Récapitulation.

Conclusion.

Références bibliographiques

Normes et procédures.

Littérature grise.

Annexes

Annexe 1 – Représentation empirique du carottage.

Annexe 2 – Propriétés des sols et paramètres des courbes de compressibilité.

Introduction.

La prévision des tassements sous les remblais construits sur des sols compressibles est un problème classique en mécanique des sols. Pour beaucoup, les sols mous qui constituent ces dépôts naturels sont hétérogènes, faiblement résistants et déformables. La caractérisation géotechnique et mécanique de ces terrains constitue un enjeu important dans les projets de construction. Des garanties sont attendues quant à la fiabilité des paramètres de calcul issus des reconnaissances au moyen d'essais in-situ et d'essais de laboratoire. A défaut, la prévision erronée des tassements peut aboutir à des surcoûts de réalisation des ouvrages, puis des coûts de maintenance supplémentaires pendant leur exploitation.

A ce titre et parmi d'autres facteurs, le remaniement des sols contribue à dégrader la qualité des études géotechniques. Produit par des sollicitations incontrôlées portées aux sols par les outils d'investigations des sites en profondeur, le remaniement altère les propriétés géotechniques et mécaniques des sols. Les essais ne sont plus en mesure de fournir les caractéristiques représentatives du comportement réel des terrains en place, avec des conséquences directes sur la fiabilité des prévisions de tassement.

Le remaniement concerne tout particulièrement les essais de laboratoire. Ce mode de reconnaissance des sites appelle à réaliser des sondages carottés afin de prélever les sols en les maintenant au mieux dans leur état naturel, avant de les transférer au laboratoire pour les observer et les décrire, mesurer leurs propriétés physiques, puis mesurer leurs caractéristiques mécaniques. Dans le domaine des tassements de remblais, les terrains concernés sont des sols fins peu consistants pour la plupart. Leur prélèvement s'effectue au moyen de carottiers foncés, ou, à défaut, de carottiers rotatifs.

Au laboratoire, l'oedomètre s'impose comme outil privilégié pour mesurer les propriétés mécaniques des sols mous. Il s'agit des caractéristiques de compressibilité des sols, mais aussi des caractéristiques d'état (compacité, préconsolidation) et enfin des caractéristiques de consolidation, de perméabilité et de fluage. Dans la pratique courante, l'essai consiste à appliquer au sol un chargement par paliers successifs dans une gamme de contraintes en rapport avec le projet. La réalisation d'un cycle de chargement-déchargement intermédiaire est préconisée. Des méthodes élémentaires de calcul des tassements exploitent directement les résultats des essais oedométriques. Mais la qualité de ces résultats n'échappe pas aux effets défavorables du remaniement des sols.

L'étude présentée ici concerne la réalisation d'essais oedométriques. Ces essais s'inscrivent dans le cadre des reconnaissances géotechniques préliminaires pour des projets de construction de remblais sur sols compressibles. L'étude porte spécialement sur la caractérisation des courbes de compressibilité. Les sols étudiés sont des sols fins. Ils ont été prélevés au moyen de carottiers foncés ou de carottiers rotatifs. Ils sont classés en trois familles d'après la description visuelle qui est effectuée à l'ouverture des échantillons carottés au laboratoire et d'après le caractère dominant de leur composition : sables et limons, argiles, vases et tourbes. Les essais oedométriques sont réalisés par paliers successifs. Leur mise en œuvre se réfère aux différentes procédures qui ont été successivement en usage en France. Leur originalité tient à la réalisation de deux cycles de chargement-déchargement. Au total, deux cent quarante essais oedométriques sont analysés.

L'étude commence par une revue bibliographique des pratiques du prélèvement des sols fins. Les mécanismes développés pendant le fonçage d'un carottier sont évoqués. Puis une large part des développements est consacrée à la question du remaniement des sols et de ses effets sur les paramètres de compressibilité oedométriques. Les différentes approches consacrées à la quantification du remaniement des sols sont présentées, comme les ébauches de méthodes de corrections. Cependant, il est rappelé que l'amélioration des méthodes de prévision des tassements tient surtout à l'étude en vraie grandeur du comportement des remblais, en phase de travaux et au moyen d'ouvrages d'essais.

La suite est consacrée à la présentation des données analysées (origine, nature des sols, modes de prélèvement, propriétés physiques et caractéristiques d'état). Le paragraphe suivant rapporte des observations recueillies pendant l'examen visuel des échantillons carottés au laboratoire ou d'après des mesures gammadensimétriques, en lien avec le remaniement. La procédure d'essai oedométrique et les paramètres de compressibilité sont présentés alors. A ces caractéristiques standards sont associés d'autres paramètres, qui sont identifiés à leur tour sur les courbes de compressibilité oedométrique.

Une typologie des courbes de compressibilité oedométrique est proposée alors, qui se fonde sur les variations de ces nouveaux paramètres et sur la nature des sols. Une illustration des tendances d'évolutions de ces paramètres est présentée à l'appui d'exemples de courbes d'essais.

Le paragraphe 6 est consacré à la récapitulation des paramètres de compressibilité et leurs variations en fonction de la nature des sols, de leurs caractéristiques d'état et de leurs propriétés physiques. Une combinaison de ces dernières fournit un indicateur de la sensibilité des sols au remaniement en fonction de leur nature. Cet indicateur pointe spécialement les sols limoneux et sableux mous ou lités comme les plus vulnérables au remaniement. La variation des indices de déchargement avec la contrainte axiale effective est confirmée.

Puis, les courbes de compressibilité oedométrique sont comparées aux mesures des déformations volumiques enregistrées pendant les phases de consolidation isotrope des essais triaxiaux. De nombreux exemples sont commentés. La comparaison permet de pointer des écarts qui sont à attribuer aux particularités des procédures d'essai. Néanmoins, les deux types d'essais produisent des mesures comparables de la compressibilité d'un sol, qu'il soit affecté ou pas par les effets du remaniement.

Le paragraphe 8 s'adresse aux effets du remaniement à travers la typologie des courbes oedométriques, ou son influence sur les caractéristiques de compressibilité, puis sa quantification au moyen des indices en usage. Une hypothèse est avancée qui met en avant l'effet défavorable des sollicitations d'extension générées pendant le prélèvement du sol en sondage.

Enfin une dernière proposition suggère d'utiliser la mesure du retrait par dessiccation d'un sol comme indicateur du remaniement. Les procédures simplifiées d'essais de retrait-gonflement sont présentées, puis une analogie entre le retrait et la compressibilité d'un sol, sur une base expérimentale de sept séries d'essais comparatifs et exploratoires.

Les observations recueillies dans cette étude font l'objet d'une récapitulation en conclusion.

1. Pratique du prélèvement des sols fins.

1.1 – Moyens courants de prélèvement des sols fins.

Procédés.

La représentativité des propriétés des sols recueillies pendant les reconnaissances menées dans le cadre des projets de construction d'infrastructures dépend de la qualité des prélèvements et de la qualité des essais géotechniques. Cela concerne tout particulièrement les carottages et les essais de laboratoire. Pour répondre à un objectif largement partagé aujourd'hui, le besoin de disposer d'échantillons de bonne qualité a motivé l'amélioration des techniques de prélèvement des sols depuis le milieu du XX^{ème} siècle. Plusieurs ouvrages retracent l'historique de ces évolutions (Clayton, Matthews et Simons, 1995 ; Reiffsteck, Lossy et Benoît, 2012). Ces développements s'appuient sur de nombreux travaux de recherche consacrés à l'examen de la qualité des échantillons carottés prélevés au moyen de différents procédés (Tanaka et al., 1996 ; Tanaka, 2000 ; Bat et al., 2000 ; Leroueil, 2001 ; Long, 2003, 2006 ; Lunne et al., 2006, 2008 ; Long et al., 2009, 2010 ; Holtz, 2010 ; Dahl et al., 2010 ; Chung et al., 2014 ; Arroyo et al., 2015 ; Pineda et al., 2016a ; Viana da Fonseca et Pineda, 2017 ; Viana da Fonseca et al., 2019a ; Lim et al., 2018b ; Gundersen et al., 2019 ; parmi les travaux les plus récents).

Deux de ces procédés font figure de référence en matière de prélèvement d'échantillons de haute qualité. Le premier a été développé pour prélever des sols tels que les argiles sensibles du nord de l'Europe et du Canada et met en œuvre des carottiers de grands diamètres (Lefebvre et Poulin, 1979 ; La Rochelle et al., 1981 ; puis d'autres auteurs ensuite). Le second vise le prélèvement de sables lâches préalablement congelés en place (Hanzawa et Matsuda, 1977 ; Yoshimi et al., 1978 ; puis d'autres auteurs ensuite). Toutefois, ces techniques sont coûteuses et ne sont pas utilisées dans la pratique courante des reconnaissances géotechniques des sites.

Aujourd'hui la norme européenne NF EN ISO 22475-1 "Reconnaissance et essais géotechniques – Méthodes de prélèvement et mesurages piézométriques – Partie 1 : Principes techniques des travaux" (AFNOR, 2007) précise les principes techniques relatifs aux méthodes de prélèvement des sols et des roches dans le cadre des reconnaissances géotechniques. Parmi les dispositions prévues dans la norme, il est préconisé d'effectuer le prélèvement des sols fins tendres, argileux, limoneux et sableux, au moyen de carottiers foncés et, en particulier, au moyen de carottiers à piston stationnaire. La norme définit des catégories et des classes de prélèvement pour caractériser la qualité des échantillons de sol destinés aux essais de laboratoire.

Les premiers carottiers à piston stationnaire ont été créés en Suède dans les années 1930 (voir Clayton et al., 1995), avant de bénéficier de nombreuses améliorations et adaptations (Hvorslev 1949; Osterberg 1973 ; parmi d'autres), qui se poursuivent aujourd'hui (Taylor et al. 2012 ; Umehara et al., 2015 ; Mori et Sakai, 2016 ; Viana da Fonseca et al., 2019b). La norme américaine ASTM D6519 décrit la mise en œuvre d'un carottier à piston stationnaire commandé hydrauliquement (ASTM, 2015b). En France un carottier à piston stationnaire à commande par câble a été développé par le réseau des Laboratoire des Ponts et Chaussées dans les années 1960 (Lemasson et Lubièrre, 1969 ; Lemasson, 1973).

Les méthodes de prélèvement auxquelles il sera fait référence dans la partie expérimentale de ce document sont évoquées prioritairement ici.

Prélèvement des argiles et des tourbes.

Concernant les argiles molles et les tourbes, les essais de laboratoire qui font l'objet de cette étude sont effectués à partir de trois types de prélèvements. Au stade des pré-reconnaitances des sites, les prélèvements s'effectuent en forage au moyen de carottiers en rotation doubles ou triples, ces techniques assurant un carottage continu de la colonne de sol. Au stade avancé des reconnaissances d'un site, le choix de la méthode de prélèvement se porte préférentiellement sur les carottiers foncés tels que les carottiers ouverts à paroi mince "Shelby" (ASTM, 2015a) ou les carottiers à piston stationnaire (Lemasson et Lubière, 1969 ; Lemasson, 1973).

Les carottiers à piston stationnaire sont connus pour fournir des échantillons de meilleure qualité que les autres carottiers foncés (Clayton et al., 1995 ; Long et al., 2009 ; Chung et al., 2014 ; Lim et al., 2018b ; parmi d'autres). La conception du carottier joue un rôle important en matière de qualité des prélèvements (Clayton et al., 1998 ; Lunne et Long, 2005). Le degré de remaniement dépend des dimensions du carottier et de la géométrie précise de sa trousse coupante (dont les caractéristiques sont définies par un indice de surface, des indices de jeu et l'angle d'attaque du biseau de la trousse). Comme l'ont montré de nombreuses études, les carottiers de plus gros diamètre produisent des prélèvements de meilleure qualité (Hight, 2003). Mais, souvent, en faisant appel à des matériels et leurs accessoires plus lourds et plus coûteux, ce choix se heurte à des difficultés pratiques de mise en œuvre et de manipulation, qui amènent à privilégier l'emploi de carottiers moins larges (Holtz, 2010 ; Long et al., 2010). Enfin, les études comparatives montrent que les tubes minces ouverts sont moins performants que les carottiers à piston stationnaire (Tanaka et al., 1996 ; Lunne et al. 1997, 2006 ; Ladd et DeGroot, 2003 ; Landon et al., 2007 ; Donohue et Long, 2010 ; Pineda et al. 2016a ; Lim et al., 2018b ; parmi d'autres). Mais ils sont d'un emploi plus simple.

Généralement, la qualité des prélèvements en sondage se détériore avec la profondeur (Andresen et Kolstad P., 1979 ; La Rochelle et al., 1981 ; Gilbert, 1992 ; Lunne et al., 2006 ; Long et al., 2009 ; Mohajeri et Ghafghazi, 2012 ; Chung et al., 2014 ; Paniagua et al., 2016 ; Amundsen et al., 2016 ; et d'autres). Khemissa et al. 1997 notent que "au-delà d'une dizaine de mètres de profondeur, les carottes prélevées sont en général remaniées, quelles que soient les précautions prises lors du prélèvement" dans des argiles molles faiblement organiques ou sensibles. D'autres études font état de prélèvements de qualité acceptable jusqu'à 15 m de profondeur et plus au moyen de carottiers de gros diamètre (Lunne et al., 2006 ; Long et al., 2009 ; Krage et al., 2015 ; Karlsson et al., 2016 ; Pineda et al., 2016a ; Paniagua et al., 2017 ; Viana da Fonseca et Pineda, 2017 ; Lim et al., 2018b ; Gundersen et al., 2019). La qualité des prélèvements dépend de la nature des terrains et de leur état, comme elle dépend des moyens mis en œuvre.

Dans cette étude, les argiles fermes et les argiles raides sont prélevées au moyen de carottiers rotatifs doubles ou triples, tels que le préconise la norme européenne NF EN ISO 22475-1 (AFNOR, 2007).

Prélèvement des sables.

Malgré les efforts consentis pour améliorer les techniques usuelles de prélèvement des sables sous nappe dans les années 1950, il n'a pas été possible d'aboutir à une méthode fiable permettant d'éviter le remaniement du sol (variation de volume) ou les pertes de carottage pendant la phase d'extraction du carottier (Singh et al., 1979). Aussi, le développement des méthodes indirectes au

moyen d'essais in-situ a été privilégié dans le but de recueillir les propriétés de ces terrains en place (Standard Penetration Test (SPT), Cone Penetration Test (CPT) et autres) et éviter de recourir à des techniques de congélation.

Cependant, la norme européenne NF EN ISO 22475-1 (AFNOR, 2007) renvoie à l'utilisation de différentes techniques usuelles pour prélever les sols sableux, avec, notamment, l'emploi de carottiers à paroi mince foncés. Parallèlement, de nouveaux développements technologiques ont vu le jour dans ce domaine. Tel est le cas d'un carottier à piston stationnaire hydraulique activé par un gel polymère ("GP-S Sampler") et mis au point dans les années 2000 (Taylor et al. 2012 ; Umehara et al., 2015 ; Mori et Sakai, 2016 ; Viana da Fonseca et al., 2019b). Doté de diverses particularités, le carottier est muni d'un extracteur spécial commandé hydrauliquement qui se met en place après la fin du fonçage et qui assure le maintien de l'échantillon dans son tube pendant la phase d'extraction. Le carottier semble approprié pour prélever des sables lâches, des sables limoneux et des limons.

Prélèvement des limons.

Les limons et les sols limoneux (limons sableux ou limons argileux) sont intermédiaires entre les argiles et les sables du point de vue de leurs propriétés physiques. Quand ils sont faiblement denses, les limons sont sensibles au remaniement pendant les opérations de prélèvement. Peu d'études ont été consacrées à ce sujet sur des terrains naturels (Hoeg et al. 2000 ; Long, 2006 ; Huang et Huang, 2007 ; Mohajeri et Ghafghazi, 2012 ; Arroyo et al. 2015). D'autres études portent sur des sols reconstitués au laboratoire (Dahl et al. 2010 ; Krage et al. 2015 ; Lim et al. 2018a ; Lukas et al. 2019).

Dans cette étude, les sols limoneux sont prélevés avec des méthodes courantes en usage (carottiers rotatifs doubles ou triples, carottiers à piston stationnaire, tubes minces ouverts).

1.2 – Mécanismes développés pendant le prélèvement des sols par carottage.

Prélèvement des argiles.

Les mécanismes de remaniement des sols pendant leur carottages ont été identifiés depuis longtemps au moyen d'essais de laboratoire comparatifs (Skempton et Sowa, 1963 ; Ladd et Lambe, 1964 ; et bien d'autres depuis). Rocchi et al. (2013) dressent un historique des nombreux travaux consacrés aux différents aspects du problème du remaniement des argiles naturelles saturées. Le remaniement provoqué par le carottage est attribué à l'endommagement de la structure du sol (texture et liaison interarticulaires) combiné aux variations de la pression moyenne effective et de la pression interstitielle dans le sol. Ces variations s'établissent depuis l'état initial géostatique du sol dans le massif. Elles se poursuivent par des cycles de cisaillement non drainé produits par le fonçage du carottier, puis le gonflement drainé à teneur en eau constante, et enfin par la diminution progressive du degré de saturation, principalement après l'extraction du sol hors du massif. Le processus commence avec l'approche de l'outil de forage, se poursuit pendant le fonçage du carottier, son extraction, le transport de l'échantillon jusqu'au laboratoire, l'ouverture du tube, le découpage des éprouvettes et leur montage dans les machines d'essais.

Ladd et Lambe (1964) puis Baligh et al. (1987) ont proposé une représentation hypothétique du chemin des contraintes effectives suivi en un point dans une argile peu consolidée saturée pendant le fonçage d'un carottier. Le chemin est décrit dans le plan des contraintes principales effectives (Gilbert, 1992 ; Ladd et DeGroot, 2003 ; Carneiro et al. 2019) ou dans le plan où sont reportés habituellement les résultats des essais triaxiaux au laboratoire et où figure l'enveloppe de résistance effective de l'argile en compression (Lunne et Long 2005 ; DeGroot et al., 2005 ; Taylor et al., 2012 ; Viana da Fonseca et Pineda, 2017). En partant de l'état initial des contraintes établi dans le sol au sein du massif, le chemin se déploie en six étapes jusqu'à atteindre l'état des contraintes qui règne au cœur d'une éprouvette découpée dans l'échantillon carotté à l'instant du commencement d'un essai mécanique :

- étape 1, approche du forage, déconfinement du terrain,
- étape 2, fonçage du carottier, le chemin des contraintes effectives décrit plusieurs cycles de compression et d'extension,
- étape 3, extraction et remontée du carottier en surface,
- étape 4, transport de l'échantillon au laboratoire et stockage,
- étape 5, ouverture du tube, extrusion,
- étape 6, découpage d'une éprouvette d'essai, montage dans la machine d'essai.

A l'issue de l'étape 6, l'argile se trouve dans un état de contrainte effective résiduelle isotrope p_r déterminé par la seule pression interstitielle résiduelle négative u_r qui règne à ce stade ($p_r + u_r = 0$, $u_r < 0$).

Ce schéma ou d'autres expressions du même type ont fait l'objet de nombreuses discussions qui ont abouti aux recommandations et aux normes en usage aujourd'hui. Seuls quelques points sont mentionnés ici. Il est clair que le déconfinement de l'étape 1, puis les cycles d'extension-compression des étapes 2 et 3 sont de nature à pousser les argiles peu consolidées faiblement résistantes à la rupture en condition non drainée (accompagnée de variations de volume mineures dans les sols saturés). L'amplitude de ces cycles de cisaillement dépend étroitement de la géométrie de la trousse coupante et de la profondeur. Seules, la faible perméabilité de l'argile et la pression interstitielle négative induite permettent de maintenir un confinement du sol, pour limiter les effets des cisaillements, puis du gonflement. Néanmoins, comme le rapportent Bat et al. (2000), "Une étude réalisée sur des sols cohérents meubles prélevés avec des carottiers à piston stationnaire de différents diamètres (50 mm, 63 mm, 80 mm et 100 mm), a permis à Lemasson et Macé (1975) de constater, en haut de la carotte, une diminution de la densité apparente qui peut aller jusqu'à 10 % de la valeur moyenne et une diminution de la cohésion non drainée de 40 % de sa valeur moyenne". Horng et al. (2010), Tanaka et Horng (2011), puis Chung et al. (2014) montrent des tendances comparables. Après extraction, la préservation de l'intégrité de l'échantillon dépend de la qualité des opérations exécutées pendant les étapes 4, 5 et 6, où la désaturation du sol est à craindre en plus des actions mécaniques accidentelles et dommageables du sol.

Cette vision globale s'adresse à un sol fin homogène argileux peu consolidé imperméable. S'il est possible d'entrevoir la nature des déformations du sol produites pendant le processus du prélèvement à ce niveau d'analyse, il n'est pas possible d'estimer l'amplitude de ces déformations, en extension notamment (pendant les étapes 1, 2 et 3). De plus, beaucoup de facteurs jouent en défaveur de la qualité des prélèvements dans ces terrains, à commencer par les hétérogénéités du sol à l'échelle du diamètre de la trousse. C'est le cas des argiles litées par exemple, où les lits sablo-limoneux perturbent largement la réponse du sol pendant le processus du prélèvement. Un autre exemple vient avec les tourbes entremêlées de lits sableux.

Enfin, diverses sources de remaniement supplémentaires se cachent dans les détails. Tel est le cas des opérations de reconditionnement des échantillons sur site, notamment à partir des carottiers doubles (desquels la production des échantillons de classe 1 n'est pas admise d'après la norme NF EN ISO 22475-1). Un autre point s'avère peu discuté, qui concerne l'extraction du sol à l'issue du fonçage (étape 3 ci-dessus). A cet instant, une traction s'exerce à la base de l'échantillon (Osterberg, 1973 ; Gilbert, 1992 ; Long et al., 2010). En rapport avec la cohésion non drainée du sol, cet effort produit une extension de la carotte dans les tubes foncés qui ne sont pas munis d'un extracteur, voire la perte du carottage. Au moyen d'une technique d'imagerie, Lim et al. (2018a) donne une illustration des mécanismes en jeu dans un tube ouvert foncé dans un silt reconstitué, à cette étape 3 : apparition d'une forme de cisaillement à la pointe de la trousse coupante, puis progression vers le centre de la section pour former le plan de disjonction ; gonflement du sol demeurant en fond de trou ; apparition d'une fissure de traction en partie médiane de l'échantillon (extension) et perte de carottage. L'apparition de telles fissures d'extension dans les échantillons carottés n'est pas rare en pratique.

Prélèvement des sables et des sols sablo-limoneux.

La sensibilité au prélèvement des sols fins sableux et limoneux saturés lâches s'explique par l'absence ou la faible cohésion de ces terrains et une perméabilité qui peut être relativement forte. Ils ne bénéficient pas de l'effet favorable d'une pression interstitielle négative dans le processus décrit précédemment. Ils se désaturent facilement. Le poids propre de l'échantillon constitue un handicap à l'étape 3, puis pendant les étapes suivantes.

En conséquence les sols lâches sont densifiés et les pourcentages de récupération y sont généralement faibles ou nuls. Au contraire, les sables denses voient plutôt leur indice des vides augmenter sous l'effet de la dilatance. A ce sujet, Singh et al. (1979) rapportent les résultats de nombreux travaux réalisés en chambre de calibration pour la plupart.

Simulation du fonçage dans l'argile.

En vue d'étudier les mécanismes induits par le fonçage d'un carottier dans un sol, des simulations ont été entreprises au moyen de calculs analytiques ou numériques (Baligh, 1985 ; Baligh et al., 1987 ; Siddique, 1990 ; Hopper, 1992 ; Clayton et al., 1998). Ces calculs montrent que des fortes déformations de cisaillement naissent près du fil de la trousse coupante et le long de la paroi intérieure et de la paroi extérieure de la trousse (interfaces sol-tube). Mais, la composante verticale ϵ_z des déformations est dominante aux environs de l'axe z du tube. Pendant la progression du fonçage, un élément de sol situé sur l'axe z voit se succéder trois phases de cisaillement "triaxial" non drainé : un cisaillement en compression en avant de la trousse coupante, un cisaillement en extension au passage de la trousse, puis un cisaillement en compression quand le sol a pénétré à l'intérieur du tube. En ce point de l'axe z , la déformation axiale de compression ϵ_{zc} est maximale à la distance $-0,35 B$ sous la pointe de la trousse, puis la déformation axiale en extension ϵ_{ze} est maximale à la distance $+0,35 B$ en arrière.

Les calculs paramétriques de Clayton et al. (1998) montrent que l'indice de surface C_a (rapport entre l'aire de la "couronne" et l'aire intérieure de la trousse) et l'angle d'attaque du biseau de la trousse α jouent un rôle important sur le pic de compression (ϵ_{zc} augmente avec C_a et α). Ce pic ne peut être réduit qu'avec un tube mince et une trousse effilée. A l'opposé, l'indice de jeu intérieur C_i (rapport entre le "sur-diamètre" interne et le diamètre intérieur de la trousse) exerce

une forte influence sur le pic d'extension ε_{ze} à l'intérieur du tube. Dans certaines configurations de la trousse, $|\varepsilon_{ze}| > \varepsilon_{ze}$ et l'équilibre final de la déformation axiale s'établit en extension. Des calculs numériques menés par Budhu et Wu (1992) montrent également une alternance des déformations de compression et d'extension. Ils montrent aussi que les frottements du sol contre la paroi intérieure du tube augmentent avec la progression du fonçage et pénalisent les échantillons trop longs.

Ces calculs ne modélisent qu'une partie des étapes évoquées plus haut, qui retracent le prélèvement d'un échantillon d'argile à l'aide d'un carottier. Le poids propre du sol n'intervient pas. La phase d'extraction n'est pas évoquée. Néanmoins, en étant associés à l'expérience acquise au moyen des essais comparatifs de carottage, ces calculs ont fourni des indications sur les meilleures configurations à donner aux trusses coupantes. Ainsi, des spécifications et des tolérances portant sur les indices C_a , C_i et α sont inscrites dans la norme NF EN ISO 22475-1 pour définir les carottiers à paroi mince.

1.3 – Fatalité et accommodement.

Qualification du remaniement.

Sur la base de ses études du prélèvement des sols, Hvorslev (1949) a suggéré de considérer les conditions suivantes pour définir un échantillon non remanié : 1) pas d'endommagement de la structure du sol ; 2) pas de variation de la teneur en eau et de l'indice des vides ; 3) pas de changement des constituants du sol ou de leur nature physico-chimique. Dans ce sens, même s'il contient tous les constituants du terrain en place, un échantillon est remanié si sa structure a été perturbée par le prélèvement (Singh et al., 1979).

Tableau 1-1 : Classes de qualité des échantillons carottés d'après le critère $\Delta e/e_0$ appliqué aux essais oedométriques pour des argiles faiblement consolidées.

Classe et désignation de la qualité de l'échantillon		$\Delta e/e_0$ OCR 1-2	$\Delta e/e_0$ OCR 2-4	Classe de qualité de l'éprouvette
1	Très bon à excellent	< 0,04	< 0,03	1 (petites déformations)
2	Moyen à bon	0,04 - 0,07	0,03 - 0,05	1
3	Médiocre	0,07 - 0,14	0,05 - 0,10	2
4	Très médiocre	> 0,14	> 0,10	3

Ainsi, devant la difficulté que soulèvent les techniques de prélèvement des sols, des critères ont été recherchés pour déceler et qualifier le remaniement qui affecte les échantillons carottés. Ces critères portent sur des résultats d'essais de laboratoire et ils se classent dans différentes rubriques. Amundsen et al. (2015, 2016) proposent une récapitulation historique de plusieurs de ces critères et indiquent les références de leurs auteurs. D'autres critères sont présentés par Mieussens et al., 1985 ; Khemissa et al. (1997), Tanaka (2000), Hong et Han (2007), Rocchi et al. (2013). Dans chacune de leur rubrique, tous ces critères sont examinés au laboratoire et s'adressent :

- aux variations de volume enregistrées pendant les phases de reconsolidation du sol à l'oedomètre ou au triaxial,
- à la déformabilité ou la résistance en compression uniaxiale non drainée du sol,
- à la vitesse des ondes de cisaillement,
- à la pression moyenne effective résiduelle ou la pression interstitielle négative résiduelle.

Dans la première famille de critères, figurent des conditions portant sur la variation de volume du sol, ou la variation de son indice des vides, pendant les paliers de consolidation oedométrique. Un de ces critères s'exprime avec le rapport $\Delta e/e_0 = (1 + e_0) \varepsilon_v/e_0$, où e_0 est l'indices des vides du sol en place, Δe la variation de l'indice des vides et ε_v la variation de volume mesurée au laboratoire après reconsolidation du sol sous les contraintes effectives en place. Il se fonde sur les déformations observées dans les argiles marines sensibles, et s'applique à des argiles récentes faiblement à moyennement surconsolidées (Andresen et Kolstad, 1979 ; Lunne et al., 1997). Le [tableau 1-1](#) indique les classes de qualité des échantillons carottés d'après le critère $\Delta e/e_0$ appliqué aux essais oedométriques pour des argiles faiblement consolidées. Ce critère a été transcrit dans l'Eurocode 7.

Dans la dernière colonne du [tableau 1-1](#), des classes de qualité des éprouvettes d'essais (1, 2 et 3) sont adossées aux classes de qualité de l'échantillon en lien avec les catégories de prélèvement (A, B et C) (Norbury et al., 2019). Il s'agit du niveau minimal de qualité requis pour pouvoir appliquer chacune des méthodes d'essai (MQC Minimum Quality Class). Chaque classe de qualité précise quelles sont les propriétés des terrains qu'il est possible d'obtenir au laboratoire.

Aux critères précédents s'ajoutent des critères portant sur des analyses gammamétriques ou tomographiques auxquelles peuvent être soumis les échantillons, d'après l'examen visuel des enregistrements ou des images ainsi recueillis (pertes de carottage, fissures d'extension, passages densifiés). Pineda et al. (2016a) montrent un exemple d'analyses tomographiques d'une série d'échantillons carottés. Gundersen et al. (2019) réalisent des analyses aux rayons X. D'autres auteurs se servent des mesures de la vitesse des ondes de cisaillement au laboratoire, à comparer aux mesures in-situ (Landon et al., 2007 ; Donohue et Long, 2010 ; Ferreira et al., 2011 ; Tanaka et Horng, 2011 ; Viana da Fonseca et Pineda, 2017 ; Viana da Fonseca et al., 2019a). Des mesures de la succion servent aussi d'indicateur du remaniement des argiles (Poirier et al., 2005 ; Tanaka et Tanaka, 2006 ; Landon et al., 2007 ; Donohue et Long, 2010 ; Horng et al., 2010).

Mise en pratique.

Aussi, dans l'état actuel des connaissances et en accord avec l'Eurocode 7, la qualité des prélèvements des sols peut être évaluée au laboratoire d'après les critères suivants :

- critères portant sur l'état des terrains d'après l'examen visuel attentif des échantillons carottés (défaut apparent de compacité ou de teneur en eau, fracturation, fissuration apparente, traces de décompression, débit en rondelles ou en plaquettes, fissures d'extension, pertes de carottage), sans oublier la qualité de leur conditionnement,
- critères de déformation de recompression sous le poids des terres, sous réserve d'application des critères destinés initialement aux argiles molles,
- critère relatifs aux méthodes non destructives,
- critère de saturation ($S_r \geq 95 \%$).

1.4 – Effets du remaniement sur les propriétés mécaniques des sols. Vue générale.

Les études géotechniques des sites appellent à prélever et acheminer au laboratoire des échantillons carottés de bonne qualité dans le but de mesurer des propriétés physiques, des caractéristiques d'état et des caractéristiques mécaniques représentatives des terrains en place. Le [tableau 1-2](#) met en relation les caractéristiques mesurées au laboratoire dans ces trois familles principales de propriétés avec des classes de qualité des sols (ici les classes indiquées par Norbury et al., 2019 ; voir aussi Bigot et Blivet, 1996).

Tableau 1-2 : Caractéristiques géotechniques mesurables en lien avec les classes de qualité.

Caractéristiques des sols			Classe qualité
Caractéristiques physiques			
Granulométrie	D	Distribution granulométrique	1, 2, 3
Matière organique	MO	Teneur en matière organique	1, 2, 3
Masse volumique des grains	ρ_s	Masse volumique des particules solides	1, 2, 3
Consistance	w_L w_P	Limites de consistance	1, 2, 3
Densité min-max	e_{min} e_{max}	Indices des vides min et max	1, 2, 3
Minéralogie		Teneurs en constituants minéralogiques	1, 2, 3
Forme des particules		Angularité, forme	1, 2, 3
Caractéristiques d'état			
Teneur en eau, compacité	w ρ ρ_d	Teneur en eau, poids volumiques	1, 2
Porosité, saturation	n e S_r	Indice des vides, degré de saturation	1, 2
Consistance	I_c	Indice de consistance	1, 2
Densité relative	I_D	Indice de densité	1, 2
Caractéristiques mécaniques			
Cohésion non drainée	c_u	Cohésion non drainée	1
Résistance en compression	σ_c	Résistance en compression uniaxiale	1
Résistance au cisaillement	q_r τ_r	Résistance au cisaillement (pic)	1
Enveloppe de résistance	c' ϕ' c_{cu} ϕ_{cu}	Frottement interne, cohésion	1
Résistance cyclique	q_{cyc} τ_{cyc}	Résistances cycliques (liquéfaction)	1
Compressibilité	C_c C_s σ'_p	Compressibilité, préconsolidation	1
Perméabilité consolidation	k c_v	Perméabilité, coefficient de consolidation	1
Rapport de contraintes	K_{onc} h	Rapports de contraintes oedométriques	1
Etats limites	$L(p_p, q_p)$	Paramètres des courbes d'états limites	1
Déformabilité	E ν E_u	Modules, coefficient de Poisson	1
Déformabilité en μ -déf	E K G	Modules en petites déformation	1 ⁺
Propriétés cycliques	G_{max} E_{ucyc} D	Modules cycliques, amortissement	1 ⁺

Tableau 1-3 : Effets usuels du remaniement sur les caractéristiques des sols prélevés par carottage.

Caractéristiques des sols		Effets usuels du remaniement	
w	Teneur en eau	Diminution	
e	Indice des vides	Diminution	
S_r	Degré de saturation	Diminution	
c_u	Cohésion non drainée	Dégradation	/ 5
ε_{ar} γ_r	Déformation à la rupture	Augmentation	
σ_c	Résistance en compression uniaxiale	Dégradation	/ 5
q_r τ_r	Résistance au cisaillement (pic)	Dégradation	/ 5
c' c_{cu}	Cohésion	Dégradation	
q_{cyc} τ_{cyc}	Résistances cycliques (liquéfaction)	Dégradation	
C_c σ'_p	Compressibilité, préconsolidation	Diminution	
k c_v	Perméabilité, coefficient de consolidation	Diminution	
$L(p_p, q_p)$	Paramètres des courbes d'états limites	Changement de forme	
E E_u	Modules	Dégradation	/ 10
E K G	Modules en petites déformation	Dégradation	/ 10
G_{max} E_{ucyc}	Modules cycliques	Dégradation	/ 10

Les caractéristiques mécaniques ne peuvent être mesurées que sur des sols de classe 1. Ces caractéristiques sont celles qui sont les plus sensibles au remaniement. Au bas du [tableau 1-2](#), la notation 1⁺ indique que ces caractéristiques sont à mesurer en petites déformations et appellent à disposer d'échantillons de la meilleure qualité.

Le [tableau 1-3](#) indique les effets les plus courants du remaniement sur les caractéristiques des sols prélevés par carottage. Souvent, les sols sont densifiés au cours du prélèvement. Les teneurs en eau diminuent. Les échantillons mal conditionnés se dessèchent. Les résistances, les cohésions et les modules sont dégradés (Gilbert, 1992 ; Hopper, 1992 ; Tanaka et al., 1996 ; Santagata et Germaine, 2002, 2005 ; Lunne et al., 2006 ; et d'autres). Les propriétés cycliques sont modifiées (Singh et al., 1979 ; Dahl et al., 2010 ; Mohajeri et Ghafghazi, 2012 ; Viana da Fonseca et al., 2019a). Ces caractéristiques de déformabilité et de résistance peuvent être dégradées dans un rapport de cinq, voire de dix (dernière colonne du [tableau 1-3](#)). Les courbes de compressibilité sont modifiées (Long et al., 2009 ; Amundsen et al., 2015, 2016 ; Krage et al. 2015 ; Karlsson et al., 2016 ; Paniagua et al., 2017 ; Lim et al., 2018b ; et d'autres), comme les courbes d'état limite (Magnan et al., 1994). Enfin, la réduction de l'indice des vides et la désaturation concourent à réduire la perméabilité, à défaut d'accroître la dispersion des mesures.

1.5 – Identification des paramètres de compressibilité des sols.

Identification de la pression de préconsolidation et de l'indice de compression.

L'effet pernicieux du remaniement sur les paramètres de compressibilité des sols a déjà été évoqué au paragraphe précédent au travers des deux principaux paramètres caractéristiques des courbes oedométriques, qui sont la pression de préconsolidation σ'_p et l'indice de compression C_c , (ou coefficient de compressibilité), et qui décrivent la déformabilité du sol et son histoire mécanique en condition unidimensionnelle. Ces paramètres sont définis sur les courbes de compressibilité oedométriques représentées dans le plan $(\lg(\sigma'_a), e)$ où l'indice des vides e est reporté en fonction de la contrainte axiale effective σ'_a en échelles semi-logarithmiques, en admettant une réponse de forme bilinéaire. La pression σ'_p représente un état limite du sol (ou seuil de plasticité). Le degré de surconsolidation du sol représente le rapport entre σ'_p et la contrainte verticale effective σ'_{v0} dans le massif, soit $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$ (overconsolidation ratio).

Les paramètres C_c et σ'_p (et d'autres) sont identifiés à partir de cette représentation $(\lg(\sigma'_a), e)$ ou à partir de variables dérivées et d'autres modes de représentation (déformation axiale, module oedométrique, échelles linéaires ou bi-logarithmiques, etc.). De nombreuses méthodes d'exploitation ont été proposées dans la littérature pour identifier ces paramètres. Il s'agit de constructions graphiques pour la plupart. A partir de travaux antérieurs, Grozic et al. (2003), Boone (2010), Paniagua et al. (2016), Umar et Sadrekarimi (2017), puis et Carneiro et al. (2019) en dénombrent une quinzaine et mentionnent les références de leurs auteurs. D'autres méthodes d'exploitation des courbes oedométriques apparaissent dans des normes ou diverses procédures d'essais (LCPC, 1985 ; AFNOR, 1997 ; Khemissa et Magnan, 2000 ; et d'autres). La norme NF EN ISO 17892-5 "Reconnaissance et essais géotechniques – Essais de laboratoire sur les sols – Partie 5 : Essai de chargement par palier à l'oedomètre" (AFNOR, 2017) en suggère une.

Les procédures oedométriques standards préconisent d'effectuer un chargement par paliers avec la possibilité d'inclure des cycles de chargement-déchargement. Des règles servent à définir la séquence de chargement (nombre de paliers, distribution appropriée des charges en lien avec σ'_{v0}

et σ'_p , doublement des charges au-delà de σ'_p , etc.). En présence d'un coude marqué de la courbe ($\lg(\sigma'_a)$, e) au franchissement du seuil, comme dans les argiles sensibles, le caractère discret de la séquence de chargement ne favorise pas les constructions graphiques d'identification de σ'_p . Les procédures de chargement oedométrique continu permettent d'éviter cet écueil et elles rendent possible une exploitation fondée sur les variations du module oedométrique tangent (Lunne et al., 2008 ; Long et al., 2009 ; Chung et al., 2014 ; Amundsen et al., 2015, 2016, 2017 ; Karlsson et al., 2016 ; Di Buo et al., 2016 ; Paniagua et al., 2017 ; Lim et al., 2018b ; parmi les travaux récents). Attention, des précautions sont à prendre quant au choix des vitesses de chargement et des corrections sont à appliquer aux paramètres identifiés sur les courbes enregistrées ainsi (Pineda et al., 2016b ; Kelly et al., 2018 ; Zheng et al., 2018).

Si les argiles sensibles montrent un seuil de préconsolidation marqué suivi par une forte compressibilité, au contraire, les sols sableux, limoneux, argileux et marneux présentent des courbes ($\lg(\sigma'_a)$, e) de forme arrondie et dénuées de seuil (Grozic et al., 2003 ; Boone, 2010). C'est le cas notamment des sols argileux raides ou indurés (Bishop et al., 1965 ; Azizi et Josseume, 1988 ; Burland 1990 ; Aversa et al., 1993 ; Josseume, 1998 ; Cotecchia et Chandler, 1997 ; Takahashi et al., 2005 ; Gasparre et al., 2007 ; Gasparre et Coop, 2008 ; Mohajerani et al., 2011 ; Yang et al., 2014 ; Rocchi et al., 2018). Le sol se plastifie progressivement pendant le chargement oedométrique et l'application de hautes pressions s'impose pour mesurer l'indice C_c .

Cycle de chargement-déchargement.

Dans sa méthode de correction des courbes de compressibilité pour les effets du remaniement, Schmertmann (1953, 1955) conseille de prévoir un cycle de chargement-rechargement intermédiaire dont la pente intervient ensuite dans la construction graphique qui sert à identifier la pression de préconsolidation σ'_p . L'indice de gonflement C_s (ou coefficient de gonflement) représente la pente du cycle dans le plan ($\lg(\sigma'_a)$, e). Plus tard, l'introduction d'un cycle intermédiaire a été reprise dans d'autres procédures d'essai (LCPC, 1985 ; Mieussens et al., 1985 ; AFNOR, 1997 ; Khemissa et al., 1997 ; Khemissa et Magnan, 2000 ; Lunne et al., 2008 ; Boone, 2010 ; Krage et al., 2015 ; Carneiro et al., 2019). A défaut de servir à corriger les effets du remaniement du sol, cette pratique permet d'en révéler l'importance. Elle sera largement mise à profit dans l'analyse des données expérimentales qui suit.

Concrètement, les courbes oedométriques de déchargement-rechargement du plan ($\lg(\sigma'_a)$, e) ne sont pas superposées et montrent ainsi un effet d'hystérésis (Gasparre et Coop, 2008 ; Butterfield, 2011 ; Cui et al., 2013 ; Suddeepong et al., 2015 ; parmi les travaux récents). De plus, leur pente moyenne C_s croît avec la contrainte maximale atteinte avant d'amorcer le déchargement, en particulier dans les argiles raides (Calabresi et Scarpelli, 1985 ; Takahashi et al., 2005 ; Mohajerani et al., 2011 ; Cui et al., 2013). Cette évolution peut être attribuée à la dégradation de la structure du sol sous l'effet de la pression.

Comparaison des méthodes.

Plusieurs auteurs mettent à l'épreuve les différentes méthodes d'interprétation des courbes de compressibilité des argiles sur la base d'un grand nombre d'essais oedométriques. Boone (2010) donne des illustrations des difficultés rencontrées en pratique pour identifier la pression de préconsolidation σ'_p sur les courbes expérimentales en raison du caractère subjectif de beaucoup de ces constructions graphiques. Souvent, leur mise en œuvre s'avère plus problématique sur les

courbes ($\lg(\sigma'_a)$, e) dont la forme est évasée et ne fait pas apparaître un coude marqué. Aussi, l'auteur fait valoir une méthode particulière d'exploitation des courbes oedométriques pour laquelle il conseille de disposer d'un cycle de chargement-déchargement dans la séquence des charges appliquées.

Grozic et al. (2003) signalent des écarts importants entre les pressions de préconsolidation estimées par différentes méthodes graphiques dans des argiles surconsolidées de faible plasticité et chargée à haute pression (jusqu'à 5 MPa et plus). Au contraire, Paniagua et al. (2016) montrent que la mesure de σ'_c et de OCR dépend peu de la méthode d'interprétation employée. Cela se vérifie surtout pour les essais portant sur des échantillons de haute qualité et dans le cas des faibles pressions σ'_p et les faibles OCR des argiles molles. Les écarts se creusent en présence de valeurs fortes de σ'_p et/ou de OCR. Aussi, les auteurs recommandent de mettre en œuvre simultanément au moins trois méthodes d'interprétation différentes pour garantir un choix pertinent des paramètres.

Les essais réalisés par Umar et Sadrekarimi (2017) sur des argiles peu plastiques montrent que la plupart des méthodes d'exploitation surestiment σ'_p . La prévision s'améliore avec les argiles molles dont les indices de plasticité I_p sont plus grands, car les courbes de compressibilité présentent alors une courbure plus prononcée au passage du seuil de préconsolidation, ce qui en facilite le repérage. Parmi les onze méthodes comparées par l'auteur, la méthode de Oikawa (1987), qui opère en échelle bilogarithmique dans le plan ($\lg(\sigma'_a)$, $\lg(1+e)$) pour mesurer σ'_p , aboutit à la prévision la plus précise.

Utilisation pratique dans les projets.

Pour finir, il paraît difficile de trouver une méthode universelle d'exploitation des courbes de compressibilité oedométriques des sols fins, utilisable dans toute des situations. La forme de ces courbes dépend de la nature du sol et de son état, puis des dégradations provoquées par le remaniement. La loi de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e), bilinéaire et semi-logarithmique, est considérée comme une règle fondamentale gouvernant la compressibilité des sols fins. Elle est utilisée à la fois au laboratoire et dans le calcul élémentaire des tassements des sols compressibles. Dans ce cadre, la procédure d'essai au laboratoire, la méthode d'exploitation de l'essai et la méthode de calcul élémentaire des tassements qui fait suite, constituent une chaîne fonctionnelle cohérente dont les modalités à chaque étape ne peuvent pas être interchangeables avec celles d'autres méthodes.

1.6 – Effet du remaniement sur les paramètres de compressibilité des sols.

Effet du remaniement du sol.

Le remaniement des sols modifie la forme des courbes de compressibilité oedométriques. En conséquence, il fausse les mesures de C_c et de σ'_p , la pression de préconsolidation et l'indice de compression. En présence de remaniement, les méthodes graphiques d'exploitation des essais perdent leur efficacité ou s'avèrent inapplicables. Le remaniement confère une forme arrondie aux courbes ($\lg(\sigma'_a)$, e). L'amplitude des déformations augmente. La pente C_c et la pression σ'_p sont diminuées (tableau 1-2 et 1-3). Les modules oedométriques sont dégradés. Aussi, dans les argiles molles ou sensibles, la manifestation de cette forme à l'issue d'un essai est vue comme un signe de remaniement du sol. Dans ce cas, la réalisation d'un cycle de chargement-déchargement

intermédiaire sert à constater l'occurrence du remaniement. Enfin, les critères du [tableau 1-1](#) ou des critères équivalents sont à appliquer pour qualifier le degré de remaniement du sol et attribuer une classe de qualité aux échantillons carottés dans les argiles faiblement consolidées.

Une autre difficulté tient à la confusion possible de cette forme arrondie des courbes ($\lg(\sigma'_a)$, e) avec la réponse habituellement observée dans les sols sableux ou limoneux, des sols raides et des marnes en compression oedométrique (voir le [paragraphe 1.5](#)). Les indices évoqués ci-dessus perdent en sensibilité dans ces terrains (Grozic et al., 2003 ; Boone, 2010). Enfin, il apparaît que le coefficient de déchargement C_s semble peu perturbé par le remaniement (Krage et al., 2015 ; Carneiro et al., 2019). D'autres auteurs indiquent au contraire un accroissement de C_s avec le remaniement (Khemissa, 1999).

L'étude présentée dans ce document s'intéresse prioritairement aux courbes de compressibilité oedométriques. D'autres paramètres importants tels que la perméabilité k , les coefficients de consolidation c_v et de fluage C_α sont déduits des essais oedométriques et servent à évaluer l'évolution des tassements et la dissipation des pressions interstitielles dans le temps. Comme les paramètres de compressibilité, ces paramètres sont perturbés par le remaniement des sols.

Reconstruction des courbes de compressibilité.

Depuis Schmertmann (1953, 1955), diverses méthodes ont été proposées pour tenir compte ou corriger les effets du remaniement sur les courbes de compressibilité des sols. La méthode de Prasad et al. (2007) s'applique directement sur la courbe oedométrique sans faire appel à d'autres données mesurées ou calculées. Carneiro et al. (2019) présentent une évolution de la méthode de Schmertmann applicable à des sols remaniés à des degrés divers et dont la mise en œuvre se veut indépendante de toute trace d'interprétation.

Sur la base d'une modélisation numérique du comportement des sols, Rocchi et al. (2013) proposent d'effectuer la simulation de toutes les étapes du prélèvement du sol dans le massif et son acheminement au laboratoire, puis celle des essais mécaniques qui sont réalisés ensuite (essais oedométriques et triaxiaux). La démarche s'adresse à des argiles sensibles structurées. Au moyen de calculs à rebours, il est possible de déterminer les propriétés mécaniques du "sol intact" à partir des essais réalisés sur les échantillons réels. Mais il n'est pas possible d'éliminer les effets de l'endommagement de la structure du sol provoqué par le prélèvement. Par contre, il apparaît d'après le calcul que, en permettant un réajustement de l'indice des vides avant essai, les techniques de reconsolidation préalable du sol au laboratoire ont un effet bénéfique en aboutissant à une meilleure évaluation de la résistance du sol.

En offrant cette possibilité de "regagner" partiellement les propriétés du "sol intact", la démarche de Rocchi et al. (2013) vise à évaluer les effets du remaniement du sol afin de rendre possibles des calculs plus réalistes des ouvrages géotechniques au moyen de méthodes avancées de modélisation. Mais l'usage des paramètres mécaniques déduits de ces techniques d'identification à rebours n'est pas compatible avec les méthodes conventionnelles de calcul des tassements qui tiennent compte implicitement ou explicitement d'une part des effets du remaniement.

1.7 – Incidence du remaniement des sols dans les projets.

Les remblais expérimentaux.

Par le passé, les observations et les mesures de tassement recueillies pendant et après la construction de remblais sur des sols compressibles ont souvent montré des écarts importants avec les prévisions fondées sur les essais de laboratoire ou les essais in-situ. Avec la prévision des tassements s'ajoutent celle des dissipations des pressions interstitielles, des déformations à long terme, des déplacements latéraux dans le terrain, sans parler des problèmes d'instabilité.

L'amélioration des méthodes courantes de conception utilisables dans les projets n'aurait pas été possible sans l'apport des très nombreux travaux consacrés à l'étude en vraie grandeur du comportement des remblais, pendant des phases de travaux et, surtout, au moyen d'ouvrages d'essais. Ainsi, depuis plus de soixante ans, des dizaines de remblais expérimentaux ont été édifiés partout dans le monde, afin de recueillir des données de références en matière de tassements, et en associant des reconnaissances géotechniques poussées des terrains avec des moyens d'auscultation efficaces. Bishop et Green (1973) citent une trentaine d'ouvrages déjà réalisés au début des années 1970 et ils décrivent le rôle important joués par les remblais expérimentaux dans le cadre des projets de construction ou dans le cadre de la recherche. De tels ouvrages ont été réalisés en France dans cette période (Bourges et al., 1969 ; Pilot, 1972 ; Blondeau et al., 1977 ; Magnan et al., 1978). Depuis, la problématique a été étendue aux questions du renforcement et du traitement des sols supports.

Ce thème des remblais expérimentaux édifiés sur des sols compressibles a fait l'objet d'une littérature abondante, ponctuée par de nombreux congrès. L'une de ces dernières manifestations est illustrée par le symposium "Embankment Prediction Symposium" qui s'est tenu en Australie en 2016, où les objectifs visés sont clairement exposés (Kelly et al., 2018). Il s'agit, entre autres, d'évaluer la démarche de sélection des paramètres géotechniques dans les projets, la précision et la dispersion des calculs des tassements, ou de juger du degré de sophistication à conférer aux études.

Analyse des effets du remaniement des sols.

Deux types d'analyses sont rendus possibles quand des données fournies par une expérimentation en vraie grandeur sont disponibles. Le premier porte sur la comparaison des prévisions effectuées dans le cadre du projet (à partir des reconnaissances des terrains suivies du choix des paramètres de calcul) avec les données du site et s'attache à analyser les écarts constatés. Le second type d'analyse consiste à reprendre l'interprétation des essais et le choix des paramètres de calcul pour décrire au mieux le comportement observé de l'ouvrage d'essai. Les prévisions sont effectuées en utilisant la même méthode de calcul, quitte à discrétiser plus finement les étapes du calcul ou la géométrie du massif de sols. Huang et al. (2006), Chai et al. (2013), Indraratna et al. (2018), Lim et al. (2018c) et d'autres, donnent des exemples de ce type d'analyses.

La tâche est rendue difficile par la complexité du problème et le rôle des nombreux facteurs qui entrent en jeu, interfèrent ou se compensent mutuellement, qu'il s'agisse des sols (hétérogénéité, variabilité de leurs propriétés, biais de l'échantillonnage) ou des comportements (non linéarités, anisotropie, fluage, dissipation des pressions interstitielles, déplacement latéraux). Au rang des calculs unidimensionnels de tassement, les paramètres oedométriques prépondérants sont la

pression de préconsolidation σ'_p , l'indice de compression C_c et l'indice de gonflement C_s , puis, concernant les déformations différées dans le temps, les coefficients de consolidation c_v (ou les perméabilités k) et les coefficients de fluage C_f . Les modélisations plus élaborées font intervenir d'autres paramètres.

Il ressort principalement des analyses en retour et sur la base de prélèvements de bonne qualité que la compressibilité des terrains en place est plus grande que celle qui est mesurée en laboratoire. Les effets du remaniement des échantillons carottés expliquent pour une grande part ces écarts (D'Ignazio et al., 2017 ; Lim et al., 2018c). Les mesures de σ'_p et C_c contribuent à sous-estimer les tassements (Long et O'riordan, 2001 ; Berengo et al., 2011 ; Chai et al., 2013 ; Huang et al., 2006 ; Huang et al., 2019).

Au sujet des effets différés dans le temps, les mesures de c_v et C_f conduisent à surestimer les vitesses de dissipation des pressions interstitielles et les vitesses de tassement. A ce titre, les remblais d'essais maintenus pendant plusieurs années confirment la lente décroissance des pressions interstitielles dans les sols (Bishop et Green, 1973 ; Leroueil et al., 1978 ; puis d'autres, et plus récemment, Huang et al., 2006 ; Kelly et al., 2018). Enfin, une mauvaise estimation de C_s joue sur le calcul des premiers tassements, notamment au début de la construction du remblai, avant que soit franchie la pression de préconsolidation σ'_p dans le sol.

Ainsi, pour beaucoup d'auteurs, la prévision fiable des tassements sous les remblais passe par la mise en œuvre de prélèvements, d'essais de laboratoire et d'essais in situ de bonne qualité. Comptent aussi le soin apporté à l'interprétation des essais et le choix des paramètres ou le recours aux corrélations avec les essais in-situ. Dans ces conditions et dans les limites des ambitions des calculs (par exemple, un calcul 1D au centre du remblai), les modélisations simples permettent d'aboutir à de bons résultats (Mesri et Choi, 1985 ; Huang et al., 2006 ; Lim et al., 2018c). Avec la progression des connaissances et des méthodes, les modélisations plus complexes gagnent en représentativité.

Le recours à des corrélations avec des essais in-situ est utilisé depuis longtemps pour accompagner l'interprétation des essais oedométriques (Leroueil et al., 1985 ; Balasubramaniam et al., 2010 ; Berengo et al., 2011 ; parmi d'autres). Boutonnier et al. (2013) rapportent les résultats d'une analyse comparative où des tassements calculés pendant une phase d'études géotechniques sont comparés aux tassements mesurés ensuite sous des remblais ferroviaires. L'ordre de grandeur de ces tassements est décimétrique. Pour pallier les effets du remaniement, une correction doit être apportée aux mesures oedométriques sans laquelle les tassements calculés dépassent les valeurs observées dans des rapports de deux à cinq. La correction porte sur les contraintes effectives de préconsolidation σ'_p , qui sont déduites d'une corrélation avec la cohésion non drainée et qui sont ainsi fortement augmentées par rapport à celles déduites des essais de laboratoire standards.

Karlsson et al. (2016) étudient l'incidence du remaniement sur les tassements à long terme calculés dans les argiles molles d'un site expérimental. Les argiles sont prélevées par deux procédés distincts formant deux lots d'échantillons de qualités différentes. Des essais oedométriques et des essais triaxiaux sont réalisés sur chacun des deux lots. Les calculs des tassements sous un remblai sont effectués au moyen d'un modèle numérique auquel sont attribués des paramètres comportementaux issus de ces deux lots. Des écarts importants apparaissent entre les tassements et les déplacements horizontaux calculés sous le remblai, qui sont imputables à l'effet du remaniement des argiles. Avec la mise en œuvre des méthodes usuelles d'exploitation des essais de laboratoire, les petites variations de la qualité des échantillons sont fortement

amplifiées à l'étape du calcul de l'ouvrage. Ces résultats témoignent de l'intérêt de cette démarche, qui, en se projetant à l'échelle de l'ouvrage, dépasse le simple examen des effets du remaniement à l'échelle d'une éprouvette d'essai de laboratoire.

Dans une démarche similaire, Lim et al. (2018c) étudient les tassements et la progression des pressions interstitielles dans des argiles molles chargées par un remblai expérimental. Les échantillons carottés sont prélevés par quatre procédés différents pour former des lots de qualités inégales. Au laboratoire, le programme comprend des mesures des vitesses des ondes de cisaillement, des essais oedométriques, des essais à la colonne résonante et des essais de cisaillement simple. Les tassements sont calculés par la méthode de consolidation unidimensionnelle et les pressions interstitielles par une méthode aux différences finies. La prévision des tassements sous le remblai est largement affectée par le degré de remaniement de l'argile dont le principal effet est de dégrader la pression de préconsolidation σ'_p et le coefficient de compression C_c . Ainsi, fortuitement, la prévision peut s'avérer correcte malgré le remaniement, quand la réduction de C_c compense la dégradation de σ'_p . Mais la prévision peut aussi s'avérer erronée et non conservative en sous-estimant les tassements.

1.8 – Discussion.

Nature des sols étudiés.

Dans les problèmes courants de tassement des sols compressibles sous les remblais, les problèmes les plus aigus sont posés par des argiles molles ou sensibles ou des sols organiques, dont les compacités en place sont faibles avec des indices des vides $e_0 > 1$, des teneurs en eau $w_0 > 37\%$ et des poids volumiques secs $\gamma_{d0} < 13,25 \text{ kN/m}^3$. En comparaison et sauf exception, les sols sableux ou limoneux sont plus compacts et moins compressibles. Ils engendrent des tassements moins forts sous les remblais ordinaires. Mais ils ne sont pas exempts des problèmes de prélèvement.

Dans le cadre des reconnaissances géotechniques courantes des projets de construction de remblais, tous les sols fins mous ou moyennement compacts sont prélevés systématiquement pour être caractérisés au laboratoire au moyen d'essais oedométriques. Les critères de qualification du remaniement, initialement dédiés aux argiles molles, sont appliqués indifféremment à tous les types de sols. Toutefois, le critère $\Delta e/e_0$ semble plus avantageux aux sols sableux et limoneux en raison des plus faibles compressibilités de ces terrains, y-compris quand ils sont remaniés. Par ce biais, les échantillons de sols gagnent en qualité quand l'indice de plasticité décroît. Aussi, afin de réduire ce défaut et estimer plus objectivement une classe de qualité, Krage et al. (2015) proposent d'utiliser les indices $\Delta e/e_0/C_c$ ou $\Delta e/e_0/C_s$ (en précisant les conditions d'identification de C_c et C_s sur les courbes de compressibilité). Plus tard, en étudiant des sols peu plastiques reconstitués, Lukas et al. (2019) montrent que la résistance non drainée des sols remaniés est plus grande que celle des sols de référence non remaniés et que la différence augmente quand l'indice de plasticité diminue. Long (2006) pointe des difficultés d'application du critère $\Delta e/e_0$ dans des argiles litées peu plastiques.

Choix d'une technique de prélèvement.

La multiplication des programmes expérimentaux fondés sur des prélèvements d'argiles molles au moyen de carottiers de gros diamètres confirme l'efficacité de ces techniques pour produire

des échantillons de bonne, voire d'excellente qualité. Les essais de laboratoire menés avec soin à partir de tels échantillons carottés fournissent des caractéristiques d'état et des caractéristiques mécaniques représentatives du comportement des sols dans les problèmes de construction des remblais sur les sols compressibles. C'est au prix de reconnaissances géotechniques approfondies (prélèvement d'échantillons, essais de laboratoire, essais in-situ) que ces travaux expérimentaux (instrumentation, auscultation) et leur analyse en retour aboutissent à une description précise du comportement des ouvrages observé en vraie grandeur (tassements, déformations différées dans le temps et dissipation des pressions interstitielles). Néanmoins, au-delà de ces efforts, les études conservent un fort degré de subjectivité, à commencer par le choix des paramètres caractéristiques à partir des essais (Kelly et al., 2018). Pour ces raisons, la prévision des tassements reste entachée d'incertitudes assez larges, malgré les conditions favorables dans lesquelles sont effectuées ces études.

En appliquant ce constat à la pratique courante des reconnaissances géotechniques et des études de projets ordinaires, auxquelles des moyens lourds ne peuvent pas être consacrés, il apparaît peu réaliste d'attendre une prévision fiable des tassements des remblais sur les sols compressibles. Il s'agit néanmoins de garantir la meilleure qualité des échantillons carottés en utilisant les techniques de prélèvement et de conservation les plus appropriées, par application de la norme NF EN ISO 22475-1 (AFNOR, 2007). Des échantillons de classe 1 sont à prévoir (tableau 1-2), à prélever au moyen de tubes minces foncés, ou mieux, de carottiers à piston stationnaire. Ces techniques n'offrent pas de garantie d'un prélèvement de qualité dans toutes les situations, surtout en profondeur. Mais, dans une majorité de cas, ces techniques fournissent un échantillonnage de bonne qualité, notamment dans les argiles fermes, les sols limoneux ou les tourbes, quand ces terrains sont homogènes. Il est important de déterminer les indices de qualité des échantillons carottés (tableau 1-1) afin de fournir une information sur la fiabilité des paramètres issus des essais oedométriques. L'applicabilité de ces critères à tous les types de sols fins reste néanmoins à confirmer.

Chargements oedométriques. Pressions maximales.

La pertinence des résultats des essais oedométriques repose d'abord sur la qualité des mesures de la pression de préconsolidation σ'_p et de l'indice de compression C_c . Sur la base de la loi de compressibilité bilinéaire, ce dernier est défini par la pente maximale de la courbe ($\lg(\sigma'_a)$, e). En principe, une contrainte axiale minimale doit être appliquée dans l'oedomètre pour atteindre cette pente maximale. Cela ne pose pas de problème dans les sols mous avec les appareillages courants. Mais, dans des sols fermes ou compacts et peu compressibles, cela amène à appliquer des charges plus fortes, comme le suggère la norme NF EN ISO 17892-5. L'identification de C_c sur la courbe pour une contrainte axiale effective plus faible conduit à sous-estimer C_c et σ'_p . Par contre, cette pente maximale n'entre pas directement en jeu dans le calcul des tassements quand le chargement du remblai n'atteint pas le niveau de contrainte associé à cette pente maximale de la courbe de compressibilité.

Indépendamment de la qualité des prélèvements, la qualité des essais oedométriques dépend de la distribution des paliers de chargement et de leur durée. Pour les chargements continus, elle dépend aussi des vitesses qui doivent rester modérées. Enfin, il paraît important de disposer d'une boucle de déchargement-rechargement intermédiaire.

Caractéristiques d'état des sols.

La revue bibliographique ci-dessus montre toute l'attention accordée aux amplitudes des déformations enregistrées pendant les essais comparatifs pour la qualification du remaniement des sols prélevés au moyen de différents procédés de carottages (Ladd et DeGroot, 2003 ; DeGroot et al., 2005 ; Lunne et al., 2008 ; Krage et al., 2015 ; Karlsson et al., 2016 ; et d'autres). Les classes de qualité des échantillons carottés sont attribuées en fonction de ces déformations (tableau 1-1). Les variations de l'indice des vides Δe sont proportionnelles à ces déformations pendant la reconsolidation des sols sous les contraintes en place. Souvent, la dispersion naturelle de l'état initial des sols brouille la comparaison des courbes de compressibilité exprimées en indices des vides, ce qui amène à privilégier l'examen des déformations.

Toutefois, les études ne pointent pas l'effet possible du prélèvement sur l'estimation de l'état de compacité du sol en place, qui est représenté par l'indice des vides e_0 par exemple, et qui est associé à la contrainte verticale effective σ'_{v0} . La mesure de e_0 reste inaccessible dans l'absolu. Elle entre néanmoins dans le calcul élémentaire des tassements avec le terme $1 + e_0$. Seule une mesure de l'indice des vides e_i du sol déconfiné est effectuée au laboratoire où l'échantillon a été transporté. La courbe de compressibilité oedométrique relie e_i et e_0 , mais cette relation est tributaire du remaniement. Aussi, en exprimant des déformations, les études comparatives ne renseignent pas sur d'éventuels écarts relatifs des mesures des indices e_i et, par conséquent, sur l'effet possible du remaniement sur l'estimation de e_0 . Or la position de chaque courbe de compressibilité oedométrique ($\lg(\sigma'_a)$, e), qui se déploie à partir de l'indice des vides e_i , donne un aperçu du comportement du sol relativement à un autre, en lien avec l'argilosité notamment (Skempton, 1970 ; Burland, 1990) (et la célèbre formule $C_c = 0,009 (w_L - 13)$ (Biarez et Fabre) ou $C_c = 0,007 (w_L - 10)$ (Skempton), ou $C_c = 0,009 (w_L - 10)$ (Terzaghi et Peck)).

Finalement, il paraît difficile d'apprécier l'incidence du remaniement sur la mesure de l'indice des vides initial e_0 d'un sol en place. Des informations contradictoires apparaissent dans la littérature à ce sujet, en indiquant des tassements ou des gonflements des sols provoqués par leur prélèvement. Comme indiqué plus haut, le fonçage du carottier commence par une phase de compression. Puis, le poids propre du sol, les manipulations du tube, les chocs, la désaturation contribuent à densifier le sol. A l'opposé, le fonçage, l'extraction, la remontée du tube et le poids propre du sol produisent des déformations axiales d'extension dans l'échantillon, avec l'ouverture éventuelle de fissure d'extension. Toutefois, les données sont rares. Ainsi par exemple, dans le but d'affiner le calcul d'un ouvrage d'essai et parmi les paramètres réinterprétés du problème, Lim al. (2018c) sont amenés à réduire les indices des vides e_0 adoptés en première analyse.

Enfin, la revue bibliographique ci-dessus fait état d'un nombre limité de références au problème de l'extraction de l'échantillon en fond de trou à l'aide des tubes minces sans extracteur. Pourtant, cette sollicitation en extension s'ajoute à celle provoquée par le fonçage du tube, avec une incidence possible sur la mesure de e_0 .

Forme des courbes de compressibilité détériorées par le remaniement.

Plusieurs références proposent une comparaison directe des courbes de compressibilité oedométriques issues de différents procédés de prélèvement afin d'indiquer l'effet du remaniement. Sauf exception (Lim et al. 2018b), les courbes oedométriques sont reportées en déformation axiale ε_a dans le plan ($\lg(\sigma'_a)$, ε_a). Elles sont indiquées pour le principe (Nagaraj et

al., 1990 ; Carneiro et al., 2019). Sinon, elles sont mesurées. Les essais portent sur des argiles sensibles naturelles (DeGroot et al., 2005 ; Lunne et al., 2008 ; Karlsson et al. 2016 ; Paniagua et al., 2017 ; Lim et al. 2018b) ou des argiles sensibles remaniées artificiellement par des vibrations (Hong et Han, 2007). Les essais portent aussi sur des sols limoneux reconstitués et remaniés à des degrés divers (Krage et al., 2015). Enfin, plusieurs auteurs comparent les courbes enregistrés sur le sol naturel plus ou moins remanié à la courbe de consolidation vierge du sol reconstitué (Hong et Han, 2007 ; Rocchi et al., 2013 ; Pineda et al., 2016a ; Carneiro et al., 2019).

2. Compilation de données oedométriques.

2.1 – Origine des données.

Cette étude récapitule les propriétés de compressibilité mesurées en laboratoire au moyen d'essais oedométriques réalisés sur des sols fins. Ces essais standards ont été effectués dans le cadre des reconnaissances géotechniques de nombreux sites où apparaissent des sols mous. Pour la plupart, ces études sont produites au stade préliminaire des projets de construction de remblais routiers et elles s'inscrivent dans le thème des remblais construits sur des sols compressibles. Ces études géotechniques sont organisées pour recueillir les propriétés élémentaires des sols et elles font appel à des moyens de reconnaissance courants, au laboratoire et in-situ. Avant d'être acheminés au laboratoire, les sols sont prélevés par carottage dans des sondages verticaux. Diverses techniques de carottage sont mise en œuvre. Puis, ils sont testés dans leur état naturel. Souvent, des essais triaxiaux accompagnent les essais oedométriques. Les données ont été recueillies entre 1988 et 2017 au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Aix en Provence.

L'étude porte sur deux cent quarante essais de chargement par paliers à l'oedomètre. Ils s'adressent à une large variété de sols fins plus ou moins mous, sablo-limoneux, argileux, vasards ou tourbeux. Les éprouvettes sont découpées au cœur des échantillons carottés. Les essais sont accompagnés par des mesures des propriétés physiques élémentaires des sols. La récapitulation des essais porte sur les propriétés de compressibilité des sols et leurs diverses propriétés physiques. Toutes ces propriétés sont rassemblées dans une série de tableaux en [annexe B](#).

2.2 – Sols étudiés et modes de prélèvement.

Sols étudiés.

Les sols testés sont essentiellement des sols fins prélevés par carottage et conditionnés en conteneurs. Leur description est effectuée au moment de l'ouverture des conteneurs au laboratoire. Des tronçons homogènes de sol sont identifiés visuellement, ainsi que des singularités (éléments grossiers, fissures, zones apparemment desséchées ou remaniées, ...). Les éprouvettes oedométriques sont découpées à la trousse dans de tels tronçons homogènes en apparence non remaniés, pour répondre au programme expérimental prédéfini. La description visuelle d'un tronçon de sol fournit la nature du sol associée à l'éprouvette oedométrique découpée dans ce tronçon.

Tableau 2-1 : Nombre d'éprouvettes oedométriques par nature de sols.

i	nature des sols	nombre d'éprouvettes
1	sables, limons	84
2	argiles	120
3	vases, tourbes	36

Sur la base de cette description, les sols sont classés dans trois familles principales : sables et limons, argiles, vases et tourbes. Le [tableau 2-1](#) indique le nombre d'éprouvettes oedométriques qui appartiennent à ces trois familles de sols, sur un total de deux cent quarante éprouvettes. Les argiles représentent la moitié des sols testés.

En pratique, cette classification est arbitraire, car de nombreux tronçons de sols pourraient être classés dans deux familles de sols. Tel est le cas des sables ou des limons argileux, des vases plus ou moins sableuses ou organiques, des argiles litées, des argiles ou des tourbes entrecoupées de lits sableux, etc.

Modes de prélèvement.

Les carottages ont été effectués dans des sondages verticaux. Le [tableau 2-2](#) indique les types de carottiers qui ont été utilisés pour prélever les échantillons dans lesquels sont découpées les éprouvettes oedométriques, puis les nombres de ces éprouvettes. Les carottages sont effectués en rotation dans 62 % des cas. Les diamètres de carottage sont compris entre 76 et 100 mm.

Tableau 2-2 : Nombre d'éprouvettes oedométriques par type de carottier.

i	type de carottier	nombre d'éprouvettes
1	carottier à piston stationnaire (CPS)	65
2	carottier foncé Shelby	21
3	carottier rotatif	149
4	carottier poinçonneur	5

Tableau 2-3 : Nombre d'éprouvettes oedométriques par tranches de profondeurs.

i	profondeurs (m)	nombre d'éprouvettes
1	$z < 2,5$	51
2	$2,5 \leq z < 5$	62
3	$5 \leq z < 10$	64
4	$10 \leq z < 15$	28
5	$15 \leq z < 20$	22
6	$20 < z$	13

Les profondeurs de prélèvement sont comprises entre 0 et 32 m. Le [tableau 2-3](#) indique le nombre des éprouvettes testées dans six classes de profondeurs. En majorité, les profondeurs de prélèvement sont inférieures à 10 m (dans 74 % des cas).

2.3 – Propriétés physiques des sols et caractéristiques d'état.

Caractéristiques d'état.

Les caractéristiques d'état des sols sont mesurées sur les éprouvettes oedométriques et des fragments d'échantillons (teneur en eau w , poids volumique γ). Seules les mesures associées aux éprouvettes sont examinées ici. L'indice des vides e_i du sol et son degré de saturation S_{ri} sont déduits de ces mesures en adoptant une valeur forfaitaire pour le poids volumique des particules solides $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$ (et des valeurs plus faibles dans le cas des tourbes). Les graphiques de la [figure 2-1](#) montrent les plans d'état (w, e) où les indices des vides initiaux des sols sont représentés en fonction de leur teneur en eau (deux échelles différentes). Les teneurs en eau supérieures à 180 % de quelques tourbes ne sont pas indiquées. Les droites reprotées sur les graphiques ont pour pente $G_s/100 = 0,027$.

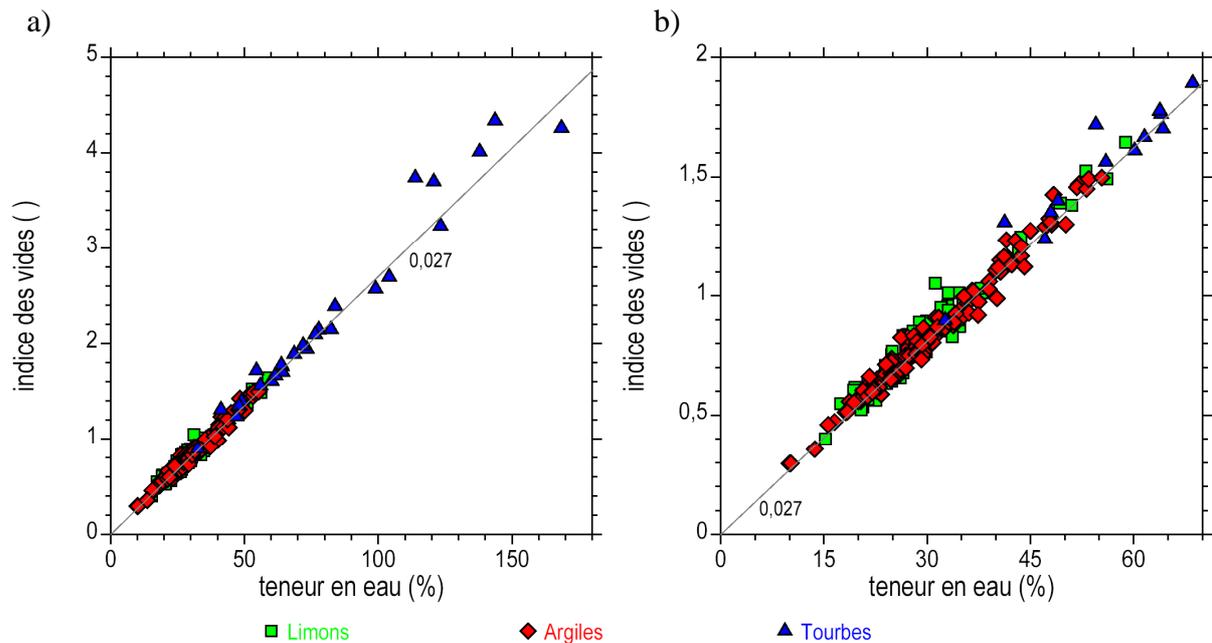


Figure 2-1 : Plan d'état (w, e) représentant les indices des vides initiaux des sols en fonction de leur teneur en eau. Droites de pente $G_s/100 = 0,027$.

Tableau 2-4 : Compacité des sols donnée par l'indice des vides sous 5 kPa.

i	indices des vides sous 5 kPa ()	nombre d'éprouvettes
1	$e_5 < 0,70$	67
2	$0,7 \leq e_5 < 1,10$	108
3	$1,1 \leq e_5 < 2,40$	49
4	$2,4 \leq e_5$	16

Les indices des vides e_i mesurés à l'état "initial" au laboratoire renseignent sur les compacités des sols étudiés. Mais il paraît plus pertinent de considérer l'indice des vides e_5 du sol reconfiné dans l'oedomètre sous le poids du piston au début du chargement, c'est à dire sous la contrainte axiale effective $\sigma'_a = 5$ kPa. Le [tableau 2-4](#) donne le nombre d'éprouvettes testées dans quatre classes de ces compacités. Les sols sont majoritairement des sols mous. Les indices des vides la plus nombreux sont compris entre 0,7 et 1,1 et appartiennent à des argiles et des limons (108/240 = 45 %). Les sols les plus denses sont des argiles fermes et des sols sableux. Les sols les plus lâches sont des argiles molles, des vases et des tourbes, souvent organiques.

Propriétés physiques.

Les propriétés physiques du sol ne sont pas mesurées systématiquement (limites de consistance, granulométrie). Au mieux, ces propriétés physiques sont mesurées sur le tronçon homogène d'où provient l'éprouvette. Sinon elles sont mesurées sur un tronçon voisin ou un échantillon voisin. Afin de satisfaire les conditions de réalisation des essais d'identification, les propriétés physiques se rapportent généralement à une masse de sol différente de celle de l'éprouvette. Aussi, en raison des contraintes liées à l'échantillonnage et quand elles sont présentes, les propriétés physiques du sol ne se rapportent pas strictement au sol constituant les éprouvettes oedométriques et leurs caractéristiques d'état associées. Cela concourt à brouiller les liens entre ces propriétés. La variabilité des propriétés des sols, qui est courante dans ces terrains, accentue le flou.

La plupart des sols étudiés sont des sols fins. Aussi, les analyses granulométriques sont effectuées par diffraction laser dans une large majorité de cas, sauf quelques exceptions pour lesquelles la fraction sableuse est analysée par tamisage. La seule caractéristique retenue de ces analyses est la teneur C_2 en particules de diamètre inférieur à $2\ \mu\text{m}$. Les limites de consistance w_L et w_P sont mesurées au cône. La limite de liquidité w_L est adoptée pour représenter l'argilosité des sols. Le [tableau 2-5](#) donne le nombre d'analyses réalisées.

Tableau 2-5 : Nombre d'essais d'identification des sols.

	essais	propriétés	nombre d'éprouvettes
1	granulométrie et sédimentométrie	C_2	186
2	limites de consistance	w_L	178
3	les deux types d'analyses	C_2 et w_L	153

Associées aux caractéristiques d'état, ces mesures permettent de déterminer d'autres propriétés des sols telles que l'indice de consistance $I_c = (w_L - w)/(w_L - w_P)$ ou l'activité $A_c = I_p/C_2$. Une autre propriété est utilisée dans la suite, qui est définie par $e_L = (\gamma_s/\gamma_w)(w_L/100)$, où γ_w est le poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 9,81\ \text{kN/m}^3$), et qui représente l'indice des vides du sol saturé à sa limite de liquidité.

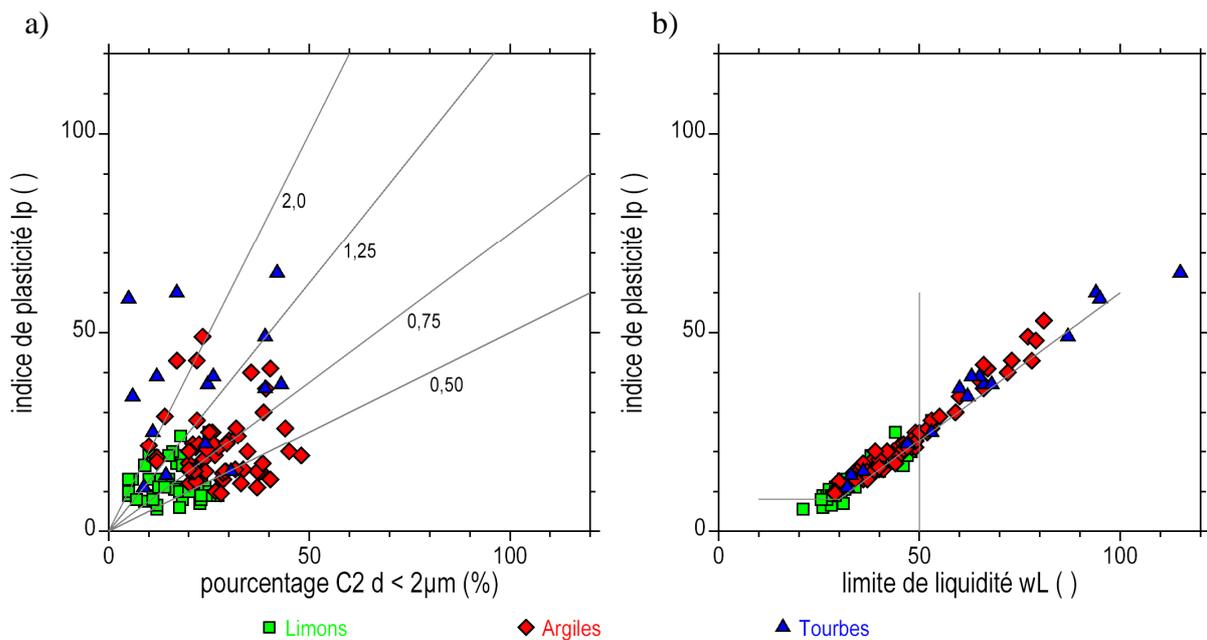


Figure 2-2 : Propriétés physiques des sols testés, classées en fonction de la nature des sols.

- Diagramme d'activité (C_2 , I_p).
- Diagramme de plasticité (w_L , I_p).

Les graphiques de la [figure 2-2](#) rapportent les principales propriétés physiques des sols testés, classées en fonction de la nature des sols. Sur ces diagrammes, la répartition des sols s'opère autour de leurs propriétés physiques et en accord avec leur nature. Mais, comme prévu, les trois familles de sols sont largement imbriquées. Ces graphiques montrent une très grande variété des propriétés physiques des sols. Cela vaut pour l'activité A_c , dont quelques valeurs sont indiquées sur la [figure 2-2a](#), comme pour la plasticité, avec des points qui s'alignent autour de la ligne A du diagramme de la [figure 2-2b](#).

3. Echantillons carottés. Indices de remaniement des sols.

3.1 – Aspects courants des échantillons carottés.

Après réception des échantillons carottés au laboratoire et en présence de sols fermes, les conteneurs sont découpés à la scie le long de deux génératrices diamétralement opposées. Dans les sols mous, il est conseillé de conserver les bouchons aux extrémités des conteneurs et de découper ceux-ci le long de deux génératrices disposées à 150 ° environ. Si nécessaire, la surface du sol doit être rafraîchie au moyen d'une lame ou d'un racloir. Puis les échantillons sont photographiés. Un exemple est donné sur la [figure 3-1](#), qui montre neuf échantillons carottés en continu entre 0 et 7,70 m de profondeur dans un forage vertical. Ces prélèvements sont effectués à l'aide d'un carottier à piston stationnaire de 76 mm de diamètre (CPS).

La description des sols est effectuée visuellement en identifiant des tronçons homogènes successifs, ainsi que des singularités (éléments grossiers, fissures, zones apparemment desséchées ou remaniées, ...). Le découpage des éprouvettes au cœur des échantillons permet de compléter la description visuelle des sols.

3.2 – Indices visuels de déformation du sol.

Fissuration transversale.

Parmi les différentes traces apparentes de remaniement des sols qui s'observent à l'ouverture des échantillons carottés, une forme revient fréquemment avec la présence de fissures transversales. Des illustrations sont données sur les [figures 3-2, 3-3 et 3-4](#), dans des prélèvements de sols limoneux ou argileux, parfois lités. Ces fissures affectent la totalité ou une partie de la section du carottage. Elles sont plus ou moins ouvertes. Elles attestent parfois du glissement vers le pied de la partie inférieure de l'échantillon, à défaut d'avoir provoqué une perte de carottage. Elles se concentrent préférentiellement en pied d'échantillon ([figure 3-4](#)). Il ne s'agit pas de fissures de retrait ou de fissures de décompression (débit en rondelles).

Ces fissures peuvent être attribuées à un mécanisme d'extension consécutif à l'extraction de l'échantillon en fond de forage (effort de traction), puis sa remontée en surface (effet du poids).

Autres formes d'extension.

D'autres formes de déformation en extension apparaissent parfois en pied d'échantillon carotté, comme le montre les illustrations de la [figure 3-5](#). Le diamètre du carottage diminue progressivement en approchant du pied, sur une longueur d'un diamètre environ, témoignant ainsi d'un mécanisme de striction propre à produire une déformation d'extension.

Une forme aggravée du remaniement apparaît quand un échantillon carotté s'avère déformé par allongement et aminci à ses extrémités faute de confinement axial au moyen de bouchons, [figure 3-6](#). Dans ce cas, le prélèvement souffre d'un conditionnement défectueux et de mauvais traitements pendant son acheminement au laboratoire. Il s'agit encore d'une déformation en extension.

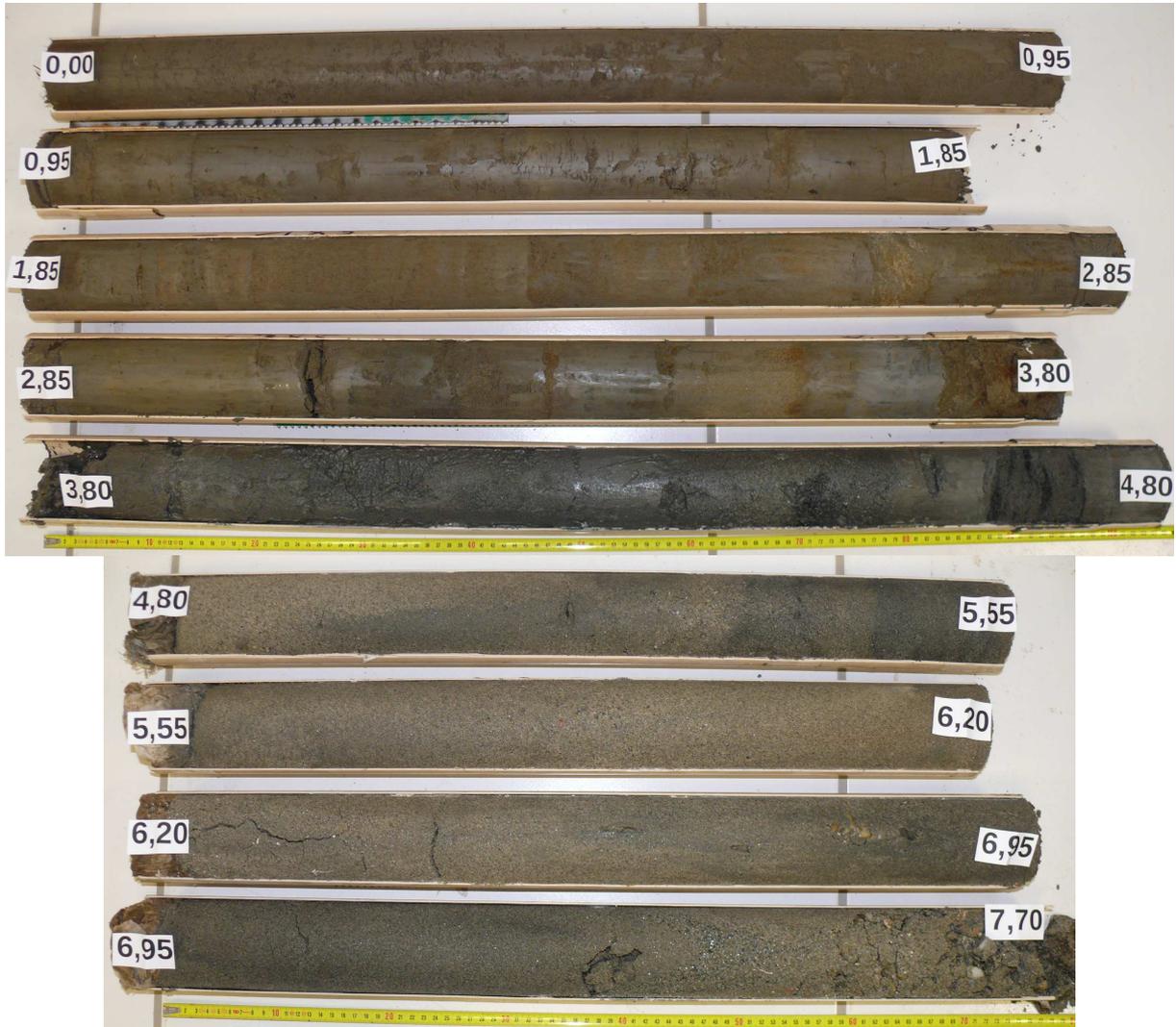


Figure 3-1 : Photos de neuf échantillons carottés recueillis au moyen d'un carottier à piston stationnaire (CPS). Diamètre 76 mm, passes de 1 m.
La description des terrains fait état de limons en surface, puis d'alternances décimétriques de limons, d'argiles et de sables. Quelques passages argileux sont entrecoupés de lits sableux (vers 2 m). Des passages sableux sont entrecoupés de lits de matière organique (vers 4,65 m). A partir de 4,80 m, le forage traverse une couche de sable homogène, jusqu'au refus sur des alluvions grossières vers 7,70 m. Les profondeurs indiquées témoignent des pertes de carottage ou des découpes requises par le conditionnement des échantillons.



2

Figure 3-2 : Fragments d'échantillons carottés présentant des fissures d'extension ouvertes. La photo de droite montre la présence de lits sableux accompagnés par de telles fissures. Phase de découpage d'éprouvettes triaxiales. Diamètres 50 mm.



Figure 3-3 : Tronçons d'échantillons découpés par des fissures d'extension ouvertes. Diamètres 76 mm. Limons argileux et limons sableux.



Figure 3-4 : Photos des extrémités de trois échantillons prélevés au carottier à piston stationnaire. Diamètres 76 mm. Sables limoneux, limons argileux, lits sableux. Sur la photo de droite, les pieds des échantillons montrent la présence de nombreuses fissures d'extension.



Figure 3-5 : Echantillons carottés déformés. Amincissement en pied par extension.
A gauche, argile sableuse. Diamètre 92 mm.
A droite, argile molle et passages sableux. Diamètre 82 mm.



Figure 3-6 : Echantillon carotté déformé par allongement et aminci à ses extrémités faute de confinement axial au moyen de bouchons et d'un conteneur ajusté à la longueur du prélèvement. Argile molle et passages ou lits sableux. Diamètre de carottage 86 mm.

3.3 – Apport de l'analyse gammamétrique.

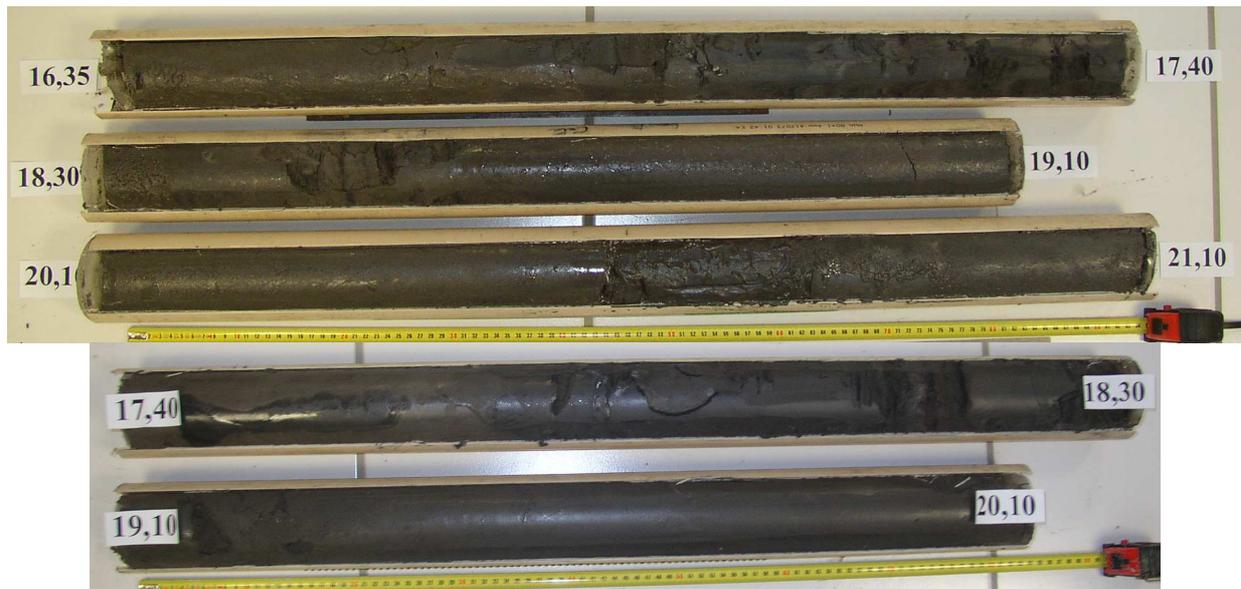


Figure 3-7 : Photos de cinq échantillons carottés. Diamètres 76 mm.
Alternances de lits sablo-limoneux et de lits argileux.

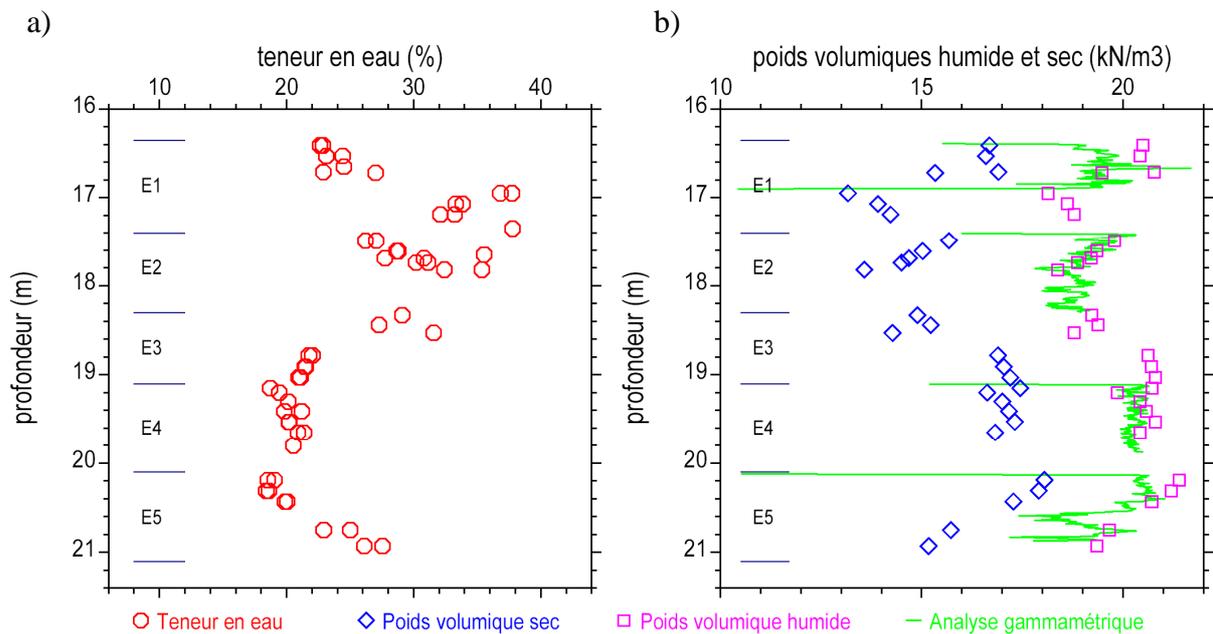


Figure 3-8 : Comparaison des mesures des caractéristiques d'état w et γ à des mesures gammamétriques pour cinq échantillons carottés.

Alternances de lits sablo-limoneux et de lits argileux.

a) Teneurs en eau en fonction de la profondeur.

b) Poids volumiques en fonction de la profondeur.

Les échantillons E1, E2 et E5 montrent une diminution de γ et un accroissement de w avec la profondeur.

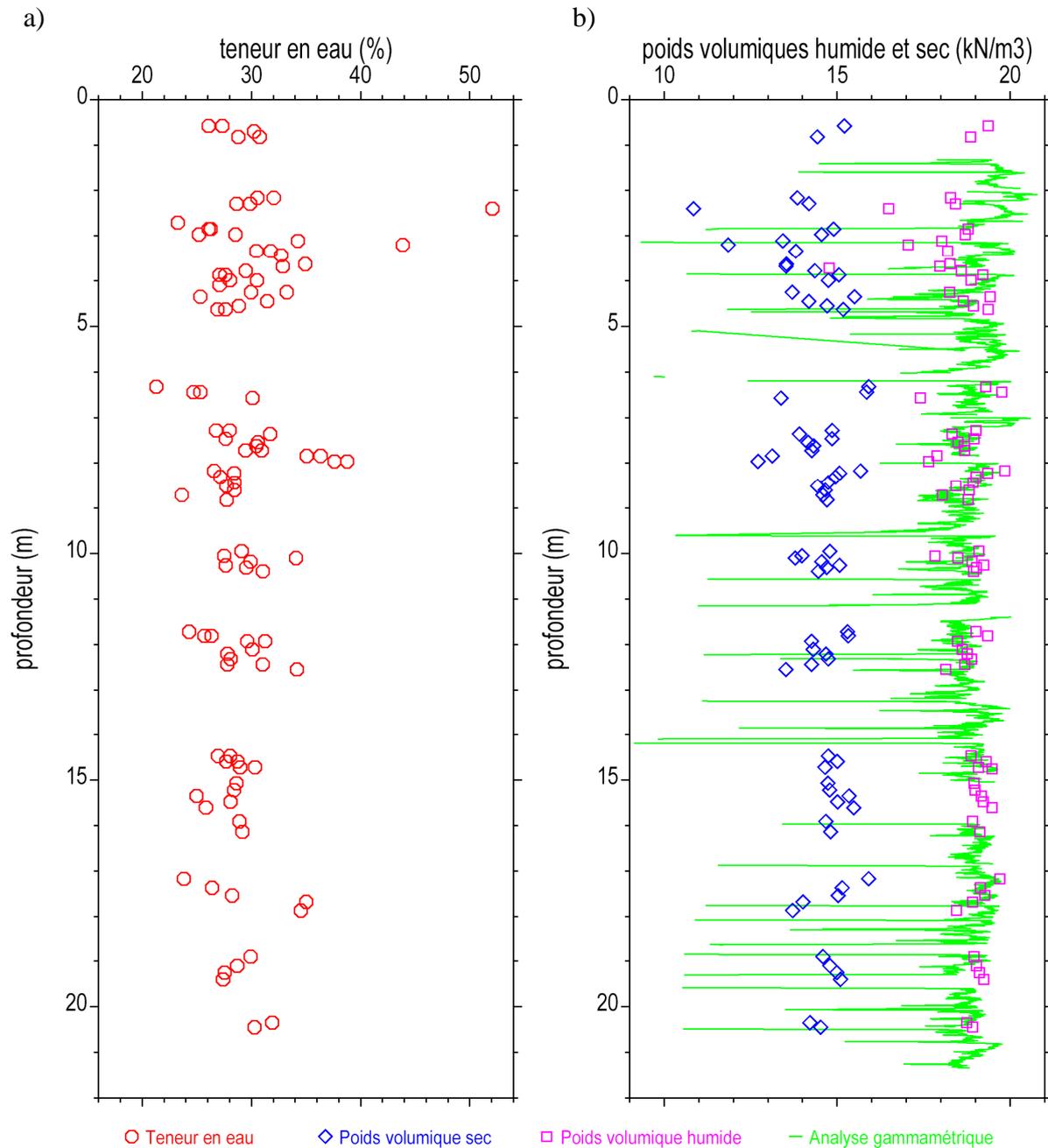


Figure 3-9 : Comparaison des mesures des caractéristiques d'état w et γ à des mesures gammamétriques pour l'ensemble des 23 échantillons d'un sondage carotté. Alternances de passages sableux, limoneux ou argileux. Lits sableux ou organiques.
 a) Teneurs en eau en fonction de la profondeur.
 b) Poids volumiques en fonction de la profondeur.
 Quelques échantillons montrent une diminution de γ et un accroissement de w avec la profondeur. Les mesures gammamétriques confirment ces variations.

Les graphiques de la [figure 3-8](#) montrent les profils des mesures de la teneur en eau w et du poids volumique γ des sols prélevés dans cinq échantillons carottés dont les photos sont reproduites sur la [figure 3-7](#). Il s'agit principalement d'alternances de lits sablo-limoneux et de lits argileux. Les poids volumiques sont à comparer aux enregistrements gammamétriques reportés sur la [figure 3-8b](#) en fonction de la profondeur (en vert). Les positions des échantillons sont indiquées. Les échantillons E1, E2 et E5 montrent un accroissement de w et une diminution de γ avec la profondeur. Les profils gammamétriques s'accordent aux mesures ponctuelles par pesée.

Un autre exemple est donné sur la [figure 3-9](#) avec le prélèvement quasi-continu de 23 échantillons (carottiers foncés Shelby). Plusieurs échantillons présentent des réponses du même type (vers 7,5 m, 8,5 m, 12 m, 17,5 m par exemple).

Ces variations locales de w et γ peuvent s'expliquer par une déformation axiale d'extension et un accroissement simultané du volume des vides par dilatance. Dans cette hypothèse, le remaniement aurait pour effet d'accroître l'indice des vides initial du sol e_i tel qu'il est mesuré au laboratoire à la réception des échantillons.

3.4 – Critères de remaniement.

Des critères ont été établis pour quantifier le degré de remaniement d'un sol au laboratoire et caractériser la qualité du prélèvement. Ils portent sur la variation de volume du sol, ou la variation de son indice des vides, pendant les paliers de consolidation oedométrique. Un de ces critères s'exprime avec le rapport $\Delta e/e_0 = (1 + e_0) \varepsilon_v/e_0$, où e_0 est l'indice des vides du sol en place, Δe la variation de l'indice des vides et ε_v la variation de volume mesurée au laboratoire après reconsolidation du sol sous les contraintes effectives en place. Il se fonde sur les déformations observées dans les argiles marines sensibles, et s'applique à des argiles récemment faiblement à moyennement surconsolidées. Le [tableau 1-1](#) indique les classes de qualité des échantillons carottés d'après le critère $\Delta e/e_0$ appliqué aux essais oedométriques pour des argiles faiblement consolidées. Ce critère a été transcrit dans l'Eurocode 7.

3.5 – Une représentation du fonçage d'un carottier.

Une représentation hypothétique est proposée pour décrire les chemins des contraintes drainés et non drainés parcourus dans un sol argileux pendant le fonçage d'un carottier. Le processus de carottage se déroule en trois étapes et en condition non drainée, de l'état initial du sol en place, jusqu'à son état déconfiné au laboratoire. Les détails sont donnés en [annexe A](#). Les hypothèses du calcul sont décrites, puis le processus du carottage, à l'appui d'un exemple illustratif.

L'amplitude des déformations ne peut pas être calculée à l'aide de cette représentation très schématique. Néanmoins, la démarche met l'accent sur l'incursion des contraintes de cisaillement en extension au stade du fonçage du carottier, puis de l'extraction de l'échantillon en fond de forage, avant sa remontée en surface. Une représentation empirique de ces déformations est suggérée en [annexe A](#).

4. Procédure d'essai oedométrique et paramètres de compressibilité.

4.1 – Procédure d'essai oedométrique.

Méthodes de référence et spécificité.

Les essais oedométriques de chargement par paliers ont été réalisés en mettant en œuvre les principales recommandations préconisées dans les modes opératoires standards ou les normes publiés à différentes époques : mode opératoire LCPC (LCPC, 1965), méthode d'essai n° 13 (LCPC, 1985), norme XP P94-090-1 (AFNOR, 1997), norme NF EN ISO 17892-5 (AFNOR, 2017). Ces recommandation portent notamment sur le principe de l'essai, l'appareillage, le mode opératoire, l'expression des résultats. Mais, concernant le déroulement de l'essai, une pratique originale a été développée, qui consiste à réaliser deux boucles de chargement-déchargement successives. Cette particularité va être exploitée pour interpréter les essais et produire une analyse des paramètres de compressibilité des sols.

Découpage des éprouvettes oedométriques.

Les éprouvettes oedométriques sont découpées manuellement à la tresse et au cœur d'un tronçon d'échantillon carotté homogène (diamètre $d_0 = 70$ mm, hauteur $h_0 = 24$ mm).

Montage des éprouvettes.

Pour chacun des essais, l'éprouvette est montée dans une cellule oedométrique sur des circuits de drainage saturés en eau désaérée. La cellule est posée sur un bâti de chargement en vue d'effectuer le chargement par paliers successifs. Un capteur de déplacement axial est positionné sur le piston de la cellule oedométrique. Des masses marquées sont rassemblées en vue d'effectuer le chargement axial.

Cycles de chargement-déchargement.

Deux cycles de chargement-déchargement sont effectués par paliers successifs de 24 heures au moins. Le chargement est réalisé manuellement. Les contraintes axiales effectives σ'_a visées dépendent de la profondeur du prélèvement et elles sont définies en fonction de la contrainte verticale effective en place σ'_{v0} . Au cours des cycles, la charge minimale appliquée est égale à 5 kPa (poids du piston). Les paliers du premier cycle de chargement sont fixés par la séquence des multiplicateurs de σ'_{v0} égaux à 0,5, 0,75, 1 et 2. Le premier palier de consolidation est enregistré alors, suivie par la première phase de déchargement. Deux (trois ou quatre) autres paliers de consolidation sont enregistrés au cours du cycle suivant, sous des charges axiales qui sont doublées à chaque palier (multiplicateurs de σ'_{v0} égaux à 4, 8, 16, ...). Les paliers de consolidation sont suivis systématiquement par une phase de mesure de la perméabilité du sol au moyen d'un perméamètre à charge variable porté par le bâti de chargement. Sa durée est de 24 heures ou plus. La perméabilité mesurée peut être comparée à la perméabilité calculée d'après le coefficient de consolidation (voir ci-dessous).

Le déplacement axial Δh est enregistré en fonction du temps au cours des cycles de chargement-déchargement. La déformation axiale s'en déduit, $\varepsilon_a = \Delta h / h_0$. Elle est comptée positivement pour un tassement et négativement pour un gonflement. L'effort axial F est déduit de la somme des masses marquées disposées sur le bâti pendant chacun des paliers. La contrainte axiale est

$\sigma'_a = F / A_0$ où A_0 est la section de l'éprouvette ($A_0 = 38,5 \text{ cm}^2$). L'indice des vides e se déduit de la déformation axiale par la relation suivante $e = e_i - (1 + e_i) \epsilon_a$, où e_i est l'indice des vides initial du sol. Les courbes enregistrées sont représentées sur des graphiques donnant la déformation axiale en fonction du temps depuis le début du palier de consolidation ($\lg(t), \epsilon_a$) et l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale ($\lg(\sigma'_a), e$) en fin de palier, en échelles semi-logarithmiques.

Paramètres standards déduits des essais oedométriques par paliers.

L'indice de compressibilité (chargement) et l'indice de gonflement (déchargement) représentent les pentes des courbes contrainte-déformation ($\lg(\sigma'_a), e$) :

$$C_c = -\Delta e / \Delta \lg(\sigma'_a) \text{ (chargement)} \quad C_s = -\Delta e / \Delta \lg(\sigma'_a) \text{ (déchargement)} \quad (4-1)$$

Le module oedométrique tangent E_{oed} est lié aux indices C_c ou C_s par la relation :

$$E_{\text{oed}} = \ln(10) (1 + e_i) \sigma'_a / C_c \quad (4-2)$$

Les courbes de consolidation ($\lg(t), \epsilon_a$) présentent généralement une forme en "S" typique. Pour chaque palier de consolidation, l'identification de la déformation axiale initiale ϵ_{a0} puis du temps de consolidation t_{100} permettent d'évaluer le coefficient de consolidation c_v par la méthode "du logarithme". Une perméabilité "calculées" peut être déduite de c_v et de E_{oed} sous chacun des paliers (avec γ_w est le poids volumique de l'eau) :

$$k_{\text{cal}} = \gamma_w c_v / E_{\text{oed}} \quad (4-3)$$

Les courbes de consolidation ($\lg(t), \epsilon_a$) se terminent par une portion linéaire de pente c_α qui représente la déformation de fluage du sol en condition oedométrique.

$$c_\alpha = \Delta \epsilon_a / \Delta \lg(t) \quad (4-4)$$

4.2 – Autres paramètres déduits des essais oedométriques.

Paramètres de compressibilité.

Conformément à l'usage, la description de la compressibilité du sol en condition oedométrique s'effectue au moyen de droites tangentes à la courbe ($\lg(\sigma'_a), e$) où σ'_a est la contrainte axiale effective et e l'indice des vides. Ces droites sont identifiées le long des deux cycles de chargement-déchargement 1 – 2 – 3 et 3 – 4 – 5 appliqués au sol. Elles sont caractérisées par une pente C et une ordonnée à l'origine o (les pentes C sont désignées par leur valeur absolue, mais elles s'appliquent sous la forme négative $-C$). La pente de premier chargement est notée C_{sr} et son ordonnée à l'origine est notée o_{sr} . La pente maximale est notée C_c . Les pentes de déchargement des cycles 1 et 2 sont notées C_{s1} et C_{s2} (2 – 3 et 4 – 5). Ces droites et leurs pentes C sont reportées sur le graphique de la [figure 1](#) pour l'exemple proposé, qui concerne un sol argileux mou (essai 105, éprouvette RON16).

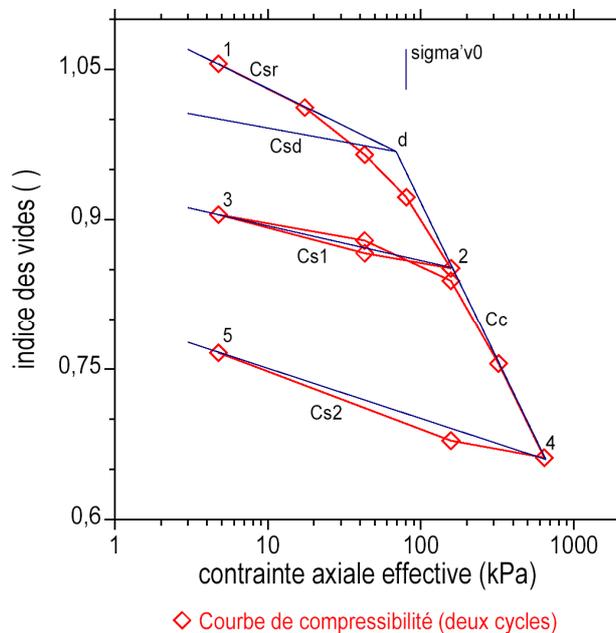


Figure 4-1 : Courbe de compressibilité oedométrique ($\lg(\sigma'_a), e$) d'un sol argileux mou. Essai 105. Deux cycles de chargement-déchargement (1 – 2 – 3 et 3 – 4 – 5). Droites interprétatives et paramètres associés. Le point "d" marque un coude. Contrainte verticale effective régnant sur le sol en place σ'_{v0} (notée σ'_{v0}).

Toutes les courbes compilées dans cette étude présentent un coude qui se situe à l'intersection des tangentes de pentes C_{sr} et C_c . Ce coude est généralement plus marqué dans les sols argileux et plus évasé dans les sols sableux. Mais l'ouverture du coude témoigne aussi des effets du remaniement du sol consécutif à son prélèvement (voir la revue bibliographique). Le coude est indiqué par le point "d" sur la [figure 4-1](#). Il a pour coordonnées (σ'_{ad}, e_d).

Pentes de déchargement C_s .

L'originalité du mode opératoire mis en œuvre ici repose sur l'application de deux boucles de chargement-déchargement oedométriques. Deux indices de déchargement en sont déduits, C_{s1} et

C_{s2} . La majorité des réponses observées fait apparaître un indice C_{s2} plus grand que l'indice C_{s1} ($C_{s1} < C_{s2}$), en particulier dans les argiles. Ces résultats seront commentés plus loin.

Au préalable, il est suggéré d'examiner la variation des indices C_s avec la contrainte axiale effective, afin de créer un cadre pour établir une typologie des courbes de compressibilité, d'une part, et de faire ressortir les signes des effets du remaniement du sol, d'autre part. En se donnant une loi de variation des C_s avec σ'_a , il est possible de faire l'hypothèse d'une réponse du sol pendant un déchargement provoqué à partir du coude "d" de la courbe de compressibilité. La pente calculée C_{sd} de la droite issue de ce point fournit alors une référence à laquelle peut être comparée la pente C_{sr} du premier chargement. La figure 4-1 donne une illustration de cette démarche.

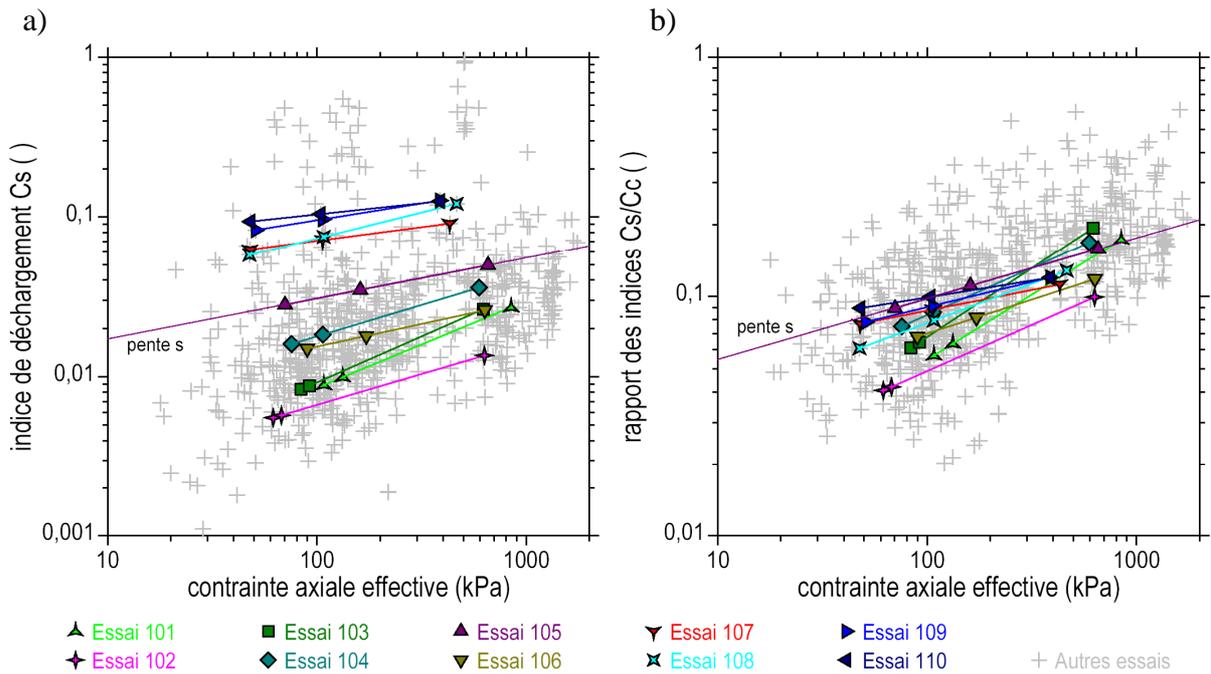


Figure 4-2 : Représentation des pentes C_s en fonction de la contrainte axiale effective σ'_a . Dix essais particuliers (de 101 à 110) parmi l'ensemble des essais. Droite de variation de pente s pour l'essai 105. Echelles bilogarithmiques.
 a) Indices C_s .
 b) Rapports des indices C_s/C_c .

Dans la suite, une loi empirique de type puissance est admise pour relier C_s et σ'_a . Elle s'exprime sous la forme suivante, avec les paramètres s et C_{su} et la contrainte unité $\sigma'_{u} = 1$ kPa :

$$C_s = C_{su} (\sigma'_a / \sigma'_u)^s \tag{4-5}$$

Les points d'intersection des droites de pentes C_{s1} et C_{s2} avec la droite de pente C_c ont pour abscisses σ'_{a1} et σ'_{a2} . Les paramètres s et C_{su} s'obtiennent alors avec :

$$s = \lg(C_{s2}/C_{s1})/\lg(\sigma'_{a2} / \sigma'_{a1}) \quad C_{su} = C_{s2}/(\sigma'_{a2} / \sigma'_u)^s \tag{4-6}$$

Un exemple est donné sur le graphique de la [figure 4-2a](#) où est reportée la droite de pente s identifiée sur l'essai 105. Les données sont représentées sous la forme normalisée C_s/C_c sur la [figure 4-2b](#).

Puis, connaissant les coordonnées σ'_{ad} et e_d du point "d", les caractéristiques de la droite de déchargement en "d" s'obtiennent avec :

$$C_{sd} = C_{su} (\sigma'_{ad} / \sigma'_u)^s \quad o_{sd} = e_d + C_{sd} \lg(\sigma'_{ad}/\sigma'_u) \quad (4-7)$$

Après avoir identifié les droites de caractéristiques (C_{sr}, o_{sr}) , (C_c, o_c) (C_{s1}, o_{s1}) (C_{s2}, o_{s2}) , les coordonnées (σ'_{ad}, e_d) du point "d" et les caractéristiques (C_{sd}, o_{sd}) sont calculées avec les relations ci-dessus pour chacun des essais oedométriques. Après récapitulation des essais, l'analyse portera sur le rapport C_{sr}/C_{sd} et la différence $C_{sr} - C_{sd}$ notamment, puis le croisement de ces paramètres avec la nature et les propriétés physiques des sols ou des critères de remaniement.

Dans cette démarche, la forme bilinéaire de la courbe de compressibilité oedométrique, qui est articulée autour du coude "d", et l'hypothèse d'une dépendance des indices de déchargement C_s avec la contrainte axiale, servent à caractériser les courbes de compressibilité du sol sur un plan typologique. L'identification d'un indice des vides e_0 du sol en place sous la contrainte verticale effective σ'_{v0} , puis l'identification d'une pression de préconsolidation σ'_p du sol sur la courbe de compressibilité, appellent à émettre d'autres hypothèses.

Enfin, la démarche "descriptive" des courbes de compressibilité reste utilisable quand une seule boucle de déchargement est disponible, en admettant que la pente C_s de cette boucle est unique et applicable quelle que soit la contrainte axiale de déchargement. L'exposant s est considéré comme nul dans ce cas ($s = 0$).

Indice des vides e_0 .

L'indice des vides e_0 est associé à la contrainte verticale effective σ'_{v0} régnant sur le sol en place à la profondeur du prélèvement. Il est défini à l'abscisse σ'_{v0} sur l'une des deux branches de la courbe de compressibilité autour du coude "d" par les relations :

$$\sigma'_{v0} < \sigma'_{ad} \quad e_0 = e_d - C_{sr} \lg(\sigma'_{v0}/\sigma'_{ad}) \quad (4-8a)$$

$$\sigma'_{ad} < \sigma'_{v0} \quad e_0 = e_d - C_c \lg(\sigma'_{v0}/\sigma'_{ad}) \quad (4-8b)$$

Deux autres paramètres sont évalués alors, pour compléter la description des courbes de compressibilité. L'indice de remaniement $\Delta e/e_0$, qui représente la déformation de recompression du sol sous le poids des terres, est calculé par la relation $\Delta e/e_0 = (e_5 - e_0)/e_0$ où e_5 est l'indice des vides du sol dans l'oedomètre sous le poids du piston (5 kPa). $\Delta e/e_0$ est positif. L'autre paramètre est $(o_{sr} - e_0)/e_0$, où o_{sr} est l'ordonnée à l'origine de la droite de premier chargement du sol dans l'oedomètre, de pente C_{sr} . Il est positif et il est associé à la contrainte unité $\sigma'_u = 1$ kPa. Ces deux paramètres sont analogues, mais ils ne se réfèrent pas exactement à la même contrainte axiale.

5. Typologie des courbes de compressibilité oedométrique.

5.1 – Caractérisation des courbes de compression oedométrique.

Dans cette étude, la courbe de compressibilité oedométrique est décrite sous une forme bilinéaire par ses deux branches de pentes C_{sr} et C_c articulées autour du coude "d" de coordonnées (σ'_{ad}, e_d) . La branche de premier (re)chargement de pente C_{sr} est rapportée à la pente C_{sd} qui est évaluée au moyen de la loi de variation $C_s(\sigma'_a)$ des pentes C_s avec la contrainte axiale effective σ'_a . Ces paramètres sont disponibles à condition de posséder une mesure de C_s sur une boucle de déchargement-rechargement au moins, sinon deux mesures de C_s ou plus, pour prendre en compte ou pas la variation de C_s avec σ'_a . Cette description s'inscrit dans la problématique du remaniement du sol, qui est consécutif à son prélèvement par carottage. Dans la suite, ces paramètres feront l'objet d'une exploitation plus complète en fonction des propriétés physiques des sols.

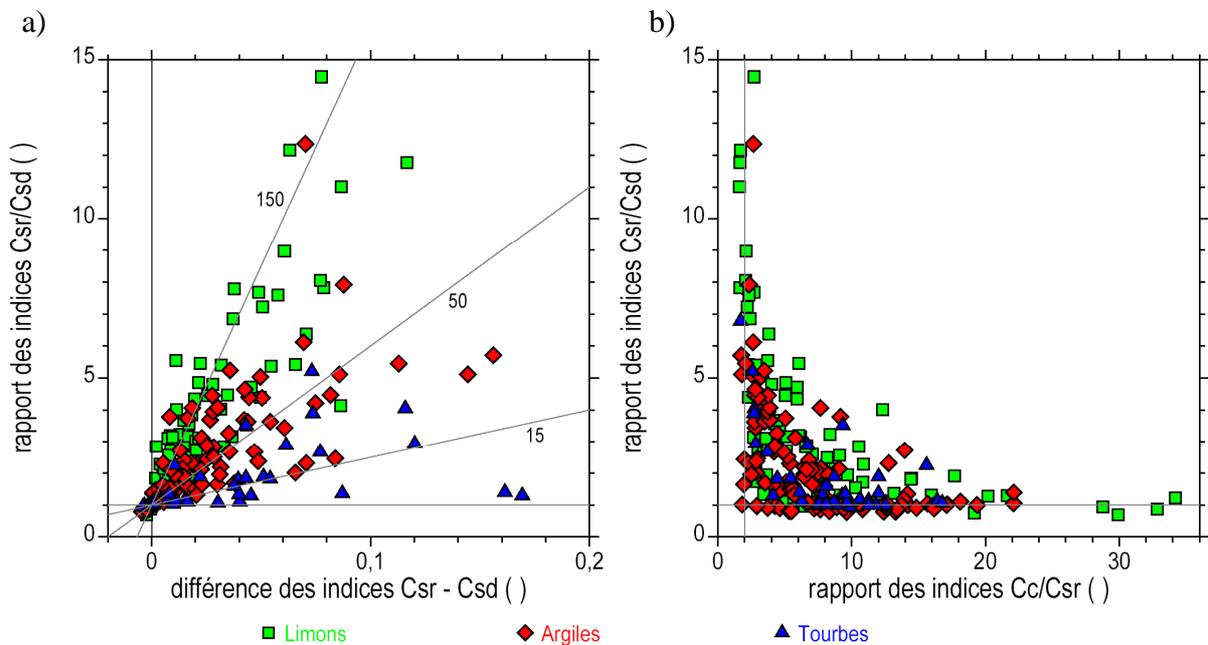


Figure 5-1 : Représentation des principales caractéristiques des courbes de compressibilité en fonction de la nature des sols. Ensemble des 240 essais.

a) Rapports des indices C_{sr}/C_{sd} en fonction des différences $C_{sr} - C_{sd}$.

b) Rapports des indices C_{sr}/C_{sd} en fonction des rapports C_c/C_{sr} .

En attendant, un premier aperçu des paramètres de compressibilité est indiqué sur la [figure 5-1](#). Les points reportés représentent la totalité des essais analysés ici. La combinaison des paramètres qui aboutit à ces graphiques s'avère la plus pertinente parmi d'autres. Un classement des réponses apparaît nettement, malgré la dispersion. Dans le plan $(C_{sr} - C_{sd}, C_{sr}/C_{sd})$ de la [figure 5-1a](#), les tourbes se situent autour des pentes r les plus faibles ($r \approx 15$, $C_{sd} \approx 0,067$), tandis que les sols sableux se placent autour des pentes les plus fortes ($r \approx 150$, $C_{sd} \approx 0,0067$). Les argiles occupent les régions médianes du graphique ($r \approx 50$, $C_{sd} \approx 0,020$). En s'éloignant de l'origine avec l'accroissement de la distance d , les termes C_{sr}/C_{sd} et $C_{sr} - C_{sd}$ augmentent, en traduisant ainsi des écarts de plus en plus grands entre C_{sr} la pente de premier chargement du sol et C_{sd} une pente de déchargement oedométrique minimale.

Dans le plan $(C_c/C_{sr}, C_{sr}/C_{sd})$ de la [figure 5-1b](#), les trois familles de sols se rangent sur des arcs distincts de forme hyperbolique et portés par les droites $C_{sr}/C_{sd} = 1$ et $C_c/C_{sr} = 2$. Les limons occupent l'arc le plus éloigné de l'origine, contrairement aux argiles et aux tourbes. Les rapports C_c/C_{sr} sont bornés approximativement par 2 ($C_c/C_{sr} > 2$). Ils croissent à l'inverse des rapports C_{sr}/C_{sd} .

5.2 – Une illustration des tendances d'évolutions des paramètres de compressibilité.

Une illustration des tendances d'évolution des paramètres de compressibilité est proposée pour compléter les observations précédentes. Neuf jeux de paramètres sont définis et sont indiqués dans le [tableau 5-1](#). Les neuf points correspondant sont reportés sur les graphiques de la [figure 5-2](#), dans les plans $(C_{sr} - C_{sd}, C_{sr}/C_{sd})$ et $(C_c/C_{sr}, C_{sr}/C_{sd})$, à comparer à la [figure 5-1](#).

Tableau 5-1 : Jeux de paramètres pour une illustration des compressibilités oedométriques.

point	C_{sr}/C_{sd} ()	$C_{sr} - C_{sd}$ ()	C_c / C_{sr} ()	C_c ()	C_{sr} ()	C_{sd} ()
1	1,5	0,0033	16	0,160	0,010	0,0067
2	3	0,0133	7	0,140	0,020	0,0067
3	8	0,0467	2	0,107	0,053	0,0067
4	1,3	0,006	14	0,364	0,026	0,020
5	2,35	0,027	6	0,282	0,047	0,020
6	5,5	0,090	2	0,220	0,110	0,020
7	1,1	0,0067	12	0,880	0,073	0,067
8	1,7	0,0467	5	0,567	0,133	0,067
9	3	0,133	2	0,400	0,200	0,067

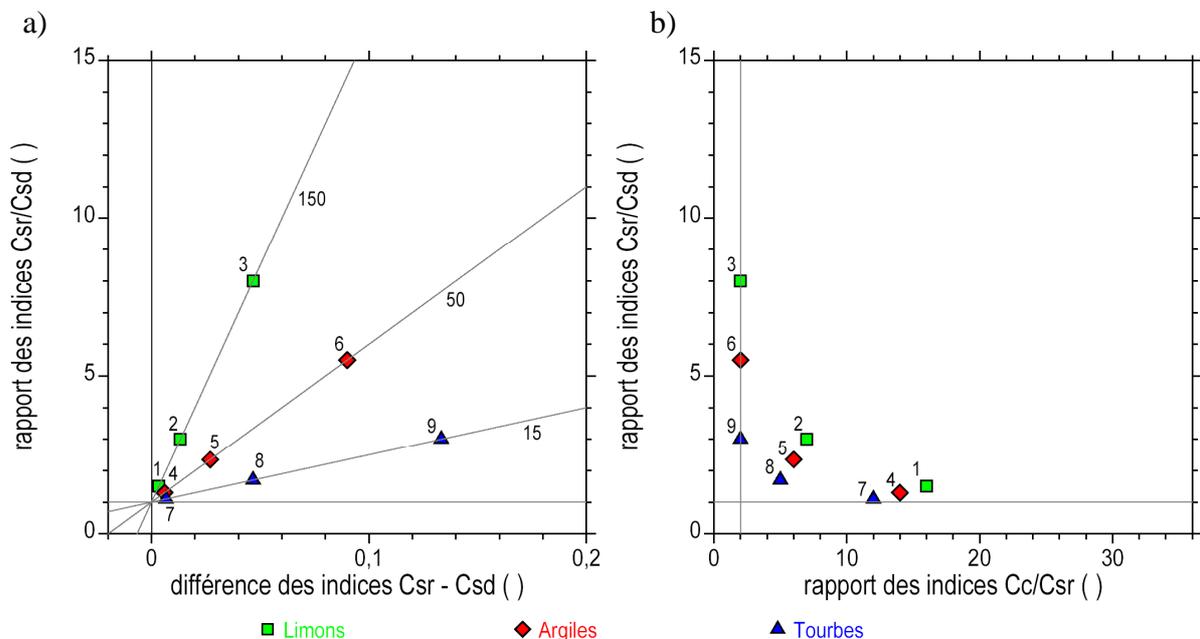


Figure 5-2 : Choix de neuf jeux de paramètres de compressibilité à titre d'illustration.

a) Rapports des indices C_{sr}/C_{sd} en fonction des différences $C_{sr} - C_{sd}$.

b) Rapports des indices C_{sr}/C_{sd} en fonction des rapports C_c/C_{sr} .

Les neuf points ont été choisis d'après leur position par rapport aux directions remarquables indiquées sur la [figure 5-1](#). Chaque point se situe dans un plan $(\lg(\sigma'_a), e)$ et il porte le coude "d" de la courbe de compressibilité. Les directions relatives des trois branches issues de "d" sont représentées avec leurs pentes respectives ([tableau 5-1](#)). A gauche de "d" il s'agit des segments de pentes C_{sr} et C_{sd} ($C_{sr} > C_{sd}$). A droite de "d", il s'agit du segment de pente C_c . En vue d'être comparés, les neuf points et leurs segments associés sont reportés dans un seul graphique comme indiqué sur la [figure 5-3](#).

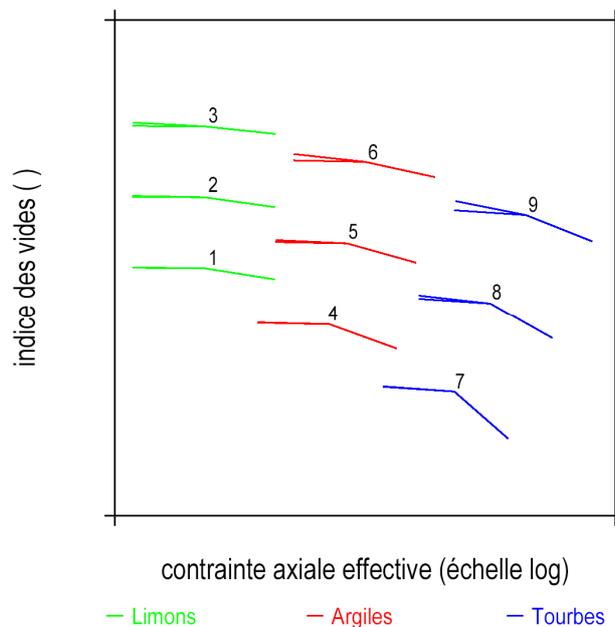


Figure 5-3 : Allure des courbes de compressibilité des sols pour les neuf jeux de paramètres. Plan $(\lg(\sigma'_a), e)$. En chaque point, trois segments sont représentés autour du coude. A gauche, les deux segments de pentes C_{sr} et C_{sd} ($C_{sr} > C_{sd}$). A droite, le segment de pente C_c .

Il apparaît que les coudes sont plus marqués et que les pentes sont plus grandes en passant des points 1, 2 et 3, aux points 4, 5 et 6, puis aux points 7, 8 et 9. Ces triplets représentent plutôt des limons (vert), puis des argiles (rouge) et enfin des tourbes (bleu). Les écarts $C_{sr} - C_{sd}$ augmentent en passant des points 1, 4 et 7, aux points 2, 5 et 8, puis aux points 3, 6 et 9.

5.3 – Exemples de courbes de compressibilité.

Essais sélectionnés.

Ce paragraphe présente l'interprétation d'une trentaine d'essais oedométriques à titre d'exemple. Les courbes expérimentales sont rassemblées ensuite. Ces essais ont été choisis pour fournir une illustration des différents cas rencontrés parmi les deux cent quarante essais analysés, en lien avec les tendances globales décrites sur la [figure 5-3](#). Le [tableau 5-2](#) rapporte les caractéristiques des courbes de compressibilité de ces essais.

Tableau 5-2 : Caractéristiques des courbes de compressibilité de quelques essais.

i	n°	épr	nature du sol	sol	car	z (m)	Cc	Csr ()	Csd ()	Csr/Csd ()	Csr-Csd ()	Cc/Csr	d ()	r ()	de/e0 ()
1	45	SEY04	argile plastique compacte grise	2	3	13,24	0,176	0,0163	0,0187	0,87	-0,0025	10,8	0,11	53	0,0353
2	212	LSC01	sable fin limoneux beige	1	3	0,87	0,117	0,0036	0,0041	0,88	-0,0005	32,8	0,11	245	0,0023
3	139	THI04	marne altérée feuilletée beige à marron	2	3	4,05	0,165	0,0091	0,0082	1,11	0,0009	18,1	0,14	121	0,0156
4	204	VIA09	argile plastique noire	2	3	9,90	0,445	0,0664	0,0609	1,09	0,0055	6,7	0,14	16	0,0954
5	10	AR37	argile tourbeuse	3	1	4,02	0,558	0,0525	0,0448	1,17	0,0077	10,6	0,15	22	0,0329
6	124	ANI27	limon très argileux gris et lits sableux	1	2	19,00	0,249	0,0272	0,0206	1,32	0,0066	9,2	0,17	48	0,1005
7	123	ANI26	limon très argileux gris et lits sableux	1	2	19,04	0,239	0,0182	0,0133	1,37	0,0049	13,2	0,17	75	0,0615
8	67	ORA01	argile beige à grise	2	3	3,90	0,135	0,0209	0,0106	1,97	0,0103	6,4	0,25	94	0,0368
9	165	SAR02	argile gris clair à passées organiques	2	1	4,51	0,301	0,0429	0,0203	2,11	0,0226	7,0	0,30	49	0,0384
10	107	RON11	argile vaseuse beige à grise (et coquilles)	3	1	5,46	0,812	0,1001	0,0624	1,60	0,0377	8,1	0,31	16	0,0873
11	40	ARL82	argile grise compacte	2	3	4,25	0,199	0,0370	0,0161	2,30	0,0209	5,4	0,32	62	0,0461
12	198	FRE08	argile noire	2	1	19,12	0,328	0,0928	0,0548	1,69	0,0380	3,5	0,32	18	0,1653
13	116	ADN46	argile limoneuse gris noir (plus traces MO)	2	3	20,52	0,245	0,0472	0,0188	2,51	0,0284	5,2	0,36	53	0,1272
14	46	SET01	sable très fin gris noir	1	3	5,27	0,045	0,0140	0,0046	3,03	0,0094	3,2	0,38	216	0,0192
15	96	TGV42	sable fin à silt	1	3	5,30	0,075	0,0123	0,0039	3,20	0,0085	6,1	0,40	258	0,0189
16	105	RON06	argile plastique homogène grise (lentil, sable)	2	1	8,73	0,314	0,0751	0,0280	2,68	0,0470	4,2	0,45	35	0,1137
17	217	LSC09	limon brun clair	1	3	1,44	0,152	0,0257	0,0059	4,34	0,0197	5,9	0,56	169	0,0257
18	115	ADN45	argile limoneuse gris noir (plus traces MO)	2	3	20,55	0,206	0,0749	0,0206	3,63	0,0542	2,8	0,57	48	0,1779
19	215	LSC04	limon brun	1	3	1,53	0,166	0,0330	0,0074	4,46	0,0256	5,0	0,58	135	0,0340
20	12	AR54	argile limoneuse	3	1	2,57	0,457	0,1232	0,0462	2,67	0,0770	3,7	0,59	21	0,0371
21	228	AV04	argile grise	2	3	6,35	0,174	0,0576	0,0131	4,39	0,0445	3,0	0,62	76	0,0881
22	100	PBO09	limon gris noir et MO	1	3	4,10	0,141	0,0352	0,0073	4,80	0,0279	4,0	0,62	136	0,0349
23	106	RON07	argile plastique homogène grise (lentil, sable)	2	1	8,67	0,220	0,0654	0,0149	4,38	0,0505	3,4	0,63	66	0,0996
24	72	CLB11	argile gris clair ferme	2	3	5,89	0,199	0,0620	0,0123	5,03	0,0497	3,2	0,70	81	0,1139
25	29	ARL41	argile grise limoneuse	2	1	11,05	0,268	0,1066	0,0209	5,11	0,0857	2,5	0,83	47	0,1849
26	69	CLB05	tourbe amorphe lgt sableuse gris-noir	3	3	14,56	0,515	0,1824	0,0622	2,93	0,1202	2,8	0,84	16	0,2078
27	112	RON16	argile vaseuse marron beige	3	1	10,05	0,421	0,1540	0,0381	4,04	0,1159	2,7	0,88	26	0,2142
28	175	PSH08	sable fin limoneux beige	1	3	2,10	0,128	0,0587	0,0081	7,22	0,0506	2,2	0,96	122	0,0420
29	14	ARL01	argile à sable fin gris vert	1	1	2,35	0,096	0,0432	0,0056	7,78	0,0377	2,2	1,00	180	0,0416
30	234	FUR04	limon sablo-graveleux marron foncé	1	3	3,67	0,153	0,0562	0,0073	7,68	0,0489	2,7	1,01	136	0,0893
31	206	LEO02	limon argileux gris	1	3	3,84	0,184	0,0880	0,0109	8,05	0,0771	2,1	1,12	91	0,1071
32	74	CLB21	argile gris clair passage sableux	2	3	7,00	0,235	0,1005	0,0127	7,91	0,0878	2,3	1,13	78	0,1663
33	19	ARL07	limon argileux gris	2	1	14,28	0,329	0,1892	0,0331	5,71	0,1561	1,7	1,21	30	0,2448

sol famille de sol : 1 sables et limons, 2 argiles, 3 vases et tourbes

car type de carottier : 1 piston stationnaire (CPS), 2 foncé Shelby, 3 rotatif, 4 poinçonneur

d distance à l'origine normalisée dans le plan $(C_{sr} - C_{sd}, C_{sr}/C_{sd})$, $d = [((C_{sr} - C_{sd})/0,16)^2 + ((C_{sr}/C_{sd})/8)^2]^{0,5}$

r rapport dans le plan $(C_{sr} - C_{sd}, C_{sr}/C_{sd})$, $r = (C_{sr}/C_{sd} - 1)/(C_{sr} - C_{sd}) = 1/C_{sd}$

Après le numéro d'ordre du cas considéré (de 1 à 240, colonne 2), le [tableau 5-2](#) donne le nom de l'éprouvette (colonne 3), puis la nature du sol (colonne 4). Sont donnés ensuite le type de sol (1 sables et limons, 2 argiles, 3 vases et tourbes), le type de carottier (1 piston stationnaire (CPS), 2 foncé Shelby, 3 rotatif, 4 poinçonneur), la profondeur de prélèvement (colonne 7), les indices et leurs dérivés (C_{sr} , C_{sd} , C_{sr}/C_{sd} , $C_{sr} - C_{sd}$). Une distance à l'origine normalisée définie dans le plan ($C_{sr} - C_{sd}$, C_{sr}/C_{sd}) par $d = [((C_{sr} - C_{sd})/0,16)^2 + ((C_{sr}/C_{sd})/8)^2]^{0,5}$ est donnée ensuite (colonne 12), puis le rapport $(C_{sr}/C_{sd} - 1)/(C_{sr} - C_{sd})$ (colonne 13). Les essais sont classés en fonction de la distance d dans le [tableau 5-2](#). Enfin, un critère de remaniement du sol $\Delta e/e_0$ et indiqué (colonne 14). Toutes ces données sont rassemblées en [annexe B](#).

Courbes d'essais.

Les courbes enregistrées pendant chacun des essais oedométriques sont reportées sur une planche graphique montrant les déformations axiales en fonction du temps pendant les paliers de consolidation ($\lg(t)$, ϵ_a), puis la courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e). Avec cette dernière sont reportées les segments de pentes C_c , C_{sr} , C_{sd} , C_{s1} et C_{s2} qui résultent de l'interprétation de l'essai. Le coude "d" est figuré par la jonction des segments de pente C_{sr} et C_c (voir la [figure 4-1](#)). Un tiret vertical indique la contrainte verticale effective en place σ'_{v0} qui a été estimée à la profondeur du prélèvement du sol. Comme dans le [tableau 5-2](#), les planches graphiques sont classées par ordre croissant de la distance d .

Commentaires.

Le [tableau 5-3](#) rassemble des commentaires à propos des essais oedométriques donnés en exemple.

Tableau 5-3 : Commentaires à propos des essais oedométriques donnés en exemple.

Question	Commentaire
Allure des courbes de consolidation	L'allure des courbes de consolidation dépend étroitement de la nature du sol. Les formes en "S" des courbes ($\lg(t)$, ϵ_a), qui caractérisent les argiles et les tourbes, apparaissent moins nettement dans les limons ou n'apparaissent pas, comme dans les sables (voir l'éprouvette SET01 par exemple, ou l'éprouvette ARL01).
Perméabilités des sols	Les perméabilités mesurées et calculées sont souvent en bon accord entre elles (les écarts dépassent rarement un ordre de grandeur). Les sols contenant des matières organiques (amorphes) possèdent souvent des perméabilités faibles.
Essais oedométriques à drainage radial	Trois couples particuliers d'éprouvettes apparaissent parmi les exemples (ANI26 et 27, ADN45 et 46, RON06 et 07). Dans ces couples, les deux éprouvettes ont été testées simultanément et indépendamment sous des paliers de chargement identiques. Le drainage est axial dans la première et il est radial dans la seconde (drain de sable central). Les courbes ($\lg(t)$, ϵ_a) montrent des temps de consolidation plus grands dans le cas du drainage radial, en lien avec une distance de drainage qui est plus longue que dans le cas du drainage axial. Les essais montrent aussi les effets plus ou moins marqués de l'hétérogénéité des sols (les éprouvettes sont découpées à moins de 10 cm l'une de l'autre).
Subjectivité de l'interprétation des essais	L'interprétation des essais et l'identification des paramètres de compressibilité, qui sont des paramètres tangents, n'échappent pas aux difficultés posées par le caractère discret du choix et de la distribution des paliers de chargement au cours des cycles. La question touche en particulier les sols peu profonds. Le problème est plus aigu encore quand il s'agit de déterminer la pression de préconsolidation du sol σ'_p .

Tableau 5-3 (suite) : Commentaires à propos des essais oedométriques donnés en exemple.

Question	Commentaire
Courbure initiale de la courbe de compressibilité	Au début du chargement dans les sols fermes non remaniés, une réponse linéaire (élastique) apparaît sous une forme courbe en échelles semi-logarithmique. Une droite de pente C_s issue du premier point de la courbe de compressibilité (sous le poids du piston) recoupe celle-ci. Cela constitue un critère de non remaniement du sol d'après Mieussens et al. (1985). Un exemple est donné par l'éprouvette SEY04.
Forme arrondie des courbes de compressibilité	Les sols sableux et les sols limoneux présentent des courbes de compressibilité pourvues d'une large courbure, sans coude marqué, contrairement aux argiles et aux tourbes. Voir les éprouvettes LSC01 ou SET01 pour des sables par exemple, ou LSC04 et LSC09 pour des limons. Les paramètres $C_{sr} - C_{sd}$, C_{sr}/C_{sd} et C_c/C_{sr} traduisent ces prédispositions.
Indice de compressibilité maximal C_c	Sauf dans les sols mous ou lâches, la pente maximale de la courbe de compressibilité, l'indice C_c , ne peut pas être atteinte au cours des chargements habituel produits par les appareillages courants. Cela concerne notamment les sables, les limons ou les argiles fermes. L'éprouvette RON11 (argile vaseuse) donne un exemple où le chargement a dépassé le point de pente maximale.
Variation des indices de déchargement C_s avec σ'_a	Pendant les phases de déchargement, la pente moyenne C_s des courbes de compressibilité augmente avec la contrainte axiale effective maximale σ'_a atteinte au cours du cycle. Les plus fortes variations s'observent dans les argiles fermes ou les argiles ayant tendance à gonfler. Voir par exemple les éprouvettes SEY04 ou THI04. Une loi de type puissance de σ'_a est suggérée pour représenter ces variations.
C_s pente moyenne	En pratique, la courbe de déchargement n'est pas rectiligne. Un léger retard au gonflement s'observe généralement au début du déchargement, comme au début du rechargement (hystérésis). La pente C_s représente une moyenne sur l'ensemble de la plage des contraintes axiales qui sont appliquées.
Les tourbes sols souples	Les tourbes sont globalement plus souples que les autres sols, avec des pentes C_s et C_c plus fortes en moyenne.
Position du coude "d" par rapport à σ'_{v0}	Il n'apparaît pas de tendance particulière sur la position de l'abscisse σ'_{ad} du coude "d" de la courbe de compressibilité par rapport à la contrainte effective initiale en place σ'_{v0} . Cette abscisse ne représente pas la pression σ'_p de préconsolidation du sol.
Critère de remaniement du sol	Globalement, le critère de remaniement du sol $\Delta e/e_0$ croît avec la distance à l'origine d dans le plan ($C_{sr} - C_{sd}$, C_{sr}/C_{sd}).

Recommandations.

Cette récapitulation amène à conseiller de considérer le premier palier sous le poids du piston comme référence de l'état initial du sol et de la déformation. Il est important de procéder à une boucle de déchargement-rechargement intermédiaire au moins. Le chargement doit être raisonnablement poussé pour obtenir la meilleure estimation de la pente maximale C_c .

Exemples de courbes de compressibilité.

Les exemples de courbes d'essais sont donnés ci-après, [figure 5-4 à figure 5-33](#). Comme dans le [tableau 5-2](#), les essais sont classés en fonction de la distance d.

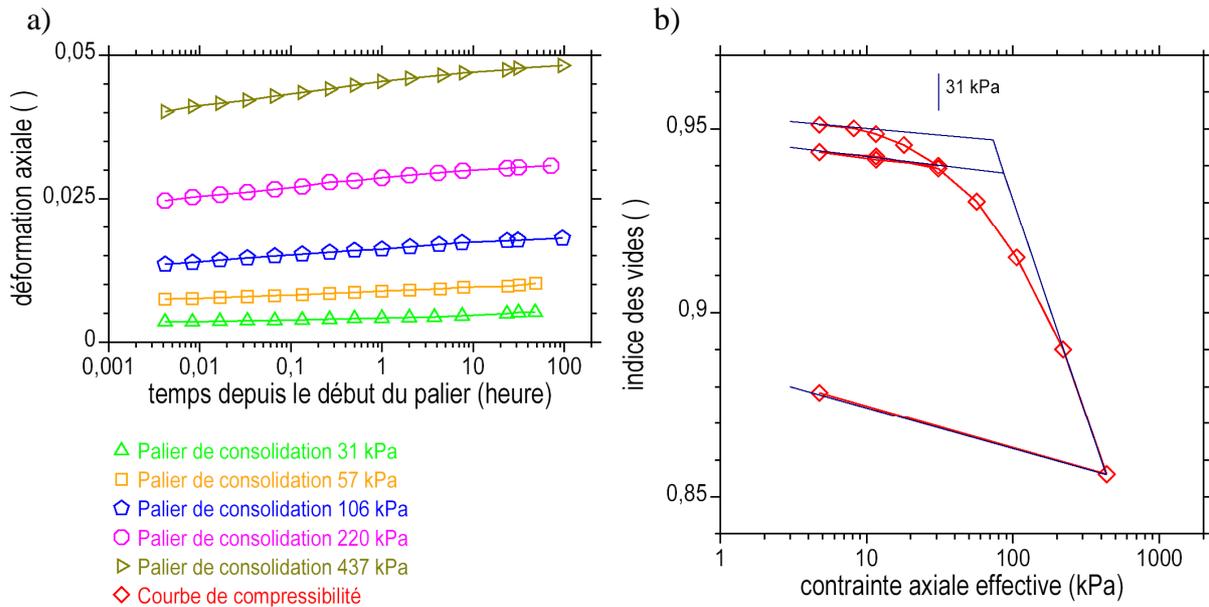


Figure 5-4 : Essai oedométrique. Eprouvette LSC01. Sable fin limoneux beige.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

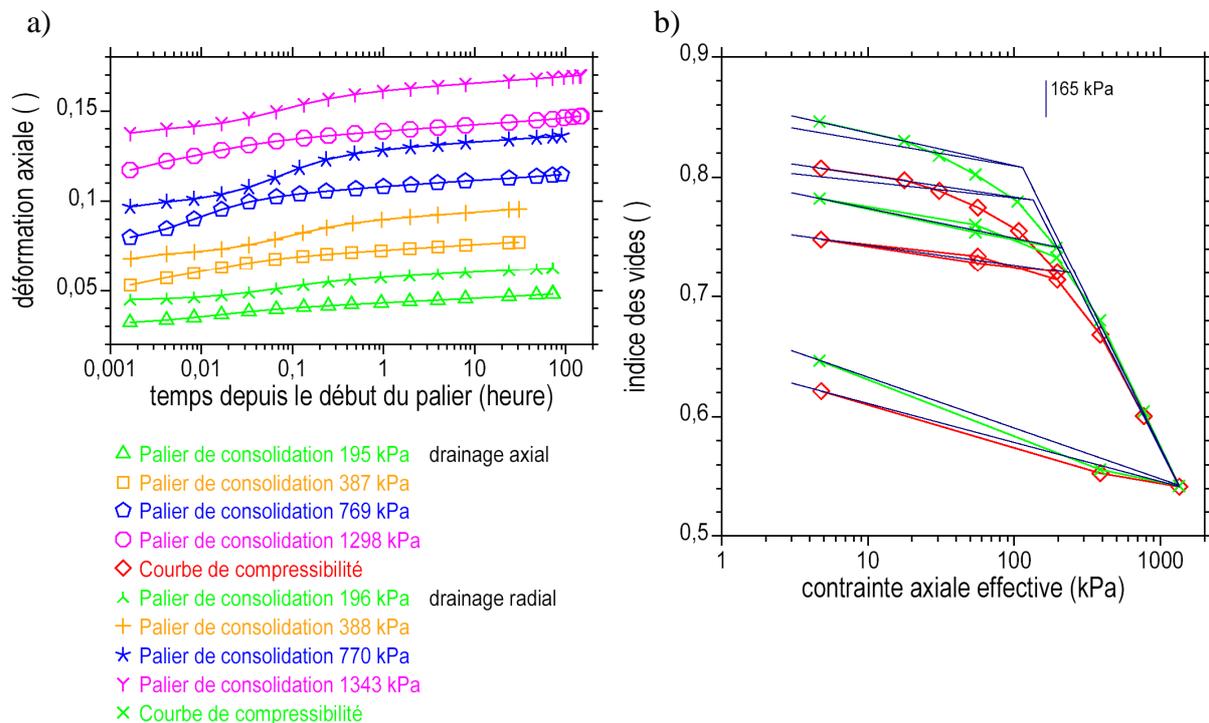


Figure 5-5 : Essai oedométrique. Eprouvettes ANI26 (drainage axial) et ANI27 (drainage radial). Limon très argileux gris et lits sableux.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

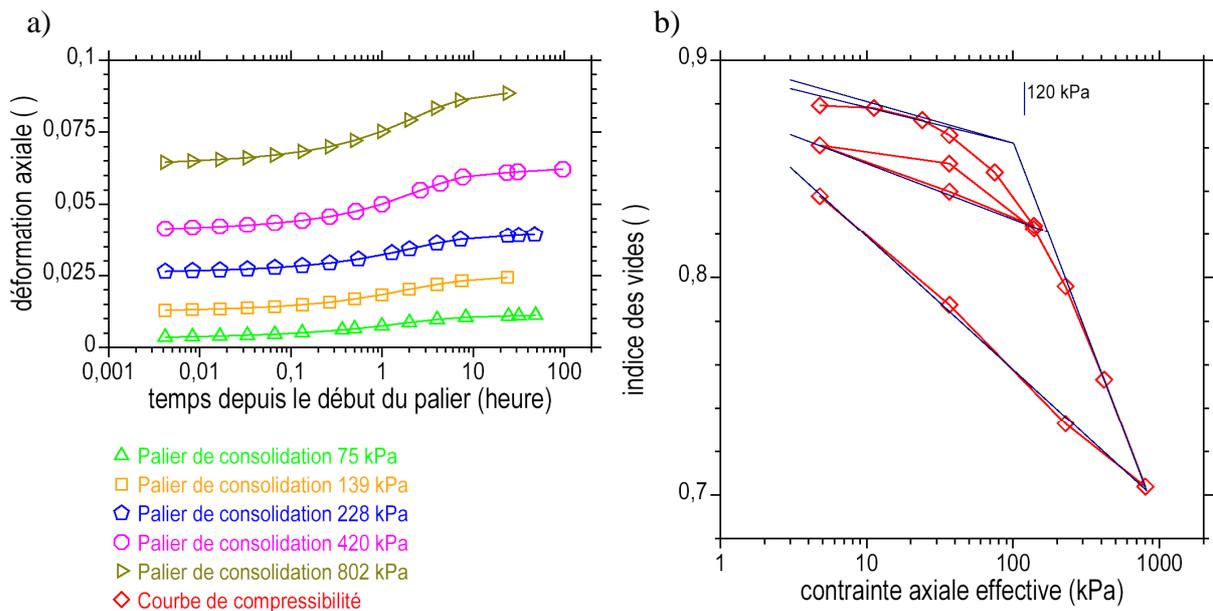


Figure 5-6 : Essai oedométrique. Eprouvette SEY04. Argile plastique compacte grise.

a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ε_a) pendant les paliers de consolidation.

b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

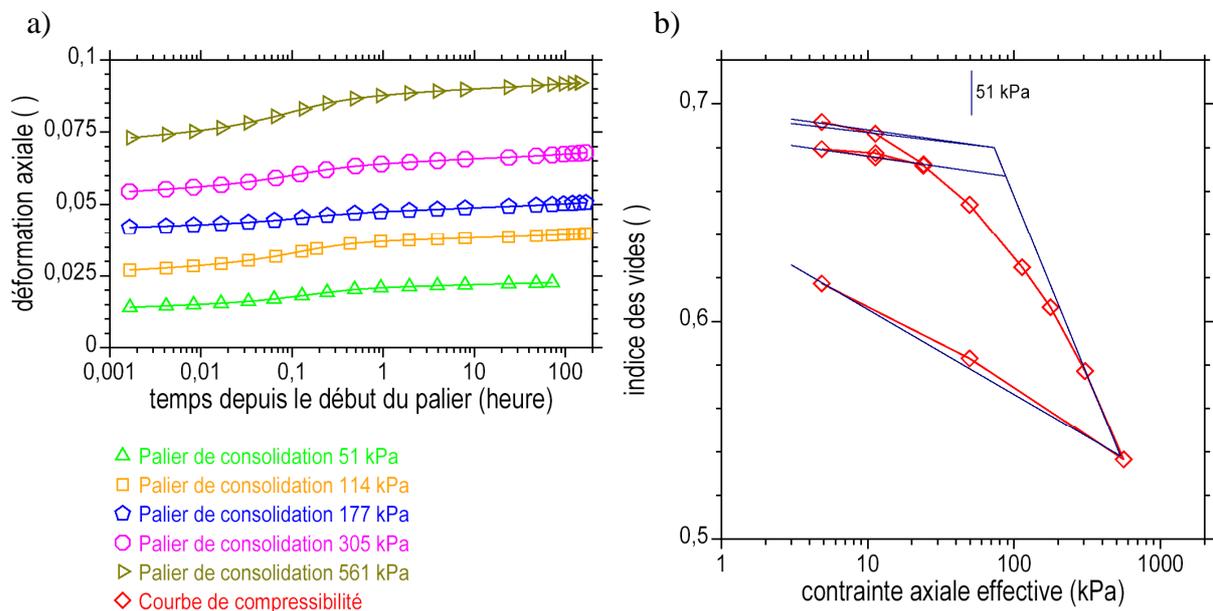


Figure 5-7 : Essai oedométrique. Eprouvette THI04. Marne altérée feuilletée beige à marron.

a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ε_a) pendant les paliers de consolidation.

b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

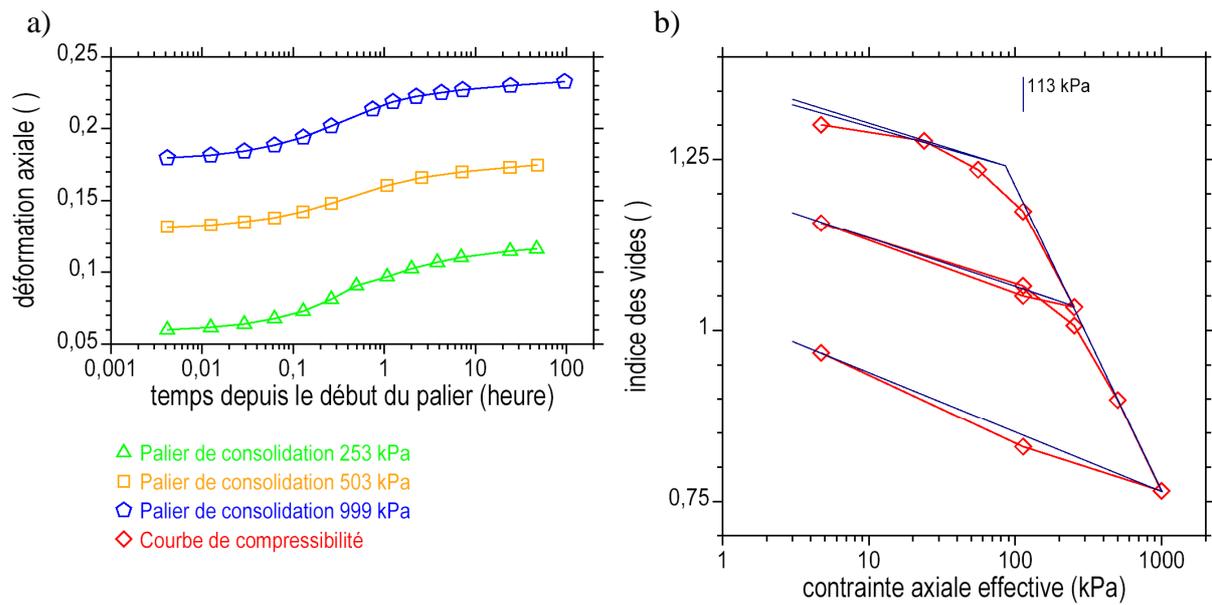


Figure 5-8 : Essai oedométrique. Eprouvette VIA09. Argile plastique noire.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

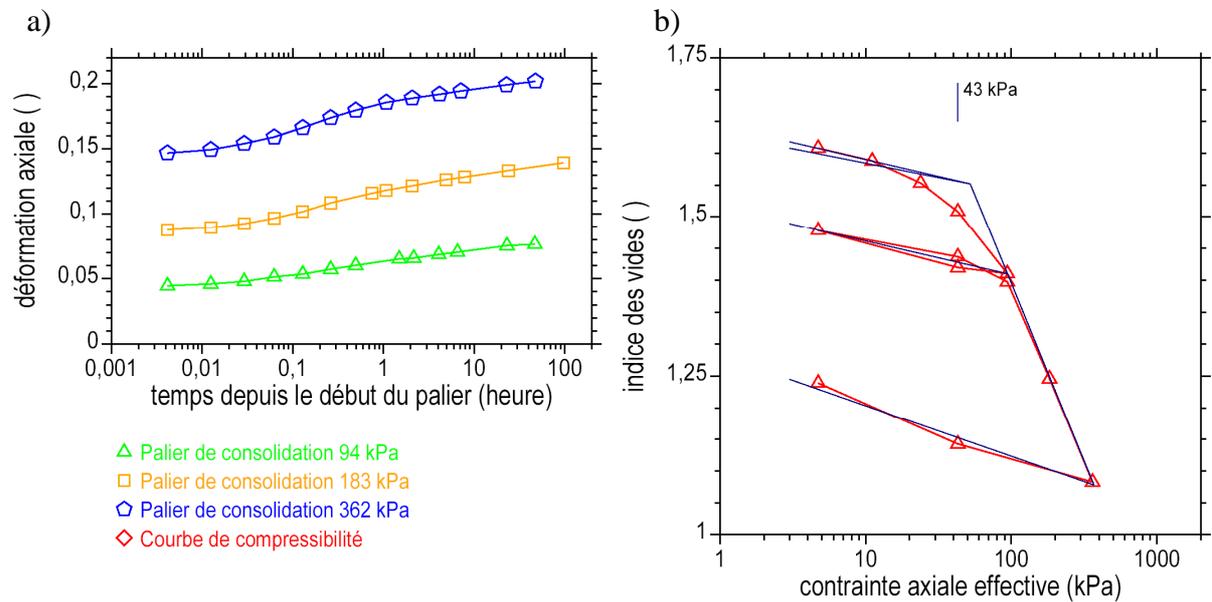


Figure 5-9 : Essai oedométrique. Eprouvette AR37. Argile tourbeuse.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

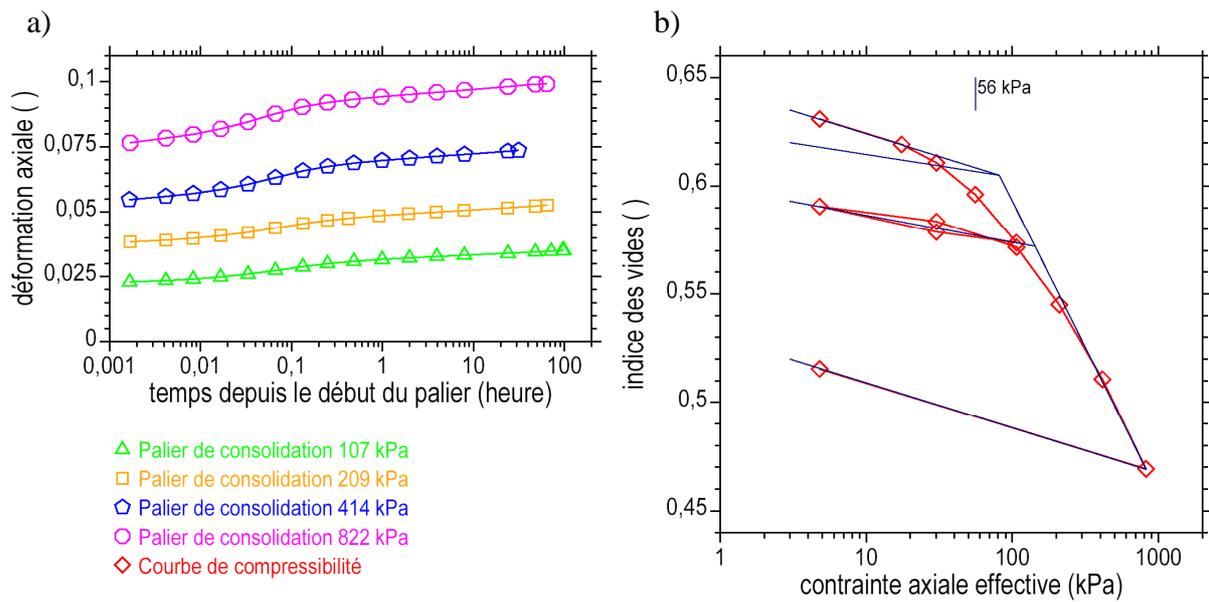


Figure 5-10 : Essai oedométrique. Eprouvette ORA01. Argile beige à grise.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

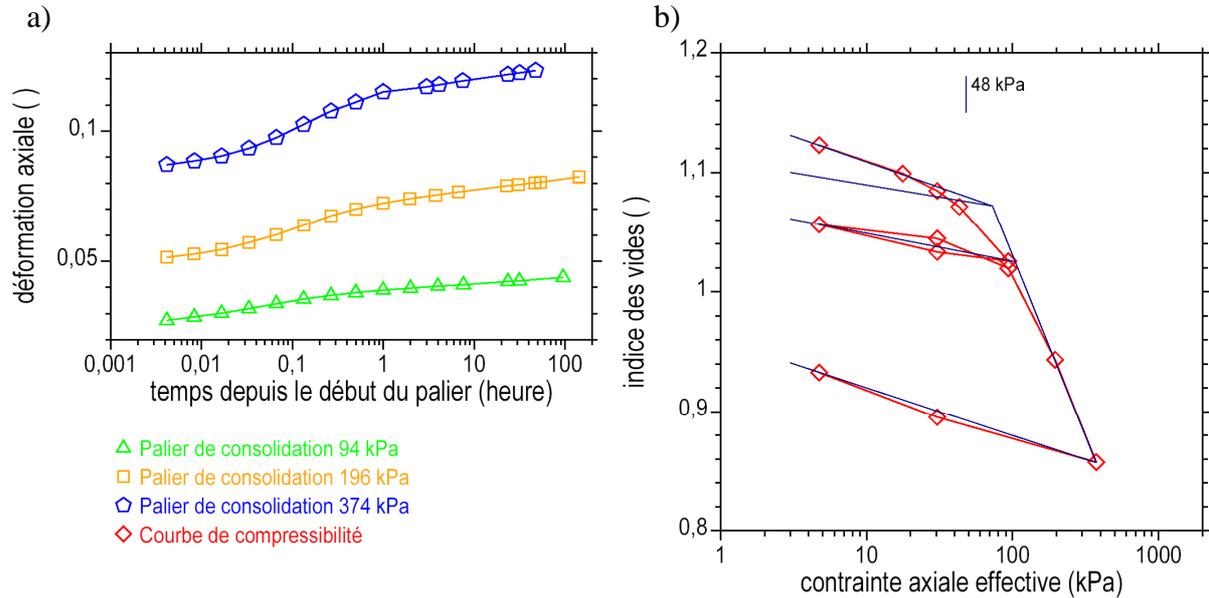


Figure 5-11 : Essai oedométrique. Eprouvette SAR02. Argile gris clair et passées organiques.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

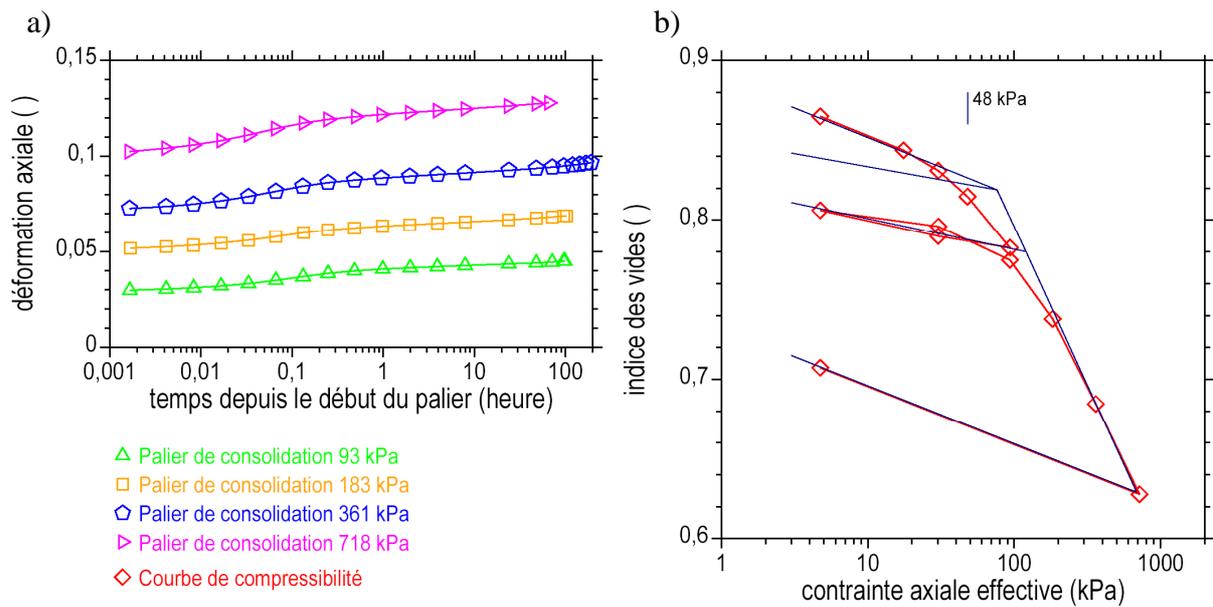


Figure 5-12 : Essai oedométrique. Eprouvette ARL82. Argile grise compacte.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

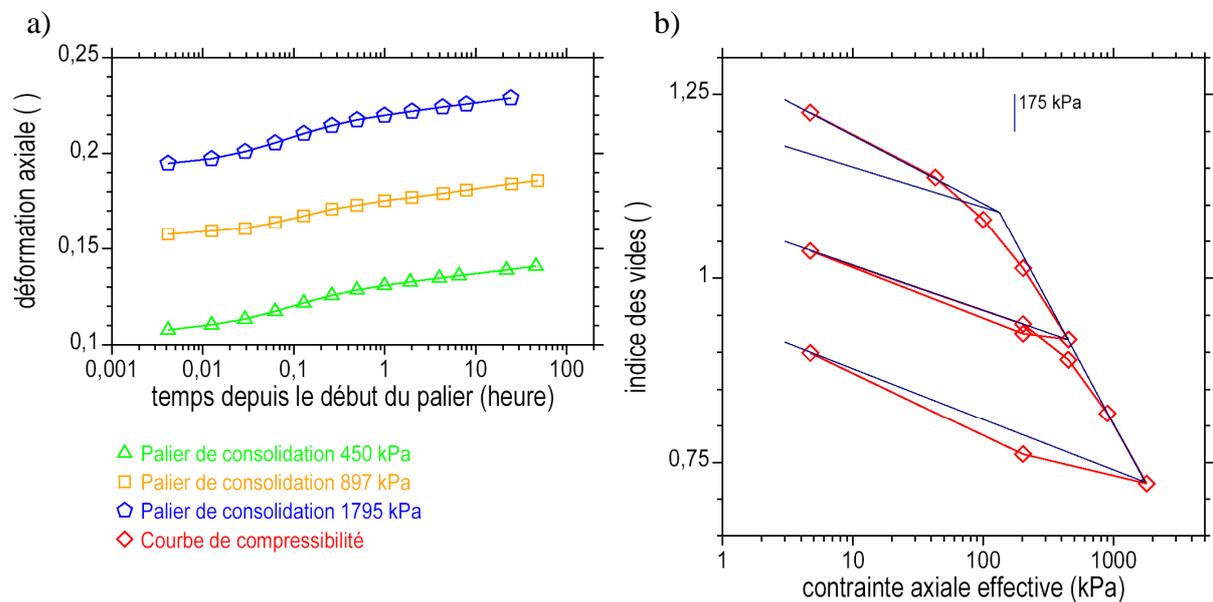


Figure 5-13 : Essai oedométrique. Eprouvette FRE08. Argile noire.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

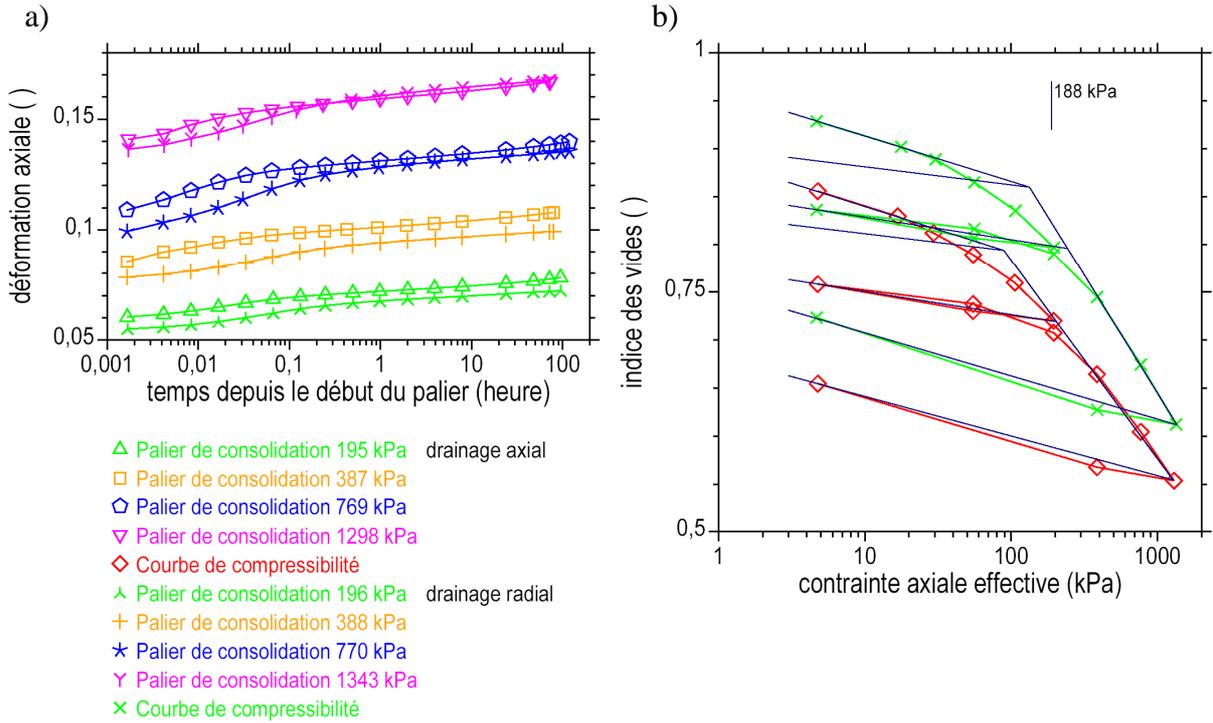


Figure 5-14 : Essai oedométrique. Eprouvettes ADN45 (drainage axial) et ADN46 (drainage radial). Argile limoneuse gris noir (plus traces MO).

- a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
- b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

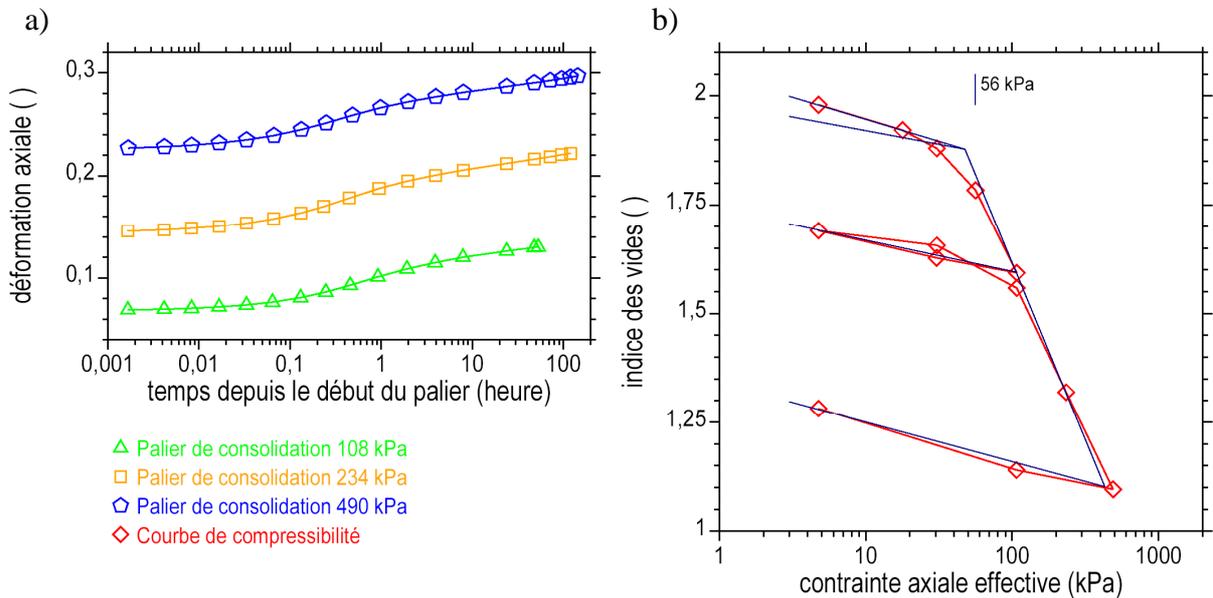


Figure 5-15 : Essai oedométrique. Eprouvette RON11. Argile vaseuse beige à grise coquillées.

- a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
- b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

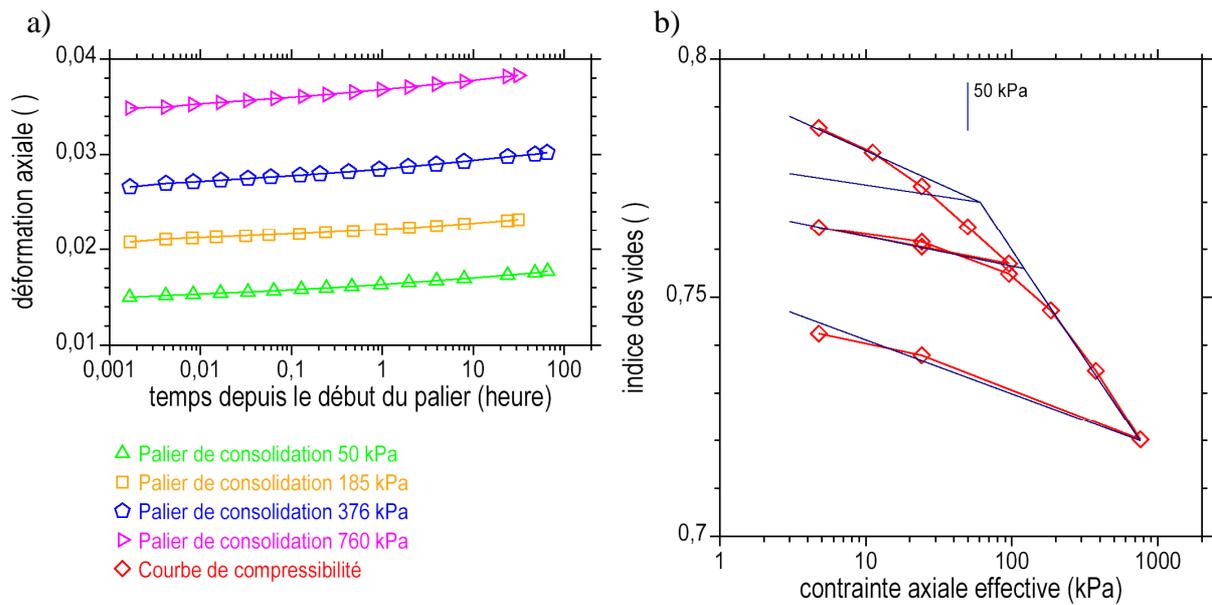


Figure 5-16 : Essai oedométrique. Epruvette SET01. Sable très fin gris noir.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

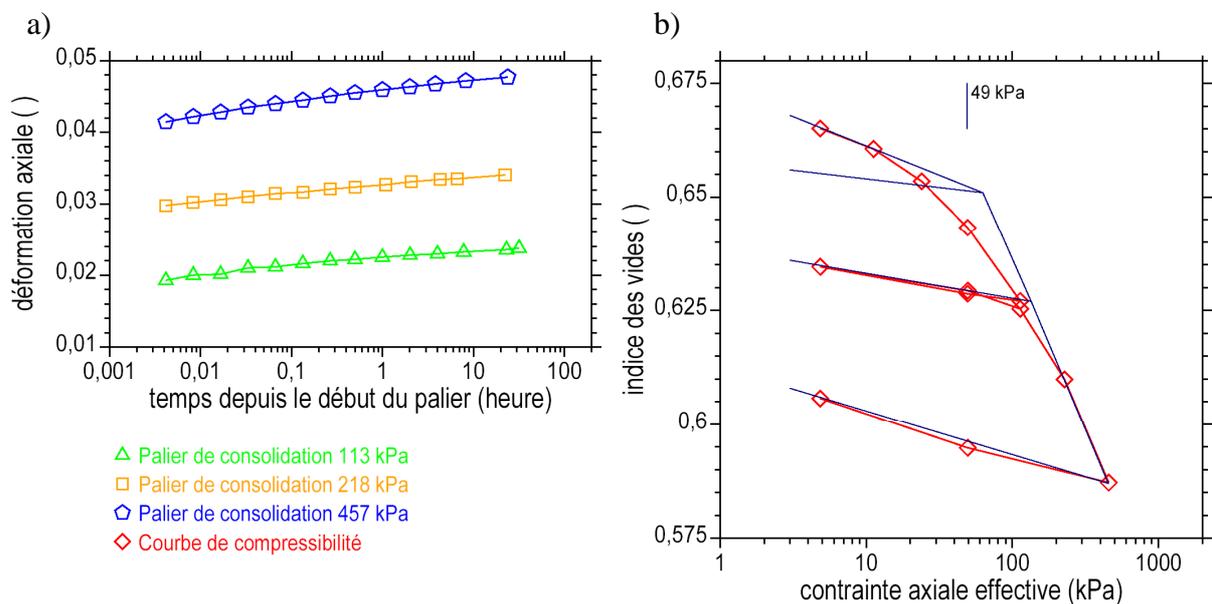


Figure 5-17 : Essai oedométrique. Epruvette TGV42. Sable fin à silt.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

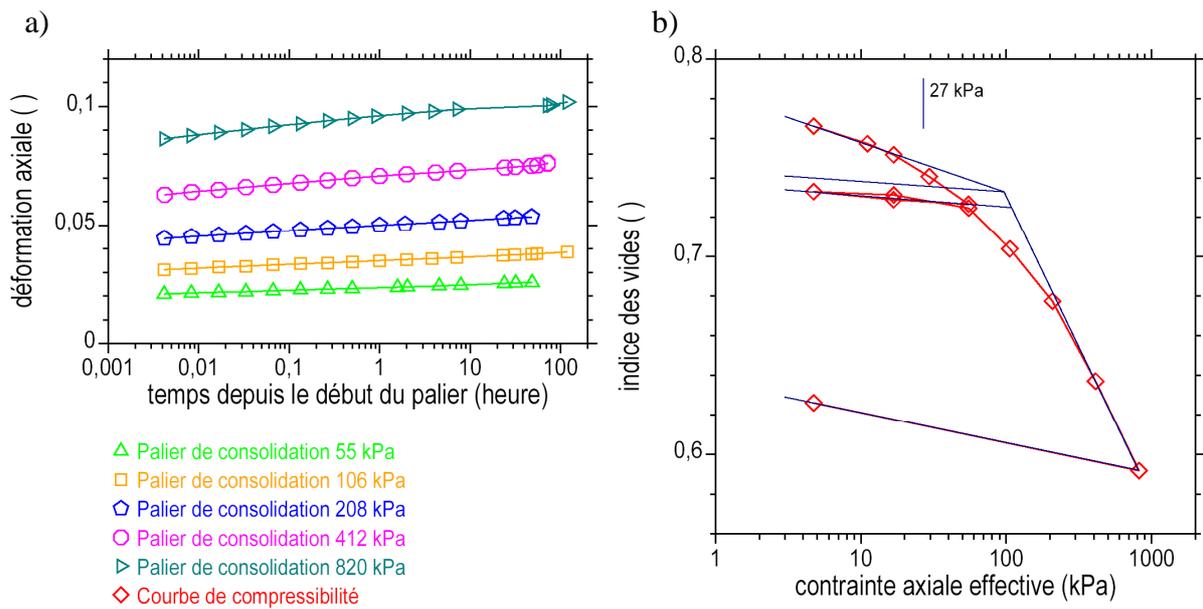


Figure 5-18 : Essai oedométrique. Eprouvette LSC09. Limon brun clair.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

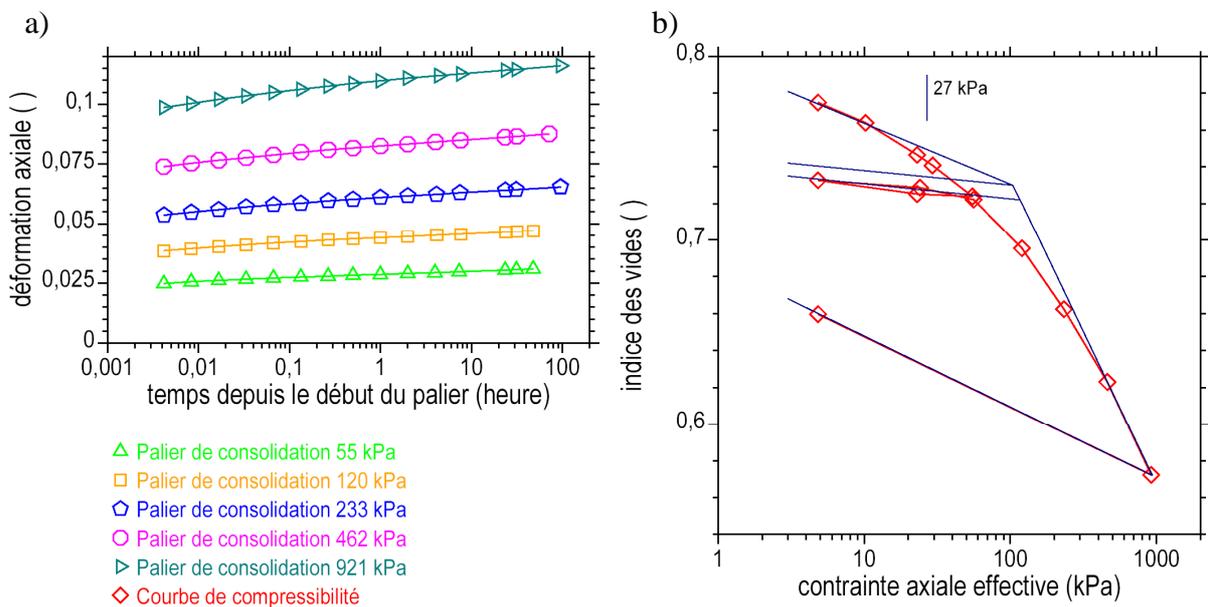


Figure 5-19 : Essai oedométrique. Eprouvette LSC04. Limon brun.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

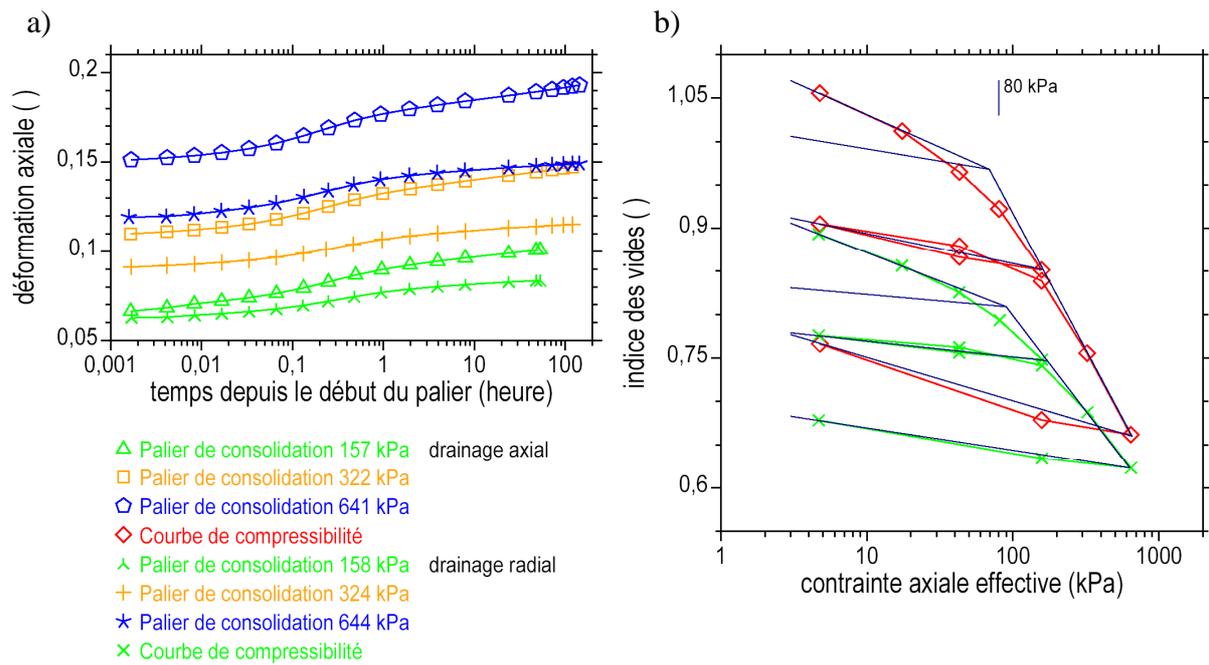


Figure 5-20 : Essai oedométrique. Eprouvettes RON06 (drainage axial) et RON07 (drainage radial). Argile plastique homogène grise (avec lentilles de sable).
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

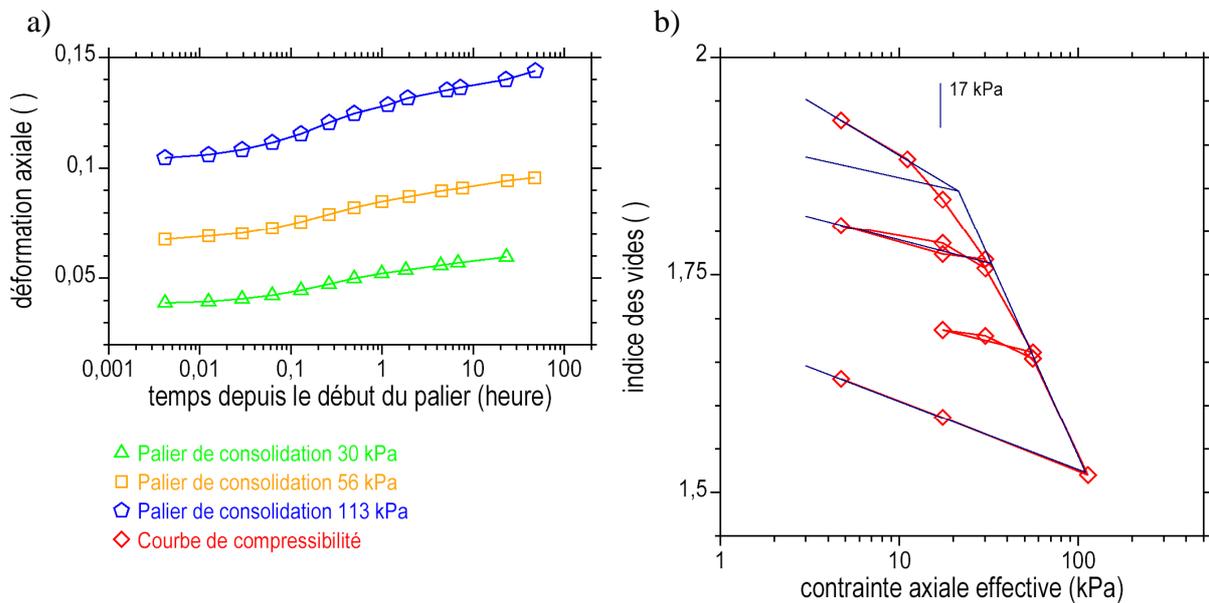


Figure 5-21 : Essai oedométrique. Eprouvette LSC04. Argile limoneuse.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

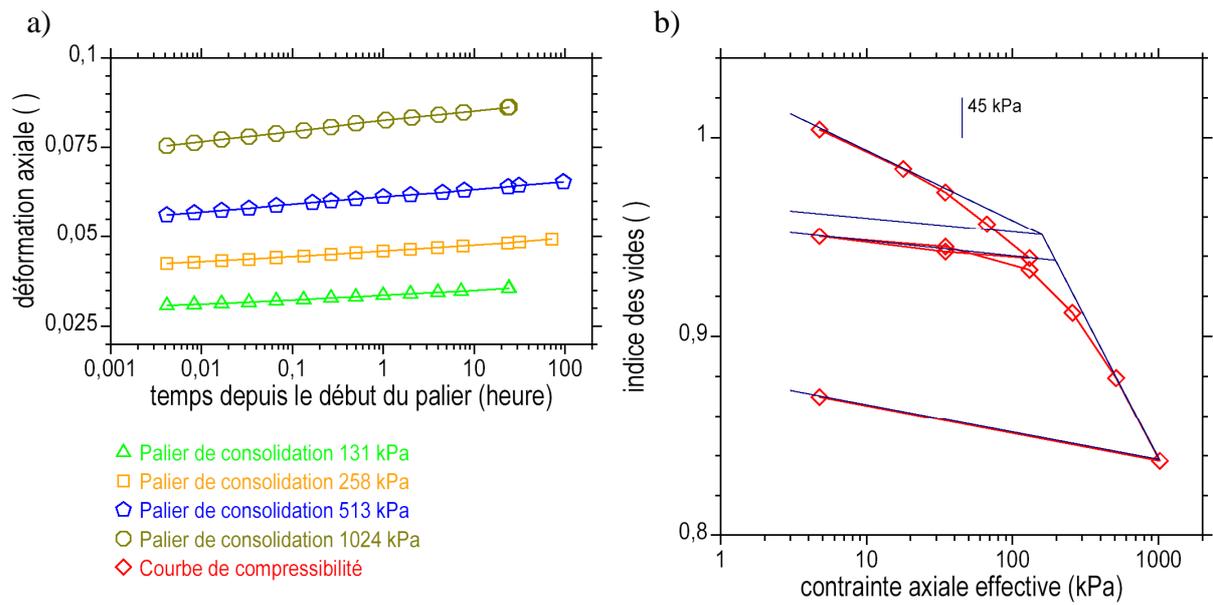


Figure 5-22 : Essai oedométrique. Eprouvette PBO09. Limon gris noir et MO.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ε_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

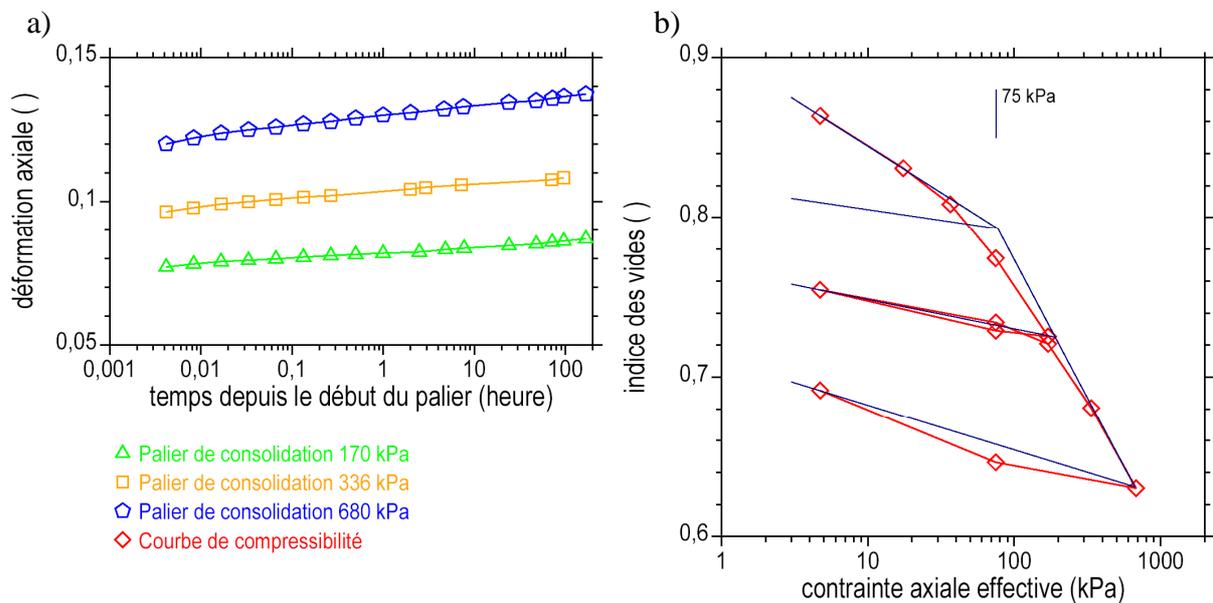


Figure 5-23 : Essai oedométrique. Eprouvette AV04. Argile grise.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ε_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

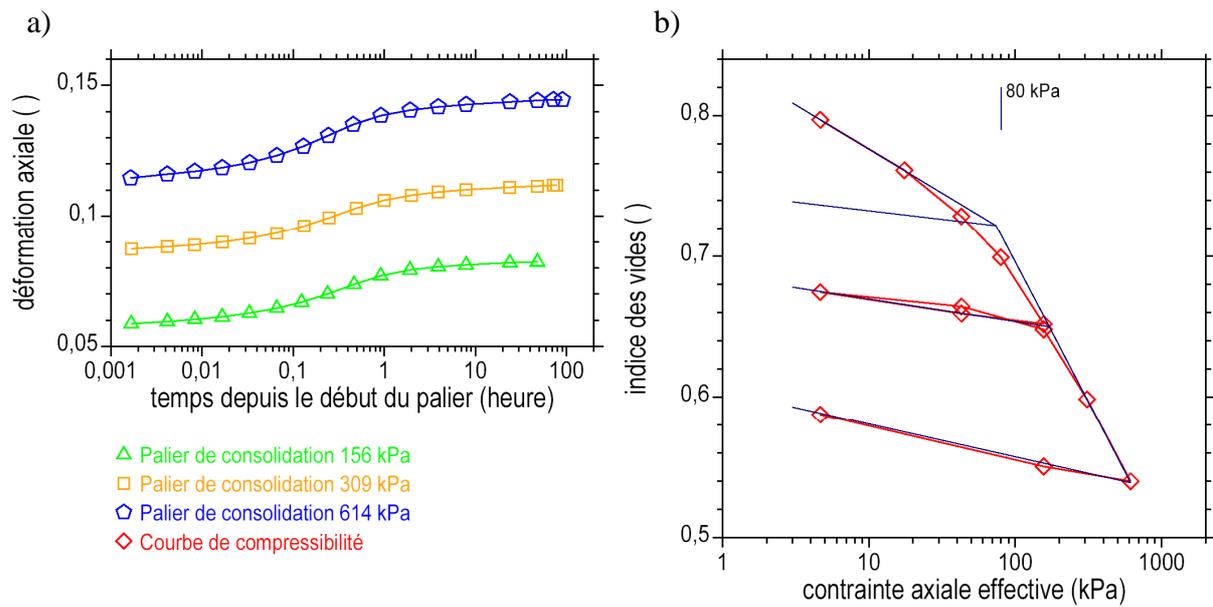


Figure 5-24 : Essai oedométrique. Eprouvette CLB11. Argile gris clair ferme.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ε_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

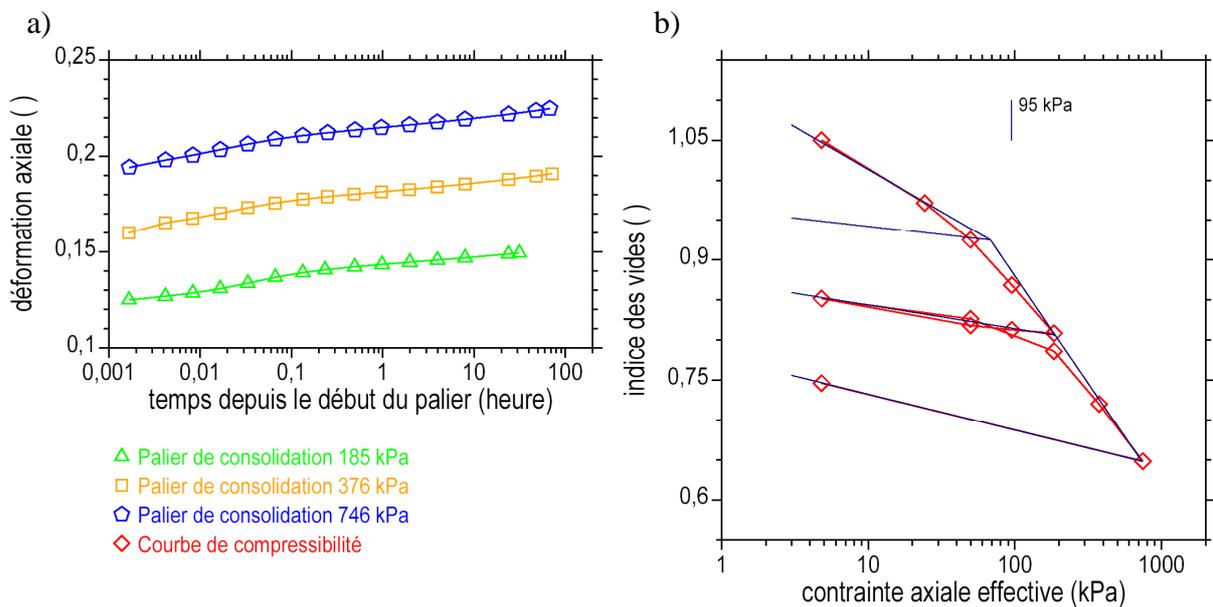


Figure 5-25 : Essai oedométrique. Eprouvette ARL41. Argile grise limoneuse.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ε_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

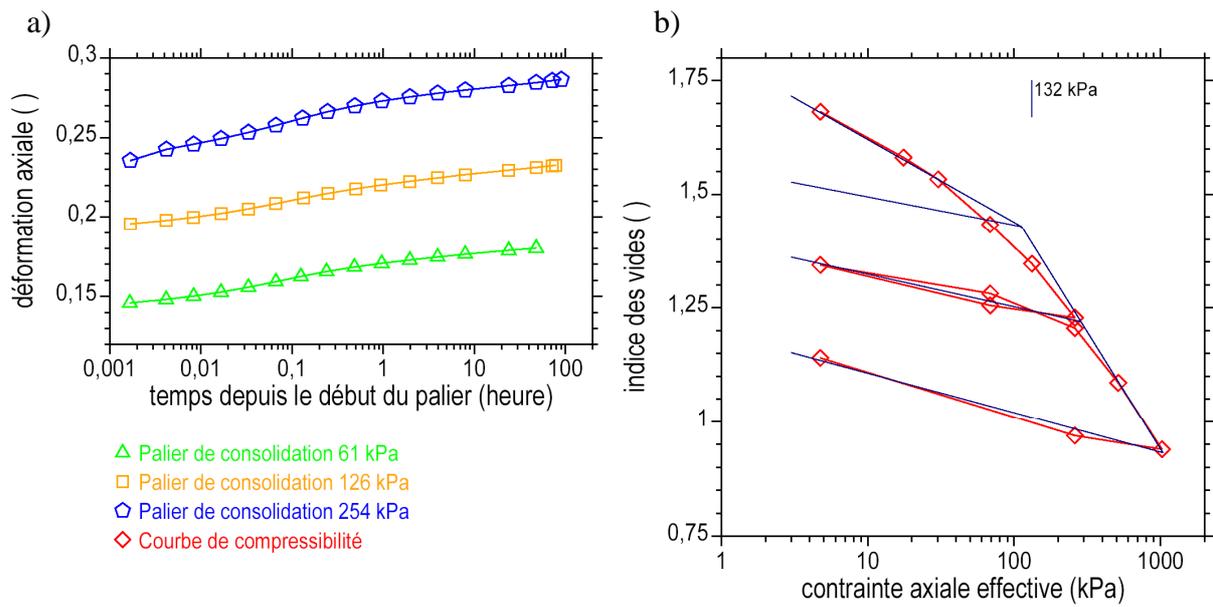


Figure 5-26 : Essai oedométrique. Eprouvette CLB05. Tourbe amorphe légèrement sableuse gris-noir.

a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.

b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

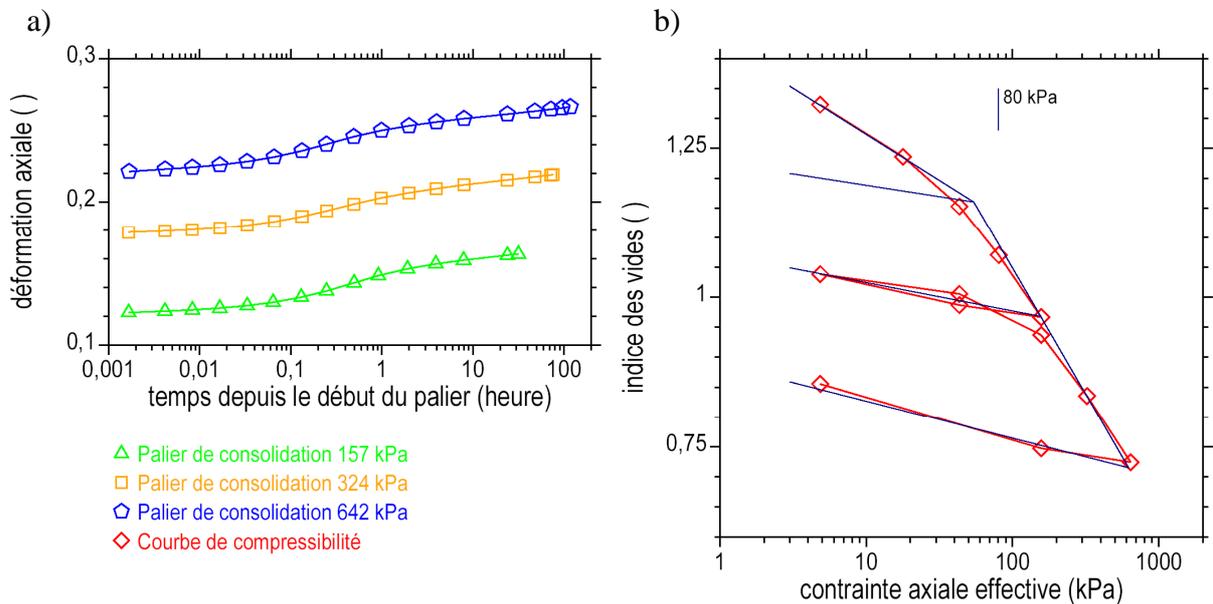


Figure 5-27 : Essai oedométrique. Eprouvette RON16. Argile vaseuse marron beige.

a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.

b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

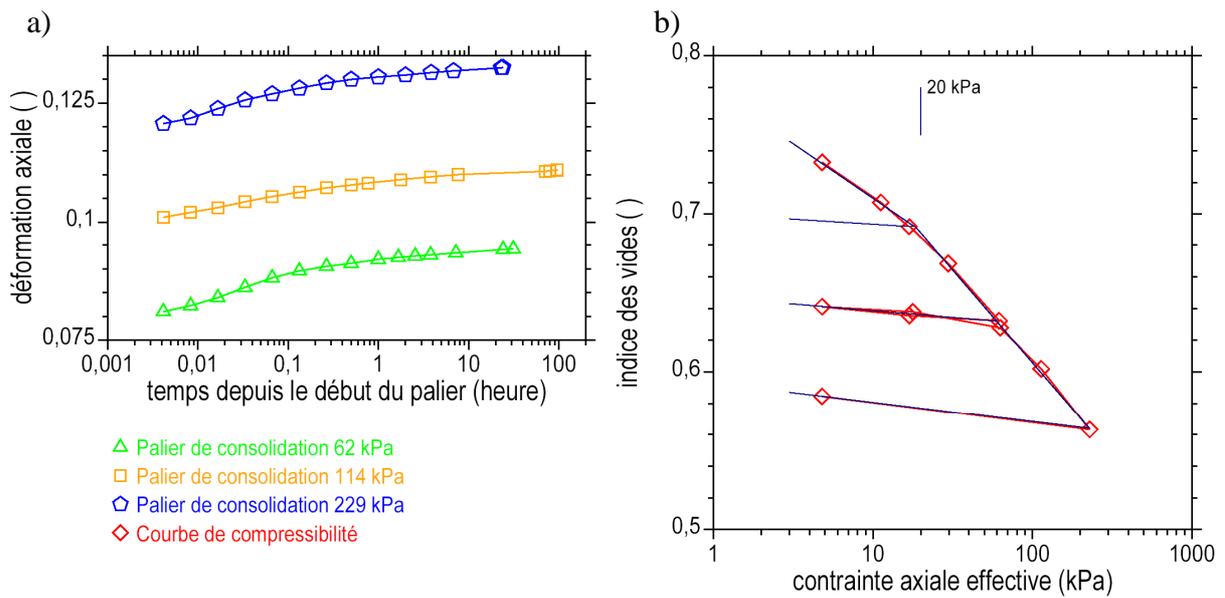


Figure 5-28 : Essai oedométrique. Eprouvette PSH08. Sable fin limoneux beige.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

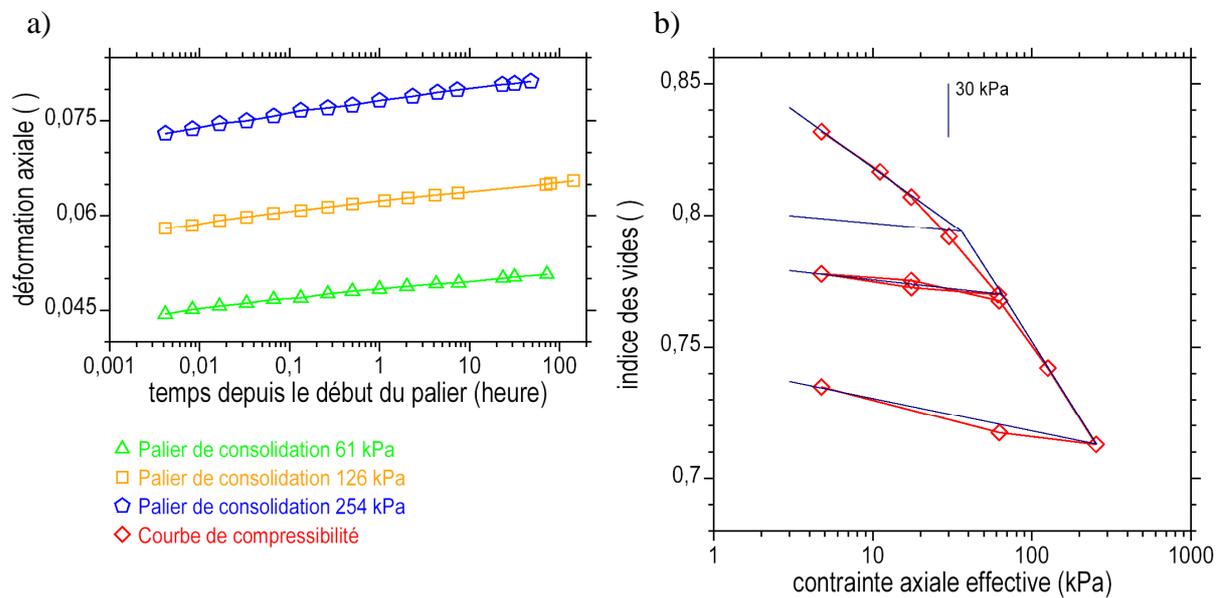


Figure 5-29 : Essai oedométrique. Eprouvette ARL01. Argile à sable fin gris vert.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

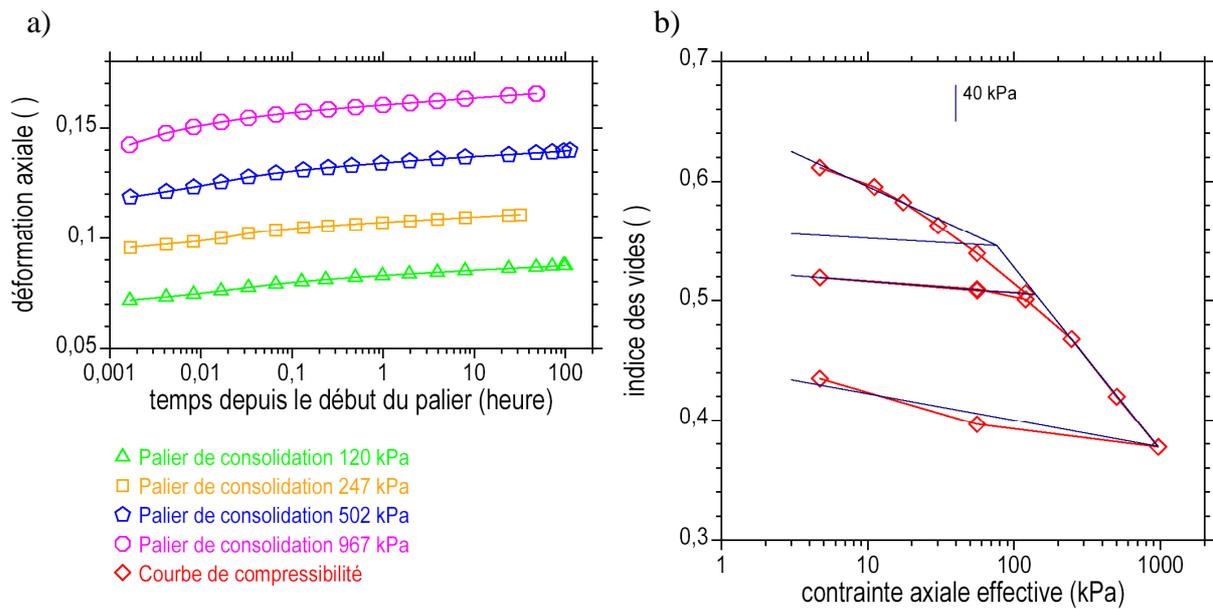


Figure 5-30 : Essai oedométrique. Eprouvette FUR04. Limon sablo-graveleux marron foncé.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ε_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

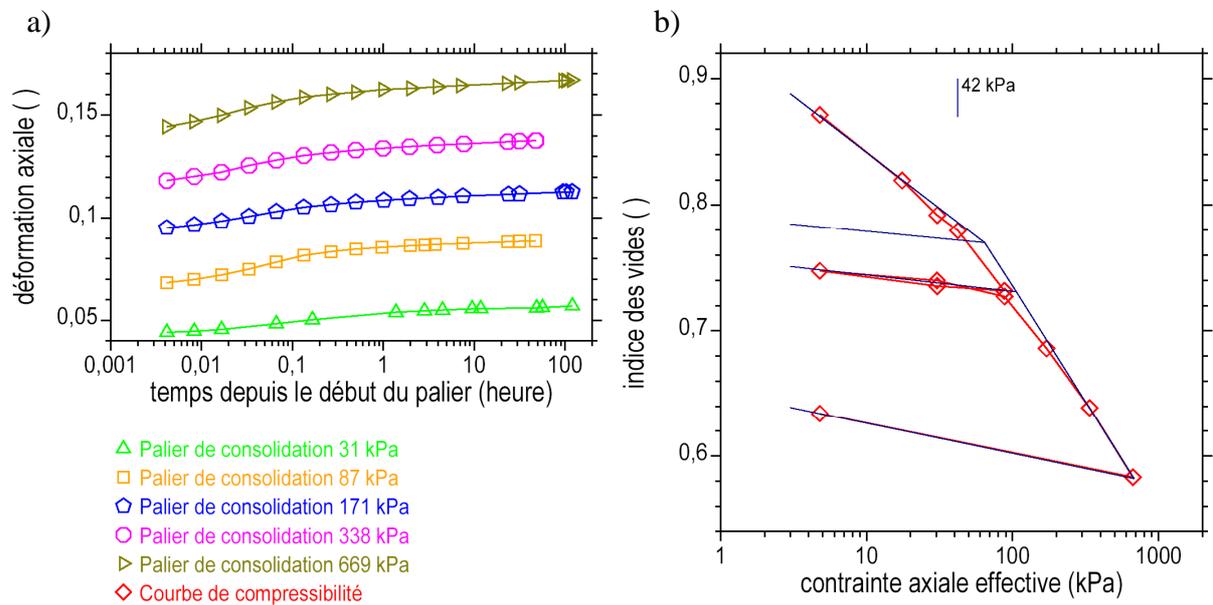


Figure 5-31 : Essai oedométrique. Eprouvette LEO02. Limon argileux gris.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ε_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

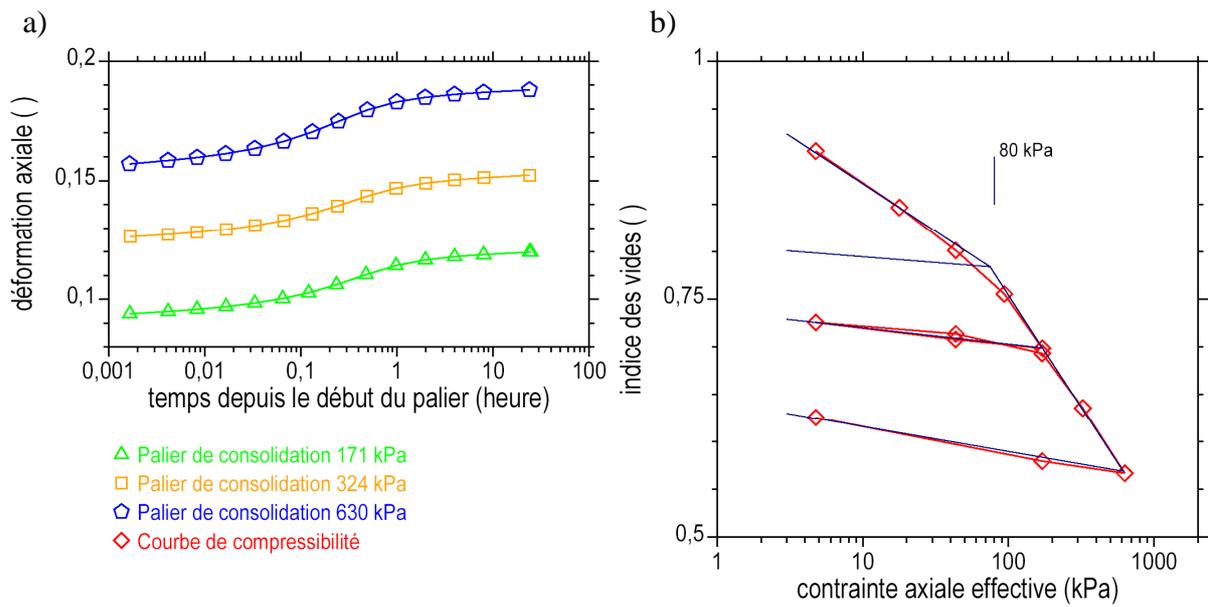


Figure 5-32 : Essai oedométrique. Eprouvette CLB21. Argile gris clair passage sableux.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

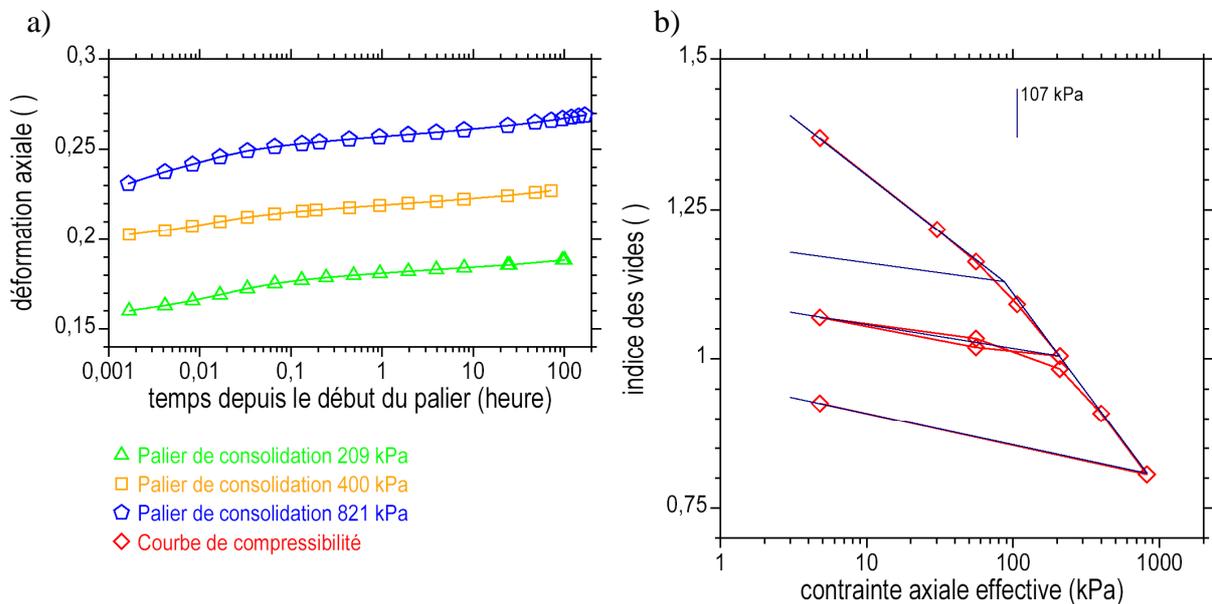


Figure 5-33 : Essai oedométrique. Eprouvette ARL07. Limon argileux gris.
 a) Déformation axiale en fonction du temps ($\lg(t)$, ϵ_a) pendant les paliers de consolidation.
 b) Courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

6. Récapitulation des paramètres de compressibilité.

6.1 – Contraintes effectives dans les sols en place.

La contrainte verticale effective en place à la profondeur du prélèvement σ'_{v0} est estimée d'après les données disponibles au stade de la réalisation des sondages pendant les reconnaissances géotechniques préliminaires des sites. La difficulté tient au fait que ces données sont souvent incomplètes, faute de disposer alors des coupes de terrain ou de la totalité des colonnes de sol (carottages non continus). La contrainte σ'_{v0} est estimée avec une certaine marge d'erreur.

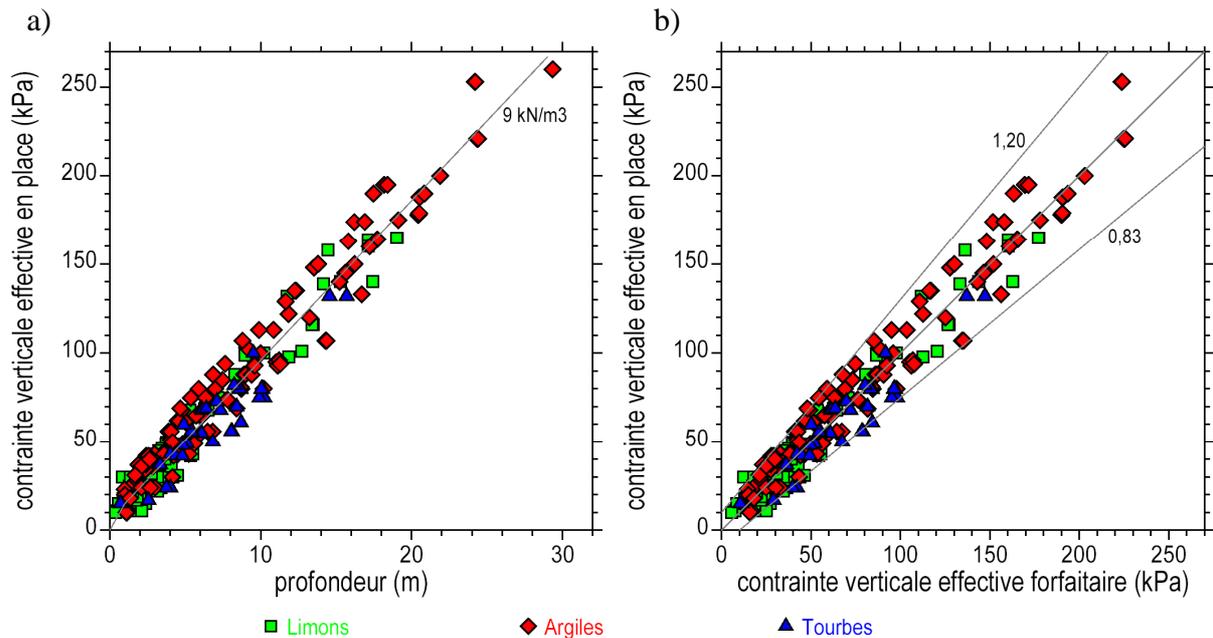


Figure 6-1 : Contraintes verticales effectives en place attribuées à chaque éprouvette en fonction de la nature des sols et en fonction :

- de la profondeur de prélèvement.
- d'une contrainte verticale effective forfaitaire.

Les graphiques de la [figure 6-1a](#) montrent la contrainte effective σ'_{v0} estimées en fonction de la profondeur de prélèvement z pour chacune des deux cent quarante éprouvettes oedométriques testées. Une estimation moyenne de σ'_{v0} , peut être définie par la contrainte verticale effective forfaitaire σ'_{v0f} calculée comme suit :

$$z < 1 \text{ m} \quad \sigma'_{v0f} = 15 z \quad (\text{m et kPa}) \quad (6-1a)$$

$$1 \text{ m} < z \quad \sigma'_{v0f} = 15 + 9 (z - 1) \quad (\text{m et kPa}) \quad (6-1b)$$

Cette estimation forfaitaire est représentée en gris sur le graphique de la [figure 6-1a](#), tandis que la [figure 6-1b](#) montre σ'_{v0} en fonction de σ'_{v0f} et l'encadrement suivant :

$$0,833 \sigma'_{v0f} - 8,33 < \sigma'_{v0} < 1,2 \sigma'_{v0f} + 10 \quad (6-2)$$

Cette valeur forfaitaire σ'_{v0f} peut servir à contrôler le calcul de σ'_{v0} quand les données disponibles sont incertaines. Alors, l'indice des vides en place e_0 est calculé à partir de la courbe de compressibilité mesurée et de la contrainte σ'_{v0} attribuées à l'éprouvette.

6.2 – Vue générale des paramètres de compressibilité.

Les graphiques de la [figure 6-2](#) montrent les indices de compressibilité C_c et les indices de premier déchargement C_{s1} en fonction de l'indice des vides sous 5 kPa et en fonction de la nature des sols, pour l'ensemble des éprouvettes oedométriques testées.

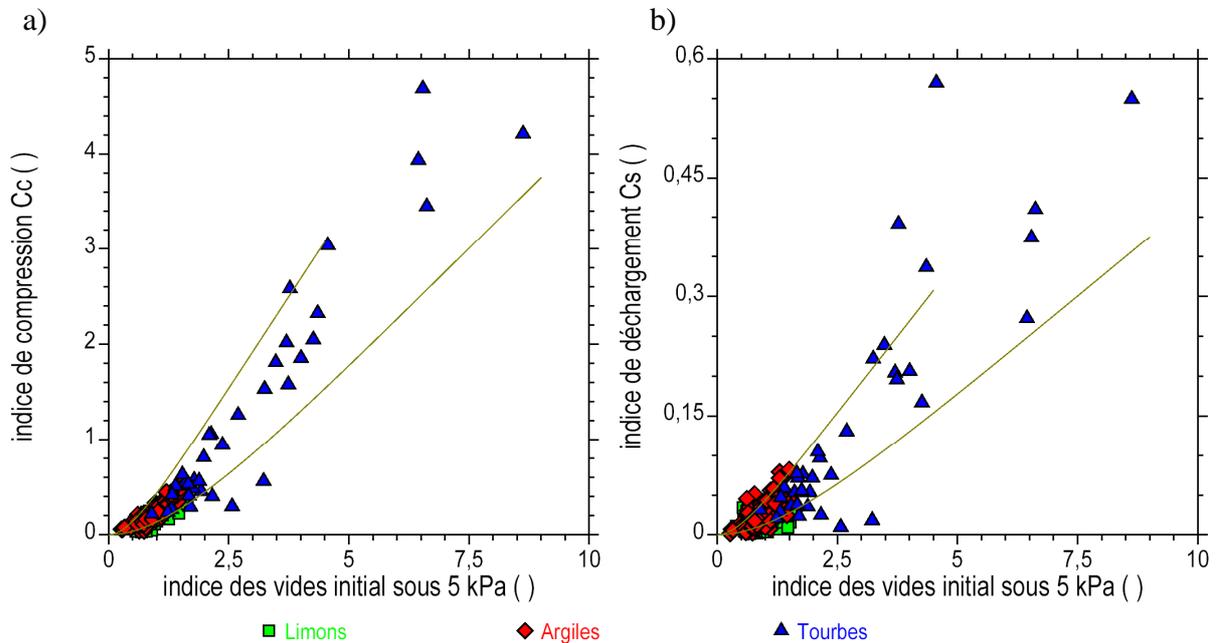


Figure 6-2 : Indice de compressibilité C_c et indice de premier déchargement C_{s1} en fonction de l'indice des vides e_5 sous 5 kPa et en fonction de la nature des sols.

- a) Indice de compression C_c .
b) Indice de déchargement C_s .

Globalement ces pentes C_c et C_{s1} (comme C_{s2}) augmentent avec l'indice des vides e_5 . Les sols les plus lâches sont souvent les plus compressibles. Ils sont aussi les plus "souples" en déchargement, en particulier les tourbes (en bleu sur les graphiques). Les sols sableux et limoneux (en vert) et les sols argileux (en rouge) occupent le bas des graphiques avec des indices des vides $e_5 < 1,5$, des coefficients $C_c < 0,5$ et des coefficients $C_{s1} < 0,08$. Ces derniers sont plus dispersés que les coefficients C_c .

Les échelles des graphiques de la [figure 6-2](#) sont linéaires. Les données font apparaître une tendance globale d'accroissement de C_c et de C_{s1} avec e_5 de forme exponentielle. Cette tendance est soulignée par les encadrements de C_c qui ont pour expression :

$$C_c = \Delta e / \lg(\Delta \sigma'_{acc}) = \{e_k [1 - \exp(-e_5 / e_k)] - e_5\} / \lg(\Delta \sigma'_{acc}) \quad (6-3)$$

avec $e_k = 0,5$ et $\Delta \sigma'_{acc} = 20$ kPa pour la borne supérieure de l'encadrement et $e_k = 1,5$ et $\Delta \sigma'_{acc} = 100$ kPa pour la borne inférieure, [figure 6-2a](#). Sur la [figure 6-2b](#), les encadrements des indices C_{s1} sont proportionnels aux encadrements de C_c et ils sont déduits de ces derniers par une réduction dans un rapport égal à dix ($C_{s1} = C_c / 10$).

Les graphiques de la [figure 6-3](#) montrent les indices C_c et C_s en fonction de la limite de liquidité w_L et en fonction de la teneur en particules de diamètre inférieur à $2 \mu\text{m}$ C_2 . Les deux droites reportées sur la [figure 6-3a](#) rappellent deux relations empiriques souvent évoquées pour relier C_c à w_L . Ces deux relations sont transcrites sur la [figure 6-3b](#) en admettant que $C_s = C_c / 10$.

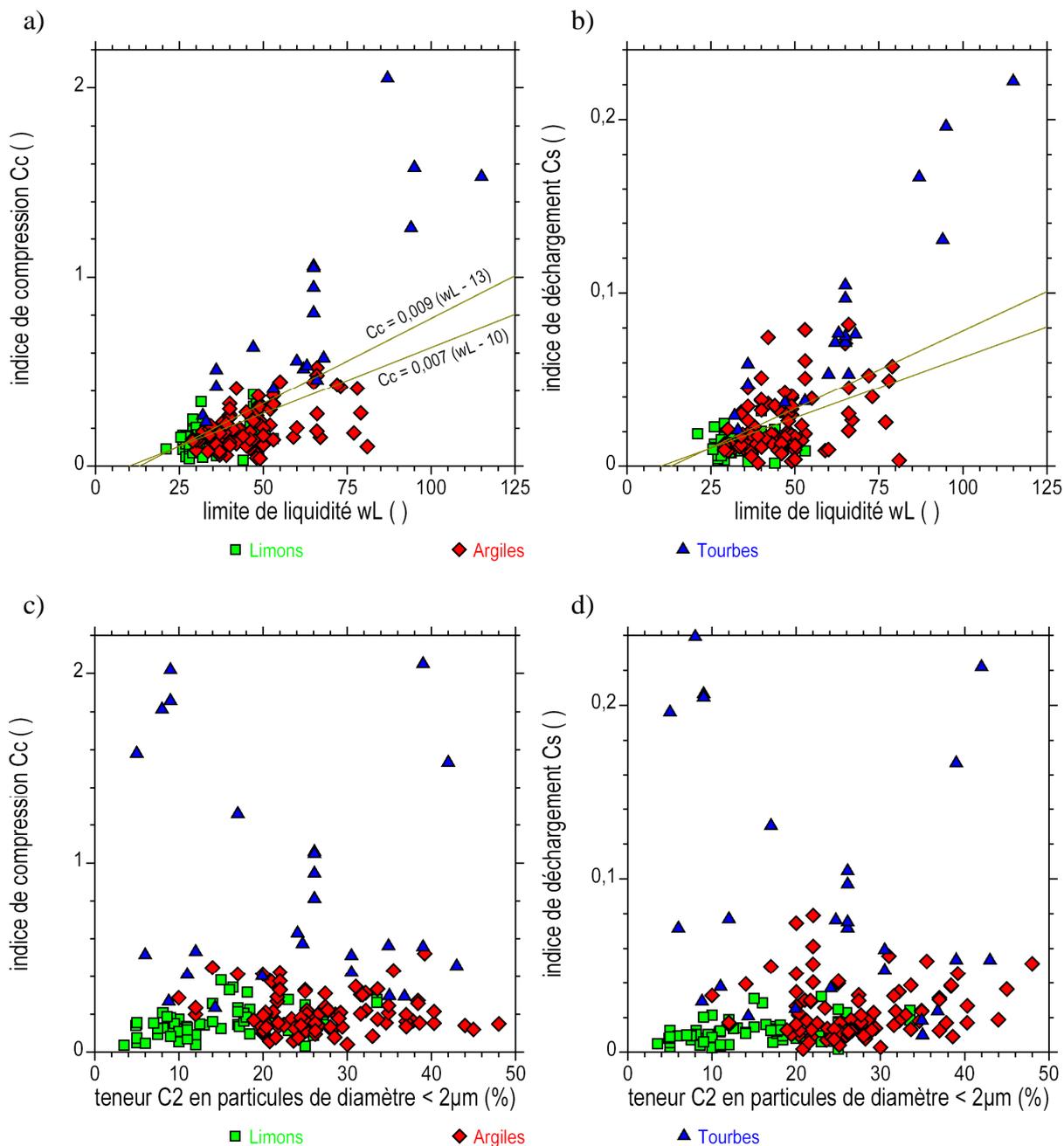


Figure 6-3 : Indice de compressibilité C_c et indice de premier déchargement C_{s1} en fonction des propriétés physiques et en fonction de la nature des sols.

- Indice de compression C_c en fonction de la limite de liquidité w_L .
- Indice de déchargement C_s en fonction de la limite de liquidité w_L .
- Indice de compression C_c en fonction de la teneur en particules C_2 .
- Indice de déchargement C_s en fonction de la teneur en particules C_2 .

6.3 – Variation des paramètres de compressibilité avec l'indice des vides e_5 .

Les graphiques des figures 6-4 à 6-7 montrent les paramètres C_{sr}/C_{sd} , $C_{sr} - C_{sd}$, $\Delta e/e_0$ et $(o_{sr} - e_0)/e_0$ en fonction des indices des vides e_5 mesurés sous 5 kPa au début des chargements oedométriques (sous le poids du piston).

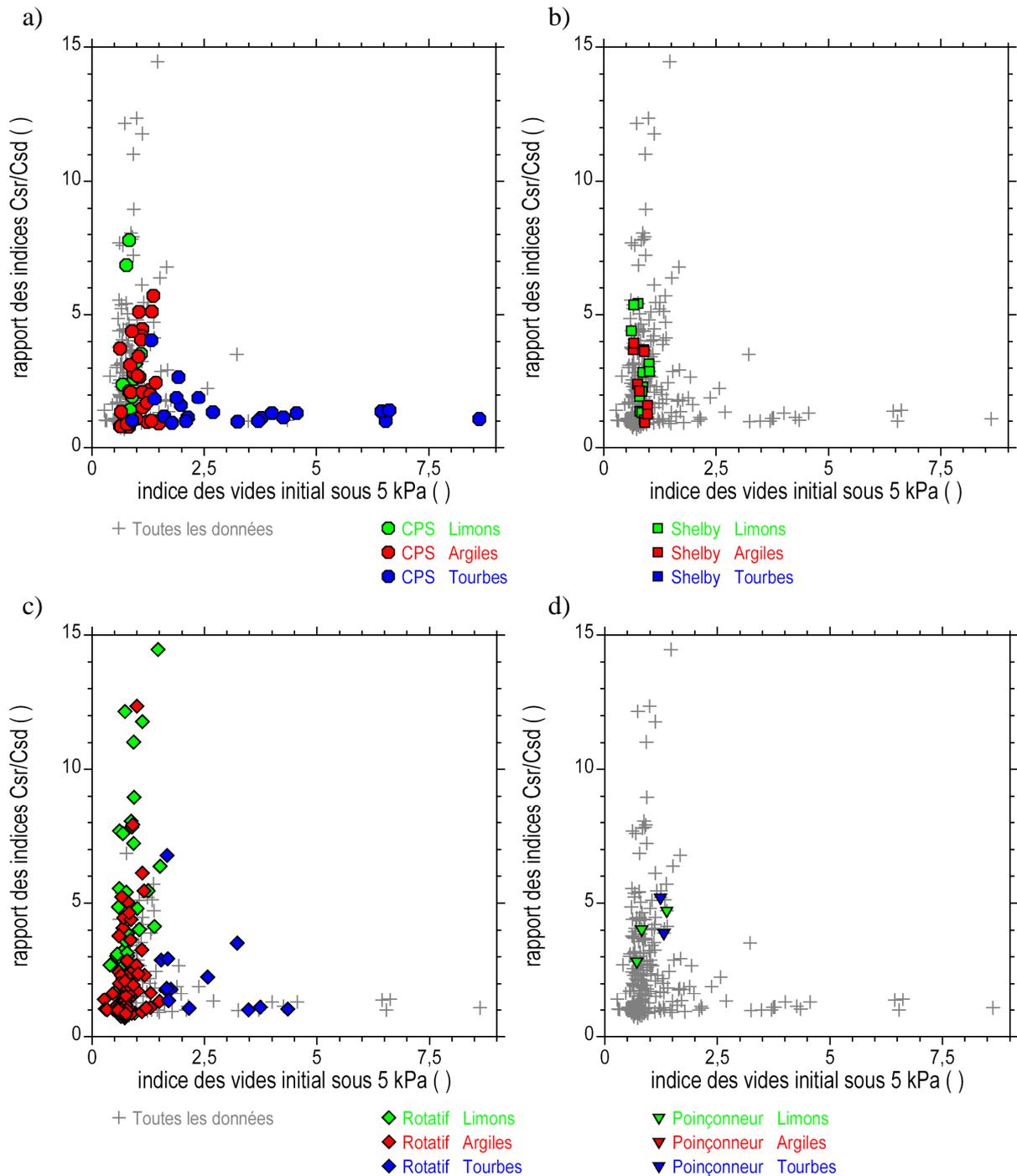


Figure 6-4 : Variation du rapport des indices C_{sr}/C_{sd} en fonction de l'indice des vides initial sous 5 kPa, de la nature des sols et du type de carottier.

- Carottier à piston stationnaire CPS.
- Carottier foncé Shelby.
- Carottier rotatif.
- Carottier poinçonneur.

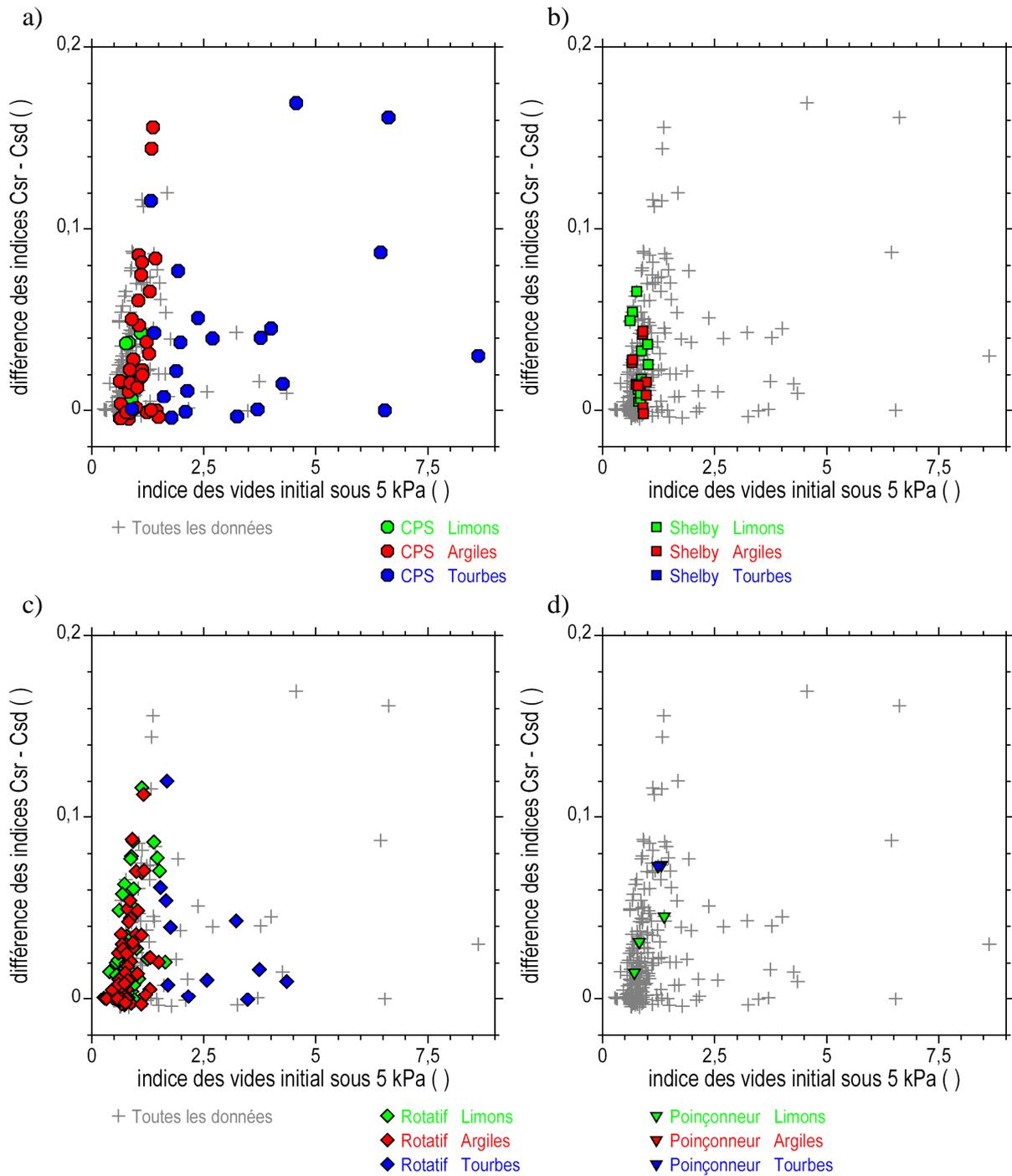


Figure 6-5 : Variation de la différence des indices $C_{sr} - C_{sd}$ en fonction de l'indice des vides initial sous 5 kPa, de la nature des sols et du type de carottier.

- Carottier à piston stationnaire CPS.
- Carottier foncé Shelby.
- Carottier rotatif.
- Carottier poinçonneur.

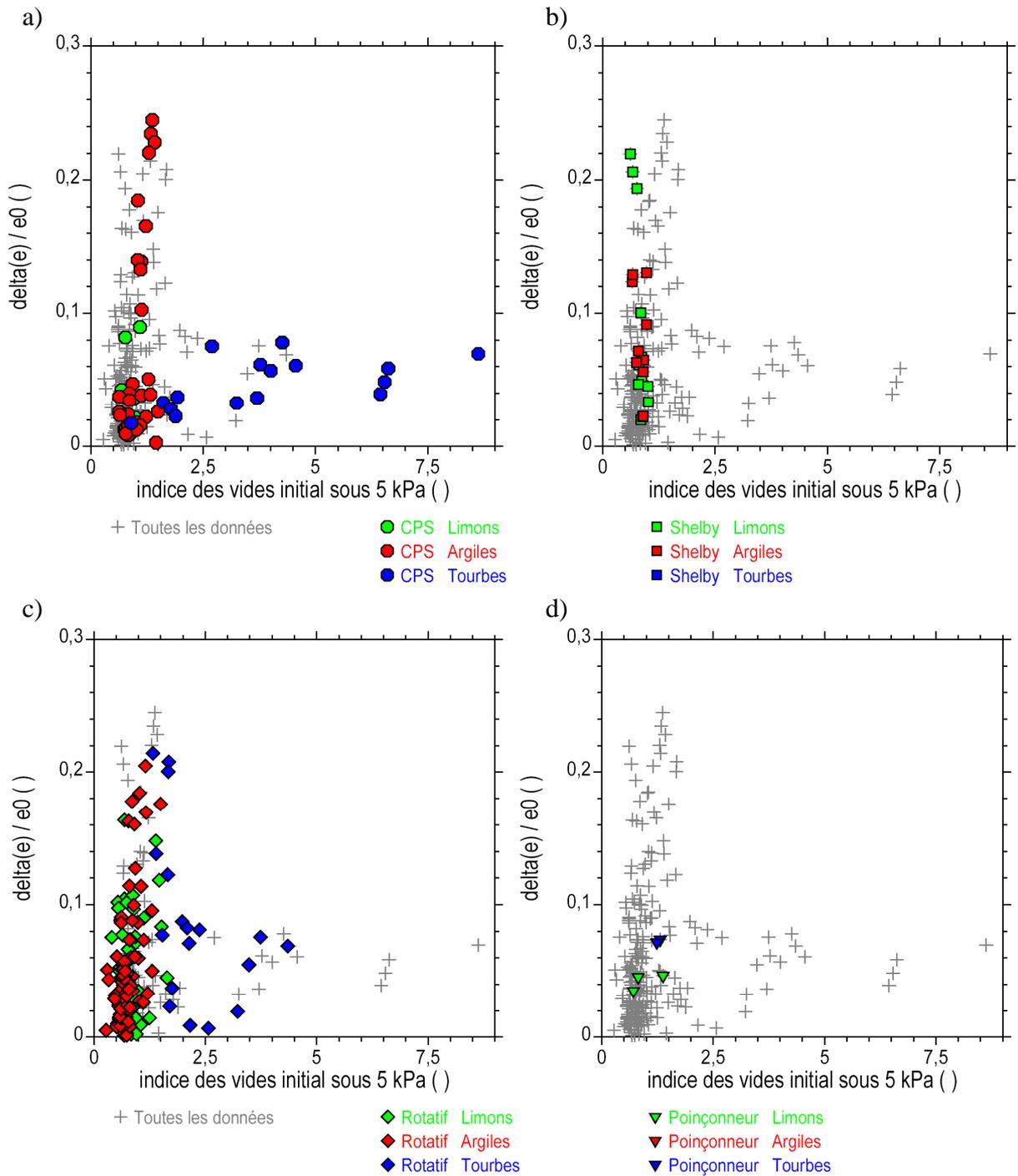


Figure 6-6 : Variation de l'indice de remaniement $\Delta e_0/e_0$ en fonction de l'indice des vides initial sous 5 kPa, de la nature des sols et du type de carottier.

- Carottier à piston stationnaire CPS.
- Carottier foncé Shelby.
- Carottier rotatif.
- Carottier poinçonneur.

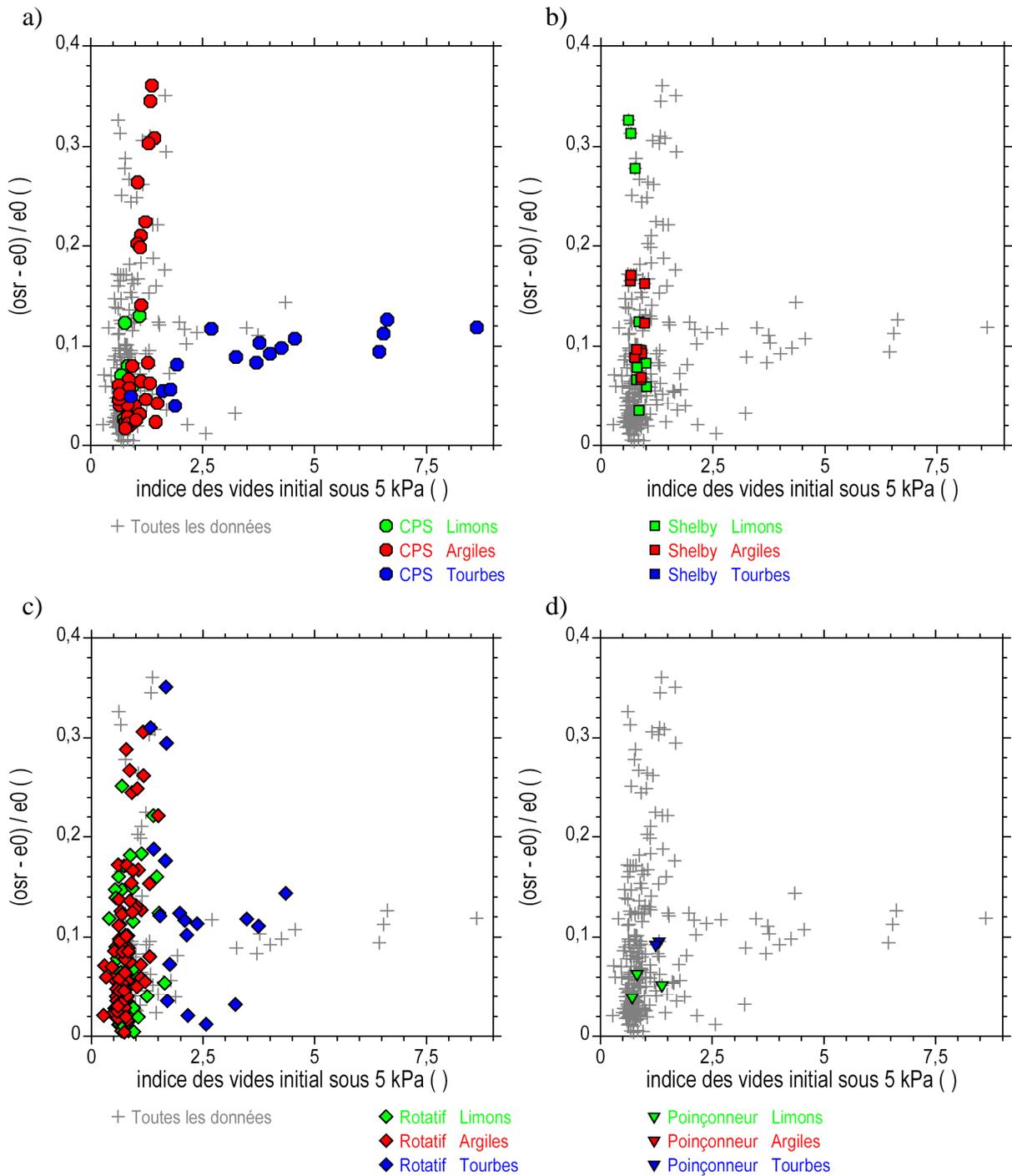


Figure 6-7 : Variation de l'indice $(o_{sr} - e_0)/e_0$ en fonction de l'indice des vides initial sous 5 kPa, de la nature des sols et du type de carottier.

- Carottier à piston stationnaire CPS.
- Carottier foncé Shelby.
- Carottier rotatif.
- Carottier poinçonneur.

Sur les graphiques des figures 6-4 à 6-7, les données sont triées en fonction de la nature des sols et du type de carottier utilisé. Ces graphiques ont pour intérêt de montrer toutes les données. Comme indiqué dans le tableau 2-4, une majorité de sols possède des indices des vides compris entre 0,7 et 1,1 (45 % des éprouvettes). Seuls les sols classés dans la famille des tourbes possèdent des indices des vides $e_5 > 1,5$. Les distributions des compacités des sols dans les familles 1 (sables limons) et 2 (argiles) sont largement imbriquées.

La répartition des types de carottiers en quatre classes n'est pas homogène (tableau 2-2). Une majorité des prélèvements a été réalisée en rotation (dans 62 % des cas). Les tourbes ont été prélevées exclusivement au carottier à piston stationnaire (CPS) ou en rotation. La partition des données en douze classes, par nature de sols et par type de carottiers, n'est pas homogène. Néanmoins, il n'apparaît pas de tendance particulière d'organisation des paramètres de compressibilité dans ces différentes classes.

6.4 – Variations des paramètres de compressibilité en fonction de différents facteurs.

Profondeur de prélèvement des sols.

Les graphiques de la figure 6-8 montrent les paramètres C_{sr}/C_{sd} , $C_{sr} - C_{sd}$, $\Delta e/e_0$ et $(o_{sr} - e_0)/e_0$ en fonction de la profondeur de prélèvement z des échantillons carottés dans lesquels ont été découpées les éprouvettes oedométriques. Les points sont classés en fonction de la nature des sols. Sauf quelques points, C_{sr}/C_{sd} semble diminuer avec z . Il s'agit d'un artéfact lié à l'échantillonnage, car seuls 26 % des prélèvements sont effectués en dessous de 10 m de profondeur (tableau 2-3). Et, en effet, de nombreux limons prélevés au-dessus de 10 m présentent les plus fortes valeurs du rapport C_{sr}/C_{sd} ($C_{sr}/C_{sd} > 7$, carrés verts). La distribution des différences $C_{sr} - C_{sd}$ paraît plus homogène et dispersée.

A l'inverse, les indices $\Delta e/e_0$ et $(o_{sr} - e_0)/e_0$ augmentent avec la profondeur, comme leur dispersion, qui est significativement étendue. Les valeurs minimales des critères appartiennent plutôt à des argiles, qui paraissent ainsi moins remaniées que les sols limoneux et sableux ou d'autres argiles, en moyenne. Sauf en un point, ces valeurs minimales croissent avec la profondeur, ce qui signifie que la profondeur agit en défaveur de la qualité des prélèvements, quel que soient le type de sol et le mode de carottage.

Diamètre de carottage.

Les graphiques de la figure 6-9 montrent les paramètres C_{sr}/C_{sd} , $C_{sr} - C_{sd}$, $\Delta e/e_0$ et $(o_{sr} - e_0)/e_0$ en fonction du diamètre des échantillons carottés. Une vague tendance de décroissance des paramètres C_{sr}/C_{sd} , $C_{sr} - C_{sd}$ avec l'augmentation du diamètre apparaît. Cette tendance s'avère encore plus floue pour les paramètres $\Delta e/e_0$ et $(o_{sr} - e_0)/e_0$.

Propriétés physiques des sols.

Les graphiques suivants montrent les paramètres C_{sr}/C_{sd} , $C_{sr} - C_{sd}$, $\Delta e/e_0$ et $(o_{sr} - e_0)/e_0$ en fonction des propriétés physiques des sols. Sur la figure 6-10, les paramètres sont reportés en fonction de la teneur en particules de diamètres inférieurs à $2 \mu\text{m}$ C_2 . Ces mesures ont été obtenues par diffraction laser pour la plupart.

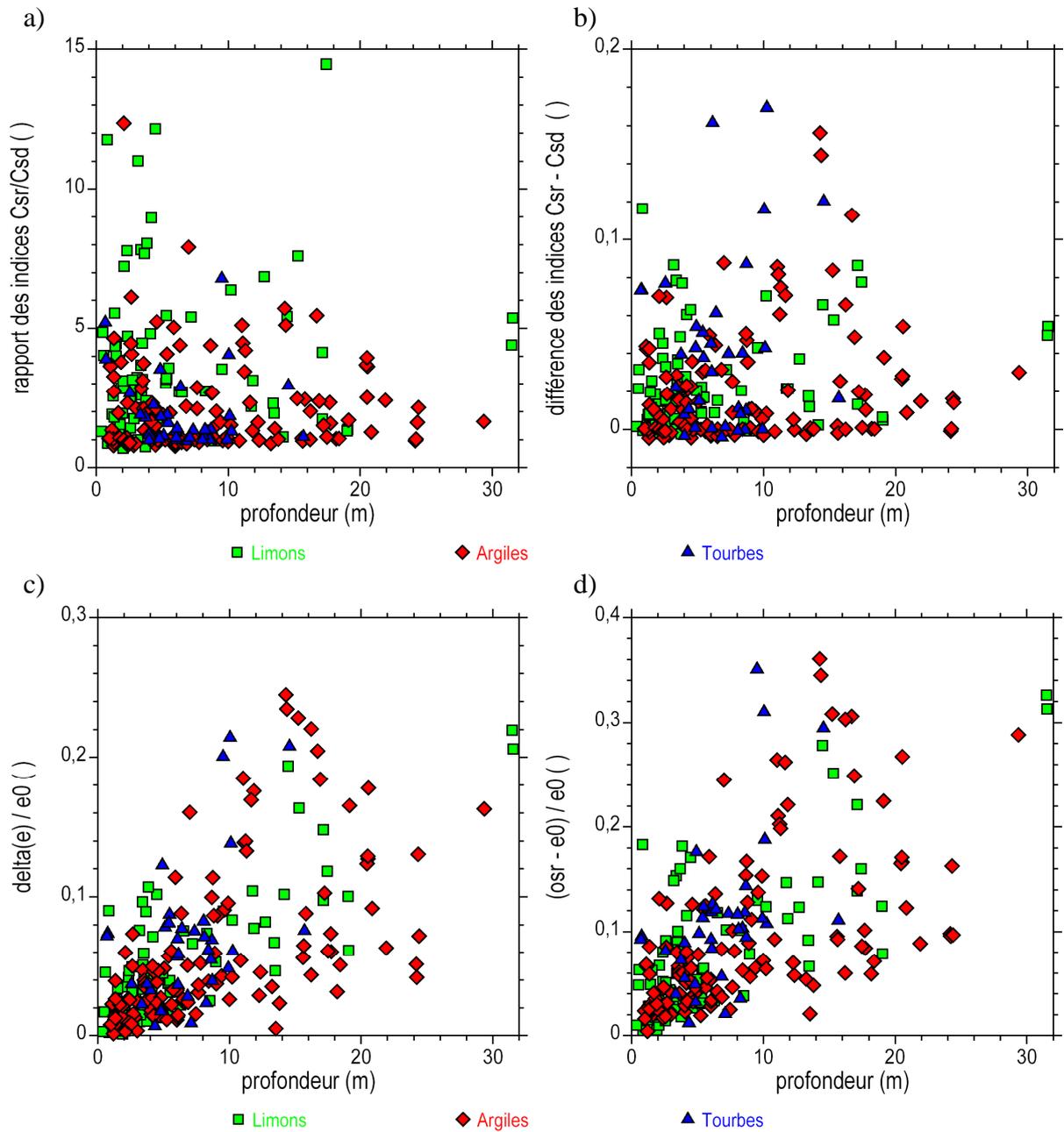


Figure 6-8 : Variation des différents paramètres en fonction de la profondeur de prélèvement et de la nature de sols.

- a) Rapport des indices C_{sr}/C_{sd} .
- b) Différence des indices $C_{sr} - C_{sd}$.
- c) Indice de remaniement $\Delta e/e_0$.
- d) Indice $(o_{sr} - e_0)/e_0$.

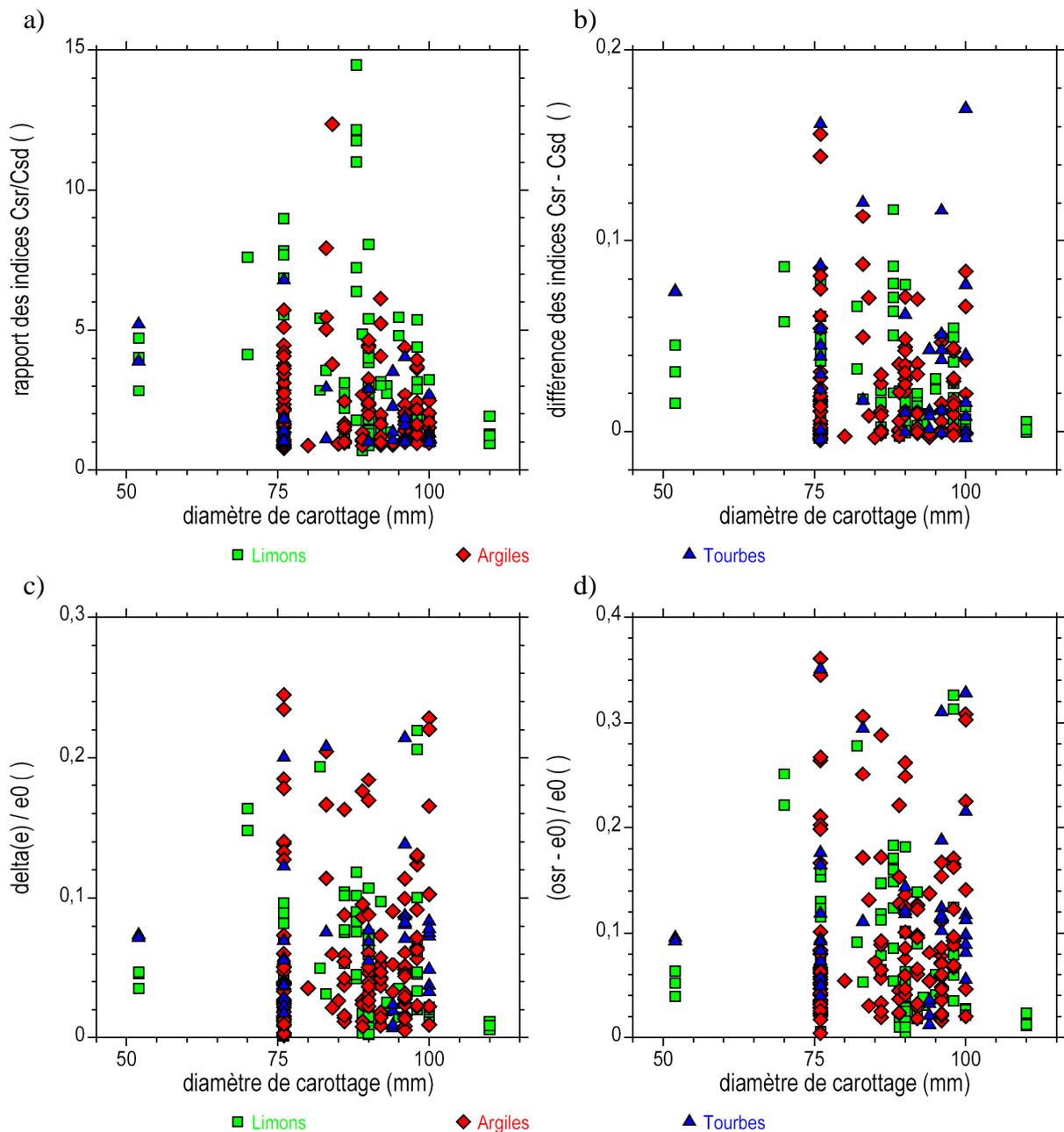


Figure 6-9 : Variation des différents paramètres en fonction du diamètre de carottage et de la nature de sols.

- a) Rapport des indices C_{sr}/C_{sd} .
- b) Différence des indices $C_{sr} - C_{sd}$.
- c) Indice de remaniement $\Delta e/e_0$.
- d) Indice $(o_{sr} - e_0)/e_0$.

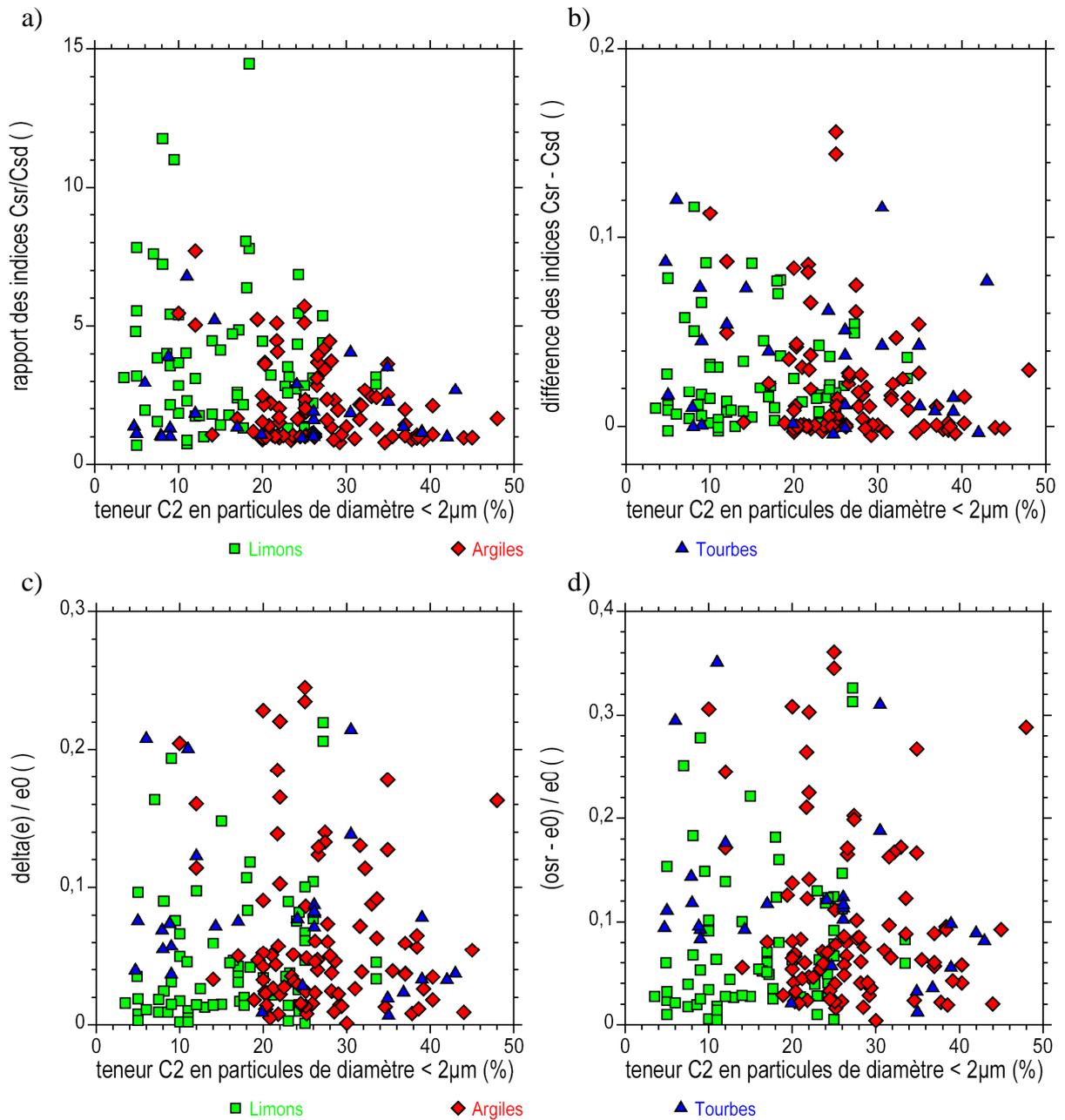


Figure 6-10 : Variation des différents paramètres en fonction de la teneur en particules de diamètre inférieur à 2 μm et de la nature de sols.

- a) Rapport des indices C_{sr}/C_{sd} .
- b) Différence des indices $C_{sr} - C_{sd}$.
- c) Indice de remaniement $\Delta e/e_0$.
- d) Indice $(o_{sr} - e_0)/e_0$.

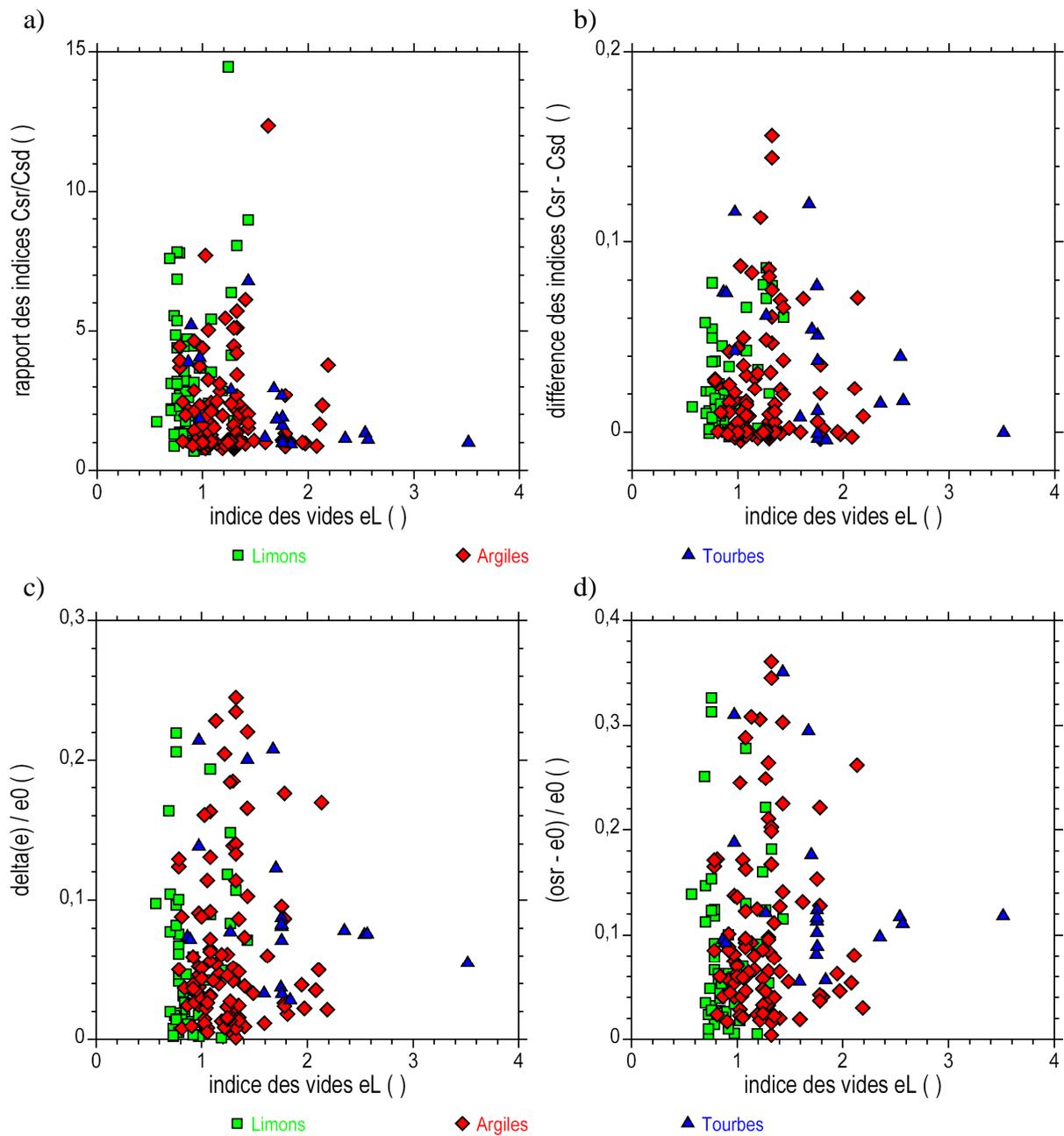


Figure 6-11 : Variation des différents paramètres en fonction de l'indice des vides e_L (associé à la limite de liquidité w_L) et de la nature de sols.

- a) Rapport des indices C_{sr}/C_{sd} .
- b) Différence des indices $C_{sr} - C_{sd}$.
- c) Indice de remaniement $\Delta e/e_0$.
- d) Indice $(o_{sr} - e_0)/e_0$.

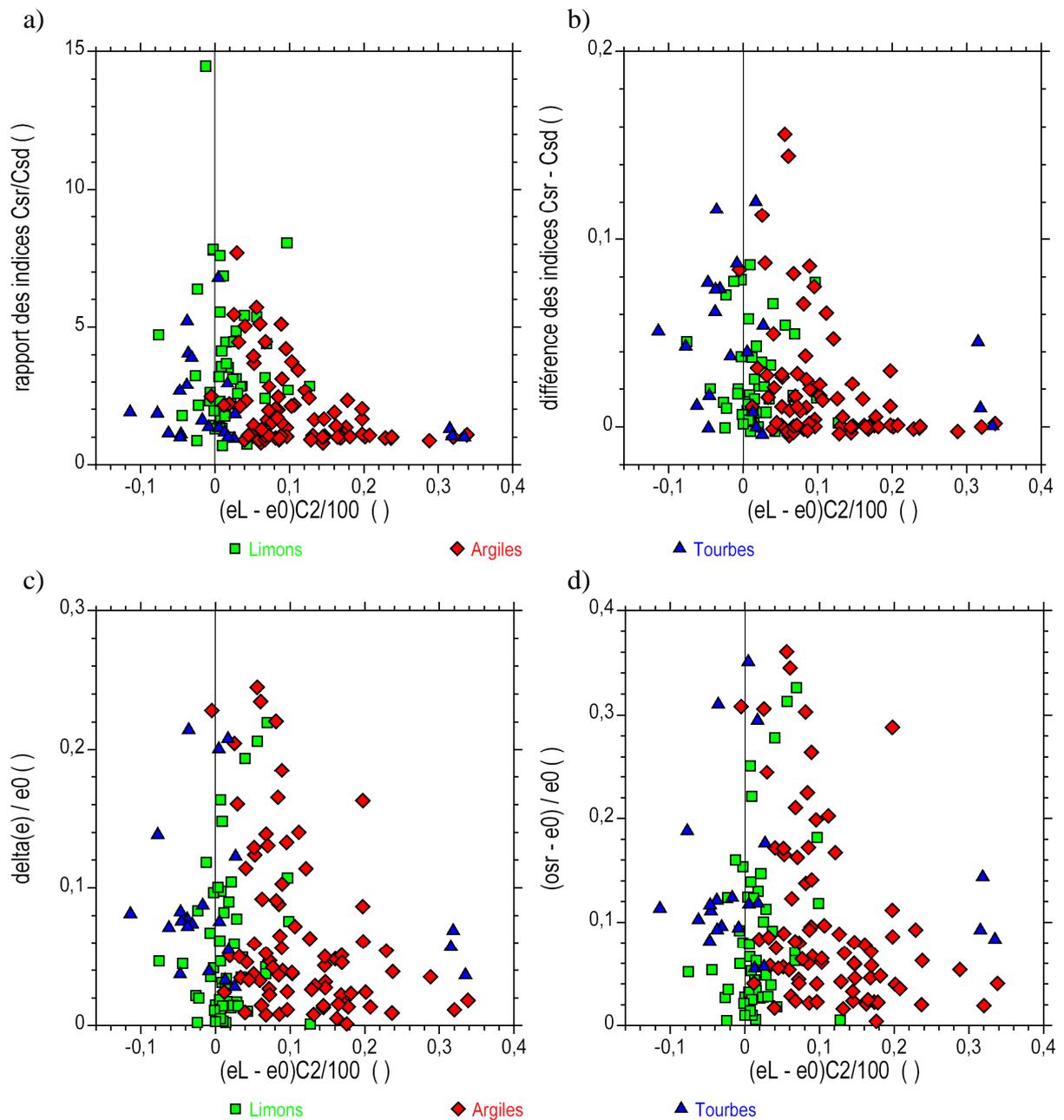


Figure 6-12 : Variation des différents paramètres en fonction du produit $(e_L - e_0) C_2/100$ et de la nature de sols.

- a) Rapport des indices C_{sr}/C_{sd} .
- b) Différence des indices $C_{sr} - C_{sd}$.
- c) Indice de remaniement $\Delta e/e_0$.
- d) Indice $(o_{sr} - e_0)/e_0$.

Comme attendu, les points des familles 1 (sables et limons) et 2 (argiles) se rangent dans cet ordre en fonction de C_2 . Néanmoins, l'intersection entre ces deux groupes de points montre bien l'écart qui s'instaure entre la description visuelle des sols et les mesures de leurs propriétés physiques. S'ajoute un effet d'échantillonnage et de variabilité, les mesures des propriétés physiques ne portant pas strictement sur le sol constitutif des éprouvettes oedométriques.

Sur la [figure 6-10](#), les teneurs C_2 rattachées à la famille des tourbes appartiennent à toute la plage des mesures. Cela tient à l'hétérogénéité de cette famille de terrains, qui, avec des tourbes plus ou moins amorphes, contient des argiles à forte teneur en matière organique, des vases plus ou moins limoneuses et sableuses ou des tourbes sableuses. De plus, l'hétérogénéité de chacun des échantillons prélevés dans ces terrains accentue la dispersion. La [figure 6-10a](#) montre une nette décroissance du rapport C_{sr}/C_{sd} avec C_2 en moyenne. La dispersion est plus faible dans les argiles que dans les sables et les limons. Une tendance semblable apparaît avec la différence $C_{sc} - C_{sd}$. Par contre les critères $\Delta e/e_0$ et $(o_{sr} - e_0)/e_0$ semblent indépendants de C_2 .

Les paramètres de compressibilité sont reportés en fonction de e_L sur la [figure 6-11](#), e_L étant l'indice des vides du sol saturé à sa limite de liquidité. Une vague tendance de décroissance de C_{sc}/C_{sd} et de $C_{sc} - C_{sd}$ semble se dessiner. Mais ce n'est pas le cas de $\Delta e/e_0$ et $(o_{sr} - e_0)/e_0$.

Un indicateur pratique.

Enfin, les paramètres sont reportés en fonction du produit $(e_L - e_0) C_2/100$ sur la [figure 6-12](#) (C_2 en %). Le choix de ce facteur a été établi après l'examen de plusieurs combinaisons des mesures des propriétés physiques des sols, qui se sont avérées moins discriminantes (argilosité, activité, consistance, etc.). Il apparaît alors une tendance de décroissance des paramètres avec cet indicateur, en moyenne. Ainsi, les sols argileux fermes ou les tourbes, qui contiennent une forte teneur en particules argileuses et dont l'état naturel est éloigné de la limite de liquidité, possèdent des caractéristiques peu dispersées et semblent peu remaniés. Au contraire, les sols sableux contenant peu de particules fines et qui ont été prélevés dans un état presque liquide, montrent une grande variété de leur paramètres de compressibilité (sables limoneux, vases sableuses). Ils peuvent s'avérer peu remaniés ou, au contraire, s'avérer fortement remaniés. Ces terrains sont en effet les plus difficiles à prélever et à caractériser au laboratoire dans leur état naturel.

Tableau 6-1 : Répartition des éprouvettes en classes d'indicateur et de nature de sols.

i	classes d'indicateur	nombre d'éprouvettes			
		limons	argiles	tourbes	total
1	$(e_L - e_0) C_2/100 < -0,04$	2	0	8	10
2	$-0,04 \leq (e_L - e_0) C_2/100 < 0,04$	40	8	13	61
3	$0,04 \leq (e_L - e_0) C_2/100 < 0,10$	7	34	0	41
4	$0,10 \leq (e_L - e_0) C_2/100$	1	37	3	41

Tous les essais ne sont pas représentés sur la [figure 6-12](#), faute de disposer des mesures des propriétés physiques des sols constitutifs des éprouvettes dans tous les cas ([tableau 2-5](#)). Les graphiques, où sont reportés les paramètres de compressibilité en fonction de l'indice des vides e_s ou de la profondeur z , où toutes les données apparaissent, confirment les tendances observées ([figures 6-4 à 6-7](#)). Le [tableau 6-1](#) indique le nombre d'éprouvettes par classe d'indicateur et de nature de sols, sur un total de 153 essais. Dans la classe 2 située autour de l'origine, 66 % des sols

sont des sables ou des limons (40/61). Dans les classes 3 et 4 réunies, 87 % des sols sont des argiles (71/82).

Cet indice $(e_L - e_0) C_2/100$ peut servir d'indicateur sur d'éventuelles difficultés de prélèvement des sols pendant l'organisation des campagnes de reconnaissances géotechniques au moyen de sondages carottés. Au laboratoire, il peut servir d'indicateur sur l'attention à porter aux échantillons carottés car, sauf observation avérée de la mauvaise qualité d'un prélèvement, la description visuelle des sols ne permet pas toujours de juger de la sensibilité d'un sol au remaniement.

6.5 – Comparaison entre l'indice de compression et les indices de déchargement.

Les graphiques de la [figure 6-13](#) comparent les indices de compression C_c avec les indices C_s de déchargement-rechargement mesurés sur les courbes de compressibilité oedométriques dans le plan $(\lg(\sigma'_a), e)$. Les paramètres sont classés en fonction de la nature des sols et ils s'organisent ainsi entre eux, avec de fortes interférences aux marges des groupes. Les échelles sont bilogarithmiques.

Tableau 6-2 : Relations entre l'indice de compression et les indices de déchargement.

i	indice de déchargement-rechargement	tendance
1	Indice de rechargement au premier cycle C_{sr}	$2 C_{sr} < C_c < 20 C_{sr}$
2	Indice de déchargement au coude C_{sd}	$5 C_{sd} < C_c < 30 C_{sd}$
3	Indice de déchargement au premier cycle C_{s1}	$C_c \approx 10 C_{s1}$
4	Indice de déchargement au second cycle C_{s2}	$C_c \approx 6,67 C_{s2}$

Des droites de pente unité sont inscrites sur les graphiques. Il s'agit d'encadrements ou de tendances moyennes, dont les expressions sont reportées dans le [tableau 6-2](#). Une tendance générale d'accroissement des indices C_c avec les pentes C_s apparaît. La dispersion est grande. Les tourbes se démarquent des sols non organiques. Elles sont plus souples en chargement et en déchargement, contrairement aux sols sableux, qui sont plus raides. La borne $C_c = 2 C_{sr}$ de la [figure 6-13a](#) apparaît sous une forme différente sur la [figure 5-1b](#).

La [figure 6-13](#) et le [tableau 6-2](#) mettent en avant les rapports C_c/C_s moyens suivants :

$$2 < C_c/C_{sr} < 20 \quad (6-4a)$$

$$5 < C_c/C_{sd} < 30 \quad (6-4b)$$

$$C_c/C_{s1} \approx 10 \quad (6-4c)$$

$$C_c/C_{s2} \approx 20/3 \quad (6-4d)$$

et, notamment, le rapport $C_c/C_{s1} \approx 10$ habituellement rencontré entre l'indice C_c et la pente de premier déchargement C_{s1} à partir de $2 \sigma'_{v0}$ ([6-1c](#)).

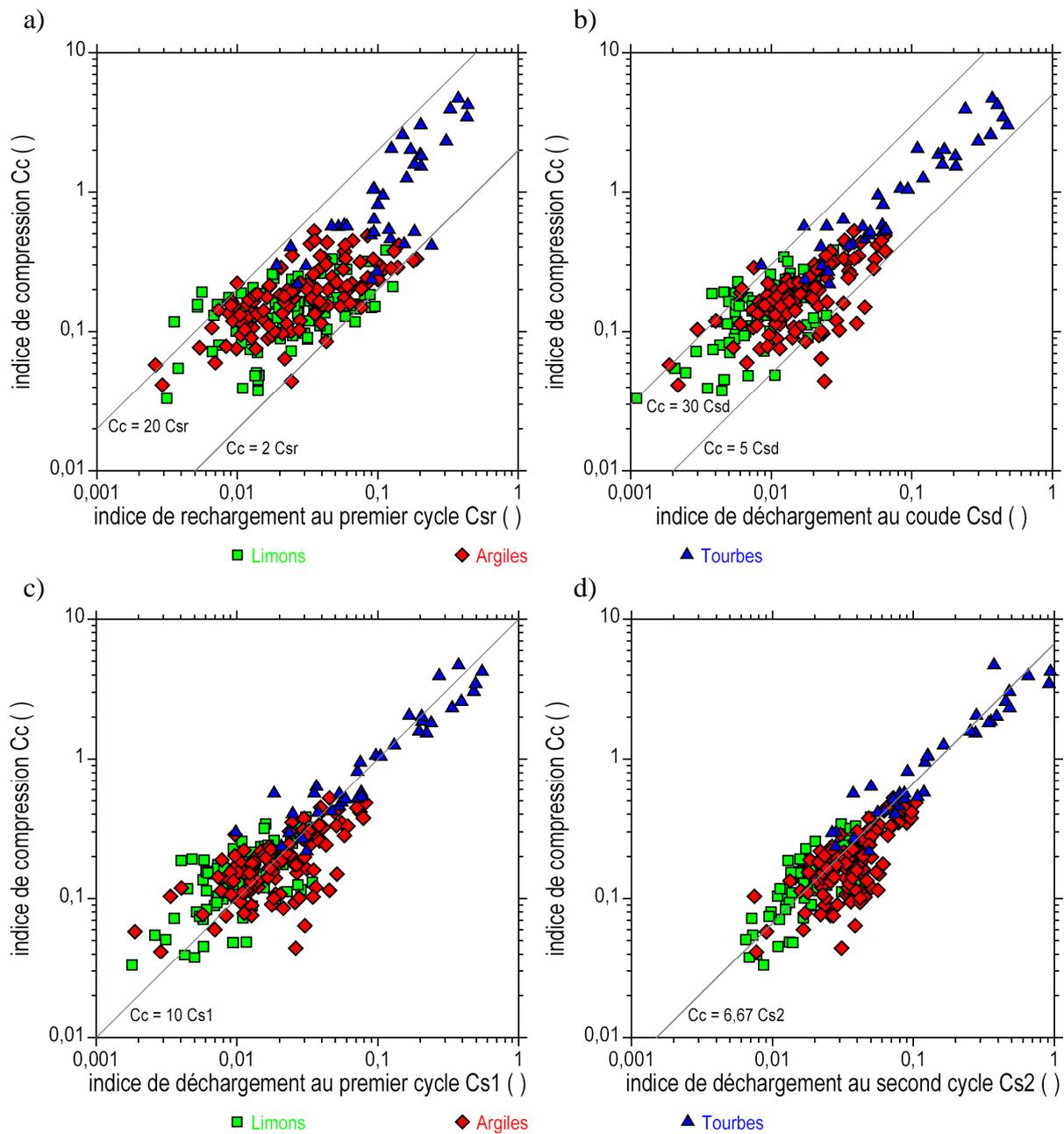


Figure 6-13 : Variation de l'indice de compression C_c en fonction des indices de déchargement-recharge. Echelles bilogarithmiques.

- Indice de rechargement au premier cycle C_{sr} .
- Indice de déchargement au coude C_{sd} .
- Indice de déchargement au premier cycle C_{s1} .
- Indice de déchargement au second cycle C_{s2} .

6.6 – Comparaison avec les contraintes en place.

Les graphiques de la [figure 6-14](#) montrent les indices des vides e_d en fonction des contraintes effectives σ'_{ad} et les contraintes effectives σ'_{ad} en fonction des contraintes effectives en place σ'_{v0} . Sur la [figure 6-14a](#), les tourbes se démarquent nettement des sols non organiques.

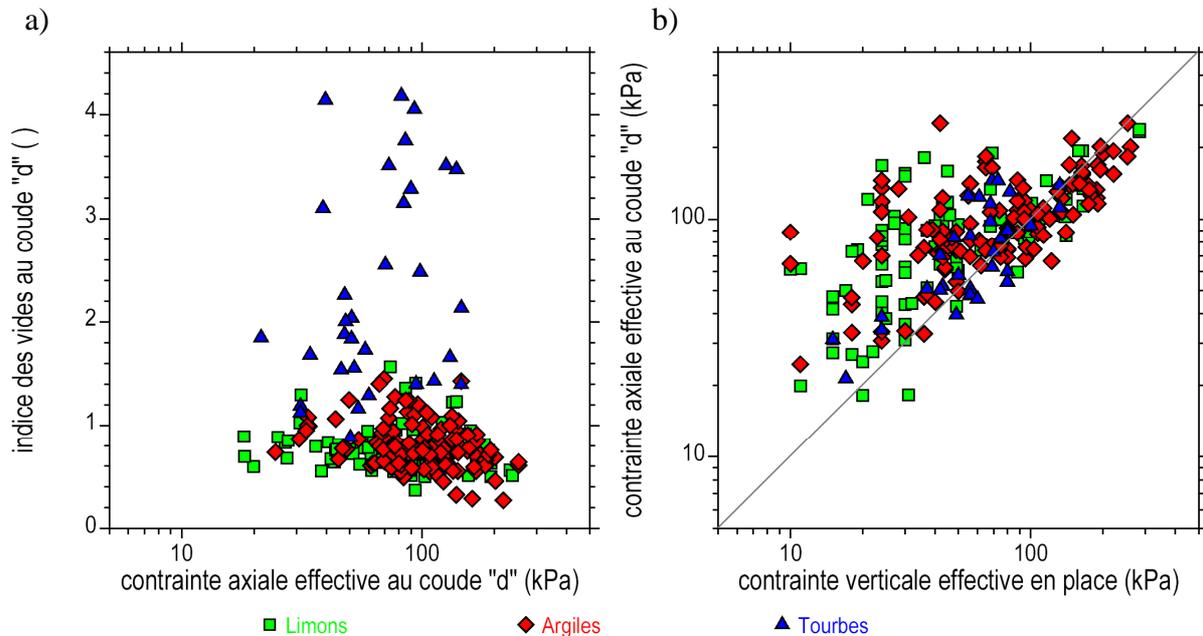


Figure 6-14 : Caractéristique du coude "d". Comparaison aux contraintes en place. en fonction de la nature des sols.

a) Indice des vides e_d en fonction des contraintes effectives σ'_{ad} .

b) Contraintes effectives σ'_{ad} en fonction des contraintes effectives en place σ'_{v0} .

Sur la [figure 6-14b](#), donnant σ'_{ad} en fonction de σ'_{v0} , les points se rangent majoritairement au-dessus de la droite de pente unité indiquée sur le graphique ($\sigma'_{ad} > \sigma'_{v0}$) tant que σ'_{v0} reste inférieure à 50 kPa environ ($\sigma'_{v0} < 50$ kPa, prélèvements superficiels). Au-delà, un nombre croissant de points passe en-dessous de la bissectrice, principalement des argiles ($\sigma'_{ad} < \sigma'_{v0}$). L'abscisse du coude "d" se situe alors en retrait par rapport aux contraintes en place. Cette abscisse ne marque pas le seuil de préconsolidation du sol. Il faut recourir aux méthodes en usage pour déterminer la pression de préconsolidation du sol σ'_p sur la courbe de compressibilité.

6.7 – Variation des indices C_s avec la contrainte axiale effective.

La [figure 4-2](#) a montré un exemple de variation des indices de déchargement C_s avec la contrainte axiale effective maximale atteinte au cours du cycle. La [figure 6-15](#) donne d'autres exemples pour des essais réalisés dans deux sites différents. Ces illustrations montrent la diversité des réponses observées. Globalement, les pentes C_s croissent plus ou moins rapidement avec σ'_a .

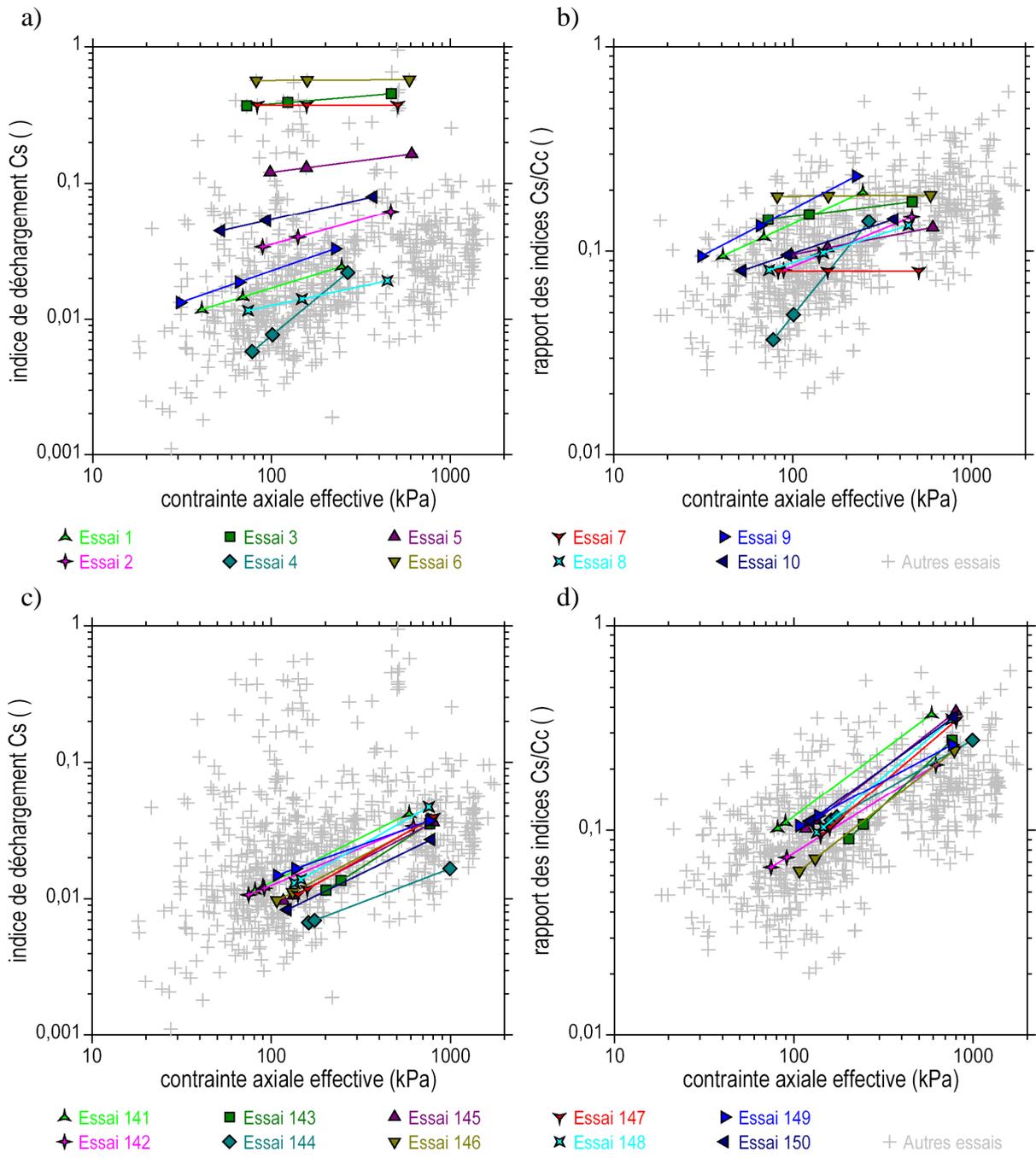


Figure 6-15 : Représentation des pentes C_s en fonction de la contrainte axiale effective σ'_a . Dix essais particuliers (de 1 à 10, puis de 141 à 150) parmi l'ensemble des essais.
 a) Indices C_s .
 b) Rapports des indices C_s/C_c .

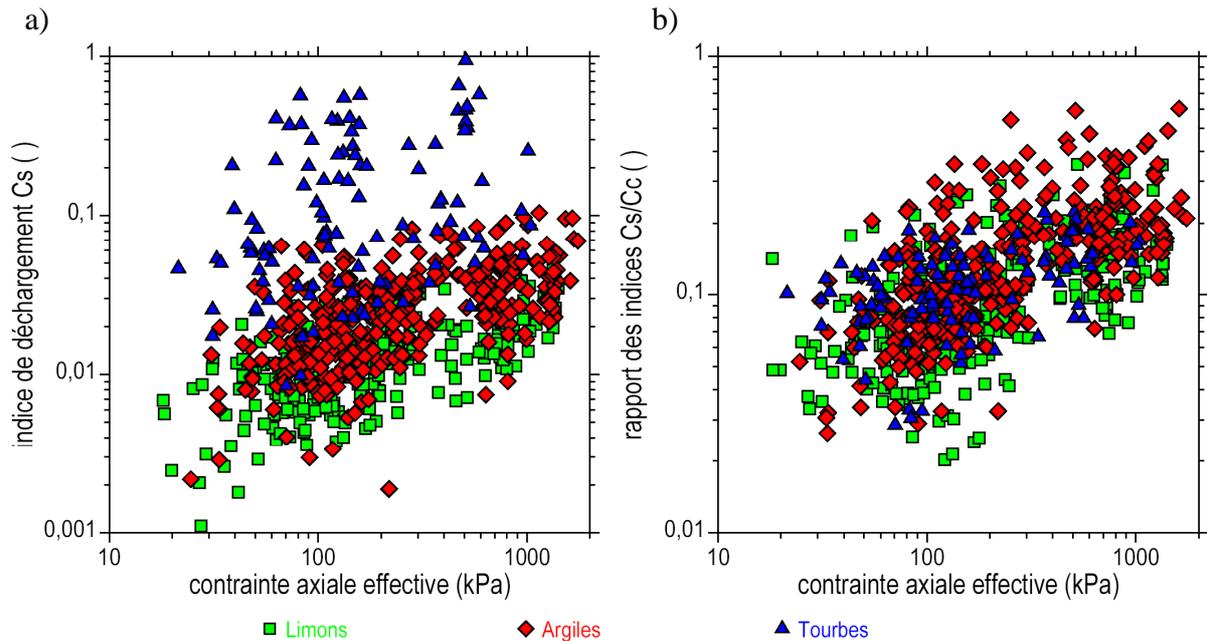


Figure 6-16 : Indices C_s en fonction des contraintes axiales effectives σ'_a et en fonction de la nature des sols.

a) Indices de déchargement C_s .

b) Rapports C_s/C_c .

La [figure 6-16a](#) montre les indices de déchargement C_{sd} , C_{s1} et C_{s2} en fonction des contraintes axiales effectives et en fonction de la nature des sols. La tendance générale est à l'accroissement des indices C_s avec σ'_a , mais chaque éprouvette apporte une réponse individuelle. Les tourbes se distinguent nettement des sols sableux, limoneux et argileux. Un classement s'instaure entre les sols les plus compressibles (famille 3 des tourbes) et les sols les moins compressibles (famille 1, sables et limons), en passant par les argiles (famille 2). Une normalisation s'opère en rapportant les indices C_s à C_c , comme indiqué sur la [figure 6-16b](#). La dispersion reste néanmoins assez large, avec des rapports C_s/C_c compris majoritairement entre 0,03 et 0,33, c'est à dire des rapports C_c/C_s compris entre 3 et 33. En moyenne les rapports C_c/C_s sont égaux à 10 et progressent avec σ'_a .

7. Comparaison aux consolidations isotropes.

7.1 – Essais triaxiaux.

Principe.

Dans la plupart des programmes de reconnaissances géotechniques des sites de construction de remblais sur sols compressibles, les prestations de laboratoire comprennent à la fois des essais oedométriques et des essais triaxiaux. Ces derniers ont pour objectif principal de mesurer la cohésion non drainée des sols ou leur résistance au cisaillement effective. Dans ce cas, les essais triaxiaux standards se déroulent en trois phases successives en commençant par une phase de saturation des éprouvettes de sol, suivie par une phase de consolidation isotrope, puis une phase de cisaillement en compression drainée (essais CD) ou non drainée (essais CU).

Les essais triaxiaux standards sont effectués sur trois éprouvettes. Afin de limiter la dispersion des mesures de la résistance du sol, il est souhaitable de disposer d'un tronçon homogène dans un échantillon carotté qui rendra possible le découpage de ces éprouvettes. En accord avec le programme d'essais prévus et si le carottage le permet, il convient de réserver une part de ce tronçon homogène pour effectuer un essai oedométrique (ou plus, si un essai oedométrique de fluage ou un essai à drainage radial est envisagé aussi). La réalisation des essais d'identification sur les fragments restant de ce tronçon permettent d'aboutir alors à la caractérisation la plus complète du sol. Cette organisation appelle à disposer d'un échantillon carotté homogène de 50 à 60 cm de longueur minimale.

Ainsi, quand un essai triaxial CD ou CU accompagne un ou deux essais oedométriques dans un tronçon homogène de sol, il est intéressant de comparer les courbes de consolidation obtenues pendant les paliers oedométriques à celles enregistrées pendant les paliers de consolidation isotrope. Cela vaut à la fois pour les temps de consolidation et l'amplitude de ces déformations.

Dans cette étude les courbes de compressibilité de trente cinq éprouvettes oedométriques, parmi les deux cent quarante essais analysés, sont comparées aux amplitudes des déformations volumiques mesurées en fin de consolidation isotrope pendant des essais triaxiaux CU conduits conjointement.

Procédure triaxiale.

Les essais triaxiaux CU ont été réalisés en mettant en œuvre les principales recommandations préconisées dans les modes opératoires standards ou les normes publiés à différentes époques : mode opératoire LCPC (LCPC, 1970), normes NP P94-070 et NP P94-074 (AFNOR, 1994), norme NF EN ISO 17892-9 (AFNOR, 2018).

Les trois éprouvettes triaxiales sont découpées manuellement au touret (diamètre 50 mm, élanement deux). Elles sont montées dans les cellules triaxiales sur des plaques poreuses saturées en eau désaérée. Une première phase d'essai vise à garantir la saturation du sol. Des paliers sont appliqués successivement en accroissant simultanément la pression totale de confinement p_T et la contre-pression u_{cp} tandis que la pression isotrope effective $p_e = p_T - u_{cp}$ conserve une valeur constante égale à 20 kPa. Le cycle se poursuit jusqu'à atteindre un coefficient B de Skempton $B > 0,95$. Pour cela, des contre-pressions $u_{cp} = 300, 400$ ou 500 kPa

sont appliquées le plus souvent. Les variations de volume du sol ne sont pas enregistrées pendant cette phase d'essai.

La deuxième phase des essais CU consiste à consolider les trois éprouvettes triaxiales sous des pressions isotropes effectives p_c distribuées approximativement en série géométrique. Il s'agit de la séquence 50, 100 et 200 kPa, ou 100, 200, 400 kPa, ou 100, 300, 700 kPa. Ce choix dépend de la nature du sol (ferme, mou) et du contexte du projet (profondeur de prélèvement, chargement attendu). La gamme des pressions s'accorde généralement avec celle des paliers oedométriques. La particularité de la procédure employée ici réside dans l'enregistrement systématique des variations de volume du sol pendant la consolidation isotrope. La mesure s'effectue à partir du volume d'eau expulsé hors du sol à travers les circuits de drainage. Comme à l'oedomètre, les courbes de consolidation isotrope sont exploitées pour aboutir aux caractéristiques de consolidation du sol.

La troisième phase d'essai triaxial consiste à cisailer le sol en compression et en condition non drainée le plus souvent, jusqu'à la rupture, avec une mesure de la pression interstitielle. La vitesse de cisaillement est choisie en fonction de la nature du sol et des temps de consolidation mesurés pendant la phase précédente.

7.2 – Comparaison des déformations oedométriques et isotropes.

Comparaison des courbes.

Les graphiques des figures 7-1 à 7-24 comparent une trentaine de courbes de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial sur le même sol. Les variations de l'indice des vides e en fonction de la contrainte axiale effective oedométrique σ'_a sont représentées en échelles semi-logarithmiques sur les graphiques de gauche. Les droites de pentes C_c , C_{sr} et C_{sd} issues du coude "d" sont indiquées aussi, comme les droites de déchargement de pentes C_{s1} et C_{s2} . Sur le graphique de droite, la déformation axiale oedométrique ε_a est représentée en fonction de la contrainte axiale effective σ'_a , superposée à la déformation volumique isotrope ε_v représentée en fonction de la pression moyenne effective p_c , en échelles semi-logarithmiques.

Les déformations ε_a et ε_v des deux types d'essais ne s'accordent pas le plus souvent. Avec trois éprouvettes par essai, les données triaxiales sont discrètes et elles sont sensibles à la dispersion induite par l'hétérogénéité des sols. Les essais oedométriques sont souvent représentés en couple (drainage axial et drainage radial). Là aussi, la dispersion se fait sentir alors que ces éprouvettes oedométriques sont découpées à moins de 10 cm l'une de l'autre (figure 7-4 par exemple).

Toutefois, les trois points de consolidation triaxiale forment des ensembles dont la courbure s'accorde souvent avec la courbure des courbes de compressibilité. Dans ce cas, le passage des déformations isotropes ε_v aux déformations oedométriques ε_a se fait pas une simple translation d'axe vertical. Une mesure de l'écart $\Delta\varepsilon_{100} = \varepsilon_a - \varepsilon_v$ entre ces courbes a été pointée sur les graphiques à l'abscisse $\sigma'_a = p_c = 100$ kPa, pour chacune des éprouvettes oedométriques. Ces écarts sont reportés par valeur croissante dans le tableau 7-1. Les courbes oedométriques et isotropes sont représentées dans cet ordre sur les figures 7-1 à 7-24 qui suivent. Le tableau 7-2 rassemble quelques commentaires à propos des différents essais.

Tableau 7-1 : Ecart entre les déformations axiales oedométriques et les déformations volumiques de consolidation isotrope au triaxial.

i	épr		sol	car	z (m)	Cc ()	Csr ()	Csd ()	Csr/Csd ()	Csr-Csd (osr-e0)/e0 ()	écar ()	de/e0 ()		
1	37	ARL79	tourbe	noire	3	8,67	2,324	0,3072	0,2974	1,03	0,0098	0,144	0,000	0,0689
2	38	ARL80	tourbe	noire	3	8,60	1,811	0,2047	0,2050	1,00	-0,0003	0,118	0,000	0,0548
3	67	ORA01	argile	beige à grise	2	3,90	0,135	0,0209	0,0106	1,97	0,0103	0,060	0,000	0,0368
4	107	RON11	argile	vaseuse beige à grise (et coquilles)	3	5,46	0,812	0,1001	0,0624	1,60	0,0377	0,124	0,000	0,0873
5	108	RON12	argile	vaseuse beige à grise (et coquilles)	3	5,40	0,945	0,1087	0,0576	1,89	0,0511	0,113	0,000	0,0811
6	131	ANT04	argile	beige gris marron noire	2	21,90	0,174	0,0254	0,0106	2,41	0,0149	0,088	0,000	0,0632
7	237	FUR15	argile	gris foncé ferme traces MO à tourbeuse	2	5,73	0,447	0,0356	0,0334	1,07	0,0022	0,055	0,000	0,0330
8	41	CAR27	argile	compacte grise	2	1,33	0,209	0,0168	0,0214	0,79	-0,0045	0,028	0,003	0,0146
9	123	ANI26	limon	très argileux gris et lits sableux	1	19,04	0,239	0,0182	0,0133	1,37	0,0049	0,079	0,004	0,0615
10	186	BES08	argile	beige marron	2	2,57	0,107	0,0066	0,0074	0,89	-0,0008	0,018	0,005	0,0085
11	25	ARL19	tourbe	noire avec passages limoneux	3	6,09	2,018	0,1712	0,1707	1,00	0,0005	0,083	0,005	0,0365
12	106	RON07	argile	plastique homogène grise (lentil, sable)	2	8,67	0,220	0,0654	0,0149	4,38	0,0505	0,154	0,006	0,0996
13	121	ANI21	limon	argileux gris	1	13,47	0,237	0,0244	0,0126	1,95	0,0119	0,067	0,010	0,0468
14	75	ARC06	argile	limoneuse à sableuse gris foncé	1	17,13	0,090	0,0316	0,0183	1,73	0,0133	0,139	0,011	0,0973
15	34	ARL55	argile	limoneuse gris beige	2	3,64	0,121	0,0155	0,0116	1,34	0,0039	0,040	0,013	0,0245
16	21	ARL09	limon	argileux sableux gris	1	3,42	0,235	0,0332	0,0128	2,60	0,0204	0,060	0,015	0,0355
17	15	ARL02	argile	compacte gris vert	2	2,85	0,155	0,0117	0,0148	0,79	-0,0031	0,024	0,015	0,0130
18	124	ANI27	limon	très argileux gris et lits sableux	1	19,00	0,249	0,0272	0,0206	1,32	0,0066	0,124	0,016	0,1005
19	105	RON06	argile	plastique homogène grise (lentil, sable)	2	8,73	0,314	0,0751	0,0280	2,68	0,0470	0,167	0,016	0,1137
20	130	ANT03	argile	beige gris marron noire	2	20,84	0,333	0,0416	0,0328	1,27	0,0088	0,123	0,017	0,0917
21	240	AUG02	limon	argileux gris noirâtre	1	17,13	0,382	0,1139	0,0276	4,13	0,0863	0,221	0,017	0,1479
22	168	SAR05	argile	gris clair molle (passée de sable)	1	12,72	0,104	0,0436	0,0064	6,85	0,0372	0,123	0,018	0,0820
23	122	ANI22	limon	argileux gris	1	13,41	0,213	0,0310	0,0135	2,30	0,0175	0,092	0,020	0,0671
24	33	ARL54	argile	limoneuse gris beige	2	3,59	0,113	0,0225	0,0060	3,74	0,0165	0,061	0,023	0,0376
25	134	ANT21	argile	grise	1	31,54	0,158	0,0669	0,0125	5,36	0,0544	0,313	0,025	0,2062
26	135	ANT22	argile	grise	1	31,48	0,147	0,0642	0,0146	4,39	0,0496	0,326	0,025	0,2196
27	234	FUR04	limon	sablo-graveleux marron foncé	1	3,67	0,153	0,0562	0,0073	7,68	0,0489	0,160	0,028	0,0893
28	14	ARL01	argile	à sable fin gris vert	1	2,35	0,096	0,0432	0,0056	7,78	0,0377	0,080	0,037	0,0416
29	235	FUR05	argile	gris foncé ferme traces MO	2	4,16	0,413	0,0585	0,0355	1,65	0,0230	0,081	0,038	0,0500
30	196	FRE06	argile	noire organique	2	16,22	0,375	0,1304	0,0647	2,01	0,0657	0,303	0,041	0,2204
31	71	CLB09	argile	grise ferme homogène	2	16,70	0,287	0,1382	0,0253	5,45	0,1129	0,306	0,042	0,2046
32	206	LEO02	limon	argileux gris	1	3,84	0,184	0,0880	0,0109	8,05	0,0771	0,182	0,042	0,1071
33	24	ARL18	tourbe	noire avec passages limoneux	3	6,03	1,856	0,2001	0,1547	1,29	0,0454	0,092	0,056	0,0570
34	238	FUR20	vase	argileuse gris foncé coquillée	3	9,52	0,410	0,2417	0,0357	6,77	0,2061	0,351	0,086	0,2005
35	174	PSH07	sable	fin limoneux gris gris-beige	1	0,83	0,209	0,1274	0,0108	11,78	0,1165	0,183	0,108	0,0901

sol famille de sol : 1 sables et limons, 2 argiles, 3 vases et tourbes

car type de carottier : 1 piston stationnaire (CPS), 2 foncé Shelby, 3 rotatif, 4 poinçonneur

ecar écart $\Delta \epsilon_{100}$ entre les déformations

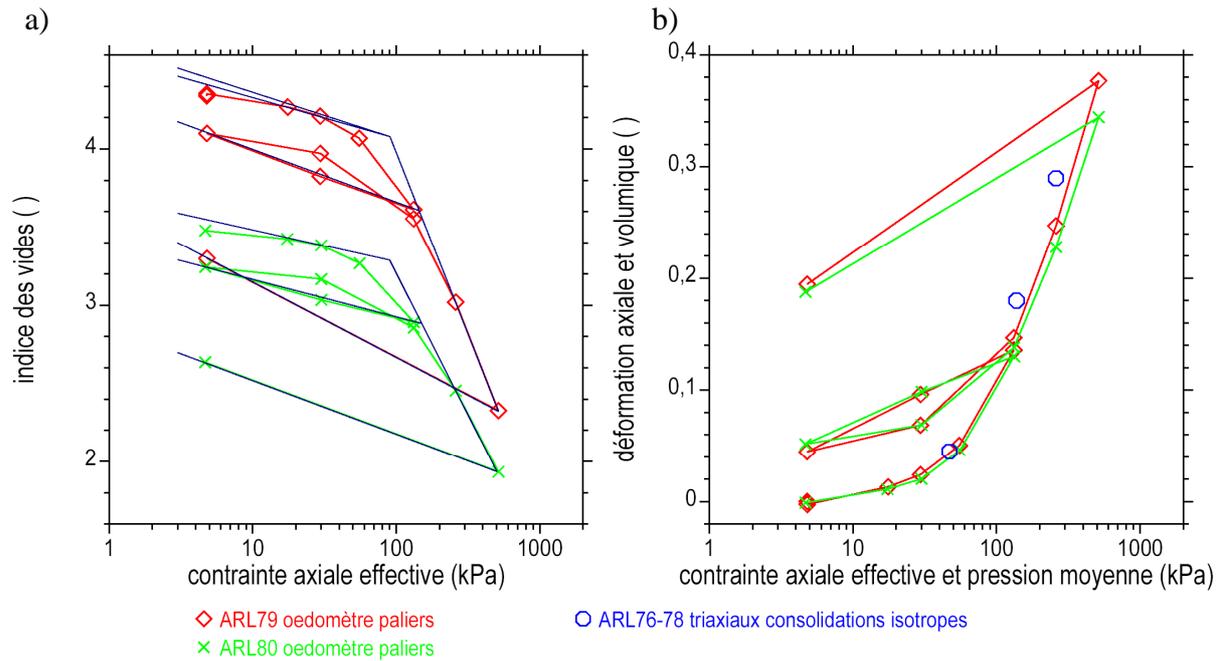


Figure 7-1 : Comparaison de deux courbes oedométriques avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

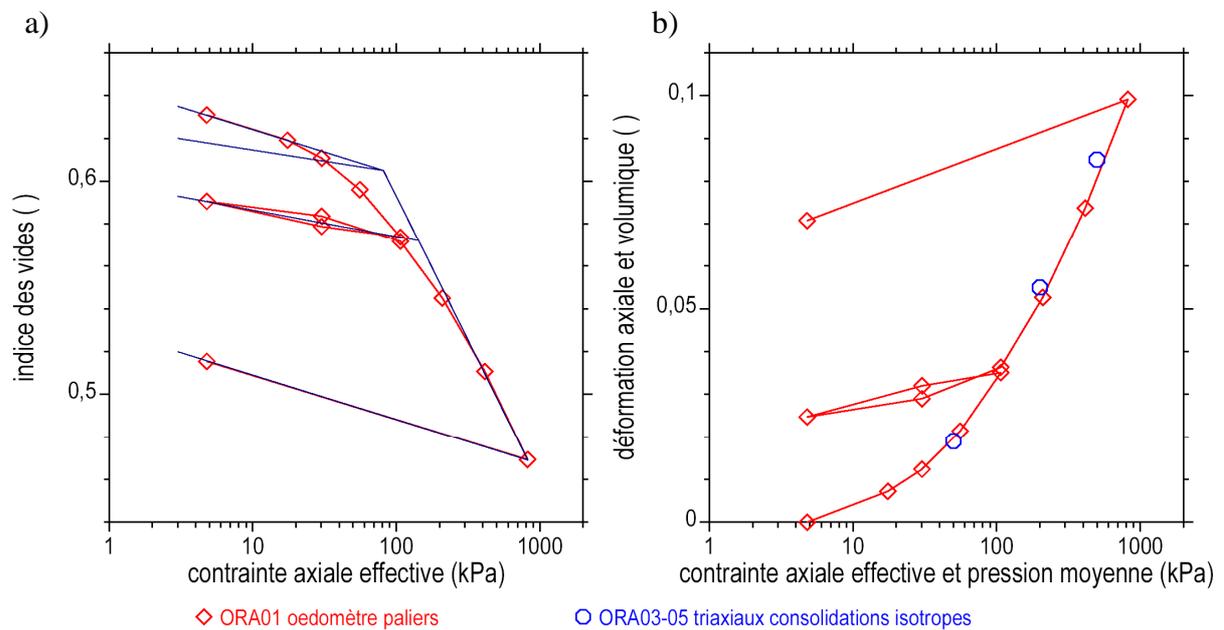


Figure 7-2 : Comparaison d'une courbe de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

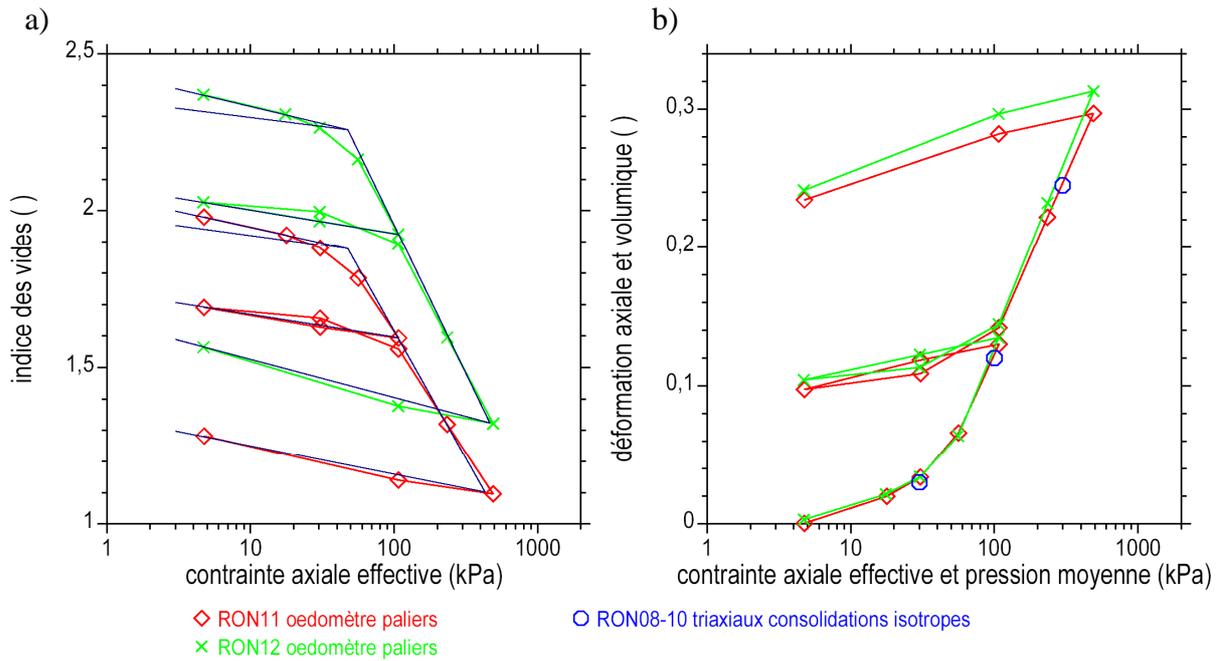


Figure 7-3 : Comparaison de deux courbes oedométriques avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

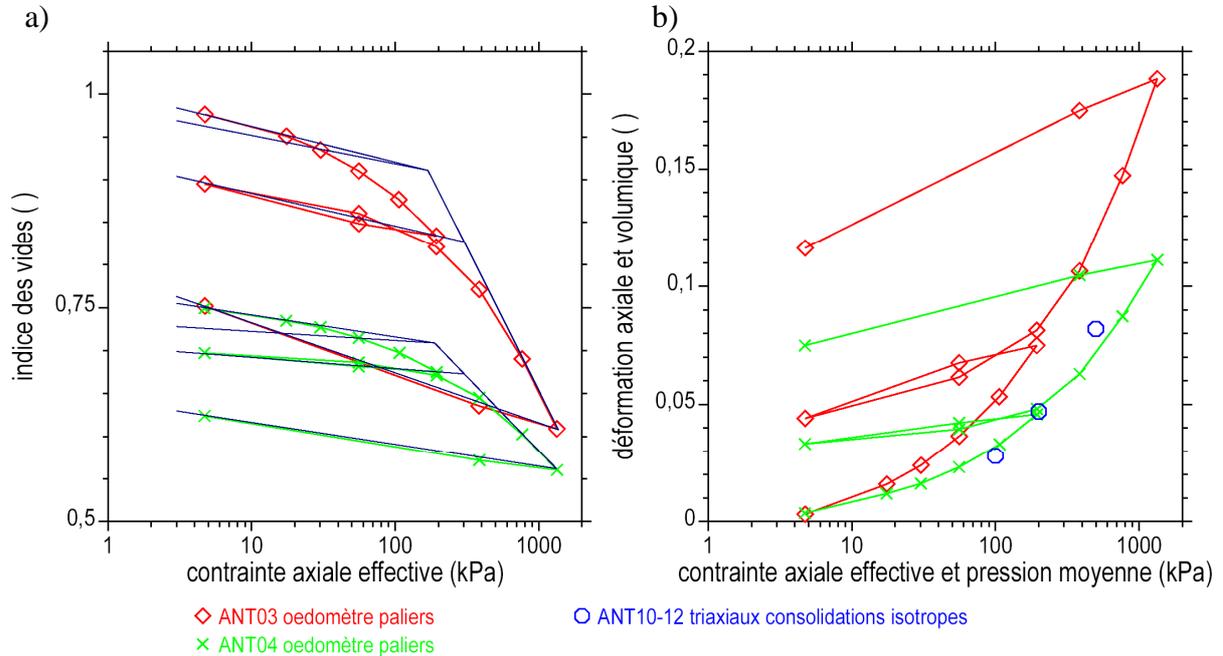


Figure 7-4 : Comparaison de deux courbes oedométriques avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

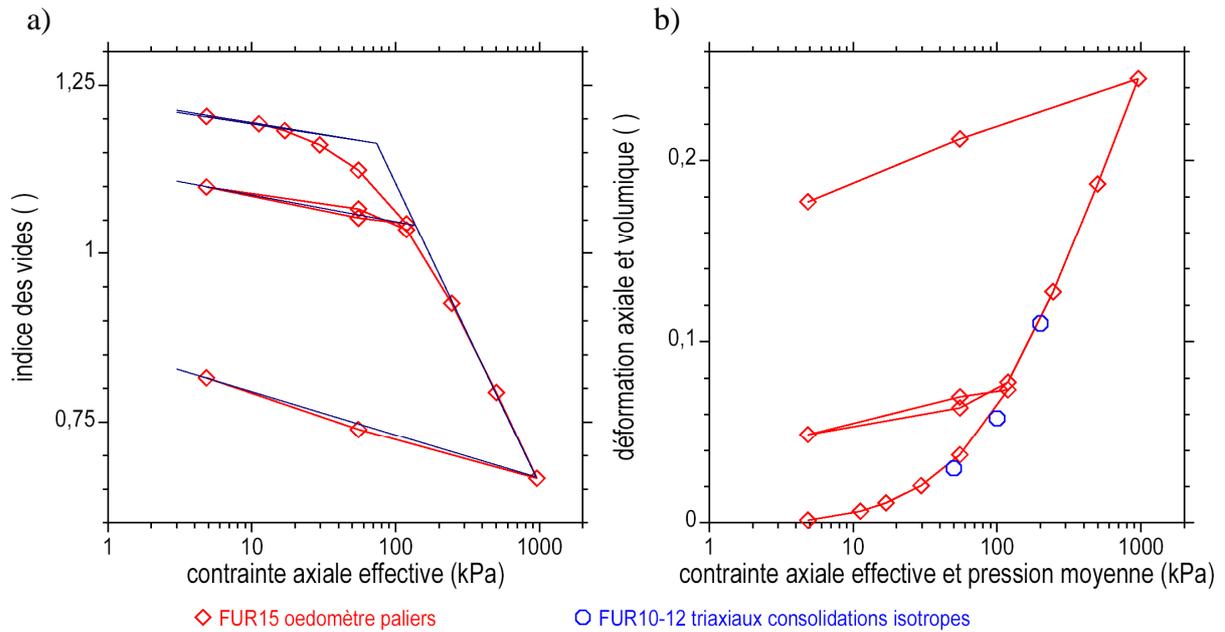


Figure 7-5 : Comparaison d'une courbe de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

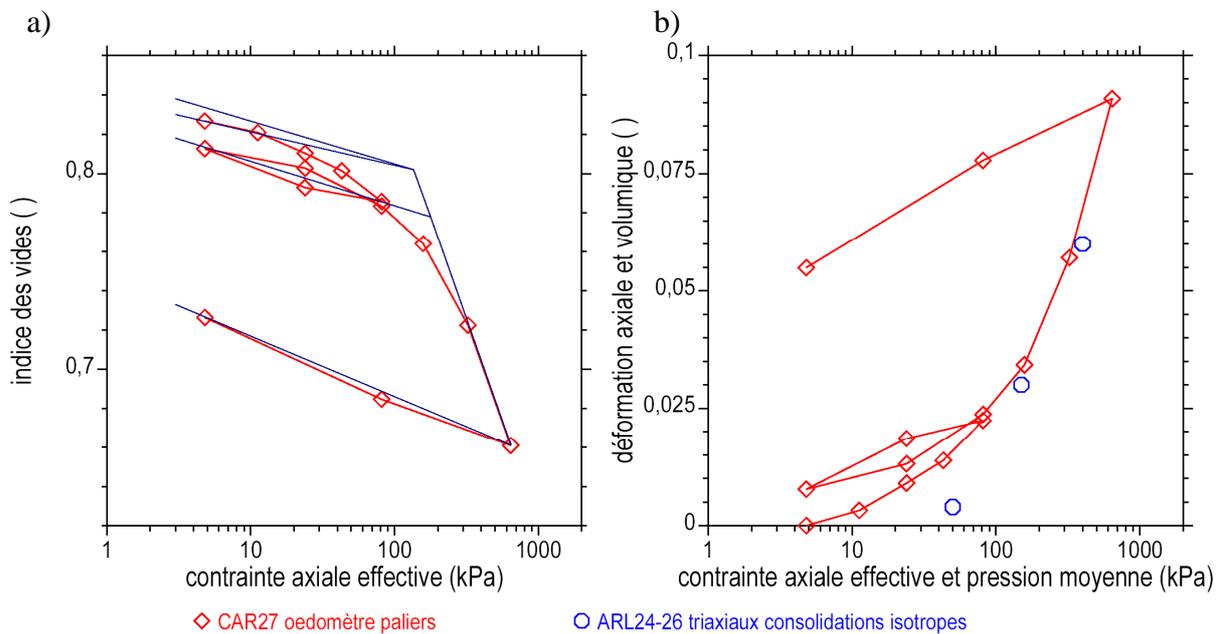


Figure 7-6 : Comparaison d'une courbe de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

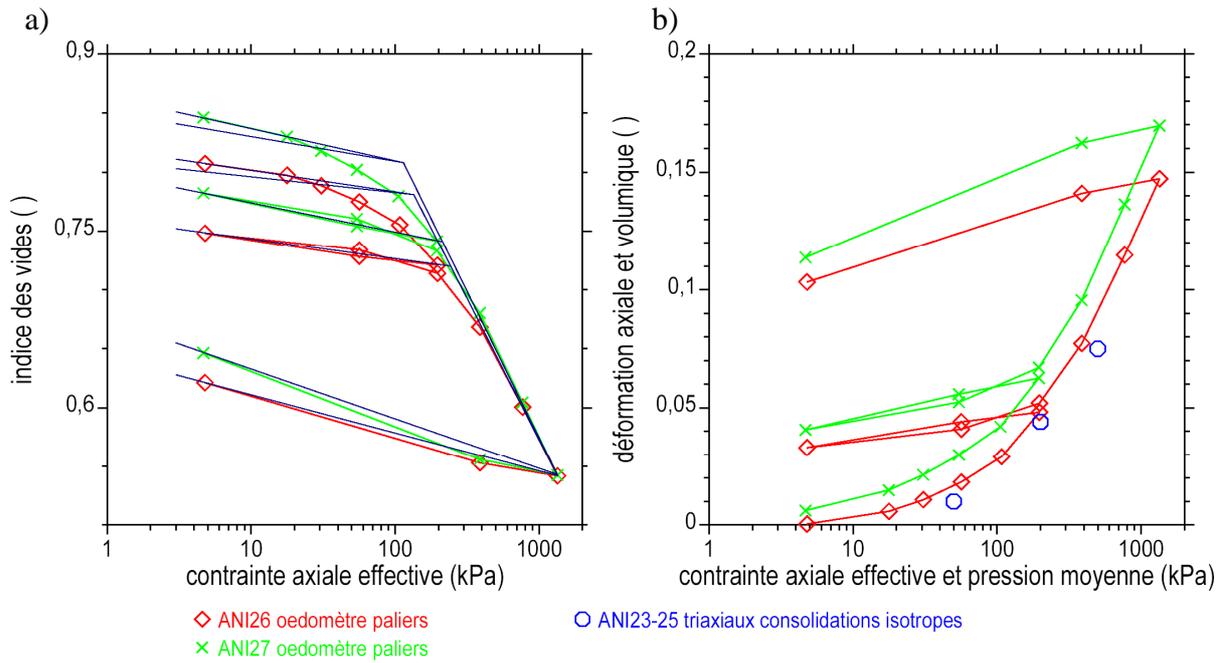


Figure 7-7 : Comparaison de deux courbes oedométriques avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

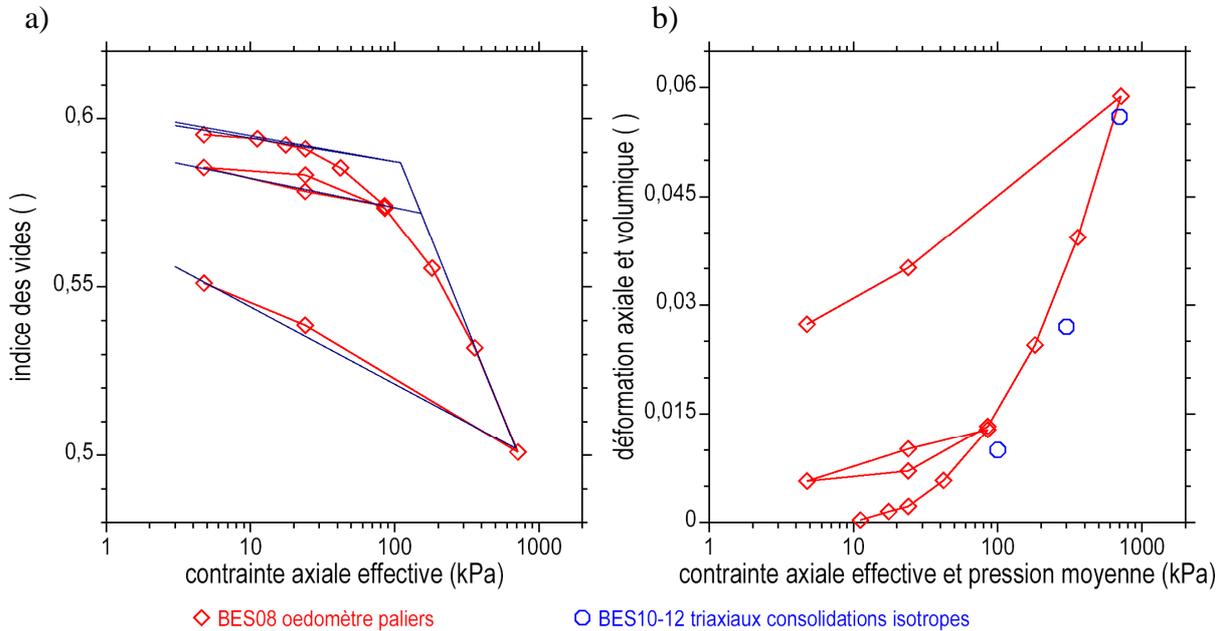


Figure 7-8 : Comparaison d'une courbe de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

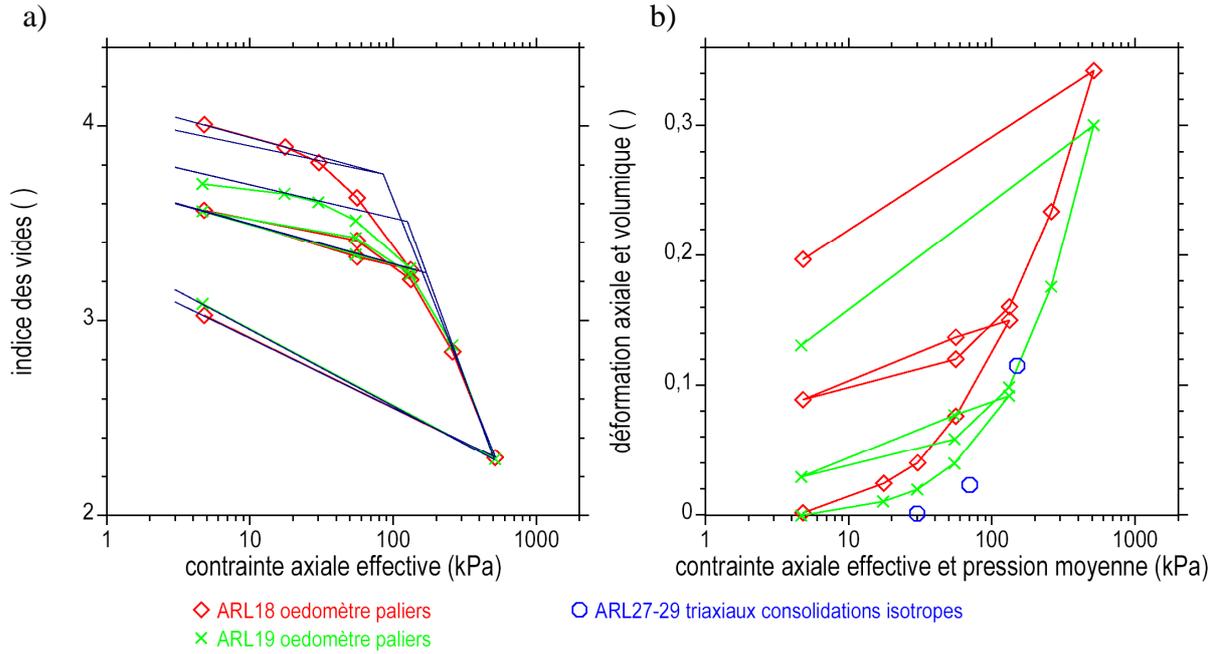


Figure 7-9 : Comparaison de deux courbes oedométriques avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

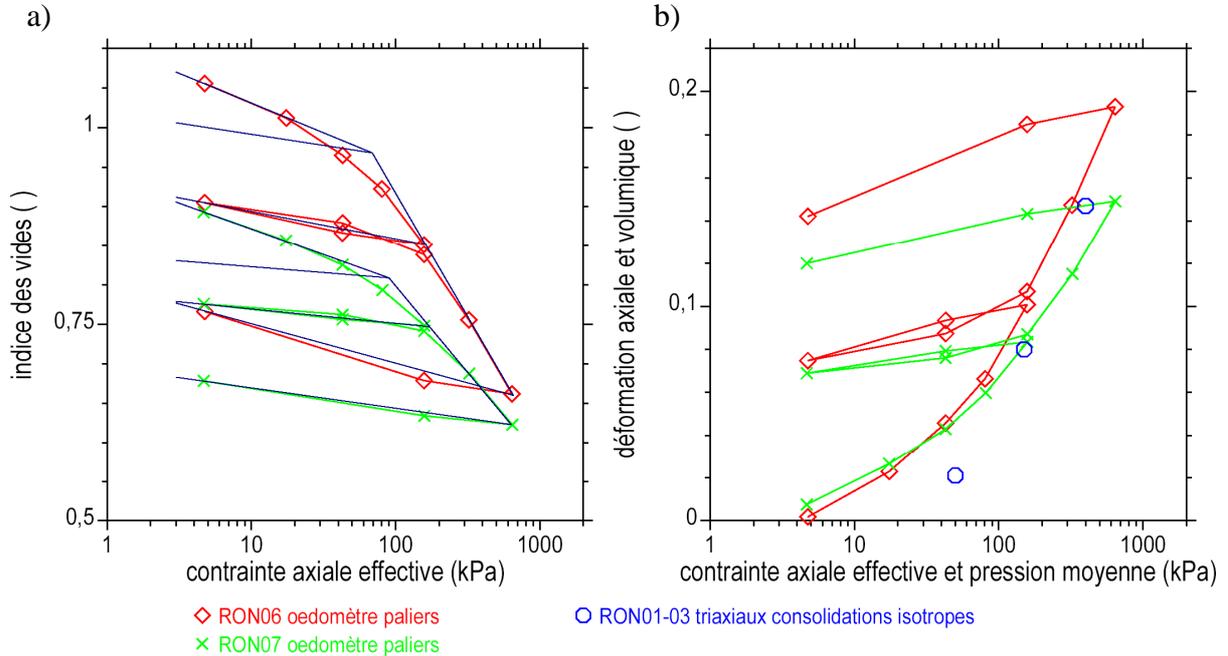


Figure 7-10 : Comparaison de deux courbes oedométriques avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

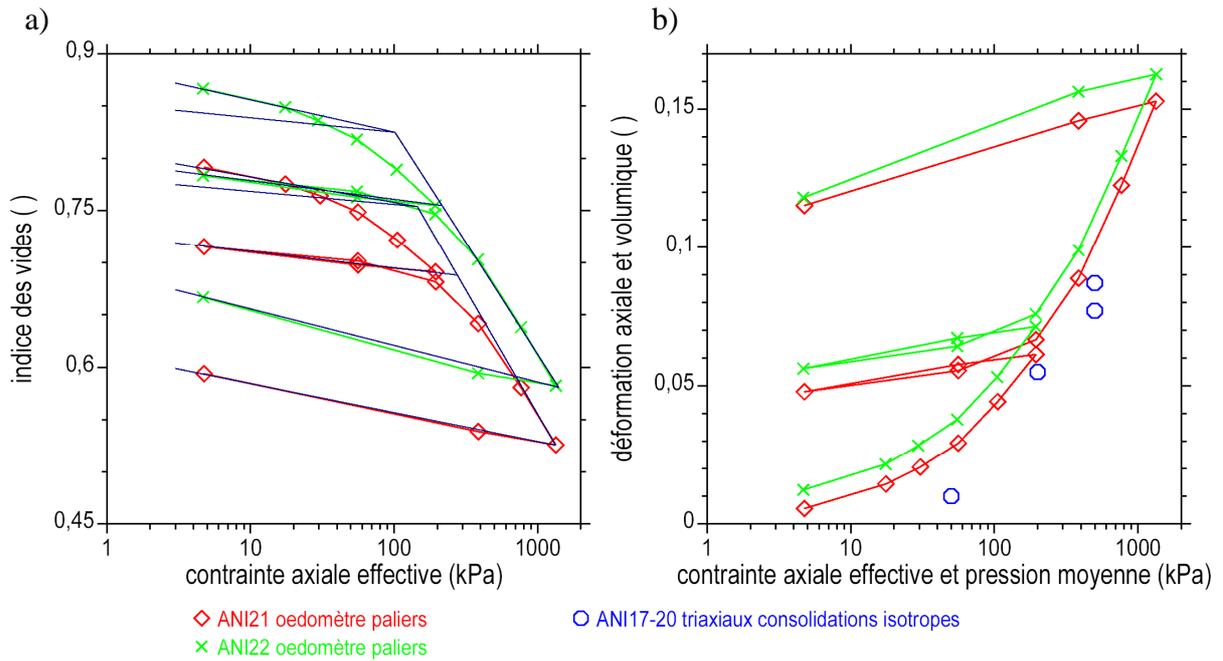


Figure 7-11 : Comparaison de deux courbes oedométriques avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

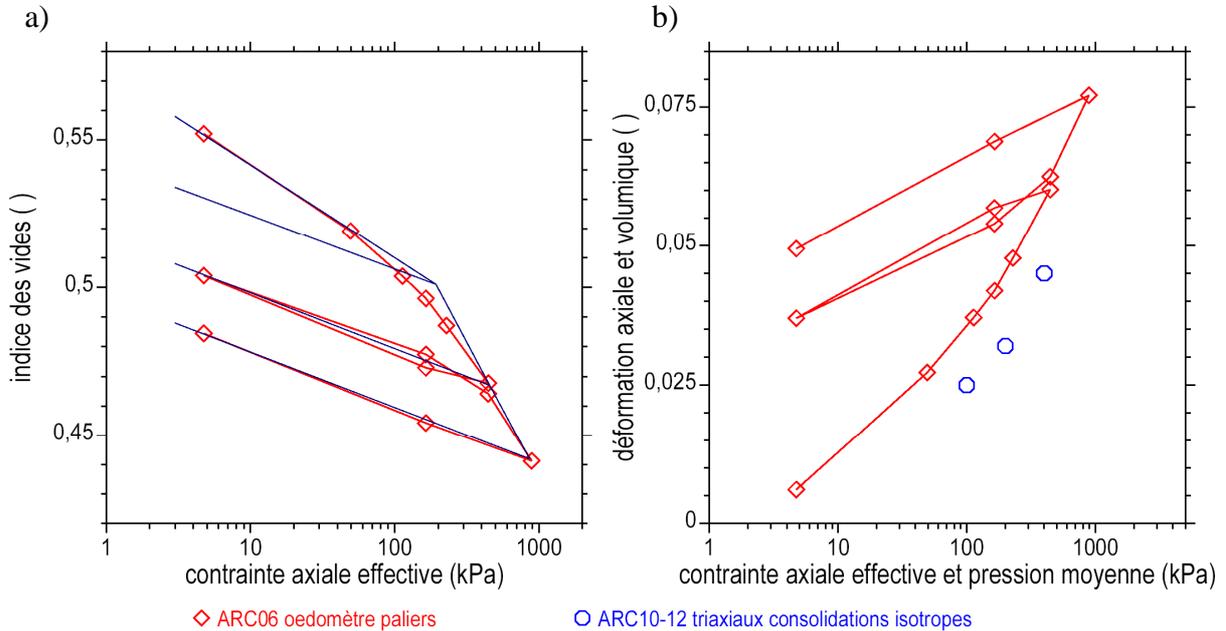


Figure 7-12 : Comparaison d'une courbe de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

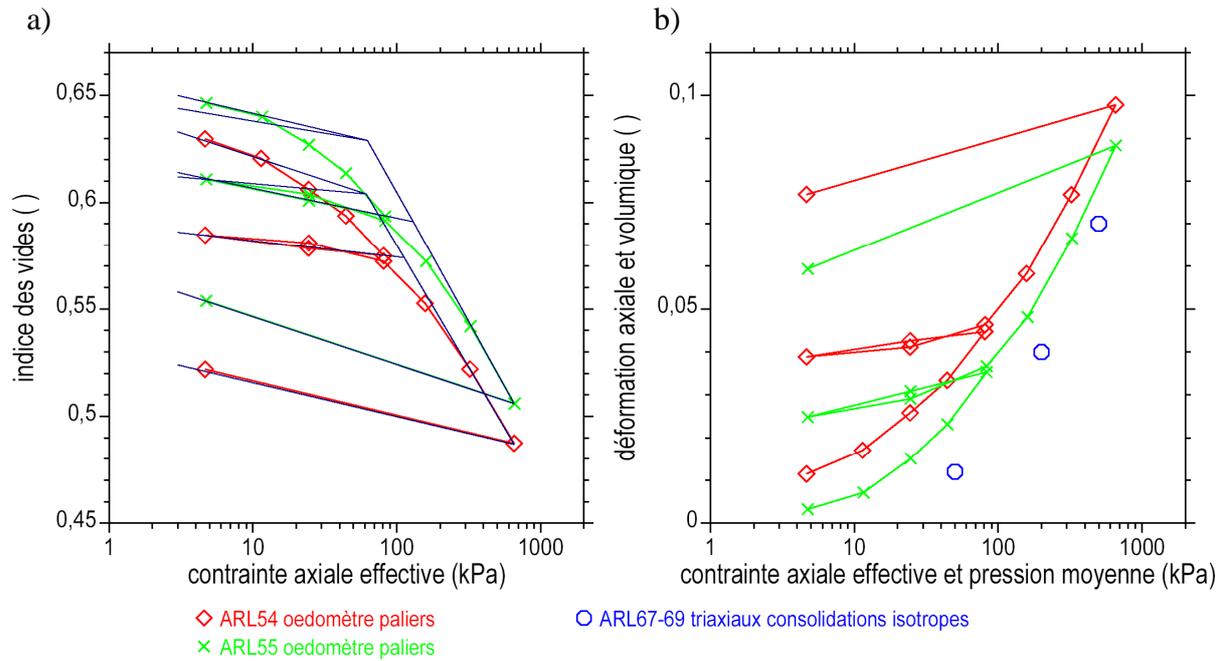


Figure 7-13 : Comparaison de deux courbes oedométriques avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

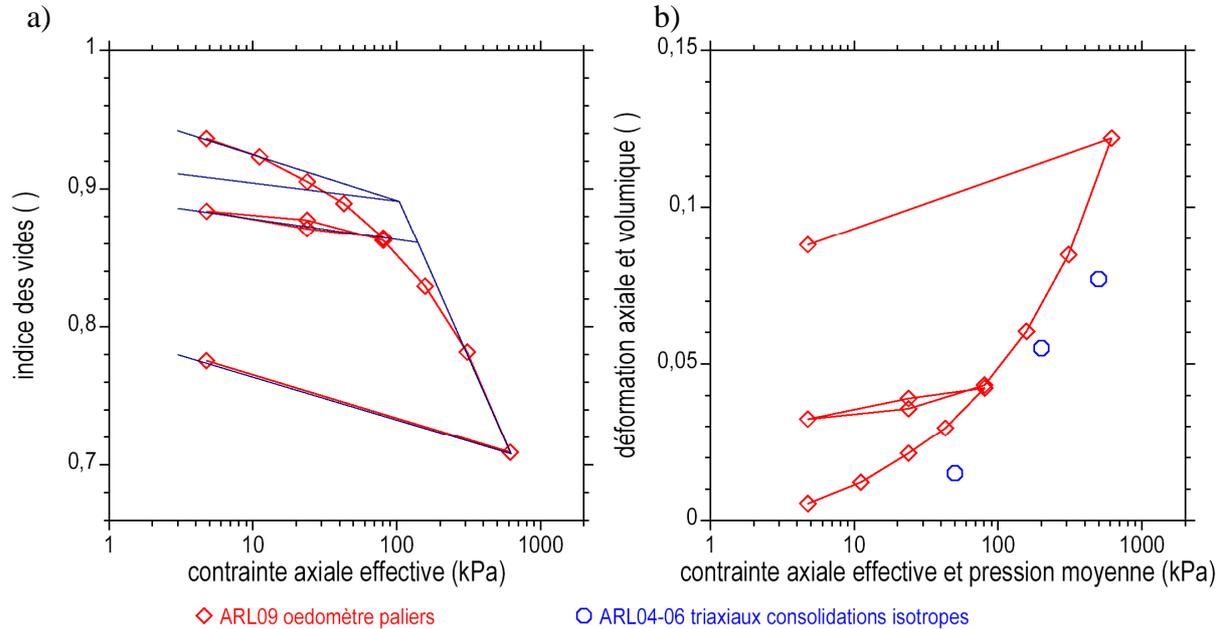


Figure 7-14 : Comparaison d'une courbe de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

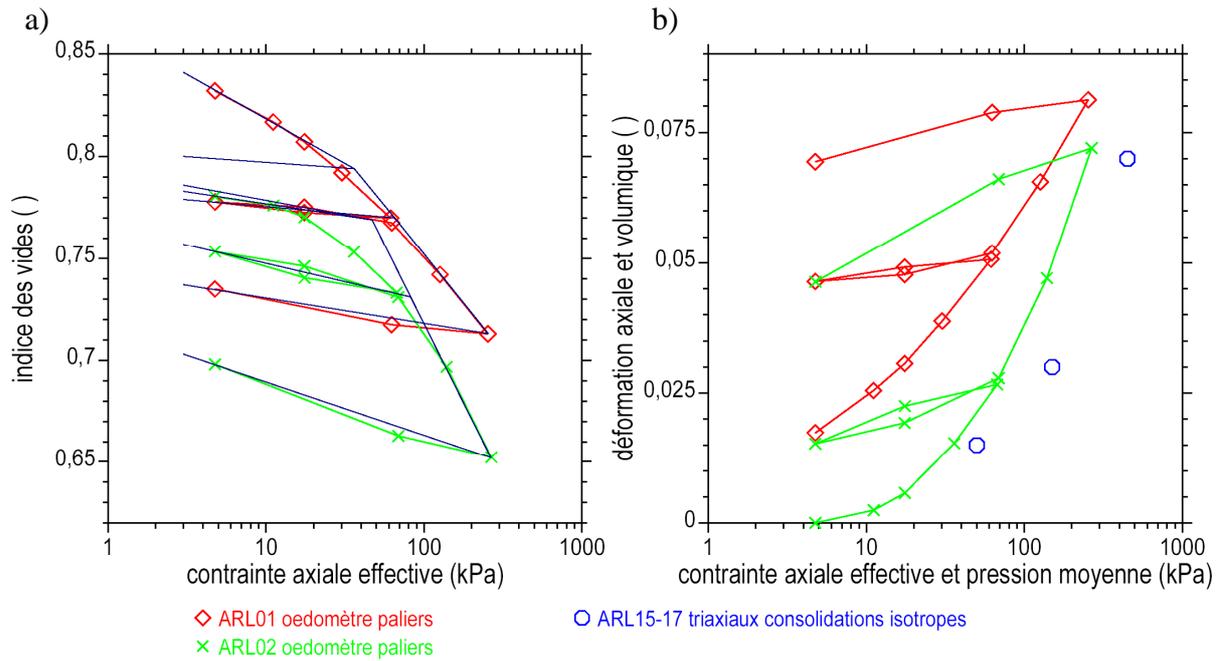


Figure 7-15 : Comparaison de deux courbes oedométriques avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

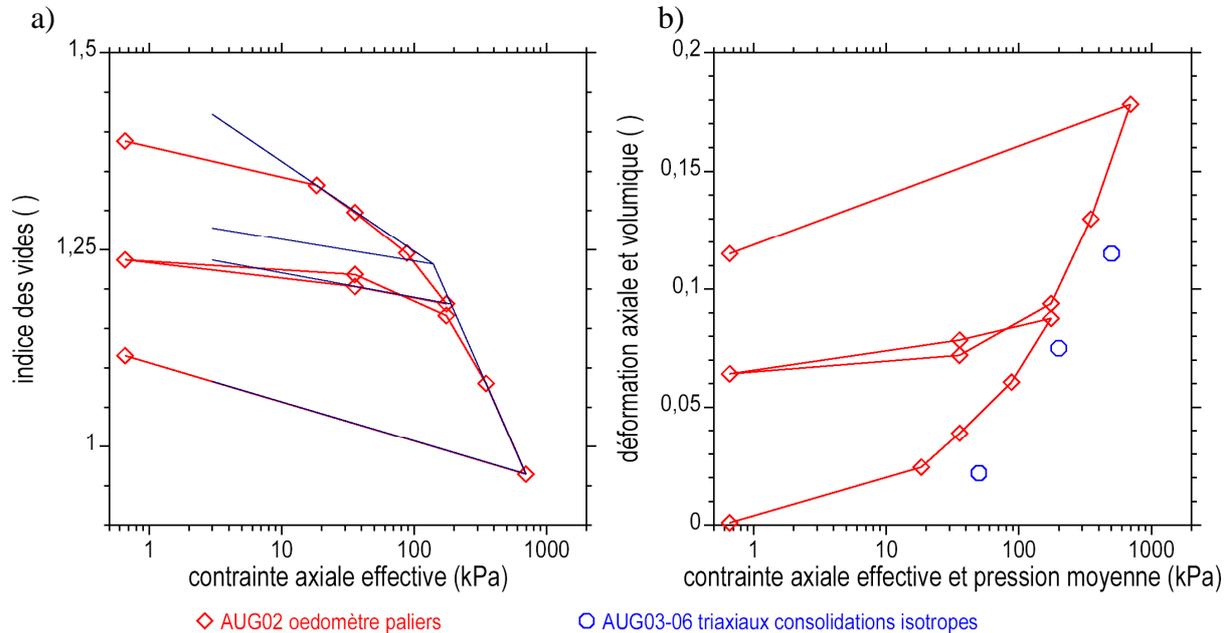


Figure 7-16 : Comparaison d'une courbe de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

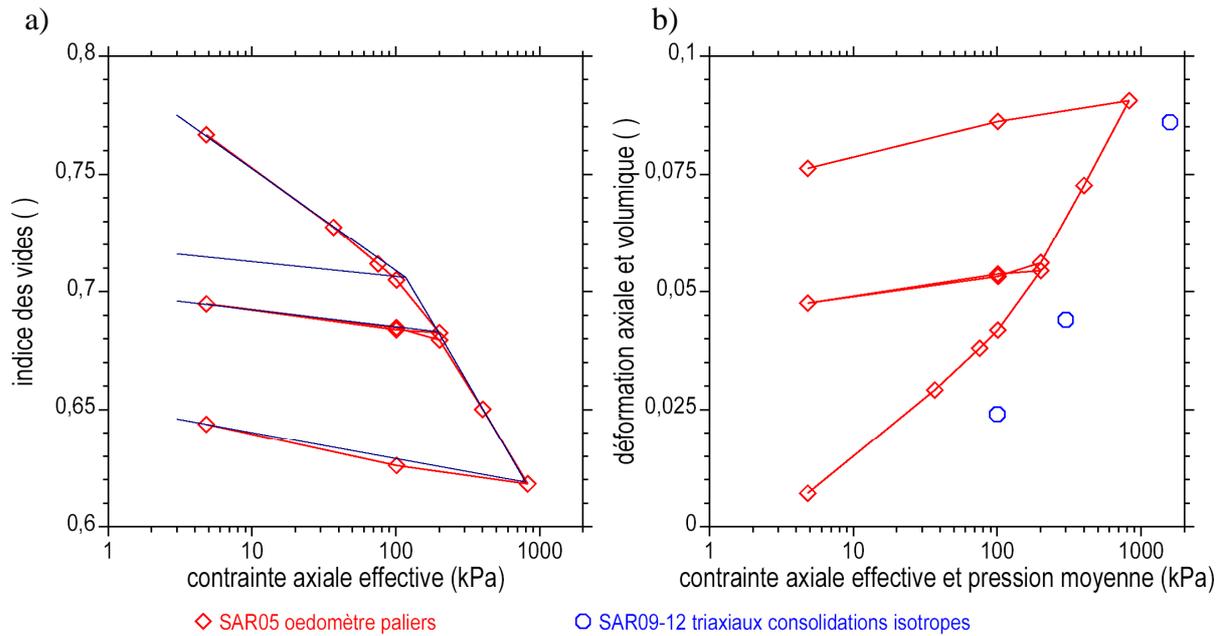


Figure 7-17 : Comparaison d'une courbe de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

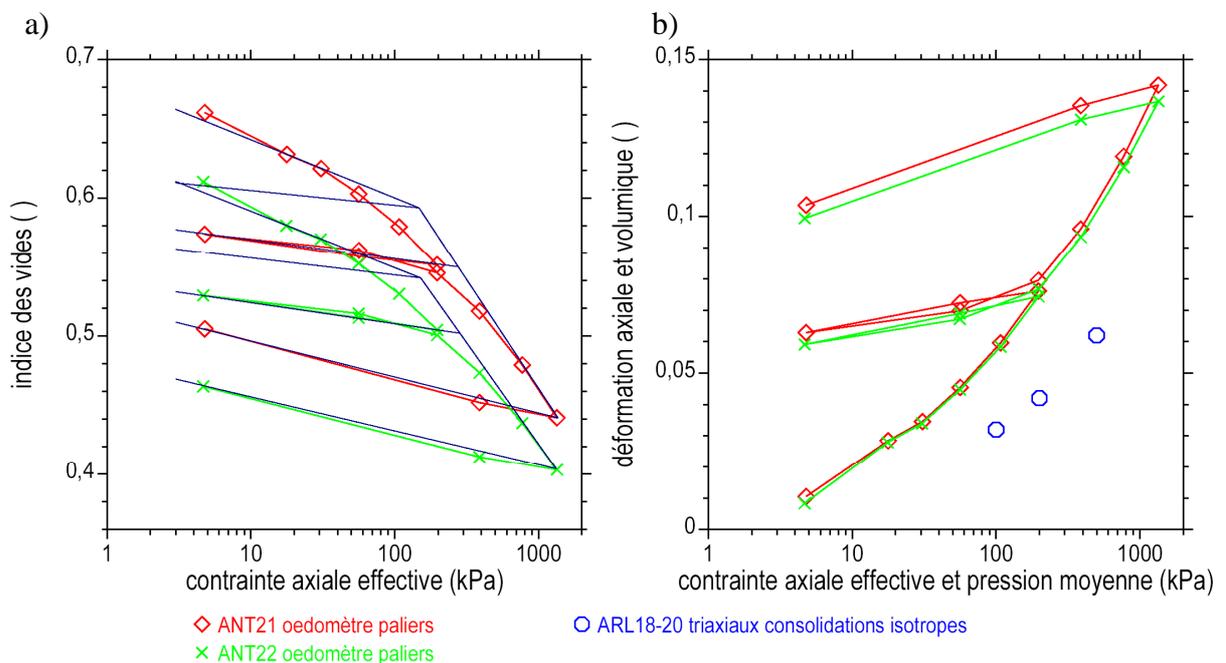


Figure 7-18 : Comparaison de deux courbes oedométriques avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

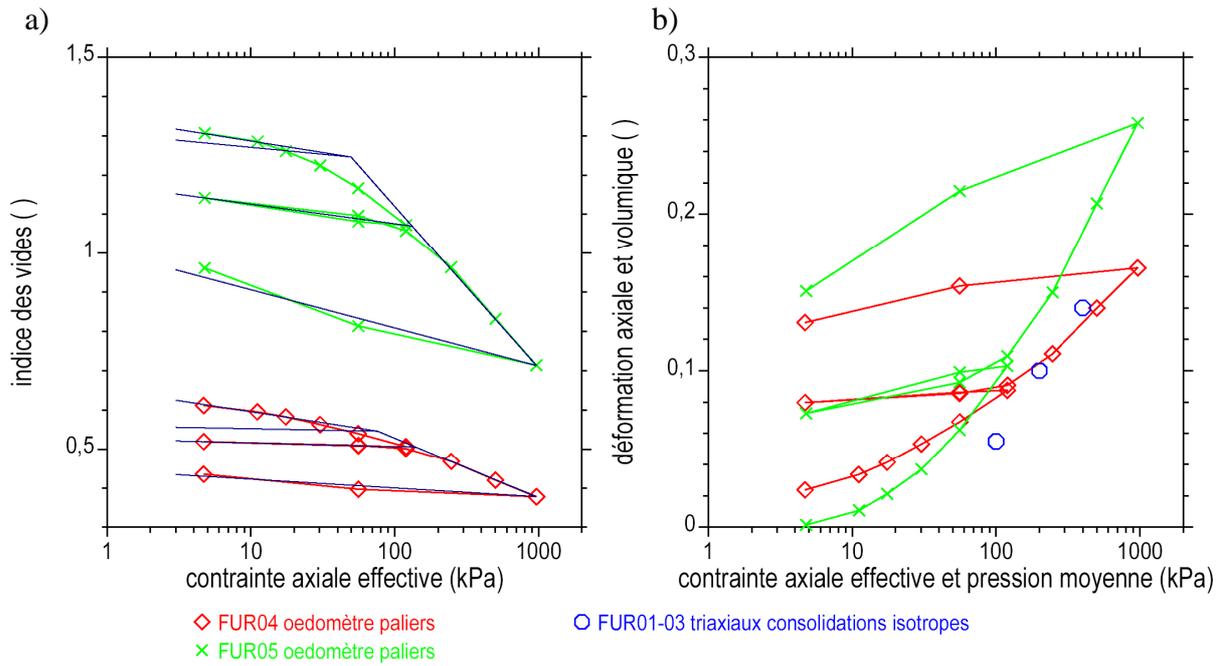


Figure 7-19 : Comparaison de deux courbes oedométriques avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

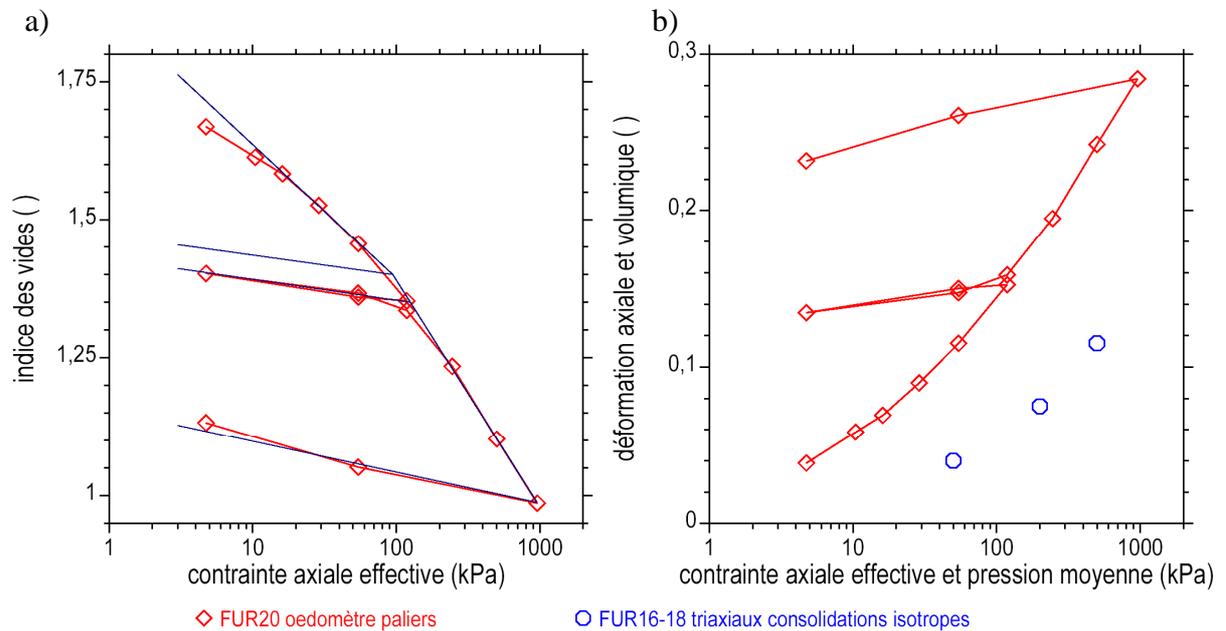


Figure 7-20 : Comparaison d'une courbe de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

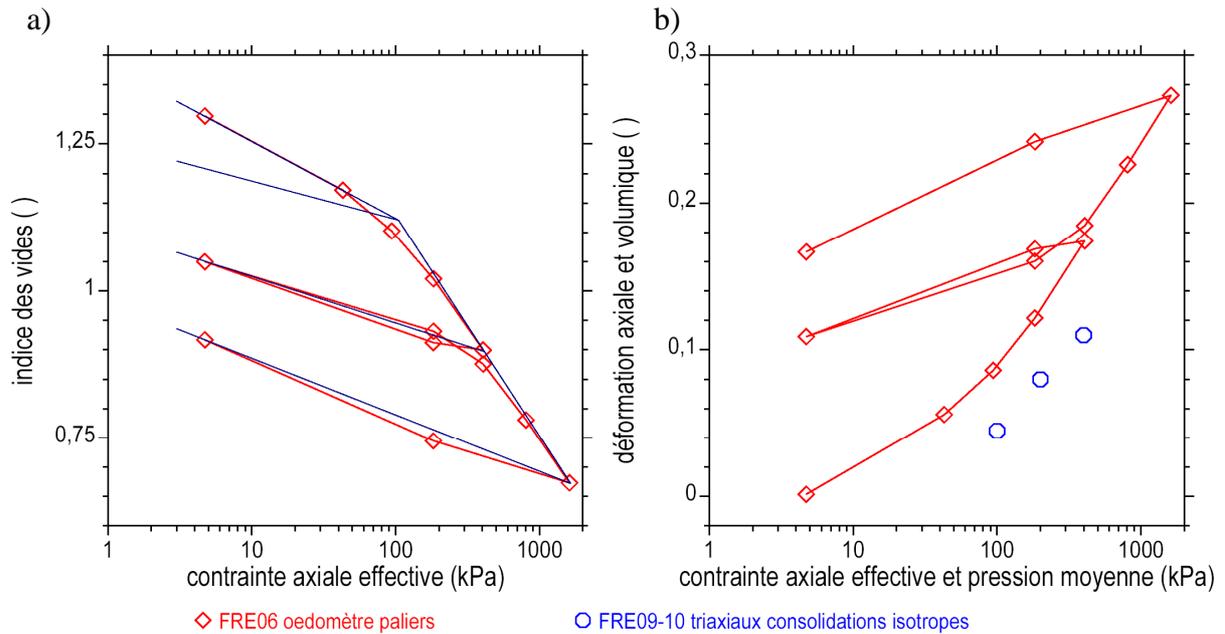


Figure 7-21 : Comparaison d'une courbe de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

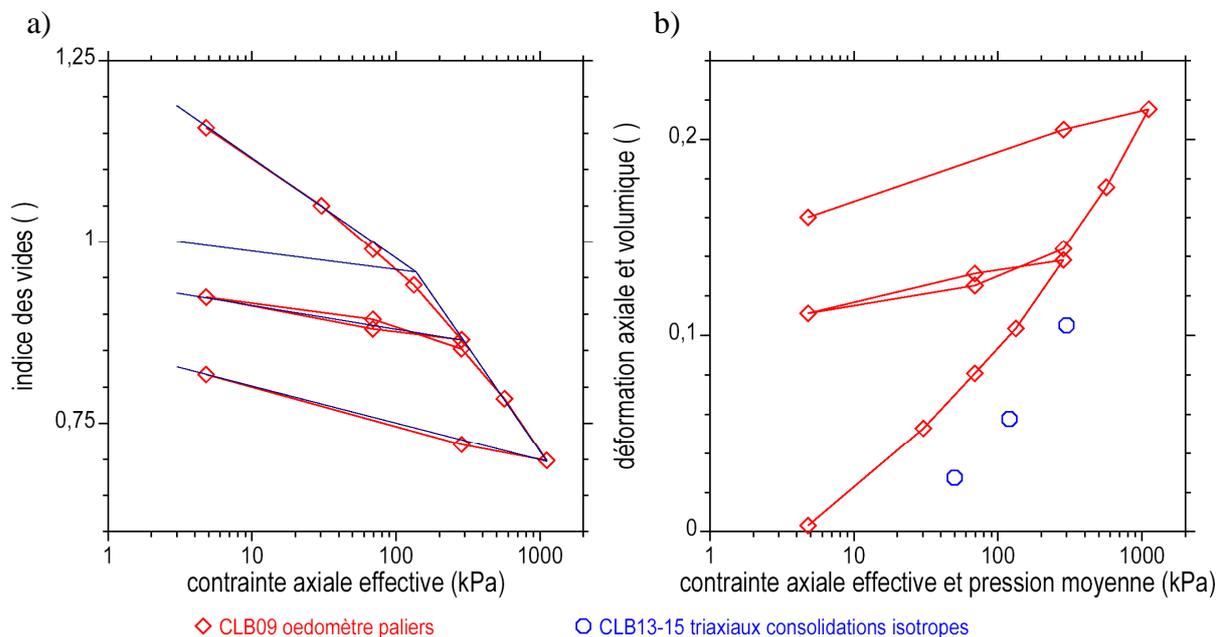


Figure 7-22 : Comparaison d'une courbe de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

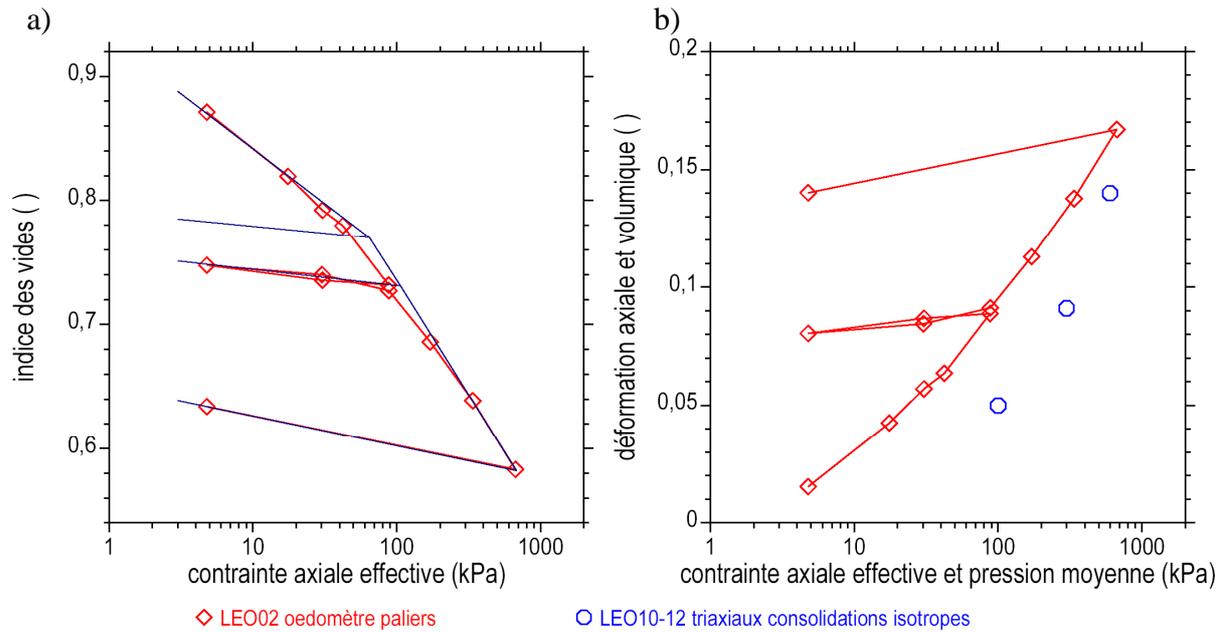


Figure 7-23 : Comparaison d'une courbe de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

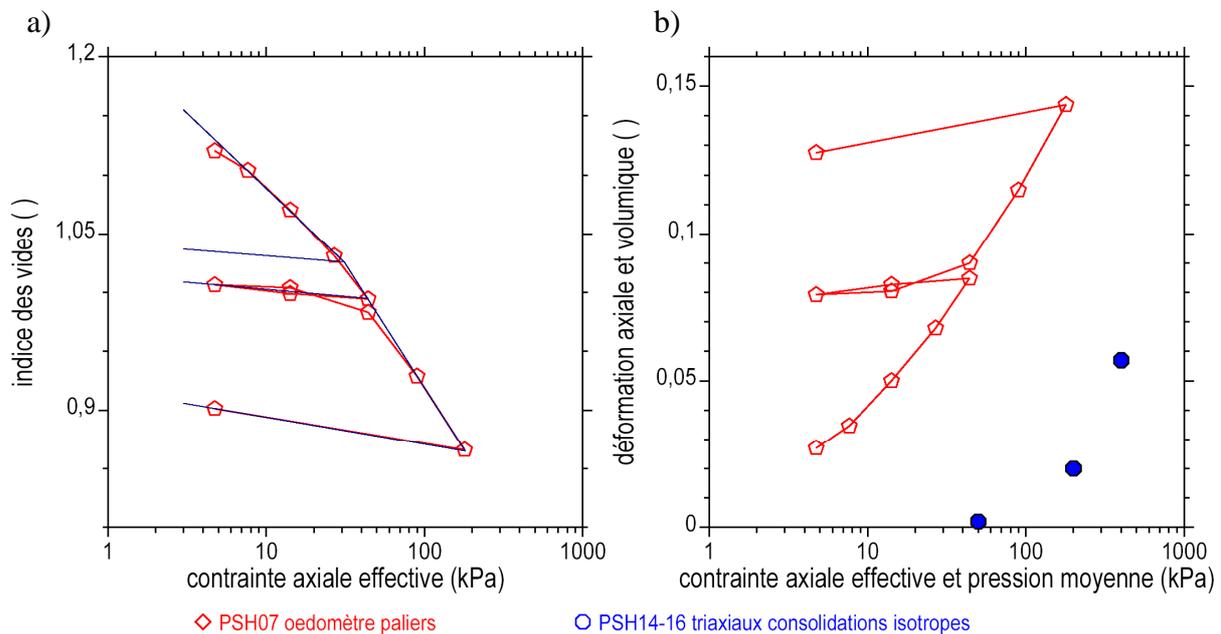


Figure 7-24 : Comparaison d'une courbe de compressibilité oedométrique avec les déformations volumiques enregistrées en fin de palier de consolidation isotrope au triaxial.
 a) Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective.
 b) Déformation axiale oedométrique en fonction de la contrainte axiale effective et déformation volumique isotrope en fonction de la pression moyenne effective.

Tableau 7-2 : Commentaires à propos des déformations oedométriques et isotropes.

	Eprouvettes oedométriques	Eprouvettes triaxiales	Commentaires
1	ARL79 ARL80	ARL76 - 78	Les réponses oedométriques de ces deux éprouvettes de tourbe diffèrent légèrement à cette échelle de l'indice des vides. Les déformations axiales sont pourtant comparables et s'accordent aux déformations isotropes.
2	ORA01	ORA03 - 05	Mêmes réponses oedométriques et isotropes pour ce limon argileux.
3	RON11 RON12	RON08 - 10	Même commentaire qu'en 1 pour cette argile vaseuse beige à grise (avec coquilles) lâche. Les courbes de compressibilité voient leur courbure s'inverser à "haute" pression.
4	ANT03 ANT04	ANT10 - 12	L'hétérogénéité de cette argile beige affecte la réponse oedométrique, mais aussi la réponse isotrope.
5	FUR15	FUR10 - 12	Réponses oedométriques et isotropes identiques pour cette argile gris foncé ferme à tourbeuse.
6	CAR27	CAR24 - 26	Bon accord des réponses oedométriques et isotropes dans cette argile compacte grise.
7	ANI26 ANI27	ANI23 - 27	Bon accord des réponses de ce limon très argileux gris avec lits sableux. Mais décalage à l'origine de la déformation axiale de l'éprouvette ANI27 (courbe verte).
8	BES08	BES10 - 12	Léger décalage des déformations isotropes par rapport aux déformations isotropes pour cette argile beige marron.
9	ARL18 ARL19	ARL27 - 29	Dispersion relativement modérée des déformations dans cette tourbe noire avec passages limoneux.
10	RON06 RON07	RON01 - 03	Réponses dispersées dans cette argile plastique homogène grise (avec lentilles de sable).
11	ANI21 ANI22	ANI17 - 20	Dispersion des états initiaux dans ce limon argileux gris et décalages étagés des déformations axiales oedométriques.
12	ARC06	ARC10 - 12	Cette argile limoneuse à sableuse gris foncé est compacte. Un décalage marqué apparaît entre les déformations oedométriques et isotropes.
13	ARL54 ARL55	ARL67 - 69	Même remarque qu'en 11 et décalages plus marqués pour cette argile limoneuse gris beige.
14	ARL09	ARL04 - 06	Déformations décalées dans ce limon argileux sableux gris.
15	ARL01 ARL02	ARL17 - 17	Dispersion des réponses oedométriques et isotropes dans cet échantillon hétérogène où figurent une argile et des passées de sable fin gris vert et une argile compacte gris vert.
16	AUG02	AUG03 - 06	Déformations décalées dans ce limon argileux gris noirâtre;
17	SAR05	SAR09 - 12	Un décalage marqué apparaît entre les déformations oedométriques et isotropes dans cette argile gris clair molle avec des passées de sable.
18	ANT21 ANT22	ANT18 - 20	Compacités initiales dispersées dans cette argile grise. Réponses oedométriques identiques et décalées par rapport aux déformations isotropes. Double courbure au début de la courbe de premier chargement, symptomatique d'un problème de référence des déformations axiales et de remaniement du sol.
19	FUR04 FUR05	FUR01 - 03	Essais réalisés dans un échantillon carotté. L'essai triaxial se rapporte à l'éprouvette oedométrique FUR05 (en vert) pour cette argile gris foncé ferme (avec traces MO). Décalage des déformations.
20	FUR20	FUR16 - 18	Décalage important entre la réponse oedométrique et la réponse isotrope dans cette vase argileuse gris foncé coquillée.
21	FRE06	FRE09 - 10	Idem 20 pour cette argile noire organique.
22	CLB09	CLB13 - 15	Décalage important entre la réponse oedométrique et la réponse isotrope dans cette argile grise ferme homogène
23	LEO02	LEO10 - 12	Idem 22 dans ce limon argileux gris.
24	PSH07	PSH14 - 16	Très fort décalage entre la réponse oedométrique et la réponse isotrope dans ce sable fin limoneux gris, gris-beige

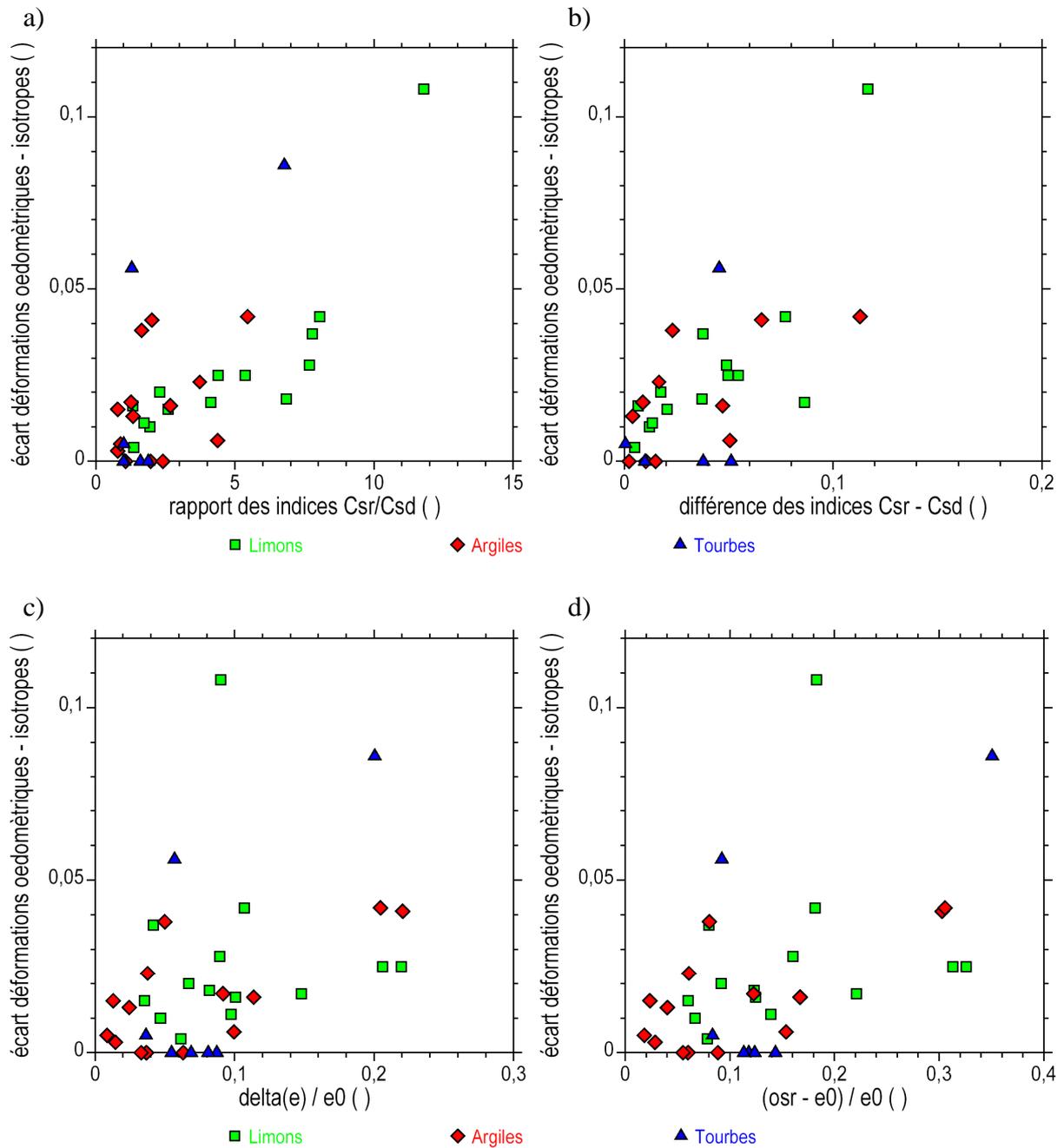


Figure 7-25 : Représentation des écarts $\Delta \epsilon_{100}$ entre les courbes de compressibilité oedométrique et les variations de volume triaxiales isotropes à 100 kPa.

a) En fonction des rapports des indices C_{sr}/C_{sd} .

b) En fonction des différences $C_{sr} - C_{sd}$.

c) En fonction des indices de remaniement $\Delta e/e_0$.

d) En fonction des indices $(o_{sr} - e_0)/e_0$.

Ainsi, les déformations isotropes ε_v sont égales aux déformations oedométriques ε_a pour les exemples des figures 7-1 à 7-7. Les amplitudes des déformations et la forme de la courbe de compressibilité sont reproduites par les deux types d'essais. Cela concerne principalement des argiles et des tourbes. Ce n'est plus le cas ensuite et les écarts $\Delta\varepsilon_{100}$ se creusent progressivement. Toutefois, la courbure des deux courbes de compressibilité reste à peu près la même (figures 7-8 à 7-24). Les écarts $\Delta\varepsilon_{100}$ les plus grands concernent la famille des sables et des limons, majoritairement.

Pour résumer, les graphiques de la figure 7-25 montrent les écarts $\Delta\varepsilon_{100}$ mesurés entre les courbes de compressibilité oedométrique et les variations de volume triaxiales isotropes à 100 kPa, en fonction des rapports C_{sr}/C_{sd} , des différences $C_{sr} - C_{sd}$, des indices de remaniement $\Delta e/e_0$ et des indices $(o_{sr} - e_0)/e_0$. Manifestement, $\Delta\varepsilon_{100}$ croît systématiquement avec ces différents facteurs. La dispersion est grande et elle concerne les trois familles de sols.

Déformations élastiques oedométriques et isotropes.

En élasticité linéaire isotrope, les déformations oedométriques et isotropes sont liées aux contraintes effectives par les relations :

$$\text{oedomètre} \quad d\sigma'_a/d\varepsilon_a = E_{\text{oed}} = (1 - \nu) E / ((1 + \nu)(1 - 2\nu)) \quad (7-1a)$$

$$\text{isotrope} \quad dp/d\varepsilon_v = K = E_i/3 = E / (3(1 - 2\nu)) \quad (7-1b)$$

où K est le module de compression, E_i le module isotrope, E_{oed} le module oedométrique, E le module d'Young et ν le coefficient de Poisson. Ainsi :

$$(dp/d\varepsilon_v)/(d\sigma'_a/d\varepsilon_a) = (1 + \nu) / (3(1 - \nu)) \quad (7-2)$$

si bien que $(dp/d\varepsilon_v)/(d\sigma'_a/d\varepsilon_a) \leq 1$. Les déformations oedométriques sont supérieures ou égales aux déformations isotropes pour un même accroissement de p et de σ'_a .

Interprétation des données.

Les procédures oedométriques et triaxiales diffèrent pendant la phase préparatoire des essais. Les déformations oedométriques sont mises à zéro avant d'appliquer sur le sol le poids du piston qui représente une contrainte axiale effective égale à 5 kPa. Les essais triaxiaux commencent par la phase de saturation du sol avec l'application de paliers de contre-pression pendant lesquels une pression moyenne effective de 20 kPa est imposée. Les déformations volumiques sont mises à zéro au début de la phase suivante, quand commence le palier de consolidation isotrope sous la pression moyenne effective p_c . Les mesures des déformations ε_a et ε_v ne font pas référence au même état initial de chargement. Il n'est donc pas surprenant d'observer que les déformations oedométriques sont supérieures ou égales aux déformations isotropes, globalement.

Dans les sols peu remaniés, majoritairement argileux ou tourbeux, les déformations volumiques sont approximativement égales dans les deux modes de chargement comme le montrent les exemples des figures 7-1 à 7-7. Au contraire, pénalisés par le remaniement, les sols en général et les sols sableux ou limoneux tout particulièrement, produisent des déformations supplémentaires

au début du premier chargement. Ces déformations accroissent l'indice de remaniement $\Delta e/e_0$ ou le facteur $(o_{sr} - e_0)/e_0$. L'exemple de la [figure 7-13b](#) montre qu'il est possible de superposer les trois courbes indiquées en translatant vers le bas les deux courbes oedométriques pour les amener à couper l'axe des abscisses à 20 kPa. Autrement dit, les déformations de recompression enregistrées lors du premier chargement oedométrique dans les sols remaniés, qui sont souvent dispersées, semblent éliminées avec la phase de saturation sous 20 kPa de l'essai triaxial standard. Cela n'efface pas l'effet du remaniement qui affecte aussi les éprouvettes triaxiales, sachant qu'une partie des déformations de recompression a été dissimulée par la phase de saturation.

En résumé, les compressibilités oedométriques et isotropes ne sont pas strictement comparables car elles sont produites par des chargements légèrement différents. En pratique, elles diffèrent car les procédures d'essais sont différentes dans la gamme des basses pressions. Ainsi, en se référant à des pressions de 5 kPa et de 20 kPa respectivement, les déformations oedométriques sont supérieures aux déformations isotropes. Si, en se développant dans un domaine des basses pressions, ces déformations devraient rester pseudo-élastiques et limitées (pente C_s), elles sont amplifiées par les effets du remaniement, en particulier dans les sols sableux et limoneux. La dispersion des mesures s'en trouve exacerbée.

Il pourrait être préconisé de procéder à une boucle de chargement-déchargement préliminaire au début des essais oedométriques, jusqu'à 20 kPa par exemple, afin de rattraper une partie des déformations initiales du sol. Sans toutefois ignorer ces déformations et continuer ainsi à évaluer l'indice de remaniement $\Delta e/e_0$, il serait possible de fixer une nouvelle origine des déformations axiales à l'issue de cette boucle de chargement-déchargement. Mais cette pratique n'est pas reconnue dans les procédures d'essai oedométrique en usage.

Par contre, l'analyse des résultats des essais présentée ici montre l'intérêt d'un premier palier oedométrique sous le poids du piston (5 kPa) car ce léger reconfinement permet de réduire l'imprécision et la dispersion des mesures au début du premier chargement du sol. L'indice des vides e_s constitue ainsi une référence.

8. Remaniement.

8.1 – Paramètres et typologie des courbes de compressibilité.

Cette étude suggère une typologie des courbes de compressibilité oedométrique. Pour cela, une description des courbes a été proposée en s'appuyant sur les deux cycles de chargement-déchargement appliqués au sol par des paliers successifs. Les paramètres caractéristiques sont identifiés autour du coude "d" qui sépare la branche de premier chargement de pente C_{sr} et la branche de compressibilité maximale de pente C_c , puis les deux pentes de déchargement C_{s1} et C_{s2} . L'indice de déchargement C_{sd} est déduit de C_{s1} et C_{s2} et il s'applique en "d". L'indice des vides e_0 est estimé sous la contrainte verticale effective en place σ'_{v0} .

Les facteurs C_c/C_{sr} , C_{sr}/C_{sd} , $C_{sr} - C_{sd}$ et $(o_{sr} - e_0)/e_0$ sont déduits de ces paramètres. Les trois premiers sont indépendants de σ'_{v0} , ce qui permet d'éviter de faire référence à cette valeur dont l'évaluation est imprécise au stade des reconnaissances préliminaires des sites. Ce triplet (C_c/C_{sr} , C_{sr}/C_{sd} , $C_{sr} - C_{sd}$) sert à établir la typologie des courbes de compressibilité. Ces facteurs dépendent de la nature des sols et ils augmentent avec l'indice de remaniement $\Delta e/e_0$.

8.2 – Effet du remaniement sur les paramètres de compressibilité.

Parallèlement, l'indice de remaniement $\Delta e/e_0$ est évalué à partir des courbes de compressibilité. Il représente la déformation du sol depuis le début du premier chargement jusqu'à la recompression sous la contrainte verticale effective en place σ'_{v0} . Il dépend de cette dernière. Les variations de $\Delta e/e_0$ avec d'autres variables ont été commentées à partir des figures 6-6, puis des figures 6-8c à 6-12c. Le paramètre $(o_{sr} - e_0)/e_0$ joue un rôle analogue.

Le tableau 8-1 indique le nombre des éprouvettes d'essais dans les classes d'indices de remaniement et dans les trois familles de sol. Les seuils sont définis dans le tableau 1-1 pour des argiles faiblement consolidées.

Tableau 8-1 : Répartition des éprouvettes en classes d'indices de remaniement des sols.

i	classes de qualité	nombre d'éprouvettes			
		limons	argiles	tourbes	total
1	$\Delta e/e_0 < 0,04$	46	61	13	120
2	$0,04 \leq \Delta e/e_0 < 0,07$	15	25	6	46
3	$0,07 \leq \Delta e/e_0 < 0,14$	18	21	14	53
4	$0,14 \leq \Delta e/e_0$	5	13	3	21
total		84	120	36	240

La moitié des essais entre dans la classe 1 de qualité "Très bon à excellent" (120 essais sur 240). A l'opposé, moins de 9 % des essais se rangent dans la classe 4 de qualité "Très médiocre" (21 essais sur 240). Il s'agit de sols possédant de fortes teneurs eau ($w_i > 40\%$, $e_i > 1$), sableux, limoneux ou vaseux, contenant des matières organiques, de couleur dominante grise à noire. Sauf deux éprouvettes, les sols sont prélevés en-dessous de 10 m, voire en-dessous de 15 m et plus (11 essais sur 21). Pour la moitié des éprouvettes l'indicateur $(e_L - e_0) C_2/100 < 0,04$. Enfin, 22 % des essais appartiennent à la classe 3 "Médiocre" (53 essais sur 240). Au total, plus de 30 % des essais sont en dehors des classes de qualité 1 et 2.

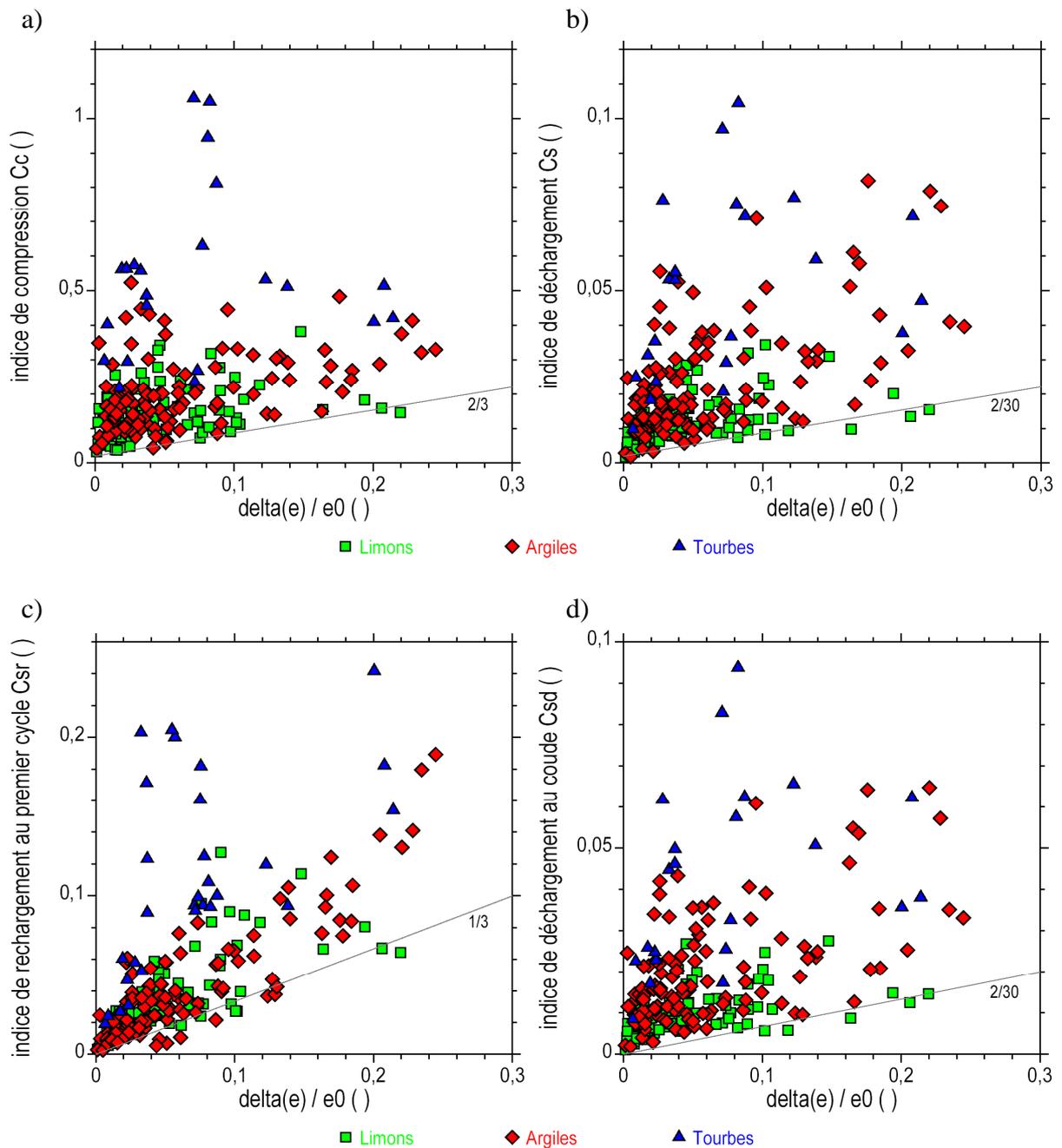


Figure 8-1 : Représentation des principales caractéristiques des courbes de compressibilité en fonction de l'indice de remaniement et en fonction de la nature des sols.

a) Indice de compression C_c en fonction de $\Delta e/e_0$.

b) Indice de premier déchargement C_{s1} en fonction de $\Delta e/e_0$.

c) Indice de rechargement au premier cycle C_{sr} en fonction de $\Delta e/e_0$.

d) Indice de déchargement au coude C_{sd} en fonction de $\Delta e/e_0$.

Plusieurs paramètres concernant les tourbes sont hors échelles des ordonnées.

Les graphiques de la [figure 8-1](#) montrent les indices C_c , C_{s1} , C_{sr} et C_{sd} en fonction de $\Delta e/e_0$ et en fonction de la nature des sols. Concernant les tourbes, les paramètres les plus grands ne sont pas représentés en raison du choix des échelles des ordonnées. Les tourbes fournissent néanmoins les paramètres les plus grands en moyenne. Dans les deux autres familles de sols, les données sont dispersées, sans classement net entre ces données, sauf pour C_{sd} sur la [figure 8-1d](#) où les limons procurent les valeurs les plus faibles (carrés vert).

Les graphiques de la [figure 8-1](#) indiquent des droites qui bornent les données par valeurs inférieures. Les indices de compressibilité sont bornés par $C_c = 0,667 \Delta e/e_0 + 0,02$, alors que les indices de premier déchargement sont bornés par $C_{s1} = 0,0667 \Delta e/e_0 + 0,002$ (soit un rapport C_c/C_{s1} égal à dix). En-dessous, les indices de premier chargement C_{sr} sont bornés par $C_{sr} = 0,333 \Delta e/e_0$, puis les indices de déchargement C_{sd} sont bornés par $C_{sd} = 0,0667 \Delta e/e_0$.

A l'exception de C_{sd} , la dispersion des données exprime l'absence de lien entre les paramètres de compressibilité, la nature des sols et l'indice de remaniement. Des pentes $C_c = 0,2$ sont mesurées pour des degrés divers du remaniement, par exemple ([figure 8-1a](#)). A l'inverse, la présence des bornes inférieures montrent que les sols ne peuvent pas échapper à un certain degré de remaniement minimum, qui va croissant avec leur compressibilité (C_c) ou leur souplesse (C_s). Néanmoins, les sols les plus compressibles ne sont pas les plus vulnérables (tourbes).

8.3 – Evolution des paramètres dérivés avec l'indice de remaniement.

Les graphiques de la [figure 8-2](#) montrent les rapports des indices C_{sr}/C_{sd} , les différences $C_{sr} - C_{sd}$, les indices $(o_{sr} - e_0)/e_0$ et les rapports des indices C_c/C_{sr} en fonction de $\Delta e/e_0$. Les trois premiers facteurs augmentent avec $\Delta e/e_0$. Pour le rapport C_{sr}/C_{sd} , cet accroissement dépend de la nature des sols ([figure 8-2a](#)), avec un taux croissant en passant des tourbes, aux argiles puis aux sables et limons. Des valeurs de ces taux sont indiquées sur le graphique. Ces variations sont moins marquées pour les différences $C_{sr} - C_{sd}$ ([figure 8-2b](#)). Les indices $(o_{sr} - e_0)/e_0$ et $\Delta e/e_0$ sont quasi-proportionnels avec un taux de variation égal à 1,5 ([figure 8-2c](#)). Les deux indices sont analogues et ils expriment les mêmes tendances. Enfin, les rapports C_c/C_{sr} décroissent en moyenne avec l'accroissement des indices $\Delta e/e_0$, sans influence apparente de la nature des sols ([figure 8-2d](#)). Ils ne traduisent pas un effet du remaniement.

En fait, l'examen de la [figure 8-2a](#) montre un secteur "circulaire" centré sur l'origine du diagramme et délimité par les indices $0 \leq \Delta e/e_0 \leq 0,1$ sur l'axe des abscisses et par les rapports $1 \leq C_{sr}/C_{sd} \leq 6$ sur l'axe des ordonnées. Ce secteur concentre une majorité de résultats rangés par familles de sols, tandis que des points isolés situés en dehors de ce secteur représentent majoritairement les sols remaniés. Avec ce point de vue, il apparaît que les seuils du [tableau 1-1](#) dédiés aux argiles peu consolidées ne s'appliqueraient pas aux sables et aux limons, mais qu'une réduction dans un rapport de deux serait à accepter pour aboutir aux seuils de 0,02, 0,035 et 0,07 de séparation des quatre classes de qualité des prélèvements dans ces terrains. Cette observation va dans le sens des remarques de Long (2006) et Krage et al. (2015).

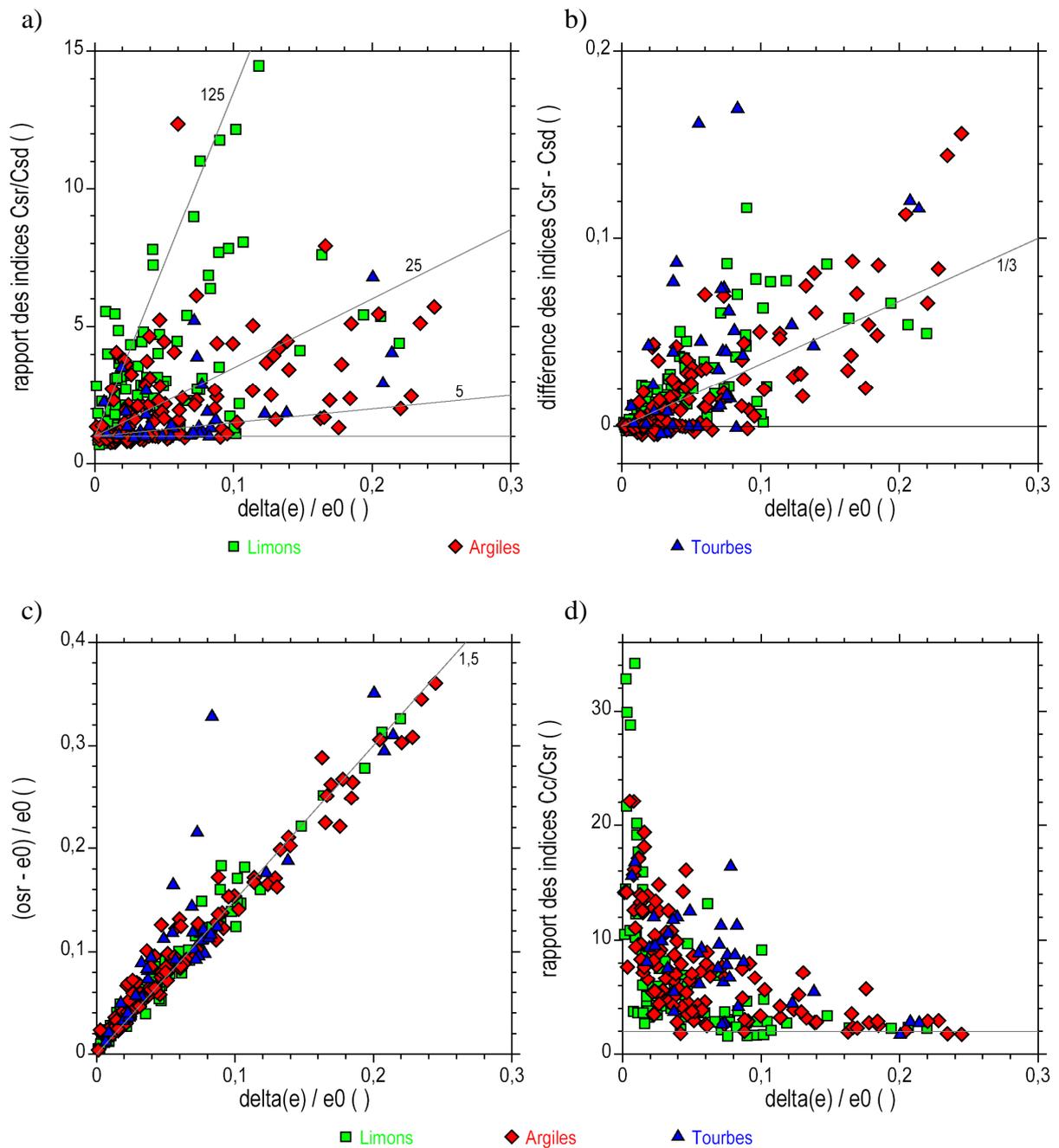


Figure 8-2 : Représentation des principales caractéristiques des courbes de compressibilité en fonction de l'indice de remaniement et en fonction de la nature des sols.

a) Rapports des indices C_{sr}/C_{sd} en fonction de $\Delta e/e_0$.

b) Différences $C_{sr} - C_{sd}$ en fonction de $\Delta e/e_0$.

c) Indice $(o_{sr} - e_0)/e_0$ en fonction de $\Delta e/e_0$.

d) Rapports des indices C_c/C_{sr} en fonction de $\Delta e/e_0$.

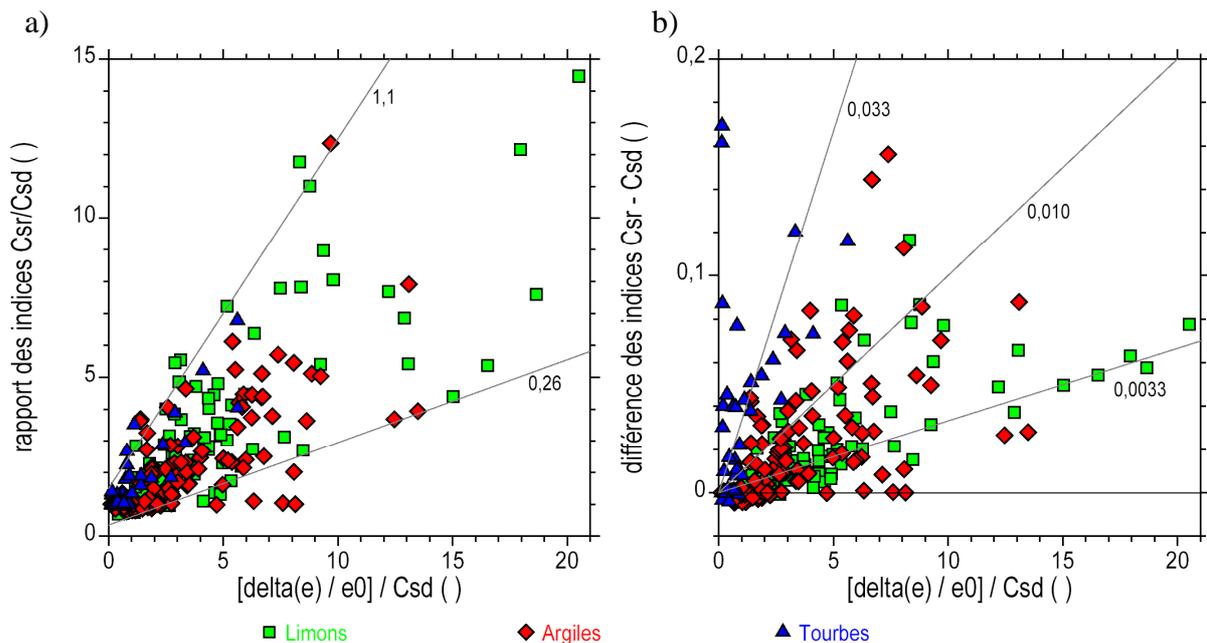


Figure 8-3 : Représentation des principales caractéristiques des courbes de compressibilité en fonction de l'indice de remaniement normalisé et en fonction de la nature des sols.

a) Rapports des indices C_{sr}/C_{sd} en fonction de $(\Delta e/e_0)/C_{sd}$.

b) Différences $C_{sr} - C_{sd}$ en fonction de $(\Delta e/e_0)/C_{sd}$.

Une forme normalisée de $\Delta e/e_0$ par la pente C_{sd} est utilisée sur la [figure 8-3](#) où l'expression $[\Delta e/e_0]^0/C_{sd}$ est reportée en abscisse. Quelques pentes sont indiquées. Il n'apparaît pas d'amélioration des relations entre les différents facteurs ainsi représentés.

En résumé, les rapports C_{sr}/C_{sd} donnent un moyen de décrire les courbes oedométriques de compressibilité. Ils sont indépendants de la contrainte en place σ'_{v0} et ils ne dépendent que de la forme de la courbe de compressibilité du sol. Ils expriment la pente relative de premier chargement C_{sr} par rapport à la pente des déchargements C_{sd} au coude "d". Cette pente est déduite d'une loi de variation des pentes C_s avec la contrainte axiale effective σ'_a . Elle peut être indépendante de σ'_a néanmoins, ou considérée comme telle (C_s constant). Les rapports C_{sr}/C_{sd} augmentent avec le degré de remaniement du sol. Toutefois le taux d'accroissement de C_{sr}/C_{sd} avec $\Delta e/e_0$ dépend de la nature du sol. Il est plus accentué dans les sables et les limons que dans les argiles et les tourbes.

Mieussens et al. (1985) pointent l'écart entre la branche de premier chargement et la branche de premier déchargement comme un indice de remaniement des argiles dans le plan de compressibilité ($\lg(\sigma'_a), e$). La présente récapitulation aboutit à une conclusion semblable, en se basant sur le rapport C_{sr}/C_{sd} , ou bien sur le rapport C_{sr}/C_{s1} , quand la loi de variation de $C_s(\sigma'_a)$ n'est pas établie faute de disposer de deux boucles de chargement-déchargement. Ici, ce constat est nuancé par l'effet de la nature des sols ([figure 8-2a](#)).

Les caractéristiques de compressibilité, comme l'indice de remaniement, dépendent de la nature des sols. L'indicateur $(e_L - e_0) C_2/100$ permet de souligner cette dépendance en associant la teneur en particules fines d'un sol et la distance entre son état naturel et son état "liquide". A ce titre, la [figure 6-12](#) montre l'évolution des différents paramètres avec cet indicateur. Les sols argileux fermes sont moins sensibles au remaniement que les sols limoneux ou sableux mous.

8.4 – Hypothèse sur l'effet des sollicitations d'extension pendant le prélèvement.

Plusieurs auteurs ont pointé le mécanisme d'extension qui prévaut dans le sol pendant le fonçage des carottiers, puis l'extraction et la remontée en surface (voir la revue bibliographique). Un indice de remaniement $\Delta e/e_0$ a été défini, qui représente la déformation de recompression du sol sous le poids des terres σ'_{v0} dans l'oedomètre. L'indice $(o_{sr} - e_0)/e_0$ défini dans cette étude est équivalent à l'indice $\Delta e/e_0$ ([figure 8-2c](#)). Tous deux, ils mesurent la déformation regagnée par le sol le long du chemin de rechargement oedométrique.

De son côté, le rapport C_{sr}/C_{sd} marque aussi le remaniement du sol, sans référence à σ'_{v0} , mais en pointant l'influence de la nature du sol, au désavantage des sols sableux et limoneux. En introduisant l'indice de déchargement C_{sd} au coude "d" comme référence, ce rapport permet d'apprécier l'amplitude relative des déformations de rechargement du sol. Cette démarche rejoint celle de différents auteurs qui préconisent de procéder à un cycle de déchargement au moins pour apprécier le remaniement du sol, voire pour le corriger (voir la revue bibliographique).

Si les différents indices évoqués ici constituent des critères de remaniement des sols fins peu consolidés, ils ne renseignent pas sur l'estimation de l'indice des vides en place e_0 . Ce dernier est déduit de la courbe de compressibilité oedométrique à l'abscisse σ'_{v0} , en supposant que la variation de volume du sol est faible pendant le prélèvement.

L'observation des échantillons carottés au laboratoire montre parfois la présence de traces de fissuration en extension ([paragraphe 3](#)), signes d'un accroissement global du volume du sol. Une représentation hypothétique de tels effets est proposée en [annexe A](#). Dans cette empirique spéculative, les déformations d'extension prendraient corps dans le sol pendant le fonçage du carottier (effet d'extrusion au passage de la tresse coupante), puis à l'instant de l'extraction du carottier (traction), puis pendant la remontée en surface (poids propre du sol). Les contraintes appliquées au sol sont faibles à ce stade. Le sol se trouve dans un état surconsolidé. Les déformations d'extension sont accompagnées par des déformations de dilatance. Ces déformations sont favorables aux argiles, qui sont déchargées en condition non drainée, et dans lesquelles la contribution de la dilatance s'ajoute à l'effet de la succion. Une cohésion non drainée est disponible. La déformabilité est grande. Sauf fissuration, les déformations sont majoritairement réversibles.

Les sables ne bénéficient pas d'un tel effet de succion, ni d'une résistance non drainée établie. En l'absence de confinement, la résistance au cisaillement effective est réduite. La déformabilité est faible. Les déformations sont peu réversibles. La dilatance accroît la porosité du sol et s'accompagne d'une désaturation éventuellement. Dans ces conditions, un accroissement de l'indice des vides du sol peut être envisagé pendant le prélèvement, qui procure ensuite une plus forte compressibilité au sol pendant son rechargement au laboratoire. Une simulation empirique d'un tel mécanisme est décrite en [annexe A](#). Mais la justification de ces hypothèses n'est pas envisageable à partir des données disponibles dans cette étude.

9. Comparaison aux déformations de retrait.

9.1 – Présentation.

La compression oedométrique (ou la compression isotrope) d'un sol et le retrait produisent une réduction du volume du sol. Dans le premier cas, la déformation est engendrée par un chargement mécanique extérieur effectué en condition drainée. Dans le second cas, la succion est à l'origine de la contraction du sol dans un contexte de séchage imposé. L'état initial du sol est le même dans les deux expériences, mais les états finals ne sont pas comparables. Si le sol est saturé au départ, il le reste pendant la consolidation. Il se désature dans l'autre cas. Toutefois, le séchage ne s'accélère qu'à l'approche de la limite de retrait, tandis que la déformation de retrait s'avère presque stabilisée. Alors que le sol demeure quasi-saturé au début du séchage, sa contraction reste commandée par sa compressibilité.

L'opportunité de disposer à la fois de mesures de compressibilité oedométrique et de mesures de retrait dans quelques prélèvements issus de divers sites a été mise à profit pour mettre en correspondance ces caractéristiques de déformabilité des sols à titre exploratoire (Serratrice, 2014). Les sols étudiés ont été prélevés par carottages dans sept sites différents et ils ont été testés dans leur état naturel. D'autres sols ont été reconstitués au laboratoire. Les coefficients de compressibilité ont été obtenus au moyen d'essais oedométriques de compressibilité par paliers. Les déformations de retrait ont été mesurées au moyen d'essais de retrait réalisés selon des procédures simplifiées. L'interprétation de ces déformations de retrait se fonde sur un faisceau de courbes repères définies dans un plan des variations d'état du sol et sur la base des données recueillies à partir de nombreux essais portant sur une grande variété de sols fins.

D'après ces investigations préliminaires, une correspondance s'établit entre le retrait des sols et leur compressibilité au moyen de l'équation des courbes repères de retrait qui sont appliquées aux variations du coefficient de compressibilité en fonction de l'indice des vides initial du sol.

9.2 – Procédures simplifiées des essais de retrait et de gonflement libre.

Principe.

Des programmes d'essais de retrait et de gonflement libre ont été réalisés sur de nombreux sols prélevés à l'occasion de reconnaissances géotechniques de divers sites, au moyen de sondages carottés ou par blocs. Les éprouvettes sont découpées manuellement à la trousse coupante au cœur des échantillons intacts. Les essais de retrait sont effectués parallèlement à des essais de gonflement sur le même sol. Dans tous les cas, les dimensions des éprouvettes sont mesurées au pied à coulisse aux trois étapes principales du déroulement de chaque type d'essais de gonflement et de retrait, ainsi que leur masse : 1) au début de l'essai, d'après les dimensions de la trousse ; 2) en fin d'essai de gonflement ou de séchage à l'air libre ; 3) après étuvage à 60 °C pendant 48 heures au moins.

Les mesures au pied à coulisse permettent d'obtenir les caractéristiques d'état du sol aux trois étapes de l'essai (teneur en eau w , indice des vides e). Ces mesures des caractéristiques d'état permettent alors d'évaluer les variations Δe de l'indice des vides pendant ces étapes. Toutes ces mesures des variations d'état ont été rassemblées dans une base de données qui est exploitée ensuite en rapportant ces variations Δe en fonction de l'indice des vides initial e_i . Le plan des

variations d'état ($\Delta e, e$) est utilisé pour introduire la notion de dynamique de retrait-gonflement des sols fins argileux, c'est à dire l'amplitude des déformations de retrait-gonflement.

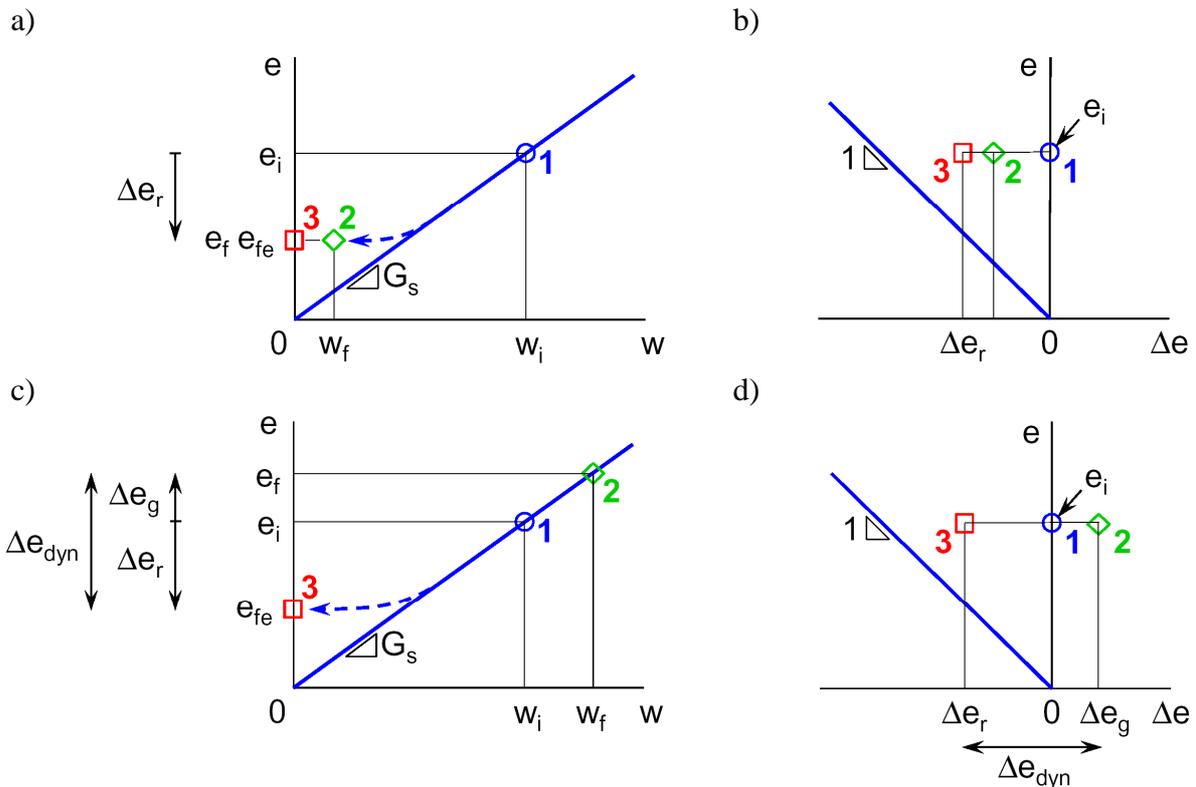


Figure 9-1 : Plan d'état et plan des variations d'état utilisés pour représenter les chemins de gonflement et de retrait des sols dans les procédures simplifiées.

a) Essais de retrait. Plan d'état (w, e).

b) Essais de retrait. Plan des variations d'état ($\Delta e, e$).

c) Essais de gonflement. Plan d'état (w, e).

d) Essais de gonflement. Plan des variations d'état ($\Delta e, e$).

Trois états successifs du sol : 1) état initial ; 2) en fin du gonflement ou du séchage à l'air libre ; 3) après étuvage à 60 °C.

Les graphiques de la [figure 9-1](#) montrent les chemins de gonflement et de retrait d'un sol pendant les essais, dans le plan d'état (w, e) et plan des variations d'état ($\Delta e, e$). Ces plans sont mis en regard via l'indice des vides qui figure en ordonnée, comme dans le plan ($\lg(\sigma'_a), e$) de compressibilité oedométrique ou de compactage statique.

Essai de retrait simplifié.

L'éprouvette est laissée à l'air libre sur une grille pendant plusieurs jours et se elle dessèche dans l'atmosphère ambiante. L'évolution du séchage peut être suivie par des pesées successives. Puis elle est séchée à l'étuve à 60 °C. Ses dimensions sont mesurées au pied à coulisse aux différentes étapes de l'essai, ce qui permet d'obtenir une mesure approximative du retrait (isotrope) du sol (état initial, fin du séchage à l'air libre, fin de l'étuvage à 60 °C, [figure 9-1a et b](#)).

Essai de retrait continu.

L'essai est identique au précédent, mais l'éprouvette est posée sur le plateau d'une balance qui enregistre la diminution de la masse du sol en fonction du temps (évaporation de l'eau dans l'atmosphère ambiante). Simultanément, un capteur mesure le tassement axial de l'éprouvette duquel est déduite la déformation axiale. Ces deux mesures permettent d'obtenir les caractéristiques d'état du sol en continu dans le temps en adoptant l'hypothèse de l'isotropie des déformations. Comme précédemment, les dimensions de l'éprouvette sont mesurées au pied à coulisse aux trois étapes principales de l'essai, ce qui permet d'obtenir une mesure approximative du retrait (isotrope) du sol en plus de la mesure en continu (état initial, fin du séchage à l'air libre, fin de l'étuvage à 60 °C, [figure 9-1a et b](#)). L'essai est poursuivi jusqu'à la stabilisation de la déformation axiale après plusieurs jours d'essai. Le résultat est donné sous forme graphique : 1) en fonction du temps pour la déformation axiale (t, ϵ_a) et la teneur en eau $w(t, w)$ ou l'indice des vides (t, e) ou le degré de saturation (t, S_r) ; 2) dans le plan d'état (w, e) ou le plan (w, ϵ_a).

Essai de gonflement libre oedométrique.

Deux types d'essais de gonflement libre sont mis en œuvre, qui se distinguent par la condition de déformation latérale, libre ou bloquée. Dans l'essai de gonflement libre oedométrique, l'éprouvette est maintenue dans sa trousse et elle est posée dans une cellule de type oedométrique entre deux plaques poreuses sèches et sous un piston léger. La cellule est placée sur un bâti. Elle est mise en imbibition avec de l'eau du robinet préalablement désaérée et le déplacement axial est enregistré en fonction du temps à l'aide d'un capteur. Dans cet essai, la bague latérale s'oppose au gonflement radial. La déformation radiale est nulle et la déformation de volume est égale à la déformation axiale. L'essai est poursuivi jusqu'à la (pseudo-) stabilisation de la déformation axiale après plusieurs jours d'essai. Le résultat est donné sous la forme d'une courbe temps-déformation axiale (t, ϵ_a) (négative pour un gonflement, positive pour un tassement).

Après la fin de l'essai, l'éprouvette est séchée à l'étuve. Ses dimensions sont mesurées au pied à coulisse aux différentes étapes, ce qui permet d'obtenir une mesure approximative du gonflement, puis du retrait (isotrope) du sol (état initial, fin du gonflement, fin de l'étuvage à 60 °C, [figure 9-1c et d](#)).

Essai de gonflement libre isotrope.

L'éprouvette est extraite de sa trousse coupante puis elle est revêtue latéralement par une membrane triaxiale en latex. Elle est posée dans une cellule de type oedométrique dépourvue de bague rigide. Elle est mise en imbibition avec de l'eau du robinet préalablement désaérée et le déplacement axial est enregistré en fonction du temps à l'aide d'un capteur de déplacement. Dans cet essai, la membrane latérale ne s'oppose pas au gonflement radial, contrairement à la bague oedométrique rigide dans les essais oedométriques de gonflement. Le gonflement est isotrope. La membrane latérale évite le délitage du sol dans l'eau qui entoure l'éprouvette. Elle favorise l'imbibition par les deux extrémités de l'éprouvette. L'essai est poursuivi jusqu'à la (pseudo-) stabilisation de la déformation axiale après plusieurs jours d'essai. La déformation radiale est supposée égale à la déformation axiale pendant le gonflement (déformation isotrope) et la déformation de volume vaut trois fois la déformation axiale dans cette hypothèse. La suite de l'essai se déroule comme dans le cas précédent, ce qui permet d'obtenir une mesure approximative du gonflement, puis du retrait (isotrope) du sol (état initial, fin du gonflement, fin de l'étuvage à 60 °C, [figure 9-1c et d](#)). En toute rigueur, c'est un essai de gonflement libre de ce type qui est à opposer à l'essai de retrait.

9.3– Dynamique de retrait-gonflement.

Cette notion de dynamique de retrait-gonflement exprime simplement l'amplitude des déformations libres de retrait et de gonflement d'un sol (Serratrice, 2007).

Plan d'état et plan des variations d'état.

La relation $e = (\gamma_s / (S_r \gamma_w)) w$ définit aussi la droite de saturation $e = G_s w$ avec $G_s = \gamma_s / \gamma_w$ dans le plan d'état (w, e) , où γ_s est le poids volumique solide et γ_w le poids volumique de l'eau et $S_r = 1$ le degré de saturation. Le retrait du sol initialement saturé s'effectue le long de cette droite en descendant, jusqu'au point d'entrée d'air où la courbe bifurque vers les faibles teneurs en eau et à volume quasi-constant. Le gonflement à partir d'un état saturé s'effectue le long de cette droite dans la direction opposée (w et e augmentent). Le sol rejoint ensuite les états secs après séchage à l'air libre puis à l'étuve.

Ces évolutions représentent la dynamique de retrait-gonflement des sols Δe_{dyn} . Elle est définie par l'amplitude du segment horizontal reliant les retraits à gauche où $\Delta e < 0$, aux gonflements à droite où $\Delta e > 0$ dans le plan $(\Delta e, e)$, [figure 9-1d](#). Elle se retrouve en ordonnée dans le plan d'état (w, e) , [figure 9-1c](#). En général, cette amplitude dépend étroitement de la nature du sol et de l'indice des vides initial du sol e_i . Des exemples de plans des variations d'état $(\Delta e, e)$ sont donnés sur les graphiques des [figures 9-2a à 9-7a](#).

Courbes repères du plan $(\Delta e, e)$.

Les courbes repères ont été définies dans le plan des variations d'état $(\Delta e, e)$ pour représenter les amplitudes des déformations de retrait-gonflement des sols. Du côté du retrait, l'expression suivante permet de décrire ce faisceau de courbes de paramètre e_k .

$$\Delta e = e_k [1 - \exp(-e / e_k)] - e \quad (9-1)$$

Ces courbes partent de l'origine du plan $(\Delta e, e)$ avec une tangente verticale, puis elles se développent vers les $\Delta e < 0$ (contraction). Elles possèdent des asymptotes de pente -1 vers lesquelles elles tendent pour les grands indices des vides. Ces asymptotes ont pour ordonnée à l'origine e_k . La droite $e = -\Delta e$ de pente -1 , qui est définie par $e_k = 0$, délimite le domaine des retraits possibles, c'est à dire $-e < \Delta e < 0$. Avec cette droite, le faisceau est composé par les courbes repères de paramètres $e_k = 0,3, 0,7, 1,5, 3,1$ et $6,2$ respectivement, qui sont reportées sur les graphiques des [figures 9-2a à 9-7a](#).

Pour les forts indices des vides initiaux e_i , qui sont obtenus avec les argiles remaniées à fortes teneurs en eau par exemple, les points $(\Delta e, e_i)$ mesurés après retrait s'alignent sur des droites de pente -1 et d'ordonnée à l'origine e_k dans le plan des variations d'état. Pour les faibles indices des vides initiaux des argiles intactes compactes, les variations Δe s'incurvent vers l'origine du plan $(\Delta e, e_i)$ et restent négatives. Ainsi, chaque essai de retrait peut être caractérisé par un paramètre e_k unique. Connaissant le couple $(\Delta e, e_i)$, e_k est solution de l'équation $\exp(-e_i / e_k) = 1 - (e_i + \Delta e) / e_k$. Si e_i et Δe sont très grands, $e_k = e_i + \Delta e$.

Un faisceau repère est proposé aussi pour les gonflements dans la région du plan des variations d'état $(\Delta e, e)$ où $\Delta e > 0$. Cet aspect n'est pas développé ici (Serratrice, 2017).

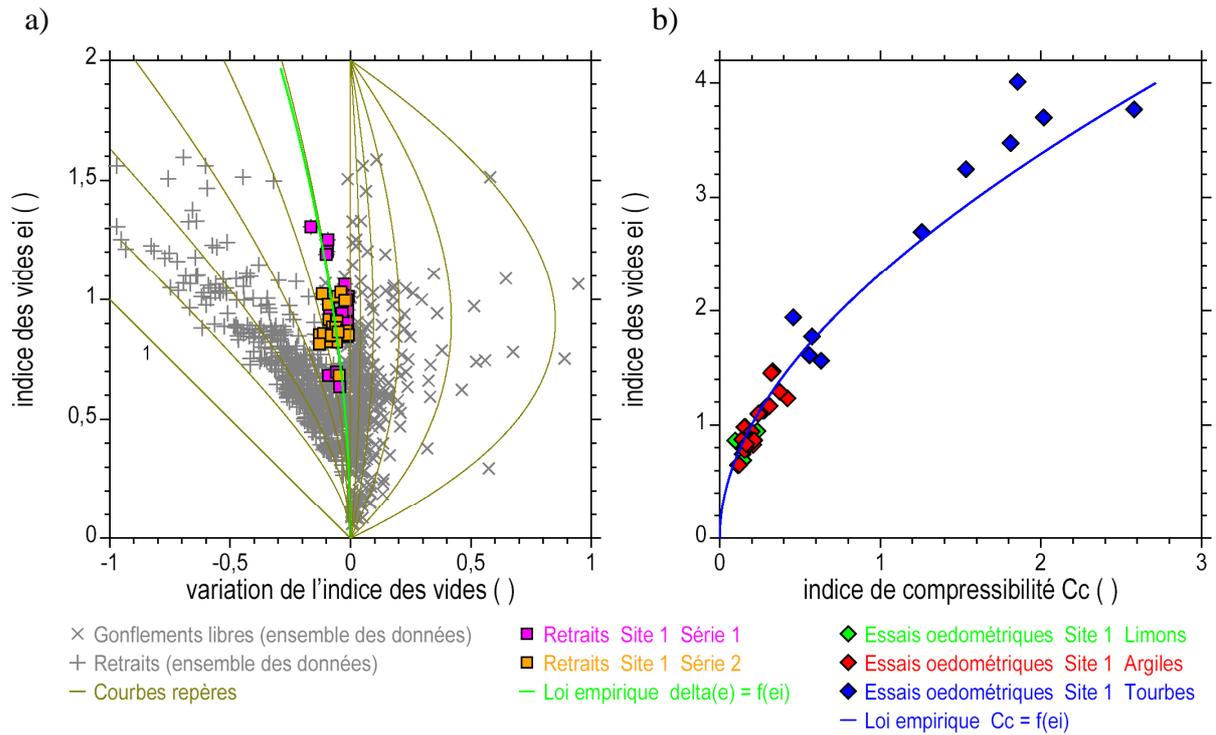


Figure 9-2 : Comparaison des variations de l'indice des vides et des indices de compressibilité en fonction de l'indice des vides initial. Site 1.

a) Essais de retrait. Plan des variations d'état (Δe , e_i).

b) Essais oedométriques. Variations de C_c avec e_i dans le plan (C_c , e_i).

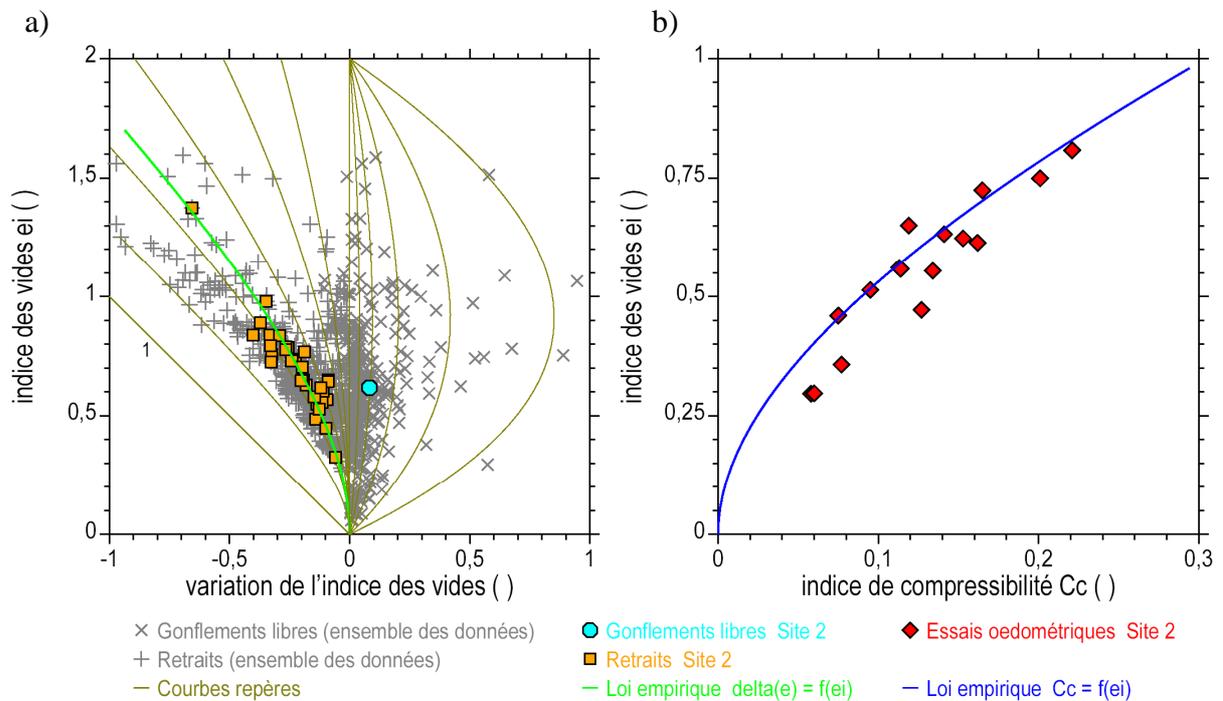


Figure 9-3 : Comparaison des variations de l'indice des vides et des indices de compressibilité en fonction de l'indice des vides initial. Site 2.

a) Essais de retrait. Plan des variations d'état (Δe , e_i).

b) Essais oedométriques. Variations de C_c avec e_i dans le plan (C_c , e_i).

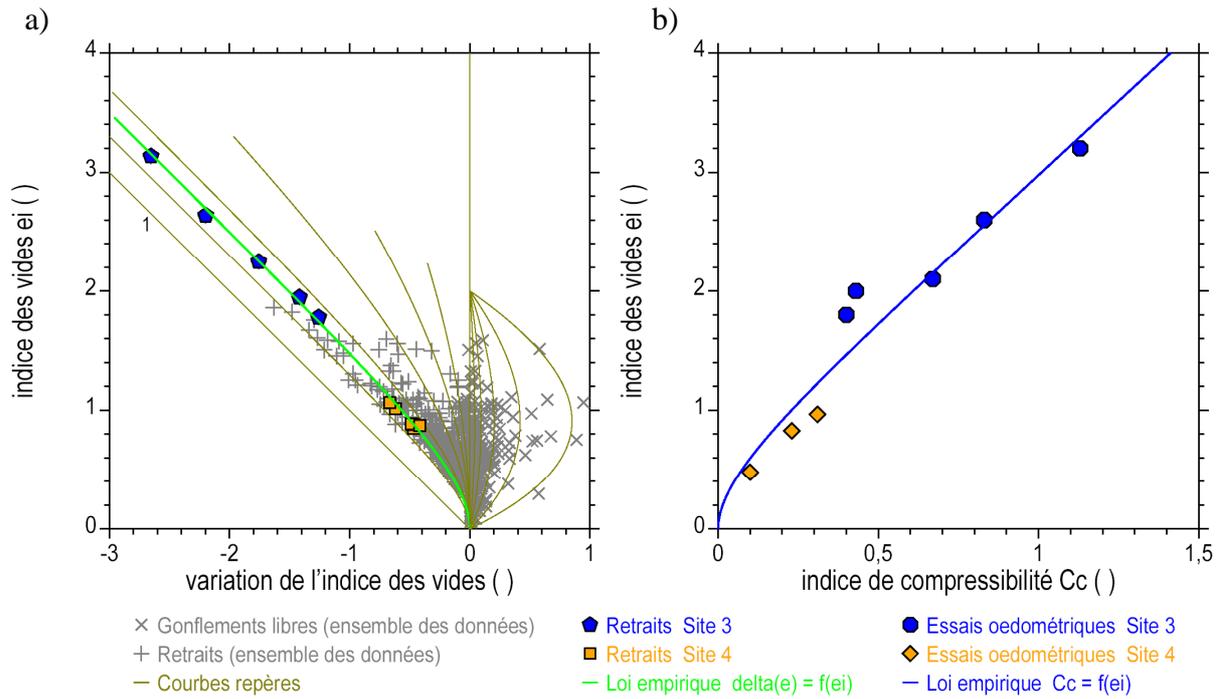


Figure 9-4 : Comparaison des variations de l'indice des vides et des indices de compressibilité en fonction de l'indice des vides initial. Sites 3 et 4.
 a) Essais de retrait. Plan des variations d'état (Δe , e_i).
 b) Essais oedométriques. Variations de C_c avec e_i dans le plan (C_c , e_i).

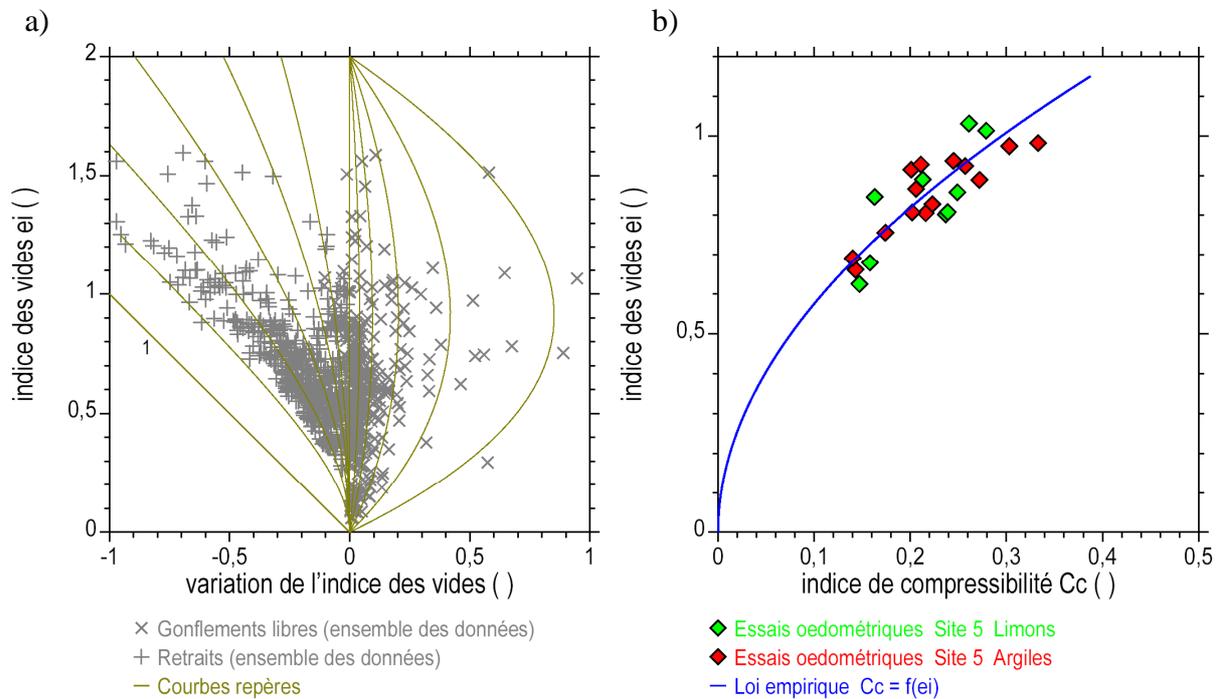


Figure 9-5 : Comparaison des variations de l'indice des vides et des indices de compressibilité en fonction de l'indice des vides initial. Site 5.
 a) Essais de retrait. Plan des variations d'état (Δe , e_i). Ensemble des données.
 b) Essais oedométriques. Variations de C_c avec e_i dans le plan (C_c , e_i).

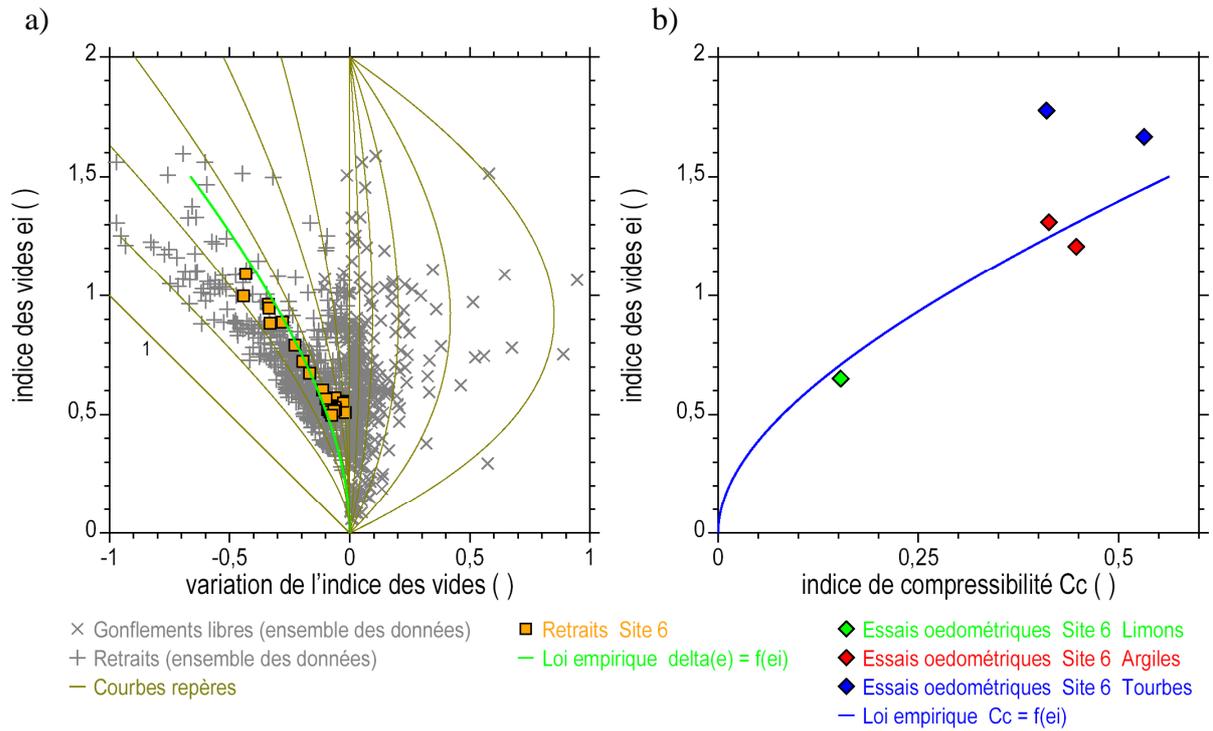


Figure 9-6 : Comparaison des variations de l'indice des vides et des indices de compressibilité en fonction de l'indice des vides initial. Site 6.

a) Essais de retrait. Plan des variations d'état (Δe , e_i). Ensemble des données.

b) Essais oedométriques. Variations de C_c avec e_i dans le plan (C_c , e_i).

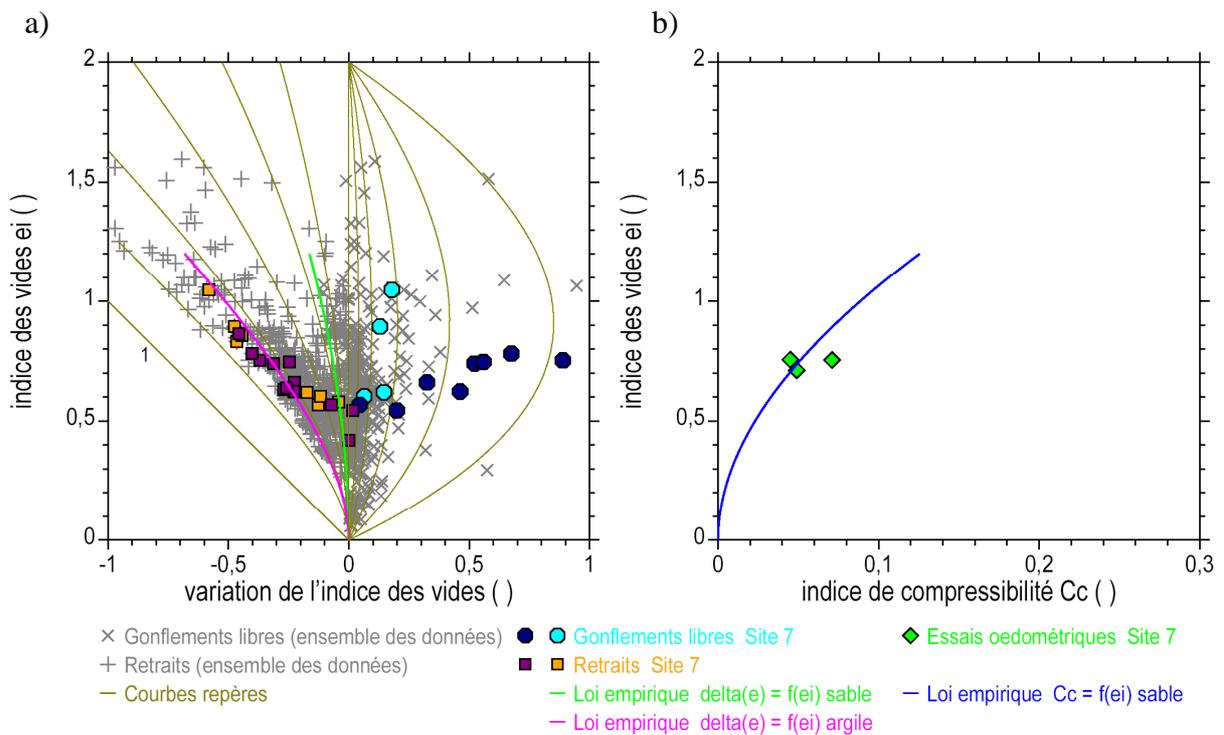


Figure 9-7 : Comparaison des variations de l'indice des vides et des indices de compressibilité en fonction de l'indice des vides initial. Site 7.

a) Essais de retrait. Plan des variations d'état (Δe , e_i). Ensemble des données.

b) Essais oedométriques. Variations de C_c avec e_i dans le plan (C_c , e_i).

Exemples de déformations de retrait.

Les figures 9-2a à 9-7a montrent les résultats de plusieurs séries d'essais de retrait et de gonflement réalisées sur des sols argileux prélevés en place ou remaniés. Les données sont reportées dans le plan des variations d'état (Δe , e_i). Les données de l'ensemble des mesures sont représentées par des croix grises (à peu près 750 essais). Les données des séries particulières sont représentées par des figurés de couleur. Le faisceau des six courbes repères est indiqué pour les retrait. Ce faisceau a été calculé avec les paramètres $e_k = 0,0, 0,3, 0,7, 1,5, 3,1$ et $6,2$.

Il apparaît sur les graphiques des figures 9-2a à 9-7a que les variations de retrait Δe_r mesurées dans chacune des séries particulières d'essais s'inscrivent dans les courbes repères. La dispersion est grande. Toutefois, une courbe moyenne représentant l'évolution des Δe_r avec les indices des vides initiaux e_i peut être calculée d'après (9-1) en choisissant un paramètre e_k par interpolation entre les courbes repères (courbe verte). Ces paramètres sont indiqués dans le tableau 9-1 (colonne 3). Le tableau fait mention du nom des éprouvettes testées (colonne 2).

Tableau 9-1 : Caractéristiques de la correspondance entre C_c et Δe pour les sites étudiés.

Site	Eprouvettes des essais de retrait	e_k ()	Eprouvettes des essais oedométriques	$\Delta\sigma'_{a\ cc}$ (kPa)
1	ARC01 à 16 CAR30 à 74	6,0	AR01 à 55 ARL01 à 82	2,5
2	ZOU01 à 31	0,9	THI01 à 22	20
3, 4	LRR08 à 40 AKO01 à 07	0,5	LRR08 à 40 TOG01 à 21	300
5	-	6,0	ADN13 à 46 ... ANT01 à 22	1,85
6	EFU01 à 31	1,15	FUR04 à 20	15
7	SET19 à 26 REG01 à 16	4,0 (0,6)	SET01 à 03	20 (100)

La comparaison des figures 9-2a à 9-7a montre des différences importantes entre les séries d'essais. C'est notamment le cas de la série 1 qui porte sur des sols limoneux, voire sableux, qui sont à la fois peu compressibles et peu rétractables. Au contraire, les séries 3 et 4 sont consacrées à des argiles reconstituées à très forte teneur en eau (e_i dépasse 3) et sont fortement rétractables. Dans le premier cas, e_k est grand ($e_k = 6$ ici), contrairement aux deux autres cas ($e_k = 0,5$).

Le tableau 9-2 rassemble des commentaires plus détaillés sur chacune des sept séries examinées.

Tableau 9-2 : Commentaires à propos des essais donnés en exemple.

Site	Commentaires
1	Le site 1 couvre de larges étendues géographiques. Ce site a fait l'objet de plusieurs campagnes de reconnaissances géotechniques successives. Les terrains sont constitués en majorité par des limons, des limons argileux, des limons sableux, des sables et des horizons tourbeux. Les sols sont hétérogènes, mais leurs propriétés se retrouvent d'une campagne à l'autre, en moyenne, et les limons présentent un certain "air de famille", malgré la grande variété de leurs caractéristiques d'état initial. Les essais de retrait portent essentiellement sur les sols non organiques (figure 9-2a). De nombreux essais oedométriques ont été réalisés. La correspondance entre les variations d'état de retrait Δe et les coefficients de compressibilité oedométriques C_c s'établit via une fonction de e_i dont le paramètre principal est $e_k = 6,0$ (et $\Delta\sigma'_{a\ cc} = 2$ kPa pour C_c). Cela traduit le fait que les sols limoneux, voire sableux, sont à la fois peu compressibles et peu rétractables. Ils sont peu plastiques. Contre toute attente, la relation $C_c(e_i)$ qui est identifiée sur ces terrains, semble appropriée aussi pour représenter les tourbes, dans une gamme d'indices des vides pourtant très différente (figure 9-2b).

Tableau 9-2 (suite) : Commentaires à propos des essais donnés en exemple.

Site	Commentaires
2	Les terrains sont des argiles plus ou moins raides et des marnes compactes ou altérées. Un seul essai de gonflement libre a été réalisé (en bleu clair, figure 9-3a). Comme dans le site 1 de nombreux essais oedométriques ont été effectués (figure 9-3b). Sauf un essai, les éprouvettes de retrait et les éprouvettes oedométriques partagent la même gamme de compacité. Ces terrains argileux sont plus compacts et plus rétractables que les sols limoneux du site 1. Ils sont moins compressibles, mais leur compressibilité s'inscrit dans la lignée de celles du site 1.
3, 4	Les sols sont reconstitués à saturation au laboratoire. Il s'agit d'argiles très plastiques pour la plupart. Ainsi, de tels sols argileux peuvent être reconstitués à de fortes teneurs en eau et de forts indices des vides initiaux. Leur compressibilité est grande. Dans ces conditions, les variations d'état de retrait consomment une large part de l'indice des vides initial et les points des variations d'état se placent à proximité de la droite limite de pente -1 dans le plan $(\Delta e, e_i)$. Ici, $e_k = 0,5$ et $\Delta\sigma'_{acc} = 300$ kPa. Comme les déformations, les compressibilités s'alignent sur l'asymptote de la relation empirique de paramètre e_k .
5	Il n'existe pas d'essais de retrait pour ce site constitué majoritairement par des argiles limoneuses, sableuses et parfois litées. Les essais oedométriques ont été réalisés en nombre et s'adressent à la fois à la famille 1 des sables et des limons et la famille 2 des argiles, telles que définies dans cette étude (figure 9-5b). La réponse oedométrique est comparable à celle du site 1 ($e_k = 6,0$ et $\Delta\sigma'_{acc} = 1,85$ kPa).
6	Les terrains sont hétérogènes avec des argiles, des limons, des tourbes et des vases. Ils présentent une grande variété d'états initiaux. Mais, côté retrait, les réponses se concentrent autour de la courbe de paramètre $e_k = 1,15$ (figure 9-6a). Peu nombreuses, les réponses oedométriques sont dispersées (figure 9-6b).
7	Les essais de retrait concernent essentiellement des argiles très plastiques, alors que les trois essais oedométriques portent sur des sables. Concernant les argiles, les données ont été recueillies au cours de deux programmes d'essais successifs (figure 9-7a). Ces argiles sont fortement rétractables ($e_k = 0,6$). Leurs réponses s'inscrivent dans la lignée des réponses des argiles très plastiques reconstituées des sites 3 et 4, mais leurs compacités sont plus fortes. Elles sont très gonflantes et elles possèdent une très forte dynamique de retrait-gonflement, $\Delta e_{dyn} \approx 1,5$. Cette interprétation proposée pour les argiles ne convient pas pour les sables qui appellent d'autres paramètres, c'est à dire $e_k = 4,0$ et $\Delta\sigma'_{acc} = 20$ kPa (figure 9-7b), en plaçant ainsi ces terrains dans la continuité des sites 1 et 5.

9.4– Variation des indices de compressibilité.

La compilation des données oedométriques proposée dans cette étude fait apparaître une tendance globale dont la [figure 6-2a](#) donne une illustration. Globalement, les coefficients de compressibilité C_c augmentent avec l'indice des vides initial du sol. Les sols les plus lâches sont souvent les plus compressibles, contrairement aux sols compacts. Toutefois, cette relation entre la compressibilité et la compacité ne fait que traduire un caractère général du comportement des sols.

Cette tendance générale se retrouve dans les réponses oedométriques de chacun des sept sites étudiés, comme le montrent les [figures 9-2b à 9-7b](#), où les indices de compression sont représentés en fonction des indices des vides initiaux des sols (C_c, e_i). Il apparaît ainsi que, dans chaque site, les C_c diminuent avec les indices des vides initiaux e_i . Une certaine dispersion apparaît, mais une tendance se dessine, qui est soulignée par la courbe bleue reproduite sur les graphiques.

Par leur courbure, une analogie s'instaure entre ces courbes (C_c, e_i) et les courbes repères de retrait du plan des variations d'état $(\Delta e, e_i)$. Aussi, l'expression (9-1) est utilisée pour décrire la variation de C_c avec e_i d'après l'équation :

$$C_c = \Delta e / \lg(\Delta\sigma'_{acc}) = \{e_k [1 - \exp(-e_0 / e_k)] - e_0\} / \lg(\Delta\sigma'_{acc}) \quad (9-2)$$

où $\Delta\sigma'_{acc}$ est un paramètre à déterminer expérimentalement et qui sert de pondérateur.

Cette correspondance entre les variations d'état de retrait et la compressibilité des argiles du site montre qu'une grande partie des déformations de retrait, c'est à dire les déformations en état quasi-saturé avant le retrait à volume constant, est en relation avec la compressibilité C_c de l'argile. Le rapport entre les coefficients de compressibilité C_c et les variations d'état de retrait Δe est constant avec un coefficient de proportionnalité $\lg(\Delta\sigma'_{acc})$. La correspondance est établie connaissant le paramètre $\Delta\sigma'_{acc}$ et le paramètre e_k .

Les données oedométriques recueillies dans les différents sites étudiés sont reportées sur les figures 9-2b à 9-7b, ainsi que les courbes moyennes calculées avec la relation empirique (9-2). Les paramètres $\Delta\sigma'_{acc}$ sont inscrits dans la colonne 5 du tableau 9-1. Les noms des éprouvettes oedométriques de chacun des sites sont indiqués dans la colonne 4. Le tableau 9-2 rassemble quelques commentaires à propos de l'interprétation des données.

Ainsi, la relation empirique (9-2) permet de représenter les variations des coefficients de compressibilité des sols d'un site avec leur indice des vides initial. Une correspondance peut être établie entre la compressibilité oedométrique des sols et leurs variations d'état pendant le retrait.

Commentaires.

En pratique, la diversité des réponses observées s'exprime plutôt à travers les déformations de retrait et les paramètres e_k qui contrôlent la relation empirique adoptée (9-1). Cette relation traduit la courbure des réponses mesurées dans les plans $(\Delta e, e_i)$ et (C_c, e_i) . Toutefois, les compressibilités C_c s'inscrivent dans un faisceau relativement plus étroit que les retraits, comme l'a montré le graphique de la figure 6-2a, où l'encadrement des C_c est défini par les couples $e_k = 0,5$ et $\Delta\sigma'_{acc} = 20$ kPa et $e_k = 1,5$ et $\Delta\sigma'_{acc} = 100$ kPa. Le paramètre $\Delta\sigma'_{acc}$ joue un rôle modérateur pour les compressibilités, alors que le paramètre e_k contrôle la courbure des réponses et l'amplitude des retraits.

La relation (9-1) fait valoir l'influence importante de la compacité (indice des vides) sur les propriétés mécaniques des sols. Elle exprime une tendance générale qu'il est important d'apprécier dans de nombreuses circonstances. Mais elle ignore l'influence de beaucoup d'autres facteurs.

9.5– Mesure du retrait comme indicateur du remaniement des sols.

Limite de retrait du sol associée aux mesures simplifiées.

Une limite de retrait w_R peut être définie à partir des mesures simplifiées de retrait-gonflement. Elle représente l'abscisse du coude marquant la transition entre la droite iso-saturation suivie pendant le retrait linéaire $e = (\gamma_s / (S_r \gamma_w)) w$ et la droite de retrait à volume constant $e = e_{fe}$ en fin de séchage dans le plan d'état (w, e) , figures 9-1a et 9-1c. Son expression est :

$$w_R = w_i + (\gamma_w S_r / \gamma_s) \Delta e_r \quad (9-3)$$

qui exprime la variation de la teneur en eau depuis l'état initial (w_i) pendant la contraction de retrait Δe_r négative.

Représentation des données expérimentales.

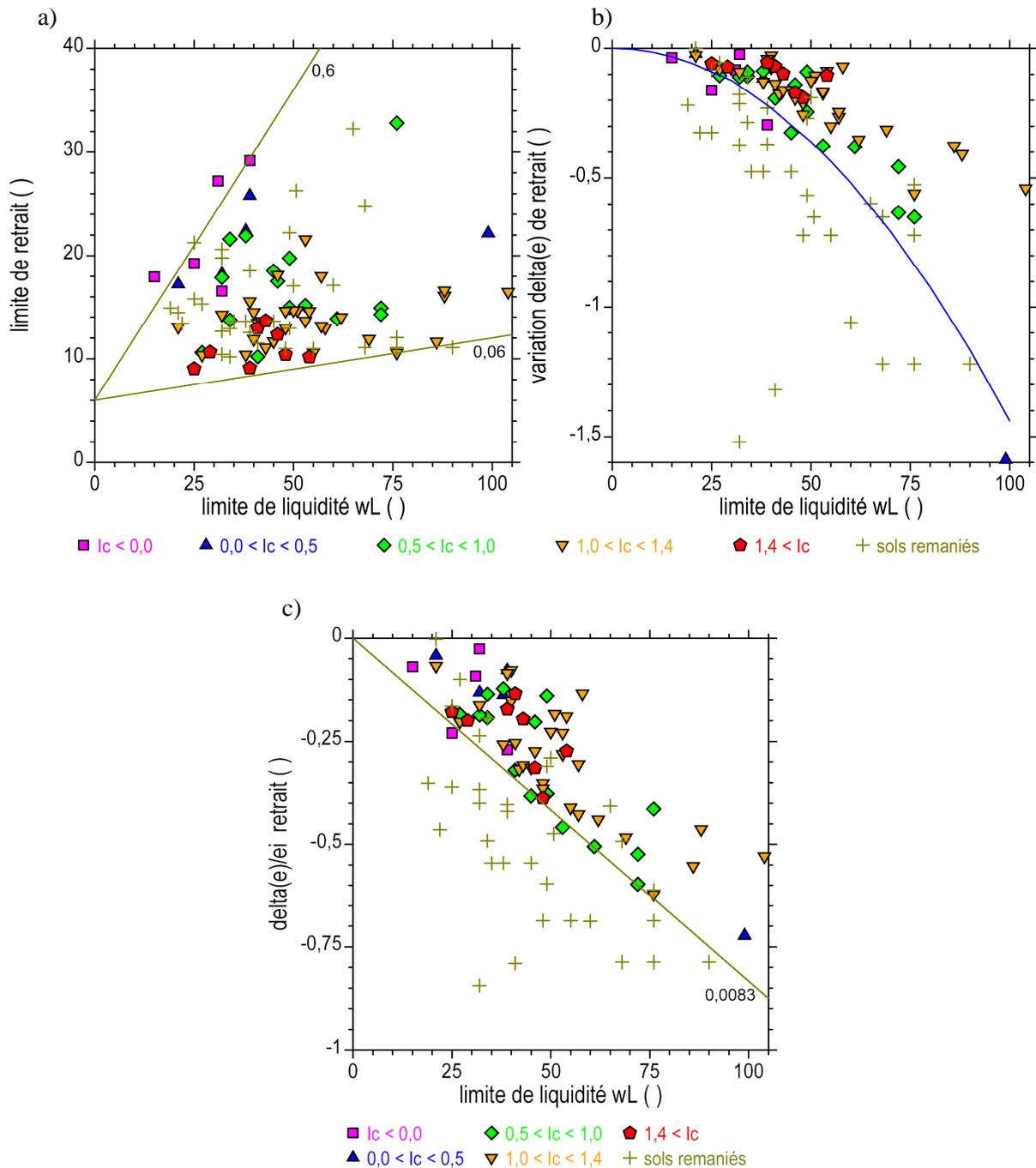


Figure 9-8 : Ensemble des données de retrait. Sols intacts classés en indices de consistance I_c et sols remaniés (croix).

- Limite de retrait w_R en fonction de la limite de liquidité w_L .
- Variation de retrait de l'indice des vides Δe_r en fonction de la limite de liquidité w_L .
- Variation du rapport $\Delta e_r/e_i$ en fonction de la limite de liquidité w_L .

Les mesures des déformations de retrait-gonflement recueillies pendant les programmes expérimentaux successifs ont été représentées en fonction des différents paramètres disponibles parmi les caractéristiques des sols et leurs propriétés physiques (Serratrice, 2017). La limite de liquidité w_L et l'indice de consistance I_c offrent un point de vue intéressant comme le montre la [figure 9-8](#) pour les retraits. Sur ces graphiques paramétrés en indice de consistance I_c , la limite de retrait w_R et la déformation de retrait Δe_r sont représentées en fonction de la limite de liquidité.

Sur la [figure 9-8a](#), un éventail très large de réponses est observé, avec des couples (w_L, w_R) compris entre deux droites de pentes 0,06 et 0,6 respectivement et ordonnée à l'origine $w_r = 6$. Mais un classement en indice de consistance semble s'établir, qui, malgré la dispersion, révèle une tendance assez bien marquée, selon laquelle : 1) la limite de retrait w_R croît avec w_L ; 2) l'accroissement est plus rapide dans les sols mous de faible consistance (carrés mauves) que dans les argiles consistantes (pentagones rouges). Les croix représentent les sols remaniés, compactés ou déstructurés. Les sols remaniés occupent toute la plage des réponses observées.

La [figure 9-8b](#) montre les déformations de retrait exprimées en variations de l'indice des vides Δe_r . Ici, les sols remaniés (croix) se distinguent nettement des sols testés dans leur état naturel. Pour une même argilosité, les sols remaniés produisent des retraits plus grands que les sols structurés. Une parabole est indiquée pour séparer les données. Elle a pour équation :

$$\Delta e_r = -0,36 (w_L / 50)^2 \quad (9-4)$$

La [figure 9-8c](#) montre les déformations de retrait exprimées avec le rapport $\Delta e_r/e_i$, où e_i est l'indice des vides initial du sol. Comme l'indice de remaniement $\Delta e_0/e_0$, ce rapport a pour dimension une déformation. Dans ce cas, les données sont séparées par la droite d'équation :

$$\Delta e_r/e_i = -w_L / 120 = -0,0083 w_L \quad (9-5)$$

L'ordre de grandeur des indices $\Delta e_0/e_0$ est indiqué sur les graphiques de la [figure 6-5](#) ou les [figures 6-7c](#) et suivantes. Les valeurs maximales de $\Delta e_0/e_0$ atteignent 0,25. Voir aussi les seuils du [tableau 1-1](#). En comparaison, les valeurs maximales des rapports $\Delta e_r/e_i$ atteignent 0,75 ([figure 9-8c](#)), c'est à dire des niveaux trois fois plus grands que les critères $\Delta e_0/e_0$.

Essai de retrait pour qualifier le remaniement des sols fins.

Au laboratoire, cette séparation marquée entre les sols remaniés et non remaniés pourrait être mise à profit pour tester l'état de remaniement d'un sol prélevé en place. L'essai de retrait trouverait une place dans cette perspective quand il n'est pas envisagé de procéder à un essai oedométrique et de recourir aux critères fondés sur l'indice $\Delta e/e_0$ ([tableau 1-1](#)). C'est le cas des programmes qui ne comportent que des essais triaxiaux par exemple, essais dans lesquels les déformations de recompression sont en partie effacées pendant la phase de saturation des sols sous contre-pression.

Dans sa version simplifiée, l'essai de retrait libre est pratique à mettre en œuvre. En comparaison des essais mécaniques standards, il présente l'avantage de ne pas mettre en jeu des sollicitations mécaniques aux limites de l'éprouvette (chargement "sans contact"). En contrepartie, l'essai de retrait peut être pénalisé par la perte d'homogénéité des déformations (fissuration, séchage non uniforme progressant à partir de la périphérie vers le cœur de l'éprouvette, etc.).

Le programme d'essais de retrait-gonflement des sols argileux n'a pas été conçu pour tester cette utilisation possible des essais de retrait en matière de qualification du remaniement des sols (Serratrice, 2017). Cela reste à faire en organisant des séries conjointes d'essais de retrait et d'essais oedométriques, sans oublier les mesures des propriétés physiques des sols.

Expression du remaniement dans le plan des variations d'état (Δe , e_0).

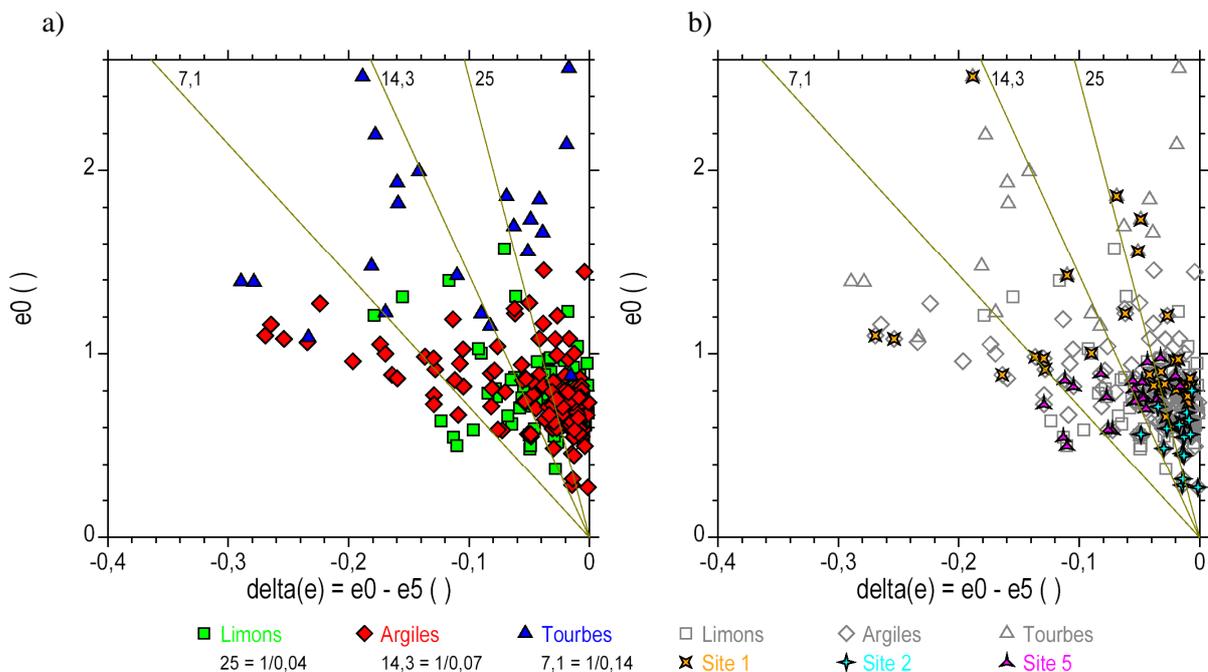


Figure 9-9 : Ensemble des données oedométriques classées par familles de sols. Variations Δe de l'indice des vides pendant le premier chargement en fonction de l'indice des vides en place e_0 . Les pentes indiquées sont les inverses des critères de remaniement.
 a) Ensemble des données par familles de sols.
 b) Cas de trois sites (sites 1, 2 et 5).

Les graphiques de la [figure 9-9](#) montrent les variations Δe de l'indice des vides pendant le premier chargement des essais oedométriques, en fonction de l'indice des vides e_0 en place et en fonction de la nature des sols (240 essais). Ces graphiques sont à comparer aux plans des variations d'état utilisés pour représenter les déformations de retrait des sols ([figures 9-1b et d](#), [figures 9-2a à 9-7a](#)). Ici, $\Delta e = e_0 - e_5$, où e_5 est l'indice des vides du sol sous le poids du piston. La différence importante entre les déformations de rechargement oedométrique et les déformations de retrait tient aux amplitudes maximales de ces dernières, qui sont trois fois plus grandes que les autres (comparer les échelles des abscisses).

Des droites sont inscrites sur les deux graphiques de la [figure 9-9](#). Elles ont pour pentes l'inverse des seuils de remaniement du [tableau 1-1](#) (sols faiblement consolidés, colonne 3), c'est à dire 0,04, 0,07 et 0,14. Ce faisceau de droites du plan des variations d'état délimite les classes de remaniement des prélèvements d'après la recompression oedométrique du sol. Il est à comparer au faisceau des courbes repères de retrait.

La [figure 9-9b](#) fait apparaître les réponses oedométriques de trois sites qui ont été examinés précédemment (sites 1, 2 et 5, [figures 9-2, 9-3 et 9-5](#)). Les sols sont de natures variées. Les points sont dispersés, sans organisation particulière, au gré du remaniement plus ou moins accentués des prélèvements et contrairement aux retraits.

Résumé.

Des programmes expérimentaux ont été menés à titre exploratoire pour comparer les déformations de retrait des sols argileux avec leur compressibilité. Souvent, les sols les plus mous sont les plus compressibles et ils développent les plus grandes déformations de retrait. Ces prédispositions sont exacerbées dans les sols argileux reconstitués au laboratoire et peu consolidés. Le retrait augmente avec l'argilosité. Il est fortement dépendant de l'indice des vides du sol et de sa nature. Des courbes repères ont été exprimées dans ce sens.

A l'appui de quelques exemples, une analogie s'établit entre l'amplitude du retrait et la compressibilité d'un sol. Les déformations de retrait des sols présentent des amplitudes plus grandes que les déformations de recompression oedométrique. Néanmoins, par son mode de chargement "sans contact", l'essai de retrait pourrait constituer une alternative intéressante quand des essais oedométriques ne sont pas disponibles pour déterminer directement un indice de remaniement du sol.

Des investigations seraient à envisager dans ce sens pour analyser plus en détail l'intérêt de cette proposition.

10. Récapitulation.

Les principales observations recueillies au cours de ce travail sont résumées dans le [tableau 10-1](#).

Tableau 10-1 : Récapitulation des principales observations déduites de l'étude.

Observation	Paragraphe
L'étude porte sur 240 essais de chargement par paliers à l'oedomètre. Les essais s'adressent à une large variété de sols fins plus ou moins mous, sablo-limoneux, argileux, vasards ou tourbeux.	2
Des fissures transversales apparaissent fréquemment dans les échantillons carottés. A l'appui de mesures gammadensimétriques, il est suggéré d'attribuer ces fissures à un mécanisme d'extension consécutif au fonçage du carottier (extrusion), à l'extraction de l'échantillon en fond de forage (effort de traction), puis sa remontée en surface (effet du poids).	3
Deux cycles de chargement-déchargement sont appliqués par paliers successifs à l'éprouvette.	4
Des courbes de compressibilité sont caractérisées par les paramètres C_c , C_{sr} , C_{s1} , C_{s2} , et les coordonnées (σ'_{ad}, e_d) du coude "d", auquel est associé ensuite le paramètre C_{sd} .	4
Dans chaque essai, les indices de déchargement C_s croissent avec la contrainte axiale effective σ'_a . Une loi empirique de forme puissance est proposée. Elle sert à calculer le paramètre C_{sd} . Les rapports C_c/C_s varient entre 3 et 33. Ils sont égaux à 10 en moyenne et ils progressent avec σ'_a .	4, 6
La phase de saturation préalable sous contre-pression de l'essai triaxial standard tronque une partie des déformations de recompression du sol. Néanmoins et malgré leur caractère discret, les consolidations isotropes s'accordent aux courbes de compressibilité à une translation près. Dans ce sens, la référence à l'indice des vides e_s mesuré sous le poids du piston à l'oedomètre permet de réduire la dispersion des mesures de l'état initial des éprouvettes.	7
Les paramètres dérivés C_{sr}/C_{sd} et $C_{sr} - C_{sd}$ dépendent de la nature des sols et ils servent à définir une typologie des courbes de compressibilité. La forme de ces courbes dépend de la nature des sols et traduit les effets du remaniement. La forme arrondie des courbes de compressibilité des sols sableux et limoneux n'est pas forcément un signe de remaniement.	5
Les paramètres dérivés C_{sr}/C_{sd} et $C_{sr} - C_{sd}$ s'accordent avec l'indice de remaniement $\Delta e/e_0$ et ils permettent ainsi de caractériser le remaniement. Globalement, le critère de remaniement du sol $\Delta e/e_0$ croît avec la distance à l'origine dans le plan $(C_{sr} - C_{sd}, C_{sr}/C_{sd})$.	5
Les pentes C_c , C_{s1} , C_{sr} et C_{sd} sont bornées par des valeurs inférieures en fonction de l'indice de remaniement $\Delta e/e_0$. Les sols ne peuvent pas échapper à un certain degré de remaniement minimum, qui va croissant avec leur compressibilité ou leur souplesse. Néanmoins, les sols les plus compressibles ne sont pas les plus vulnérables (tourbes).	8
Dans le plan de compressibilité $(\lg(\sigma'_a), e)$, l'écart entre la branche de premier chargement C_{sr} et la branche de déchargement C_{sd} (ou de premier déchargement C_{s1}) constitue un indice de remaniement des sols. Le rapport C_{sr}/C_{sd} traduit directement ce critère qualitatif. Il est important de disposer d'au moins un cycle de déchargement-rechargement dans un essai oedométrique.	8
La contrainte verticale effective en place σ'_{v0} est estimée avec une certaine marge d'erreur, faute de disposer des données détaillées de terrain. Cette incertitude pèse aussi sur l'estimation de l'indice des vides associé e_0 et elle est accentuée par l'effet du remaniement.	4, 6
Un indicateur de la sensibilité des sols au remaniement, selon leur nature et leurs propriétés physiques, est donné par l'indice $(e_L - e_0) C_2/100$. Ainsi, les sols argileux fermes ou les tourbes, qui contiennent une forte teneur en particules argileuses ou dont l'état naturel est éloigné de la limite de liquidité, possèdent des caractéristiques peu dispersées et semblent peu remaniés. Au contraire, les sols sableux contenant peu de particules fines et qui ont été prélevés dans un état presque liquide, montrent une grande variété de leur paramètres de compressibilité (sables limoneux, vases sableuses). Les sols sableux et limoneux sont sensibles au remaniement. Ces terrains sont en effet les plus difficiles à prélever et à caractériser au laboratoire dans leur état naturel. Cependant, ils ne sont pas systématiquement remaniés.	6, 8
Les seuils de remaniement relatifs à l'indice $\Delta e/e_0$ et dédiés aux argiles peu consolidées ne s'appliqueraient pas aux sables et aux limons, mais une réduction dans un rapport de deux serait à accepter pour aboutir aux seuils de 0,02, 0,035 et 0,07 de séparation des quatre classes de qualité des prélèvements dans ces terrains.	8

Tableau 10-1 (suite) : Récapitulation des principales observations déduites de l'étude.

Observation	Paragraphe
Les indices $\Delta e/e_0$ et $(o_{sr} - e_0)/e_0$ augmentent avec la profondeur de prélèvement, comme leur dispersion, qui est significativement étendue. Leurs valeurs minimales croissent aussi avec la profondeur, ce qui signifie que la profondeur agit en défaveur de la qualité des prélèvements, quel que soient le type de sol et le mode de carottage.	6
Il n'apparaît pas un mode de prélèvement plus performant parmi les trois principaux modes utilisés.	6
Moins de 70 % des échantillons testés appartiennent aux classes de qualité 1 "Très bon à excellent" ($\Delta e/e_0 < 0,04$) et 2 "Moyen à bon" ($\Delta e/e_0 < 0,07$) d'après les seuils attribués aux argiles peu consolidées.	8
L'abscisse σ'_{ad} du coude "d" se situe en retrait par rapport aux contraintes en place ($\sigma'_{ad} < \sigma'_{v0}$). quand $\sigma'_{v0} > 50$ kPa. Cette abscisse ne marque pas le seuil de préconsolidation du sol σ'_p . Il faut recourir aux méthodes en usage pour déterminer cette pression sur la courbe de compressibilité. Son évaluation est rendue difficile par le caractère discret des paliers de chargement et en présence de remaniement.	6
Une hypothèse est avancée sur l'accroissement possible de l'indice des vides du sol pendant son prélèvement, en lien avec les sollicitations d'extension qu'il subit (extraction). Cet accroissement de l'indice des vides procurerait ensuite une plus forte compressibilité au sol pendant son rechargement au laboratoire (pente C_{sr} , rapport C_{sr}/C_{sd}). Les sols sablo-limoneux ou lités seraient plus sensibles.	3, 8
Par analogie avec les courbes de compressibilité oedométriques, les consolidations isotropes triaxiales n'échappent pas aux effets du remaniement des échantillons carottés. Le reconfinement du sol à basse pression (20 kPa) élimine une partie des déformations de recompression au laboratoire.	7
Une analogie s'établit entre l'amplitude du retrait et la compressibilité d'un sol. Par son mode de chargement "sans contact", l'essai de retrait pourrait constituer une alternative intéressante quand des essais oedométriques ne sont pas disponibles pour déterminer un indice de remaniement du sol.	9

Conclusion.

Les deux cent quarante essais oedométriques répertoriés dans cette étude sont des essais courants réalisés dans le cadre de reconnaissances préliminaires de massifs compressibles. Chaque série d'essais a été programmée parmi les études géotechniques d'un projet. Leur ensemble ne s'inscrit pas dans un plan d'expérience préétabli. Seule la continuité d'une pratique relie tous ces essais.

Les essais s'adressent à une large variété de sols fins plus ou moins mous, sablo-limoneux, argileux, vasards ou tourbeux. Il n'apparaît pas un mode de prélèvement plus performant parmi les trois principaux modes utilisés. Les paramètres caractéristiques de compressibilité des sols sont identifiés sur les courbes oedométriques. Les indices de déchargement C_s croissent avec la contrainte axiale effective σ'_a . Les rapports C_c/C_s varient entre 3 et 33. Ils sont égaux à 10 en moyenne et ils progressent avec σ'_a . Les consolidations isotropes effectuées pendant les essais triaxiaux s'accordent aux courbes de compressibilité oedométriques.

Au plan pratique, il est conseillé de considérer le premier palier sous le poids du piston comme référence de l'état initial du sol et de la déformation, puis de procéder à une boucle de déchargement-rechargement intermédiaire au moins. Le chargement doit être raisonnablement poussé pour obtenir la meilleure estimation de la pente maximale C_c . Un contrôle du calcul du poids des terres est possible en regard d'une estimation forfaitaire de celui-ci.

En s'appuyant sur de nouveaux paramètres, l'analyse permet de préciser la nature des sols les plus vulnérables au remaniement et les conditions les moins favorables au prélèvement (état des sols, profondeur). Une typologie des courbes de compressibilité peut être établie, dans laquelle apparaît l'influence de la nature des sols et des effets du remaniement. L'utilisation de ces nouveaux paramètres est complémentaire à celle de l'indice de remaniement des sols. Les seuils séparant les classes de qualité pourraient être resserrés pour les sols sableux et limoneux.

Il ressort finalement que moins de 70 % des échantillons testés appartiennent aux classes de qualité 1 et 2 d'après les critères de remaniement attribués aux argiles peu consolidées. Près d'un essai sur trois sort des critères d'acceptabilité et n'est pas recevable dans une étude géotechnique. La mise en œuvre des essais en respectant les procédures et les pratiques en usage ne garantit pas systématiquement la qualité des résultats.

Quelques suggestions ressortent de l'analyse des essais oedométriques, avec l'utilisation de l'indicateur $(e_L - e_0) C_2/100$ pour révéler les sols sensibles au prélèvement, la part supposée des mécanismes d'extension dans la dégradation du sol pendant le carottage ou le recours à un essai de retrait pour quantifier le remaniement. Ces sujets seraient à développer pour confirmer leur intérêt et en préciser l'usage, ce qui n'est pas envisageable ici, dans le cadre de cette récapitulation consacrée à des essais courants de laboratoire.

Pour aller plus loin, diverses sources d'information sont à mobiliser. Concernant les massifs de sols et afin de compléter les données de terrains (profils de caractéristiques et coupes géotechniques), il paraît important de tirer profit de la connaissance géologique des sites par exemple. La connaissance des conditions d'état initial des sols en place doit être améliorée (compacité et contraintes initiales, variabilité des propriétés). Dans un autre registre, un nouvel éclairage sur les mécanismes responsables du remaniement des sols pendant le carottage permettrait d'améliorer l'interprétation des essais et l'identification des paramètres

comportementaux. Enfin, l'analyse en retour des programmes d'auscultation des ouvrages en vraie grandeur garde son intérêt essentiel. Toutes ces intentions trouvent un écho dans la littérature depuis longtemps.

Au-delà des constats, cette récapitulation montre les limites de l'exercice qui consiste à composer avec les seules données produites au laboratoire, sans disposer d'informations précises relatives à l'état initial des sols au sein du massif, relatives au carottage des échantillons testés ou relatives au comportement des ouvrages édifiés dans les sites.

Références bibliographiques

Amundsen H.A., Thakur V., Emdal A., 2015. Comparison of two sample quality assessment methods applied to oedometer test results. Proceedings of the 6th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Buenos Aires, 923-930.

Amundsen H.A., Thakur V., Emdal A., 2016. Sample disturbances in block samples on low plastic soft clays. Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting Challenges in Nordic Geotechnic, NGM 2016, Reykjavik, 159-168.

Amundsen H.A., Jonland J., Emdal A., Thakur V., 2017. An attempt to monitor pore pressure changes in a block sample during and after sampling. *Géotechnique Letters* 7: 1-10.

Andresen A., Kolstad P., 1979. The NGI 54-mm sampler for undisturbed sampling of clays and representative sampling of coarser materials. Proceedings of the International Symposium of Soil Sampling, Singapore, 13-21.

Arroyo M., Pineda J.A., Sau N., Devincenzi M., Pérez N., 2015. Sample quality examination on silty soils. Proceedings of the 16th European Conférence on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, Edinburgh, Scotland, 2873-2878.

Aversa S., Evangelista A., Leroueil S., Picarelli L., 1993. Some aspects of the mechanical behaviour of 'structured' soils and soft rocks. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, 1, 359-366.

Azizi F., Josseume H., 1988. Loi de comportement des sols raides. Détermination de la courbe d'état limite de l'argile verte de Romainville. Rapport des Laboratoires, LCPC, Série Géotechnique, GT-33, 188 p.

Balasubramaniam A.S., Cai H., Zhu D., Surarak C., Oh E.Y.N., 2010. Settlements of embankments in soft soils. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*. 41(2), 1-19.

Baligh M.M., 1985. The strain path method. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(9): 1108-1136.

Baligh M.M., Azzouz A.M., Chin C.T., 1987. Disturbances due to "Ideal" tube sampling. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(7): 739-757.

Bat A., Blivet J.C., Levacher D., 2000. Incidence de la procédure de prélèvement des sols fins sur les caractéristiques géotechniques mesurées en laboratoire. *Revue Française de Géotechnique*, 91: 3-12.

Berengo V., Benz T., Simonini P., Leoni M., 2011. Site monitoring and numerical modelling of a trial embankment's behaviour on Venice lagoon soils. International Scholarly Research Network, ISRN Civil Engineering, 11 p.

Bigot G., Blivet J.C., 1996. Prélèvement des sols et des roches. Norme expérimentale XP P94-202. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 204: 113-117.

Bishop A.W., Webb D.L, Lewin P.I., 1965. Undisturbed samples of London clay from the Ashford Common shaft: Strength-effective stress relationships. *Géotechnique*, 15(1): 1-31.

Bishop A.W., Green P.A., 1973. The development and use of trial embankments. Proceedings of the Symposium on Field Instrumentation in Geotechnical Engineering. London, 13-37.

Blondeau F., Mieussens C., Queyroi D., Levillain J.-P., Peignaud M., Vogien M., 1977. Instrumentation du remblai expérimental «A» de Cubzac-les-Ponts. Proceedings of the International Symposium on Soft Clay, Bangkok, Thaïlande, 419-435.

Boone S.J., 2010. A critical reappraisal of “preconsolidation pressure” interpretations using the oedometer test. Canadian Geotechnical Journal, 47(3): 281-296.

Bourges F., Chiappa J., Legrand J., Paute J.L., 1969. Etude de tassement des vases supportant des remblais. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 2, 35-43.

Boutonnier L., Hajouai F., Bacar Fadhuli N., Gandille D., 2013. LGV Est lot 41 : tassements calculés puis mesurés sous remblais. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 1233-1236.

Budhu M., Wu C.S., 1992. Numerical analysis of sampling disturbances in clay soils. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 16: 467-492.

Burland J.B., 1990. On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique, 40(3): 329-378.

Butterfield R., 2011. An improved model of soil response to load, unload and re-load cycles in an oedometer. Soils and Foundations, 51(2): 253-263.

Calabresi G., Scarpelli G., 1985. Effects of swelling caused by unloading in overconsolidated clays. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1, 411-414.

Carneiro R., Gerscovich D., Danziger B., 2019. Reconstructing edometric compression curves for selecting design parameters. Canadian Geotechnical Journal, 56(5): 621-635.

Casagrande A., 1936. The determination of the preconsolidation load and its practical significance. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Discussion D-34, Cambridge, Massachusetts, III, 60-64.

Chai J., Igaya Y., Hino T., Carter J., 2013. Finite element simulation of an embankment on soft clay – Case study. Computers and Geotechnics, 48: 117-126.

Chung S.G., Lee J.M., Jang W.Y., 2014. Comparing the quality of samples obtained by three types of fixed-piston samplers for soft sensitive clay. Engineering Geology, 179: 50-58.

Clayton C.R.I., Matthews M.C., Simons N.E., 1995. Site Investigation. Second ed., London, Blackwell Science Ltd.

Clayton C.R.I., Siddique A., Hopper R.J., 1998. Effects of sampler design on tube sampling disturbance - numerical and analytical investigations. Géotechnique 48(6): 847-867.

Cotecchia F., Chandler R.J., 1997. The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay. Géotechnique, 47(3): 523-544.

Cui Y.J., Nguyen X.P., Tang A.M., 2013. An insight into the unloading/reloading loops on the compression curve of natural stiff clays. Applied Clay Science, 83-84: 343-348.

Dahl K.R., Boulanger R.W., DeJong J.T., Driller M.W., 2010. Effects of sample disturbance and consolidation procedures on cyclic strengths of intermediate soils. Proceedings of the 5th International

Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, CA, 1-20.

DeGroot D.J., Poirier S.E., Landon M.M., 2005. Sample disturbance – Soft clays. *Studia Geotechnica et Mechanica*, XXVII(3-4): 91-105.

Di Buo B., D'Ignazio M., Selänpää J., Länsivaara T., 2016. Preliminary results from a study aiming to improve ground investigation data. *Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting Challenges in Nordic Geotechnic*, NGM 2016, Reykjavik, 187-198.

D'Ignazio M., Jostad H.P., Länsivaara T., Lehtonen V., 2017. Effects of sample disturbance in the determination of soil parameters for advanced finite element modelling of sensitive clays. *Landslides in sensitive clays: from research to implementation*, 46, 145-154.

Donohue S., Long M., 2010. Assessment of sample quality in soft clay using shear wave velocity and suction measurements. *Géotechnique*, 60(11): 883-889.

Ferreira C., Viana da Fonseca A., Nash D., 2011. Shear wave velocities for sample quality assessment on a residual soil. *Soils and Foundations*, 51(4): 683-692.

Gasparre A., Nishimura S., Coop M.R., Jardine R.J., 2007. The influence of structure on the behaviour of London clay. *Géotechnique*, 57(1): 19-31.

Gasparre A., Coop M.R., 2008. Quantification of the effects of structure on the compression of a stiff clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(9): 1324-1334.

Gilbert P.A., 1992. Effect of sampling disturbance on laboratory-measured soil properties. *Miscellaneous Paper GL-92-35. Geotechnical Laboratory, USAE Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi*, 49 p.

Grozic J.L.H., Lunne T., Pande S., 2003. An oedometer test study on the preconsolidation stress of glaciomarine clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(5): 857-872.

Gundersen A.S., Hansen R.C., Lunne T., L'Heureux J.S., Strandvik S.O., 2019. Characterization and engineering properties of the NGTS Onsøy soft clay site. *AIMS Geosciences*, 5(3): 665-703.

Hanzawa H., Matsuda E., 1977. Density of alluvial sand deposits obtained from sand sampling. *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session on Sampling, Tokyo*, 7-14.

Hight D.W., 2003. Sampling effects in soft clay: an update on Ladd and Lambe (1963). *Proceedings of the Symposium on Soil Behavior and Soft Ground Construction, Cambridge Massachusetts (2001)*, *Geotechnical ASCE Special Publication no. 119*, pp. 86-121.

Hoeg K., Dyvik R., Sandbækken G., 2000. Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand specimens. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(7): 606-617.

Holtz R.D., 2010. Discussion of "Quality of conventional fixed piston samplers of norwegian soft clay" by Long et al., 2009. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(4): 649-652.

Hong Z., Han J.A., 2007. Evaluation of sample quality of sensitive clay using intrinsic compression concept. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(1): 83-90.

Hopper R.J., 1992. The effects and implications of sampling clay soils. *Thesis Submitted to the University of Surrey, England*. 253 p.

- Hornig V., Tanaka H., Obara T., 2010. Effects of sampling tube geometry on soft clayed sample quality evaluated by nondestructive methods. *Soils and Foundations*, 50(1): 93-107.
- Huang W., Fityus S., Bishop D., Smith D., Sheng D., 2006. Finite-element parametric study of the consolidation behavior of a trial embankment on soft clay. *International Journal of Geomechanics*, 6(5): 328-341.
- Huang A.B., Huang Y.T., 2007. Undisturbed sampling and laboratory shearing tests on sand with various fines contents. *Soils and Foundations*, 47(4): 771-781.
- Huang J., Zeng C., Kelly R., 2019. Back analysis of settlement of Teven Road trial embankment using Bayesian updating. *Journal Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 13(4): 320-325.
- Hvorslev M.J., 1949. Subsurface exploration and sampling of soils for Civil Engineering purposes. Report of Committee on Sampling and Testing, Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Waterways Experimental Station, Vicksburg, Mississippi, Chapter 10, 255-280.
- Indraratna B., Baral P., Rujikiatkamjorn C., Perera D., 2018. Class A and C predictions for Ballina trial embankment with vertical drains using standard test data from industry and large diameter test specimens. University of Wollongong, Faculty of Engineering and Information Sciences - Papers: Part B. 912.
- Josseume H., 1998. Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais. *Revue Française de Géotechnique*, 84: 3-26.
- Karlsson M., Emdal A., Dijkstra J., 2016. Consequences of sample disturbance when predicting long-term settlements in soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(12): 1965-1977.
- Kelly R.B., Sloan S.W., Pineda J.A., Kouretzis G., Huang J., 2018. Outcomes of the Newcastle symposium for the prediction of embankment behaviour on soft soil. *Computers and Geotechnics*, 93: 9-41.
- Khemissa M., Magnan J.P., Josseume H., 1997. Etude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). *Revue Française de Géotechnique*, 81: 3-26.
- Khemissa M., 1999. Méthodologie d'étude et règles de construction des remblais sur sols compressibles. Actes du Séminaire sur les terrassements dans les grands travaux ARAL, Sétif, Algérie, 1-12.
- Khemissa M., Magnan J.P., 2000. Variabilité des résultats d'essais oedométriques sur l'argile molle de Guiche. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 227: 41-50.
- Krage C.P., DeJong J.T., DeGroot D.J., Dyer A.M., Lukas W.G., 2015. Applicability of clay-based sample disturbance criteria to intermediate soils. *Proceedings of the 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Christchurch, New Zealand, 8 p.
- Ladd C.C., Lambe R.W., 1964. The strength of undisturbed clay determined from undrained tests. *Proceedings of the ASTM-NRC Symposium on Shear Testing of Soils*, Ottawa, STP 361, 342-371.
- Ladd C.C., DeGroot D.J., 2003. Recommended practice for soft ground site characterization: Arthur Casagrande Lecture. *Proceedings of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA USA, 1, 3-57.

- Landon M., DeGroot D., Sheahan T.C., 2007. Nondestructive sample quality assessment of a soft clay using shear wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4): 424-432.
- La Rochelle P., Sarrailh J., Tavenas F., Roy M., Leroueil S., 1981. Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 18(1): 52-66.
- Lefebvre G., Poulin C., 1979. A new method of sampling in sensitive clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 16(1): 226-233.
- Lemasson H., Lubi re A., 1969. Unité de sondage L.P.C. pour la reconnaissance des sols peu consistant. Bati de fonçage, carottier à piston stationnaire, scissomètre. *Bulletin de liaison des laboratoires routiers des Ponts et Chaussées*, 36: 41-48.
- Lemasson H., 1973. Ensemble carottier à piston stationnaire-scissomètre. *Bulletin de liaison des des laboratoires des Ponts et Chaussées*, N  spécial T, 276-281.
- Lemasson H., Macé Y., 1975. A propos de la représentativité des échantillons prélevés aux carottiers à piston stationnaire et par la technique du Cobra. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 78: 83-93.
- Leroueil S., Tavenas F., Trak B., La Rochelle P., Roy M., 1978. Construction pore pressures in clay foundation under embankment. Part I: The Saint-Alban test fill. Part II: Generalized behavior. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(1): 54-82.
- Leroueil S., Magnan J.P., Tavenas F., 1985. Remblais sur argiles molles. *Technique et documentation Lavoisier*, Paris, 342 p.
- Leroueil S., 2001. Some fundamental aspects of soft clay behaviour and practical implications. *Proceedings of the 3rd International Conference On Soft Soil Engineering, Honk Kong*, 37-52.
- Lim G.T., Pineda J.A., Boukpeti N., Fourie A., Carraro J.A.H., 2018a. Experimental assessment of sampling disturbance in calcareous silt. *Géotechnique Letters*, 8: 240-247.
- Lim G.T., Pineda J.A., Boukpeti N., Carraro J.A.H., Fourie A., 2018b. Effects of sampling disturbance in geotechnical design. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(2): 275-289.
- Lim G.T., Pineda J.A., Boukpeti N., Carraro J.A.H., 2018c. Predicted and measured behaviour of an embankment on PVD-improved Ballina clay. *Computers and Geotechnics*, 93: 204-221.
- Long M.M., O'riordan N.J., 2001. Field behaviour of very soft clays at the Athlone embankments. *Géotechnique*, 51(4): 293-309.
- Long M., 2003. Sampling disturbance effects in soft laminated clays. *Proceedings of the Institution of Civil Engineering - Geotechnical Engineering*, 156(4): 213-224.
- Long M., 2006. Sample disturbance effects on medium plasticity clay/silt. *Proceedings of the Institution of Civil Engineering - Geotechnical Engineering*, 159(2), 99-111.
- Long M., El Hadj N., Hagberg K., 2009. Quality of conventional fixed piston samples of norwegian soft clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(2): 185-198.
- Long M., El Hadj N., Hagberg K., 2010. Closure to "Quality of conventional fixed piston samplers of norwegian soft clay" by Long et al., 2009. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(4): 649-652.

Lukas W., Degroot D., Dejong J., Krage C., Zhang G., 2019. Undrained shear behavior of low-plasticity intermediate soils subjected to simulated tube-sampling disturbance. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 145(1): 1-11.

Lunne T., Berre T., Strandvick S., 1997. Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. *Proceedings of the Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, Brazil, 81-92.

Lunne T., Long M., 2005. Review of long seabed samplers and criteria for new sampler design. *Marine Geology*, 226: 145-165.

Lunne T., Berre T., Andresen K., Strandvik S., Sjursen M., 2006. Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(7): 726-750.

Lunne T., Berre T., Andersen K.H., Sjursen M., Mortensen N., 2008. Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays. *Proceedings of the 3rd International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization ISC*, 3, 1471-1479.

Magnan J.P., Mieussens C., Queyroi D., 1978. Comportement du remblai expérimental B à Cubzac-les-Ponts. *Revue Française de Géotechnique*, 5: 23-36

Magnan J.P., Khemissa M., Josseaume H., 1994. Influence du prélèvement sur le comportement des argiles. *Actes du 13ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, New-Delhi, 317-320.

Mesri G., Choi Y.K., 1985. Settlement analysis of embankments on soft clays. *Journal of Geotechnical Engineering*. 111(4): 441-464.

Mieussens C., Magnan J.P., Soyez B., 1985. Essais de compressibilité à l'oedomètre. Procédures recommandées par les Laboratoires des Ponts et Chaussées. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 139: 5-18.

Mohajeri M., Ghafghazi M., 2012. Ground sampling and laboratory testing on low plasticity clays. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, 15WCEE, Lisboa. 10 p.

Mohajerani M., Delage P., Monfared M., Tang A.M., Sulem J., Gatmiri B., 2011. Oedometric compression and swelling behaviour of the Callovo-Oxfordia, argillite. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(4): 606-615.

Mori K., Sakai K., 2016. The GP sampler: a new innovation core sampling. *Australian Geomechanics*, 51(4): 131-166.

Nagaraj T.S., Murthy B.R.S., Vatsala A., Joshi R.C., 1990. Analysis of compressibility of sensitive soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(1): 105-118.

Norbury D.R., Arroyo M., Foti S., Garin H., Reiffsteck P., Bond A.J., 2019. Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-2:202x Ground investigation. *Proceedings of the 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Geotechnical Engineering foundation of the future, XVII ECSMGE, Reykjavik, 8 p.

Oikawa H. 1987. Compression curve of soft soils. *Soils and Foundations*, 27(3): 99-104.

Osterberg J.O., 1973. An improved hydraulic piston sampler. *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 317-321

Paniagua P., L'Heureux J.S., Yang S.Y., Lunne T.L., 2016. Study on the practices for preconsolidation stress evaluation from oedometer tests. Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting Challenges in Nordic Geotechnic. NGM 2016, Reykjavik, 8 p.

Paniagua P., L'Heureux J.B., Carroll R., Kasin K., Sjursen M., Amundsen H., 2017. Evaluation of sample disturbance of three Norwegian clays. Proceeding of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, 481-484.

Pilot G., 1972. Study of five embankment failures on soft soils. Proceedings of the Speciality Conference on Performance on Earth and Earth Supported Structures, Purdue, 1, 81-100.

Pineda J.A., Suwal L.P., Kelly R.B., Bates L. Sloan S.W., 2016a. Characterisation of Ballina clay. *Géotechnique*, 66(7): 556-577.

Pineda J.A., Liu X.F., Sloan S.W., 2016b. Effects of tube sampling in soft clay: a microstructural insight. *Géotechnique*, 66(12): 969-983.

Poirier S.E., DeGroot D.J., Sheahan T.C., 2005. Measurement of suction in a marine clay as an indicator of sample disturbance. Proceedings of Geo-Frontiers Congress 2005 on Site Characterization and Modeling. ASCE GSP no 138, Austin, Texas,

Prasad K.N., Triveni S., Schanz T., Nagaraj L.T.S., 2007. Sample disturbance in soft and sensitive clays: analysis and assessment. *Journal Marine Georesources & Geotechnology*, 25(3-4): 181-197.

Reiffsteck P., Lossy D., Benoît J., 2012. Forages, sondages et essais in situ géotechniques. Les outils pour la reconnaissance des sols et des roches. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 796 p.

Rocchi G., Vaciago G., Fontana M., DaPrat M., 2013. Understanding sampling disturbance and behaviour of structured clays through constitutive modelling. *Soils and Foundations*, 53(2): 315-334.

Rocchi I., Di Remigio G., Grønbech G.L., Zania V., 2018. Compressibility and swelling of an overconsolidated highly plastic Paleogene clay. Paper presented at micro to MACRO Mathematical Modelling in Soil Mechanics 2018, Reggio di Calabria, Italy.

Santagata M.C., Germaine J.T., 2002. Sampling disturbance effects in normally consolidated clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(12): 997-1006.

Santagata M.C., Germaine J.T., 2005. Effect of OCR on sampling disturbance of cohesive soils and evaluation of laboratory reconsolidation procedures. *Canadian Geotechnical Journal*, 42: 459-474.

Schmertmann J.H., 1953. Estimating the true consolidation behavior of clay from laboratory test results. In Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 79(10): 1-26.

Schmertmann J.H., 1955. The undisturbed consolidation behavior of clay. *Transactions ASCE*. 120: 1201-1233.

Serratrice J.F., 2007. Retrait-gonflement des sols argileux et des marnes. *Revue Française de Géotechnique*, 120-121: 107-120.

Serratrice J.F., Coudert M., Mori M., 2012. Données expérimentales de retrait et de gonflement des sols argileux. Actes des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur JNGG 2012, Bordeaux, 4-6 juillet 2012, 435-442.

Serratrice J.F., 2013. Quelques illustrations du retrait et du gonflement des argiles d'après des essais de laboratoire. Actes de la 3^{ème} Conférence Maghrébine en Ingénierie Géotechnique CMIG'13, Alger, 18-19 novembre 2013, 6 p.

Serratrice J.F., 2014. Une représentation des courbes de retrait des sols argileux. Actes des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur JNGG'14, Beauvais, 8-10 juillet 2014, 10 p.

Siddique A., 1990. A numerical and experimental study of sampling disturbance. Thesis submitted to the University of Surrey, England, May 1990, 379 p.

Singh S., Seed H.B., Chan C.K., 1979. Undisturbed sampling and cyclic load testing of sands. Earthquake Engineering Research Center, Report No.UCS/EERC-79/33, December 1977.

Skempton A.W., 1961. Horizontal stresses in an over-consolidated Eocene Clay. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1, 351-357.

Skempton A.W., Sowa V.A., 1963. The behaviour of saturated clays during sampling and testing. *Géotechnique*, 13(4): 269-290.

Skempton A.W., 1970. The consolidation of clays by gravitational compaction. *Quarterly Journal of the Geological Society*, 125: 373-411.

Suddepong A., Chai J., Shen S., Carter J., 2015. Deformation behaviour of clay under repeated one-dimensional unloading–reloading. *Canadian Geotechnical Journal*, 52: 1035-1044.

Takahashi A., Fung D.W.K, Jardine R.J., 2005. Swelling effects on mechanical behaviour of natural London clay. Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 2, 443-446.

Tanaka H., Sharma P., Tsuchida T., Tanaka M., 1996. Comparative study on sample quality using several types of samplers. *Soils and Foundations*, 36(2): 57-68.

Tanaka H., 2000. Sample quality of cohesive soils: lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen. *Soils and Foundations*, 40(4): 57-74.

Tanaka H., Tanaka M., 2006. Main factors governing residual effective stress for cohesive soils sampled by tube sampling. *Soils and Foundations*, 46(2): 209-219.

Tanaka H., Horng V., 2011. Evaluation of sample quality by nondestructive and destructive methods. *Asean Engineering Journal*, 1(3): 32-56.

Taylor M.L., Cubrinovski M., Haycock I., 2012. Application of new 'Gel-push' sampling procedure to obtain high quality laboratory tests data for advanced geotechnical analyses, Proceedings of the Conference of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, NZSEE, 123, 1-8.

Umar M., Sadrekarimi A., 2017. Accuracy of determining pre-consolidation pressure from laboratory tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(3): 441-450.

Umehara Y., Chiaro G., Kiyota T., Hosono Y., Yagiura Y., Chiba H., 2015. Effectiveness of 'Gel-Push' sampling technique to retrieve undisturbed sandy specimens for liquefaction test. Proceedings of the 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, New Zealand, 9 p.

Viana da Fonseca A., Pineda J., 2017. Getting high-quality samples in 'sensitive' soils for advanced laboratory tests. Proceedings of International Congress and Exhibition Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology, GeoMEast 2017, Sharm Elsheikh, Egypt, 2:34.

Viana da Fonseca A., Ferreira C., Ramos C., Molina-Gómez F., 2019a. The geotechnical test site in the greater Lisbon area for liquefaction characterisation and sample quality control of cohesionless soils. *AIMS Geosciences*, 5(2): 325-343.

Viana da Fonseca A., Ferreira C., Molina-Gómez F., Ramos C., 2019b. Collection of high-quality samples in liquefiable soils using new sampling techniques. *Proceedings of the 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Geotechnical Engineering foundation of the future, XVII ECSMGE, Reykjavik*, 8 p.

Yang C., Carter J.P., Sheng D., 2014. Description of compression behaviour of structured soils and its application. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(8): 921-933.

Yoshimi Y., Hatanaka M., Oh-Oka H., 1978. Undisturbed sampling of saturated sands by freezing. *Soils and Foundations*, 18(3): 59-73.

Zheng D., Huang J., Li D.Q., Kelly R., Sloan S.W., 2018. Embankment prediction using testing data and monitored behaviour: A Bayesian updating approach. *Computers and Geotechnics*, 93: 150-162

Normes et procédures.

AFNOR (Association Française de Normalisation), 1994. Sols : reconnaissance et essais – Essai à l'appareil triaxial de révolution – Généralités – Définitions. Norme XP P94-070, Octobre 1994, 21 p. Annulée.

AFNOR (Association Française de Normalisation), 1994. Sols : reconnaissance et essais – Essai à l'appareil triaxial de révolution – Essai UU – Essai CU+u – Essai CD. Norme XP P94-074, Octobre 1994, 36 p. Annulée.

AFNOR (Association Française de Normalisation), 1995. Sols : reconnaissance et essais – Prélèvement des sols et des roches – Méthodologie et procédures. Norme XP P94-202, Décembre 1995, 42 p. Annulée.

AFNOR (Association Française de Normalisation), 1997. Sols : reconnaissance et essais – Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi-saturés avec chargement par paliers. Norme XP P94-090-1, Décembre 1997, 25 p. Annulée.

AFNOR (Association Française de Normalisation), 2007. Reconnaissance et essais géotechniques – Méthodes de prélèvement et mesurages piézométriques – Partie 1 : Principes techniques des travaux. NF EN ISO 22475-1, Mars 2007, 125 p.

AFNOR (Association Française de Normalisation), 2017. Reconnaissance et essais géotechniques – Essais de laboratoire sur les sols – Partie 5 : Essai de chargement par palier à l'oedomètre. NF EN ISO 17892-5, Mars 2017, 29 p.

AFNOR (Association Française de Normalisation), 2018. Reconnaissance et essais géotechniques – Essais de laboratoire sur les sols – Partie 9 : Essai de compression à l'appareil triaxial consolidés sur sols saturés. NF EN ISO 17892-9, Avril 2018, 27 p.

ASTM, 2015a (American Society for Testing and Materials). Standard Practice for Thin-Walled Tube Sampling of Fine-Grained Soils for Geotechnical Purposes. ASTM D1587 / D1587M-15, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM, 2015b (American Society for Testing and Materials). Standard Practice for Sampling of Soil Using the Hydraulically Operated Stationary Piston Sampler. ASTM D6519-15, ASTM International, West Conshohocken, PA.

LCPC, 1965 (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées). Essais oedométriques. Essai de compressibilité à l'oedomètre. Mode opératoire SMS-2-1963, Dunod, Paris.

LCPC, 1970 (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées). Essais triaxial. Mode opératoire SMS-7-1968, Dunod, Paris.

LCPC, 1985 (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées). Essais oedométriques. Méthodes d'essais n° 13. LPC Paris. 83 p.

Littérature grise.

Serratrice J.F., 2001. Argiles et marnes. Essai de retrait en continu. Rapport CETE Méditerranée, Thème LCPC GEO37, 1-37-02-1, jfs i01-341, 14/12/2001, 184 p.

Serratrice J.F., 2009. Retrait-gonflement des sols. Essais simplifiés. Rapport CETE Méditerranée, Opération LCPC 11M065, jfs i09-200, 30/11/2009, 39 p. Annexe 1, 74 p. Annexe 2, 68 p. Annexe 3, 30 p.

Serratrice J.F., 2010. Site d'Avignonet. Essais de retrait-gonflement. Rapport CETE Méditerranée, Opération LCPC 11M065, jfs i10-119, 27/08/2010, 92 p.

Serratrice J.F., 2010. Site de Draix. Essais de retrait-gonflement. Rapport CETE Méditerranée, Opération LCPC 11M065, jfs i10-158, 18/10/2010, 101 p.

Serratrice J.F., 2011. Essais croisés de retrait-gonflement. Rapport CETE Méditerranée, Opération IFSTTAR 11R112, jfs i11-062, 04/10/2011, 44 p.

Serratrice J.F., 2011. Essais de retrait et de gonflement en laboratoire. Comparaison de plusieurs sites. Rapport CETE Méditerranée, Opération IFSTTAR 11R112, jfs i11-110, 22/12/2011, 134 p. Annexe 1. Essais, 166 p. Annexe 2. Photos, 26 p.

Serratrice J.F., 2013. Essais de retrait et de gonflement en laboratoire. Comparaison de plusieurs sites. Rapport CETE Méditerranée, Opération IFSTTAR RPR2Sxxxx (11SP11), jfs i13-013, 28/01/2013, 172 p.

Serratrice J.F., 2013. Une représentation des courbes de retrait des sols. Rapport CETE Méditerranée, Opération IFSTTAR RPR3S11002 (11R112), jfs i13-072, 15/04/2013, 42 p.

Serratrice J.F., 2013. Essais de retrait et de gonflement en laboratoire. Comparaison de plusieurs sites. Rapport CETE Méditerranée, Opération IFSTTAR RPR3S11002, jfs i13-243, 20/12/2013, 160 p.

Serratrice J.F., 2014. Retrait et compressibilité des sols fins au laboratoire. Compte-rendu. Rapport Cerema Méditerranée C14RB0119, jfs i14-270, 23/12/2014, 42 p.

Serratrice J.F., 2017. Retrait et gonflement des sols. Résultats d'essais de laboratoire. Rapport Cerema Méditerranée C16MX0402, jfs i17-93, 29/05/2017, 70 p. Annexe, 144 p.

Serratrice J.F., 2019. Essais oedométriques K_0 HP. Données expérimentales, Rapport Cerema Méditerranée C16IO0269, Octobre 2019. Rapport 124 p. et deux annexes (30 p et 232 p).

Serratrice J.F., 2019. Les essais oedométriques de gonflement. Apport de l'oedomètre K_0 HP. Rapport Cerema Méditerranée C16IO0269, Novembre 2019. 74 p. et trois annexes (68 p, 44 p et 58 p)

Annexe A – Représentation empirique du carottage.

Cette section propose une représentation hypothétique des chemins des contraintes totales et effectives parcourus dans un sol argileux pendant le fonçage d'un carottier. Dans ce problème axisymétrique, les chemins sont décrits dans les plans des contraintes principales totales (σ_a, σ_r) et effectives (σ'_a, σ'_r), puis dans les plans "triaxiaux" (p_T, q) et (p, q), où a est la direction verticale du massif, r une direction horizontale, $p_T = (\sigma_a + 2\sigma_r)/3$ la pression moyenne totale, $p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$ la pression moyenne effective et $q = \sigma_a - \sigma_r = \sigma'_a - \sigma'_r$ le déviateur. Les pressions interstitielles sont notées u . Au point considéré du massif et dans son état initial, le sol est en équilibre sous les contraintes géostatiques effectives ($\sigma'_{v0}, \sigma'_{h0}$) et la pression hydrostatique u_0 , avec $\sigma'_{h0} = K_0 \sigma'_{v0}$ où K_0 est le coefficient des terres au repos.

Le processus de carottage se déroule en trois étapes et en condition non drainée : 1) compression au début du fonçage ; 2) puis extension ; 3) et enfin, extraction de l'échantillon. Les chemins des contraintes totales 1-2-3-4-5 (en rouge) et le chemin des contraintes effectives 1'-2'-3'-4'-5' (en bleu) sont représentés sur les graphiques de la [figure A1](#) dans les plans (σ_a, σ_r) et (σ'_a, σ'_r) superposés, puis dans les plans (p_T, q) et (p, q) superposés. Les notations, les hypothèses et les conditions de calcul de la représentation sont décrites dans le [tableau A1](#).

Le sol prélevé se situe vers 10 m de profondeur. A l'état initial au point 1', les contraintes effectives en place sont $\sigma'_{v0} = 100$ kPa et $\sigma'_{h0} = 60$ kPa ($K_0 = 0,6$) et la pression hydrostatique est $u_0 = 90$ kPa.

La compression axiale à l'étape 1 est définie par l'incrément axial $\Delta\sigma_{ac} = 50$ kPa et la pente $\alpha = 0,4$ (chemin 1-2). L'accroissement de la pression interstitielle est calculé avec la relation de Skempton ($A = 0,5, B = 1$). D'où le chemin des contraintes effectives 1'-2'.

La phase d'extension à l'étape 2 est définie par un chemin des contraintes totales rectiligne (droite 2-3) et un chemin des contraintes effectives courbe (2'-3'), dont l'expression est analogue à celle d'un chemin oedométrique de déchargement ($C_D(\sigma'_r)$, loi puissance d'exposant $h = 0,5$ qui se termine sur l'axe σ'_a à l'abscisse $\sigma'_{az} = -10$ kPa). L'ordonnée du point 3 sur l'axe σ_r et une fraction $\beta = 0,67$ de l'ordonnée à l'origine du chemin 2'-3'.

Enfin, l'étape d'extraction de l'échantillon est définie par une courbe parabolique 3-4-5, la résistance en traction $\sigma_{at} = -20$ kPa et une pression interstitielle négative fixe, jusqu'à l'annulation des contraintes totales au point 5 avec la fin de l'opération de prélèvement du sol.

La résistance du sol est représentée par une enveloppe des contraintes effectives (en bleu foncé) et une enveloppe des contraintes totales (en rouge foncé) d'allures paraboliques sur la [figure A1](#). Dans le domaine concerné des pressions, c'est à dire à proximité de l'origine des plans des contraintes, ces enveloppes ont pour caractéristiques tangentes les cohésions $c' = 14$ kPa et $c_{cu} = 16,5$ kPa et les angles de frottement $\phi' = 30^\circ$ et $\phi_{cu} = 21,6^\circ$, soit une cohésion non drainée c_u de l'ordre de 25 kPa. Le plan des contraintes (σ'_a, σ'_r) contient les droites de pente 1 ($q = 0$) et $-1/2$ ($p = 0$). Le plan des contraintes (p, q) contient les droites de pentes 3 ($\sigma'_r = 0$) et $-3/2$ ($\sigma'_a = 0$).

Tableau A1 : Calcul des chemins des contraintes hypothétiques au centre de l'échantillon.

Point	Chemin non drainé	Point	Chemin drainé
1	$\sigma_{a1} = \sigma'_{v0} + u_0$ $\sigma_{r1} = \sigma'_{h0} + u_0$ $u_1 = u_0$	1'	$\sigma'_{a1} = \sigma'_{v0}$ $\sigma'_{r1} = \sigma'_{h0} = K_0 \sigma'_{v0}$ $u_1 = u_0$
2	$\sigma_{a2} = \sigma_{a1} + \Delta\sigma_a \quad \Delta\sigma_a = \Delta\sigma_{ac}$ $\sigma_{r2} = \sigma_{r1} + \Delta\sigma_r \quad \Delta\sigma_r = \alpha \Delta\sigma_{ac}$ $\Delta u = B [\Delta\sigma_r + A (\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_r)]$	2'	$\sigma'_{a2} = \sigma_{a2} - u_2$ $\sigma'_{r2} = \sigma_{r2} - u_2$ $u_2 = u_1 + \Delta u$
3	$\sigma_{a3} = 0$ $\sigma_{r3} = \beta \sigma'_y \quad \sigma'_y = C_D(0)$	3'	$\sigma'_{a3}, \sigma'_{r3}, u_3$ calculées à l'intersection de $C_D(\sigma'_r)$ et de $I(\sigma_{r3})$
4	$\sigma_{a4} = \sigma_{at}$ $\sigma_{r4} = \sigma_{r3}/2$ $u_4 = u_3$	4'	$\sigma'_{a4} = \sigma_{a4} - u_4$ $\sigma'_{r4} = \sigma_{r4} - u_4$ $u_4 = u_3$
5	$\sigma_{a5} = 0$ $\sigma_{r5} = 0$ $u_5 = u_4$	5'	$\sigma'_{a5} = \sigma_{a5} - u_5 = \sigma'_{a3} = -u_3$ $\sigma'_{r5} = \sigma_{r5} - u_5 = -u_3$ $u_5 = u_4$

au point 1'	$(\sigma'_{v0}, \sigma'_{h0}, u_0)$	état initial
	K_0	coefficient des terres au repos
au point 2	$\Delta\sigma_a = \Delta\sigma_{ac}$	compression axiale imposée au début du fonçage
	$\Delta\sigma_r = \alpha \Delta\sigma_{ac}$	compression radiale imposée au début du fonçage
	Δu	accroissement de la pression interstitielle
	A, B	coefficients de Skempton
au point 3	$C_D(\sigma'_r)$	chemin de déchargement 2'-3'
	$C_D(\sigma'_r) : \sigma'_r / \sigma'_{r2} = [(\sigma'_a - \sigma'_{az}) / (\sigma'_{a2} - \sigma'_{az})]^h$	
	$\sigma'_y = C_D(0)$	ordonnée à l'origine (y) du chemin 2'-3', à $\sigma'_a = 0$
	σ'_{az}	abscisse de l'extrémité (z) du chemin 2'-3' ($\sigma'_{az} < 0$)
	h	exposant
	β	coefficient pour définir $\sigma_{r3} \quad \sigma_{r3} = \beta \sigma'_y$
au point 3'	$I(\sigma_{r3})$	chemin isotrope issu du point 3 $\sigma'_r = \sigma'_a + \sigma_{r3}$ calcul itératif de l'intersection $C_D(\sigma'_r) \cap I(\sigma_{r3})$ pour obtenir $\sigma'_{a3}, \sigma'_{r3}$ et $u_3 = \sigma_{a3} - \sigma'_{a3}$
au point 4		le chemin 3-4-5 prend l'allure d'une parabole $P_U(\sigma_r)$
	$P_U(\sigma_r) : \sigma_a = a \sigma_r^2 + b \sigma_r$	
	a, b	paramètres $a = 4 \sigma_{at} / \sigma_{r3}^2 \quad b = -4 \sigma_{at} / \sigma_{r3}$
	σ_{at}	résistance en traction du sol (point 4, sommet de $P_U(\sigma_r)$)
		$u_4 = u_3$
au point 5		origine du plan des contraintes totales
		$u_5 = u_4 = u_3$
au point 4'		le chemin 3'-4'-5' se déduit du chemin 3-4-5 par translation à u constante
au point 5'		l'état des contraintes effectives final est isotrope, $u_5 < 0$ le paramètre A de Skempton change le long du chemin 2-3-4-5

données et paramètres : $\sigma'_{v0}, u_0, K_0, \Delta\sigma_{ac}, \alpha, A, B, \sigma'_{az}, h, \beta, \sigma_{at}$

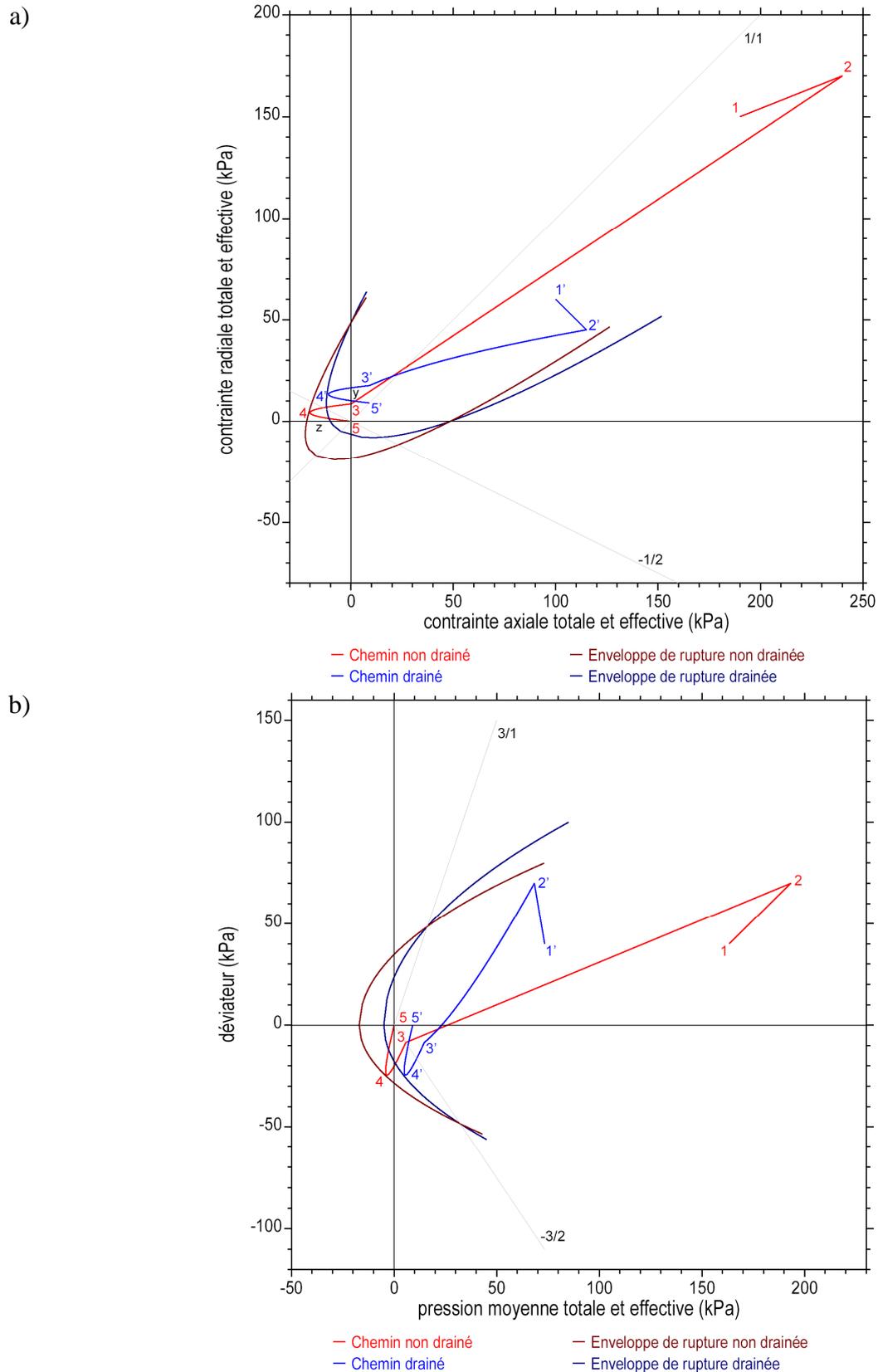


Figure A1 : Chemins des contraintes hypothétiques au centre de l'échantillon.
 a) Plans des contraintes principales totales (σ_a , σ_r) et effectives (σ'_a , σ'_r).
 b) Plans "triaxiaux" des contraintes totales (p_T , q) et effectives (p , q).

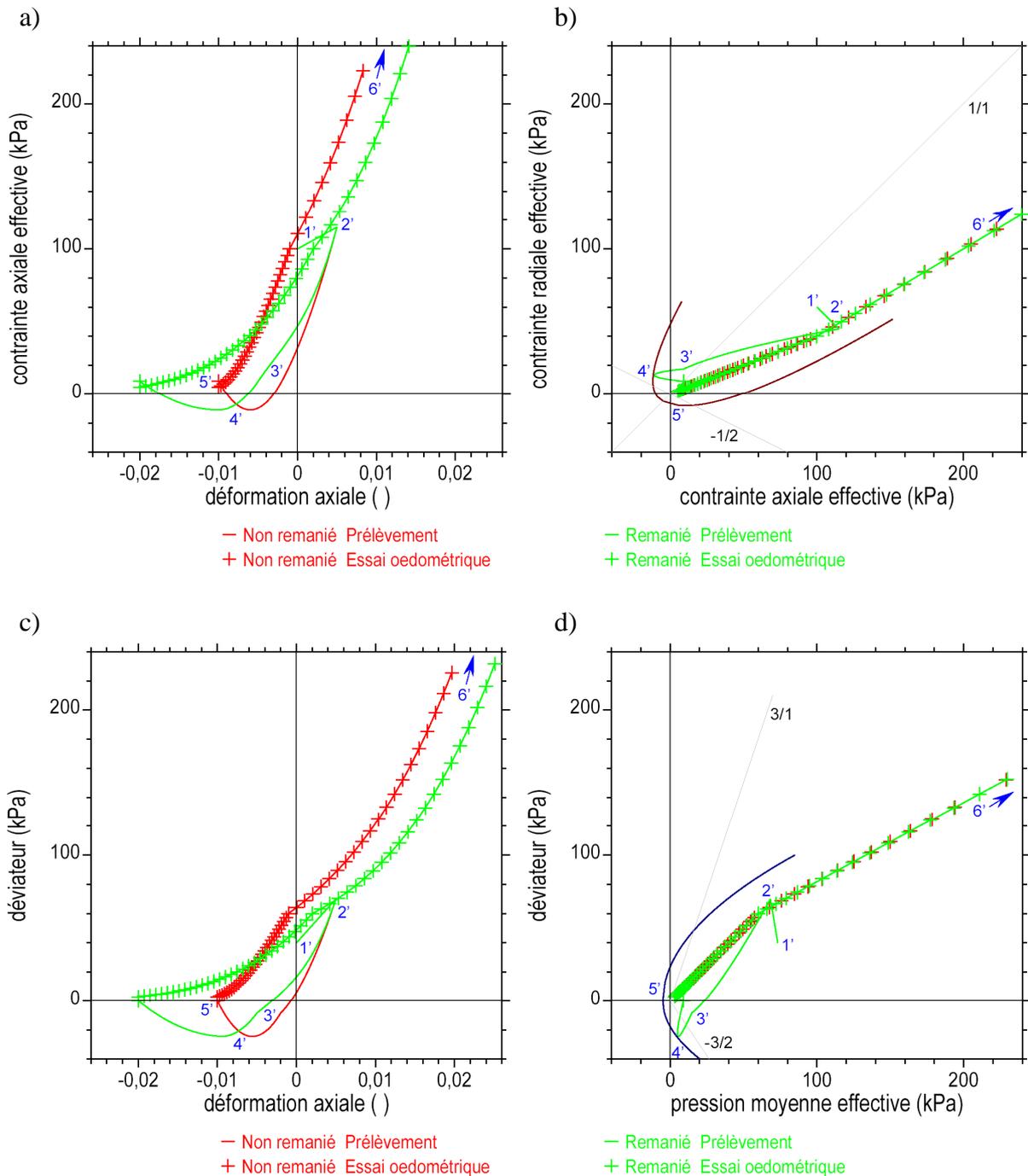


Figure A2 : Réponses hypothétiques d'un sol pendant la phase de prélèvement, puis pendant le chargement oedométrique continu drainé. Etats remanié et non remanié.

a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , σ'_a).

b) Chemin des contraintes effectives (σ'_a , σ'_r).

c) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).

d) Chemin des contraintes effectives (p , q).

Le point final du chargement oedométrique 6' n'est pas représenté.

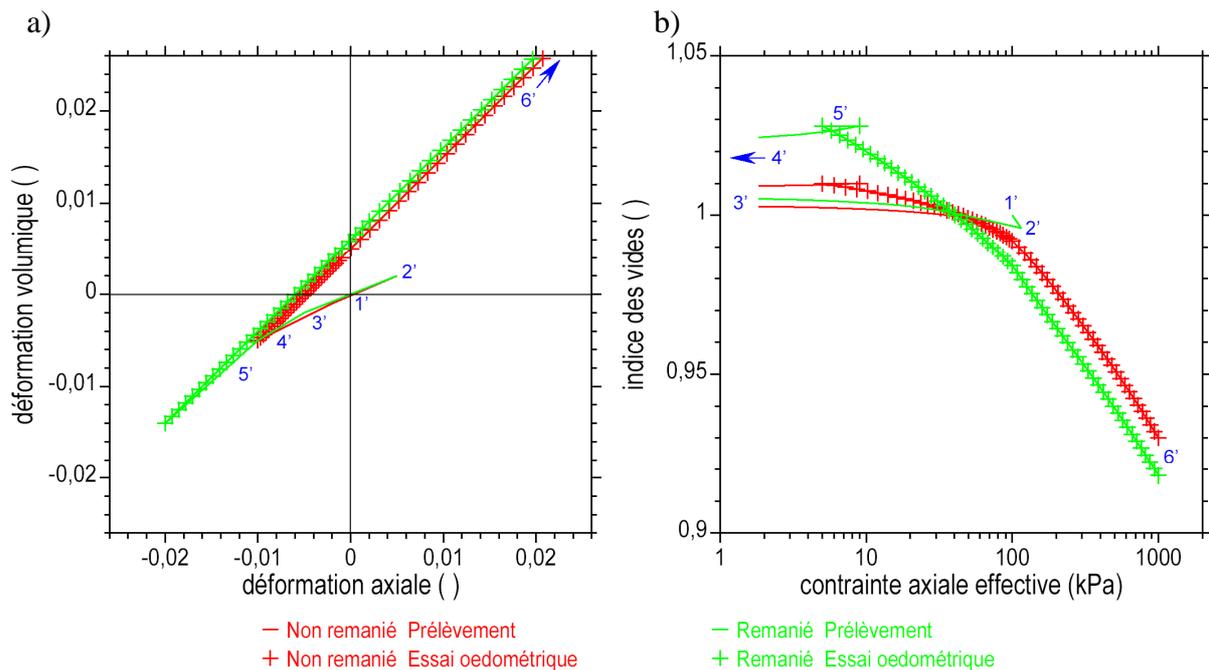


Figure A3 : Réponses hypothétiques d'un sol pendant la phase de prélèvement, puis pendant le chargement oedométrique continu drainé. Etats remanié et non remanié.
 a) Chemins des déformations (ϵ_a , ϵ_v). Le point final du chargement oedométrique 6' n'est pas représenté.
 b) Plan de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e).

Cette représentation hypothétique est prolongée en simulant les déformations du sol pendant la phase de prélèvement en place, puis pendant le chargement oedométrique qui fait suite au laboratoire. Les réponses sont indiquées sur les figures A2 et A3. Deux simulations sont présentées. Le sol est peu remanié dans le premier cas (courbes rouges). Le prélèvement produit un remaniement plus marqué du sol dans le second cas (courbes vertes).

En référence aux développements précédents, la succession des chargements est décrite en contraintes effectives. Le prélèvement est représenté par le cycle 1'-2'-3'-4'-5' (courbes lisses). Le long de ce cycle, le chemin des contraintes effectives est celui de la figure A1, avec une incursion en traction au point 4'. Le chemin est commun aux deux simulations. L'essai oedométrique est représenté par la phase 5'-6' qui va de $\sigma'_a = 5$ kPa à 1000 kPa (courbes avec figuré). Au début du chemin oedométrique drainé, le coefficient K_0 est $K_{0r} = 0,40$. Puis, quand $\sigma'_a > \sigma'_{v0}$, $K_{0nc} = 0,60$. Un coude marque ainsi le passage à σ'_{v0} . En 5', le module oedométrique du sol non remanié vaut $E_{oed} = 3$ MPa, celui du sol remanié $E_{oed} = 1$ MPa. En 6', $E_{oed} = 60$ MPa dans les deux cas.

Le sol est saturé ($S_r = 100$ %), mais il n'est pas strictement incompressible. Des déformations de compression apparaissent le long du chemin 1'-2' ($d\epsilon_a > 0$, $d\epsilon_v > 0$). Puis, des déformations d'extension apparaissent le long du chemin 2'-3'-4'-5' ($d\epsilon_a < 0$) (figures A2a et A2c). Elles sont accentuées par l'effet du remaniement. Ces déformations sont accompagnées par des déformations volumiques de dilatance ($d\epsilon_v < 0$), elles aussi accentuées par le remaniement et l'extension du sol (figure A3a). Cet accroissement du volume du sol peut se traduire par une réduction du degré de saturation ($S_r < 100$ %), en présence de fissure notamment.

La [figure A3b](#) montre le plan de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e). Le sol possède un indice des vides en place $e_0 = 1,0$ sous le poids des terres $\sigma'_{v0} = 100$ kPa. Le sol peu remanié possède un indice des vides $e_i = 1,010$ (sous 5 kPa). Le sol remanié possède un indice des vides $e_i = 1,027$. Du fait de l'accroissement de l'indice des vides avec le remaniement, les deux courbes de compressibilité se coupent. Les indices de compression de premier chargement sont $C_{sr} = 0,0097$ et $C_{sr} = 0,0291$ respectivement (rapport $291/97 = 3$). L'indice de compression est $C_c = 0,065$ ($C_c/C_{sr} = 650/97 = 6,7$). Dans cette illustration hypothétique, l'abscisse du coude "d" est affectée aussi par l'effet du remaniement. Ainsi, $\sigma'_{ad} < \sigma'_{v0}$ dans le sol remanié.

Pour finir, la représentation proposée de l'effet du remaniement sur la compacité initiale du sol est largement empirique et sa justification est amplement spéculative et basée sur des hypothèses fortes. Elle permet néanmoins de porter un regard particulier sur la position relative des courbes de compressibilité des sols remaniés à des degrés divers.

Annexe B – Propriétés des sols et paramètres des courbes de compressibilité.

Le [tableau B1](#) rappelle les notations utilisées. Les [tableaux B2, B3 et B4](#) rassemblent les propriétés des sols et les caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

Tableau B1 : Notations employées dans les tableaux de paramètres.

notation	paramètre	définition
épr sol nature car z D wi ei Sri e5 sig'v0f sig'v0d e0	 z D wi ei Sri e5 σ'v0f σ'v0d e0	nom de l'éprouvette oedométrique nature du sol : 1 sables et limons, 2 argiles, 3 vases et tourbes description visuelle du sol type de carottier : 1 CPS, 2 Shelby, 3 rotatif, 4 poinçonneur profondeur du prélèvement (m) diamètre intérieur du carottier (mm) teneur en eau initiale (%) indice des vides initial () degré de saturation initial (%) indice des vides sous 5 kPa dans l'oedomètre (poids du piston) () contrainte verticale effective en place forfaitaire (kPa) contrainte verticale effective en place donnée (kPa) indice des vides en place ()
C2 wL wP Ip Ic Ac eL ec (eL - e0) C2	C2 wL wP Ip Ic Ac eL ec (eL - e0) C2	teneur en particules de diamètre inférieur à 2 μm (%) limite de liquidité () limite de plasticité () indice de plasticité $I_p = w_L - w_P$ () indice de consistance $I_c = (w_L - w)/(w_L - w_P)$ activité $A_c = I_p/C_2$ indice des vides du sol saturé à sa limite de liquidité $e_L = (\gamma_s/\gamma_w) (w_L/100)$ indice de consistance exprimé en indice des vides $e_c = (e_L - e_0)/(e_L - e_P)$ indicateur $(e_L - e_0) (C_2/100)$
Cc Cs1 Cs2 Csr Csd osd sig'ad ed s Csu Cc/Csr Cc/Csd Csr/Csd Csr - Csd de/e0	Cc Cs1 Cs2 Csr Csd osd σ'ad ed s Csu Cc/Csr Cc/Csd Csr/Csd Csr - Csd Δe/e0	indice de compression () indice de déchargement au premier cycle () indice de déchargement au second cycle () indice de premier chargement () indice de déchargement au coude "d" () ordonnée à l'origine de la droite de déchargement en "d" de pente C_{sd} () contrainte axiale effective au point "d" (kPa) indice des vides au point "d" () pente des droites de variation $C_s(\sigma'_a)$ de C_s en fonction de σ'_a () ordonnée à l'origine des droites de variation $C_s(\sigma'_a)$ de C_s en fonction de σ'_a () rapport C_c/C_{sr} () rapport C_c/C_{sd} () rapport C_{sr}/C_{sd} () rapport C_{sr}/C_{sd} () indice de remaniement ()

Tableau B2 : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	car	z (m)	D (mm)	wi (%)	ei (%)	Sri (%)	e5 (%)	sig'v0f (kPa)	sig'v0d (kPa)	e0 (%)
1	AR01	1 limon gris	1 CPS	2,61	100,0	32,4	0,853	102,5	0,849	24,0	29,5	0,837
2	AR02	2 limon gris tourbeux	1 CPS	5,61	100,0	41,5	1,234	90,9	1,234	49,0	56,5	1,207
3	AR03	3 tourbe noire	1 CPS	8,41	100,0	335,5	3,770	99,8	3,773	70,0	81,7	3,517
4	AR04	1 limon sableux	1 CPS	3,11	100,0	35,2	0,984	96,7	0,984	24,0	34,0	0,963
5	AR05	3 limon tourbeux	1 CPS	7,35	100,0	104,1	2,696	104,3	2,696	68,0	72,2	2,508
6	AR06	3 tourbe noire	1 CPS	10,25	100,0	403,8	4,560	99,3	4,560	75,0	98,3	4,209
7	AR31	3 tourbe	1 CPS	9,92	100,0	408,9	6,540	100,1	6,540	75,0	95,3	6,237
8	AR32	1 limon beige	1 CPS	4,62	100,0	27,2	0,744	98,8	0,744	49,0	47,6	0,735
9	AR36	2 argile tourbeuse	1 CPS	1,62	100,0	33,8	0,875	102,4	0,875	24,0	20,6	0,867
10	AR37	3 argile tourbeuse	1 CPS	4,02	100,0	60,2	1,610	99,0	1,608	43,0	42,2	1,557
11	AR38	3 argile tourbeuse	1 CPS	5,12	100,0	168,5	4,260	106,8	4,261	49,0	52,1	3,953
12	AR54	3 argile limoneuse	1 CPS	2,57	100,0	73,3	1,943	100,0	1,928	17,0	29,1	1,859
13	AR55	3 tourbe argileuse	1 CPS	4,02	100,0	214,3	3,247	100,9	3,247	24,0	42,2	3,145
14	ARL01	1 argile à sable fin gris vert	1 CPS	2,35	76,0	31,6	0,864	98,9	0,831	30,0	27,1	0,798
15	ARL02	2 argile compacte gris vert	1 CPS	2,85	76,0	27,3	0,781	94,3	0,780	36,0	31,6	0,770
16	ARL03	2 argile compacte gris vert	1 CPS	4,82	76,0	36,3	0,982	99,9	0,988	49,0	49,4	0,970
17	ARL04	3 argile tourbeuse noire	1 CPS	6,83	76,0	63,9	1,775	97,2	1,782	50,0	67,5	1,733
18	ARL05	3 argile tourbeuse gris sombre	1 CPS	8,70	76,0	229,4	6,445	96,1	6,447	61,0	84,3	6,203
19	ARL07	2 limon argileux gris	1 CPS	14,28	76,0	52,1	1,470	95,7	1,369	107,0	134,5	1,100
20	ARL08	2 limon argileux gris	1 CPS	14,36	76,0	51,8	1,456	96,0	1,335	107,0	135,2	1,081
21	ARL09	1 limon argileux sableux gris	1 CPS	3,42	76,0	35,6	0,947	101,5	0,936	43,0	36,8	0,904
22	ARL10	2 limon argileux gris sombre loc. organique	1 CPS	6,82	76,0	47,2	1,291	98,7	1,281	56,0	67,4	1,219
23	ARL17	1 limon argileux gris vert olive	1 CPS	3,77	76,0	26,3	0,692	102,5	0,686	50,0	39,9	0,658
24	ARL18	3 tourbe noire avec passages limoneux	1 CPS	6,03	76,0	137,9	4,012	92,9	4,005	56,0	60,3	3,789
25	ARL19	3 tourbe noire avec passages limoneux	1 CPS	6,09	76,0	120,8	3,699	88,2	3,702	55,0	60,8	3,572
26	ARL23	1 argile grise	1 CPS	9,54	76,0	41,6	1,130	99,4	1,093	94,0	91,9	1,003
27	ARL39	2 argile grise	1 CPS	3,42	76,0	34,9	0,943	99,9	0,929	41,0	36,8	0,887
28	ARL40	2 argile grise	1 CPS	3,54	76,0	32,6	0,872	101,0	0,854	43,0	37,9	0,821
29	ARL41	2 argile grise limoneuse	1 CPS	11,05	76,0	40,5	1,126	97,2	1,050	95,0	105,5	0,886
30	ARL42	2 argile grise limoneuse	1 CPS	11,12	76,0	41,7	1,161	96,9	1,121	93,0	106,1	0,984
31	ARL43	3 tourbe noire et lentille de sable	1 CPS	6,07	76,0	289,2	8,662	90,2	8,627	69,0	60,6	8,065
32	ARL44	3 tourbe noire et lentille de sable	1 CPS	6,14	76,0	217,8	6,625	88,8	6,622	68,0	61,3	6,275
33	ARL54	2 argile limoneuse gris beige	1 CPS	3,59	76,0	23,5	0,649	97,9	0,630	44,0	38,3	0,607
34	ARL55	2 argile limoneuse gris beige	1 CPS	3,64	76,0	22,8	0,652	94,4	0,647	44,0	38,8	0,632
35	ARL56	2 argile limoneuse plastique gris noir	1 CPS	11,23	76,0	40,6	1,100	99,8	1,044	96,0	107,1	0,916
36	ARL57	2 argile limoneuse plastique gris noir	1 CPS	11,30	76,0	43,7	1,166	101,1	1,105	94,0	107,7	0,975
37	ARL79	3 tourbe noire	3 Rotation	8,67	90,0	143,7	4,338	89,5	4,352	80,0	84,0	4,072
38	ARL80	3 tourbe noire	3 Rotation	8,60	90,0	296,0	3,474	99,9	3,479	80,0	83,4	3,298
39	ARL81	3 argile gris beige	3 Rotation	6,40	90,0	56,0	1,562	96,8	1,536	69,0	63,6	1,426
40	ARL82	2 argile grise compacte	3 Rotation	4,25	90,0	32,3	0,866	100,7	0,865	48,0	44,3	0,827

Tableau B2 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	car	z (m)	D (mm)	wi (%)	ei ()	Sri (%)	e5 ()	sig'v0f (kPa)	sig'v0d (kPa)	e0 ()
41	CAR27	2 argile compacte grise	1 CPS	1,33	76,0	27,2	0,827	88,7	0,827	24,0	18,0	0,815
42	CAR28	2 argile ferme beige-gris	1 CPS	2,99	76,0	26,2	0,825	85,8	0,825	43,0	32,9	0,805
43	CAR29	2 argile plastique grise	1 CPS	3,60	76,0	29,5	0,865	92,0	0,864	43,0	38,4	0,835
44	CAR64	2 argile ferme beige	1 CPS	1,37	76,0	28,1	0,832	91,1	0,833	24,0	18,3	0,826
45	SEY04	2 argile plastique compacte grise	3 Rotation	13,24	80,0	32,5	0,869	101,0	0,879	120,0	125,2	0,849
46	SET01	1 sable très fin gris noir	3 Rotation	5,27	93,0	28,0	0,756	100,0	0,786	50,0	53,4	0,771
47	SET02	1 sable très fin gris noir	3 Rotation	6,28	93,0	24,9	0,754	89,2	0,776	69,0	62,5	0,759
48	SET03	1 sable moyen gris beige	3 Rotation	8,50	93,0	24,7	0,712	93,6	0,742	87,0	82,5	0,724
49	LUN01	1 limon marron clair	3 Rotation	1,20	110,0	20,8	0,614	91,5	0,614	24,0	16,8	0,608
50	LUN02	1 limon marron	3 Rotation	1,20	110,0	22,0	0,645	92,1	0,644	24,0	16,8	0,637
51	LUN03	1 limon silto-argileux beige compact	3 Rotation	1,20	110,0	19,5	0,617	85,5	0,617	24,0	16,8	0,614
52	LUN04	1 limon silto-argileux beige	3 Rotation	1,20	110,0	21,4	0,637	90,8	0,637	24,0	16,8	0,631
53	LUN05	1 sable limoneux très fin beige	3 Rotation	1,56	92,0	21,0	0,567	100,0	0,567	24,0	20,0	0,562
54	LUN06	1 argile beige rougeâtre	3 Rotation	5,35	92,0	26,1	0,658	107,1	0,653	42,0	54,1	0,629
55	LUN11	1 sable limoneux très fin marron beige	3 Rotation	3,45	92,0	17,5	0,550	85,9	0,548	37,0	37,0	0,521
56	SG01	2 argile noire	3 Rotation	8,90	86,0	31,0	0,827	101,3	0,824	88,0	86,1	0,778
57	SG02	2 argile noire	3 Rotation	9,00	86,0	30,5	0,809	101,8	0,809	88,0	87,0	0,780
58	SG03	1 argile noire lits millimétriques de sable	3 Rotation	6,50	86,0	15,2	0,401	102,4	0,401	68,0	64,5	0,373
59	SG04	2 argile grise finement sableuse	3 Rotation	15,80	86,0	22,7	0,601	102,0	0,601	163,0	148,2	0,552
60	SG05	2 argile noire	3 Rotation	29,35	86,0	29,5	0,778	102,4	0,778	260,0	270,1	0,669
61	SG06	2 argile gris-noir (qq élém calcaires)	3 Rotation	10,85	86,0	25,2	0,660	103,1	0,660	113,0	103,7	0,626
62	SG20	1 argile gris-noir	3 Rotation	11,75	86,0	25,1	0,688	98,6	0,685	132,0	111,8	0,620
63	SG21	1 argile gris-noir	3 Rotation	11,85	86,0	26,5	0,714	100,3	0,639	98,0	112,7	0,593
64	AMA04	1 argile gris-noir	3 Rotation	5,45	86,0	24,3	0,654	100,3	0,657	49,0	55,0	0,632
65	AMA05	1 argile gris-noir	3 Rotation	8,95	86,0	22,4	0,571	106,1	0,585	99,0	86,5	0,556
66	AMA06	1 argile gris-noir	3 Rotation	14,15	86,0	20,7	0,535	104,4	0,535	139,0	133,3	0,486
67	ORA01	2 argile beige à grise	3 Rotation	3,90	92,0	23,1	0,631	98,7	0,631	56,0	41,1	0,609
68	ORA02	2 limon gris-noir argileux	3 Rotation	2,66	92,0	40,6	1,150	95,4	1,117	39,0	29,9	1,041
69	CLB05	3 tourbe amorphe lgt sableuse gris-noir	3 Rotation	14,56	83,0	54,5	1,718	85,7	1,682	132,0	137,0	1,393
70	CLB06	3 tourbe amorphe sablo-limoneuse gris foncé	3 Rotation	15,70	83,0	113,9	3,739	82,3	3,740	132,0	147,3	3,477
71	CLB09	2 argile grise ferme homogène	3 Rotation	16,70	83,0	41,2	1,164	95,6	1,157	133,0	156,3	0,960
72	CLB11	2 argile gris clair ferme	3 Rotation	5,89	83,0	29,6	0,800	100,0	0,797	80,0	59,0	0,715
73	CLB12	1 sable fin limoneux beige gris	3 Rotation	5,49	83,0	27,7	0,763	98,1	0,751	43,0	55,4	0,728
74	CLB21	2 argile gris clair passage sableux	3 Rotation	7,00	83,0	31,2	0,908	92,8	0,906	80,0	69,0	0,777
75	ARC06	1 argile limoneuse à sableuse gris foncé	3 Rotation	17,13	92,0	22,6	0,562	108,4	0,552	164,0	160,2	0,503
76	ARC17	1 argile limoneuse à sableuse gris foncé	2 Shelby	2,59	82,0	34,7	0,870	107,8	0,863	30,0	29,3	0,822
77	ARC26	1 argile vaseuse et sableuse gris noir	2 Shelby	14,47	82,0	29,9	0,765	105,4	0,760	158,0	136,2	0,637
78	TGV15	2 marne argileuse silteuse	3 Rotation	4,50	76,0	29,5	0,786	101,2	0,787	47,0	46,5	0,770
79	TGV28	2 marne	3 Rotation	3,00	76,0	24,0	0,672	96,3	0,670	24,0	33,0	0,668
80	TGV67	2 marne	3 Rotation	6,00	76,0	26,8	0,719	100,7	0,728	65,0	60,0	0,720

Tableau B2 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	car	z (m)	D (mm)	wi (%)	ei ()	Sri (%)	e5 ()	sig'v0f (kPa)	sig'v0d (kPa)	e0 ()
81	TGV68	2 marne	3 Rotation	6,04	76,0	26,6	0,723	99,4	0,729	65,0	60,4	0,719
82	TGV69	2 marne	3 Rotation	6,10	76,0	26,0	0,671	104,7	0,675	65,0	60,9	0,665
83	PUJ01	2 marne avec lits sableux	3 Rotation	9,40	92,0	27,6	0,755	98,7	0,753	88,0	90,6	0,722
84	PUJ02	2 marne silteuse	3 Rotation	24,18	92,0	23,3	0,588	107,1	0,625	253,0	223,6	0,594
85	PUJ03	2 marne silteuse	3 Rotation	24,22	92,0	23,0	0,617	100,8	0,635	253,0	224,0	0,609
86	REX05	2 marne silteuse litée	3 Rotation	6,02	94,0	24,8	0,676	98,9	0,698	55,0	60,2	0,676
87	REX06	2 marne silteuse litée	3 Rotation	7,80	94,0	24,6	0,653	101,8	0,668	74,0	76,2	0,635
88	REX07	2 marne silteuse litée	3 Rotation	9,60	94,0	20,3	0,559	98,3	0,616	93,0	92,4	0,565
89	TGV14	2 argile plastique	3 Rotation	4,15	76,0	36,5	1,021	96,5	1,020	30,0	43,4	0,993
90	TGV22	1 limon silteux sableux	3 Rotation	3,38	76,0	27,2	0,837	87,9	0,835	24,0	36,4	0,821
91	TGV24	2 marne silteuse altérée	3 Rotation	1,20	76,0	24,9	0,737	91,1	0,738	11,0	16,8	0,737
92	TGV29	1 limon silteux argileux	3 Rotation	1,60	76,0	26,5	0,834	85,8	0,832	18,0	20,4	0,830
93	TGV36	1 sable très fin	3 Rotation	3,40	76,0	31,8	0,887	96,9	0,888	24,0	36,6	0,810
94	TGV37	1 argile compacte	3 Rotation	1,90	76,0	26,4	0,683	104,4	0,680	15,0	23,1	0,679
95	TGV41	1 limon silteux sableux	3 Rotation	1,40	76,0	19,3	0,605	86,2	0,604	11,0	18,6	0,599
96	TGV42	1 sable fin à silt	3 Rotation	5,30	76,0	23,9	0,666	96,9	0,665	49,0	53,7	0,653
97	TGV43	1 limon argileux coquillé	3 Rotation	4,19	76,0	33,0	0,957	93,1	0,935	30,0	43,7	0,873
98	TGV50	3 limon silteux tourbeux	3 Rotation	3,75	76,0	64,0	1,762	98,1	1,758	24,0	39,8	1,695
99	PBO08	1 limon silteux noir et MO	3 Rotation	5,30	95,0	43,7	1,248	94,5	1,248	68,0	53,7	1,230
100	PBO09	1 limon gris noir et MO	3 Rotation	4,10	95,0	34,6	1,011	92,4	1,004	45,0	42,9	0,970
101	PDB05	2 argile marron clair	3 Rotation	1,30	89,0	18,7	0,557	90,7	0,558	24,0	17,7	0,552
102	PDB06	1 argile limoneuse marron	3 Rotation	0,51	89,0	20,5	0,588	94,3	0,587	11,0	7,6	0,577
103	PDB07	2 argile ferme beige jaunâtre	3 Rotation	0,98	89,0	18,1	0,513	95,5	0,503	23,0	14,7	0,499
104	PDB08	2 argile ferme beige	3 Rotation	2,35	89,0	22,0	0,606	98,1	0,608	36,0	27,1	0,592
105	RON06	2 argile plastique homogène grise (lentil, sable)	1 CPS	8,73	96,0	39,0	1,059	99,6	1,055	80,0	84,6	0,947
106	RON07	2 argile plastique homogène grise (lentil, sable)	1 CPS	8,67	96,0	31,7	0,908	94,2	0,893	81,0	84,0	0,812
107	RON11	3 argile vaseuse beige à grise (et coquilles)	1 CPS	5,46	96,0	72,0	1,981	98,1	1,980	56,0	55,1	1,821
108	RON12	3 argile vaseuse beige à grise (et coquilles)	1 CPS	5,40	96,0	83,9	2,390	94,8	2,370	56,0	54,6	2,192
109	RON13	3 argile vaseuse marron beige	1 CPS	8,11	96,0	77,8	2,145	98,0	2,136	56,0	79,0	1,994
110	RON14	3 argile vaseuse marron beige	1 CPS	8,05	96,0	76,5	2,095	98,6	2,094	56,0	78,5	1,934
111	RON15	3 argile vaseuse marron beige	1 CPS	10,11	96,0	49,0	1,400	94,6	1,395	80,0	97,0	1,226
112	RON16	3 argile vaseuse marron beige	1 CPS	10,05	96,0	48,0	1,351	95,9	1,323	80,0	96,5	1,090
113	ADN13	2 argile litée gris noir et lits dableux	3 Rotation	17,69	76,0	30,8	0,805	103,4	0,797	164,0	165,2	0,742
114	ADN14	2 argile litée gris noir et lits dableux	3 Rotation	17,74	76,0	30,2	0,828	98,5	0,826	164,0	165,7	0,779
115	ADN45	2 argile limoneuse gris noir (plus traces MO)	3 Rotation	20,55	76,0	32,6	0,866	101,7	0,856	188,0	190,9	0,727
116	ADN46	2 argile limoneuse gris noir (plus traces MO)	3 Rotation	20,52	76,0	34,6	0,937	99,9	0,928	188,0	190,7	0,823
117	ANI08	2 argile gris noir (plus traces MO)	2 Shelby	1,14	98,0	35,3	0,915	104,1	0,892	10,0	16,3	0,873
118	ANI09	2 argile gris noir (plus traces MO)	2 Shelby	1,10	98,0	36,1	0,928	105,0	0,902	10,0	15,9	0,882
119	ANI13	1 argile gris noir à beige (plus traces MO)	2 Shelby	3,51	98,0	38,0	1,013	101,2	1,002	30,0	37,6	0,959
120	ANI14	1 argile gris noir à beige (plus traces MO)	2 Shelby	3,45	98,0	37,8	1,031	99,1	1,013	30,0	37,0	0,981

Tableau B2 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	car	z (m)	D (mm)	wi (%)	ei ()	Sri (%)	e5 ()	sig'v0f (kPa)	sig'v0d (kPa)	e0 ()
121	ANI21	1 limon argileux gris	2 Shelby	13,47	98,0	28,7	0,802	96,8	0,792	116,0	127,2	0,757
122	ANI22	1 limon argileux gris	2 Shelby	13,41	98,0	31,3	0,890	94,8	0,867	116,0	126,7	0,812
123	ANI26	1 limon très argileux gris et lits sableux	2 Shelby	19,04	98,0	29,6	0,808	98,9	0,807	165,0	177,4	0,760
124	ANI27	1 limon très argileux gris et lits sableux	2 Shelby	19,00	98,0	30,4	0,858	95,6	0,846	165,0	177,0	0,769
125	ANI28	2 argile beige foncé à gris	2 Shelby	20,45	98,0	25,4	0,661	103,9	0,658	178,0	190,1	0,586
126	ANI29	2 argile beige foncé à gris	2 Shelby	20,51	98,0	26,1	0,691	102,1	0,665	179,0	190,6	0,589
127	ANI43	1 sable très fin beige	2 Shelby	4,09	98,0	28,0	0,846	89,4	0,844	36,0	42,8	0,828
128	ANT01	2 argile litée bariolée gris beige et lits sableux	2 Shelby	15,59	98,0	33,1	0,889	100,6	0,897	145,0	146,3	0,849
129	ANT02	2 argile litée bariolée gris beige et lits sableux	2 Shelby	15,64	98,0	34,1	0,924	99,8	0,911	145,0	146,8	0,855
130	ANT03	2 argile beige gris marron noire	2 Shelby	20,84	98,0	37,3	0,982	102,6	0,976	190,0	193,6	0,894
131	ANT04	2 argile beige gris marron noire	2 Shelby	21,90	98,0	28,2	0,756	100,8	0,749	200,0	203,1	0,704
132	ANT08	2 argile gris noir à marron rouge	2 Shelby	24,33	98,0	37,5	0,974	103,9	0,970	221,0	225,0	0,858
133	ANT09	2 argile gris noir à marron rouge	2 Shelby	24,40	98,0	29,9	0,807	100,2	0,797	221,0	225,6	0,744
134	ANT21	1 argile grise	2 Shelby	31,54	98,0	26,5	0,679	105,5	0,662	283,0	289,9	0,549
135	ANT22	1 argile grise	2 Shelby	31,48	98,0	22,4	0,625	96,8	0,612	283,0	289,3	0,502
136	THI01	2 argile bigarrée beige-ocre gris	3 Rotation	1,01	96,0	28,5	0,808	95,3	0,808	20,0	15,1	0,802
137	THI02	2 argile beige molle passées indurées	3 Rotation	5,05	96,0	26,9	0,749	96,9	0,748	61,0	51,5	0,713
138	THI03	2 marne gris compacte homogène	3 Rotation	13,53	96,0	10,0	0,296	91,3	0,273	148,0	127,8	0,272
139	THI04	2 marne altérée feuilletée beige à marron	3 Rotation	4,05	96,0	24,8	0,724	92,6	0,692	51,0	42,5	0,681
140	THI05	2 argile bigarrée beige et gris	3 Rotation	2,37	96,0	24,7	0,650	102,8	0,650	34,0	27,3	0,641
141	THI06	2 argile beige passages compacts	3 Rotation	6,52	96,0	19,6	0,561	94,4	0,561	75,0	64,7	0,548
142	THI07	2 argile grise molle à ferme	3 Rotation	9,10	96,0	21,8	0,614	95,8	0,613	103,0	87,9	0,564
143	THI11	2 argile compacte grise	3 Rotation	18,18	96,0	16,5	0,472	94,6	0,474	195,0	169,6	0,459
144	THI12	2 argile raide grise lgt feuilletée	3 Rotation	18,40	96,0	10,2	0,297	93,0	0,298	195,0	171,6	0,284
145	THI13	2 argile compacte gris beige	3 Rotation	17,48	96,0	18,4	0,514	96,6	0,517	190,0	163,3	0,487
146	THI14	2 argile beige compacte	3 Rotation	12,35	96,0	22,0	0,623	95,2	0,623	135,0	117,2	0,596
147	THI15	2 argile compacte beige et traces ocres	3 Rotation	13,80	96,0	20,0	0,558	96,7	0,563	150,0	130,2	0,550
148	THI19	2 argile beige gris ocre	3 Rotation	1,80	96,0	19,3	0,554	94,3	0,571	28,2	22,2	0,563
149	THI20	2 argile et passages marneux fracturés	3 Rotation	4,80	96,0	21,6	0,632	92,5	0,632	68,0	49,2	0,615
150	THI21	2 marne bigarrée gris beige	3 Rotation	12,26	96,0	15,6	0,460	91,7	0,461	135,0	116,3	0,448
151	THI22	2 marne grise fracturée	3 Rotation	16,20	96,0	13,7	0,357	103,4	0,332	174,0	151,8	0,318
152	CTL01	3 argile tourbeuse marron à noirâtre	3 Rotation	4,35	94,0	99,1	2,571	104,1	2,571	42,0	45,1	2,554
153	CTL02	3 argile marron beige à jaunâtre	3 Rotation	7,10	94,0	82,4	2,149	103,6	2,159	73,0	69,9	2,140
154	CTL03	3 argile tourbeuse marron à noirâtre	3 Rotation	4,86	94,0	123,3	3,236	103,0	3,226	48,0	49,7	3,165
155	CTL04	3 argile marron beige à jaunâtre	3 Rotation	8,25	94,0	64,3	1,701	102,1	1,701	82,0	80,3	1,662
156	CAR02	2 argile noire (karst)	3 Rotation	10,00	85,0	40,7	1,100	99,8	1,107	100,0	96,0	1,079
157	MAG01	2 argile bigarrée gris-bleu à beige	1 CPS	2,10	76,0	53,2	1,449	99,1	1,449	24,0	24,9	1,445
158	MAG02	2 argile marneuse gris beige	1 CPS	2,43	76,0	22,3	0,607	99,0	0,632	42,0	27,9	0,616
159	MAG03	2 marne argileuse bleu gris	1 CPS	4,50	76,0	21,3	0,602	95,6	0,645	62,0	46,5	0,630
160	MAG04	2 argile gris marron	1 CPS	2,70	76,0	40,0	1,106	97,8	1,098	24,0	30,3	1,081

Tableau B2 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	car	z (m)	D (mm)	wi (%)	ei ()	Sri (%)	e5 ()	sig'v0f (kPa)	sig'v0d (kPa)	e0 ()
161	MAG05	2 argile limono-sableuse marron gris	1 CPS	1,35	76,0	36,7	1,019	97,3	1,015	18,0	18,1	1,002
162	MAG06	3 sable et argile gris noirs débris végétaux	1 CPS	3,35	76,0	68,6	1,892	97,9	1,884	37,0	36,1	1,842
163	MAG07	3 sable et argile gris noirs débris végétaux	1 CPS	4,81	76,0	32,6	0,898	98,1	0,897	42,0	49,3	0,882
164	SAR01	2 argile beige jaunâtre compacte	1 CPS	2,38	76,0	27,8	0,768	97,8	0,773	37,0	27,4	0,766
165	SAR02	2 argile gris clair à passées organiques	1 CPS	4,51	76,0	40,4	1,118	97,5	1,123	43,0	46,6	1,081
166	SAR03	2 argile grise localement tourbeuse	1 CPS	6,49	76,0	53,5	1,491	96,9	1,492	56,0	64,4	1,454
167	SAR04	2 argile grise localement lgt tourbeuse	1 CPS	8,41	76,0	47,7	1,325	97,3	1,326	69,0	81,7	1,276
168	SAR05	1 argile gris clais molle (passée de sable)	1 CPS	12,72	76,0	29,5	0,779	102,5	0,767	101,0	120,5	0,709
169	LAR01	3 limon vasard légèrement organique	4 Poinçon	0,76	52,0	41,3	1,309	85,1	1,309	15,0	11,4	1,219
170	LAR02	3 argile gris noir vase	4 Poinçon	0,70	52,0	47,1	1,238	102,8	1,234	15,0	10,5	1,151
171	LAR03	1 sable fin gris	4 Poinçon	0,56	52,0	29,2	0,817	96,4	0,817	15,0	8,4	0,781
172	LAR04	1 limon argileux noirâtre organique	4 Poinçon	2,07	52,0	23,9	0,709	91,1	0,709	15,0	24,6	0,685
173	LAR05	1 limon argileux gris noir	4 Poinçon	2,37	52,0	51,0	1,382	99,7	1,374	15,0	27,3	1,313
174	PSH07	1 sable fin limoneux gris gris-beige	3 Rotation	0,83	88,0	43,3	1,179	99,1	1,120	30,0	12,4	1,027
175	PSH08	1 sable fin limoneux beige	3 Rotation	2,10	88,0	32,1	0,952	91,0	0,926	20,0	24,9	0,889
176	PSH09	1 sable fin limoneux beige	3 Rotation	3,18	88,0	33,1	1,012	88,4	0,925	22,0	34,6	0,860
177	PSH10	1 limon argileux mou finement sableux	3 Rotation	4,47	88,0	28,5	0,802	96,0	0,733	31,0	46,2	0,665
178	SEV05	1 limon sableux gris clair	3 Rotation	10,20	88,0	53,0	1,525	94,0	1,515	100,0	97,8	1,398
179	SEV09	1 limon sableux gris clair	3 Rotation	17,42	88,0	56,1	1,492	101,6	1,466	140,0	162,8	1,311
180	SEV16	1 limon sableux gris clair	3 Rotation	4,93	88,0	58,9	1,644	96,7	1,642	62,0	50,4	1,571
181	PAG01	1 limon argileux marron	3 Rotation	3,17	90,0	20,4	0,524	105,3	0,524	30,0	34,5	0,519
182	BES04	2 argile plastique marron	3 Rotation	4,60	92,0	29,5	0,766	104,1	0,660	62,0	47,4	0,631
183	BES05	2 argile marron	3 Rotation	5,38	92,0	26,9	0,698	104,1	0,683	75,0	54,4	0,646
184	BES06	1 limon argileux brun marron	3 Rotation	1,74	92,0	24,9	0,768	87,6	0,768	30,0	21,7	0,757
185	BES07	2 argile marneuse beige marron	3 Rotation	4,05	92,0	27,4	0,750	98,5	0,750	56,0	42,5	0,737
186	BES08	2 argile beige marron	3 Rotation	2,57	92,0	21,1	0,595	95,9	0,595	42,0	29,1	0,590
187	BES09	2 argile marneuse beige jaunâtre	3 Rotation	4,67	92,0	20,7	0,604	92,5	0,604	69,0	48,0	0,595
188	CCS01	2 argile marneuse beige à gris compacte	3 Rotation	4,23	86,0	21,6	0,662	88,2	0,662	42,0	44,1	0,653
189	CCS02	2 argile marneuse bigarrée marron beige à gris	3 Rotation	5,25	86,0	28,6	0,772	100,1	0,773	43,0	53,3	0,764
190	CCS03	2 argile beige à passées gris-vert	3 Rotation	10,20	86,0	28,4	0,755	101,6	0,754	80,0	97,8	0,723
191	CCS16	2 argile marneuse bigarrée gris-vert beige	3 Rotation	7,46	86,0	21,3	0,579	99,5	0,579	85,0	73,1	0,570
192	LAN01	2 argile sableuse graveleuse molle traces MO	3 Rotation	1,90	84,0	22,0	0,597	99,7	0,600	37,0	23,1	0,587
193	LAN02	2 argile sableuse graveleuse molle	3 Rotation	2,10	84,0	35,3	0,997	95,8	0,997	36,0	24,9	0,941
194	FRE04	1 limon sableux	1 CPS	2,02	100,0	30,0	0,895	90,4	0,895	20,0	24,2	0,885
195	FRE05	2 argile gris noir	1 CPS	15,22	100,0	48,4	1,425	91,7	1,424	140,0	143,0	1,159
196	FRE06	2 argile noire organique	1 CPS	16,22	100,0	48,1	1,300	100,0	1,297	150,0	152,0	1,063
197	FRE07	2 argile noire	1 CPS	17,22	100,0	42,3	1,130	101,0	1,130	160,0	161,0	1,025
198	FRE08	2 argile noire	1 CPS	19,12	100,0	42,8	1,232	93,9	1,225	175,0	178,1	1,051
199	VIA04	1 argile limoneuse	3 Rotation	3,75	89,0	24,9	0,644	104,3	0,643	49,0	39,8	0,636
200	VIA05	2 argile plastique noire	3 Rotation	8,80	89,0	40,1	0,989	109,6	0,989	107,0	85,2	0,910

Tableau B2 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	car	z (m)	D (mm)	wi (%)	ei ()	Sri (%)	e5 ()	sig'v0f (kPa)	sig'v0d (kPa)	e0 ()
201	VIA06	2 argile plastique noire	3 Rotation	11,85	89,0	55,4	1,497	99,9	1,497	122,0	112,7	1,273
202	VIA07	1 limon	3 Rotation	2,05	89,0	24,9	0,726	92,6	0,726	24,0	24,4	0,724
203	VIA08	2 argile plastique noire	3 Rotation	6,85	89,0	29,4	0,751	105,6	0,751	88,0	67,7	0,734
204	VIA09	2 argile plastique noire	3 Rotation	9,90	89,0	50,2	1,301	104,1	1,301	113,0	95,1	1,188
205	LEO01	1 limon silteux gris noir	3 Rotation	7,19	90,0	28,9	0,777	100,4	0,764	75,0	70,7	0,716
206	LEO02	1 limon argileux gris	3 Rotation	3,84	90,0	34,6	0,900	103,9	0,871	42,0	40,6	0,787
207	LEO03	1 limon argileux brun beige	3 Rotation	1,79	90,0	27,1	0,792	92,4	0,790	17,0	22,1	0,776
208	LEO04	1 sable micacé très fin	3 Rotation	1,80	90,0	28,9	0,890	87,7	0,894	19,0	22,2	0,886
209	LEO05	1 limon argileux gris beige	3 Rotation	2,06	90,0	21,4	0,568	101,5	0,565	25,0	24,5	0,557
210	LEO06	1 sable micacé fin beige	3 Rotation	2,76	90,0	26,9	0,791	91,9	0,779	32,0	30,8	0,767
211	LEO09	1 limon brun compact	3 Rotation	2,55	90,0	26,2	0,719	98,3	0,724	37,0	28,9	0,720
212	LSC01	1 sable fin limoneux beige	3 Rotation	0,87	90,0	32,0	0,950	91,0	0,951	18,0	13,1	0,949
213	LSC02	1 limon brun	3 Rotation	0,37	90,0	25,0	0,732	92,3	0,732	10,0	5,6	0,730
214	LSC03	1 argile verte compacte et passées silteuses	3 Rotation	2,88	90,0	29,0	0,751	104,3	0,751	43,0	31,9	0,732
215	LSC04	1 limon brun	3 Rotation	1,53	90,0	28,0	0,779	97,1	0,775	27,0	19,8	0,750
216	LSC05	1 limon sableux brun	3 Rotation	3,49	90,0	28,0	0,786	96,4	0,782	46,0	37,4	0,738
217	LSC09	1 limon brun clair	3 Rotation	1,44	90,0	27,3	0,772	95,7	0,766	27,0	19,0	0,747
218	LSC10	1 sable moyen blond	3 Rotation	1,50	90,0	31,2	1,051	80,2	1,050	21,0	19,5	1,040
219	LSC11	2 argile plastique brun vert	3 Rotation	1,68	90,0	29,2	0,793	99,5	0,808	31,0	21,1	0,790
220	LSC17	2 argile verte	3 Rotation	2,64	90,0	24,0	0,713	90,9	0,703	40,0	29,8	0,669
221	LSC18	1 limon silteux vert	3 Rotation	1,28	90,0	24,1	0,633	102,8	0,632	25,0	17,5	0,623
222	LAV01	1 limon légèrement sableux	3 Rotation	2,59	90,0	28,0	0,852	88,7	0,849	40,0	29,3	0,824
223	LAV02	1 sable fin limoneux	3 Rotation	1,35	90,0	33,1	0,940	95,1	0,940	30,0	18,1	0,927
224	LAV03	1 sable fin très humide	3 Rotation	3,26	90,0	26,5	0,723	98,9	0,724	45,0	35,3	0,713
225	AV01	1 silt noir	3 Rotation	8,30	90,0	33,6	0,829	109,6	0,819	88,0	80,7	0,763
226	AV02	2 argile grise tourbeuse	3 Rotation	11,65	90,0	45,0	1,274	95,4	1,170	129,0	110,8	1,001
227	AV03	2 argile grise passées sableuses	3 Rotation	7,65	90,0	29,2	0,733	107,5	0,733	94,0	74,8	0,711
228	AV04	2 argile grise	3 Rotation	6,35	90,0	33,9	0,889	103,1	0,864	75,0	63,1	0,794
229	AV05	2 argile grise quelques végétaux	3 Rotation	1,35	90,0	44,1	1,122	106,3	1,109	18,0	18,1	1,081
230	AV06	2 argile limoneuse	3 Rotation	1,35	90,0	30,5	0,827	99,5	0,827	18,0	18,1	0,796
231	AV07	2 argile gris noir	3 Rotation	7,65	90,0	31,5	0,869	97,9	0,782	94,0	74,8	0,755
232	AV08	2 argile	3 Rotation	5,60	90,0	37,4	0,920	109,8	0,917	49,0	56,4	0,864
233	AV09	2 argile légèrement silteuse	3 Rotation	16,90	90,0	39,0	1,028	102,4	1,027	174,0	158,1	0,867
234	FUR04	1 limon sablo-graveleux marron foncé	3 Rotation	3,67	76,0	22,4	0,651	92,9	0,612	40,0	39,0	0,562
235	FUR05	2 argile gris foncé ferme traces MO	3 Rotation	4,16	76,0	47,9	1,310	98,8	1,307	50,0	43,4	1,245
236	FUR06	3 tourbe argileuse marron foncé	3 Rotation	4,91	76,0	61,6	1,666	99,9	1,658	60,0	50,2	1,477
237	FUR15	2 argile gris foncé ferme traces MO à tourbeuse	3 Rotation	5,73	76,0	43,7	1,207	97,8	1,204	65,0	57,6	1,166
238	FUR20	3 vase argileuse gris foncé coquillée	3 Rotation	9,52	76,0	63,8	1,776	97,1	1,669	100,0	91,7	1,390
239	AUG01	1 limon sableux gris noirâtre	3 Rotation	15,30	70,0	25,1	0,688	98,7	0,686	140,0	143,7	0,590
240	AUG02	1 limon argileux gris noirâtre	3 Rotation	17,13	70,0	49,3	1,391	95,8	1,388	160,0	160,2	1,209

Tableau B3 : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	car	z (m)	c2 (%)	wL ()	wP ()	Ip ()	Ic ()	Ac ()	ed ()	eL ()	ec ()	e0 ()	(eL - e0)c2 ()
1	AR01	1	1	2,61	15,0	31,0	18,0	13,0	-0,10	0,87	0,833	0,837	0,00	0,837	0,000
2	AR02	2	1	5,61	22,0	73,0	30,0	43,0	0,73	1,95	1,199	1,972	0,66	1,207	0,168
3	AR03	3	1	8,41							3,510			3,517	
4	AR04	1	1	3,11	21,0	31,0	18,0	13,0	-0,33	0,62	0,954	0,837	-0,36	0,963	-0,026
5	AR05	3	1	7,35	17,0	94,0	34,0	60,0	-0,17	3,53	2,482	2,539	0,02	2,508	0,005
6	AR06	3	1	10,25							4,180			4,209	
7	AR31	3	1	9,92							6,221			6,237	
8	AR32	1	1	4,62	13,0	33,0	20,0	13,0	0,44	1,00	0,733	0,891	0,45	0,735	0,020
9	AR36	2	1	1,62	44,0	53,0	27,0	26,0	0,74	0,59	0,866	1,405	0,78	0,867	0,237
10	AR37	3	1	4,02	39,0	60,0	24,0	36,0	0,00	0,92	1,552	1,590	0,03	1,557	0,013
11	AR38	3	1	5,12	39,0	87,0	38,0	49,0	-1,66	1,26	4,141	2,350	-1,21	3,953	-0,625
12	AR54	3	1	2,57	43,0	66,0	29,0	37,0	-0,20	0,86	1,847	1,749	-0,11	1,859	-0,047
13	AR55	3	1	4,02	42,0	115,0	50,0	65,0	-1,53	1,55	3,103	1,758	-1,39	3,145	-0,582
14	ARL01	1	1	2,35	18,4	29,0	21,0	8,0	-0,33	0,43	0,794	0,783	-0,07	0,798	-0,003
15	ARL02	2	1	2,85	34,6	44,0	24,0	20,0	0,84	0,58	0,769	1,189	0,77	0,770	0,145
16	ARL03	2	1	4,82	40,3	67,0	26,0	41,0	0,75	1,02	0,966	1,810	0,76	0,970	0,338
17	ARL04	3	1	6,83	24,7	68,0	31,0	37,0	0,11	1,50	1,729	1,837	0,10	1,733	0,026
18	ARL05	3	1	8,70	4,7	223,0	65,0	158,0	-0,04	33,62	6,101	6,024	-0,04	6,203	-0,008
19	ARL07	2	1	14,28	25,0	49,0	24,0	25,0	-0,12	1,00	1,129	1,324	0,33	1,100	0,056
20	ARL08	2	1	14,36	25,0	49,0	24,0	25,0	-0,11	1,00	1,101	1,324	0,36	1,081	0,061
21	ARL09	1	1	3,42	17,0	32,0	21,0	11,0	-0,32	0,65	0,891	0,864	-0,13	0,904	-0,007
22	ARL10	2	1	6,82	21,0	48,5	26,5	22,0	0,06	1,05	1,206	1,310	0,15	1,219	0,019
23	ARL17	1	1	3,77	17,0	39,0	22,0	17,0	0,75	1,00	0,650	1,054	0,86	0,658	0,067
24	ARL18	3	1	6,03	9,0	270,0	80,0	190,0	0,70	21,11	3,753	7,294	0,68	3,789	0,315
25	ARL19	3	1	6,09	9,0	270,0	80,0	190,0	0,79	21,11	3,510	7,294	0,73	3,572	0,335
26	ARL23	1	1	9,54	23,0	40,0	25,0	15,0	-0,10	0,65	1,019	1,081	0,19	1,003	0,018
27	ARL39	2	1	3,42	26,5	43,0	24,0	19,0	0,43	0,72	0,877	1,162	0,53	0,887	0,073
28	ARL40	2	1	3,54	26,5	43,0	24,0	19,0	0,55	0,72	0,811	1,162	0,66	0,821	0,090
29	ARL41	2	1	11,05	21,7	48,0	27,0	21,0	0,36	0,97	0,925	1,297	0,72	0,886	0,089
30	ARL42	2	1	11,12	21,7	48,0	27,0	21,0	0,30	0,97	0,981	1,297	0,55	0,984	0,068
31	ARL43	3	1	6,07							8,236			8,065	
32	ARL44	3	1	6,14							6,143			6,275	
33	ARL54	2	1	3,59	28,2	36,0	23,0	13,0	0,96	0,46	0,604	0,972	1,04	0,607	0,103
34	ARL55	2	1	3,64	28,2	36,0	23,0	13,0	1,02	0,46	0,629	0,972	0,97	0,632	0,096
35	ARL56	2	1	11,23	27,4	49,0	28,0	21,0	0,40	0,77	0,940	1,324	0,72	0,916	0,112
36	ARL57	2	1	11,30	27,4	49,0	28,0	21,0	0,25	0,77	0,965	1,324	0,61	0,975	0,095
37	ARL79	3	3	8,67	7,9	300,0	100,0	200,0	0,78	25,32	4,052	8,104	0,75	4,072	0,319
38	ARL80	3	3	8,60	8,0	300,0	100,0	200,0	0,02	25,00	3,288	3,517	0,09	3,298	0,017
39	ARL81	3	3	6,40	24,1	47,0	25,0	22,0	-0,41	0,91	1,395	1,270	-0,26	1,426	-0,038
40	ARL82	2	3	4,25	28,6	36,0	23,0	13,0	0,29	0,45	0,819	0,972	0,41	0,827	0,042

Tableau B3 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	car	z (m)	c2 (%)	wL (%)	wP (%)	Ip (%)	Ic (%)	Ac (%)	ed (%)	eL (%)	ec (%)	e0 (%)	(eL - e0)c2 (%)
41	CAR27	2	1	1,33	29,2	38,0	23,0	15,0	0,72	0,51	0,802	1,027	0,52	0,815	0,062
42	CAR28	2	1	2,99	20,2	32,0	20,0	12,0	0,48	0,59	0,796	0,864	0,18	0,805	0,012
43	CAR29	2	1	3,60	40,3	34,0	21,0	13,0	0,35	0,32	0,827	0,918	0,24	0,835	0,034
44	CAR64	2	1	1,37	37,8	39,0	24,0	15,0	0,73	0,40	0,817	1,054	0,56	0,826	0,086
45	SEY04	2	3	13,24	23,4	77,0	28,0	49,0	0,91	2,09	0,862	2,080	0,93	0,849	0,288
46	SET01	1	3	5,27							0,770			0,771	
47	SET02	1	3	6,28							0,753			0,759	
48	SET03	1	3	8,50							0,724			0,724	
49	LUN01	1	3	1,20							0,603			0,608	
50	LUN02	1	3	1,20							0,630			0,637	
51	LUN03	1	3	1,20							0,611			0,614	
52	LUN04	1	3	1,20							0,627			0,631	
53	LUN05	1	3	1,56							0,557			0,562	
54	LUN06	1	3	5,35	23,2	34,0	22,0	12,0	0,66	0,52	0,620	0,918	0,89	0,629	0,067
55	LUN11	1	3	3,45							0,510			0,521	
56	SG01	2	3	8,90	37,0	34,0	19,0	15,0	0,20	0,41	0,774	0,918	0,35	0,778	0,052
57	SG02	2	3	9,00	37,0	34,0	19,0	15,0	0,23	0,41	0,775	0,918	0,34	0,780	0,051
58	SG03	1	3	6,50	24,0	29,0	18,0	11,0	1,25	0,46	0,369	0,783	1,38	0,373	0,099
59	SG04	2	3	15,80	33,0	30,0	18,0	12,0	0,61	0,36	0,552	0,810	0,80	0,552	0,085
60	SG05	2	3	29,35	48,0	40,0	21,0	19,0	0,55	0,40	0,686	1,081	0,80	0,669	0,198
61	SG06	2	3	10,85	45,0	42,0	22,0	20,0	0,84	0,44	0,627	1,135	0,94	0,626	0,229
62	SG20	1	3	11,75	26,0	26,0	17,0	9,0	0,10	0,35	0,632	0,702	0,34	0,620	0,021
63	SG21	1	3	11,85	26,0	26,0	17,0	9,0	-0,06	0,35	0,599	0,702	0,45	0,593	0,028
64	AMA04	1	3	5,45							0,638			0,632	
65	AMA05	1	3	8,95							0,562			0,556	
66	AMA06	1	3	14,15							0,503			0,486	
67	ORA01	2	3	3,90	37,0	31,0	20,0	11,0	0,72	0,30	0,605	0,837	0,77	0,609	0,085
68	ORA02	2	3	2,66		52,0	27,0	25,0	0,46		1,010	1,405	0,54	1,041	
69	CLB05	3	3	14,56	6,0	62,0	28,0	34,0	0,22	5,67	1,429	1,675	0,31	1,393	0,017
70	CLB06	3	3	15,70	5,0	95,0	36,5	58,5	-0,32	11,70	3,473	2,566	-0,58	3,477	-0,046
71	CLB09	2	3	16,70	10,0	45,0	23,5	21,5	0,18	2,15	0,958	1,216	0,44	0,960	0,026
72	CLB11	2	3	5,89	12,0	39,0	20,5	18,5	0,51	1,54	0,722	1,054	0,68	0,715	0,041
73	CLB12	1	3	5,49	9,0	30,5	23,0	7,5	0,37	0,83	0,718	0,824	0,47	0,728	0,009
74	CLB21	2	3	7,00	12,0	38,0	20,5	17,5	0,39	1,46	0,784	1,027	0,53	0,777	0,030
75	ARC06	1	3	17,13	12,0	21,0	15,5	5,5	-0,28	0,46	0,501	0,567	0,43	0,503	0,008
76	ARC17	1	2	2,59	10,0	44,0	24,5	19,5	0,48	1,95	0,800	1,189	0,70	0,822	0,037
77	ARC26	1	2	14,47	9,0	40,0	23,5	16,5	0,62	1,83	0,629	1,081	1,00	0,637	0,040
78	TGV15	2	3	4,50		48,0	26,0	22,0	0,84		0,766	1,297	0,89	0,770	
79	TGV28	2	3	3,00		48,0	26,0	22,0	1,09		0,663	1,297	1,06	0,668	
80	TGV67	2	3	6,00		48,0	26,0	22,0	0,96		0,715	1,297	0,97	0,720	

Tableau B3 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	car	z (m)	c2 (%)	wL (%)	wP (%)	Ip (%)	Ic (%)	Ac (%)	ed (%)	eL (%)	ec (%)	e0 (%)	(eL - e0)c2 (%)
81	TGV68	2	3	6,04		48,0	26,0	22,0	0,97		0,714	1,297	0,97	0,719	
82	TGV69	2	3	6,10		48,0	26,0	22,0	1,00		0,660	1,297	1,06	0,665	
83	PUJ01	2	3	9,40		48,0	26,0	22,0	0,93		0,722	1,297	0,97	0,722	
84	PUJ02	2	3	24,18		48,0	26,0	22,0	1,12		0,603	1,297	1,18	0,594	
85	PUJ03	2	3	24,22		48,0	26,0	22,0	1,14		0,610	1,297	1,16	0,609	
86	REX05	2	3	6,02	20,0	36,0	19,0	17,0	0,66	0,85	0,668	0,972	0,65	0,676	0,059
87	REX06	2	3	7,80	20,0	36,0	19,0	17,0	0,67	0,85	0,630	0,972	0,74	0,635	0,068
88	REX07	2	3	9,60	20,0	36,0	19,0	17,0	0,92	0,85	0,558	0,972	0,89	0,565	0,082
89	TGV14	2	3	4,15							0,991			0,993	
90	TGV22	1	3	3,38	10,0	36,0	23,0	13,0	0,67	1,30	0,815	0,972	0,43	0,821	0,015
91	TGV24	2	3	1,20	30,0	49,0	26,0	23,0	1,05	0,77	0,736	1,324	0,94	0,737	0,176
92	TGV29	1	3	1,60	10,0	36,0	23,0	13,0	0,73	1,30	0,830	0,972	0,41	0,830	0,014
93	TGV36	1	3	3,40	5,0	28,0	18,0	10,0	-0,38	2,00	0,778	0,756	-0,20	0,810	-0,003
94	TGV37	1	3	1,90	25,0	44,0	19,0	25,0	0,70	1,00	0,678	1,189	0,75	0,679	0,127
95	TGV41	1	3	1,40	5,0	27,0	18,0	9,0	0,86	1,80	0,596	0,729	0,53	0,599	0,006
96	TGV42	1	3	5,30	5,0	28,0	18,0	10,0	0,41	2,00	0,651	0,756	0,38	0,653	0,005
97	TGV43	1	3	4,19		53,0	25,0	28,0	0,71		0,851	1,432	0,74	0,873	
98	TGV50	3	3	3,75							1,681			1,695	
99	PBO08	1	3	5,30	24,3						1,222			1,230	
100	PBO09	1	3	4,10	4,9						0,951			0,970	
101	PDB05	2	3	1,30	20,3	38,0	23,0	15,0	1,29	0,74	0,546	1,027	1,17	0,552	0,096
102	PDB06	1	3	0,51	17,2	27,5	17,0	10,5	0,66	0,61	0,557	0,743	0,58	0,577	0,029
103	PDB07	2	3	0,98	21,8	30,0	17,5	12,5	0,95	0,57	0,494	0,810	0,92	0,499	0,068
104	PDB08	2	3	2,35	21,2	34,5	19,5	15,0	0,83	0,71	0,587	0,932	0,84	0,592	0,072
105	RON06	2	1	8,73	32,2	49,0	25,0	24,0	0,42	0,75	0,968	1,324	0,58	0,947	0,121
106	RON07	2	1	8,67	32,2	49,0	25,0	24,0	0,72	0,75	0,809	1,324	0,79	0,812	0,165
107	RON11	3	1	5,46	26,1	65,0	26,0	39,0	-0,18	1,49	1,878	1,756	-0,06	1,821	-0,017
108	RON12	3	1	5,40	26,1	65,0	26,0	39,0	-0,48	1,49	2,258	1,756	-0,41	2,192	-0,114
109	RON13	3	1	8,11	26,1	65,0	26,0	39,0	-0,33	1,49	2,038	1,756	-0,23	1,994	-0,062
110	RON14	3	1	8,05	26,1	65,0	26,0	39,0	-0,29	1,49	2,003	1,756	-0,17	1,934	-0,047
111	RON15	3	1	10,11	30,5	36,0	21,0	15,0	-0,87	0,49	1,289	0,972	-0,62	1,226	-0,077
112	RON16	3	1	10,05	30,5	36,0	21,0	15,0	-0,80	0,49	1,160	0,972	-0,29	1,090	-0,036
113	ADN13	2	3	17,69	27,7						0,748			0,742	
114	ADN14	2	3	17,74	27,7						0,783			0,779	
115	ADN45	2	3	20,55	34,9						0,764			0,727	
116	ADN46	2	3	20,52	34,9						0,860			0,823	
117	ANI08	2	2	1,14	20,3						0,826			0,873	
118	ANI09	2	2	1,10	20,3						0,825			0,882	
119	ANI13	1	2	3,51	33,5						0,943			0,959	
120	ANI14	1	2	3,45	33,5						0,961			0,981	

Tableau B3 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	car	z (m)	c2 (%)	wL ()	wP ()	Ip ()	Ic ()	Ac ()	ed ()	eL ()	ec ()	e0 ()	(eL - e0)c2 ()
121	ANI21	1	2	13,47	25,0	29,0	19,0	10,0	0,03	0,40	0,754	0,783	0,10	0,757	0,007
122	ANI22	1	2	13,41	25,0	29,0	19,0	10,0	-0,22	0,40	0,825	0,783	-0,11	0,812	-0,007
123	ANI26	1	2	19,04	25,0	29,0	19,0	10,0	-0,06	0,40	0,781	0,783	0,09	0,760	0,006
124	ANI27	1	2	19,00	25,0	29,0	19,0	10,0	-0,14	0,40	0,808	0,783	0,05	0,769	0,004
125	ANI28	2	2	20,45	26,6	29,0	19,0	10,0	0,36	0,38	0,605	0,783	0,73	0,586	0,053
126	ANI29	2	2	20,51	26,6	29,0	19,0	10,0	0,29	0,38	0,611	0,783	0,72	0,589	0,052
127	ANI43	1	2	4,09	17,7	26,0	20,0	6,0	-0,33	0,34	0,815	0,702	-0,77	0,828	-0,022
128	ANT01	2	2	15,59	38,4	40,0	23,0	17,0	0,40	0,44	0,847	1,081	0,50	0,849	0,089
129	ANT02	2	2	15,64	38,4	40,0	23,0	17,0	0,34	0,44	0,860	1,081	0,49	0,855	0,086
130	ANT03	2	2	20,84	33,6	40,0	24,5	15,5	0,18	0,46	0,911	1,081	0,45	0,894	0,063
131	ANT04	2	2	21,90	33,6	40,0	24,5	15,5	0,76	0,46	0,709	1,081	0,90	0,704	0,126
132	ANT08	2	2	24,33	31,6	40,0	24,5	15,5	0,16	0,49	0,905	1,081	0,53	0,858	0,070
133	ANT09	2	2	24,40	31,6	40,0	24,5	15,5	0,65	0,49	0,755	1,081	0,80	0,744	0,106
134	ANT21	1	2	31,54	27,2	28,0	19,0	9,0	0,17	0,33	0,562	0,756	0,85	0,549	0,056
135	ANT22	1	2	31,48	27,2	28,0	19,0	9,0	0,62	0,33	0,513	0,756	1,05	0,502	0,069
136	THI01	2	3	1,01	25,2	49,0	26,5	22,5	0,91	0,89	0,796	1,324	0,86	0,802	0,132
137	THI02	2	3	5,05	25,2	50,0	25,0	25,0	0,93	0,99	0,709	1,351	0,94	0,713	0,161
138	THI03	2	3	13,53	20,8	39,0	24,0	15,0	1,93	0,72	0,271	1,054	1,93	0,272	0,163
139	THI04	2	3	4,05	25,9	50,0	25,0	25,0	1,01	0,97	0,680	1,351	0,99	0,681	0,173
140	THI05	2	3	2,37	25,1	50,0	25,0	25,0	1,01	1,00	0,638	1,351	1,05	0,641	0,178
141	THI06	2	3	6,52	25,1	50,0	25,0	25,0	1,22	1,00	0,547	1,351	1,19	0,548	0,202
142	THI07	2	3	9,10	25,1	50,0	25,0	25,0	1,13	1,00	0,587	1,351	1,16	0,564	0,197
143	THI11	2	3	18,18	23,7	40,0	22,0	18,0	1,30	0,76	0,459	1,081	1,28	0,459	0,147
144	THI12	2	3	18,40	23,6	37,0	22,0	15,0	1,79	0,64	0,288	0,999	1,77	0,284	0,169
145	THI13	2	3	17,48	26,2	46,0	24,0	22,0	1,26	0,84	0,507	1,243	1,27	0,487	0,198
146	THI14	2	3	12,35	26,2	46,0	24,0	22,0	1,09	0,84	0,611	1,243	1,09	0,596	0,169
147	THI15	2	3	13,80	26,2	46,0	24,0	22,0	1,18	0,84	0,553	1,243	1,17	0,550	0,181
148	THI19	2	3	1,80	29,4	47,0	25,0	22,0	1,26	0,75	0,554	1,270	1,19	0,563	0,208
149	THI20	2	3	4,80	22,5	47,0	25,0	22,0	1,15	0,98	0,612	1,270	1,10	0,615	0,147
150	THI21	2	3	12,26	24,2	37,0	22,0	15,0	1,43	0,62	0,451	0,999	1,36	0,448	0,133
151	THI22	2	3	16,20	21,5	37,0	22,0	15,0	1,56	0,70	0,326	0,999	1,68	0,318	0,146
152	CTL01	3	3	4,35	35,0						2,550			2,554	
153	CTL02	3	3	7,10	19,9						2,133			2,140	
154	CTL03	3	3	4,86	34,9						3,150			3,165	
155	CTL04	3	3	8,25	36,8						1,656			1,662	
156	CAR02	2	3	10,00	31,0						1,077			1,079	
157	MAG01	2	1	2,10							1,426			1,445	
158	MAG02	2	1	2,43							0,611			0,616	
159	MAG03	2	1	4,50							0,628			0,630	
160	MAG04	2	1	2,70							1,078			1,081	

Tableau B3 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	car	z (m)	c2 (%)	wL (%)	wP (%)	Ip (%)	Ic (%)	Ac (%)	ed (%)	eL (%)	ec (%)	e0 (%)	(eL - e0)c2 (%)
161	MAG05	2	1	1,35							0,997			1,002	
162	MAG06	3	1	3,35							1,836			1,842	
163	MAG07	3	1	4,81							0,879			0,882	
164	SAR01	2	1	2,38	28,5	33,5	19,0	14,5	0,39	0,51	0,765	0,905	0,36	0,766	0,040
165	SAR02	2	1	4,51	31,8	52,0	26,0	26,0	0,45	0,82	1,072	1,405	0,46	1,081	0,103
166	SAR03	2	1	6,49	39,2	66,0	30,0	36,0	0,35	0,92	1,451	1,783	0,34	1,454	0,129
167	SAR04	2	1	8,41	35,5	72,0	32,0	40,0	0,61	1,13	1,274	1,945	0,62	1,276	0,237
168	SAR05	1	1	12,72	24,3	28,0	19,0	9,0	-0,17	0,37	0,706	0,756	0,20	0,709	0,012
169	LAR01	3	4	0,76	8,8	32,0	21,0	11,0	-0,84	1,25	1,188	0,864	-1,19	1,219	-0,031
170	LAR02	3	4	0,70	14,3	33,0	19,0	14,0	-1,01	0,98	1,123	0,891	-0,69	1,151	-0,037
171	LAR03	1	4	0,56	10,9						0,760			0,781	
172	LAR04	1	4	2,07	22,7	31,0	24,0	7,0	1,01	0,31	0,675	0,837	0,81	0,685	0,035
173	LAR05	1	4	2,37	16,4	31,5	21,0	10,5	-1,86	0,64	1,294	0,851	-1,63	1,313	-0,076
174	PSH07	1	3	0,83	8,1						1,026			1,027	
175	PSH08	1	3	2,10	8,1						0,883			0,889	
176	PSH09	1	3	3,18	9,5						0,850			0,860	
177	PSH10	1	3	4,47							0,692			0,665	
178	SEV05	1	3	10,20	18,1	47,0	28,0	19,0	-0,32	1,05	1,407	1,270	-0,25	1,398	-0,023
179	SEV09	1	3	17,42	18,4	46,0	29,5	16,5	-0,61	0,90	1,360	1,243	-0,15	1,311	-0,013
180	SEV16	1	3	4,93	16,0	48,0	28,0	20,0	-0,54	1,25	1,568	1,297	-0,51	1,571	-0,044
181	PAG01	1	3	3,17	24,3						0,512			0,519	
182	BES04	2	3	4,60	19,4						0,630			0,631	
183	BES05	2	3	5,38	21,8						0,651			0,646	
184	BES06	1	3	1,74	17,7	30,0	20,0	10,0	0,51	0,56	0,755	0,810	0,20	0,757	0,009
185	BES07	2	3	4,05	18,9						0,732			0,737	
186	BES08	2	3	2,57		45,0	26,0	19,0	1,26		0,587	1,216	1,22	0,590	
187	BES09	2	3	4,67	20,4						0,592			0,595	
188	CCS01	2	3	4,23	24,5	46,0	25,5	20,5	1,19	0,84	0,642	1,243	1,07	0,653	0,145
189	CCS02	2	3	5,25	38,6	59,0	29,0	30,0	1,01	0,78	0,762	1,594	1,02	0,764	0,320
190	CCS03	2	3	10,20	20,0	41,0	25,5	15,5	0,81	0,77	0,722	1,108	0,92	0,723	0,077
191	CCS16	2	3	7,46	24,5	46,0	25,5	20,5	1,20	0,84	0,570	1,243	1,21	0,570	0,165
192	LAN01	2	3	1,90		81,0	28,0	53,0	1,11		0,583	2,188	1,12	0,587	
193	LAN02	2	3	2,10		60,0	26,0	34,0	0,73		0,948	1,621	0,74	0,941	
194	FRE04	1	1	2,02	6,0	32,0	19,0	13,0	0,16	2,17	0,887	0,864	-0,06	0,885	-0,001
195	FRE05	2	1	15,22	20,0	42,0	22,0	20,0	-0,32	1,00	1,242	1,135	-0,05	1,159	-0,005
196	FRE06	2	1	16,22	22,0	53,0	25,0	28,0	0,17	1,27	1,121	1,432	0,49	1,063	0,081
197	FRE07	2	1	17,22	22,0	53,0	25,0	28,0	0,38	1,27	1,043	1,432	0,54	1,025	0,090
198	FRE08	2	1	19,12	22,0	53,0	25,0	28,0	0,36	1,27	1,090	1,432	0,50	1,051	0,084
199	VIA04	1	3	3,75	11,0	38,0	19,0	19,0	0,69	1,73	0,635	1,027	0,76	0,636	0,043
200	VIA05	2	3	8,80		66,0	24,0	42,0	0,62		0,912	1,783	0,77	0,910	

Tableau B3 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	car	z (m)	c2 (%)	wL (%)	wP (%)	Ip (%)	Ic (%)	Ac (%)	ed (%)	eL (%)	ec (%)	e0 (%)	(eL - e0)c2 (%)
201	VIA06	2	3	11,85		66,0	24,0	42,0	0,25		1,400	1,783	0,45	1,273	
202	VIA07	1	3	2,05	5,0	34,0	21,0	13,0	0,70	2,60	0,721	0,918	0,55	0,724	0,010
203	VIA08	2	3	6,85		66,0	24,0	42,0	0,87		0,732	1,783	0,92	0,734	
204	VIA09	2	3	9,90		65,0	27,0	38,0	0,39		1,241	1,756	0,55	1,188	
205	LEO01	1	3	7,19	10,0						0,712			0,716	
206	LEO02	1	3	3,84	18,0	49,0	25,0	24,0	0,60	1,33	0,770	1,324	0,83	0,787	0,097
207	LEO03	1	3	1,79	7,5						0,764			0,776	
208	LEO04	1	3	1,80	7,5						0,879			0,886	
209	LEO05	1	3	2,06	12,0	28,0	21,5	6,5	1,02	0,54	0,555	0,756	1,14	0,557	0,024
210	LEO06	1	3	2,76	3,5						0,765			0,767	
211	LEO09	1	3	2,55	11,0	29,0	20,0	9,0	0,31	0,82	0,719	0,783	0,26	0,720	0,007
212	LSC01	1	3	0,87	11,0	27,0	19,0	8,0	-0,63	0,73	0,947	0,729	-1,02	0,949	-0,024
213	LSC02	1	3	0,37	23,0	27,0	19,0	8,0	0,25	0,35	0,724	0,729	0,00	0,730	0,000
214	LSC03	1	3	2,88	12,5	31,0	20,0	11,0	0,18	0,88	0,725	0,837	0,36	0,732	0,013
215	LSC04	1	3	1,53	20,0	30,5	20,5	10,0	0,25	0,50	0,730	0,824	0,28	0,750	0,015
216	LSC05	1	3	3,49	14,0	34,0	23,0	11,0	0,54	0,79	0,722	0,918	0,61	0,738	0,025
217	LSC09	1	3	1,44	24,2						0,733			0,747	
218	LSC10	1	3	1,50	8,6						1,029			1,040	
219	LSC11	2	3	1,68	29,0	38,5	23,5	15,0	0,62	0,52	0,779	1,040	0,62	0,790	0,072
220	LSC17	2	3	2,64	28,0	29,0	19,5	9,5	0,53	0,34	0,668	0,783	0,44	0,669	0,032
221	LSC18	1	3	1,28	23,0	28,0	19,0	9,0	0,43	0,39	0,619	0,756	0,55	0,623	0,031
222	LAV01	1	3	2,59	17,0						0,814			0,824	
223	LAV02	1	3	1,35	14,0						0,914			0,927	
224	LAV03	1	3	3,26	9,0						0,709			0,713	
225	AV01	1	3	8,30							0,783			0,763	
226	AV02	2	3	11,65		79,0	31,0	48,0	0,71		1,000	2,134	0,87	1,001	
227	AV03	2	3	7,65		40,0	24,0	16,0	0,68		0,710	1,081	0,86	0,711	
228	AV04	2	3	6,35		37,0	24,0	13,0	0,24		0,793	0,999	0,58	0,794	
229	AV05	2	3	1,35		39,0	19,0	20,0	-0,26		1,061	1,054	-0,05	1,081	
230	AV06	2	3	1,35		34,0	20,0	14,0	0,25		0,773	0,918	0,32	0,796	
231	AV07	2	3	7,65		34,0	21,0	13,0	0,19		0,753	0,918	0,47	0,755	
232	AV08	2	3	5,60		44,0	27,0	17,0	0,39		0,861	1,189	0,71	0,864	
233	AV09	2	3	16,90		47,0	26,0	21,0	0,38		0,910	1,270	0,71	0,867	
234	FUR04	1	3	3,67							0,546			0,562	
235	FUR05	2	3	4,16	17,0	78,0	35,0	43,0	0,70	2,53	1,246	2,107	0,74	1,245	0,147
236	FUR06	3	3	4,91	12,0	63,0	24,0	39,0	0,04	3,25	1,538	1,702	0,21	1,477	0,027
237	FUR15	2	3	5,73	14,0	55,0	26,0	29,0	0,39	2,07	1,164	1,486	0,41	1,166	0,045
238	FUR20	3	3	9,52	11,0	53,0	28,0	25,0	-0,43	2,27	1,400	1,432	0,06	1,390	0,005
239	AUG01	1	3	15,30	7,0	25,5	17,5	8,0	0,05	1,14	0,599	0,689	0,46	0,590	0,007
240	AUG02	1	3	17,13	15,0	47,0	28,0	19,0	-0,12	1,27	1,232	1,270	0,12	1,209	0,009

Tableau B4 : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	z (m)	Cc ()	Cs1 ()	Cs2 ()	Csr ()	Csd ()	osd ()	sig'ad (kPa)	ed ()	s ()	Csu ()	Cc/Csr ()	Cc/Csd ()	Csr/Csd ()	Csr-Csd ()	de/e0 ()
1	AR01	1	2,61	0,124	0,0146	0,0244	0,0167	0,01179	0,852	40,7	0,833	0,40	0,0026	7,461	10,547	1,414	0,0049	0,015
2	AR02	2	5,61	0,422	0,0402	0,0622	0,0330	0,03406	1,265	89,1	1,199	0,36	0,0066	12,797	12,400	0,969	-0,0011	0,022
3	AR03	3	8,41	2,581	0,3918	0,4538	0,4097	0,36947	4,198	72,8	3,510	0,11	0,2298	6,299	6,985	1,109	0,0403	0,073
4	AR04	1	3,11	0,157	0,0077	0,0220	0,0188	0,00580	0,964	78,0	0,954	1,08	0,0001	8,385	27,141	3,237	0,0130	0,022
5	AR05	3	7,35	1,259	0,1305	0,1644	0,1605	0,12053	2,722	98,2	2,482	0,17	0,0552	7,844	10,445	1,332	0,0400	0,075
6	AR06	3	10,25	3,038	0,5696	0,5746	0,7365	0,56718	5,266	82,1	4,180	0,01	0,5509	4,126	5,357	1,299	0,1693	0,083
7	AR31	3	9,92	4,686	0,3741	0,3741	0,3741	0,37408	6,939	83,1	6,221	0,00	0,3741	12,528	12,528	1,000	0,0000	0,049
8	AR32	1	4,62	0,143	0,0141	0,0192	0,0115	0,01157	0,754	73,9	0,733	0,28	0,0035	12,461	12,386	0,994	-0,0001	0,013
9	AR36	2	1,62	0,140	0,0187	0,0329	0,0127	0,01325	0,885	30,8	0,866	0,46	0,0028	11,055	10,593	0,958	-0,0006	0,009
10	AR37	3	4,02	0,558	0,0533	0,0800	0,0525	0,04475	1,629	52,2	1,552	0,30	0,0138	10,621	12,460	1,173	0,0077	0,033
11	AR38	3	5,12	2,049	0,1668	0,2808	0,1249	0,10987	4,317	39,7	4,141	0,42	0,0231	16,402	18,651	1,137	0,0151	0,078
12	AR54	3	2,57	0,457	0,0531	0,0790	0,1232	0,04620	1,908	21,4	1,847	0,33	0,0169	3,707	9,884	2,666	0,0770	0,037
13	AR55	3	4,02	1,533	0,2218	0,2763	0,2030	0,20634	3,430	38,7	3,103	0,15	0,1192	7,550	7,428	0,984	-0,0033	0,032
14	ARL01	1	2,35	0,096	0,0071	0,0128	0,0432	0,00555	0,803	36,2	0,794	0,43	0,0012	2,222	17,290	7,781	0,0377	0,042
15	ARL02	2	2,85	0,155	0,0179	0,0265	0,0117	0,01483	0,793	47,0	0,769	0,34	0,0041	13,281	10,472	0,789	-0,0031	0,013
16	ARL03	2	4,82	0,153	0,0267	0,0430	0,0233	0,02151	1,006	73,7	0,966	0,41	0,0037	6,561	7,099	1,082	0,0018	0,018
17	ARL04	3	6,83	0,574	0,0763	0,1190	0,0578	0,06180	1,838	58,1	1,729	0,35	0,0149	9,928	9,285	0,935	-0,0040	0,028
18	ARL05	3	8,70	3,938	0,2724	0,6538	0,3279	0,24081	6,606	124,3	6,101	0,75	0,0064	12,010	16,355	1,362	0,0871	0,039
19	ARL07	2	14,28	0,329	0,0396	0,0527	0,1892	0,03313	1,194	87,0	1,129	0,21	0,0132	1,741	9,944	5,710	0,1561	0,245
20	ARL08	2	14,36	0,321	0,0410	0,0525	0,1795	0,03510	1,170	92,9	1,101	0,18	0,0153	1,789	9,150	5,115	0,1444	0,235
21	ARL09	1	3,42	0,235	0,0148	0,0311	0,0332	0,01277	0,917	104,2	0,891	0,50	0,0013	7,074	18,403	2,601	0,0204	0,035
22	ARL10	2	6,82	0,374	0,0299	0,0485	0,0581	0,02653	1,258	96,1	1,206	0,29	0,0072	6,436	14,092	2,190	0,0316	0,051
23	ARL17	1	3,77	0,146	0,0133	0,0241	0,0274	0,01148	0,673	95,4	0,650	0,36	0,0022	5,333	12,712	2,384	0,0159	0,043
24	ARL18	3	6,03	1,856	0,2063	0,3561	0,2001	0,15473	4,051	85,3	3,753	0,46	0,0198	9,273	11,994	1,293	0,0454	0,057
25	ARL19	3	6,09	2,018	0,2045	0,3909	0,1712	0,17074	3,869	125,9	3,510	0,59	0,0097	11,783	11,817	1,003	0,0005	0,036
26	ARL23	1	9,54	0,278	0,0320	0,0497	0,0601	0,01698	1,051	82,7	1,019	0,48	0,0020	4,622	16,353	3,538	0,0431	0,090
27	ARL39	2	3,42	0,199	0,0187	0,0383	0,0441	0,01556	0,905	71,8	0,877	0,41	0,0027	4,520	12,798	2,831	0,0285	0,047
28	ARL40	2	3,54	0,195	0,0134	0,0456	0,0336	0,01075	0,832	89,5	0,811	0,73	0,0004	5,799	18,098	3,121	0,0228	0,040
29	ARL41	2	11,05	0,268	0,0291	0,0453	0,1066	0,02088	0,963	68,1	0,925	0,33	0,0053	2,517	12,853	5,106	0,0857	0,185
30	ARL42	2	11,12	0,292	0,0297	0,0466	0,1053	0,02357	1,028	100,7	0,981	0,34	0,0049	2,772	12,383	4,467	0,0817	0,139
31	ARL43	3	6,07	4,214	0,5493	0,9412	0,4373	0,40697	8,967	62,9	8,236	0,40	0,0773	9,635	10,353	1,075	0,0303	0,070
32	ARL44	3	6,14	3,449	0,4099	0,4630	0,5636	0,40222	6,974	116,3	6,143	0,10	0,2554	6,120	8,575	1,401	0,1614	0,055
33	ARL54	2	3,59	0,113	0,0077	0,0159	0,0225	0,00603	0,615	61,3	0,604	0,41	0,0011	5,039	18,832	3,737	0,0165	0,038
34	ARL55	2	3,64	0,121	0,0142	0,0224	0,0155	0,01157	0,650	62,5	0,629	0,28	0,0036	7,797	10,437	1,339	0,0039	0,024
35	ARL56	2	11,23	0,240	0,0329	0,0490	0,0856	0,02491	0,987	76,1	0,940	0,29	0,0070	2,808	9,651	3,437	0,0607	0,140
36	ARL57	2	11,30	0,310	0,0295	0,0483	0,0982	0,02333	1,014	120,0	0,965	0,41	0,0033	3,160	13,298	4,208	0,0748	0,133
37	ARL79	3	8,67	2,324	0,3369	0,4833	0,3072	0,29740	4,637	93,0	4,052	0,28	0,0824	7,565	7,815	1,033	0,0098	0,069
38	ARL80	3	8,60	1,811	0,2391	0,3431	0,2047	0,20497	3,688	89,9	3,288	0,30	0,0534	8,847	8,834	0,999	-0,0003	0,055
39	ARL81	3	6,40	0,631	0,0367	0,0502	0,0940	0,03259	1,466	145,6	1,395	0,32	0,0066	6,709	19,349	2,884	0,0614	0,077
40	ARL82	2	4,25	0,199	0,0190	0,0364	0,0370	0,01607	0,850	76,3	0,819	0,37	0,0032	5,390	12,411	2,302	0,0209	0,046

Tableau B4 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	z (m)	Cc ()	Cs1 ()	Cs2 ()	Csr ()	Csd ()	osd ()	sig'ad (kPa)	ed ()	s ()	Csu ()	Cc/Csr ()	Cc/Csd ()	Csr/Csd ()	Csr-Csd ()	de/e0 ()
41	CAR27	2	1,33	0,209	0,0228	0,0308	0,0168	0,02136	0,848	135,7	0,802	0,23	0,0068	12,412	9,778	0,788	-0,0045	0,015
42	CAR28	2	2,99	0,182	0,0105	0,0209	0,0201	0,00939	0,816	123,0	0,796	0,48	0,0009	9,055	19,382	2,140	0,0107	0,024
43	CAR29	2	3,60	0,214	0,0170	0,0322	0,0296	0,01402	0,854	79,1	0,827	0,40	0,0024	7,250	15,282	2,108	0,0155	0,035
44	CAR64	2	1,37	0,165	0,0169	0,0360	0,0131	0,01453	0,847	118,9	0,817	0,54	0,0011	12,606	11,336	0,899	-0,0015	0,008
45	SEY04	2	13,24	0,176	0,0254	0,0610	0,0163	0,01874	0,900	100,8	0,862	0,56	0,0014	10,811	9,389	0,869	-0,0025	0,035
46	SET01	1	5,27	0,045	0,0058	0,0110	0,0140	0,00462	0,778	60,7	0,770	0,34	0,0011	3,243	9,830	3,031	0,0094	0,019
47	SET02	1	6,28	0,071	0,0058	0,0113	0,0139	0,00508	0,765	189,5	0,753	0,52	0,0003	5,115	13,974	2,732	0,0088	0,022
48	SET03	1	8,50	0,049	0,0116	0,0132	0,0142	0,01063	0,744	87,4	0,724	0,10	0,0068	3,434	4,599	1,339	0,0036	0,025
49	LUN01	1	1,20	0,175	0,0073	0,0183	0,0087	0,00681	0,616	81,0	0,603	0,45	0,0009	20,182	25,714	1,274	0,0019	0,010
50	LUN02	1	1,20	0,188	0,0059	0,0165	0,0106	0,00555	0,641	114,1	0,630	0,59	0,0003	17,680	33,862	1,915	0,0051	0,011
51	LUN03	1	1,20	0,150	0,0061	0,0207	0,0052	0,00556	0,621	90,5	0,611	0,63	0,0003	28,783	26,966	0,937	-0,0004	0,006
52	LUN04	1	1,20	0,191	0,0048	0,0157	0,0056	0,00460	0,637	168,4	0,627	0,85	0,0001	34,193	41,592	1,216	0,0010	0,009
53	LUN05	1	1,56	0,080	0,0052	0,0098	0,0074	0,00431	0,566	85,2	0,557	0,41	0,0007	10,822	18,611	1,720	0,0031	0,010
54	LUN06	1	5,35	0,150	0,0095	0,0146	0,0244	0,00768	0,636	101,7	0,620	0,36	0,0015	6,155	19,524	3,172	0,0167	0,037
55	LUN11	1	3,45	0,097	0,0107	0,0125	0,0300	0,00990	0,529	90,1	0,510	0,13	0,0055	3,242	9,823	3,030	0,0201	0,051
56	SG01	2	8,90	0,163	0,0314	0,0438	0,0356	0,02500	0,825	109,5	0,774	0,27	0,0069	4,567	6,503	1,424	0,0106	0,059
57	SG02	2	9,00	0,198	0,0302	0,0504	0,0227	0,02194	0,822	146,0	0,775	0,46	0,0022	8,714	9,017	1,035	0,0008	0,037
58	SG03	1	6,50	0,073	0,0110	0,0166	0,0241	0,00892	0,387	93,6	0,369	0,33	0,0020	3,021	8,165	2,703	0,0152	0,076
59	SG04	2	15,80	0,085	0,0213	0,0257	0,0429	0,01758	0,591	167,7	0,552	0,25	0,0049	1,981	4,838	2,442	0,0254	0,088
60	SG05	2	29,35	0,149	0,0512	0,0572	0,0765	0,04643	0,793	201,4	0,686	0,16	0,0194	1,952	3,217	1,648	0,0301	0,163
61	SG06	2	10,85	0,120	0,0363	0,0505	0,0280	0,02908	0,686	111,8	0,627	0,24	0,0093	4,283	4,127	0,964	-0,0011	0,054
62	SG20	1	11,75	0,112	0,0226	0,0310	0,0395	0,01798	0,668	104,1	0,632	0,22	0,0064	2,837	6,233	2,197	0,0215	0,104
63	SG21	1	11,85	0,088	0,0128	0,0188	0,0316	0,01009	0,619	83,6	0,599	0,27	0,0030	2,798	8,750	3,127	0,0215	0,077
64	AMA04	1	5,45	0,116	0,0285	0,0409	0,0210	0,02061	0,672	43,1	0,638	0,27	0,0073	5,506	5,619	1,021	0,0004	0,040
65	AMA05	1	8,95	0,125	0,0270	0,0407	0,0193	0,01996	0,600	88,7	0,562	0,31	0,0050	6,477	6,270	0,968	-0,0006	0,053
66	AMA06	1	14,15	0,130	0,0344	0,0459	0,0271	0,02472	0,552	102,8	0,503	0,24	0,0081	4,808	5,268	1,095	0,0024	0,102
67	ORA01	2	3,90	0,135	0,0125	0,0206	0,0209	0,01064	0,626	81,4	0,605	0,29	0,0030	6,444	12,682	1,968	0,0103	0,037
68	ORA02	2	2,66	0,218	0,0148	0,0218	0,0831	0,01358	1,037	90,9	1,010	0,23	0,0048	2,622	16,035	6,117	0,0695	0,073
69	CLB05	3	14,56	0,515	0,0716	0,0868	0,1824	0,06224	1,556	112,3	1,429	0,15	0,0308	2,822	8,271	2,931	0,1202	0,208
70	CLB06	3	15,70	1,580	0,1959	0,2546	0,1819	0,16542	3,828	139,2	3,473	0,22	0,0566	8,691	9,554	1,099	0,0164	0,076
71	CLB09	2	16,70	0,287	0,0326	0,0509	0,1382	0,02535	1,013	138,0	0,958	0,33	0,0049	2,075	11,315	5,454	0,1129	0,205
72	CLB11	2	5,89	0,199	0,0158	0,0231	0,0620	0,01232	0,745	73,9	0,722	0,30	0,0034	3,208	16,145	5,033	0,0497	0,114
73	CLB12	1	5,49	0,099	0,0080	0,0126	0,0236	0,00659	0,732	118,7	0,718	0,39	0,0010	4,212	15,055	3,574	0,0170	0,031
74	CLB21	2	7,00	0,235	0,0170	0,0265	0,1005	0,01270	0,807	74,8	0,784	0,35	0,0028	2,338	18,498	7,911	0,0878	0,166
75	ARC06	1	17,13	0,090	0,0186	0,0189	0,0316	0,01826	0,543	193,4	0,501	0,02	0,0162	2,864	4,953	1,730	0,0133	0,097
76	ARC17	1	2,59	0,175	0,0212	0,0432	0,0510	0,01788	0,834	82,5	0,800	0,38	0,0034	3,434	9,790	2,851	0,0331	0,050
77	ARC26	1	14,47	0,182	0,0200	0,0249	0,0806	0,01484	0,663	193,9	0,629	0,31	0,0029	2,262	12,280	5,430	0,0657	0,194
78	TGV15	2	4,50	0,089	0,0127	0,0234	0,0165	0,01100	0,787	83,2	0,766	0,50	0,0012	5,394	8,099	1,502	0,0055	0,022
79	TGV28	2	3,00	0,076	0,0127	0,0259	0,0099	0,01151	0,684	69,9	0,663	0,61	0,0009	7,674	6,573	0,856	-0,0017	0,003
80	TGV67	2	6,00	0,107	0,0189	0,0333	0,0112	0,01447	0,748	174,8	0,715	0,42	0,0016	9,626	7,422	0,771	-0,0033	0,011

Tableau B4 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	z (m)	Cc ()	Cs1 ()	Cs2 ()	Csr ()	Csd ()	osd ()	sig'ad (kPa)	ed ()	s ()	Csu ()	Cc/Csr ()	Cc/Csd ()	Csr/Csd ()	Csr-Csd ()	de/e0 ()
81	TGV68	2	6,04	0,107	0,0203	0,0353	0,0128	0,01588	0,749	164,9	0,714	0,40	0,0021	8,335	6,746	0,809	-0,0030	0,013
82	TGV69	2	6,10	0,090	0,0176	0,0289	0,0126	0,01416	0,692	183,5	0,660	0,38	0,0020	7,176	6,381	0,889	-0,0016	0,015
83	PUJ01	2	9,40	0,100	0,0183	0,0240	0,0242	0,01480	0,751	87,7	0,722	0,22	0,0056	4,144	6,763	1,632	0,0094	0,043
84	PUJ02	2	24,18	0,064	0,0303	0,0387	0,0218	0,02267	0,655	183,2	0,603	0,25	0,0063	2,936	2,823	0,961	-0,0009	0,051
85	PUJ03	2	24,22	0,044	0,0262	0,0310	0,0243	0,02395	0,667	252,4	0,610	0,12	0,0121	1,819	1,845	1,015	0,0003	0,042
86	REX05	2	6,02	0,097	0,0264	0,0364	0,0209	0,02338	0,718	125,9	0,668	0,22	0,0080	4,627	4,137	0,894	-0,0025	0,033
87	REX06	2	7,80	0,103	0,0346	0,0454	0,0276	0,03050	0,692	109,1	0,630	0,17	0,0138	3,714	3,364	0,906	-0,0029	0,052
88	REX07	2	9,60	0,115	0,0453	0,0560	0,0395	0,04062	0,645	135,3	0,558	0,14	0,0208	2,905	2,822	0,971	-0,0012	0,091
89	TGV14	2	4,15	0,173	0,0263	0,0405	0,0338	0,01970	1,021	33,8	0,991	0,34	0,0061	5,102	8,766	1,718	0,0141	0,027
90	TGV22	1	3,38	0,089	0,0069	0,0125	0,0202	0,00548	0,824	44,8	0,815	0,46	0,0010	4,414	16,263	3,684	0,0147	0,017
91	TGV24	2	1,20	0,041	0,0029	0,0077	0,0029	0,00218	0,739	24,6	0,736	0,90	0,0001	14,157	19,064	1,347	0,0008	0,001
92	TGV29	1	1,60	0,055	0,0026	0,0072	0,0038	0,00206	0,833	26,9	0,830	0,86	0,0001	14,450	26,626	1,843	0,0017	0,002
93	TGV36	1	3,40	0,149	0,0126	0,0199	0,0900	0,01151	0,798	54,5	0,778	0,34	0,0030	1,656	12,955	7,825	0,0785	0,097
94	TGV37	1	1,90	0,033	0,0018	0,0087	0,0031	0,00110	0,680	27,5	0,678	1,19	0,0000	10,519	29,954	2,848	0,0020	0,001
95	TGV41	1	1,40	0,051	0,0031	0,0065	0,0137	0,00247	0,599	19,9	0,596	0,62	0,0004	3,726	20,651	5,542	0,0112	0,008
96	TGV42	1	5,30	0,075	0,0055	0,0095	0,0123	0,00386	0,658	62,8	0,651	0,45	0,0006	6,061	19,370	3,196	0,0085	0,019
97	TGV43	1	4,19	0,145	0,0088	0,0157	0,0683	0,00761	0,865	62,7	0,851	0,46	0,0011	2,122	19,031	8,967	0,0606	0,071
98	TGV50	3	3,75	0,486	0,0554	0,0726	0,0894	0,04978	1,758	34,2	1,681	0,22	0,0229	5,442	9,769	1,795	0,0396	0,037
99	PBO08	1	5,30	0,165	0,0073	0,0205	0,0272	0,00499	1,233	134,3	1,222	0,67	0,0002	6,042	32,985	5,459	0,0223	0,014
100	PBO09	1	4,10	0,141	0,0079	0,0139	0,0352	0,00733	0,967	159,3	0,951	0,35	0,0013	4,003	19,212	4,800	0,0279	0,035
101	PDB05	2	1,30	0,156	0,0099	0,0270	0,0091	0,00888	0,564	107,8	0,546	0,54	0,0007	17,155	17,574	1,024	0,0002	0,012
102	PDB06	1	0,51	0,137	0,0058	0,0136	0,0270	0,00556	0,567	61,9	0,557	0,38	0,0011	5,062	24,558	4,851	0,0214	0,017
103	PDB07	2	0,98	0,136	0,0088	0,0263	0,0087	0,00833	0,510	83,8	0,494	0,57	0,0007	15,668	16,315	1,041	0,0003	0,008
104	PDB08	2	2,35	0,213	0,0183	0,0359	0,0170	0,01599	0,617	75,6	0,587	0,39	0,0029	12,547	13,314	1,061	0,0010	0,027
105	RON06	2	8,73	0,314	0,0348	0,0496	0,0751	0,02805	1,019	68,9	0,968	0,25	0,0096	4,180	11,189	2,677	0,0470	0,114
106	RON07	2	8,67	0,220	0,0179	0,0259	0,0654	0,01494	0,838	89,9	0,809	0,28	0,0042	3,358	14,706	4,380	0,0505	0,100
107	RON11	3	5,46	0,812	0,0716	0,0910	0,1001	0,06240	1,983	47,6	1,878	0,17	0,0322	8,109	13,015	1,605	0,0377	0,087
108	RON12	3	5,40	0,945	0,0751	0,1211	0,1087	0,05757	2,355	47,7	2,258	0,33	0,0163	8,696	16,419	1,888	0,0511	0,081
109	RON13	3	8,11	1,059	0,0968	0,1270	0,0940	0,08289	2,179	51,0	2,038	0,21	0,0362	11,265	12,773	1,134	0,0111	0,071
110	RON14	3	8,05	1,049	0,1045	0,1257	0,0930	0,09376	2,161	48,1	2,003	0,14	0,0544	11,283	11,190	0,992	-0,0008	0,083
111	RON15	3	10,11	0,511	0,0591	0,0718	0,0937	0,05070	1,379	60,1	1,289	0,15	0,0271	5,451	10,079	1,849	0,0430	0,138
112	RON16	3	10,05	0,421	0,0471	0,0622	0,1540	0,03808	1,226	54,3	1,160	0,20	0,0170	2,731	11,044	4,043	0,1159	0,214
113	ADN13	2	17,69	0,216	0,0171	0,0322	0,0318	0,01369	0,778	154,6	0,748	0,40	0,0018	6,778	15,776	2,327	0,0182	0,073
114	ADN14	2	17,74	0,223	0,0213	0,0386	0,0280	0,01762	0,822	157,3	0,783	0,36	0,0028	7,955	12,636	1,588	0,0104	0,060
115	ADN45	2	20,55	0,206	0,0239	0,0409	0,0749	0,02062	0,808	123,3	0,764	0,29	0,0050	2,752	9,991	3,631	0,0542	0,178
116	ADN46	2	20,52	0,245	0,0235	0,0447	0,0472	0,01880	0,900	133,2	0,860	0,37	0,0030	5,199	13,058	2,511	0,0284	0,127
117	ANI08	2	1,14	0,201	0,0213	0,0361	0,0580	0,01571	0,854	64,8	0,826	0,27	0,0050	3,460	12,768	3,690	0,0423	0,022
118	ANI09	2	1,10	0,211	0,0224	0,0416	0,0605	0,01667	0,857	88,3	0,825	0,34	0,0037	3,491	12,678	3,632	0,0439	0,023
119	ANI13	1	3,51	0,279	0,0240	0,0424	0,0538	0,01703	0,973	59,6	0,943	0,29	0,0051	5,174	16,360	3,162	0,0368	0,045
120	ANI14	1	3,45	0,261	0,0184	0,0353	0,0394	0,01369	0,988	91,9	0,961	0,35	0,0028	6,637	19,100	2,878	0,0257	0,033

Tableau B4 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	z (m)	Cc ()	Cs1 ()	Cs2 ()	Csr ()	Csd ()	osd ()	sig'ad (kPa)	ed ()	s ()	Csu ()	Cc/Csr ()	Cc/Csd ()	Csr/Csd ()	Csr-Csd ()	de/e0 ()
121	ANI21	1	13,47	0,237	0,0157	0,0275	0,0244	0,01256	0,781	145,3	0,754	0,35	0,0022	9,702	18,878	1,946	0,0119	0,047
122	ANI22	1	13,41	0,213	0,0177	0,0347	0,0310	0,01350	0,852	101,4	0,825	0,36	0,0026	6,888	15,812	2,296	0,0175	0,067
123	ANI26	1	19,04	0,239	0,0167	0,0322	0,0182	0,01330	0,810	134,8	0,781	0,38	0,0020	13,163	17,986	1,366	0,0049	0,061
124	ANI27	1	19,00	0,249	0,0247	0,0423	0,0272	0,02060	0,851	114,3	0,808	0,29	0,0052	9,151	12,073	1,319	0,0066	0,100
125	ANI28	2	20,45	0,143	0,0128	0,0241	0,0366	0,00993	0,626	130,4	0,605	0,38	0,0015	3,901	14,384	3,687	0,0267	0,124
126	ANI29	2	20,51	0,140	0,0121	0,0228	0,0377	0,00957	0,631	125,6	0,611	0,37	0,0016	3,707	14,620	3,944	0,0282	0,129
127	ANI43	1	4,09	0,163	0,0108	0,0196	0,0186	0,00871	0,834	181,6	0,815	0,41	0,0011	8,750	18,707	2,138	0,0099	0,020
128	ANT01	2	15,59	0,272	0,0380	0,0452	0,0375	0,03567	0,926	169,5	0,847	0,11	0,0200	7,245	7,618	1,051	0,0018	0,056
129	ANT02	2	15,64	0,257	0,0385	0,0439	0,0349	0,03674	0,939	139,3	0,860	0,08	0,0248	7,375	7,001	0,949	-0,0019	0,065
130	ANT03	2	20,84	0,333	0,0385	0,0581	0,0416	0,03284	0,984	168,9	0,911	0,27	0,0081	7,987	10,127	1,268	0,0088	0,092
131	ANT04	2	21,90	0,174	0,0131	0,0259	0,0254	0,01057	0,733	188,5	0,709	0,46	0,0010	6,824	16,429	2,408	0,0149	0,063
132	ANT08	2	24,33	0,303	0,0324	0,0543	0,0424	0,02622	0,962	155,0	0,905	0,34	0,0048	7,162	11,573	1,616	0,0161	0,130
133	ANT09	2	24,40	0,202	0,0154	0,0329	0,0263	0,01223	0,783	193,2	0,755	0,51	0,0008	7,699	16,554	2,150	0,0141	0,072
134	ANT21	1	31,54	0,158	0,0134	0,0261	0,0669	0,01248	0,592	232,9	0,562	0,42	0,0013	2,360	12,660	5,363	0,0544	0,206
135	ANT22	1	31,48	0,147	0,0154	0,0246	0,0642	0,01461	0,548	237,9	0,513	0,30	0,0028	2,282	10,025	4,393	0,0496	0,220
136	THI01	2	1,01	0,221	0,0112	0,0381	0,0100	0,00950	0,814	66,5	0,796	0,68	0,0006	22,102	23,262	1,052	0,0005	0,008
137	THI02	2	5,05	0,201	0,0168	0,0440	0,0312	0,01650	0,741	81,8	0,709	0,51	0,0017	6,465	12,211	1,889	0,0147	0,048
138	THI03	2	13,53	0,058	0,0019	0,0091	0,0026	0,00188	0,276	218,1	0,271	1,20	0,0000	22,118	30,802	1,393	0,0007	0,005
139	THI04	2	4,05	0,165	0,0095	0,0393	0,0091	0,00820	0,695	73,1	0,680	0,79	0,0003	18,118	20,059	1,107	0,0009	0,016
140	THI05	2	2,37	0,119	0,0040	0,0344	0,0093	0,00403	0,646	70,4	0,638	1,05	0,0000	12,763	29,574	2,317	0,0053	0,014
141	THI06	2	6,52	0,113	0,0123	0,0418	0,0116	0,01152	0,569	81,1	0,547	0,65	0,0007	9,704	9,789	1,009	0,0001	0,024
142	THI07	2	9,10	0,162	0,0119	0,0339	0,0215	0,01068	0,607	74,7	0,587	0,55	0,0010	7,511	15,145	2,016	0,0109	0,086
143	THI11	2	18,18	0,127	0,0136	0,0353	0,0119	0,01155	0,486	202,0	0,459	0,84	0,0001	10,693	11,010	1,030	0,0003	0,032
144	THI12	2	18,40	0,060	0,0070	0,0166	0,0070	0,00671	0,303	161,7	0,288	0,50	0,0005	8,618	8,941	1,038	0,0003	0,051
145	THI13	2	17,48	0,095	0,0106	0,0361	0,0106	0,00964	0,527	116,7	0,507	0,68	0,0004	8,957	9,828	1,097	0,0009	0,061
146	THI14	2	12,35	0,153	0,0111	0,0378	0,0095	0,00971	0,631	107,4	0,611	0,68	0,0004	16,085	15,786	0,981	-0,0002	0,046
147	THI15	2	13,80	0,114	0,0117	0,0393	0,0109	0,01072	0,576	140,9	0,553	0,75	0,0003	10,444	10,607	1,016	0,0002	0,023
148	THI19	2	1,80	0,134	0,0138	0,0468	0,0138	0,01303	0,582	134,7	0,554	0,74	0,0003	9,667	10,272	1,063	0,0008	0,013
149	THI20	2	4,80	0,141	0,0166	0,0371	0,0154	0,01482	0,642	107,4	0,612	0,47	0,0017	9,156	9,513	1,039	0,0006	0,027
150	THI21	2	12,26	0,075	0,0084	0,0270	0,0135	0,00832	0,469	122,7	0,451	0,64	0,0004	5,571	9,056	1,626	0,0052	0,029
151	THI22	2	16,20	0,077	0,0057	0,0220	0,0054	0,00536	0,337	138,9	0,326	0,84	0,0001	14,248	14,350	1,007	0,0000	0,044
152	CTL01	3	4,35	0,297	0,0098	0,0283	0,0191	0,00847	2,565	70,5	2,550	0,94	0,0002	15,599	35,090	2,249	0,0106	0,007
153	CTL02	3	7,10	0,402	0,0249	0,0745	0,0240	0,02260	2,182	145,8	2,133	0,97	0,0002	16,771	17,793	1,061	0,0014	0,009
154	CTL03	3	4,86	0,563	0,0183	0,0375	0,0602	0,01713	3,183	83,9	3,150	0,56	0,0014	9,338	32,838	3,517	0,0431	0,019
155	CTL04	3	8,25	0,294	0,0235	0,0265	0,0309	0,02291	1,704	130,8	1,656	0,10	0,0138	9,522	12,826	1,347	0,0080	0,023
156	CAR02	2	10,00	0,346	0,0556	0,0899	0,0390	0,04197	1,163	109,7	1,077	0,39	0,0069	8,874	8,247	0,929	-0,0030	0,026
157	MAG01	2	2,10	0,349	0,0246	0,0786	0,0246	0,02460	1,479	145,7	1,426	0,73	0,0006	14,180	14,180	1,000	0,0000	0,003
158	MAG02	2	2,43	0,094	0,0259	0,0420	0,0176	0,02192	0,653	82,1	0,611	0,37	0,0042	5,328	4,279	0,803	-0,0043	0,026
159	MAG03	2	4,50	0,101	0,0277	0,0419	0,0183	0,02270	0,671	80,0	0,628	0,34	0,0050	5,499	4,445	0,808	-0,0044	0,023
160	MAG04	2	2,70	0,189	0,0078	0,0185	0,0246	0,00605	1,087	33,6	1,078	0,72	0,0005	7,661	31,155	4,067	0,0186	0,016

Tableau B4 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	z (m)	Cc ()	Cs1 ()	Cs2 ()	Csr ()	Csd ()	osd ()	sig'ad (kPa)	ed ()	s ()	Csu ()	Cc/Csr ()	Cc/Csd ()	Csr/Csd ()	Csr-Csd ()	de/e0 ()
161	MAG05	2	1,35	0,286	0,0097	0,0303	0,0205	0,00753	1,008	33,3	0,997	0,68	0,0007	13,959	38,013	2,723	0,0130	0,013
162	MAG06	3	3,35	0,564	0,0354	0,0865	0,0469	0,02481	1,878	50,9	1,836	0,78	0,0012	12,015	22,713	1,890	0,0221	0,023
163	MAG07	3	4,81	0,218	0,0313	0,0484	0,0268	0,02591	0,924	50,4	0,879	0,32	0,0075	8,115	8,399	1,035	0,0009	0,018
164	SAR01	2	2,38	0,079	0,0113	0,0171	0,0083	0,00940	0,781	48,5	0,765	0,35	0,0024	9,430	8,358	0,886	-0,0011	0,009
165	SAR02	2	4,51	0,301	0,0236	0,0400	0,0429	0,02033	1,109	72,8	1,072	0,41	0,0035	7,020	14,829	2,112	0,0226	0,038
166	SAR03	2	6,49	0,523	0,0454	0,0724	0,0353	0,03884	1,522	69,6	1,451	0,34	0,0093	14,834	13,467	0,908	-0,0036	0,026
167	SAR04	2	8,41	0,431	0,0525	0,0845	0,0435	0,04333	1,356	77,4	1,274	0,33	0,0102	9,908	9,957	1,005	0,0002	0,039
168	SAR05	1	12,72	0,104	0,0074	0,0109	0,0436	0,00636	0,719	117,1	0,706	0,28	0,0017	2,389	16,364	6,849	0,0372	0,082
169	LAR01	3	0,76	0,268	0,0291	0,0380	0,0991	0,02547	1,226	31,2	1,188	0,22	0,0121	2,701	10,511	3,891	0,0736	0,074
170	LAR02	3	0,70	0,235	0,0207	0,0281	0,0906	0,01740	1,149	31,2	1,123	0,26	0,0070	2,598	13,522	5,205	0,0732	0,072
171	LAR03	1	0,56	0,136	0,0118	0,0201	0,0419	0,01043	0,778	47,2	0,760	0,45	0,0018	3,237	13,022	4,022	0,0315	0,046
172	LAR04	1	2,07	0,150	0,0094	0,0144	0,0229	0,00808	0,688	41,9	0,675	0,38	0,0020	6,555	18,561	2,832	0,0148	0,035
173	LAR05	1	2,37	0,342	0,0160	0,0307	0,0578	0,01225	1,313	31,4	1,294	0,51	0,0021	5,909	27,890	4,720	0,0456	0,047
174	PSH07	1	0,83	0,209	0,0125	0,0228	0,1274	0,01081	1,042	31,1	1,026	0,42	0,0025	1,642	19,337	11,777	0,1165	0,090
175	PSH08	1	2,10	0,128	0,0104	0,0168	0,0587	0,00813	0,894	25,2	0,883	0,35	0,0026	2,185	15,778	7,222	0,0506	0,042
176	PSH09	1	3,18	0,151	0,0102	0,0153	0,0953	0,00865	0,863	27,8	0,850	0,30	0,0032	1,588	17,501	11,020	0,0867	0,076
177	PSH10	1	4,47	0,117	0,0082	0,0124	0,0689	0,00567	0,699	18,3	0,692	0,31	0,0023	1,700	20,664	12,154	0,0632	0,102
178	SEV05	1	10,20	0,317	0,0156	0,0357	0,0836	0,01313	1,433	94,2	1,407	0,42	0,0020	3,796	24,177	6,369	0,0705	0,083
179	SEV09	1	17,42	0,227	0,0094	0,0173	0,0834	0,00577	1,371	85,3	1,360	0,46	0,0007	2,719	39,309	14,460	0,0777	0,118
180	SEV16	1	4,93	0,329	0,0284	0,0388	0,0473	0,02683	1,618	73,9	1,568	0,15	0,0143	6,941	12,246	1,764	0,0205	0,045
181	PAG01	1	3,17	0,101	0,0098	0,0169	0,0098	0,00981	0,533	156,0	0,512	0,26	0,0026	10,282	10,282	1,000	0,0000	0,010
182	BES04	2	4,60	0,154	0,0102	0,0181	0,0443	0,00846	0,645	63,7	0,630	0,28	0,0027	3,468	18,149	5,233	0,0358	0,047
183	BES05	2	5,38	0,155	0,0128	0,0229	0,0401	0,00985	0,670	69,2	0,651	0,30	0,0028	3,870	15,763	4,073	0,0303	0,057
184	BES06	1	1,74	0,206	0,0121	0,0290	0,0129	0,00979	0,771	43,7	0,755	0,35	0,0026	15,943	21,051	1,320	0,0031	0,014
185	BES07	2	4,05	0,168	0,0127	0,0269	0,0121	0,01028	0,754	141,3	0,732	0,51	0,0008	13,886	16,386	1,180	0,0019	0,018
186	BES08	2	2,57	0,107	0,0091	0,0228	0,0066	0,00742	0,602	109,8	0,587	0,61	0,0004	16,145	14,374	0,890	-0,0008	0,009
187	BES09	2	4,67	0,131	0,0126	0,0259	0,0104	0,01067	0,615	164,7	0,592	0,47	0,0010	12,566	12,305	0,979	-0,0002	0,014
188	CCS01	2	4,23	0,182	0,0132	0,0214	0,0132	0,01323	0,674	252,4	0,642	0,30	0,0026	13,747	13,747	1,000	0,0000	0,014
189	CCS02	2	5,25	0,154	0,0090	0,0546	0,0090	0,00901	0,779	69,0	0,762	0,62	0,0007	17,088	17,088	1,000	0,0000	0,012
190	CCS03	2	10,20	0,194	0,0160	0,0291	0,0245	0,01602	0,753	92,3	0,722	0,23	0,0057	7,933	12,108	1,526	0,0084	0,042
191	CCS16	2	7,46	0,142	0,0074	0,0274	0,0074	0,00735	0,584	101,9	0,570	0,52	0,0007	19,374	19,374	1,000	0,0000	0,016
192	LAN01	2	1,90	0,103	0,0034	0,0075	0,0113	0,00299	0,589	90,9	0,583	0,47	0,0004	9,157	34,652	3,784	0,0083	0,021
193	LAN02	2	2,10	0,202	0,0097	0,0234	0,0764	0,00619	0,958	32,9	0,948	0,45	0,0013	2,646	32,688	12,354	0,0702	0,060
194	FRE04	1	2,02	0,049	0,0094	0,0139	0,0133	0,00686	0,896	18,2	0,887	0,28	0,0030	3,636	7,077	1,946	0,0065	0,011
195	FRE05	2	15,22	0,414	0,0746	0,0957	0,1411	0,05723	1,354	88,3	1,242	0,18	0,0255	2,931	7,226	2,465	0,0838	0,228
196	FRE06	2	16,22	0,375	0,0789	0,0963	0,1304	0,06472	1,252	104,8	1,121	0,14	0,0331	2,879	5,800	2,015	0,0657	0,220
197	FRE07	2	17,22	0,332	0,0509	0,0713	0,0589	0,03909	1,127	141,5	1,043	0,24	0,0117	5,628	8,484	1,507	0,0198	0,103
198	FRE08	2	19,12	0,328	0,0611	0,0690	0,0928	0,05485	1,207	133,2	1,090	0,09	0,0355	3,535	5,984	1,693	0,0380	0,165
199	VIA04	1	3,75	0,131	0,0123	0,0204	0,0068	0,00909	0,652	69,3	0,635	0,45	0,0014	19,152	14,369	0,750	-0,0023	0,010
200	VIA05	2	8,80	0,278	0,0305	0,0503	0,0568	0,02116	0,955	105,6	0,912	0,40	0,0033	4,895	13,131	2,682	0,0356	0,087

Tableau B4 (suite) : Propriétés des sols et caractéristiques des courbes oedométriques de compressibilité.

i	épr	sol	z (m)	Cc ()	Cs1 ()	Cs2 ()	Csr ()	Csd ()	osd ()	sig'ad (kPa)	ed ()	s ()	Csu ()	Cc/Csr ()	Cc/Csd ()	Csr/Csd ()	Csr-Csd ()	de/e0 ()
201	VIA06	2	11,85	0,483	0,0820	0,1040	0,0847	0,06418	1,517	66,5	1,400	0,17	0,0315	5,705	7,524	1,319	0,0205	0,176
202	VIA07	1	2,05	0,156	0,0089	0,0190	0,0052	0,00745	0,735	64,4	0,721	0,75	0,0003	29,918	21,013	0,702	-0,0022	0,003
203	VIA08	2	6,85	0,186	0,0205	0,0318	0,0139	0,01612	0,765	119,7	0,732	0,38	0,0027	13,393	11,525	0,861	-0,0022	0,024
204	VIA09	2	9,90	0,445	0,0710	0,0870	0,0664	0,06088	1,359	85,6	1,241	0,14	0,0320	6,704	7,309	1,090	0,0055	0,095
205	LEO01	1	7,19	0,110	0,0086	0,0138	0,0389	0,00719	0,726	100,0	0,712	0,37	0,0013	2,833	15,326	5,409	0,0317	0,066
206	LEO02	1	3,84	0,184	0,0129	0,0241	0,0880	0,01093	0,790	64,4	0,770	0,34	0,0027	2,089	16,819	8,052	0,0771	0,107
207	LEO03	1	1,79	0,094	0,0072	0,0132	0,0247	0,00640	0,775	50,0	0,764	0,35	0,0016	3,801	14,670	3,859	0,0183	0,018
208	LEO04	1	1,80	0,125	0,0094	0,0204	0,0122	0,00795	0,893	74,2	0,879	0,57	0,0007	10,263	15,746	1,534	0,0042	0,009
209	LEO05	1	2,06	0,039	0,0043	0,0077	0,0110	0,00353	0,560	38,1	0,555	0,34	0,0010	3,599	11,170	3,104	0,0074	0,015
210	LEO06	1	2,76	0,038	0,0050	0,0068	0,0141	0,00445	0,772	44,1	0,765	0,18	0,0022	2,684	8,467	3,155	0,0096	0,016
211	LEO09	1	2,55	0,072	0,0036	0,0071	0,0067	0,00291	0,724	51,5	0,719	0,39	0,0006	10,857	24,819	2,286	0,0037	0,005
212	LSC01	1	0,87	0,117	0,0045	0,0113	0,0036	0,00407	0,954	73,2	0,947	0,57	0,0003	32,838	28,802	0,877	-0,0005	0,002
213	LSC02	1	0,37	0,157	0,0060	0,0154	0,0072	0,00561	0,734	61,4	0,724	0,52	0,0007	21,642	27,948	1,291	0,0016	0,003
214	LSC03	1	2,88	0,149	0,0137	0,0269	0,0197	0,01124	0,747	93,6	0,725	0,39	0,0019	7,562	13,242	1,751	0,0084	0,026
215	LSC04	1	1,53	0,166	0,0081	0,0385	0,0330	0,00740	0,745	103,6	0,730	0,75	0,0002	5,024	22,385	4,455	0,0256	0,034
216	LSC05	1	3,49	0,162	0,0115	0,0187	0,0446	0,01000	0,742	104,5	0,722	0,27	0,0028	3,633	16,216	4,464	0,0346	0,059
217	LSC09	1	1,44	0,152	0,0062	0,0152	0,0257	0,00591	0,744	96,6	0,733	0,44	0,0008	5,938	25,773	4,341	0,0197	0,026
218	LSC10	1	1,50	0,187	0,0040	0,0129	0,0152	0,00378	1,036	121,5	1,029	0,68	0,0001	12,309	49,471	4,019	0,0114	0,009
219	LSC11	2	1,68	0,178	0,0127	0,0333	0,0216	0,01104	0,801	102,4	0,779	0,48	0,0012	8,250	16,142	1,957	0,0106	0,022
220	LSC17	2	2,64	0,133	0,0094	0,0133	0,0356	0,00800	0,681	44,8	0,668	0,18	0,0041	3,744	16,683	4,455	0,0276	0,050
221	LSC18	1	1,28	0,114	0,0061	0,0194	0,0125	0,00488	0,627	55,2	0,619	0,52	0,0006	9,101	23,377	2,569	0,0077	0,014
222	LAV01	1	2,59	0,214	0,0126	0,0235	0,0262	0,01052	0,835	94,2	0,814	0,38	0,0019	8,184	20,357	2,487	0,0156	0,031
223	LAV02	1	1,35	0,256	0,0108	0,0202	0,0178	0,00986	0,936	152,1	0,914	0,43	0,0011	14,416	26,021	1,805	0,0079	0,014
224	LAV03	1	3,26	0,084	0,0061	0,0124	0,0108	0,00505	0,719	118,6	0,709	0,48	0,0005	7,756	16,547	2,133	0,0057	0,015
225	AV01	1	8,30	0,119	0,0156	0,0209	0,0323	0,01176	0,804	59,8	0,783	0,23	0,0047	3,690	10,128	2,745	0,0205	0,074
226	AV02	2	11,65	0,282	0,0579	0,0660	0,1242	0,05357	1,113	130,9	1,000	0,09	0,0342	2,272	5,267	2,319	0,0707	0,169
227	AV03	2	7,65	0,111	0,0110	0,0178	0,0167	0,00791	0,726	107,8	0,710	0,40	0,0012	6,624	13,977	2,110	0,0088	0,031
228	AV04	2	6,35	0,174	0,0181	0,0285	0,0576	0,01311	0,818	77,2	0,793	0,36	0,0027	3,018	13,261	4,394	0,0445	0,088
229	AV05	2	1,35	0,225	0,0174	0,0372	0,0509	0,01562	1,087	43,7	1,061	0,46	0,0027	4,413	14,380	3,258	0,0353	0,026
230	AV06	2	1,35	0,152	0,0123	0,0227	0,0543	0,01169	0,793	46,8	0,773	0,37	0,0029	2,796	12,978	4,643	0,0426	0,039
231	AV07	2	7,65	0,164	0,0172	0,0244	0,0386	0,01347	0,780	100,6	0,753	0,28	0,0037	4,253	12,189	2,866	0,0251	0,036
232	AV08	2	5,60	0,159	0,0350	0,0399	0,0638	0,03263	0,918	54,5	0,861	0,09	0,0228	2,493	4,876	1,956	0,0312	0,061
233	AV09	2	16,90	0,241	0,0429	0,0486	0,0840	0,03534	0,983	116,1	0,910	0,17	0,0157	2,874	6,831	2,377	0,0487	0,184
234	FUR04	1	3,67	0,153	0,0096	0,0222	0,0562	0,00732	0,560	76,1	0,546	0,44	0,0011	2,719	20,884	7,681	0,0489	0,089
235	FUR05	2	4,16	0,413	0,0495	0,0974	0,0585	0,03552	1,306	49,7	1,246	0,34	0,0094	7,066	11,639	1,647	0,0230	0,050
236	FUR06	3	4,91	0,532	0,0769	0,1073	0,1198	0,06560	1,647	46,1	1,538	0,16	0,0351	4,442	8,109	1,825	0,0542	0,123
237	FUR15	2	5,73	0,447	0,0392	0,0646	0,0356	0,03336	1,226	73,8	1,164	0,26	0,0110	12,581	13,412	1,066	0,0022	0,033
238	FUR20	3	9,52	0,410	0,0377	0,0559	0,2417	0,03568	1,471	94,5	1,400	0,19	0,0148	1,696	11,488	6,775	0,2061	0,200
239	AUG01	1	15,30	0,154	0,0099	0,0135	0,0666	0,00877	0,617	121,3	0,599	0,25	0,0027	2,313	17,555	7,590	0,0578	0,164
240	AUG02	1	17,13	0,382	0,0309	0,0498	0,1139	0,02758	1,291	139,1	1,232	0,37	0,0045	3,350	13,835	4,129	0,0863	0,148

