



HAL
open science

Comportement mécanique des marnes. Recueil de données expérimentales

Jean-Francois Serratrice

► **To cite this version:**

Jean-Francois Serratrice. Comportement mécanique des marnes. Recueil de données expérimentales. Cerema Méditerranée. 2018. <hal-04170612>

HAL Id: hal-04170612

<https://hal.science/hal-04170612v1>

Submitted on 25 Jul 2023

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

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



HAL Authorization

Comportement mécanique des marnes

Recueil de données expérimentales



Comportement mécanique des marnes

Recueil de données expérimentales

date : 15/01/2018

auteur : Jean François Serratrice

responsable de l'étude :

participants : Hélène Calissano, Marlène Coudert, Laurent Batilliot

sous-traitants :

résumé de l'étude :

Les marnes sont des matériaux argileux et carbonatés, souvent gréseux, plus ou moins indurés, parfois fissurés, et parfois gonflants, intermédiaires entre les sols et les roches. L'étude du comportement des marnes a commencé dans les années 1970 au Laboratoire d'Aix en Provence pour répondre aux problèmes de conception des ouvrages à construire dans des massifs marneux, en particulier des tunnels. Ce recueil rassemble les résultats expérimentaux provenant d'une vingtaine de sites en France. Des appareils triaxiaux et d'oedométriques à haute pression ont été développés et mis en œuvre à cette fin. Un premier chapitre est consacré à la connaissance des marnes dans la littérature. Les matériels mis en œuvre, les méthodes et les procédures d'essais sont présentés ensuite, puis les terrains étudiés et les programmes réalisés. Les chapitres suivants réunissent les connaissances acquises dans chaque classe de propriétés des marnes. Enfin, des recommandations pratiques sont proposées pour l'étude du comportement des marnes en situation courante au laboratoire.

zone géographique : Aix en Provence

nombre de pages : 152 p. + 24 documents Annexes.

n° d'affaire : C16IO0097, C16IO269

maître d'ouvrage : DGITM 92-055

référence : jfs i17-102

citation :

Serratrice J.F. (2017)

Comportement mécanique des marnes. Recueil de données expérimentales.

Rapport Cerema Méditerranée, Action CPT06-LP101b-A151069, jfs i17-102, 15/01/2018, 152 p.

Connaissance et prévention des risques - Développement des infrastructures - Énergie et climat - Gestion du patrimoine d'infrastructures
Impacts sur la santé - Mobilités et transports - Territoires durables et ressources naturelles - Ville et bâtiments durables

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement

Direction Territoriale Méditerranée - Pôle d'activités 30 Avenue Albert Einstein - CS 70499 - 13593 AIX-EN-PROVENCE Cedex 3 - Tél : +33 (0)4 42 24 76 76

Siège : Cité des Mobilités - 25, avenue François Mitterrand - CS 92 803 - F-69674 Bron Cedex - Tél : +33 (0)4 72 14 30 30 - www.cerema.fr

Avant-propos

Bernard Gaudin est l'instigateur des études du comportement mécanique des marnes au Laboratoire d'Aix en Provence dans les années 1970. Ces études ont été suscitées par les problèmes de conception des ouvrages à construire dans des massifs marneux et tout particulièrement des tunnels. Par la suite, Bernard Bescond a étendu ces travaux au domaine des pentes et des excavations dans les marnes. La conduite du laboratoire Sols Roches Rhéologie (LSRR) m'a été confiée plus tard.

Les résultats expérimentaux rassemblés dans ce recueil s'appuient sur des programmes d'essais consacrés aux marnes et qui ont été commandés au laboratoire LSRR dans le cadre de grands projets. Parallèlement, des actions de recherche ont été menées au laboratoire LSRR autour du thème du comportement mécanique des marnes dans le cadre des programmes de recherche du Laboratoire Central des Pont et Chaussées et le soutien de Jean-Pierre Magnan.

Les premières phases d'équipement du laboratoire LSRR et de réalisation des programmes expérimentaux consacrés aux marnes ont commencé avec la participation de MM Michel Lecreux, Paul Moyère et Camille Vitiello. Puis la part essentielle de mise en place des équipements du laboratoire LSRR et la collecte des données expérimentales rassemblées dans ce recueil ont été menées à bien avec compétence et ténacité par MM Laurent Batilliot et Serge Garcia et Mmes Hélène Calissano et Marlène Coudert.

Ce recueil a été élaboré dans le cadre des actions programmées du Cerema, Action CPT06-LP101b-A151069 "Programme de capitalisation et de valorisation des données expérimentales des comportements des sols et des roches recueillis par l'ERA 02 "Rhéologie et Dynamique des Sols" et développements 2015-2017".

Comportement mécanique des marnes

Recueil de données expérimentales

Décembre 2017

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

Résumé

Les marnes sont des matériaux argileux et carbonatés, souvent gréseux, plus ou moins indurés, parfois fissurés, et parfois gonflants. Intermédiaires entre les sols et les roches, les marnes se classent dans la famille des sols indurés et des roches tendres. L'étude du comportement des marnes a commencé dans les années 1970 au Laboratoire d'Aix en Provence pour répondre aux problèmes de conception des ouvrages à construire dans des massifs marneux, en particulier des tunnels. Puis, la mise en œuvre d'appareils triaxiaux et d'oedométriques à haute pression dans la gamme 0 – 20 MPa a permis de mener à bien de nombreux programmes d'essais de laboratoire dans des terrains marneux prélevés à l'occasion des reconnaissances géotechniques de grands projets en France. Ce recueil rassemble les résultats expérimentaux provenant d'une vingtaine de ces programmes. Ils concernent de nombreux terrains marneux d'âges différents et d'états différents. Les marnes sont représentées en majorité. Mais les programmes portent aussi sur des argiles d'altération et des terrains analogues aux marnes par leur nature et leurs propriétés géotechniques, tels que des molasses, des argilites ou des pélites. Un premier chapitre est consacré à la connaissance des marnes dans la littérature. Des effets de structure sont évoqués pour expliquer en partie leur comportement. Les matériels mis en œuvre, les méthodes et les procédures d'essais sont présentés ensuite, puis les terrains étudiés et les programmes réalisés. Les chapitres suivants réunissent les connaissances acquises dans chaque classe de propriétés des marnes (nature des terrains, propriétés physiques, propriétés tirées des essais de type mécanique des roches, déformabilité, chargements isotropes, chargements oedométriques, seuils d'écroutissage isotrope, résistances au cisaillement). Le dernier chapitre propose une récapitulation des tendances caractéristiques du comportement des marnes, en pointant les traits partagés en commun, leur place parmi les sols indurés et les roches tendres, puis leurs dissemblances en lien avec la grande variété de natures et d'états de ces terrains. Des recommandations pratiques sont proposées pour l'étude du comportement des marnes en situation courante au laboratoire.

Sommaire

Introduction.	5
1. Les marnes et leur contexte.	7
1.1 – Les marnes et leur localisation.	
1.2 – Effets de structure.	
1.3 – Comportements mécaniques.	
1.4 – Fissuration, altération.	
2. Problématique des marnes dans les projets.	11
2.1 – Demande courante.	
2.2 – Question.	
3. Démarche.	13
3.1 – Historique sommaire.	
3.2 – Matériels.	
3.3 – Méthodes d'essais.	
3.4 – Méthodes connexes pour l'étude des marnes.	
4. Sites et programmes.	21
4.1 – Sites.	
4.2 – Programmes.	
5. Résultats des programmes expérimentaux.	29
5.1 – Présentation des annexes.	
5.2 – Récapitulation dans les principaux thèmes.	
6. Nature des terrains et propriétés physiques.	31
6.1 – Nature des terrains	
6.2 – Caractéristiques d'état.	
6.3 – Propriétés physiques et composition minéralogique.	
7. Essais de type mécanique des roches.	35
7.1 – Déformabilité.	
7.2 – Résistances.	
7.3 – Applications pratiques.	
8. Déformabilité.	47
8.1 – Gammes des déformations triaxiales.	
8.2 – Chargements dans l'essai triaxial.	
8.3 – Etoiles.	
8.4 – Autres paramètres élastiques.	
8.5 – Facteurs influents. Applications pratique.	

9. Chargements isotropes.	61
9.1 – Temps de consolidation. Perméabilité.	
9.2 – Compressibilité.	
9.3 – Applications pratiques.	
10. Chargements oedométriques.	67
10.1 – Compressibilité des marnes.	
10.2 – Particularités des chemins oedométriques K_0 .	
10.3 – Récapitulation.	
10.4 – Applications pratiques.	
11. Courbes d'état limite.	77
11.1 – Définition.	
11.2 – Exemple.	
11.3 – Méthode et observations.	
11.4 – Expressions de la courbe d'état limite.	
11.5 – Particularités remarquables.	
11.6 – Recherche des incréments de déformation.	
11.7 – Applications pratiques.	
12. Résistance au cisaillement.	93
12.1 – Rappel.	
12.2 – Expression des ruptures.	
12.3 – Expressions des résistances des marnes.	
12.4 – Chemins des déformations. Chemins des contraintes.	
12.5 – Cohésion non drainée. Essais triaxiaux UU.	
12.6 – Marnes fissurées. Résistance résiduelle.	
12.7 – Applications pratiques.	
13. Récapitulation.	131
13.1 – Traits communs.	
13.2 – Dissemblances.	
13.3 – Caractériser une marne en situation courante.	
Conclusion.	137
Notations.	139
Références.	143
Annexes.	151
Liste des documents annexes [01] à [24].	
Quelques références bibliographiques pour les sites.	

Comportement mécanique des marnes

Recueil de données expérimentales

Décembre 2017

JF Serratrice
Cerema Méditerranée
Laboratoire d'Aix en Provence

Introduction.

Les marnes sont des matériaux argileux et carbonatés, souvent gréseux, plus ou moins indurés, parfois fissurés, et parfois gonflants. L'étude du comportement des marnes a commencé au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Aix-en-Provence pour répondre aux problèmes de conception des ouvrages à construire dans des massifs marneux, en particulier des tunnels (Gaudin, 1972, Gaudin et al., 1981). Intermédiaires entre les sols et les roches, les marnes se classent dans la famille des sols indurés et des roches tendres (SIRT, ou hard soils and soft rocks, HSSR en anglais) (Clayton et Serratrice, 1993 ; Guilloux et al., 2005). C'est l'étude des déformations différées autour des tunnels qui a motivé les premières recherches sur ces terrains dans leur état naturel. Par la suite, le laboratoire s'est doté de nouveaux matériels pour étudier le comportement des marnes dans un souci de répondre aux exigences des projets d'ouvrages implantés sur ou dans des massifs marneux. Il s'agit principalement d'appareils triaxiaux et d'oedométriques à haute pression dans la gamme 0 – 20 MPa.

Ainsi, de nombreux programme d'essais de laboratoire ont été consacrés à des terrains marneux prélevés à l'occasion des reconnaissances géotechniques des grands projets, en particulier des tunnels : tunnel du Mont Sion (A41 Annecy-Genève) (Gaudin et Serratrice, 1998), tunnel du Bois du Peu (RN57, voie des Mercuraux, Besançon), tunnel de la Traversée souterraine de Toulon (A50-A57) (Rat et Serratrice, 2004), tunnel de Bompas (LGV Méditerranée), tunnel d'Arbus (RN134, Pau-Oloron) (Serratrice, 2011), des aménagements hydrauliques en Algérie (Serratrice, 2013), des ouvrages routiers (autoroute A51 Grenoble-Sisteron ; autoroute A304, Charleville-Mézières Rocroi) (Serratrice, 2016) et des ouvrages ferroviaires (LGV Méditerranée, LGV Est, LGV Rhin-Rhône) (Magnan et al., 1998 ; Boutonnier et Serratrice, 2002).

Ce recueil rassemble les résultats expérimentaux provenant d'une vingtaine de sites. Ces programmes d'essais sont inégaux car ils dépendent fortement de l'échantillonnage disponible. Néanmoins, ils concernent de nombreux terrains marneux d'âges différents et d'états différents. Les marnes sont représentées en majorité. Mais les programmes portent aussi sur des argiles d'altération et des terrains analogues aux marnes par leur nature et leurs propriétés géotechniques, tels que des molasses, des argilites ou des pélites. Certains sites ne comptent que quelques échantillons. Dans d'autres, les données proviennent de plusieurs campagnes successives de prélèvements.

Un premier chapitre est consacré à la connaissance des marnes dans la littérature. Des effets de structure sont évoqués pour expliquer le comportement plutôt rigide et fragile de ces terrains à basse pression, qui se démarquent ainsi des sols et des roches. Les deux chapitres suivants portent sur la problématique des marnes dans les projets, l'historique des études du comportement des marnes au Laboratoire d'Aix-en-Provence, le développement des matériels triaxiaux et oedométriques à haute pression, les méthodes et les procédures d'essais. Les vingt-quatre sites d'où proviennent les terrains étudiés, puis les programmes réalisés, sont présentés au chapitre quatre.

Chaque site fait l'objet d'un document annexe individuel où sont présentés les terrains, leurs propriétés physiques et les résultats expérimentaux tirés des essais de laboratoire. Cette organisation du recueil des données est indiquée au chapitre cinq. Les deux chapitres suivants s'attachent à décrire la nature des terrains et leurs propriétés physiques dans l'ensemble des sites, puis leurs propriétés tirées des essais de type mécanique des roches.

La récapitulation et l'analyse des principales classes de propriétés mécaniques des marnes viennent ensuite, en abordant tour à tour la déformabilité (Chapitre 8), les chargements isotropes (Chapitre 9), les chargements oedométriques (Chapitre 10), les seuils d'écrouissage isotrope (Chapitre 11) et la résistance au cisaillement (Chapitre 12).

Le dernier chapitre propose une récapitulation des tendances caractéristiques du comportement des marnes, en pointant les traits partagés en commun, leur place parmi les sols indurés et les roches tendres puis leurs dissemblances en lien avec la grande variété de natures et d'états de ces terrains. Des recommandations pratiques pour l'étude du comportement des marnes en situation courante au laboratoire sont proposées enfin.

1. Les marnes et leur contexte.

Ce premier paragraphe donne un aperçu de la connaissance des marnes dans la littérature, parmi les sols indurés et les roches tendres (Serratrice, 2017).

1.1 – Les marnes et leur localisation.

Les marnes constituent un groupe particulier parmi les sols indurés et les roches tendres. Sous la forme d'une grande variété lithologique de terrains argilo-carbonatés, elles occupent de nombreux étages de l'échelle stratigraphique. Mais leurs états de compacité, d'altération, structuraux et mécaniques sont divers et sont parfois à l'origine de grandes difficultés en matière d'instabilité de versants naturels mais aussi dans les excavations pour les ouvrages de génie civil (déblais, puits, galeries, tunnels). Cette variété de natures et d'états confère à ces terrains un large spectre de comportements mécaniques.

Les marnes se rencontrent dans de nombreux pays dans le monde parmi lesquels figurent la Grèce (Anagnostopoulos et al., 1991 ; Kavvadas et al., 1993), l'Italie (Jamiolkowski et al., 1995 ; Burland et al., 1996), la France (Gaudin, 1972 ; Gaudin et al., 1981 ; Tillard-Ngan et al., 1993 ; Pejon et al., 1997 ; Gaudin et Serratrice 1998 ; Maquaire et al., 2003 ; Raynaud et al., 2008), l'Espagne (Serrano et al., 1981 ; El Amrani et Chacon, 1996 ; Lamas et al., 2011), le Portugal (Alonso et al., 2010), le Maroc (Ejjaaouani et al., 2013 ; Mouhssine et al., 2015) et l'Algérie (Djedid, 2001 ; Bekkouche et al., 2002 ; Derriche et Cheikh-Lounis, 2004 ; Boudlal et al., 2014) pour ne citer que quelques pays du pourtour méditerranéen et pour les aspects comportementaux de ces terrains.

En pratique, les géotechniciens se trouvent souvent confrontés à des terrains dont le comportement est intermédiaire entre celui des sols et des roches et qui sont de ce fait difficiles à traiter avec les approches classiques. Les trois comités français de géologie de l'ingénieur, de mécanique des sols et de mécanique des roches ont proposé six critères pour identifier les sols indurés et les roches tendres (SIRT) dans le cadre des études de sites naturels ou de projets de génie civil (Guilloux et al., 2005). Deux critères au moins doivent être vérifiés pour qu'un terrain soit déclaré comme SIRT. Les marnes sont considérées comme des sols indurés ou des roches tendres, car elles vérifient au moins quatre des six critères de définition des SIRT (résistance, porosité, minéralogie, évolutivité).

1.2 – Effets de structure.

Les frontières qui séparent de façon très floue ces terrains des sols, d'une part, et des roches, d'autre part, pourraient être définies à partir de la mesure de leur résistance. Un point de vue plus large peut être adopté en se référant à des effets de structure dont l'existence détermine les propriétés mécaniques de ces terrains. Cette notion d'effet de structure est apparue au cours des années 1970 et 1980, puis a été introduite au début des années 1990 (Leroueil et Vaughan, 1990 ; Burland, 1990 ; Clayton et Serratrice, 1993 ; Kavvadas et al., 1993 ; Johnston et Novello, 1993). Mais, dès les années 1960, Bjerrum (1967), Bishop et al. (1965), Chandler (1967, 1969) et d'autres avaient mentionné l'importance d'aborder la description des sols naturels surconsolidés et indurés en géotechnique.

D'après Mitchell (1976), la structure d'un sol indique comment les particules individuelles s'agglomèrent, se lient entre elles et forment un ensemble qui incorpore de l'eau. En produisant ces effets de structure, les liaisons internes confèrent aux terrains un comportement analogue à celui des roches poreuses tendres. Généralement, cette structure engendre une amélioration des propriétés mécaniques du sol en termes de raideur et de résistance. Ces liaisons sont héritées de multiples facteurs. Les structures les plus simples se constituent pendant et après le dépôt dans les conditions d'un mécanisme de consolidation unidimensionnelle. D'autres types de structures post-sédimentaires se forment en profondeur sous l'effet de processus divers de déchargement, de fluage, de thixotropie ou de cimentation et, plus généralement, de diagénèse. A l'inverse, des processus géologiques de nature différente sont à l'origine d'une réduction des effets de structure, par endommagement des liaisons et réarrangement de l'assemblage des grains sous l'action de déformations ou par l'effacement des liaisons sous l'effet de transformations physico-chimiques d'altération au sens large.

Les structures des sols raides et des roches tendres sont d'origines diverses. Mais les effets de structure ont en commun de conférer à ces terrains un comportement plutôt rigide et fragile à basse pression, analogue à celui observé dans les sols surconsolidés. Toutefois, il s'agit d'un phénomène différent. Les effets de structure déterminent donc le comportement des terrains naturels, au même titre que l'histoire du sol et sa porosité initiale. Par ailleurs, ces effets sont très progressifs, ce qui aboutit généralement à une très grande variété d'états et de nuances de comportement pour une même nature de sol au sein d'une même formation géologique.

1.3 – Comportements mécaniques.

En matière de comportement mécanique, les effets de structure se manifestent à l'échelle des éprouvettes de laboratoire et des échelles plus vastes au sein des massifs argileux, marneux ou rocheux. Ces effets prennent pour assise des phénomènes qui se produisent à l'échelle microscopique. La composition minéralogique et la microstructure conditionnent à des degrés divers les propriétés physiques et mécaniques de ces terrains. Cela s'explique par la nature variée des argiles, mais aussi par les processus physico-chimiques d'interaction de ces minéraux avec l'eau et la présence en proportions diverses de quartz, de carbonates (de calcite notamment) et d'autres constituants. Mais il n'est pas possible de dégager les rapports existant entre la minéralogie et les propriétés mécaniques des marnes sans chercher à mettre en évidence leur microstructure (Le Roux, 1971). Car l'observation de la microstructure (ou texture) vise à identifier l'arrangement spatial des particules et des agglomérats (ou agrégats), des grains et des vides, mais vise aussi à reconnaître la présence de dislocations et de microfissures, puis les orientations préférentielles de ces indices d'endommagement. Ainsi, de nombreux travaux expérimentaux ont été consacrés au recueil des propriétés microscopiques des roches argileuses en lien avec leurs propriétés mécaniques (Le Roux, 1972 ; Collins et Mc Gown, 1974 ; Delage et Lefebvre, 1984 ; Pejon et al., 1997 ; Fabre, 2005 ; Dehandschutter et al., 2005 ; Fabre et Pellet, 2006 ; Tran, 2014 ; Liu et al., 2016 ; parmi d'autres).

En se plaçant à une échelle macroscopique, beaucoup d'auteurs ont montré une divergence des comportements entre la réponse d'un sol testé dans son état naturel à la réponse du sol reconstitué, à commencer par Bishop (1971) pour l'argile de Londres. En compression oedométrique, la réponse du sol reconstitué se caractérise par une droite de compressibilité qui peut être considérée comme une référence (Burland, 1990). La comparaison de la réponse du sol chargé dans son état naturel à cette droite "intrinsèque" donne un moyen d'apprécier les effets de

structure (Burland et al., 1996 ; Cotecchia et Chandler 1997, 2000 ; Cotecchia et al. 2007 ; Amorosi et Rampello, 2007 ; Gasparre et al., 2007 ; Gasparre et Coop, 2008). Dans une démarche différente, qui présente l'avantage de ne pas avoir à reconstituer le sol, Amorosi et Rampello (2007) suggèrent de prendre comme référence le sol préalablement comprimé sous des fortes pressions isotropes qui sont de nature à détruire les effets de la structure initiale. Il faut recourir à des essais à haute pression pour cela, en capacité de dépasser l'état limite du sol qui marque la frontière d'un domaine pseudo-élastique.

Dans les sols raides, le cisaillement à basse pression produit la rupture du sol, avec des pics plus ou moins prononcés suivant l'état structuré du sol, accompagnés par l'apparition de fissures. La rupture est atteinte avant l'état critique. Sous des hautes pressions, les réponses s'apparentent à celles des argiles normalement consolidées où la rupture coïncide avec l'état critique, à condition d'exercer des pressions d'autant plus forte que le sol est structuré. Dans le même sens et sous les chargements à tendance isotrope, le seuil de préconsolidation, qui marque la transition vers le domaine plastique du sol, gagne en intensité avec le degré de structuration du sol. Finalement, un domaine pseudo-élastique s'établit dans l'espace des contraintes autour de l'état naturel du sol en place. Ce domaine est délimité par une surface d'état limite qui, à deux dimensions, adopte une forme plus ou moins elliptique (Crooks et Graham, 1976 ; Tavenas et Leroueil, 1977, 1979 ; Graham et al., 1983 ; Leroueil et Vaughan, 1990 ; Aversa et al., 1993). Toutefois, côté isotrope, cette frontière ne se présente pas comme une ligne étroite mais elle prend l'allure d'une bande plus ou moins large. Dans les sols argileux sensibles ou les roches poreuses tendres, l'ensemble des seuils qui constituent cette frontière sont caractérisés par de brusques variations de volume irréversibles. Mais, dans les sols argileux raides et compacts, les courbes de compressibilité présentent une courbure continue qui rend difficile l'identification d'une pression de préconsolidation en tant qu'état limite (Bishop et al., 1965 ; Burland 1990 ; Cotecchia et Chandler, 2000 ; Gasparre et al., 2007 ; Gasparre et Coop, 2008 ; Yang et al., 2014).

Beaucoup de sol indurés et de roches tendres présentent une structure anisotrope liée à leur dépôt, qui s'accompagne d'une anisotropie mécanique plus ou moins prononcée (Graham et Houlby, 1983 ; Lings et al., 2000 ; Gasparre et al., 2007). Les marnes en général, et souvent les faciès les plus structurés parmi elles, n'échappent pas à cette forme de comportements. Dans les terrains faiblement anisotropes, l'anisotropie s'avère généralement plus exprimée sur les propriétés élastiques que sur les résistances. En d'autres termes, l'anisotropie s'estompe avec l'accumulation des déformations plastiques (Sivakumar et al., 2001).

1.4 – Fissuration, altération.

Les argiles raides sont souvent fissurées avec des densités de fissuration variables et sous diverses formes, qui vont d'une fissuration latente jusqu'à une fissuration exprimée. Toutes ces discontinuités naturelles sont souvent héritées d'un déconfinement lié à l'histoire géologique (Skempton et al., 1969). Sinon, elles résultent des déformations de cisaillement qui ont été imprimées au massif, ou d'un mécanisme de retrait. A l'extrême, la fissuration peut aboutir à créer une structure totalement anisotrope comme celle des marnes schistosées par exemple. La présence de fissures produit un effet profond sur le comportement mécanique des terrains (Skempton et Petley, 1967 ; Skempton et al., 1969 ; Marsland, 1971 ; Costa Filho, 1984 ; Picarelli et al., 2006 ; Vitone et Cotecchia, 2011). Leur résistance est fortement influencée par les fissures préexistantes ou nouvellement formées. La fissuration rend les terrains sensibles aux effets de décompression et par conséquent aux effets du prélèvement (remaniement). A l'inverse, les chargements peuvent favoriser la déstructuration des terrains argileux. Callisto et Rampello

(2004) montrent que les déformations volumiques plastiques contribuent à la dégradation progressive de la structure de trois argiles naturelles.

Les propriétés des terrains structurés sont changées par le processus d'altération pour aboutir à des sols pseudo-surconsolidés dont les propriétés mécaniques sont dégradées par rapport aux propriétés initiales (Chandler, 1969, 1972 ; Chandler et Apted 1988). Cafaro et Cotecchia (2001) montrent que l'altération s'interprète comme une dégradation des liaisons inter-particulaires et se traduit par une réduction de la raideur du sol et de sa résistance. Maquaire et al. (2003) montrent que l'altération des "Terres Noires" dans le Alpes est à l'origine de l'érosion et des ravinements des versants. Généralement la progression de l'altération n'est pas uniforme et les massifs altérés possèdent des propriétés très dispersées et caractérisées par une grande variabilité spatiale.

Les différents points examinés ci-dessus concernent les comportements mécaniques des sols indurés et des roches tendres à dominante argileuse et plus spécialement les argiles raides et des marnes. Dans la suite, des illustrations de ces comportements sont examinées à une échelle macroscopique au travers d'exemples recueillis pendant de nombreux programmes d'essais en laboratoire réalisés dans le cadre de reconnaissances de massifs marneux pour des projets d'ouvrages en France. Cet aperçu s'adresse essentiellement aux propriétés de déformabilité et de résistance des terrains marneux homogènes tendres, homogènes indurés, fissurés ou altérés. La variété des comportements mécaniques ainsi observés montre la diversité des propriétés de ces terrains intermédiaires entre les argiles et les roches argileuses.

2. Problématique des marnes dans les projets.

Les études expérimentales du comportement mécanique des marnes en laboratoire ont été motivées par les projets de construction des ouvrages de génie civil dans ces terrains. Des références sont évoquées pour commencer. Une mise en perspective des questions posées est proposée ensuite.

2.1 – Demande courante.

Projets d'ouvrages dans les marnes.

Les ouvrages de génie civil construits dans des marnes sont nombreux en France ou à l'étranger. Parmi ces projets, figurent de nombreux tunnels : métro de Marseille (ligne 1) (Gaudin, 1972), tunnel de Las Planas (A8, Nice) (Lee et al., 1993), galerie des Quatre Chemins (liaison A8-Monaco) (Gaudin et al., 1981), galerie de Thiais (A86), tunnel de Chamoise (A40, Lyon-Genève), tunnel du Mont Sion (A41 Annecy-Genève) (Gaudin et Serratrice, 1998), tunnel de l'Ouest Parisien (A86 TOP, Versailles), tunnels de l'autoroute A51 (Grenoble-Sisteron), tunnel du Bois du Peu (RN57, voie des Mercureaux, Besançon), tunnel du Lioran (RN122, Cantal), tunnel de Tartaiguille (LGV Méditerranée), tunnel de Bompas (LGV Méditerranée), tunnel de la Traversée souterraine de Toulon (liaison A50-A57), tunnel de Chavannes (LGV Rhin-Rhône), métro de Toulouse, tunnel d'Arbus (RN134, Pau-Oloron), aménagement hydraulique de Tabellout (Algérie). D'autres projets d'ouvrages construits dans des marnes concernent des remblais (LGV Méditerranée) (Magnan et al., 1998), des déblais ferroviaires (LGV Est, LGV Rhin-Rhône) (Boutonnier et Serratrice, 2002), des déblais routiers (A54, Nîmes-Arles ; A75, Lozère, Aveyron ; A304, Charleville-Mézières) (Serratrice, 2016), des excavations (Rocade L2, Marseille ; trémie couverte VR52 de Marange-Silvange en Moselle), des fondations (viaduc de Millau), le barrage de Koudiat (Algérie), etc. Enfin, les marnes ont été étudiées dans le cadre des études de nombreux glissements de terrain.

Propriétés courantes mesurées au laboratoire.

Les projets d'ouvrages construits dans les marnes appellent à identifier ces terrains dans leur état naturel, puis à mesurer leurs propriétés physiques et mécaniques. La démarche s'appuie sur la connaissance régionale des faciès et sur les étapes successives des reconnaissances géotechniques des sites. Au laboratoire, la première phase d'analyse consiste à décrire la nature et l'état des terrains d'après les prélèvements. Sur le plan des propriétés mécaniques des marnes, la demande d'essais vise principalement la mesure des résistances, puis la mesure de paramètres de déformabilité. En matière de déformations différées dans le temps, en lien avec leur caractère argileux, les marnes appellent à mesurer des propriétés de gonflement, de fluage ou de perméabilité et de consolidation.

Le [tableau 1](#) indique les différents types d'essais et les propriétés courantes mesurées dans ces différentes classes de caractéristiques. Ce tableau s'inscrit dans le schéma général des études pour la caractérisation des massifs rocheux (AFTES, 2003). Il est fait appel aux méthodes d'essais de la mécanique des sols et de la mécanique des roches en s'appuyant sur le référentiel normatif en usage. Les essais d'identification de type sol et les analyses physico-chimiques nécessitent de déstructurer la marne. Néanmoins, en complétant la description de la nature et de l'état des terrains, ces essais d'identification fournissent les paramètres d'entrée dans les classifications des sols et des roches.

Tableau 1 : Propriétés courantes mesurées au laboratoire sur les marnes.

classes de propriétés	type d'essais	propriétés
propriétés physiques et indices	essais de type sol	granulométrie, limites de consistance, valeur au bleu
	essais de type roche	porosité dureté, forabilité, fragmentabilité, dégradabilité
caractéristiques d'état	pesées, étuvage	compacité, indice des vides, saturation
composition	analyses physico-chimiques	analyse minéralogique par diffraction X analyses chimiques (CaCO ₃ , SiO ₂ , sulfates, etc.)
	analyse pétrographique	analyse pétrographique
résistance	essais de type roche	résistance en compression uniaxiale
		résistance en traction indirecte
		résistance franklin
	essais de cisaillement	résistance d'une discontinuité, dilatance
	essais triaxiaux	critère de Coulomb, cohésion, angle de frottement critères paraboliques cohésion non drainée
déformabilité	essais de type roche	vitesse des ondes ultrasoniques modules de déformation, coefficient de Poisson
	essais triaxiaux	modules de déformation, coefficient de Poisson
		dilatance
consolidation	essais triaxiaux	perméabilité, coefficient de consolidation
gonflement	essais oedométriques	pression de gonflement
		potentiel de gonflement
fluage	compression	vitesse de déformation

2.2 – Question.

Les marnes très altérées ou les faciès marneux très récents (marnes pliocènes) sont peu résistants et déformables et s'étudient par les moyens d'essais de la mécanique des sols. A l'opposé, les faciès marneux très indurés sont des roches et font appel aux méthodes d'essais de la mécanique des roches pour être caractérisés. Tous les faciès intermédiaires sont nombreux et divers et doivent être analysés par des techniques d'essais qui tirent parti des méthodes de la mécanique des sols (compressibilité, pression interstitielle) et celles de la mécanique des roches (hautes pressions, faibles déformations). Des moyens intermédiaires ont été développés pour répondre à cet objectif, tant sur le plan des matériels que des méthodes.

Pour maintenir un lien avec les aspects théoriques relatifs aux comportements mécaniques des sols et des roches, ces développements ont amené à approfondir diverses questions telles que l'identification d'un domaine pseudo-élastique, le rôle des directions des chargements monotones et cycliques, les non linéarités en pressions et en déformation, l'anisotropie, la génération des pressions interstitielles, le rapport entre comportement drainé et non drainé, les critères de résistance, la forme des enveloppes de rupture en compression et en extension, l'effet de la fissuration, l'effet de l'altération. Les programmes expérimentaux consacrés à l'étude du comportement mécanique des marnes ont apporté de nombreuses données et permettent d'amorcer l'analyse de ces différentes questions. Ces travaux ont fait l'objet de nombreux comptes rendus dans le cadre des campagnes de reconnaissances géotechniques ayant appelé à réaliser des essais de laboratoire.

3. Démarche.

Un premier paragraphe retrace l'historique des études expérimentales du comportement mécanique des marnes réalisées au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Aix-en-Provence (LRPC). Les matériels mis en œuvre sont décrits ensuite, puis les méthodes qui ont été développées au fil du temps.

3.1 – Historique sommaire.

L'étude du comportement des marnes a commencé au LRPC d'Aix-en-Provence pour répondre aux problèmes de conception des ouvrages à construire dans des massifs marneux, en particulier des tunnels (Gaudin, 1972, Gaudin et al., 1981). L'étude des déformations différées autour des tunnels a motivé les premières recherches sur ces terrains (Bouyge, 1977 ; Auriault et al., 1978 ; Serratrice, 1978).

Le LRPC d'Aix s'est doté de matériels de laboratoire pour étudier le comportement des marnes dans leur état naturel, dans un souci de répondre aux exigences des projets d'ouvrages implantés sur ou dans des massifs marneux. Il s'agit principalement d'appareils triaxiaux qui sont utilisés pour mesurer les propriétés de résistance, de déformabilité et de fluage des matériaux. Mais d'autres appareillages complètent les moyens du laboratoire, tels que des œdomètres pour l'étude du gonflement et des œdomètres K_0 (Serratrice et Flavigny, 1993). Quelques-uns de ces appareillages présentent la particularité de travailler à haute pression (jusqu'à 20 MPa), dans une gamme de pression utile à l'étude des sols indurés et des roches tendres, même si ces pressions dépassent largement les contraintes qui se manifestent dans les ouvrages courants.

Tableau 2. Principaux équipements du Laboratoire Sols Roches Rhéologie.

matériels	année	constructeur
Banc triaxial à basse pression de quatre unités triaxiales	1981 à 2001	Wykeham Farrance
Unité triaxiale à haute pression HPTTS version I	1980	Wykeham Farrance
Oedomètres K_0 à haute pression	1982	CECP d'Angers
Unité triaxiale à haute pression HPTTS version II	1987	GDS
Unité triaxiale à haute pression HPTTS version III	1998	GDS
Unité triaxiale cyclique DYNTTS version I	1990	GDS
Unité triaxiale cyclique DYNTTS version II	2006	GDS
Granulomètre à diffraction laser	1997	Malvern
Presse de mécanique des roches RP400	2000	3R
Unité triaxiale à moyenne pression MiniDyn	2002	GDS
Chaîne de mesure oedométrique	2006	Solartron
Chaîne de mesure HPTTS version IV	2007	Dewetron
Balances pour un banc de retrait	2008	Mettler Toledo
Banc triaxial à basse pression, presse, chaîne de mesures	2011	Lindqvist, DeweSoft
Unité triaxiale cyclique Eldyn	2012	GDS
Granulomètre à diffraction laser v II Mastersizer-3000	2013	Malvern
Cellules triaxiales instrumentées	2014	GDS

L'étude du comportement des sols raides et des roches tendres a motivé l'acquisition d'appareillages importants puis leur évolution. Le [tableau 2](#) indique les dates d'acquisition des matériels les plus importants du laboratoire. Une première unité triaxiale à haute pression a été installée en 1981. Cette unité a été asservie en 1987, puis doublée par une autre unité asservie en

1997. Enfin, une unité triaxiale à moyenne pression a été acquise en 2002. L'instrumentation des machines a évolué aussi, avec le développement d'œdomètres K_0 à haute pression ou l'acquisition d'instruments pour la mesure locale des déformations, etc. Un atelier a été développé pour effectuer la préparation des éprouvettes de roches, accompagné de l'acquisition d'une presse de compression pour roches tendres.

3.2 – Matériels.

Les travaux expérimentaux réalisés dans les différents thèmes de recherche décrits précédemment puis les applications à des projets réels ont été rendues possibles par le développement du Laboratoire Sols Roches Rhéologie (LSRR) (Serratrice, 2002). Le [tableau 3](#) donne quelques indications sur les caractéristiques de ces matériels.

Tableau 3 : Matériels et principales caractéristiques.

matériels	éléments	n	capacité
triaxial à basse pression	bâti de chargement	4	50 kN
	contrôleurs pression volume	12	1700 kPa
	cellules épr Ø 50 mm	12	1000 à 1700 kPa
	cellules instrumentées épr Ø 50 mm	2	1700 kPa
	cellules épr Ø 76 mm	4	1000 kPa
	cellules épr Ø 85 mm	4	1000 kPa
	cellules épr Ø 100 mm	4	1700 kPa
	cellules épr Ø 150 mm	2	1700 kPa
	4 chaînes d'acquisition et capteurs	1	4 × 6 voies
triaxial à haute pression HPTTS WF	bâti de chargement	1	250 kN
	contrôleurs pression volume	2	1700 kPa à 20 MPa
	cellules épr Ø 50 mm	3	12 MPa
	cellules K_0 à haute pression épr Ø 60 mm	3	20 MPa
	chaîne d'acquisition et capteurs	1	8 voies
triaxial asservi à moyenne pression MPTTS	bâti de chargement	1	60 kN
	contrôleurs pression volume	2	1700 kPa et 5 MPa
	cellule épr Ø 50 et 76 mm	1	5 MPa
	chaîne d'acquisition et capteurs	1	8 voies
	vitesses des ondes P et S	1	2 voies
	instrumentation locale	1	3 voies
triaxial asservi à haute pression HPTTS	bâti de chargement	1	100 kN
	contrôleurs pression volume	2	20 MPa
	cellule épr Ø 76 mm	1	20 MPa
	chaîne d'acquisition et capteurs	1	16 voies
	instrumentation locale	1	3 voies
triaxial asservi cyclique DynTTS	bâti de chargement	1	30 kN 10Hz
	contrôleur pression de confinement	1	1000 kPa
	contrôleur pression volume	1	1700 kPa
	cellule épr Ø 76 mm	1	1700 MPa
	chaîne d'acquisition et capteurs	1	16 voies
	instrumentation locale	1	3 voies

épr Ø diamètre des éprouvettes

Tableau 3 (suite) : Matériels et principales caractéristiques.

matériels	éléments	n	capacité
triaxial asservi cyclique Eldyn	bâti de chargement	1	30 kN 5 Hz
	régulation du confinement	1	700 kPa
	contrôleurs pression volume	1	1700 kPa
	cellule épr Ø 50 et 76 mm	1	1700 MPa
	chaîne d'acquisition et capteurs	1	16 voies
	vitesses des ondes P et S	1	2 voies
	instrumentation locale	1	3 voies
cisaillement direct alterné	bâtis de cisaillement	3	10 kN
	cellules épr Ø 60 mm	6	σ_{\max} 600 kPa
	chaîne d'acquisition et capteurs	1	12 voies
banc oedométrique	bâtis de chargement et perméamètres	12	σ_{\max} 1600 kPa
	cellules épr Ø 50, 60 et 70 mm	20	type M&O
	chaîne d'acquisition et capteurs	1	12 voies
banc de fluage	bâtis de chargement	8	Fmax 5 kN
	chaîne d'acquisition et capteurs	1	6 voies
banc de retrait	balances de retrait en continu	2	Ø 40 à 50 mm, 200 g
	chaîne d'acquisition et capteurs	1	8 voies
mécanique des roches	presse asservie RP400	1	400 kN
	extensomètre épr Ø 50 mm	1	3 voies
	chaîne d'acquisition et capteurs	1	6 voies
atelier de mécanique des roches	carotteuse et scie à outils diamantés	1	Ø 30 à 125 mm
	rectifieuse à plateaux parallèles	1	L 40 à 220 mm
identification des sols	granulomètre à diffraction laser	1	0,1 à 500 µm

épr Ø diamètre des éprouvettes

Les plus gros équipements ont été acquis après l'élaboration d'un cahier des charges et sur appel d'offres (HPTTS, DynTTS, Eldyn, RP400, rectifieuse, granulomètre) ou développés dans le réseau technique des Laboratoires des Ponts et Chaussées (oedomètres K_0 à haute pression). D'autres équipements ont été acquis par appel d'offres sur la base des catalogues des constructeurs (presses triaxiales, granulomètre, balances de retrait, chaînes de mesures et capteurs). Enfin des matériels divers ont été conçus et réalisés au laboratoire (pluviateur, consolidomètres, cellules œdométriques).

3.3 – Méthodes d'essais.

Les essais courants utilisés pour mesurer les propriétés physiques et mécaniques des marnes ont été recensés dans le [tableau 1](#). Le [tableau 4](#) indique les méthodes d'essais qui ont été développées au laboratoire LSRR à partir des procédures courantes et dans le but de faire progresser la connaissance du comportement mécanique des marnes. Il s'agit essentiellement d'essais triaxiaux.

Essais de mécanique des roches.

Les essais classiques de mécanique des roches sont peu coûteux et peuvent être multipliés pour fournir des caractéristiques mécaniques de la matrice rocheuse et mettre en évidence la variabilité de ces paramètres dans les prélèvements. Ils donnent accès à la classification AFTES (2003). Leur utilisation n'est pas recommandée dans les marnes les plus tendres, les terrains altérés, fissurés ou schistosés, en particulier l'essai Franklin. L'essai de compression uniaxiale est

effectué sur les roches ou les sols selon la norme NF P 94-420 "Roches : Détermination de la résistance à la compression uniaxiale" (AFNOR, 2000) ou la norme NF P 94-077 "Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de compression uniaxiale" (AFNOR, 1997).

Les évolutions portent essentiellement sur l'essai de compression uniaxiale avec la réalisation de cycles pour la mesure des modules tangents et sécants, de cycles lents compatibles en vitesses de chargement avec les essais triaxiaux drainés et l'instrumentation des éprouvettes par un dispositif de mesure locale de la déformation (extensomètre).

Tableau 4 : Méthodes d'essais mises en œuvre pour l'étude des marnes en laboratoire.

essais de mécanique des roches		
<i>essais courants</i>	compression	compression uniaxiale, brésilien, module
<i>évolutions</i>	cycles	mesures des modules tangents et sécants
	cycles lents	compatibilité en vitesses de chargement avec les essais triaxiaux CD
	extensomètre	mesure locale de la déformation
essais triaxiaux à basse pression (de 0 à 1 MPa)		
<i>essais courants</i>	CD	éprouvettes consolidées drainées, chargement en compression
	CU (ou CU+u)	éprouvettes consolidées non drainées, chargement en compression
	UU	éprouvettes non consolidées non drainées, chargement en compression
<i>évolutions</i>	extension	chargements CD, CU ou UU en extension (déviateur négatif)
	cycles	mesures des modules tangents et sécants
	capteurs internes	mesure locale de la déformation
	UU+u	essais UU lents, de type CU à confinement quasi-nul et contre-pression
	u croissante	essais à pression interstitielle croissante
	V _p , V _s	mesure interne des vitesses des ondes ultrasonores
	perméabilité	gradient constant et mesures des débits entrant et sortant
essais triaxiaux à haute pression (de 0,5 à 12 MPa)		
<i>références et évolutions</i>	CD CU UU	références aux essais triaxiaux à basse pression
	extension, etc.	idem essais à basse pression (extension, cycles, mesures locales, V _s , etc.)
<i>évolutions</i>	chemins contrôlés	chemins drainés définis dans le plan des contraintes effectives (p, q) ⁽¹⁾
		chemin radial continu (ou proportionnel) $\eta = q/p = \text{cste}$
		chemin isotrope continu $q = 0$
		chemin continu à déviateur constant $q = \text{cste}$
		chemin continu purement déviatoire $p = \text{cste}$
		chemin en étoile, cycles
chemins en étoiles U & D (étoile drainée et étoile non drainée)		
essais oedométriques		
<i>essais courants</i>	paliers	essais de compressibilité et de consolidation par paliers successifs
<i>évolutions</i>	gonflement	gonflement par paliers successifs, en parallèle, à volume constant, libre
essais oedométriques K ₀ à haute pression (de 0 à 20 MPa)		
<i>évolutions</i>	cycles drainés	chargement continu, mesure de la contrainte radiale
essais de cisaillement direct		
<i>essais courants</i>	alterné	mesure de la résistance au cisaillement résiduelle

⁽¹⁾ p pression moyenne effective, q déviateur

Essais triaxiaux à basse pressions.

Dans leur version classique, les essais triaxiaux à basse pression sont réalisés en compression, dans les différentes conditions de drainage (CD éprouvettes consolidées drainées, CU ou CU+u éprouvettes consolidées non drainées, UU éprouvettes non consolidées non drainées). Avec le matériel disponible, les pressions de confinement sont comprises entre 0 et 1 MPa.

La principale évolution tient à la transformation des matériels en vue de réaliser les cisaillements en extension, pendant lesquels la contrainte radiale devient majeure et le déviateur devient négatif. Ces chargements monotones s'exercent dans la direction opposée aux compressions, en condition CD, CU ou UU. Ils permettent d'étendre la description des résistances des sols. D'autres évolutions portent sur les chargements cycliques pour la mesure des modules tangents et sécants, l'instrumentation des éprouvettes par des capteurs internes en vue d'enregistrer les mesures locales de la déformation ou des mesures des vitesses des ondes ultrasonores. Des procédures d'essais ont été développées pour réaliser des essais UU lents, dans les conditions des essais CU afin d'améliorer la mesure des cohésions, ou des essais à pression interstitielle croissante, ou réaliser des mesures de perméabilité à gradient hydraulique constant avec mesures des débits entrant et sortant.

Essais triaxiaux à haute pression.

Le développement des matériels triaxiaux à haute pression a permis d'étudier le comportement mécanique des marnes dans la gamme des confinements compris entre 1 et 12 MPa. Comme à basse pression, les essais standards à haute pression sont réalisés en compression dans les trois modes habituels de conditions de drainage des éprouvettes : consolidé drainé (CD), consolidé non drainé (CU) et non consolidé non drainé (UU). Une autre évolution importante concerne les cisaillements monotones en extension, de direction opposée aux compressions. L'appareillage triaxial a été modifié dans ce but. D'autres évolutions à haute pression portent sur la réalisation de cycles de chargement drainés lents (CDy) ou non drainés (CUy), l'instrumentation locale des éprouvettes triaxiales pour la mesure locale des déformations, la mesure interne des vitesses des ondes ultrasonores, la mesure de la perméabilité par les débits entrant et sortant, les essais UU+u, etc.

Essais triaxiaux à chemins des contraintes contrôlés.

D'autres avancées importantes ont été obtenues au moyen des machines triaxiales asservies à haute pression HPTTS et Minidyn, puis à basse pression DynTTS et Eldyn, voir les [tableaux 2 et 3](#). En effet, ces machines permettent de réaliser des chargements contrôlés en contraintes. Le pilotage s'effectue dans le plan des contraintes totales (p_T, q), où p_T est la pression moyenne totale et q le déviateur (la pression moyenne effective est notée p).

Le [tableau 4](#) indique les principaux types de chargements contrôlés qui ont été mis en œuvre sur les marnes, sachant que des combinaisons sont possibles entre eux. Ces chargements sont continus, drainés (D, drainages ouverts, vitesse lente) ou non drainés (U, avec mesure de la pression interstitielle). Le chemin contrôlé de base est un chemin radial (ou proportionnel) continu, drainé, le long duquel le rapport de cisaillement $\eta = q/p$ est maintenu constant. Un chemin isotrope continu est tel que $\eta = 0$. D'autres directions sont possibles, en particulier les chargements purement déviatoires ou p est maintenue constante et égale à une pression effective de consolidation p_c .

Les chargements continus radiaux à haute pression sont utilisés pour délimiter le domaine pseudo-élastique d'une marne du côté des sollicitations isotropes (Magnan et Serratrice, 1996 ; Serratrice, 1998). Plusieurs éprouvettes sont testées successivement, sous des rapports de cisaillement η différents, côté compression et côté extension, puis en identifiant les seuils d'état limite associés à chacun des rapports η . Ces chemins contrôlés généralisent le chargement oedométrique. Les chemins radiaux servent aussi à créer des états de contraintes anisotropes à partir desquels sont réalisés des cisaillements CD ou CU en compression ou en extension.

D'autres types de chargements contrôlés ont été développés, qui mettent en œuvre des cycles définis en contraintes. Un premier objectif consiste à mesurer des modules de déformation tangents et sécants autour d'un point du plan des contraintes effectives (p, q). Il est possible aussi de faire varier le rapport des contraintes dq/dp autour d'un tel point de consolidation anisotrope. Les chargements sont dits "en étoile" dans ce cas, car plusieurs branches peuvent être décrites autour du point (avec aller et retour le long de chaque branche). Ces essais visent à évaluer l'anisotropie mécanique de la marne et les non-linéarités en contraintes des modules de déformation. Enfin, une procédure particulière a été mise au point qui consiste à parcourir successivement deux étoiles autour du même point de consolidation anisotrope. La première étoile est drainée, la seconde non drainée (étoiles U & D). En s'appuyant sur plusieurs directions de chargement différentes, la méthode vise à identifier les couples de paramètres élastiques moyens E et ν ou K et G ou d'autres (module d'Young, coefficient de Poisson, module de compressibilité isotrope, module de cisaillement), mais aussi les paramètres de Skempton A et B .

Essais oedométriques K_0 à haute pression.

Les essais oedométriques classiques présentent un intérêt pour caractériser la frange altérée des massifs marneux quand il s'agit d'obtenir des propriétés de compressibilité, de consolidation et de perméabilité sous des faibles niveaux de contraintes. De telles propriétés ne peuvent pas s'obtenir ainsi dans des marnes raides ou indurées. L'essai triaxial à haute pression est plus approprié.

Néanmoins, le chargement en condition oedométrique présente un intérêt à propos de l'état des contraintes en place au sein des massifs marneux. Dans le cas le plus simple, cet état des contraintes est défini par le rapport $K_0 = \sigma'_{h0} / \sigma'_{v0}$ des contraintes effectives horizontales sur verticales à la profondeur considérée. Au laboratoire, seule une réponse indirecte peut être apportée, car le prélèvement a pour effet d'annuler l'état des contraintes qui régnaient en place. Elle repose sur la forme hystérétique que prend le chemin des contraintes effectives au cours des cycles de chargement-déchargement drainés à déformation radiale nulle. Ainsi, l'essai oedométrique prend un sens dans les marnes si le chargement peut être mené à haute pression et si le chemin des contraintes effectives peut être décrit au cours des cycles. C'est ainsi qu'a été conçu l'oedomètre K_0 à haute pression pour une application aux marnes (Serratrice et Flavigny, 1993). Munie de jauges de déformation, la bague oedométrique très peu déformable mesure la contrainte radiale totale. Connaissant la contrainte axiale, le chemin des contraintes effectives est enregistré pendant les cycles de chargement-déchargement drainés. L'essai est effectué en accompagnement des essais triaxiaux à chargement contrôlé radiaux.

Autres essais.

Les essais oedométriques trouvent une autre application avec la mesure des propriétés de gonflement des terrains argileux et marneux (voir ci-dessous). Plusieurs procédures sont en usage intéressant pour la mesure de la résistance résiduelle des marnes altérées.

3.4 – Méthodes connexes pour l'étude des marnes.

Gonflement.

Les marnes sont constituées pour partie par des argiles. Souvent, ces minéraux s'avèrent sensibles à l'eau et confèrent aux marnes le pouvoir d'augmenter de volume sous l'effet combiné de l'imbibition et du déconfinement. Cette forme d'altération peut conduire à une perte notable de raideur et de résistance.

Les études du gonflement au laboratoire s'effectuent à l'aide d'essais oedométriques. Il existe diverses procédures et de nombreuses variantes de ces essais (Serratrice et Soyez, 1996). Les deux procédures les plus utilisées pendant les programmes consacrés aux marnes sont les essais de gonflement par paliers successifs et les essais de gonflement en parallèle. Les oedomètres K_0 à haute pression ont été utilisés aussi pour étudier le gonflement des marnes. Un résultat important est apparu, montrant de très fortes pressions radiales pendant le gonflement oedométrique (plusieurs mégapascals), aboutissant à des états d'extension et, parfois, à la rupture de la marne dans la bague oedométrique et, donc, à la superposition de déformations de gonflement et de déformations plastiques (Serratrice, 2007). Ces mécanismes d'anisotropie du gonflement en relation avec la rigidité des conditions aux limites ont été confirmés avec l'utilisation de bagues oedométriques souples (Windal et al., 2002). Ces mécanismes s'observent réellement dans les radiers de tunnel ou des fonds de déblais creusés dans les marnes ou les schistes.

Gonflement libre et retrait.

D'autres programmes expérimentaux concernent des marnes et des marnes altérées à propos de leur capacité de retrait-gonflement dans les problèmes liés à la sécheresse. Des procédures d'essais ont été développées là aussi, avec notamment, la procédure de retrait continu, la procédure de gonflement libre isotrope et surtout la procédure de retrait-gonflement simplifiée. Ces campagnes d'essais portent sur une centaine de sols provenant de quarante sites différents. Les propriétés physiques des terrains ont été mesurées systématiquement.

Fissuration.

Beaucoup de marnes sont fissurées ou micro-fissurées. Tel est le cas aussi des sols indurés et des roches tendres en général (argilites, pélites, schistes, gypses, etc.). Cette fissuration est héritée de la tectonisation des massifs et de mécanismes de décompression, mais aussi de l'altération, de l'action de glissements anciens, de la dessiccation, de processus métamorphiques. Elle se traduit souvent par la présence de surfaces lustrées. Une procédure triaxiale a été développée pour étudier le comportement d'une discontinuité en présence d'une pression interstitielle et sous un faible confinement.

4. Sites et programmes.

Les programmes expérimentaux d'étude du comportement des marnes ont été consacrés à des terrains provenant de nombreux sites en France et un site à l'étranger.

4.1 – Sites.

Le [tableau 5](#) énumère les vingt-quatre sites qui sont à l'origine des prélèvements mis à profit pour étudier le comportement mécanique des marnes en laboratoire.

Tableau 5 : Origine et nature des terrains étudiés. Classement en fonction de l'âge.

n°	site	département pays	nature des terrains	étage géologique	e ₀ ()	S _r (%)
17	Costières	Gard	marne grise	Plaisancien	0,68	99
18	Pujaut	Gard	marne grise	Plaisancien	0,66	102
8	Laudun	Gard	marne grise	Plaisancien	0,67	100
9	Pierrelate	Drôme	marne grise	Plaisancien	0,55	101
1	Sarrians	Vaucluse	argile blanche	Pliocène	0,73	103
12	Bompas	Vaucluse	marne grise litée	Burdigalien	0,35	88
11	Ceyras	Hérault	marne grise	Miocène	0,49	100
10	Las Planas	Alpes-Maritimes	marnes grises compactes	Oligocène	0,40	78
15	Marseille	Bouches-du-Rhône	marnes argileuses	Oligocène	0,41	101
			marnes sableuses	Oligocène	0,33	101
			marnes gréseuses	Oligocène	0,26	99
6	Toulouse	Haute-Garonne	silt	Oligocène	0,43	95
			argile	Oligocène	0,50	88
			sable	Oligocène	0,51	87
5	Toulouse	Haute-Garonne	silt argileux	Oligocène	0,50	98
20	Mont Sion	Haute-Savoie	grès, grès marneux	Aquitanien	0,095	92
			marne gréseuse	Aquitanien	0,14	105
			marne argileuse	Aquitanien	0,23	100
			marnes fissurées	Aquitanien	0,25	103
16	Arbus	Pyrénées-Atlantiques	marnes beiges	Miocène moyen	0,40	97
23	Thiais	Val de Marne	marnes verdâtres	Bartonien sup.	0,81	98
22	Tabellout	Algérie	marnes tectonisées	?	0,15	88
4	St Saturnin	Vaucluse	marne altérée	altération	0,60	93
			marnes gris-bleuté	Aptien	0,39	98
13	Terres Noires	Hautes-Alpes	marnes altérées	altération	0,54	100
			marnes noires indurées	Callovo-Oxfordien	0,39	101
7	A304	Ardennes	argile grise compacte	Pleinsbachien	0,56	99
3	Marange	Moselle	argilite altérée	altération	0,58	100
			argilite grise	Toarcien	0,32	100
2	Zoufftgen	Moselle	argiles beige	altération	0,55	100
			marne grise	Toarcien	0,27	100
24	LGV Est	Meurthe et Moselle	marne gris-noir	Toarcien	0,42	100
			argile grise		0,48	100
19	Besançon	Doubs	marne grise altérée	Toarcien-Aalénien	0,36	100
14	Toarcien	Aveyron Lozère	marne altérée compacte	altération	0,45	100
			marne altérée dense	altération	0,62	100
			marne altérée molle	altération	0,81	100
			marne grise indurée	Toarcien	0,08	100
21	Toulon	Var	grès pélites tectonisées	Permien	0,28	100

Les marnes ont été prélevées dans le cadre de projets d'ouvrages, principalement des tunnels. Le [tableau 5](#) donne une indication sur la nature de ces terrains. Le classement des sites est effectué en fonction de l'âge des terrains, des plus récents aux plus anciens. Une large majorité d'entre eux est d'âge Tertiaire. Les deux dernières colonnes du tableau indiquent l'indice des vides moyen et le degré de saturation moyen S_r des marnes, d'après les nombreuses mesures de leurs caractéristiques d'état recueillies au laboratoire. La colonne 1 du [tableau 5](#) indique le numéro de l'annexe dans laquelle sont reportés les résultats expérimentaux caractéristiques de chacun des vingt-quatre sites (Annexes 1 à 24). Ce numéro n'est pas chronologique. Les études ont été réalisées au fil du temps, entre 1980 et 2016. Des marnes provenant d'autres sites ont été étudiées, sans faire l'objet de développements comparables.

Compacité des marnes.

La [figure 1](#) montre deux représentations de la compacité des marnes provenant des vingt-quatre sites étudiés, afin de donner un premier aperçu de la nature de ces terrains. La compacité est symbolisée par l'indice des vides moyen ([tableau 5](#)).

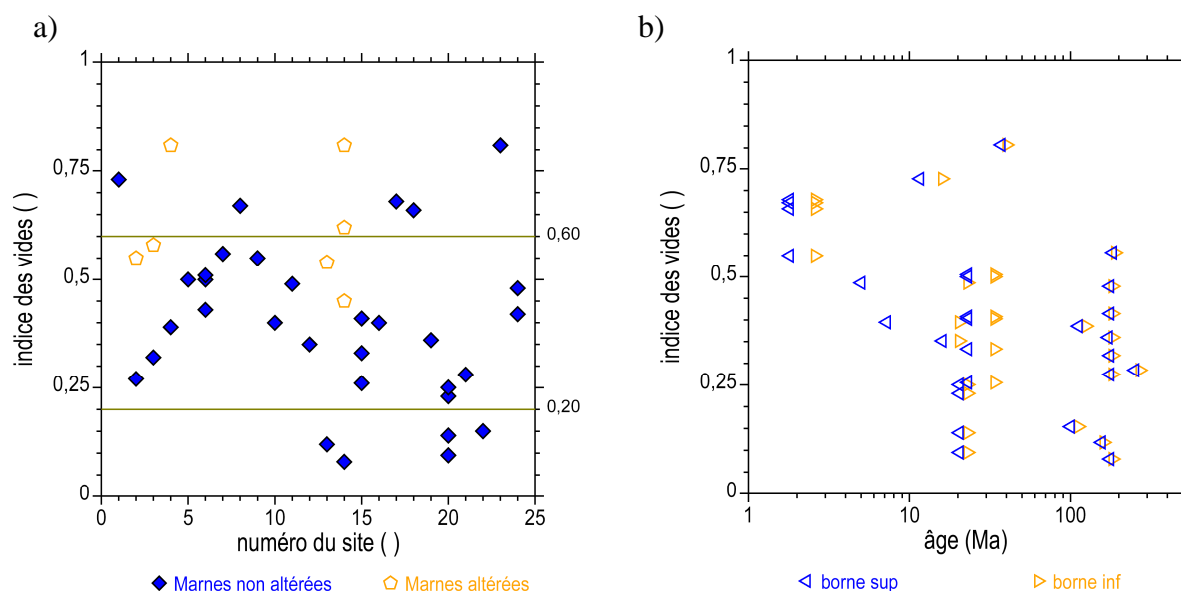


Figure 1 : Deux représentations de la compacité des marnes étudiées.
 a) Indice des vides moyen dans les vingt-quatre sites d'origine.
 b) Indice des vides moyen en fonction de l'âge de la formation.

Les indices des vides sont représentés en fonction du numéro du site sur la [figure 1a](#) (colonne 1 du [tableau 5](#)). Quelques sites sont constituées par plusieurs faciès de marnes non altérées (exemple, sites n° 15 ou n° 20) et/ou altérées (exemple, site n° 14). La majorité des marnes appartient à une bande étendue d'indices des vides dont les moyennes sont comprises entre 0,20 et 0,60. Mais il existe aussi des terrains beaucoup plus compacts (sites n° 13, 14, 20, 22) et d'autres relativement lâches (sites n° 1, 8, 17, 18, 23). Les marnes altérées sont moins compactes dans cet ensemble de données disponibles. Mais seuls cinq sites présentent de tels faciès.

La [figure 1b](#) donne les indices des vides moyens des marnes non altérées en fonction de l'âge de la formation géologique, en échelles semi-logarithmiques (bornes min et max de l'étage ou de la série). Les terrains les plus récents sont les plus lâches. Les terrains les plus anciens figurent

parmi les plus compacts. Mais, si une tendance de décroissance de e avec l'âge semble se dégager, elle n'en reste pas moins très vague. Les terrains éocènes du site n° 23 s'avèrent très ouverts, les terrains miocènes du site n° 20 sont très compacts au contraire.

Répartition géographique.

La carte de la [figure 2](#) donne la localisation des sites en France. Un site se trouve en Algérie (site n° 22).

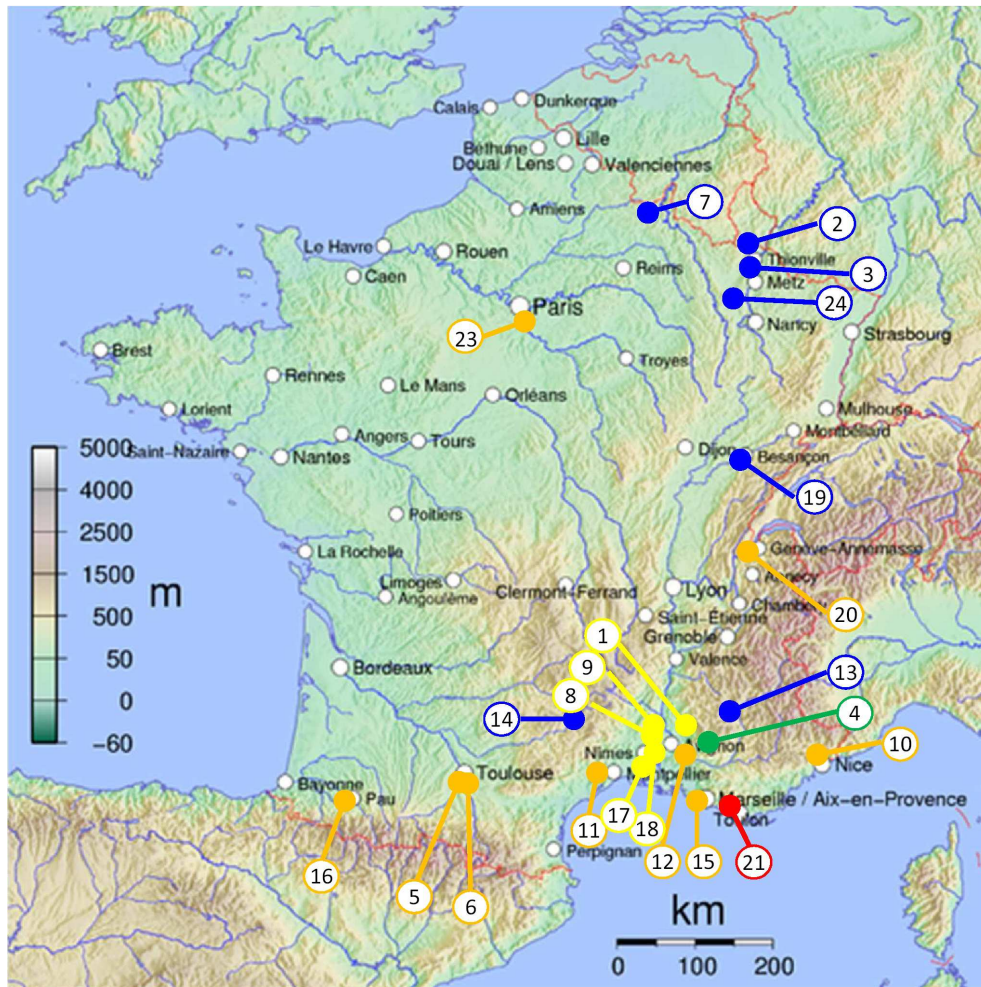


Figure 2 : Localisation des sites en France d'où proviennent les marnes étudiées.

Cet "échantillonnage" n'est pas représentatif de la distribution des faciès marneux en France, ni de leur diversité. Il exprime simplement quelques-uns des sites où des études de tels terrains ont été confiées au Laboratoire d'Aix en Provence dans le cadre de reconnaissances géotechniques pour des projets d'ouvrages.

4.2 – Programmes.

Les [tableaux 6, 7, 8 et 9](#) récapitulent les principaux types d'essais d'identification et les essais mécaniques réalisés sur les marnes des vingt-quatre sites étudiés.

Tableau 6 : Liste des types d'essais d'identification et des analyses physico-chimiques.

n°	site	w e S _r	gams	profil	histo	granu	w _L	V _B	miné	CaCO ₃	SiO ₂	SO ₄
17	Costières	•			•	•	•		•			
18	Pujaut	•		•	•	•	•	•	•			
8	Laudun	•		•		•	•					
9	Pierrelate	•		•	•	•	•					
1	Sarrians	•		•	•	•	•					
12	Bompas	•			•	•						
11	Ceyras	•			•	•	•		•			
10	Las Planas	•			•	•	•		•			
15	Marseille	•			•	•	•		•			
6	Toulouse	•				•						
5	Toulouse	•				•	•					
20	Mont Sion	•		•	•	•	•		•	•	•	
16	Arbus	•			•	•		•	•	•		
23	Thiais	•				•	•		•	•		
22	Tabellout	•			•				•			
4	St Saturnin	•		•	•	•	•	•				
13	Terres Noires	•			•	•	•		•	•		
7	A304	•				•	•	•				
3	Marange	•		•		•	•					•
2	Zoufftgen	•		•		•	•	•		•		
24	LGV Est	•	•	•	•	•						
19	Besançon	•		•	•	•	•		•	•		
14	Toarcien	•			•	•	•		•			
21	Toulon	•			•	•	•				•	

- n° numéro du site
w e S_r caractéristiques d'état
gams poids volumique des particules solides γ_s
profil profils des caractéristiques d'état en fonction de la profondeur
histo histogrammes des caractéristiques d'état
granu granulométrie par diffraction laser
w_L limites de consistance au cône
V_B valeur au bleu de méthylène
miné analyse minéralogique par diffraction X
CaCO₃ teneur en carbonate de calcium
SiO₂ teneur en silice
SO₄ teneur en sulfate

Tableau 7 : Liste des types d'essais de mécanique roche, des essais oedométriques et autres.

n°	site	Rc	Rt	Rcy	RcD	Fra	E _{local}	V _p V _s	K ₀	résid	fluage	gfl	séc
17	Costières								•				
18	Pujaut						•		•				
8	Laudun							•					•
9	Pierrelate						•						•
1	Sarrians												
12	Bompas						•						
11	Ceyras												
10	Las Planas								•				
15	Marseille	•	•	•					•			•	
6	Toulouse						•		•				
5	Toulouse												•
20	Mont Sion	•	•				•		•		•	•	
16	Arbus	•		•							•	•	•
23	Thiais								•				
22	Tabellout	•				•	•		•			•	
4	St Saturnin											•	•
13	Terres Noires	•	•				•					•	
7	A304								•				
3	Marange	•											•
2	Zoufftgen											•	•
24	LGV Est						•		•			•	
19	Besançon								•				
14	Toarcien						• roc			•		•	•
21	Toulon	•		•	•				•				

- n° numéro du site
 Rc résistance en compression uniaxiale
 Rt résistance en traction indirecte
 Rcy cycles en compression uniaxiale
 RcD compression uniaxiale lente drainée
 Fra essais Franklin
 E_{local} mesures locale des déformations
 V_p V_s mesures des vitesses des ondes ultrasonores
 K₀ essais oedométriques K₀ à haute pression
 résid mesure de la résistance résiduelle
 fluage essais de fluage
 gfl essais de gonflement
 séc essais de retrait-gonflement de type sécheresse

Tableau 8 : Liste des types d'essais triaxiaux.

n°	site	iso	CD	CU	UU	rad	étoile	cycle	HP	particularité
17	Costières	•	•	•		•			HP	extension
18	Pujaut	•	•	•		•			HP	extension
8	Laudun	•		•					BP	
9	Pierrelate	•		•	•	•			HP	p = cste
1	Sarrians	•	•	•	•				HP	UU+u
12	Bompas	•	•	•		•	•	•	THP	locale, anisotropie
11	Ceyras	•	•	•		•			THP	anisotropie
10	Las Planas	•	•						THP	
15	Marseille	•	•	•	•	•			HP	extension
6	Toulouse	•	•	•		•	•		HP	locale
5	Toulouse	•	•	•		•	•	•	BP	extension
20	Mont Sion	•	•	•					THP	
16	Arbus	•	•	•		•	•		THP	perméabilité
23	Thiais	•	•	•		•			HP	extension
22	Tabellout		•						HP	
4	St Saturnin	•	•	•					HP	
13	Terres Noires	•	•						HP	
7	A304	•		•		•			HP	extension, p.i. initiale
3	Marange	•	•	•					HP	
2	Zoufftgen	•	•	•					HP	
24	LGV Est		•						HP	extension
19	Besançon	•	•	•					HP	
14	Toarcien	•	•	•		•			HP	cisaillement alterné
21	Toulon		•	•					HP	

n°	numéro du site
iso	palier de consolidation isotrope
CD	éprouvette consolidée drainée
CU	éprouvette consolidée non drainée
UU	éprouvette non consolidée non drainée
rad	chemin des contraintes contrôlé radial (ou proportionnel)
étoile	chemin des contraintes contrôlé en étoile
cycles	chargement cyclique
HP	haute pression (THP, $p_c > 7$ MPa)

Tableau 9 : Liste des principales méthodes d'interprétation des essais mécaniques.

n°	site	$t_{100} c_v k$	C_c	E rac	aniso	étoile	CEL	c ϕ	rac	puiss	H&B	U&D
17	Costières		•	•			•	•				
18	Pujaut	•	•	•			•	•				
8	Laudun			•				•				•
9	Pierrelate		•	•		•		•				•
1	Sarrians	•	•	•				•				•
12	Bompas		•	•	•	•		•			•	
11	Ceyras			•	•		•	•		•		
10	Las Planas		•	•			•	•				
15	Marseille	•	•	•			•	•	•			
6	Toulouse					•		•			•	(•)
5	Toulouse					•		•				(•)
20	Mont Sion		•					•		•	•	
16	Arbus	•	•	•		•		•	•	•	•	
23	Thiais						•	•				
22	Tabellout							•				
4	St Saturnin			•				•		•		(•)
13	Terres Noires			•	•			•	•			
7	A304	•	•	•			•	•	•			(•)
3	Marange							•		•		(•)
2	Zoufftgen							•				•
24	LGV Est			•			•	•				
19	Besançon	•		•				•				
14	Toarcien	•	•					•				
21	Toulon			•				•				

- n° numéro du site
 $t_{100} c_v k$ mesure des paramètres de consolidation et de perméabilité
 C_c mesure des paramètres de compressibilité
E rac loi d'évolution du module d'Young en racine de la pression de consolidation
aniso paramètres d'anisotropie
étoile interprétation des essais en étoile
CEL identification d'une courbe d'état limite
c ϕ résistances traduite par une loi de Coulomb
rac résistances traduite par une loi racine de la pression de consolidation
puiss résistances traduite par une loi puissance ou racine de la pression de consolidation
H&B résistances traduite par une loi de Hoek et Brown
U&D interprétation drainée / non drainée

Le [tableau 6](#) établit la liste des types d'essais d'identification qui ont été réalisés sur les marnes. Les mesures des caractéristiques d'état sont effectuées systématiquement et en grand nombre, ce qui permet d'en dresser les histogrammes dans beaucoup de cas. Des profils de ces caractéristiques sont établis quand les échantillons carottés sont prélevés en continu. A l'exception de quelques faciès très indurés, les marnes peuvent être déstructurées et caractérisées au moyen des essais d'identification classiques. Les analyses sédimentométriques sont effectuées par diffraction laser. Les limites de consistance sont effectuées au cône. Quelques valeurs au bleu de méthylène ont été mesurées.

Le [tableau 6](#) dresse ensuite la liste des analyses physico-chimiques réalisées sur les marnes des vingt-quatre sites étudiés. Des analyses minéralogiques semi-quantitatives par diffraction X ont été effectuées sur la plupart des faciès. Elles sont accompagnées par des mesures de la teneur en carbonate de calcium ou la teneur en silice. D'après la classification des sols fins calcaires, les sols qualifiés de marnes contiennent de 30 à 70 % de carbonate de calcium, les argiles marneuses plus de 10 % et les calcaires marneux moins de 90 %. Les mesures des teneurs en sulfates s'imposent en présence de gypses disséminés dans les marnes quand des interactions défavorables de ces terrains sont pressenties avec des bétons par exemple.

Le [tableau 7](#) dresse la liste des essais de type mécanique roche qui ont été réalisés sur les différents faciès parmi les plus raides. Les essais de compression uniaxiale ont fait l'objet d'adaptations pour améliorer les mesures des modules d'Young dans les terrains tendres (cycles en compression uniaxiale, compression uniaxiale lente drainée, mesures locale des déformations, mesures des vitesses des ondes ultrasonores). Une application de l'essai Franklin a été proposée (site n° 22). L'oedomètre K_0 à haute pression a été mis en œuvre dans de nombreux programmes, en accompagnement des essais triaxiaux. Enfin, le [tableau 7](#) indique d'autres types d'essais mécaniques réalisés sur les marnes. Sauf exception, les résultats de ces essais ne sont pas présentés dans ce recueil (mesure de la résistance résiduelle, essais de fluage, essais de gonflement, essais de retrait-gonflement de type sécheresse).

Le [tableau 8](#) donne la liste des différents types d'essais triaxiaux réalisés sur les marnes. Les résultats de ces essais constituent l'essentiel des données expérimentales rassemblées dans ce recueil. Chacun des vingt-quatre sites a fait l'objet d'essais à haute pression (la mention THP indique des pressions de confinement supérieures à 7 MPa). Aucun des sites n'a permis d'accomplir la panoplie complète des différents types d'essais, faute de temps et faute de disposer d'un nombre suffisant d'échantillons homogènes.

Pour finir, le [tableau 9](#) dresse la liste des principales méthodes d'interprétation des essais mécaniques, qui ont été développées et mises en œuvre. Ces méthodes concernent les paramètres de consolidation et de perméabilité des marnes, les paramètres de déformabilité et les paramètres de résistance. En matière de résistance figurent l'identification d'une courbe d'état limite (CEL) ou diverses formes des enveloppes de résistances en compression et en extension. La correspondance entre le mode de chargement drainés et non drainés est étudiée dans quelques sites (U&D, interprétation drainée / non drainée).

5. Résultats des programmes expérimentaux.

Les programmes expérimentaux dédiés à l'étude du comportement mécanique des marnes en laboratoire sont orientés vers les applications dans les projets d'ouvrages qui appellent à mesurer les propriétés de résistance, de déformabilité, de gonflement et de fluage de ces terrains. Ici, l'analyse porte essentiellement sur les questions de déformabilité et de résistance des marnes.

5.1 – Présentation des annexes.

Les vingt-quatre sites étudiés sont recensés dans le [tableau 5](#) où ils sont classés en fonction de leur âge géologique et où ils sont référencés par un numéro arbitraire (colonne 1). Les [tableaux 6 à 9](#) indiquent les différents types d'essais réalisés et les méthodes d'interprétation proposées.

Les résultats expérimentaux recueillis dans chacun des sites sont présentés individuellement dans les [Documents Annexes 1 à 24](#). Les résultats sont présentés sous la forme de courbes d'essais et de tableaux. Des commentaires suivent. Les méthodes d'analyses sont décrites, puis elles sont mises en œuvre. Chaque annexe contient les développements nécessaires pour accompagner l'interprétation et l'analyse des essais. Toutefois, les descriptions détaillées de ces méthodes et procédures sont rassemblées dans un [Document Annexe 0](#), sous la forme d'une succession de notices.

Les Documents Annexes sont référencés par leur numéro mis entre crochets de [01] à [24] (colonne 1 du [tableau 5](#)).

5.2 – Récapitulation dans les principaux thèmes.

Les principaux résultats recueillis dans les vingt-quatre sites étudiés sont récapitulés dans les chapitres 6 à 12 qui suivent et qui sont associés respectivement à un thème particulier :

- Chapitre 6 – Nature des terrains et propriétés physiques
- Chapitre 7 – Essais de type mécanique des roches
- Chapitre 8 – Déformabilité
- Chapitre 9 – Chargements isotropes
- Chapitre 10 – Chargements oedométriques
- Chapitre 11 – Seuils d'écrouissage isotrope
- Chapitre 12 – Résistance au cisaillement

5.3 – Développements. Innovations.

Le développement des programmes expérimentaux s'est appuyé sur de nombreuses innovations, qui ont été évoquées au [Chapitre 3](#) dans le rappel de la démarche suivie pour l'étude des marnes, puis l'énumération des matériels et des méthodes. Ces avancées et l'exploitation des essais ont appelé au développement de logiciels spécialisés (gestion des propriétés physiques des marnes, acquisition des mesures brutes sur les machines d'essai, transformation en variables mécaniques, représentations graphiques, identification des paramètres, etc.).

6. Nature des terrains et propriétés physiques.

6.1 – Nature des terrains.

Origine des échantillons de marne.

Les échantillons de marnes ont été prélevés au cours des campagnes de reconnaissances géotechniques des sites organisées dans le cadre de projets d'ouvrages (tableau 5, figure 2). Dans ces circonstances, la commande adressée au laboratoire se compose généralement d'essais d'identification et d'essais mécaniques classiques. Un élargissement du programme à des fins de recherche dépend de l'intérêt que présentent les prélèvements et du nombre d'échantillons exploitables au-delà du programme initial. Des essais d'identification supplémentaires sont effectués. Les essais mécaniques complémentaires sont réalisés à l'appui des nouvelles méthodes développées peu à peu. Cet "échantillonnage" des marnes en France dépend des projets, comme indiqué plus haut. La majorité des prélèvements a été effectuée par carottage en sondage. Trois sites ont fait l'objet de prélèvements par blocs ([10], [22], [23]).

Importance de la description visuelle des terrains.

La description des marnes est effectuée à l'ouverture des échantillons carottés, ou des blocs, au laboratoire. Il est important d'apprécier au mieux toutes les nuances qui singularisent chaque site de prélèvement. Il s'agit par exemple de classer en familles distinctes les marnes, les marnes gréseuses, les grès marneux et les grès, dans des sites comme [15], [20] ou [21]. Un autre tri consiste à séparer la couverture altérée des terrains du substratum, comme dans [02] ou [04], ou des couches superposées plus ou moins contrastées, comme dans [01], [03] ou [08] ou des prélèvements distants [05]. A l'inverse un classement peut difficilement être établi en présence d'un litage silto-sableux [18] ou une altération diffuse [07] ou une fracturation généralisée d'origine tectonique [19] [21] [22]. Il est important de pointer tous les indices de remaniement afin d'écartier les tronçons de carottage qui en sont affectés (défauts de carottage, passages ramollis, passages fracturés, cassures, traces de dessèchement, fissuration de retrait, etc.).

Ces classements en familles de terrains se sont avérés efficaces, sur le plan des propriétés physiques des marnes comme des propriétés mécaniques. Souvent, les limites entre les familles sont floues. Les valeurs moyennes des paramètres attribuées à ces groupes se révèlent néanmoins caractéristiques et discriminantes, comme dans [15] ou [20]. En [15], en appliquant cette démarche sur les campagnes de reconnaissances successives du site, la classification initiale s'est avérée reproductible et pertinente d'une campagne de reconnaissances à l'autre.

6.2 – Caractéristiques d'état.

Teneurs en eau, densités.

La multiplication des mesures des caractéristiques d'état donne accès à une évaluation de la variabilité des propriétés des marnes dans les prélèvements disponibles. A la base, il s'agit des mesures de la teneur en eau w et du poids volumique γ . La construction des histogrammes de ces données ouvre sur la qualification de leur distribution (étendue, symétrie, étalement). Collectées en grand nombre, la représentation de ces données en profils, le long des sondages, donne une

image de la variabilité spatiale des propriétés des terrains ([01], [02], [03], [04], [08], [09], [18], [19], [20], [24], [tableau 6](#)).

Allures des distributions des caractéristiques d'état.

Les histogrammes de la [figure 3](#) donnent une image des distributions des teneurs en eau et des poids volumiques souvent rencontrées. Dans cet exemple, il s'agit des marnes argileuses et grumeleuses qui ont été classées dans la famille 4 du site [20], d'après la description des échantillons carottés.

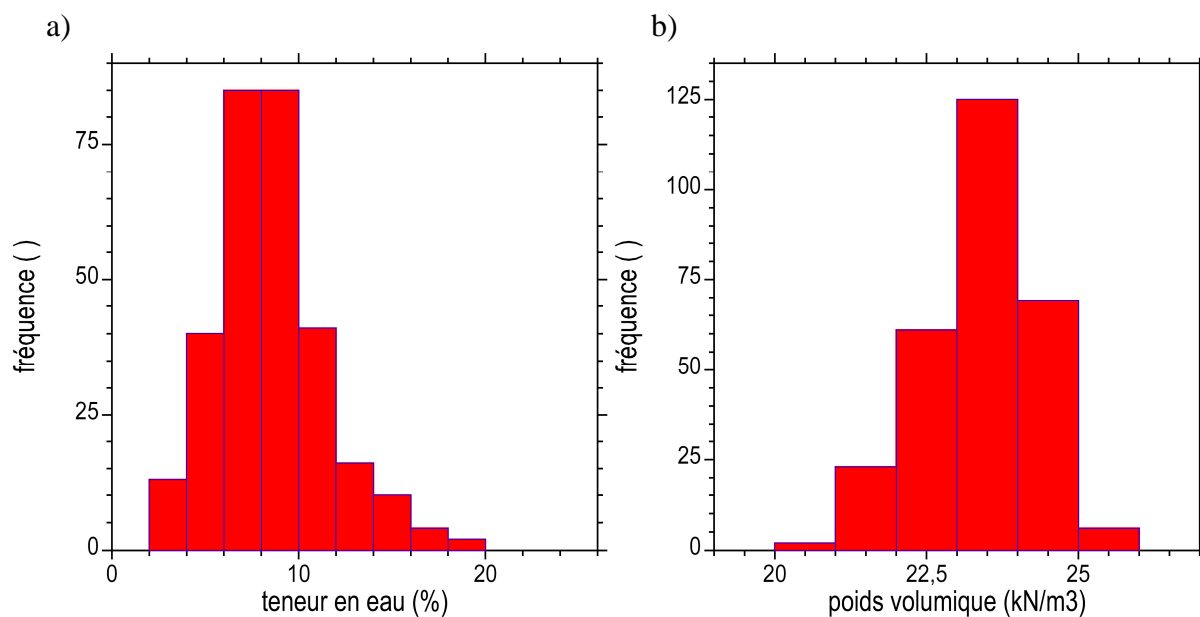


Figure 3 : Site [20]. Histogrammes des caractéristiques d'état.

a) Teneurs en eau. Famille 4, marnes argileuses et grumeleuses.

b) Poids volumiques. Famille 4, marnes argileuses et grumeleuses.

Tableau 10 : Site [20]. Moyennes des teneurs en eau et des densités. Famille 4.

famille de terrain	n	w_{\min} (%)	w_{\max} (%)	w_{moy} (%)	w_{ect} (%)	coef. variation	asymétrie	aplatissement
4	296	2,2	19,8	8,55	2,87	0,336	0,899	1,29
famille de terrain	n	γ_{\min} (kN/m ³)	γ_{\max} (kN/m ³)	γ_{moy} (kN/m ³)	γ_{ect} (kN/m ³)	coef. variation	asymétrie	aplatissement
4	287	17,55	25,31	23,38	0,935	0,0400	-1,26	4,63

n nombre de mesures min max bornes min et max moy moyenne ect écart-type

Tableau 11 : Site [20]. État initial moyen des marnes. Famille 4.

famille de terrain	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e (%)	S_r (%)	w_{sat} (%)	γ_{sat} (kN/m ³)
4	8,55	23,38	21,54	0,230	100,3	8,53	23,38

avec $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$

Le [tableau 10](#) précise les propriétés statistiques de ces distributions. Les mesures de w et γ ont été recueillies en nombre à peu près égal (près de 300). Les teneurs en eau sont "bornées" par valeur

inférieure, tandis que les poids volumique sont "bornés" par valeur supérieure. A l'opposé, les teneurs en eau sont "ouvertes" vers les valeurs supérieures, alors que les poids volumiques sont "ouverts" vers les valeurs inférieures. En fait les bornes (inférieure pour w et supérieure pour γ) ne sont pas strictes. Il peut exister un passage plus compact encore, mais rare. Au contraire et de façon plus fréquente, il est possible de trouver des états plus lâches et plus humides dans le massif, du fait les variations de faciès, d'une moindre induration localement ou de l'altération. Les coefficients d'asymétrie et d'aplatissement rendent compte des formes de ces distributions, avec une asymétrie positive pour w et négative pour γ (direction vers laquelle la distribution est ouverte) et des aplatissements positifs (indiquant une concentration autour de la moyenne des mesures plus forte qu'attendu avec la loi normale).

Indice des vides et saturation.

Les mesures brutes de la teneur en eau et du poids volumique sont traduites en indice des vides e et degré de saturation S_r . Le calcul nécessite de mesurer la masse volumique ρ_s des particules solides. Dans la suite, une valeur par défaut $\rho_s = 2,7 \text{ g/cm}^3$ est souvent adoptée pour les marnes (soit un poids volumique "solide" $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$ avec $g = 9,81 \text{ m/s}^2$). Le calcul sert à tester la cohérence des mesures de w et γ . Mais surtout, ce calcul fournit l'indice des vides, qui revêt un caractère indispensable pour la suite de la caractérisation du terrain, et le degré de saturation, non moins important. Généralement, les marnes sont prélevées en profondeur et il faut s'attendre à les trouver saturées ($S_r = 1$). Sinon, il peut s'agir d'un problème de prélèvement et de conservation des échantillons. Les sites concernés sont [06], [10], [12], [22] et [20] pour les grès (famille 2). Les terrains proches de la surface sont généralement non saturés (frange altérée du site [06]).

Le [tableau 11](#) donne les caractéristiques moyennes d'état e et S_r pour les marnes de la famille 4 dans le site [20] d'après l'exemple du [tableau 10](#). Le poids volumique sec γ_d , la teneur en eau à saturation w_{sat} et le poids volumique à saturation γ_{sat} sont indiqués aussi.

Tableau 12 : Caractéristiques moyennes d'état des marnes du Plaisancien dans cinq sites.

site	w (%)	γ (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	e ()	S_r (%)	w_{sat} (%)	γ_{sat} (kN/m^3)
Plateau des Costières [17]	24,83	19,70	15,78	0,679	98,8	25,13	19,75
Tracé de Pujaut [18']	24,79	19,94	15,98	0,658	101,8	24,36	19,88
Remblai expérimental [18"]	22,93	20,27	16,49	0,607	102,1	22,47	20,20
Laudun [8]	24,87	19,79	15,85	0,672	100,0	24,88	19,79
Pierrelatte [9]	20,50	20,61	17,11	0,550	100,9	20,32	20,59

Le [tableau 12](#) donne un autre exemple de l'intérêt des mesures des caractéristiques d'état en grand nombre. Les données proviennent d'une même formation, les marnes du Plaisancien de la vallée du Rhône, mais elles ont été prélevées dans des sites éloignés de plusieurs dizaines kilomètres. Manifestement, les sites [09] [18"] se distinguent des trois autres.

Dans la suite, il est souvent fait référence à l'indice des vides pour accompagner l'analyse des paramètres mécaniques des marnes. Des lois empiriques paramétrées en indice des vides seront proposées.

6.3 – Propriétés physiques et composition minéralogique.

Propriétés physiques.

Les propriétés physiques des marnes sont obtenues habituellement à l'aide des essais classiques d'identification des sols, qui s'appliquent à des marnes préalablement déstructurées. Ces essais sont donc plus adaptés pour caractériser les marnes tendres ou altérées qui se délitent facilement.

Dans la suite, les analyses sédimentométriques et les mesures des limites de consistance ont été effectuées dans presque tous les sites (analyses sédimentométriques par diffraction laser et limites de consistance au cône). Les marnes se classent généralement en argile peu plastiques (Ap) de consistance dure (indice de consistance $I_c > 1$) d'après la classification USCS-LCPC (United Soil Classification System – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées). Quelques argiles sont très plastiques (At).

Composition physico-chimique et minéralogique.

Le [tableau 13](#) récapitule les résultats des analyses minéralogiques réalisées par diffraction X. L'échantillonnage est rarement représentatif de la variabilité des terrains dans les sites. D'après ces données, les marnes étudiées présentent des teneurs en argiles très variables, de l'ordre de 20 % à minima et pouvant atteindre 80 % de la roche totale. Les teneurs en calcite sont variables, de 0 à 60 %. Le quartz est toujours abondant, pour un tiers des constituants environ. Les argiles sont représentées en majorité par des smectites, des interstratifiés illite-smectite ou des illites. Il faut rapprocher les deux sites [16] et [20] où les teneurs des constituants sont liées par les mêmes règles de proportionnalité.

Tableau 13 : Résultats des analyses minéralogiques réalisées sur les marnes.

n°	site	n	Ca (Do)	Qz	Ag	Il/Sm	Sm	Il	Ka	Ch
17	Costières	3	20-35	45-70	10-20		45-70	15-40	0-15	10-20
18	Pujaut	1	45	30	25			70		30
11	Ceyras	1	20 (20)	40	20		85	10		5
10	Las Planas	1	40	30	25		40	30		10
15	Marseille	7	5-23	14-45	47-78		52-90	7-41	0-9	0-8
20	Mont Sion	28	0-45	5-47	18-80		35-85	5-45	4-18	3-6
16	Arbus	25	0-62	16-72	20-50		45-85	9-37	8-35	
23	Thiais	2	65 (30)	10-50	20-25		55-70	30-40	0-5	
22	Tabellout	2	9-18	15-20	62-76	29-63		15-27	12-44	0-7
13	Terres Noires	9	10-45	15-25	32-70	72-87		4-14	0-11	9-18
14	Toarcien	9	13-45	15-25	32-70	5-20		30-70	20-63	5-20
19	Besançon	1	5-30	10-50	20-64	22-37		20-23	33-39	7-16

n : nombre d'analyses

roche totale : Qz quartz, Ca calcite (Do dolomie), Ag argiles

argiles : Sm smectite, Il illite, Il/Sm interstratifiés illite-smectite, Ka kaolinite, Cl chlorite

Parmi les terrains étudiés, une majorité se range dans la classe des marnes d'après la dénomination des sols fins calcaires (plus de 30 % de carbonate de calcium). Des faciès argileux sont parfois observés dans un ensemble marno-gréseux ([16], [20]). D'autres terrains se présentent comme des argilites ([14], [19]).

7. Essais de type mécanique des roches.

L'essai de compression uniaxiale offre un premier niveau d'accès à la caractérisation du comportement mécanique des marnes en matière de déformabilité et de résistance.

7.1 – Déformabilité.

Sols ou roches.

Les marnes possèdent des propriétés de déformabilité et de résistance très variées. Elles sont vues comme des roches pour les plus indurées ou comme des sols pour les plus tendres. L'essai de compression uniaxiale est adapté à la caractérisation de ces terrains, puisqu'il existe une procédure qui s'applique aux sols et une autre qui s'applique aux roches (normes NF P 94-077 AFNOR(1997) et NF P 94-420 AFNOR (2000)). Les marnes sont humides et sont saturées le plus souvent. Les essais de compression uniaxiale évoqués ici produisent des chargements rapides. Du point de vue des essais triaxiaux appliqués aux sols, ces essais sont de type UU (non consolidés non drainés).

Mesures locales des déformations.

Un autre aspect partagé avec les essais triaxiaux concerne la bonne adaptation des capteurs de mesure des déformations avec la raideur du sol. Dans les marnes raides comme dans les roches, les mesures des déformations doivent être réalisées au moyen d'une instrumentation locale des éprouvettes. Ici, cette condition est atteinte avec l'utilisation d'un extensomètre de précision ([13], [14], [15], [20]). Des chargements cycliques en compression uniaxiale sont effectués pour enregistrer les courbes contrainte axiale - déformation axiale (ϵ_a , σ_a). Les modules d'Young non drainés E_u , sécants ou tangents, sont déduits de ces courbes.

La [figure 4](#) donne des exemples de telles courbes pour des marnes raides carbonatées ([13], [14]) ou gréseuses ([20]). Les réponses dépendent nettement de la nature des terrains en montrant une perte de linéarité et une dégradation de la pente moyenne des boucles quand l'amplitude du chargement augmente, puis une forte hystérésis, qui est d'autant plus marquée que la marne est tendre (argileuse). Les modules d'Young sont identifiés comme des modules tangents au début des cycles de chargement ou pendant les déchargements, ou bien comme des modules sécants. Les modalités d'identification de ces modules sécants ou tangents doivent être spécifiées et indiquées sur les graphiques, car elles déterminent le résultat. Dans l'exemple, les modules d'Young représentent les pentes des droites indiqués sur les [figures 4a, 4b et 4c](#) (en gigapascals).

La [figure 4c](#) montre la courbe contrainte-déformation (ϵ_a , σ_a) mesurée en trois cycles sur une éprouvette de "Terres Noires" (éprouvette GSI10). Une hystérésis significative apparaît et s'amplifie à chaque cycle. Elle est accompagnée par une réduction progressive du module d'Young sécant, qui représente la pente moyenne des cycles (2,6, 2,2 et 1,8 GPa), puis par une accumulation graduelle d'une déformation axiale irréversible. Il n'y a pas de serrage. La concavité de la courbe (ϵ_a , σ_a), qui est dirigée vers le bas, ne change pas.

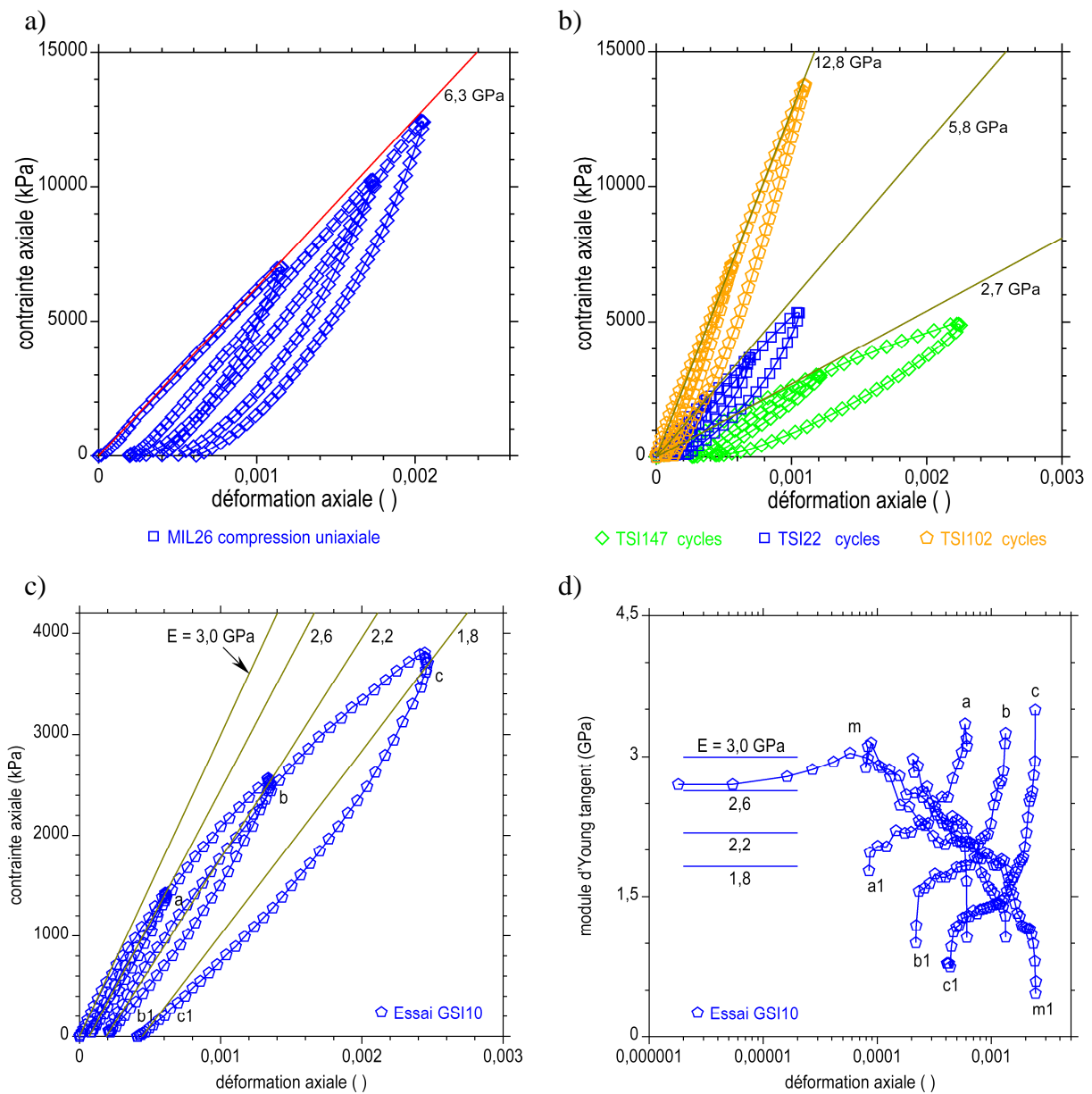


Figure 4 : Essais de compression uniaxiale. Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , σ_a). Cycles de chargement-déchargement. Mesure locale de la déformation axiale.

a) Site [14], Toarcien rocheux. Éprouvette MIL26.

b) Site [20], Mont Sion. Eprouvettes TSI147 (marne argileuse grumeleuse), TSI22 (marne gréseuse) et TSI102 (grès marneux).

c) Site [13], Terres Noires. Éprouvette GSI10.

d) Éprouvette GSI10, module d'Young fonction de la déformation axiale en échelles semi-logarithmiques ($\lg(\epsilon_a)$, E).

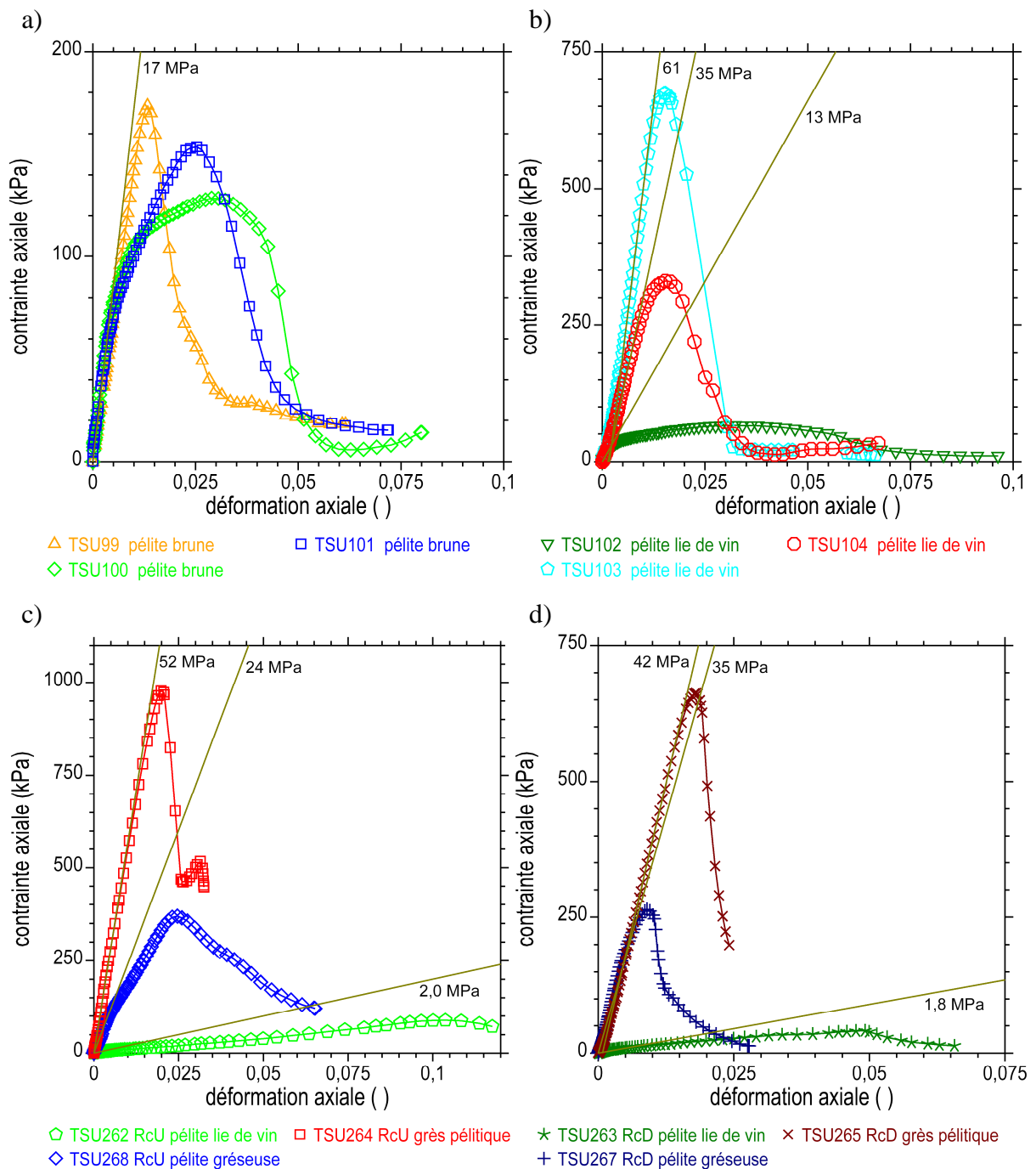


Figure 5 : Essais de compression uniaxiale. Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , σ_a). Cycles de chargement-déchargement. Mesure globale de la déformation axiale. Site [21], pélites et pélites gréseuses.

- Essais RcU, éprouvettes TSU99, 100 et 101, pélite brune.
- Essais RcU, éprouvettes TSU102, 103 et 104, pélite lie de vin.
- Essais RcU, éprouvettes TSU262, 264 et 268, pélite, pélite gréseuse et grès pélitiques.
- Essais RcD, éprouvettes TSU263, 265 et 267, pélite, pélite gréseuse et grès pélitiques.

Le graphique de la [figure 4d](#), en échelles semi-logarithmiques, montre le module d'Young tangent tiré de la courbe précédente ([figure 4c](#)) par dérivation directe. Les trois phases de déchargement sont représentées par les segments a-a1, b-b1 et c-c1. Chaque inversion du chargement a pour effet de restaurer le module tangent à sa valeur initiale de 3 GPa environ. Mais la courbe maîtresse m-m1, qui serait obtenue par un chargement monotone et le long de laquelle se développent les phases de chargement pendant les cycles, montre la dégradation progressive du module tangent de la marne avec l'accumulation des déformations irréversibles. Le module initial tangent et les modules sécants associés aux trois cycles sont les pentes des droites représentées sur la [figure 4c](#) (3,0, 2,6, 2,2 et 1,8 GPa). Enfin, d'après la [figure 4d](#), la marne conserverait son statut de matériau élastique jusqu'au niveau de déformation $\varepsilon_{ac} = 0,0001 = 0,01 \%$ (point m). L'essai n'est pas poussé à la rupture afin de préserver l'instrumentation locale.

Cas des sols.

Dans les terrains tendres ou tectonisés ou altérés, des techniques de type sol sont à mettre en œuvre pour mesurer les module de déformation. Les [figures 5a, 5b et 5c](#) donnent les exemples de plusieurs triplets d'éprouvettes pélitiques du site [21] testés en compression uniaxiale selon la procédure applicable aux sols et dénommée ici RcU (non drainé). Les essais sont réalisés à l'aide d'une presse triaxiale. L'éprouvette est placée à l'intérieur d'une cellule triaxiale et dans une membrane, sans confinement et sans drainage. La mesure du déplacement axial est globale (entre les têtes triaxiales). Le chargement monotone est réalisé jusqu'à la rupture à la vitesse $v = 2,5 \text{ mm/min}$, pendant une dizaine de minutes.

Chaque triplet d'éprouvettes provient d'un échantillon carotté profond. Les éprouvettes sont simplement débitées dans cet échantillon (diamètre 85 mm, élancement deux). Les terrains sont saturés. Les ruptures se produisent sur des pics. Il apparaît des réponses homogènes ([figure 5a](#), pélite brune) ou très hétérogènes ([figure 5b](#), pélite lie de vin) ou concordantes avec la nature du terrain ([figure 5c](#), pélite, pérites gréseuse, grès pélitique). Les modules d'Young non drainés E_u sont reportés sur les graphiques avec les droites dont ils sont les pentes (en mégapascals). Malgré l'hétérogénéité des réponses, ces modules se rangent dans une gamme qui se situe dans un rapport de 100 avec la gamme des modules mesurés sur les marnes indurées et présentés sur la [figure 4](#). Au-delà des cas particuliers qu'ils représentent, ces exemples donnent un aperçu de la variété et de l'étendue des propriétés de déformabilité des marnes.

Réponse drainée.

En vue d'établir un lien avec les essais triaxiaux de type sol, une variante de l'essai de compression uniaxiale consiste à effectuer un chargement lent drainé, monotone ou cyclique. Ces essais sont dénommés RcD (drainé). Ils viennent en complément des essais triaxiaux consolidés drainés (CD) et consolidés non drainés (CU) et visent à fournir des modules d'Young et des résistances quand de telles conditions de drainage s'appliquent. Le montage est identique au précédent, mais le drainage est rendu possible vers des plaques poreuses disposées en tête et en pied de l'éprouvette.

Un exemple comparatif est donné sur les [figures 5c](#) (essais RcU) et [5d](#) (essais RcD). Trois couples d'éprouvettes sont testés, issus d'échantillons carottés profonds (éprouvettes de diamètre 85 mm et d'élancement deux, simplement débitées). Le chargement monotone est réalisé jusqu'à la rupture à la vitesse $v = 5 \mu\text{m/min}$, pendant une vingtaine à une quarantaine d'heures. Les

courbes contrainte-déformation (ϵ_a , σ_a) sont placées en vis-à-vis et se présentent sous des allures comparables, qui sont fortement dépendantes de la nature des terrains et de leurs compacités. Mais, les échelles sont différentes. En condition drainée, les modules et les résistances sont plus faibles qu'en condition non drainée. Le [tableau 14](#) rassemble les résultats des six essais RcU et RcD (e_0 est l'indice des vides initial des pélites dans chacune des éprouvettes, $d\epsilon_a/dt$ est la vitesse de déformation).

Tableau 14 : Comparaison des propriétés mesurées avec des essais RcU et RcD dans l'exemple.

sol	nature	essais RcU					essais RcD				
		épr	e_0 ()	$d\epsilon_a/dt$ (/s)	E_u (MPa)	σ_c (kPa)	épr	e_0 ()	$d\epsilon_a/dt$ (/s)	E (MPa)	σ'_c (kPa)
1	pélite lie de vin	TSU262	0,223	$2,4 \cdot 10^{-4}$	2,0	87	TSU263	0,189	$4,6 \cdot 10^{-7}$	1,8	40
2	pélite gréseuse	TSU268	0,165	$2,4 \cdot 10^{-4}$	24	368	TSU267	0,157	$4,6 \cdot 10^{-7}$	35	262
3	grès pélitique	TSU264	0,102	$2,4 \cdot 10^{-4}$	57	975	TSU265	0,097	$4,6 \cdot 10^{-7}$	42	660

Anisotropie.

Les essais de compression uniaxiale réalisés sur des éprouvettes découpées dans différentes direction de l'espace fournissent des indications sur l'anisotropie mécanique des marnes. Toutefois, il est rare de disposer de forages carottés dans des directions conformes à la structure du massif et à partir de la surface [11], [13]. Les tunnels se prêtent mieux à de tels prélèvements [12]. Toutefois, il est toujours difficile d'aligner les directions de la foration avec les directions structurales du massif ce qui retreint le choix des angles de chargement dans la roche. Le prélèvement pas blocs présente un avantage à ce titre, puisque il rend plus aisé la sélection des directions de la foration au laboratoire [13].

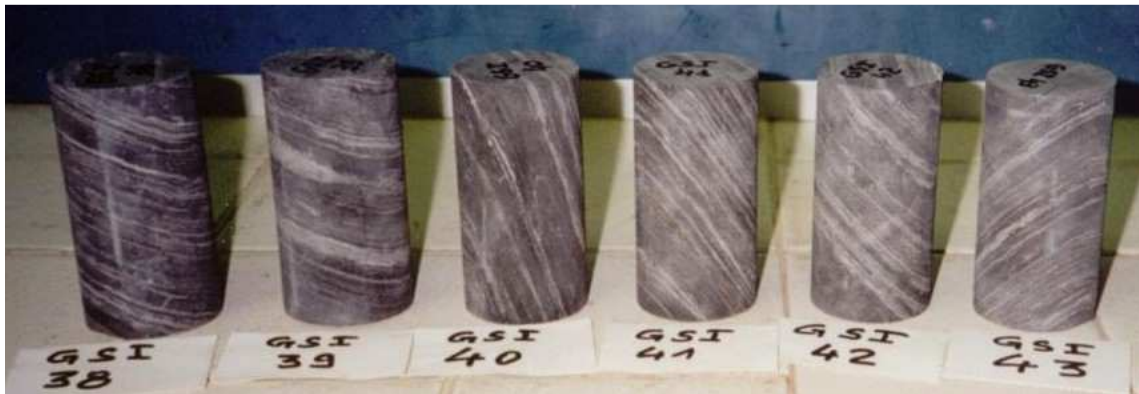


Figure 6 : Site [13], Terres Noires. Essais de compression uniaxiale réalisés sur des éprouvettes découpées dans différentes directions du litage. Diamètre 50 mm, élancement deux.

Des mesures des modules d'Young dans différentes directions d'un massif marneux ont été réalisées dans les sites [11], [12] et [13]. La [figure 6](#) en donne une illustration, avec des éprouvettes découpées dans plusieurs directions par rapport au litage des marnes indurées Terres Noires ([13]). Le rapport d'anisotropie E_h/E_v des modules "horizontaux" sur "verticaux" vaut 1,3 environ dans ce cas. Le litage, qui tient aux petites variations des teneurs en carbonate, produit une faible anisotropie élastique.

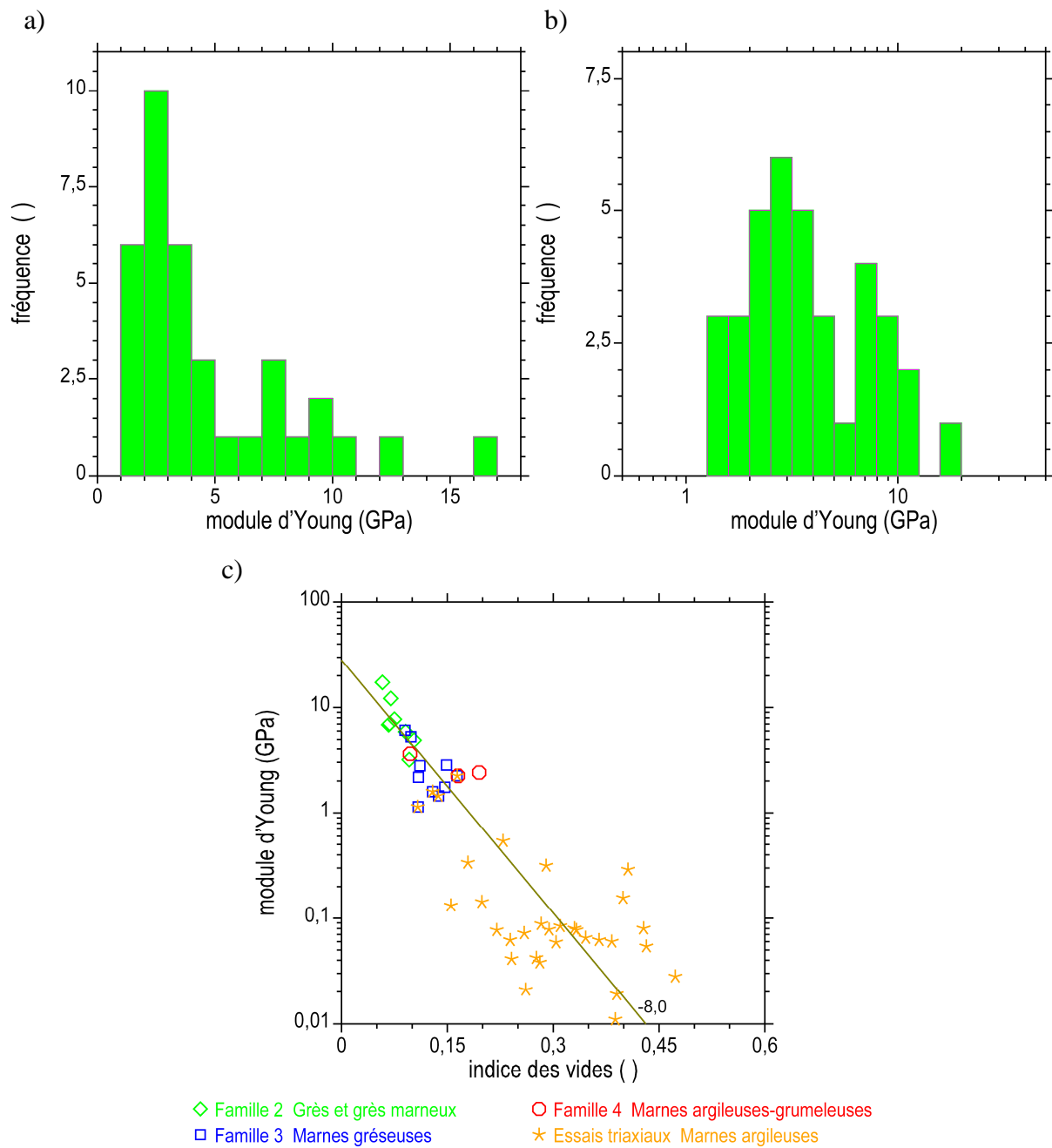


Figure 7 : Modules d'Young mesurés en compressions uniaxiales et triaxiales.
 a) Site [13], histogramme des modules en échelle linéaire.
 b) Idem, histogramme des modules en échelle logarithmique.
 c) Site [20], évolution des modules en fonction de l'indice des vides en échelles semi-logarithmiques.

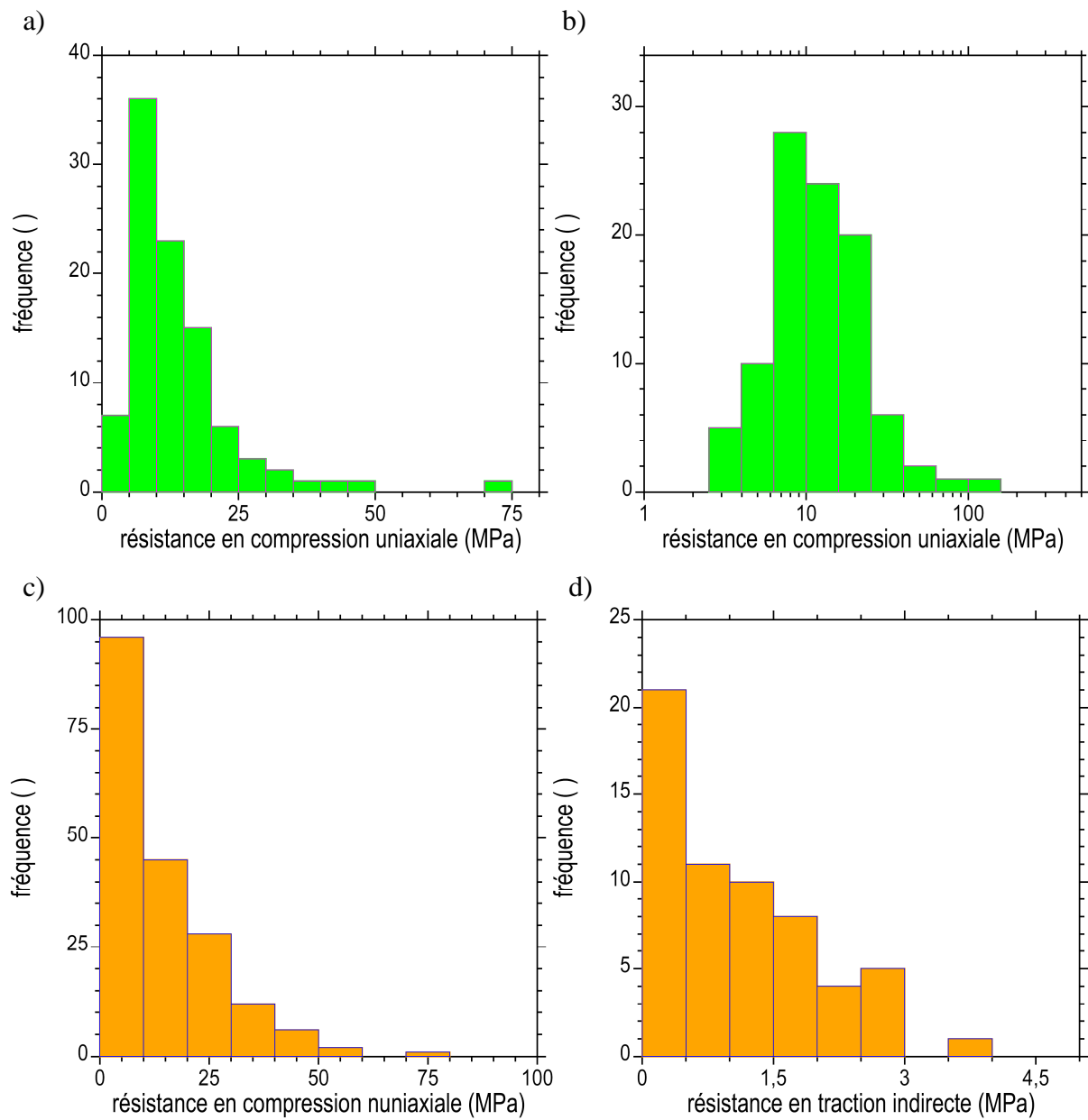


Figure 8 : Résistances en compression uniaxiale et résistance en traction indirecte.
 a) Site [13], histogramme des résistances σ_c en échelle linéaire.
 b) Idem, histogramme des résistances σ_c en échelle logarithmique.
 c) Site [20], histogramme des résistances σ_c en échelle linéaire.
 d) Idem, histogramme des résistances σ_{tb} en échelle linéaire.

Allure des distributions des modules.

Les figures 7a et 7b montrent les histogrammes des modules d'Young mesurés sur les marnes indurées des Terres Noires du site [13]. En échelle linéaire, figure 7a, la distribution est dissymétrique, bornée par valeur inférieure et ouverte vers les modules croissants. Cette distribution ne trouve pas tout à fait une allure log-normale en échelles logarithmiques, figure 7b. Cette forme de distribution semble assez courante dans les marnes, pour les prélèvements étudiés. Dans ce cas particulier du site [13], il apparaît que les modules d'Young dépendent, entre autres, de l'indice des vides de la marne, de sa teneur en carbonate et expriment un peu d'anisotropie élastique (figure 6). Les histogrammes des figures 7a et 7b combinent tous ces aspects du comportement des marnes indurées, aspects dont il est difficile de dissocier la contribution individuelle devant le faible nombre de données disponibles et la diversité des facteurs impliqués (36 mesures). Néanmoins, ces histogrammes donnent une image vraisemblable de la distribution des modules d'Young dans le massif marneux et de leur variabilité.

Evolution des modules avec l'indice des vides.

La figure 7c montre l'évolution des modules d'Young en fonction de l'indice des vides des marnes du site [20], en échelles semi-logarithmique. La dispersion est grande et le graphique associe des essais de compression uniaxiale et des essais triaxiaux. Les modules d'Young diminuent lorsque l'indice des vides augmente. La droite de pente -8, d'équation :

$$\lg(E) = -8 e + 1,45 \quad (E \text{ en GPa})$$

résume grossièrement cette évolution. Comme indiqué ci-dessus, l'indice des vides ne constitue qu'un facteur parmi d'autres dans la quantification de la raideur des marnes. Mais cette relation empirique s'avère porteuse d'une tendance générale. Cette relation s'observe aussi dans [16].

Compatibilité des méthodes.

Les mesures des modules d'Young effectuées en compression uniaxiale s'accordent aux mesures tirées des diverses techniques triaxiales ([13], [16], [17], [20], [21]). Cette compatibilité des méthodes permet de mettre en cohérence les mesures des propriétés mécaniques des marnes au laboratoire.

7.2 – Résistances.

Allure des distributions des résistances.

Les résistances des marnes sont mesurées en compression uniaxiale, en traction indirecte et, exceptionnellement, au moyen d'essais Franklin. La multiplication des mesures permet d'apprécier la dispersion de ces résistances et l'allure de leur distribution. Ces données fournissent les paramètres d'entrée dans les classifications des roches (AFTES, 2003).

Les figures 8a et 8b montrent les histogrammes des résistances en compression uniaxiale σ_c mesurées sur les marnes indurées des Terres Noires, site [13], en échelles linéaire et logarithmique respectivement. Les figures 8c et 8d montrent les histogrammes des résistances en compression uniaxiale σ_c et en traction indirecte σ_{tb} mesurées sur les terrains du site [20].

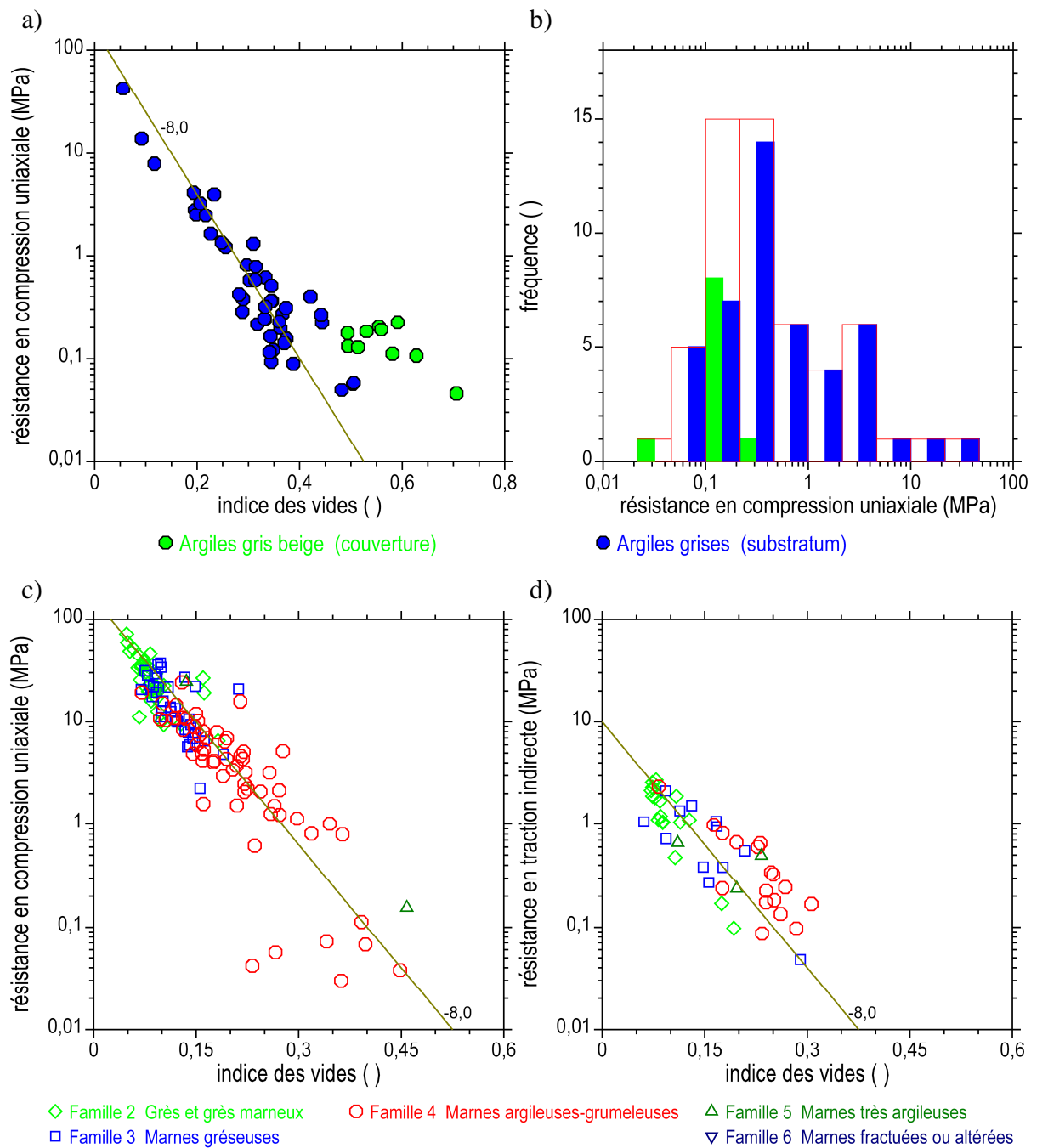


Figure 9 : Résistances en compression uniaxiale et résistance en traction indirecte.
 a) Site [03], évolution des résistances σ_c en fonction de l'indice des vides en échelles semi-logarithmiques.
 b) Idem histogramme des résistances σ_c en échelle logarithmique.
 c) Site [20], évolution des résistances σ_c en fonction de l'indice des vides en échelles semi-logarithmiques.
 d) Idem, évolution des résistances σ_{tb} en fonction de l'indice des vides en échelles semi-logarithmiques.

La [figure 9b](#) montre les histogrammes des résistances en compression uniaxiale σ_c mesurées sur les argilites qui forment de substratum dans le site [03] et sa couverture altérée, en échelles semi-logarithmiques. Tous ces histogrammes présentent une forte dissymétrie, d'allure exponentielle ou apparentée, ouverte vers les résistances croissantes. Ces distributions n'adoptent pas tout à fait une allure log-normale.

L'histogramme de la [figure 8c](#) rassemble 190 mesures de résistances σ_c qui sont attribuées à trois familles de terrains marno-gréseux du site [20] (familles 2 grès et grès marneux, 3 marnes gréseuses, 4 marnes argileuses, marnes grumeleuses). Cette allure exponentielle se retrouve pour chacune des familles de terrains prise individuellement, comme pour l'ensemble des données. Elle représente vraisemblablement la distribution des résistances dans l'ensemble du massif, avec une majorité de roches de faible résistance et une moindre quantité de roches résistantes. Mais cette distribution dépend en premier lieu de l'échantillonnage opéré par l'implantation des sondages dans le massif, la sélection des échantillons carottés dans les sondages et le choix des éprouvettes dans les échantillons. Il faut noter qu'une telle distribution laisse prévoir ponctuellement l'existence de roches encore plus résistantes, mais avec une faible probabilité.

Evolution des résistances avec l'indice des vides.

La tendance déjà évoquée sur la [figure 7](#) de l'évolution des modules d'Young avec la compacité de la marne se réaffirme avec les résistances. La [figure 9a](#) montre l'évolution des résistances σ_c en fonction de l'indice des vides en échelles semi-logarithmiques dans le site [03]. De même, les [figures 9c et 9d](#) montre l'évolution des résistances σ_c et σ_{tb} dans le site [20]. Les droites indiquées sur les [figures 9a et 9c](#) possèdent la même équation strictement (sites [03] et [20]) :

$$\lg(\sigma_c) = -8 e + 2,2$$

tandis que la relation $\lg(\sigma_{tb}) = -8 e + 1,0$ exprime l'évolution de la résistance en traction indirecte dans le site [20] sur la [figure 9d](#).

Cette tendance de décroissance avec une pente commune égale à -8 s'observe pour les modules dans [16] et [20] et pour les résistances dans [03], [12] et [20].

Essais Franklin.

Dans les terrains marneux schistosés ou très diaclasés à matrice indurée, le recours à des essais entre pointes (essais Franklin) peut être proposé quand le découpage des éprouvettes cylindriques s'avère impossible au laboratoire. Ces essais sont effectués sur des fragments indurés de forme parallélépipédique le plus souvent, en liaison avec le découpage naturel du terrain.

Un exemple est donné avec le site [22]. Les marnes indurées ont été prélevées par blocs, mais les tentatives de carottage d'éprouvettes cylindrique à l'intérieur de ces blocs ont conduit à leur destruction et l'impossibilité de réaliser des essais de compression uniaxiale et des essais brésiliens. En compensation, des essais Franklin ont été effectués sur les fragments indurés résiduels, soit au total, 202 essais sur des fragments tirés de sept blocs.

Les indices Franklin de résistance $I_{s,D}$ sont calculés à partir des mesures des dimensions des fragments et de l'effort de rupture. Ils sont convertis en indices équivalents de résistance pour un diamètre de 50 mm $I_{s,50}$.

La [figure 10](#) montre les histogrammes des indices $I_{s,50}$ en échelle linéaire et en échelle logarithmique. A nouveau, une distribution de forme exponentielle apparaît en échelle linéaire. La moyenne des indices $I_{s,50}$ vaut 0,75 MPa, pour un écart-type du même ordre de grandeur et égal à 0,60 ([figure 10a](#)). Le passage en échelle linéaire ne fait pas apparaître une distribution symétrique ([figure 10b](#)).

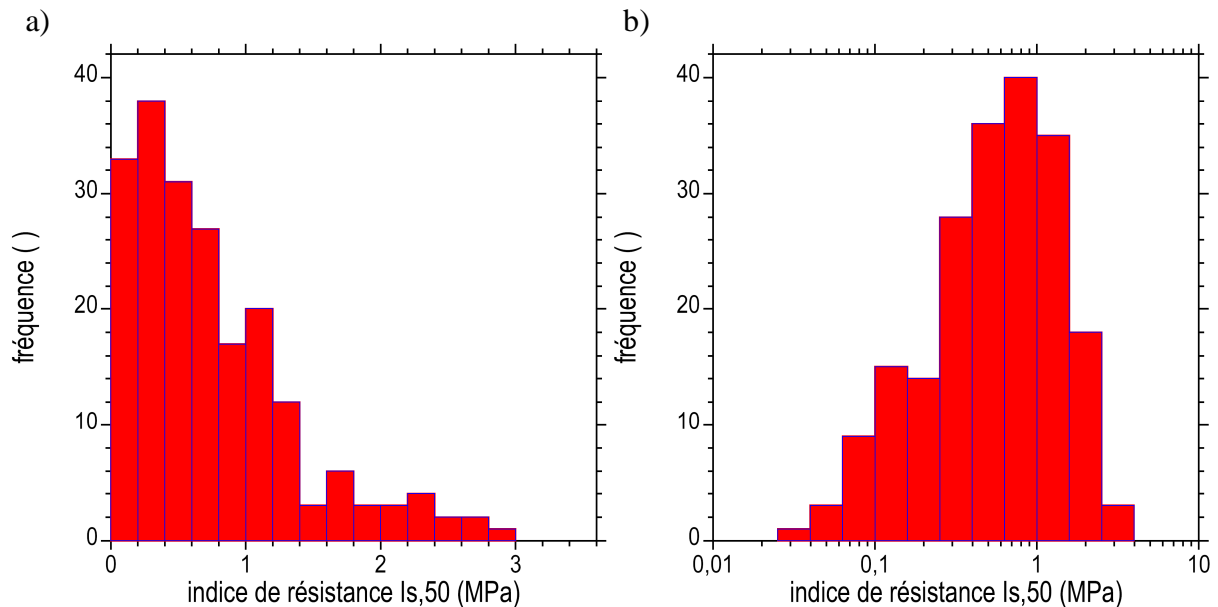


Figure 10 : Site [22]. Marnes indurées fracturées. Indices de résistances Franklin $I_{s,50}$.

a) Histogramme des indices $I_{s,50}$ en échelle linéaire.

b) Idem en échelle logarithmique.

7.3 – Applications pratiques.

La multiplication des essais de type mécanique des roches aboutit à des séries de mesures de déformabilité et de résistance des marnes qui permettent d'apprécier la dispersion de ces propriétés et l'allure de leur distribution. Des tendances se dessinent quant à la nature exponentielle des distributions, d'une part, et le lien des propriétés mécaniques avec la compacité des marnes, d'autre part. En pratique et malgré la dispersion des mesures qui est souvent observée, les nouveaux programmes expérimentaux doivent s'attacher à confirmer que ces tendances sont effectivement vérifiées. Devant le caractère quasi-systématique des distributions des résistances en forme d'exponentielle, les moyennes doivent être calculées en échelle logarithmique (ce qui a pour effet de réduire la moyenne par rapport à un calcul en échelle arithmétique). Dans l'exemple des [figures 8a et 8b](#), les moyennes arithmétique et logarithmique sont respectivement égales à 15,0 MPa et 11,7 MPa (97 mesures).

8. Déformabilité.

La mesure des propriétés de déformabilité au laboratoire constitue une part importante de la caractérisation des comportements mécaniques des marnes.

8.1 – Gammes des déformations triaxiales.

Cadre général.

Comme dans les sols et les roches, l'identification des propriétés de déformabilité des marnes impose que soient précisés les niveaux de déformation envisagés. Sauf en très petites déformations, les réponses des marnes homogènes ne sont pas strictement élastiques. Un domaine pseudo-élastique peut être défini où les déformations sont petites et quasi-réversibles, mais non linéaires et hystérétiques. Au-delà, les chargements génèrent de fortes déformations plastiques et la rupture.

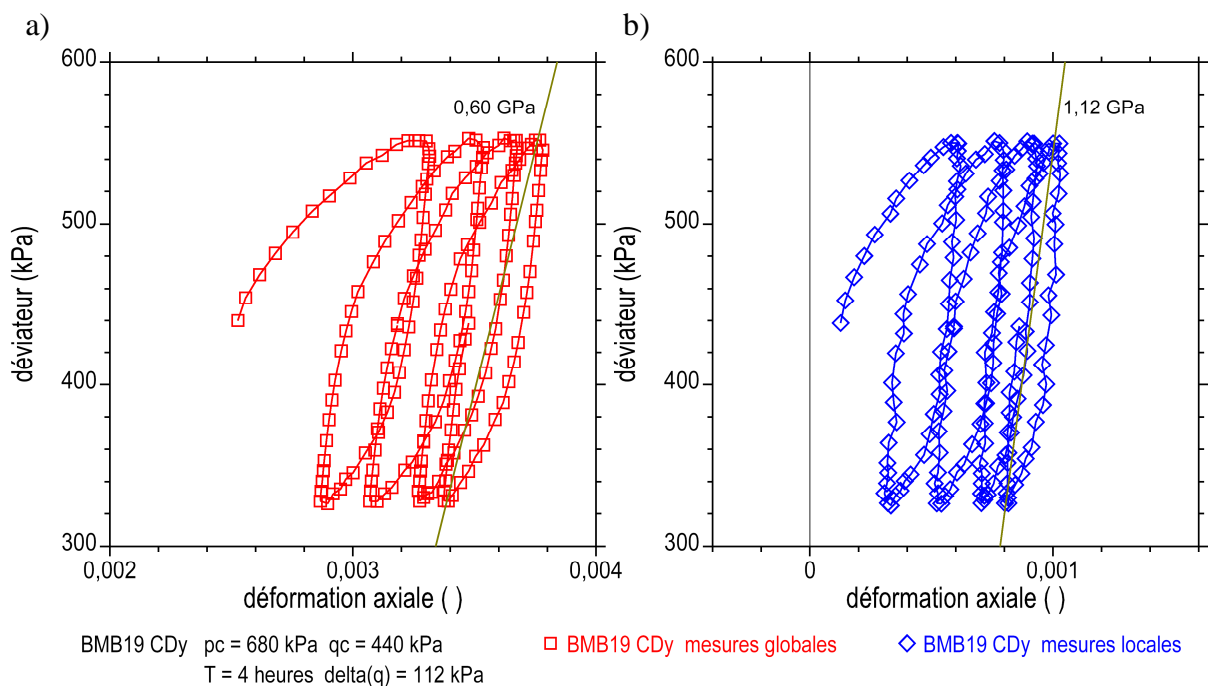


Figure 11 : Site [15]. Essai triaxial drainé CDy avec cycles de chargement-déchargement. Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , σ_a). Eprouvettes BMB19.
 a) Mesure globale de la déformation axiale.
 b) Mesure locale de la déformation axiale.

Comme observé en compression uniaxiale dans les marnes homogènes, les gammes des modules d'Young sont très étendues. Elles se comptent en mégapascals pour les plus tendres et en gigapascals pour les plus indurées. Dans la gamme médiane des déformations, les non linéarités et l'hystérésis produisent des modules tangents différents des modules sécants au cours des cycles de chargement-déchargement. Il convient donc d'adapter les moyens de mesures et les protocoles d'essais au terrain étudié, afin de pouvoir en identifier les propriétés de déformabilité du type souhaité (modules tangents, modules sécants, drainés, non drainés). Les exemples qui suivent montrent différentes ressources disponibles et leur application à la mesure de ces propriétés.

La [figure 11](#) donne l'exemple d'un essai triaxial où quatre cycles chargement-déchargement effectués en condition drainé (CDy) à partir d'un état de consolidation anisotrope ($p_c = 680$ kPa, $q_c = 440$ kPa) à vitesse lente (période des cycles $T = 4$ heures) et une amplitude $\Delta q = 112$ kPa (p pression moyenne effective, q déviateur, p_c pression moyenne effective de consolidation, q_c déviateur de consolidation). Cette marne de l'Oligocène du site [15] est compacte et saturée ($e = 0,27$, $S_r = 100$ %). L'éprouvette est instrumentée au moyen de capteurs pour une mesure locale de la déformation (diamètre $d_0 = 76$ mm, élanement deux). L'exploitation des cycles est double, en mesures globales et en mesures locales. Elle est restituée sous la forme de courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q) sur les [figures 11a et 11b](#) respectivement (ϵ_a déformation axiale). Les boucles tendent à se stabiliser (accommodation). Les modules d'Young sécants E^{sct} sont évalués au quatrième cycle, comme la pente moyenne de la boucle. Ils valent respectivement 0,60 GPa et 1,12 GPa et se trouvent ainsi dans un rapport de deux. Les cycles font apparaître une forte hystérésis. De ce fait, les modules d'Young tangents E^{tgt} , qui seraient pointés après l'inversion du sens du chargement, sont plus grands que les modules sécants.

Mesures ultrasonores dans l'essai triaxial.

Une technique d'identification des modules élastiques en très petites déformations se fonde sur la mesure des vitesses des ondes ultrasonores de compression V_p et de cisaillement V_s au travers d'une éprouvette de marne confinée à l'intérieur d'une cellule triaxiale.

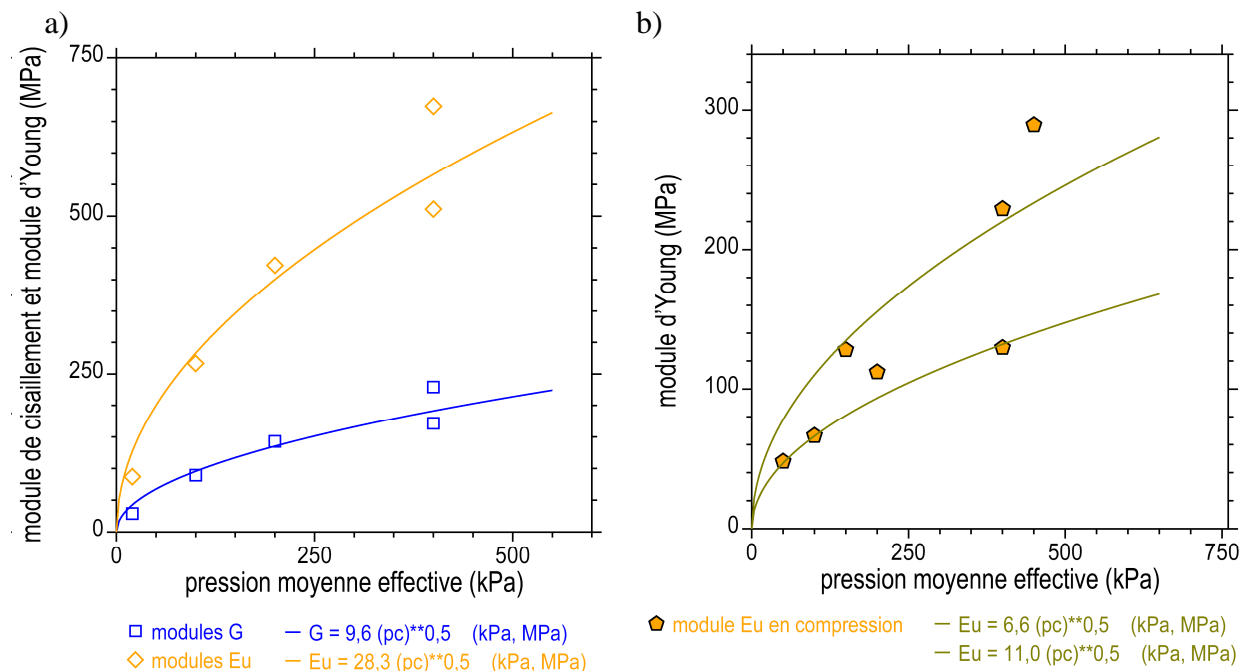


Figure 12 : Site [08]. Essais triaxiaux avec mesure des vitesses ultrasonores V_s et V_p . Modules fonction de la pression moyenne effective de consolidation p_c .
 a) Modules de cisaillement G et modules d'Young E_u estimés à partir des mesures des vitesses des ondes de compression et de cisaillement. Eprouvette LAU07.
 b) Modules d'Young non drainés tangents E_u mesurés à l'origine des courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q) pour sept éprouvettes.

L'éprouvette est consolidée sous une pression de consolidation effective p_c , ou anisotrope (p_c, q_c). Les vitesses V_s et V_p sont mesurées après la fin de la consolidation de la marne. Plusieurs paliers successifs sont enchaînés ensuite, pour obtenir les mesures des vitesses sous les différentes pressions. La [figure 12a](#) donne un exemple de mesures des modules élastiques réalisés sur une argile ocre-gris du site [08] (éprouvette LAU07). Les mesures des vitesses ont été réalisées après cinq paliers de consolidation sous des pressions effectives p_c comprises entre 20 et 400 kPa. En élasticité linéaire isotrope, le module de cisaillement G et le module d'Young E sont liés à V_s par la relation :

$$G = E / 2(1 + \nu) = \rho V_s^2$$

où ν est le coefficient de Poisson et ρ la masse volumique de la marne. En se plaçant en condition non drainée, le module d'Young non drainé E_u est évalué en admettant pour ν la valeur $\nu_u = 0,5$. Les modules G et E_u sont reportés en fonction de p_c sur la [figure 12a](#). Une loi en racine de p_c est admise pour représenter cette évolution, comme il est souvent observé. Les courbes présentées ont pour équations :

$$G = 9,6 (p_c)^{0,5} \quad E_u = 28,3 (p_c)^{0,5} \quad (\text{kPa et MPa})$$

Dans ce programme, site [08], les essais triaxiaux à chargement monotone ont été réalisés sur d'autres éprouvettes. Les modules non drainés initiaux tangents sont identifiés au début du chargement (mesure globale entre les têtes triaxiales). Les mesures sont reportées sur la [figure 12b](#). Une approximation en racine de p_c est admise à nouveau. La dispersion des mesures conduit à proposer un encadrement qui est défini par les deux expressions suivantes :

$$\begin{array}{lll} \min & E_u = 6,6 (p_c)^{0,5} & (p_c \text{ en kPa, } E_u \text{ en MPa}) \\ \max & E_u = 11,0 (p_c)^{0,5} & (p_c \text{ en kPa, } E_u \text{ en MPa}) \end{array}$$

Une valeur moyenne de cet encadrement est donnée par $E_u = 9 (p_c)^{0,5}$. Ainsi, les modules d'Young déduits des vitesses des ondes de compression et de cisaillement ([figure 12a](#)) sont environ trois fois plus grands que les modules d'Young mesurés au début du cisaillement triaxial ([figure 12b](#)). Les premiers sont associés à des niveaux de déformation l'ordre de 10^{-6} , alors que les modules "statiques" sont mesurés dans une gamme de déformation axiale de l'ordre de 10^{-4} .

Mesures locales des déformations dans l'essai triaxial.

La mesure locale des déformations s'obtient en disposant des capteurs de déplacement sur l'éprouvette à l'intérieur de la cellule triaxiale. Cet équipement s'apparente à l'extensomètre mis en œuvre pendant les essais de compression uniaxiale pour mesurer un module d'Young. Il élimine les jeux qui prennent naissance aux contacts de l'éprouvette avec l'embase et la tête triaxiale, entre lesquelles s'effectue la mesure globale de la déformation axiale (entre les plateaux sur une machine de compression). La déformation radiale locale est mesurée aussi, ce qui donne accès à une estimation de la variation de volume de l'éprouvette pendant toutes les phases de l'essai et dans les différents modes de chargements (monotones, cycliques, contrôlés, etc.).

Un exemple est donné sur la [figure 13](#). L'essai triaxial à haute pression porte sur une éprouvette de marne grise du site [12]. Après une phase de consolidation anisotrope sous les pressions effectives ($p_c = 1200$ kPa, $q_c = 450$ kPa), deux cycles sont effectués en condition drainée en 96 heures. La [figure 13a](#) montre la courbe contrainte-déformation (ϵ_a, q) enregistrée à partir des mesures locales de la déformation (ϵ_a déformation axiale, q déviateur).

Le déviateur atteint 4600 kPa en compression, puis -600 kPa en extension, sans provoquer la rupture de la marne. Un module d'Young tangent égal à 650 MPa est observé à mi-parcours pendant les deux phases de chargement (figure 13a).

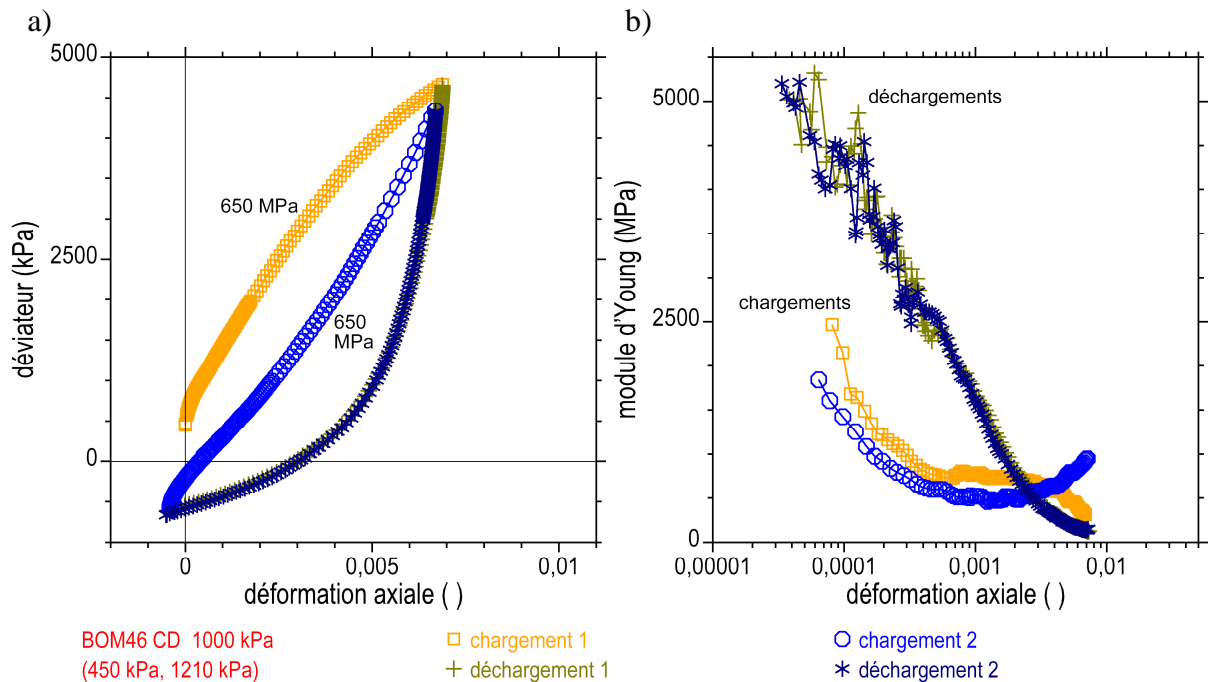


Figure 13 : Site [12]. Essai triaxial drainé cyclique. Eprouvette horizontale BOM46. Instrumentation locale des déformations.
 a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).
 b) Module d'Young tangent en fonction de la déformation axiale en échelles semi-logarithmiques ($\lg(\epsilon_a)$, E).

Les modules d'Young tangent sont calculés par dérivation des courbes (ϵ_a , q) pendant les deux cycles. Ils sont reportés sur la figure 13b en fonction de la déformation axiale en échelles semi-logarithmiques. Ici, la déformation est remise à zéro au début de chaque inversion du chargement et elle est comptée en valeur absolue. Ces courbes adoptent une allure typique qui décrit la décroissance progressive du module d'Young tangent avec l'accroissement de la déformation et qui va de pair avec la courbure des boucles (ϵ_a , q). Il apparaît aussi des modules de déchargement plus grands que les modules de chargement. D'après l'échelle des abscisses de la figure 13b, la gamme des déformations locales mesurées ainsi s'établit entre $5 \cdot 10^{-5}$ à 10^{-2} .

Un autre exemple d'identification des modules d'Young à partir des mesures locales de la déformation est donné sur la figure 14. La marne du Plaisancien du site [18] est consolidée sous différentes pressions isotropes effectives p_c égales à 100, 200 et 400 kPa, puis elle est soumise à des cycles lents de compression-extension en condition drainée. Les modules d'Young tangents sont identifiés à différents niveaux de déformation axiale (locale) sur les courbes (ϵ_a , q). La figure 14a reporte ces modules en fonction de la déformation en échelles semi-logarithmiques, en séparant les trois pressions de confinement. La figure 14b donne les modules en fonction de p_c , par niveau de déformation. Les modules de déchargement font l'objet d'une exploitation semblable. Les modules diminuent avec l'accroissement de la déformation. Ils augmentent avec la pression de confinement. Pendant les déchargements, les modules tangents sont plus de deux fois plus grands que pendant les chargements.

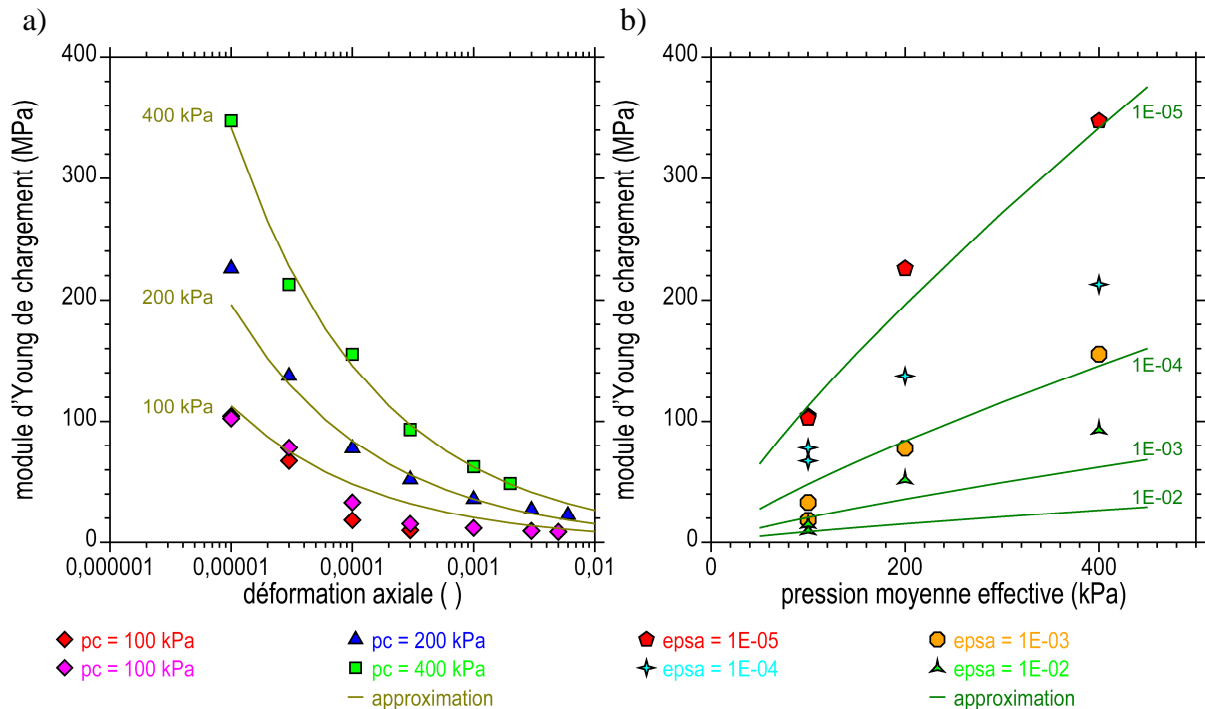


Figure 14 : Site [18]. Essai triaxial drainé CDy avec cycles de chargement-déchargement. Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , σ_a). Eprouvettes TGV79.
a) Mesure globale de la déformation axiale.
b) Mesure locale de la déformation axiale.

Les courbes représentées sur la [figure 14](#) en accompagnement les données expérimentales, sont calculées avec les relations suivantes qui expriment la dépendance du module d'Young E tangent avec la déformation axiale ϵ_a et avec la pression effective moyenne p_c pour les phases de chargement C et de déchargement D :

$$\begin{array}{ll} \text{C} & E = 40 p_c^{0,8} \epsilon_a^{-0,37} \\ \text{D} & E = 95 p_c^{0,8} \epsilon_a^{-0,37} \end{array}$$

où ϵ_a est sans dimension et p et E sont en kilopascals. Ces lois puissances multiplicatives possèdent les mêmes exposants. Seul le module de référence change en passant du simple au double (de 40 à 95 kPa) entre les chargements et les déchargements. Ces relations donnent une approximation du module d'Young E pour $\epsilon_a > 10^{-5}$. Mais elles ne peuvent pas décrire la forme en S de ce type de courbe qui est généralement observées pour des déformations plus petites.

Mesures globales des déformations dans l'essai triaxial.

Comme indiqué ci-dessus et dans la version courante de l'essai, les mesures globales de la déformation axiale s'effectuent entre l'embase et la tête triaxiale. La divergence entre les mesures globales et locales devient problématique dans les terrains raides, comme dans les roches. Dans les sols et les marnes tendres, la mesure globale reste acceptable et fournit des modules d'Young dans la gamme de 10^{-4} à 10^{-2} de déformation axiale, qui permet de répondre à la demande dans les applications pratiques pour les projets.

Un exemple est donné sur la [figure 15](#) à partir des argiles bariolées du site [05]. Les chargements cycliques drainés sont réalisés à partir de trois points de consolidation anisotrope définis dans le plan des contraintes effectives (p, q) par une contrainte verticale effective $\sigma'_v = 200$ kPa (droite de pente $-3/2$), en compression (point 1), isotrope (point 2) et en extension (point 3) ([figure 15b](#)). L'amplitude du déviateur cycliques est $\Delta q = 35$ kPa. Ces modalités visent à reproduire les conditions de chargement de l'ouvrage, sous contrainte verticale effective constante à partir de différents états initiaux du massif (états initiaux K_0). Ces chargements restent largement à l'intérieur du domaine pseudo-élastique de l'argile.

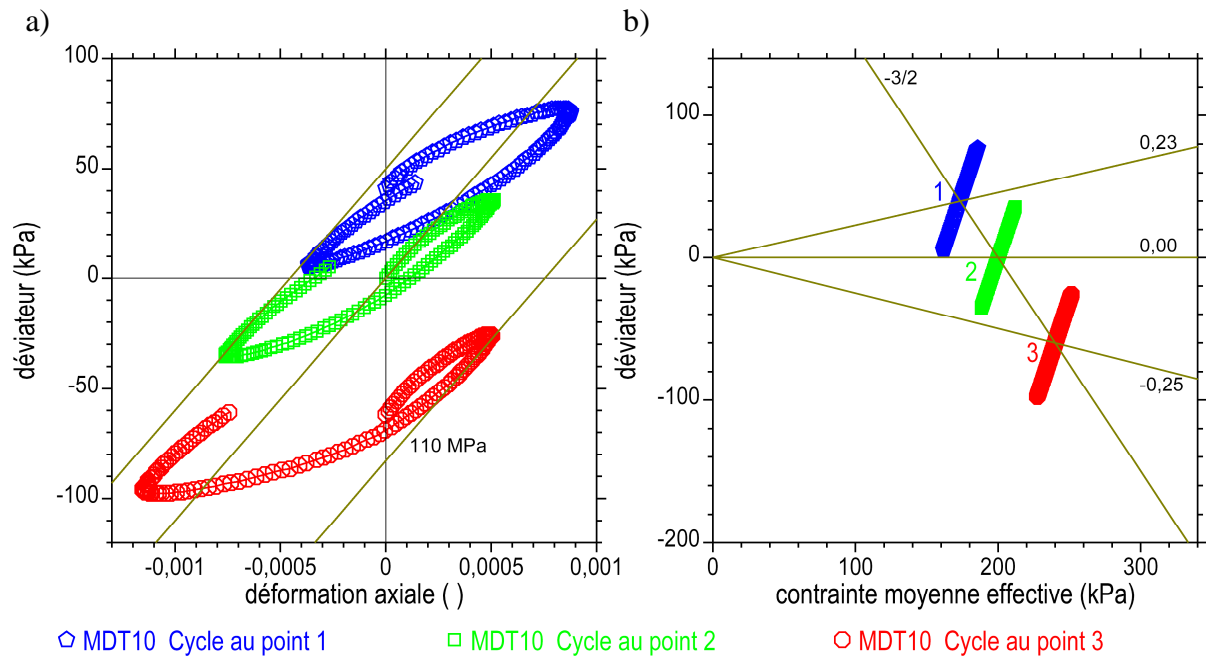


Figure 15 : Site [05]. Essais triaxiaux cycliques drainés. Phases de chargement cyclique, après consolidations anisotropes. Séquence 1, 2 et 3. Eprouvette MDT10.
 a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q).
 b) Chemins des contraintes effectives (p, q).

Les courbes contraintes-déformation (ϵ_a, q) de la [figure 15](#) font apparaître des déformations irréversibles plus fortes et des boucles qui s'ouvrent progressivement en gagnant dans la direction des extensions. De ce fait, les modules d'Young sécant changent d'un état initial à l'autre, en englobant des déformations irréversibles plus ou moins grandes. Néanmoins, les boucles ouvertes sont encadrées par des droites parallèles dont la pente $E = 110$ MPa représente le module d'Young tangent aux inversions de la direction du chargement pour un niveau de déformation de l'ordre de 10^{-4} (une graduation de l'axe des abscisses). Contrairement aux modules sécants, ce module tangent s'avère indépendamment de l'état initial de consolidation anisotrope. De plus, le rapport entre ces modules dépend de l'état des contraintes.

8.2 – Chargements dans l'essai triaxial.

Les exemples précédents ont déjà montré différents modes de chargements, monotones ou cycliques. Tous ont été réalisés en condition drainée en vue de mesurer des modules d'Young. Mais d'autres modes de chargement sont possibles.

Pression de consolidation.

Les figures 12, 14b et 15 montrent que les modules d'Young dépendent de la pression de consolidation isotrope effective p_c , voire du déviateur de consolidation anisotrope q_c . Ce point a été examiné sur la quasi-totalité des terrains provenant des différents sites étudiés au laboratoire. Avec leur dépendance en niveaux de déformation, les modules élastiques des marnes dépendent aussi de la pression effective moyenne p . Un exemple est donné sur la figure 16 pour les marnes raides du site [10] qui ont été testés à haute pression (p_c de 0,3 à 12 MPa).

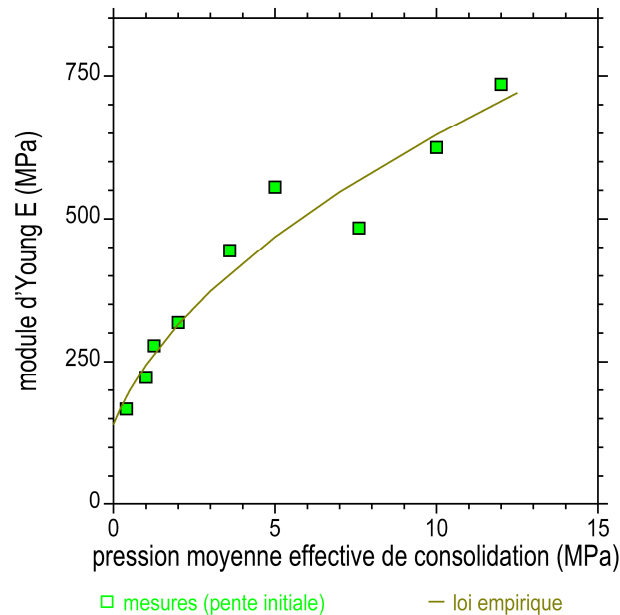


Figure 16 : Site [10]. Essais triaxiaux CD HP. Modules d'Young drainés de compression. en fonction de la pression moyenne effective de consolidation p_c .

Les modules d'Young sont compris entre 167 et 735 MPa. Globalement, ils augmentent avec la pression moyenne effective de consolidation p_c . Une loi en racine de p_c peut être adoptée en première approximation pour représenter cet accroissement, sous la forme :

$$E = 200 (p_c + 0,486)^{0,5} \quad (\text{en MPa})$$

Cette loi empirique est souvent admise sous cette forme ou des formes proches.

Chargements triaxiaux cycliques.

L'intérêt des chargements triaxiaux cycliques, comme des compressions uniaxiales cycliques, a été démontré ci-dessus à l'aide des quelques exemples (figures 4, 11, 13, 15). Ils rendent possible l'identification de modules d'Young sécants ou tangents. Les chargements monotones peuvent être valorisés aussi dans ce sens, sans oublier de préciser la gamme de déformation concernée.

Chargements triaxiaux en étoiles.

Les chargements triaxiaux cycliques évoqués ci-dessus sont réalisés à pression de confinement constante, en compression ($\Delta q > 0$) ou en extension ($\Delta q < 0$).

Un prolongement possible de ces chargements consiste à faire varier simultanément la pression effective moyenne p et le déviateur q . Une machine triaxiale asservie doit être mise en œuvre à cette fin. Dans son principe, l'essai consiste à consolider une éprouvette en différents points de consolidation anisotrope (p_c, q_c), puis effectuer des petits cycles autour de chacun de ces points, dans différentes directions du plan des contraintes effectives (p, q). Les branches de l'étoile sont définies par le rapport de cisaillement $\Delta q/\Delta p$ et elles sont parcourues à l'aller et au retour (chargement, déchargement).

Des exemples sont indiqués plus bas. Un premier exemple est donné sur la [figure 17](#).

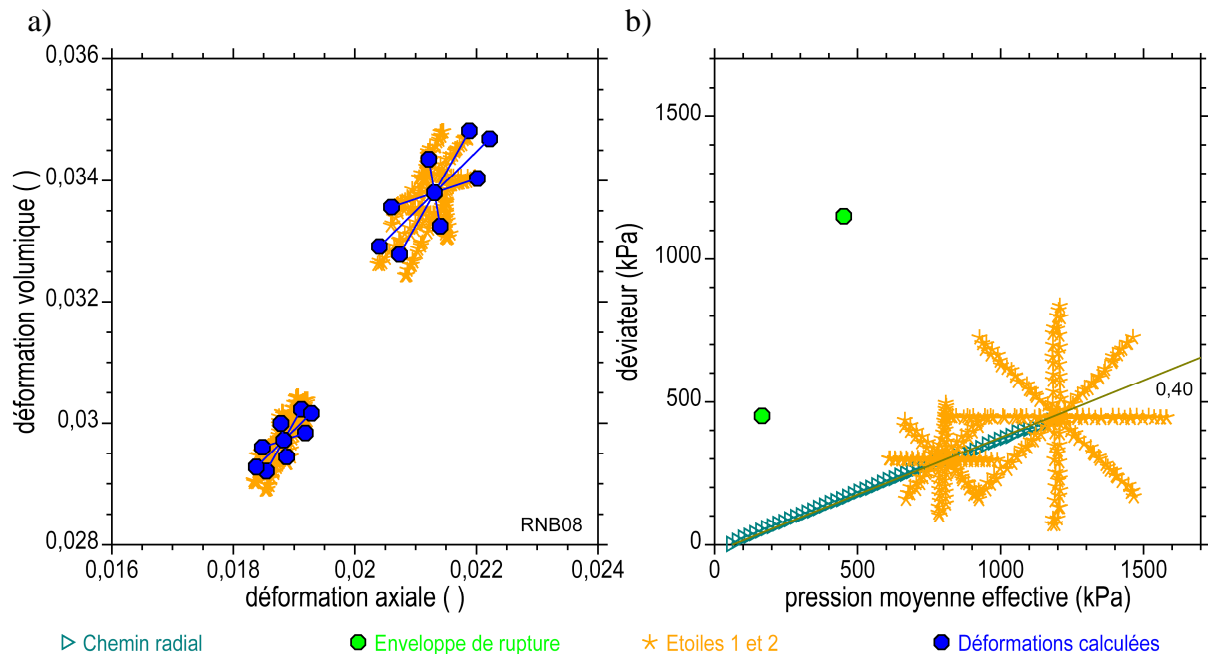


Figure 17 : Essais triaxiaux drainés en étoile. Marne silteuse compacte.

- Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q).
- Chemins des contraintes effectives (p, q).

La marne testée est silteuse et compacte. Un essai triaxial standard préliminaire fournit l'enveloppe de rupture à basse pression de la marne. Sur l'éprouvette BNB08 (indice des vides $e_0 = 0,46$; degré de saturation $S_{r,0} = 96\%$), un chargement radial lent drainé est effectué en deux étapes le long de la droite de pente $\eta = 0,40$ dans le plan des contraintes effectives (p, q), pour atteindre les points de consolidation anisotrope ($p_c = 800$ kPa, $q_c = 300$ kPa) et ($p_c = 1200$ kPa, $q_c = 450$ kPa) ([figure 7b](#)). En ces deux points, les chargements contrôlés drainés sont effectués en 48 heures le long d'une étoile à huit branches, avec des amplitudes $\Delta q = 200$ kPa et $\Delta q = 400$ kPa. Les chemins des déformations (ϵ_a, ϵ_v) enregistrés pendant les cycles sont reportés sur la [figure 17a](#) (ϵ_a déformation axiale, ϵ_v déformation volumique, mesures globales).

L'essai est exploité en admettant que la marne est élastique et orthotrope de révolution (ou isotrope transverse), une forme d'anisotrope caractérisée par un axe de symétrie où le nombre des composantes indépendantes de la matrice d'élasticité se réduit à 5. En pratique, seuls trois paramètres peuvent être identifiés à partir d'une éprouvette triaxiale dont l'axe coïncide avec l'axe d'isotrope transverse, comme ici.

Ainsi :

$$E_v = 445 \text{ MPa} \quad E_h = 940 \text{ MPa} \quad \nu_{hh} = ?? \quad \nu_{vh} = 0,18 \quad G_{vh} = ??$$

où E_v et E_h sont des modules d'Young, ν_{hh} et ν_{vh} des coefficients de Poisson et G_{vh} le module de cisaillement. Le coefficient $\nu_{hh} = 0,1$ est adopté ensuite pour calculer la réponse de l'éprouvette, dans laquelle le module G_{vh} n'intervient pas. Cette réponse est présentée en bleu dans le plan des déformations (ε_a , ε_v) de la [figure 17a](#). Le rapport d'anisotropie $n = E_h/E_v$ vaut $n = 2,1$ ici, indiquant une faible anisotropie.

Condition drainée CU ou non drainée CD.

Les essais triaxiaux donnés en exemple jusqu'ici sont consolidés drainés (CD). L'échange d'eau interstitielle avec l'extérieur du sol est assuré pendant les chargements (circuits de drainage ouverts). La pression interstitielle u ne change pas. Pendant les essais triaxiaux consolidés non drainés (CU) ou non consolidés non drainés (UU), le drainage de la marne n'est pas rendu possible. Une pression interstitielle est générée. Elle est mesurée dans les essais CU, à condition que le chargement soit suffisamment lent pour garantir une bonne homogénéité du champ de pression interstitielle dans l'éprouvette. L'essai peut être exploité en contraintes effectives alors.

Le module de cisaillement G et le module d'Young E sont liés par la relation déjà évoquée plus haut à propos des vitesses ultrasoniques, $G = E / 2(1 + \nu)$ où ν est le coefficient de Poisson. Le module de cisaillement est insensible aux conditions de drainage en principe et les variations de volume en conditions non drainées peuvent être considérées comme nulles en première approximation. Un coefficient de Poisson $\nu_u = 0,5$ est associé au module d'Young non drainé E_u , qui, en éliminant G dans la relation précédente, est lié à E par :

$$E_u = 3 E / 2(1 + \nu)$$

Pour $\nu = 0,2$ par exemple, le rapport $E_u/E = 1,25$. Ce rapport va de 1 à 1,5. Le module E_u est supérieur au module E , ce qui s'observe généralement si la dispersion des mesures n'est pas trop grande ([01], [16], [19]).

8.3 – Étoiles.

Les chargements en étoile sont contrôlés en contraintes pour parcourir des segments de directions différentes autour d'un point de l'espace des contraintes triaxiales. Un exemple a été présenté plus haut pour une application à la mesure des propriétés d'anisotropie élastique d'une marne ([figure 17](#)). D'autres applications ont été recherchées, visant à mesurer des propriétés élastiques isotropes ([06]) ou anisotropes ([12]), mais aussi la mesure des coefficients de pression interstitielle à partir de chargements drainés et non drainés, sites [05], [09] et [16].

Propriétés élastiques isotropes.

Les étoiles sont effectuées en différents points de consolidation anisotrope (p_c , q_c). Elles sont formées par quatre branches qui sont parcourues à pression moyenne effective constante et à déviateur constant en condition drainée. L'interprétation de l'essai est réalisée en élasticité isotrope. La procédure a été appliquée aux argiles raides du site [06].

Les équations de l'élasticité utilisées dans ce cas mettent en jeu les composantes isotropes et déviatoires :

$$\begin{aligned}\Delta p &= (1/3) E_i \Delta \varepsilon_v \\ \Delta q &= (3/2) E_d \Delta \varepsilon_d\end{aligned}$$

où p est la pression moyenne effective, q le déviateur, $\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r$ la déformation volumique, $\varepsilon_d = 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r) / 3$ la déformation déviatoire, ε_a la déformation axiale, ε_r la déformation radiale, $E_i = E / (1-2\nu) = 3 K$ le module isotrope, $E_d = E / (1+\nu) = 2 G$ le module déviatoire, E le module d'Young, ν le coefficient de Poisson, K le module de compression, G le module de cisaillement.

Il ressort des essais que les modules d'Young augmentent avec la pression moyenne de consolidation p_c . Les modules identifiés à partir des mesures locales de la déformation sont deux à trois fois plus grands que les modules identifiés à partir des mesures globales. Il apparaît des coefficients de Poisson supérieurs à 0,3 et plus grands que les coefficients mesurés au moyen d'autres types de chargements triaxiaux appliqués sur les argiles raides.

Propriétés élastiques anisotropes.

La procédure des chargements drainés en étoile a été mise en œuvre sur les marnes grises du site [12] en vue de mesurer les propriétés élastiques de ces terrains en orthotropie de révolution. Deux éprouvettes ont été testées, l'éprouvette verticale BOM47 d'axe perpendiculaire au plan de litage de la marne et l'éprouvette horizontale BOM48 d'axe parallèle au plan de litage. Le chargement drainé s'effectue le long d'une étoile à huit branches d'amplitudes égales à 30 ou 50 kPa. L'exploitation de l'essai BOM47 aboutit aux paramètres élastiques suivants, en supposant que le coefficient ν_{hh} est égal à $\nu_{hh} = 0,1$:

$$E_v = 3350 \text{ MPa} \quad E_h = 8550 \text{ MPa} \quad \nu_{hh} = 0,1 \quad \nu_{vh} = 0,23$$

soit $n = E_h/E_v = 2,5$. L'imprécision des mesures locales des déformations ε_a et ε_v rend difficile le pointage des incréments des déformations $\Delta \varepsilon_a$ et $\Delta \varepsilon_v$ le long des branches des étoiles. L'éprouvette horizontale s'avère plus raide que l'éprouvette verticale, ce qui rend l'essai non exploitable. Les paramètres de l'éprouvette verticale lui sont appliqués, en tenant compte de la direction différente du chargement par rapport aux axes d'anisotropie de la marne dans ce cas. Les tendances exprimées par les mesures sont confirmées par le calcul.

Etoiles drainées et non drainées.

Les essais de chargements drainés et non drainés en étoiles sont destinés à mesurer les propriétés de déformabilité d'une marne en un point de consolidation anisotrope (p_c, q_c) de son domaine pseudo-élastique et mesurer simultanément les coefficients de pression interstitielle A et B de Skempton (1954). Ces derniers sont égaux à $A = 1/3$ et $B = 1$ dans un matériau élastique isotrope et saturé. Le coefficient B dépend de la raideur relative du squelette poreux par rapport à celle de l'eau. Il passe en dessous de l'unité dans les matériaux raides. Le coefficient A s'écarte de $1/3$ en présence de déformations plastiques.

Il est apparu intéressant de mesurer simultanément le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν et les coefficients A et B d'une marne au moyen de chargements en étoile. La marne est supposée élastique isotrope. Les branches de l'étoile, qui sont décrites dans différentes directions

de l'espace des contraintes, activent les modules élastiques associés à chacune de ces directions (modules isotrope, déviatoire, oedométrique, etc.). En s'appuyant sur plusieurs directions de chargement autour du point (p_c, q_c) , l'identification du couple (E, ν) se trouve améliorée. Comme examiné dans les exemples précédents, le parcours de l'étoile en condition drainée (D) permet d'aboutir à E et ν . Le parcours d'une étoile en condition non drainée (U) s'impose pour identifier A et B .

La procédure proposée consiste alors à parcourir deux étoiles identiques définies en contraintes totales dans le plan (p_T, q_T) (p_T pression moyenne totale, q_T déviateur) autour du point de consolidation anisotrope (p_c, q_c) du plan des contraintes effectives (p, q) . La première étoile est non drainée (U), la seconde drainée (D). Les amplitudes sont petites. Les déformations sont enregistrées au cours des deux étoiles. La pression interstitielle u est enregistrée au cours de l'étoile non drainée en vue d'une exploitation en contraintes effectives. L'identification des paramètres suppose que les propriétés de la marne ne sont pas affectées par ces deux chargements contrôlés successifs. Une matrice de rigidité est assemblée, qui relie les incréments de contraintes et les incréments de déformations le long des branches U et D des étoiles, en séparant les composantes isotropes et déviatoires. La procédure a été mise en œuvre dans les sites [05] [09] et [16].

Le long d'une branche drainée (D), les incréments de contraintes Δp_D et Δq_D constituent la sollicitation et les incréments de déformations $\Delta \varepsilon_{vD}$ et $\Delta \varepsilon_{dD}$ constituent la réponse. Les deux relations suivantes relient ces variables en élasticité :

$$\begin{aligned} (1/K) \Delta p_D + (1/D) \Delta q_D &= \Delta \varepsilon_{vD} \\ (1/D) \Delta p_D + (1/3G) \Delta q_D &= \Delta \varepsilon_{dD} \end{aligned}$$

où K est le module de compressibilité, G le module de cisaillement et D un module croisé qui traduit l'anisotropie du sol. $1/D = 0$ dans un sol isotrope. Les déformations isotropes et déviatoires y sont indépendantes. De même, le long d'une branche non drainée (U), les incréments des contraintes totales Δp_{TU} et Δq_{TU} constituent la sollicitation et les incréments de déformations $\Delta \varepsilon_{aU}$ et l'incrément de pression interstitielle Δu_U constituent la réponse. L'incrément de déformation volumique est supposé nul, $\Delta \varepsilon_{dU} = 0$, d'où $\Delta \varepsilon_{aU} = \Delta \varepsilon_{dU}$. Les équations ci-dessus deviennent :

$$\begin{aligned} (1/K) \Delta p_U + (1/D) \Delta q_U + (1/M) \Delta u_U &= 0 \\ (1/D) \Delta p_U + (1/3G) \Delta q_U + (1/N) \Delta u_U &= \Delta \varepsilon_{aU} \end{aligned}$$

où M et N sont deux modules supplémentaires, qui contrôlent la pression interstitielle en fonction des sollicitations isotropes et déviatoires. Ces deux équations et les deux précédentes forment un système linéaire à cinq inconnues, qui reste indéterminé le long de chacune des branches des étoiles D et U considérée simultanément.

Il est possible de rendre ce système surdéterminé en multipliant le nombre de branches de l'étoile. Avec quatre branches ici, le nombre d'équations passe à seize, pour cinq inconnues. La solution d'un tel système surdéterminé peut être obtenue par un calcul numérique au sens des moindres carrés. Les modules recherchés sont évalués ensuite à partir de la solution avec un calcul d'incertitude associé. Mais, en pratique, il s'est avéré nécessaire de séparer les chargements et les déchargements le long des branches de l'étoile, malgré la faible amplitude des sollicitations. Le problème aboutit alors à chercher la solution de deux systèmes de huit équations à cinq inconnues. Le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν est les coefficients de Skempton A et B sont calculés à partir des modules K et G pendant les chargements puis les déchargements.

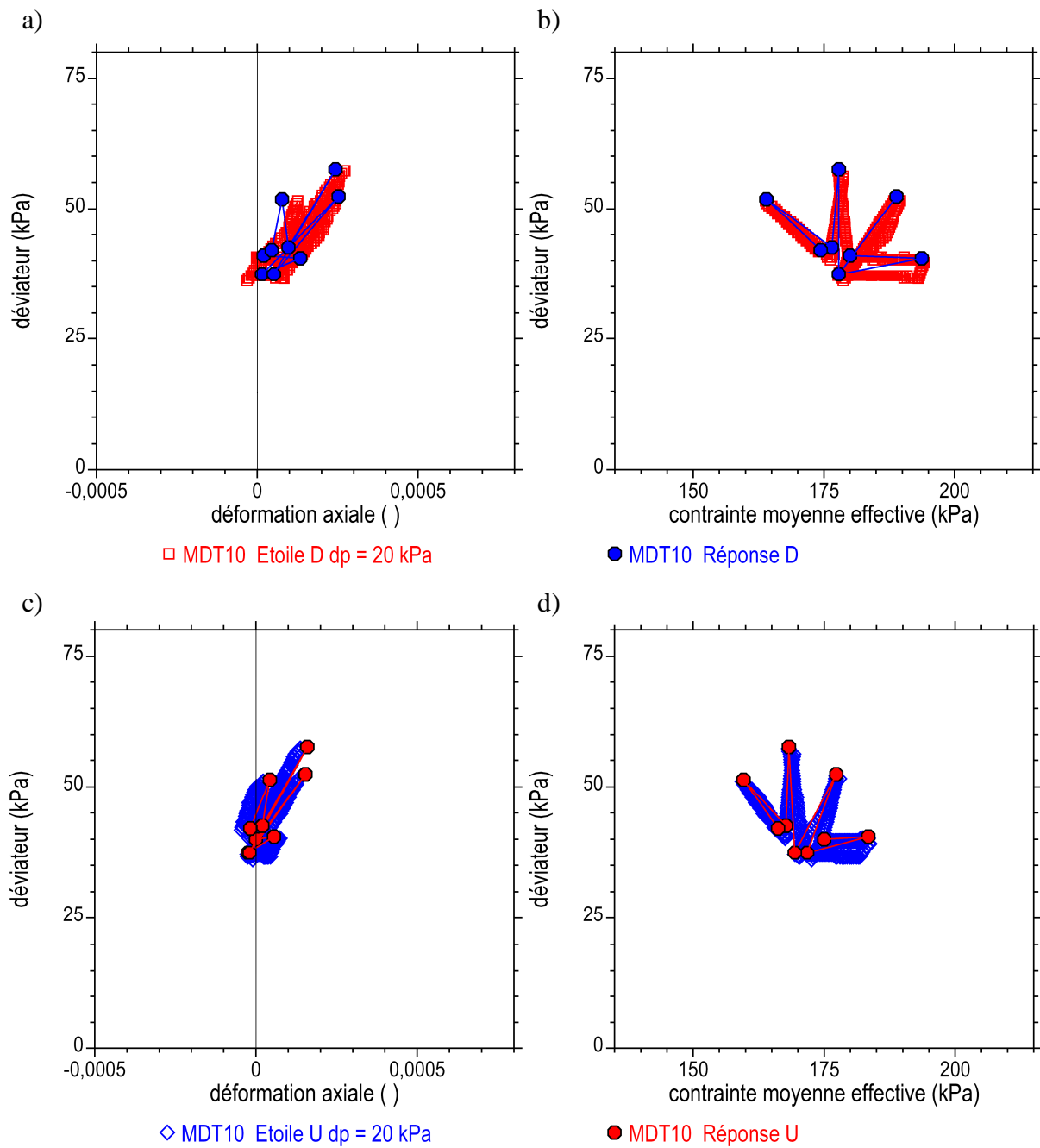


Figure 18 : Site [05]. Essai triaxial à chargement drainé et non drainé en étoile (U&D). Consolidation anisotrope ($p_c = 175$ kPa, $q_c = 40$ kPa). Amplitude $\Delta p = 20$ kPa.
a) Etoile drainée (D). Courbe contrainte-déformation (ϵ_a, q).
b) Idem. Chemin des contraintes effectives (p, q).
c) Etoile non drainée (U). Courbe contrainte-déformation (ϵ_a, q).
d) Idem. Chemin des contraintes effectives (p, q).

La [figure 18](#) montre une partie des courbes enregistrées pendant un essai triaxial en étoile qui a été réalisé sur l'argile beige et gris du site [05]. L'éprouvette MDT10 est saturée ($e_0 = 0,50$, $S_{r0} = 99 \%$). Elle est consolidée sous l'état de contraintes anisotrope ($p_c = 175$ kPa, $q_c = 40$ kPa). Les cycles ont une amplitude $\Delta p = 20$ kPa. Les mesures des déformations sont globales. Les [figures 18a et 18b](#) montrent la courbe contrainte-déformation (ϵ_a, q) et le chemin des contraintes effectives (p, q) décrits pendant l'étoile drainée (en rouge), puis la réponse calculée (en bleu). Les [figures 18c et 18d](#) montrent la courbe contrainte-déformation (ϵ_a, q) et le chemin des contraintes effectives (p, q) décrits pendant l'étoile non drainée (en bleu), puis la réponse calculée (en rouge). En théorie, le chemin des contraintes effectives enregistré pendant l'étoile non drainée devrait être représenté par un segment vertical dans le plan (p, q) de la [figure 18d](#), les variations de la pression interstitielle Δu compensant exactement les variations de la pression moyenne totale Δp_T (d'où $\Delta p = \Delta p_T - \Delta u = 0$). Il n'en est rien, en lien avec l'hypothèse de nullité des variations de volume non drainées, avec des conséquences sur l'identification des paramètres A et B.

Tableau 15 : Essai triaxial en étoile. Eprouvette MDT10, site [05]. Paramètres estimés.

éprouvette		K (MPa)	G (MPa)	E (MPa)	ν ()	D (MPa)	M (MPa)	N (MPa)	B ()	A ()
MDT10	c	43	35	83	0,18	3635	-44	183	0,51	0,36
	d	173	38	105	0,40	804	-73	689	0,30	0,64

c chargement d déchargement

Le [tableau 15](#) indique les paramètres estimés K, G, D, M et N pendant les chargements (c) et les déchargements (d) le long des branches des deux étoiles, puis les paramètres qui en sont déduits E, ν , A et B. Avec les résultats de deux autres essais, il apparaît des modules d'Young compris entre 80 et 100 MPa pour les chargements et compris entre 100 et 140 MPa pour les déchargements. Ces modules sont comparables à ceux qui ont été déduits des essais triaxiaux cycliques drainés réalisés sur ces terrains ([figure 15](#)). De même, les coefficients de Poisson mesurés pendant les chargements s'accordent aux coefficients mesurés pendant les cycles drainés. Ce n'est pas le cas des déchargements, avec des coefficients de Poisson très supérieurs. De même, les coefficients A des chargements se situent autour de 1/3, ce qui est attendu en principe. Ce n'est pas le cas en déchargement. Enfin, les coefficients B s'écartent largement de l'unité, spécialement en déchargement. Ils ne s'accordent pas aux mesures de ces coefficients obtenues pendant les paliers de saturation. Pourtant l'argile est saturée.

8.4 – Autres paramètres élastiques.

Le coefficient de Poisson peut être identifié au moyen des techniques présentées ci-dessus. Plus simplement, il peut être évalué au début des chargements drainés en compression (essais triaxiaux consolidés drainés CD) à partir de la pente μ des chemins de déformation (ϵ_a, ϵ_v) :

$$\mu = 1 - 2 \nu \quad \nu = (1 - \mu)/2$$

où ϵ_a est la déformation axiale et ϵ_v la déformation volumique. Cette mesure va de pair avec celle du module d'Young drainé E dans la même plage de déformation axiale au début du chargement (voir plus haut). En général, ces mesures aboutissent à des valeurs faibles de ν , autour de 0,15 à 0,25 et invariables avec la pression de consolidation effective p_c .

Les modules élastiques isotropes, de compressibilité, de cisaillement, etc. sont déduits du couple (E, ν) et réciproquement. Ils peuvent être identifiés sur les courbes contrainte-déformation enregistrées pendant des cycles de chargements dans des directions appropriées du plan des contraintes triaxiales. Tel est le cas d'un chargement isotrope par exemple pour obtenir le module isotrope E_i ou le module de compressibilité K (ε_v déformation volumique) :

$$\Delta q = 0 \quad E_i/3 = K = \Delta p / \Delta \varepsilon_v \quad E_i = 3K = E/(1 - 2\nu)$$

ou d'un chargement déviatoire pour obtenir le module déviatoire E_d ou le module de cisaillement G (ε_d déformation déviatoire) :

$$\Delta p = 0 \quad (3/2) E_d = 3G = \Delta q / \Delta \varepsilon_d \quad E_d = 2G = E/(1 + \nu)$$

Le module oedométrique s'obtient à l'oedomètre par un chargement drainé à déformation radiale nulle $\varepsilon_r = 0$ (ε_a déformation axiale, σ'_a contrainte axiale effective) :

$$\Delta \varepsilon_r = 0 \quad E_{\text{oed}} = \Delta \sigma'_a / \Delta \varepsilon_a \quad E_{\text{oed}} = (1 - \nu) E / (1 + \nu)/(1 - 2\nu)$$

Le coefficient de compressibilité $C_c = \Delta e / \Delta \lg(\sigma'_a)$ est lié à E_{oed} par $E_{\text{oed}} = 2,3 (1 + e_0) \sigma'_a / C_c$.

8.5 – Facteurs influents. Applications pratique.

Le [tableau 16](#) indique les conditions de mesures et les principaux facteurs qui influencent les propriétés de déformabilité des marnes.

Tableau 16 : Conditions de mesures et facteurs influençant les propriétés de déformabilité.

<i>méthodes et conditions d'essais</i>		<i>sites</i>	
instrumentation globale ou locale		[06] [12] [15]	
paramètres sécants ou tangents		[05] [15]	
direction du chargement : chargement ou déchargement		[05] [06] [09] [16] [18]	
direction du chargement : extension ou compression		[05] [07]	
consolidation, drainage : type CD, CU ou UU		[01] [09] [16] [17]	
<i>facteurs</i>		<i>loi empirique</i>	<i>sites</i>
p_c	pression de consolidation effective	loi racine	la majorité des sites
		loi puissance	[04] [18]
e_0	compacité (indice des vides)	$\lg(E) = -8 e_0 + b$	[13] [16] [20]
β	direction par rapport à la structure	anisotropie	[11] [12]
ε	niveau de déformation	plage de 10^{-6} à 10^{-2}	[08] [15] [18]
		loi en G_{max}	[12] [16] [18]

Le choix des conditions d'essais, des méthodes de mesure et d'interprétation des essais dépend des objectifs visés par le programme expérimental. Des écarts du simple au double ou triple et plus s'observent sur les modules de déformation suivant ce choix. Ces conditions doivent être exprimées formellement. Souvent, ces écarts dépassent de loin l'effet de l'anisotropie ou celui des conditions de drainage (D/U). L'identification d'un module ne peut être détachée de la gamme des déformations et de la gamme des contraintes associées à la mesure, à défaut de vérifier une des lois empiriques en usage en niveaux de déformation (loi en G_{max}) et en racine de la pression p_c .

9. Chargements isotropes.

Les paliers de consolidation isotrope s'imposent en phase préliminaire des essais triaxiaux standards. Ils laissent ouverte la possibilité d'exploiter les temps de consolidation ou de procéder à d'autres types de mesures telles que les vitesses des ondes ultrasonores ou la perméabilité. L'état de contraintes peut être anisotrope. D'autres procédures préconisent un chargement continu, isotrope ou anisotrope. Dans tous les cas, les mesures des variations de volumes renseignent sur la compressibilité de la marne.

9.1 – Temps de consolidation. Perméabilité.

Estimation indirecte de la perméabilité.

L'essai triaxial standard commence par un palier de consolidation isotrope sous la pression de consolidation effective p_c . La variation de volume ε_v de la marne est enregistrée à partir du volume d'eau interstitielle drainée par les deux extrémités de l'éprouvette. La représentation de ε_v en fonction du logarithme du temps permet de pointer le temps de fin de consolidation primaire t_{100} et la déformation volumique associée ε_{vc} . Ces deux paramètres sont en lien avec l'indice des vides initial e_0 de la marne et la pression effective p_c .

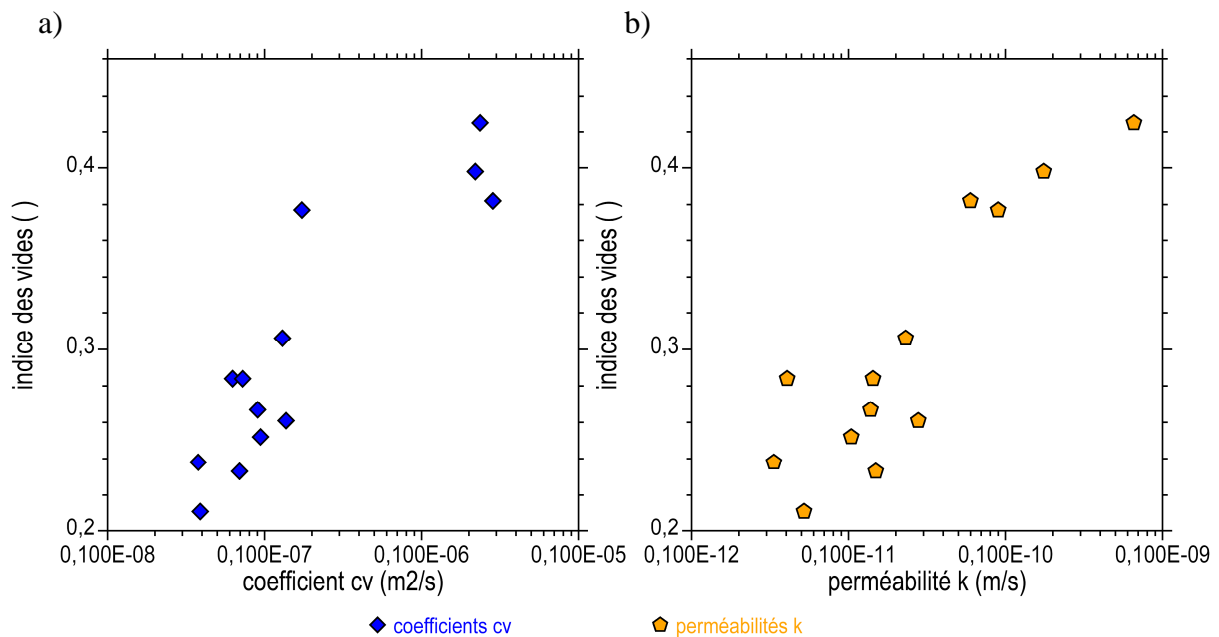


Figure 19 : Site [19]. Coefficients de consolidation isotrope et perméabilités des marnes gris-noir en fonction de l'indice des vides après consolidation.

a) Coefficients de consolidation isotrope.

b) Perméabilités.

Les phases de consolidation isotrope sont mises à profit pour évaluer un coefficient de consolidation c_v , puis une perméabilité k des marnes. Le coefficient de consolidation verticale c_v est déduit du temps t_{100} au moyen de la relation :

$$c_v = \pi h_0^2 / 16 t_{100}$$

pour une éprouvette de hauteur initiale h_0 drainée à ses deux extrémités (pas de drainage radial).

La perméabilité k peut être estimée ensuite à partir de la relation de l'élasticité linéaire :

$$k = \gamma_w c_v / E_{\text{oed}}$$

où E_{oed} est le module oedométrique $E_{\text{oed}} = (1 - \nu) E / (1 + \nu)(1 - 2\nu)$, E est le module d'Young, ν le coefficient de Poisson et γ_w le poids volumique de l'eau. Les paramètres élastiques E et ν sont tirés du début des phases de cisaillement triaxiales. En l'absence de mesure, une valeur par défaut peut être attribuée à ν ($\nu = 0,2$ par exemple). Le module oedométrique peut être estimé aussi à partir du coefficient de compressibilité C_c mesuré au moyen d'un essai oedométrique.

La [figure 19](#) donne des exemples de mesures du coefficient c_v à partir des paliers de consolidation isotrope dans le site [19]. Elles sont reportées en fonction de l'indice des vides après consolidation $e_c = e_0 - \Delta e_c$, où Δe_c représente la variation de l'indice des vides pendant le palier ([figure 19a](#)) ($\Delta e_c = (1 + e_0) \varepsilon_{vc}$). Les perméabilités k déduites de c_v sont représentées ensuite en fonction de e_c ([figure 19b](#)). Le coefficient c_v et la perméabilité k diminuent quand e_c diminue. Les marnes plus compactes sont moins perméables. Cette tendance est générale.

Les temps de consolidation t_{100} sont pointés sur les courbes de consolidation ($\lg(t)$, ε_v), qui sont recueillies en grand nombre. L'estimation de c_v , et éventuellement celle de k , donnent un moyen de valoriser les courbes de consolidations triaxiales. Voir les sites [01], [04], [08], [14], [15], [16], [17], [18] et [19].

Mesure directe de la perméabilité.

La perméabilité d'une marne tendre peu compacte saturée peut être mesurée directement pendant un essai triaxial. L'éprouvette est consolidée sous la pression de consolidation isotrope p_c . Puis une circulation d'eau est établie entre le pied et la tête de l'éprouvette sous l'effet d'un gradient hydraulique qui est maintenu constant. La méthode consiste à mesurer simultanément le volume d'eau entrant en pied et le volume d'eau sortant en tête en fonction du temps. Pour s'assurer de la qualité de l'essai, ces deux volumes doivent croître linéairement dans le temps et demeurer égaux en valeur absolue. Le débit de l'écoulement, qui se déduit de ce régime permanent, permet de calculer la perméabilité. Cette perméabilité est en lien avec à l'indice des vides initial e_0 de la marne et la pression effective p_c . Le gradient hydraulique doit rester faible. Un maximum égal à 20 est admis. De fait, cette phase d'essai de prolonge souvent pendant plusieurs dizaines d'heures. Un exemple est donné dans le site [16], qui aboutit à une perméabilité $k = 2,2 \cdot 10^{-10}$ m/s au bout d'une soixantaine d'heures.

Loi empirique donnant la perméabilité.

Une expression empirique donnant la perméabilité en fonction des propriétés physiques d'un sol a été obtenue d'après la synthèse des résultats de nombreux essais oedométriques classiques réalisés sur des sols. Cette expression met en liaison la perméabilité k avec l'indice des vides du sol, sa granulométrie et son argilosité. Elle a été établie pour des perméabilités majoritairement supérieures à 10^{-9} m/s et elle s'exprime par :

$$k_{\text{empi}} = 1,59 \cdot 10^{-8} (C_2)^{-0,5} (e / e_L)^4 \quad (C_2 \text{ en } \%, e \text{ et } e_L \text{ sans dimension})$$

où C_2 est la teneur en particules de diamètres inférieurs à $2 \mu\text{m}$ (en %), e l'indice des vides et e_L l'indice des vides du sol saturé à sa limite de liquidité w_L , c'est à dire $e_L = G_s w_L / 100$ (w_L dans son unité de teneur en eau en % et G_s la densité des grains solides $G_s \approx 2,7$).

L'application de cette relation empirique a été mise en œuvre sur les marnes ou les argiles des sites [01], [04] ou [08]. La relation empirique surestime les perméabilités pour les mesures inférieures à 10^{-9} m/s. L'écart est d'autant plus grand que la perméabilité mesurée est faible dans la gamme qui va de 10^{-12} à 10^{-10} m/s. Cette relation ne s'applique pas aux marnes.

Ordres de grandeur de la perméabilité des marnes.

Les perméabilités rassemblées dans cette analyse sont essentiellement d'origine indirecte. Elles ont été évaluées à partir des temps de consolidation mesurés pendant les phases préliminaires des essais triaxiaux réalisés dans neuf sites. Dans beaucoup de cas, les données présentent une forte dispersion, avec des perméabilités min et max dans un rapport de deux ordres de grandeur. Dans l'ensemble, les perméabilités sont comprises entre 10^{-12} et 10^{-8} m/s. Elles augmentent avec l'indice des vides e . Elles diminuent avec la teneur en particules de diamètres inférieurs à $2 \mu\text{m}$ C_2 et la limite de liquidité w_L . En moyenne, elles sont plus grandes dans les marnes d'âges récents, qui sont les moins compactes.

9.2 – Compressibilité.

Paliers de consolidation.

La compressibilité traduit la réduction du volume d'un sol sous l'effet d'un chargement oedométrique et plus généralement sous l'effet d'un chargement à tendance isotrope. Les paliers de consolidation préliminaires de l'essai triaxial renseignent sur la compressibilité du sol en fournissant la déformation volumique ϵ_{vc} après la fin de la consolidation primaire sous la pression effective p_c . Quand l'instrumentation mise en œuvre le permet, la déformation axiale ϵ_a et la déformation volumique ϵ_v sont enregistrées simultanément en fonction du temps. La déformation axiale de consolidation ϵ_{ac} accompagne alors la variation de volume ϵ_{vc} .

Les variations de volume ϵ_{vc} sont représentées en fonction des pressions de consolidation p_c , en associant toutes les éprouvettes testées. Les figures 20a et 21a en donnent des exemples pour les sites [07] et [14]. Les échelles sont linéaires ou semi-logarithmiques. Chaque point représente une courbe de consolidation enregistrée sur une éprouvette (pentagone ou losange). Malgré la dispersion, une courbe se dessine qui traduit la compressibilité de la marne. D'autres exemples sont donnés dans les sites [01], [09], [14], [15], [16], [17], [18] et [20]. Le coefficient de compressibilité isotrope représente la pente des courbes ($\lg(p_c), e$) en échelles semi-logarithmique, ou, ce qui revient au même la pente des courbes ($\lg(p_c), \epsilon_{vc}$) :

$$C_{ci} = -\Delta e / \Delta \lg(p_c) \quad C'_{ci} = \Delta \epsilon_{vc} / \Delta \lg(p_c) = C_c / (1 + e_0)$$

où e est l'indices des vides et e_0 l'indice des vides initial. Les coefficients de compressibilité dans le domaine pseudo-élastique sont notés C_s et C'_s .

Les déformations axiales de consolidation ϵ_{ac} sont enregistrées pour les éprouvettes triaxiales qui sont testées sur les machines disposant de ce moyen de mesure. Il est possible alors de représenter les déformations ϵ_{ac} en fonction de la déformation volumique ϵ_{vc} , comme le montrent les exemples des figures 20b et 21b. Dans la majorité des cas, les points expérimentaux ($\epsilon_{ac}, \epsilon_{vc}$) s'alignent sur une droite de pente 3 qui indique l'isotropie de la marne. En effet, dans un champ de déformation isotrope d'une éprouvette triaxiale, $\epsilon_a = \epsilon_v / 3$, ce qui se vérifie dans ces deux exemples.

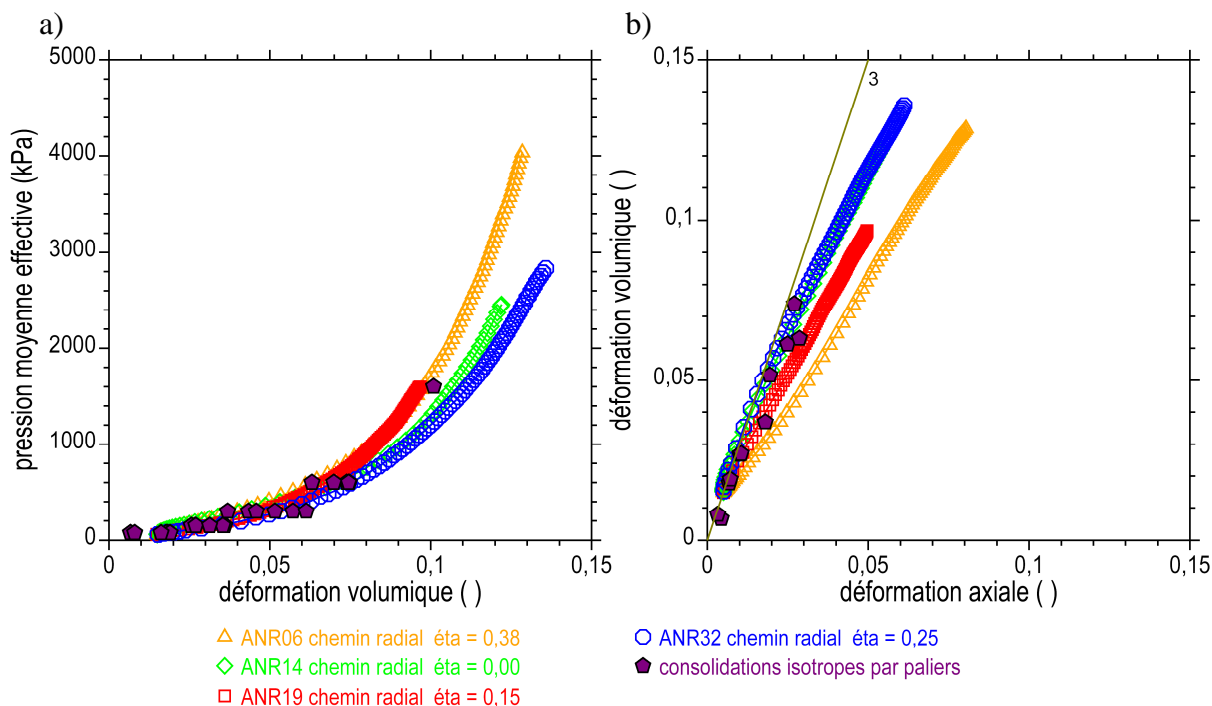


Figure 20 : Site [07]. Essais triaxiaux de consolidation par paliers et essais à chemins des contraintes contrôlés radiaux. Argiles grises compactes.
 a) Pression moyenne effective en fonction de la déformation volumique (ε_v, p).
 b) Chemins des déformations (ε_a, ε_v).

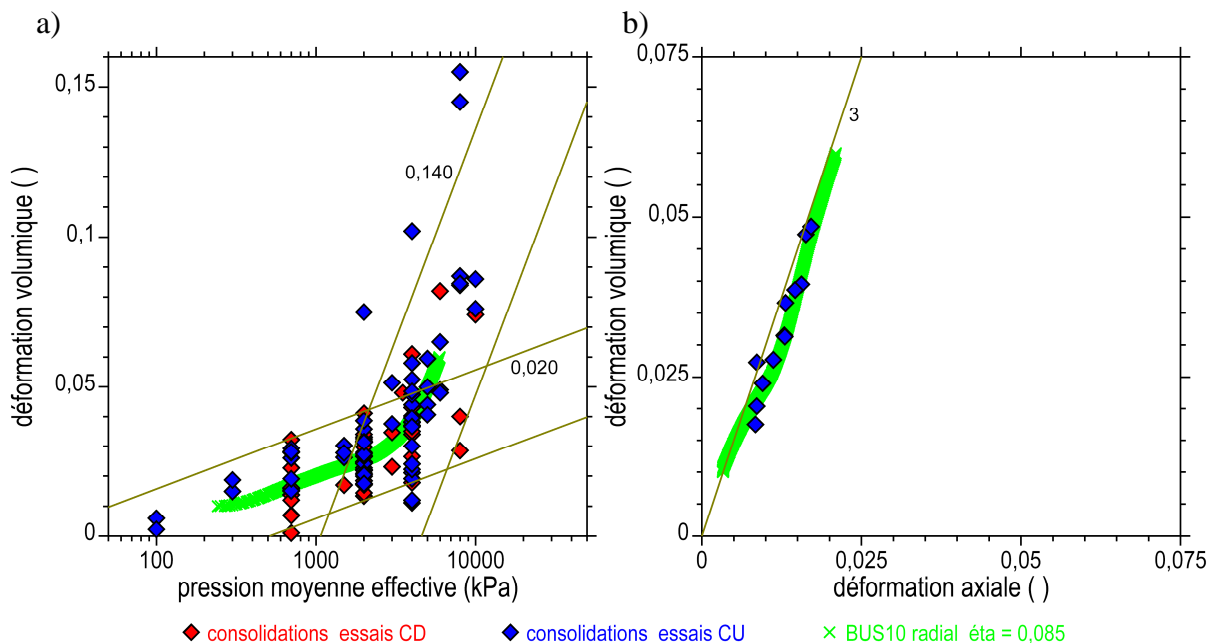


Figure 21 : Site [16]. Déformations mesurées pendant les paliers de consolidation isotrope.
 a) Déformation volumique en fonction de la pression de consolidation en échelles semi-logarithmiques (lg(p_c), ε_v).
 b) Plan des déformations (ε_a, ε_v).
 La réponse à un chargement radial est indiquée (éprouvette BUS10).

Chargements continus.

Les machines triaxiales asservies permettent de réaliser des chargements à chemins contrôlés en contrainte. Ces chemins sont définis par des segments successifs du plan des contraintes effectives (p, q), comme les chemins en étoile (voir plus haut) (p pression moyenne effective, q déviateur).

En particulier, les chemins contrôlés radiaux (ou proportionnels) sont des segments définis par deux points entre l'origine du plan (p, q), ou de son voisinage, et un point donné (p_r, q_r) de ce plan. Leur pente est $\eta = q_r / p_r$. Ces chargements sont lents et drainés (D). Aux contraintes p et q sont associées les mesures continues de la déformation axiale ε_a et de la déformation de volume ε_v . Un chemin isotrope est tel que $\eta = 0$. Des cycles de chargement-déchargement peuvent être envisagés.

Les figures 20a et 20b montrent les réponses de plusieurs chemins radiaux isotropes ou anisotropes. Ces courbes continues sont définies par le rapport de cisaillement η . Elles coïncident assez précisément avec les points issus des paliers de consolidations. Sur les figures 21a et 21b, la réponse d'un essai radial à haute pression quasi-isotrope est superposée aux points expérimentaux tirés des paliers individuels de consolidation (éprouvette BUS10, en vert). La dispersion des mesures est grande. Néanmoins, dans le plan ($\lg(p_c), \varepsilon_v$) de la figure 21a, une tendance se dessine, encadrée par les droites de pente $C'_s = 0,02$ et $C_c = 0,14$. Le rapport des deux coefficients est égal à 7. Avec l'indice des vides initial de l'éprouvette BUS10 $e_0 = 0,39$, ces coefficients de compressibilité sont respectivement égaux à $C_s = 0,028$ et $C_c = 0,195$. La transition entre ces deux régimes de déformations se situe dans l'intervalle des pressions de confinement comprises entre 2 et 7 MPa. Cet intervalle marque un seuil de préconsolidation équivalent de la marne du site [16]. Malgré la forte compacité de ces terrains, les hautes pressions isotropes révèlent une forte compressibilité, comparable à celle des argiles molles à faible pression.

D'autres réponses de cette nature ont été obtenues dans les sites [01], [07], [09], [14], [15], [16], [17], [18] et [20]. Il faut exercer des hautes pressions isotropes sur les marnes pour dépasser leur seuil de préconsolidation équivalent et obtenir une expression de leur compressibilité associée à ces hautes pressions.

Les chemins contrôlés radiaux constituent une généralisation du chemin de chargement oedométrique. Comme celui-ci à une dimension, les chemins radiaux sont utilisés pour rechercher la frontière du domaine pseudo-élastique de la marne étudiée, et délimiter ainsi le domaine pseudo-élastique où les déformations sont petites et quasi-réversible. Au-delà des seuils qui constituent cette frontière "isotrope" dans le plan des contraintes effectives (p, q), les chemins radiaux génèrent de fortes déformations plastiques irréversibles. Ces questions seront reprises plus bas à propos des sites [03], [10], [11], [13], [15], [17], [18] et [23].

9.3 – Applications pratiques.

Les paliers de consolidation triaxiaux sont valorisés en estimant les coefficients de consolidation d'une marne et sa compressibilité. Une évaluation de la perméabilité peut être déduite. Les marnes homogènes présentent des perméabilités faibles, majoritairement inférieures à 10^{-9} m/s.

En conséquence, les temps de consolidation sont longs, ce qui impose d'allonger la durée des paliers de consolidation et de limiter la vitesse de chargement pendant les chemins contrôlés radiaux. Cette vitesse doit être telle que la durée du chargement contrôlé radial dépasse le temps de consolidation qui serait observé pendant le palier équivalent. L'enregistrement de la déformation axiale est important, si possible. Il faut s'attendre à vérifier le plus souvent que, sous pression isotrope, la déformation axiale vaut le tiers de la déformation volumique ($\epsilon_a = \epsilon_v / 3$). Enfin, malgré la dispersion souvent constatée entre les variations de volume d'une éprouvette à l'autre, la multiplication des paliers de consolidation isotrope, ou les chemins contrôlés isotropes, donnent accès à une évaluation de la compressibilité des marnes. Toutefois, le recours à des hautes pressions s'impose dans la majorité des cas (pressions de consolidation $p_c \gg 1$ MPa).

10. Chargements oedométriques.

L'essai oedométrique offre un mode de chargement intéressant pour l'étude du comportement mécanique des marnes. Il est peu coûteux. Ce mode de chargement s'inscrit dans la classe des chargements contrôlés de l'essai triaxial et renseigne sur la compressibilité des marnes et leur domaines pseudo-élastique. Il peut donner des indications quant à l'état des contraintes en place dans un massif. Et, en dehors des sujets abordés ici, le gonflement des marnes s'étudie presque exclusivement à l'aide d'essais oedométriques.

10.1 – Compressibilité des marnes.

L'application de l'essai oedométrique à l'étude du comportement des marnes a été rendue possible grâce à l'utilisation d'un oedomètre K_0 à haute pression (Serratrice et Flavigny, 1993).

Oedomètre K_0 à haute pression.

L'oedomètre K_0 à haute pression a été conçu pour effectuer des chargements continus à haute pression en condition oedométrique avec une mesure de la contrainte radiale. L'essai est effectué à vitesse constante, en condition drainée en ménageant des cycles de chargement-déchargement (essai oedométrique K_0 D HP). Les variables enregistrées en continu sont la déformation axiale ε_a , la contrainte effective axiale σ'_a et la contrainte effective radiale σ'_r . La déformation radiale est nulle, $\varepsilon_r = 0$, et la déformation de volume est $\varepsilon_v = \varepsilon_a$.

L'oedomètre K_0 à haute pression a été mis en œuvre dans les sites [06], [07], [10], [15], [17], [18], [19], [20], [21], [22], [23] et [24].

Premier exemple.

Les résultats d'un essai oedométrique K_0 D HP sont présentés sous la forme des courbes (ε_a , σ'_a) et (σ'_a , σ'_r) sur les figures 22a et 22b. Les courbes contrainte-déformation (ε_a , σ'_a) de chargement montrent une allure générale de type exponentielle, avec un coude de raccordement au franchissement de la contrainte maximale du cycle précédent vers $\sigma'_a = 400$ kPa et 1000 kPa. Le chargement est poursuivi ensuite jusqu'à $\sigma'_{a\max} = 4100$ kPa. Les courbes de déchargement indiquent une forte raideur et l'accumulation de déformations irréversibles, qui sont les témoins de l'écroutissement engendré par les hautes pressions. Les déchargements conduisent à des états de contrainte d'extension où le rapport $K = \sigma'_r / \sigma'_a$ devient supérieur à l'unité ($K > 1$; figure 22b). Le déviateur $q = \sigma'_a - \sigma'_r$ devient négatif alors ($q < 0$). La figure 22c représente les variations de l'indice des vides e avec la contrainte axiale effective en échelles semi-logarithmiques ($\lg(\sigma'_a)$, e).

Déformabilité.

Sur les courbes contrainte-déformation (ε_a , σ'_a) de la figure 22a, les modules oedométriques tangents E_{oed} sont définis par $E_{\text{oed}} = \Delta\sigma'_a / \Delta\varepsilon_a$. Du fait de l'allure exponentielle des courbes, ils augmentent avec la contrainte axiale pendant le chargement, de 22 à 62 MPa ici. Les modules de déchargement adoptent des valeurs plus élevées qu'au chargement, avec plus de 250 MPa pour le début du déchargement au troisième cycle.

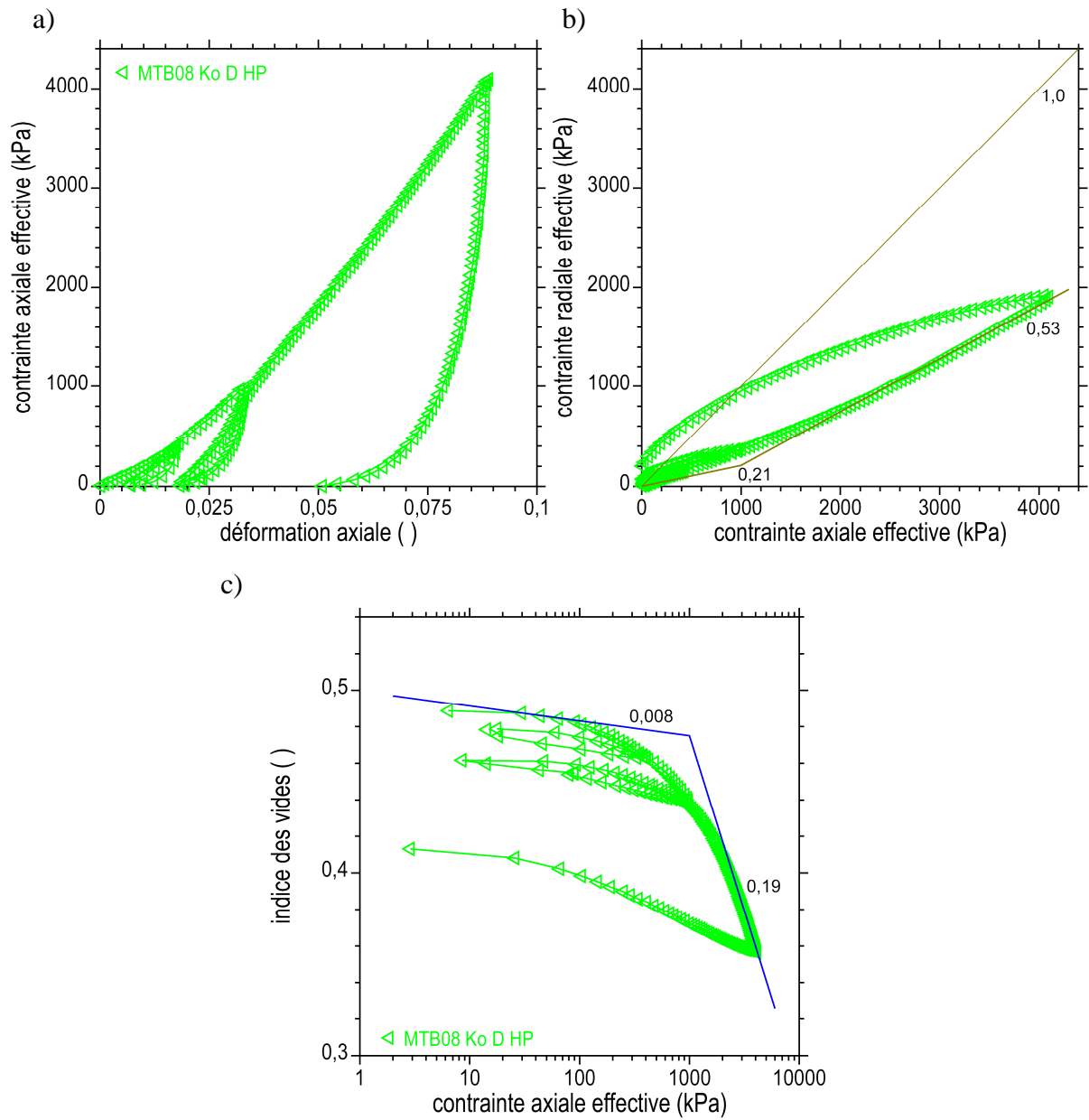


Figure 22 : Site [06]. Essai oedométrique K_0 drainé à haute pression K_0 D HP.
a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , σ'_a).
b) Chemins des contraintes effectives (σ'_a , σ'_r).
c) Indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective ($\lg(\sigma'_a)$, e).

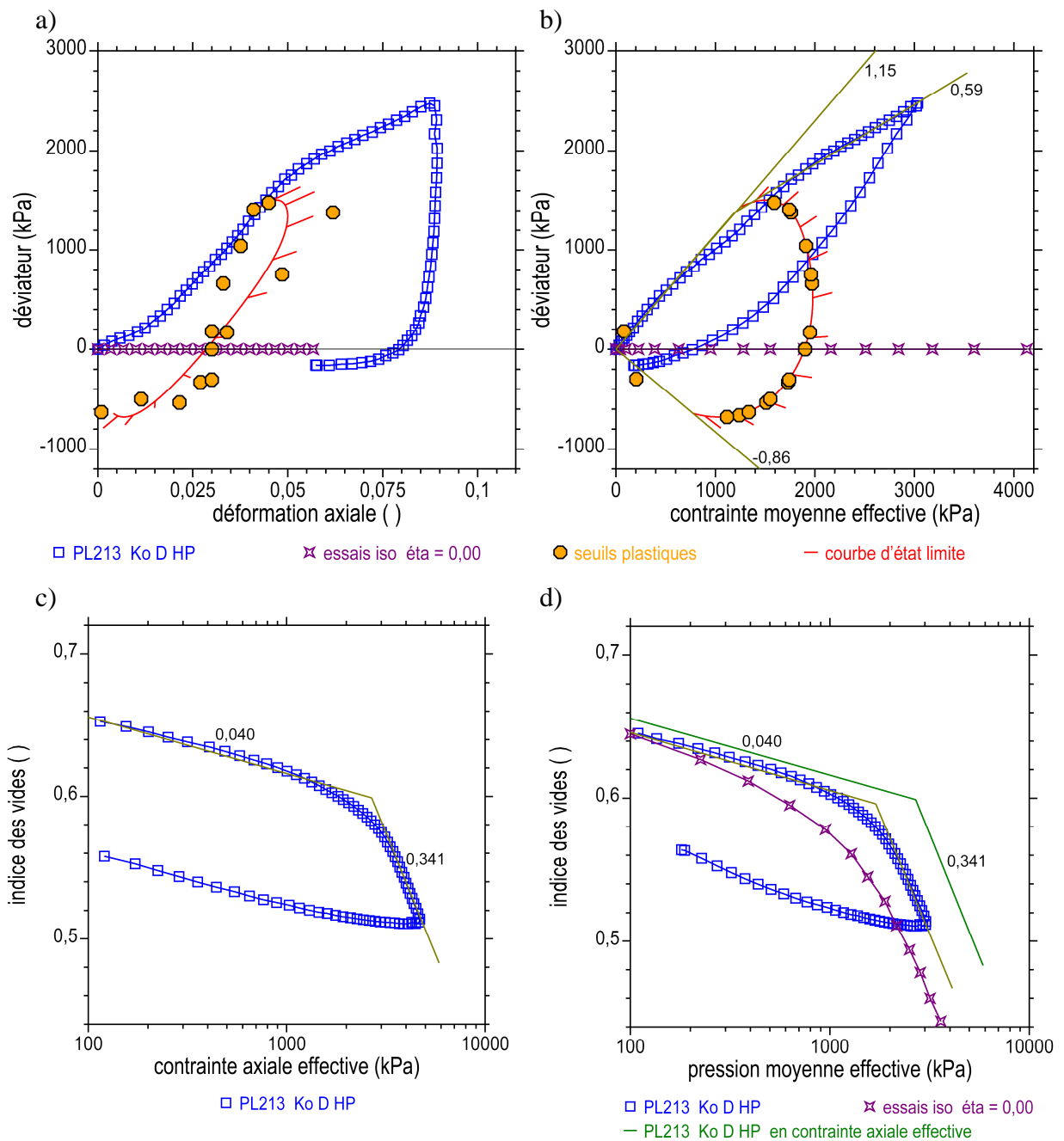


Figure 23 : Site [17]. Essai oedométrique K_0 à haute pression. Cycle de chargement-déchargement. Chemin des contraintes isotrope et courbe d'état limite.

- a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).
- b) Chemins des contraintes effectives (p , q).
- c) Courbes contrainte-déformation ($\lg(\sigma'_a)$, e).
- d) Courbes contrainte-déformation ($\lg(p)$, e).

De son côté, la courbe de compressibilité ($\lg\sigma'_a, e$) de la [figure 22c](#) peut être décomposée en deux segments de droites de pente C_c (ou C_s) = $\Delta e / \Delta \lg(\sigma'_a)$ de part et d'autre de la contrainte $\sigma'_a = 1000$ kPa :

$$\sigma'_a < 1000 \text{ kPa} \quad C_s = 0,008 \quad \sigma'_a > 1000 \text{ kPa} \quad C_c = 0,194$$

En réalité, la courbe de compressibilité ($\lg\sigma'_a, e$) présente une courbure continue et non pas un coude marqué, ce qui est typique des marnes en général, contrairement aux sols normalement consolidés ou aux sols sensibles ou effondrables. De ce fait, il est difficile d'identifier une pression de préconsolidation. De plus, la courbe ($\lg\sigma'_a, e$) se raccorde progressivement à la tangente de pente $C_c = 0,19$ qu'elle atteint vers une contrainte axiale $\sigma'_a \approx 2000$ kPa environ. Le sol devient alors très compressible, avec un coefficient de compressibilité C_c proche de 0,2 digne des argiles molles, alors que l'indice des vides passe en-dessous de 0,4. Cette contrainte de préconsolidation équivalente $\sigma'_{ap} \approx 2000$ kPa marque le franchissement d'un seuil d'état limite qui ferme le domaine pseudo-élastique du sol le long de ce chemin de chargement. Cette contrainte de préconsolidation équivalente peut être considérée comme le fruit de la surconsolidation du sol acquise pendant sa formation, d'une part, et de l'induration associée à des effets de structure qui abondent cette surconsolidation, d'autre part. Enfin, les phases de déchargement montrent que les coefficients de déchargement C_s augmentent avec l'amplitude des cycles, ce qui est courant dans les argiles surconsolidés et les marnes.

Chemins des contraintes.

Les chemins des contraintes effectives (σ'_a, σ'_r) suivis pendant les cycles de chargement-déchargement sont représentés sur la [figure 22b](#). Pendant le chargement, ces chemins des contraintes présentent une courbure étendue, avec un coude qui peut être situé vers $\sigma'_a = 1000$ kPa, par analogie avec la courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a), e$). Au déchargement, les chemins des contraintes font apparaître une hystérésis typique des chemins oedométriques ($\varepsilon_r = 0$). Le chemin de déchargement est différent du chemin de chargement. La contrainte radiale diminue moins vite que la contrainte axiale. Cette hystérésis est plus marquée pour le dernier cycle que pour les deux précédents, après un écrouissage plus prononcé.

Dans le plan (σ'_a, σ'_r), le chemin des contraintes de chargement peut être globalement décomposé en deux segments de pentes $K_o = \Delta\sigma'_r / \Delta\sigma'_a$ différentes :

$$\sigma'_a < 1000 \text{ kPa} \quad K_o^i = 0,21 \quad \sigma'_a > 1000 \text{ kPa} \quad K_o^{nc} = 0,53$$

Le second segment, à peu près rectiligne avec une pente $K_o^{nc} = 0,53$, s'apparente à celui d'une argile normalement consolidée sous le chargement actuel. Le chemin des contraintes mesuré ne vient tangenter ce segment qu'en dessus de $\sigma'_{ac} > 2000$ kPa. Pendant les déchargements, le chemin des contraintes (σ'_a, σ'_r) peut être caractérisé par la relation suivante indiquant que le sol est surconsolidé par rapport à la contrainte maximale σ'_{amax} actuelle :

$$K_o^{sc} = K_o^{nc} \text{TDC}^h$$

où TDC est le taux de déchargement $\text{TDC} = \sigma'_{amax} / \sigma'_a$ (degré de surconsolidation en anglais). Le paramètre h s'identifie au déchargement dans le plan ($\lg\sigma'_a, \lg\sigma'_r$) en échelle bi-logarithmique, où la pente du chemin des contraintes est $1 - h$ d'après la relation précédente. Dans le cas présent, la pente $1 - h = 0,48$ donne $h = 0,52$. Les règles empiriques en usage relient h et K_o^{nc} par la relation $h = 1 - K_o^{nc}$, ce qui est à peu près observé ici, sans évoquer la célèbre règle $K_o^{nc} = 1 - \sin\phi'$, souvent vérifiée pour les argiles et les sables en première approximation.

Deuxième exemple.

L'essai oedométrique K_0 D HP est réalisé sur les marnes grises du site [17]. Le chargement est effectué jusqu'à une contrainte axiale effective maximale égale à $\sigma'_a = 4680$ kPa. Les courbes contrainte-déformation (ϵ_a, σ'_a), non présentées ici mais comparables à l'essai précédent, montrent des réponses typiques de la marne au cours des cycles, avec un fort raidissement jusqu'à $\sigma'_a = 3000$ kPa environ, suivi par un léger radoucissement. Les déchargements font apparaître de très forts modules oedométriques (de l'ordre du gigapascal) et des déformations irréversibles. Les chemins de contraintes effectives (σ'_a, σ'_r) sont légèrement courbes au chargement. Leurs pentes définissent les coefficients $K_0 = \Delta\sigma'_r / \Delta\sigma'_a$. Deux tangentes se dessinent, avec un rapport initial tangent $K_0^i = 0,36$, puis un coefficient attribuable à un état normalement consolidé $K_0^{nc} = 0,57$ pour $\sigma'_a > 2000$ kPa. Au déchargement, les chemins des contraintes effectives (σ'_a, σ'_r) sont irréversibles et font apparaître une hystérésis. En fin de déchargement, la contrainte radiale dépasse la contrainte axiale, ce qui produit un état d'extension dans la cellule oedométrique ($\sigma'_a < \sigma'_r$). Les chemins de déchargement sont caractérisés par l'exposant $h = 0,465$.

Chemin des contraintes.

La réponse observée est reportée sur la [figure 23](#) dans les plans (ϵ_a, q) et (p, q) qui sont utilisés habituellement pour interpréter les données triaxiales. La courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q) montre un coude marqué vers $\epsilon_a = 5\%$ et $q = 1800$ kPa environ attribuable au seuil d'état limite qui a été franchi pendant ce chargement. Le déchargement aboutit à un déviateur négatif et de fortes déformations irréversibles. Les deux courbes sont figurées par des carrés bleus. Elles sont accompagnées par les courbes représentant un chargement radial isotrope (étoiles mauves, rapport de cisaillement $\eta = 0$), puis les seuils d'état limites obtenus par des chargements triaxiaux radiaux sous différents rapports η . Le seuil d'état limite obtenu au moyen de cet essai oedométrique K_0 D HP s'inscrit sur l'enveloppe des seuils (courbe ou surface d'état limite).

Dans le plan des contraintes effectives (p, q), [figure 23b](#), la pente des chemins des contraintes oedométriques est η_0 , telle que :

$$\eta_0 = 3(1 - K_0) / (1 + 2K_0) \quad K_0 = (3 - \eta_0) / (3 + 2\eta_0)$$

Aux pentes $K_0^i = 0,36$ et $K_0^{nc} = 0,57$ du plan (σ'_a, σ'_r) sont associées les pentes $\eta_0^i = 1,15$ et $\eta_0^{nc} = 0,59$ du plan (p, q) pendant le chargement. Le chemin des contraintes effectives s'infléchit après le seuil vers les pressions p croissantes. Le déchargement reproduit la boucle d'hystérésis.

Compressibilité.

Les courbes bleues des [figures 23c et 23d](#) montrent la compressibilité de la marne à haute pression dans le plan ($\lg(\sigma'_a), e$) et le plan ($\lg(p), e$) en échelles semi-logarithmiques pendant l'essai oedométrique K_0 D HP. Sur la [figure 23c](#), les droites indiquées ont pour caractéristiques :

$$C_c = 0,34 \quad C_s = 0,040 \quad \sigma'_{ap} = 2700 \text{ kPa} \quad \sigma'_{rp} = 1050 \text{ kPa} \quad e_p = 0,600$$

où σ'_{ap} est la contrainte au seuil d'état limite de la marne. Ces droites inclinées sont retracées dans le plan ($\lg(p), e$) de la [figure 23d](#) (en vert). Néanmoins, les caractéristiques du seuil oedométrique K_0 D HP dans ce plan sont :

$$C_c = 0,34 \quad C_s = 0,040 \quad p_p = 1600 \text{ kPa} \quad q_p = 1650 \text{ kPa} \quad e_p = 0,600$$

et les coefficients η_0 sont $\eta_0^i = 1,12$ et $\eta_0^{nc} = 0,75$.

Ce plan de la [figure 23d](#) permet de comparer le chargement oedométrique K_0 D HP avec le chargement isotrope (courbe mauve). A haute pression des courbes sont linéaires et parallèles de pente $C_c = 0,34$. Les décalages tiennent à l'expression des contraintes, σ'_a ou p , et les conditions de chargement, oedométrique ou isotrope. La courbe isotrope se trouve sous la courbe oedométrique, car la pression moyenne effective p_L présente au seuil isotrope est plus grande que celle présente au seuil oedométrique ($p_{Liso} < p_{Loedo}$, [figure 23b](#)). Des réponses analogues s'observent dans les sites [07] et [10].

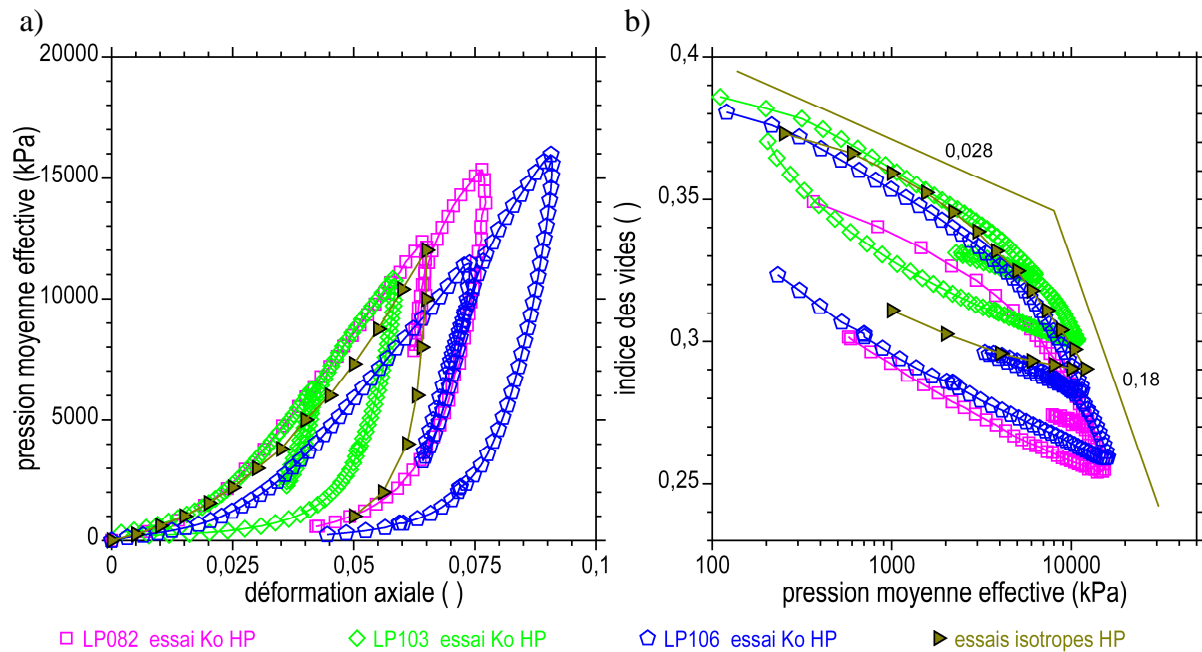


Figure 24 : Site [10]. Marnes grises compactes.
Essais oedométriques K_0 D HP et essais triaxiaux isotropes HP.
a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , p).
b) Courbes de compressibilité ($\lg(p)$, e).

La [figure 24](#) compare les courbes contrainte-déformation (ϵ_a , p) et les courbes de compressibilité ($\lg(p)$, e) de trois essais oedométriques K_0 D HP et les réponses isotropes mesurées pendant les chargements triaxiaux à haute pression du site [10]. Les chargements oedométriques ont été poussés jusqu'à une contrainte axiale effective maximale de près de 24 MPa, soit une pression moyenne effective p_{max} de 16 MPa. La compressibilité de la marne grise est forte sous de tels niveaux de contraintes, avec $C_c = 0,18$. Les chargements triaxiaux isotropes, qui sont limités à $p = 10$ MPa, ne permettent pas d'atteindre ce stade.

10.2 – Particularités des chemins oedométriques K_0 .

Comparaison du chemin K_0 et de l'enveloppe de rupture en compression.

Les essais oedométriques K_0 D HP montrent des chemins de chargement courbes dans le plan des contraintes effectives (σ'_a , σ'_r) ([figure 22b](#), site [06]) ou le plan des contraintes effectives (p , q) ([figure 23b](#), site [17]).

La [figure 25](#) donne un autre exemple dans le plan des contraintes effectives (p, q) pour le site [10]. Les chemins des contraintes sont représentés par deux segments de pentes K_0^i et η_0^i avant le seuil d'état limite, puis de pente K_0^{nc} ou η_0^{nc} . Ces deux couples de pentes se rapportent aux coefficients de gonflement C_s et de compressibilité C_c de la marne, de part et d'autre du seuil, dans son domaine pseudo-élastique et son domaine plastique. D'autres exemples sont indiqués dans [06] ou [15]. Il n'apparaît pas de relation unique entre K_0^{nc} et K_0^i dans les marnes. Une tendance grossière s'établit autour du rapport $K_0^i / K_0^{nc} = 3/4$.

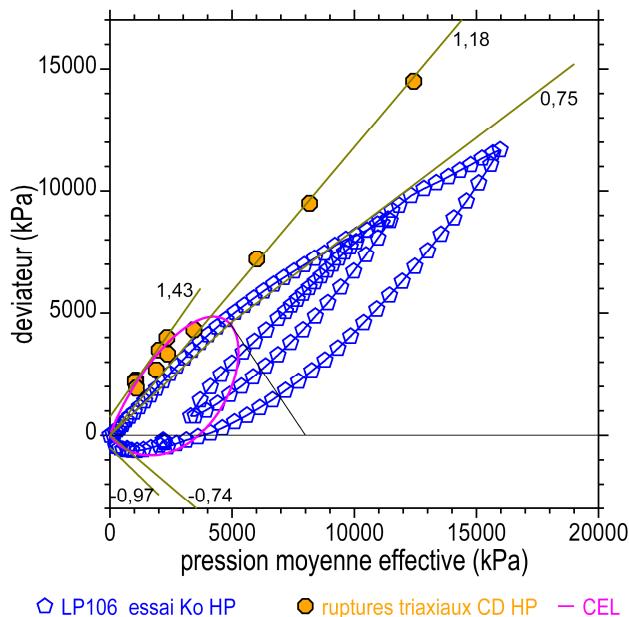


Figure 25 : Site [10]. Marnes grises compactes. Plan des contraintes effectives (p, q). Essais triaxiaux CD HP et essai oedométrique K_0 D HP.

Avec une forte pente initiale dans le plan (p, q), les chemins des contraintes oedométriques se rapprochent de l'enveloppe de rupture en compression, comme le montre l'exemple de la [figure 25](#) où les points à la rupture de la marne grise sont indiqués par des ronds. Voir aussi la [figure 23b](#). Parfois, dans les marnes argileuses gonflantes, cet effet est contrebalancé par le gonflement. Après le seuil d'état limite, le chemin des contraintes s'infléchit vers les pressions isotropes croissantes.

La surface d'état limité (ou courbe d'état limite CEL) de la marne grise est indiquée sur la [figure 25](#). Le chemin oedométrique franchit ce seuil au "nez" de la CEL de coordonnées (p_L, q_L). Le segment incliné de pente $-3/2$ représente les contraintes axiales constantes $\sigma'_{aL} = 8$ MPa. Du fait de la proximité de l'enveloppe de rupture en compression, le chemin oedométrique ne constitue pas un axe de symétrie de la surface d'état limite dans les marnes. Celles-ci présentent généralement une dissymétrie accentuées vers les extensions (déviateurs $q < 0$).

Déchargement et comparaison à l'enveloppe de rupture en extension.

Un autre aspect important des chemins des contraintes oedométriques s'observent en fin de déchargement. Les exemples des [figures 23b et 25](#) montrent que les chemins des contraintes effectives atteignent l'enveloppe de rupture en extension dans le plan (p, q). Le rapport K_0 et noté K_0^{sc} pendant les déchargements ($\sigma'_a < \sigma'_{a \max}$). Du fait de l'hystérésis, le rapport $K_0^{sc} = \sigma'_r / \sigma'_a$ croît progressivement depuis K_0^{nc} , passe par l'unité et continue à croître jusqu'à un maximum.

Comme indiqué plus haut, le début du déchargement peut être décrit par la relation empirique $K_0^{sc} = K_0^{nc} \text{TDC}^h$ dont le paramètre est h (TDC est le taux de déchargement, $\text{TDC} = \sigma'_{a \max} / \sigma'_a$). La récapitulation des données recueillies dans les marnes montre que la relation $h = 1 - K_0^{nc}$ s'avère globalement vérifiée. Néanmoins, des exposants h légèrement plus grands s'observent dans les marnes argileuses et légèrement plus faibles dans les marnes sableuses. L'hystérésis est plus marquée dans les marnes argileuses.

Le rapport $\eta_0^{sc} = q / p$ joue un rôle opposé au rapport $K_0^{sc} = \sigma'_r / \sigma'_a$, par définition. Il diminue, passe par zéro, puis devient négatif et atteint un minimum. Ce minimum peu marqué indique la rupture de la marne en extension. D'autres exemples sont donnés par les sites [07], [19] et [20]. Le mécanisme est amplifié dans les marnes gonflantes. Plus généralement, ce mécanisme prend toute son importance dans les excavations (radiers de tunnels, fonds de fouilles, plateforme de déblais).

10.3 – Récapitulation.

La récapitulation d'une centaine d'essais oedométriques drainés à haute pression (K_0 D HP) aboutit aux tendances exprimées sur la [figure 26](#). Les essais portent sur des sols de natures différentes et, bien que les limites soient floues, l'interprétation conduit à classer les données dans des ensembles séparés.

Sur la [figure 26a](#), les coefficients de compressibilité C_c mesurés à haute pression sont représentés en fonction des coefficients de gonflement C_s . Attention, les échelles ne sont pas orthonormées. Les données recueillies dans les marnes se regroupent majoritairement dans l'ensemble représenté en bleu (Ma). Quatre ensembles de sols sont identifiées autour des marnes. Il s'agit de sables (Sa), de limons (Li), d'argiles peu plastiques (Ap) et d'argiles très plastiques (At). Les quatre droites verticales de pentes 2, 3,5, 7 et 12 indiquent les ordres de grandeur des rapports C_c / C_s . Les sables sont peu compressibles. Les limons sont compressibles à très compressible, mais les déformations pseudo-élastiques de gonflement sont faibles. Les chargements produisent un écrouissage important. Les argiles sont compressibles. Mais le gonflement est plus accentué dans les argiles très plastiques que dans les argiles peu plastiques.

Les marnes occupent une place intermédiaire entre les sables, les limons et les argiles. Ces ensembles ne sont pas disjoints. Leur proximité explique les tendances observées dans les marnes de différentes natures, plus ou moins sableuses ou argileuses. Les marnes sableuses, voire gréseuses, sont peu compressibles. Les marnes argileuses partagent en commun les tendances observées dans les argiles peu plastiques ou plastiques.

La [figure 26b](#) met en relation le coefficient K_0^{nc} et le coefficient de compressibilité C_c . Les essais oedométriques à haute pression visent à pousser les marnes au-delà de leur domaine pseudo-élastique, afin que les paramètres K_0^{nc} et C_c soient identifiés en tant que propriétés d'écrouissage de ces terrains dans leur domaine plastique. Les coefficients C_c sont normalisés par le volume unitaire $1 + e_0$. Comme ci-dessus, les données sont classées dans quatre ensembles de sols, les sables (Sa), les limons (Li), les argiles peu plastiques (Ap) et les argiles très plastiques (At), autour de l'ensemble des marnes. Trois autres ensembles sont associés, qui sont délimités par des courbes en pointillés et qui représentent la compressibilité de sols foisonnés en cours de compactage (Fs, sables ; Fl, limons ; Fa, argiles).

Comme le graphique de la [figure 26a](#), le plan $(C_c/(1+e_0), K_0^{nc})$ de la [figure 26b](#), suscite une lecture à deux entrées. En allant des argiles (At et Ap) vers les sables (Sa) le long de la diagonale principale du graphique, les sols gagnent en frottement effectif. Les sols sableux sont moins compressibles et produisent des rapports K_0 plus faibles. Dans la direction transversale et du bas vers le haut, les sols gagnent en structure. En bas, les sols sont déstructurés et foisonnés. En haut, ils sont cohérents (Ma et At). En situation intermédiaire, ils sont moins structurés (Sa, Li, Ap). Les marnes possèdent des coefficients K_0 moyens à forts pour des compressibilités moyennes.

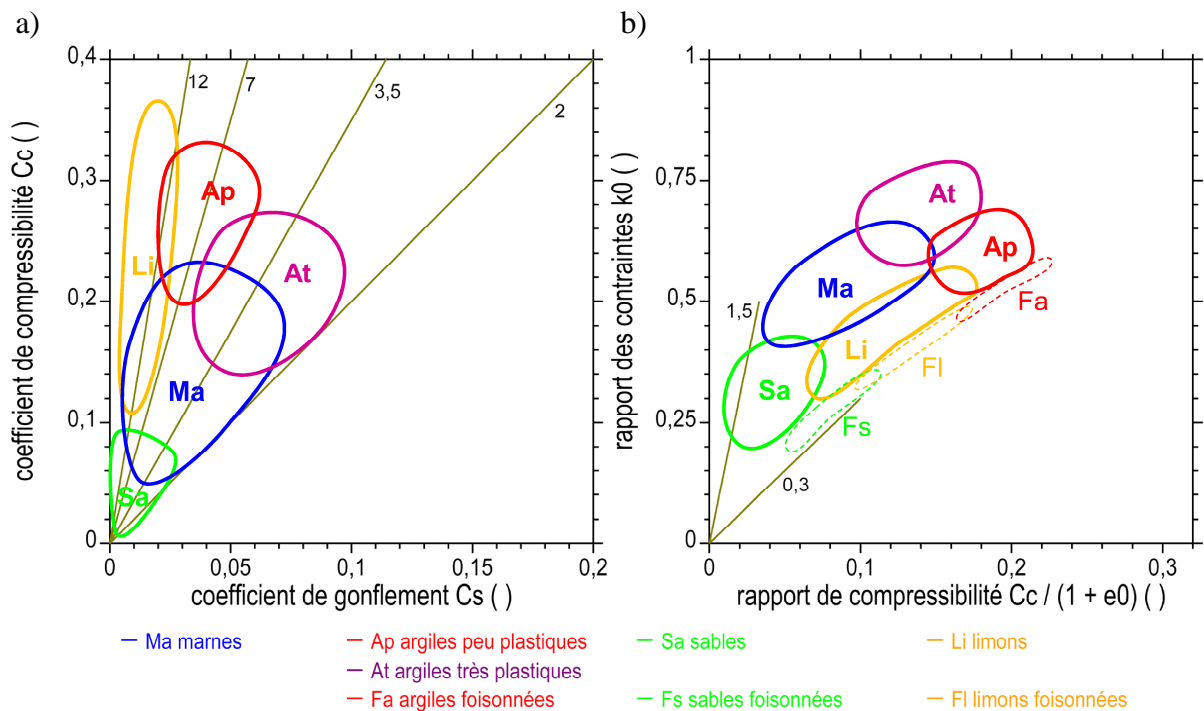


Figure 26 : Compressibilités et rapports de contraintes K_0 dans les marnes d'après les essais oedométriques K_0 D HP. Comparaison à d'autres sols.
 a) Coefficients de compressibilité et de gonflement (C_s, C_c).
 b) Compressibilités et rapport K_0 ($C_c / (1 + e_0), K_0^{nc}$).

Les frontières s'interpénètrent entre les ensembles, dont la proximité explique les tendances observées.

Tableau 16 : Résumé des propriétés oedométriques des marnes.

courbure des chemins des contraintes de chargement	$K_0^i = k_2 K_0^{nc}$	$k_2 \approx 0,75$ très grossièrement
cycles de chargement – déchargement compressibilité – gonflement	$C_c = k_1 C_s$	k_1 va de 2 pour les sols très argileux à 12 et plus pour les sols sableux ou limoneux
chargements dans le domaine plastique	$K_0^{nc} / C_c / (1 + e_0)$	double entrée indiquant le rôle du frottement et des effets de structure
début du déchargement	$K_0^{sc} = K_0^{nc} TDC^h$	$h \approx 1 - K_0^{nc}$
fin du déchargement	$q/p / M_e$	rupture en extension

Le [tableau 16](#) résume les principaux traits du comportement oedométrique des marnes évoqués plus haut.

10.4 – Applications pratiques.

Guides pour les essais.

Les essais oedométrique K_0 à haute pression visent à identifier les propriétés des marnes pendant des chargements dans leur domaine pseudo-élastique et leur domaine plastique. Un point d'état limite est obtenu, accompagné par des propriétés de compressibilité, de déformabilité et de rapports de contraintes. Les essais réalisés laissent entrevoir que les marnes raides possèdent des domaines pseudo-élastiques très étendus, qui nécessitent d'exercer de très fortes pressions pour aboutir à cet objectif. Des tendances ont été dégagées de l'expérience acquise, qui peuvent guider le choix des modalités d'essai à mettre en œuvre pour caractériser un nouveau terrain et interpréter l'essai.

Etats des contraintes en place.

L'essai oedométrique à haute pression K_0 D HP peut être utilisé pour évaluer le coefficient K_0 des terres au repos, rapport des contraintes effectives horizontales et verticales dans le massif, $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$. Cette détermination de K_0 en place à partir d'un tel essai de laboratoire ne peut être qu'indirecte, suite à l'annulation des contraintes autour de l'échantillon carotté du fait du prélèvement du sol. En l'absence d'effets de structure et d'induration, et pour un champ des contraintes considéré comme géostatique au sein du massif (pas de contraintes d'origine tectonique), un tel essai permet d'estimer le coefficient K_0 en place, si l'on connaît la contrainte verticale maximale $\sigma'_{v \max}$ qui a été exercée sur le massif dans le passé. Le sol est saturé et en équilibre.

A une profondeur z donnée, si la contrainte verticale actuelle estimée σ'_v est inférieure à la contrainte maximale passée $\sigma'_{v \max}$, elle-même connue et telle que $\sigma'_v < \sigma'_{v \max}$, alors, le taux de déchargement actuel du massif est $TDC = \sigma'_{v \max} / \sigma'_v$. Connaissant le coefficient des terres au repos dans le sol normalement consolidé K_0^{nc} et l'exposant de déchargement h , le coefficient des terres en place est donné par la relation $K_0^{sc} = K_0^{nc} TDC^h$. D'où la contrainte horizontale $\sigma'_h = K_0^{sc} \sigma'_v$. Cette relation n'a pas de sens à proximité de la surface du massif où règnent des contraintes faibles en présence d'une couverture ou d'une frange altérée ou d'un effet de relaxation lié au déconfinement historique du massif. La contrainte horizontale prend alors une valeur maximale, puis elle diminue avec la profondeur, avant d'augmenter à très grande profondeur. Cette valeur maximale en surface est bornée par la résistance du sol en extension.

Des exemples de calcul sont donnés dans [06] et [07].

11. Courbes d'état limite.

Quand ils sont poussés à haute pression, le chargement isotrope et le chargement oedométrique fournissent deux points d'état limite qui séparent le domaine pseudo-élastique de la marne de son domaine plastique. Les chargements radiaux effectués dans différentes directions de l'espace des contraintes triaxiales fournissent d'autres points de la courbe d'état limite.

11.1 – Définition.

La surface d'état limite borde le domaine pseudo-élastique de la marne dans l'espace des contraintes effectives. Au sein du massif et dans leur état naturel, ces terrains sont en équilibre sous des contraintes situées à l'intérieur de ce domaine pseudo-élastique. Les petits chargements effectués à l'intérieur du domaine génèrent des petites déformations quasi-réversibles. Sur sa frontière isotrope (cap), le domaine est fermé par les seuils d'écrouissage (ou seuils de préconsolidation) à partir desquels de fortes déformations irréversibles se manifestent pendant les chargements à tendance isotrope. La surface d'état limite se réduit à une courbe d'état limite (CEL) dans le plan triaxial (p, q) des contraintes effectives (p pression moyenne effective et q déviateur). Pour franchir cette surface à partir du domaine pseudo-élastique de la marne, les chargements sont matérialisés par des chemins des contraintes drainés radiaux (ou proportionnels) définis par un segment dont la pente $\eta = \Delta q / \Delta p$ représente un rapport de cisaillement dans le plan (p, q). Le chargement isotrope et le chargement oedométrique constituent deux cas particuliers de ces chemins radiaux, avec $\eta = 0$ et $\eta = \eta_0$.

La mise en œuvre de tels chemins contrôlés radiaux s'effectue avec une machine triaxiale asservie, qui permet d'augmenter lentement la pression moyenne effective p , tout en contrôlant le déviateur q , afin de maintenir constant le rapport η en condition drainée. Le rapport de cisaillement η est choisi du côté des compressions ($\eta > 0$) ou des extensions ($\eta < 0$), pour aboutir à un point de consolidation anisotrope (p_c, q_c). D'autres chargements sont programmés ensuite à partir de ce point (monotones, cycliques, en étoile, etc.), contrôlés en contraintes ou en déformations et dans différents modes (drainés, non drainés).

Dans le plan triaxial (p, q), la courbe d'état limite est complétée par les points qui représentent la résistance au cisaillement de la marne du côté des compressions ($q > 0$) et des extensions ($q < 0$) et pour lesquels il est fait appel à un critère de résistance défini par le rapport $|q/p|$ maximal. Ainsi, la description complète de la courbe d'état limite s'effectue en mettant en œuvre différents types d'essais triaxiaux. Dans la direction isotrope, il s'agit d'un ensemble de chemins des contraintes radiaux à haute pression définis par des rapports de cisaillement η appropriés, en complément des consolidations isotropes ($\eta = 0$), continues ou par paliers, et d'un essai oedométrique $K_0 D HP$ ($\eta = \eta_0$). Ces chargements contrôlés sont lents et sont effectués en condition drainée. Pour atteindre les résistances en compression ou en extension, les chargements sont effectués en cisaillement, en condition drainée (essais CD) ou non drainée (essais CU).

11.2 – Exemple.

Des chargements contrôlés radiaux ont été effectués sur les marnes des sites [05], [06], [07], [09], [11], [12], [14], [15], [16], [17], [18] et [23]. Des courbes d'essais radiaux appliqués aux marnes des sites [07] et [16] ont été présentées sur les [figures 20 et 21](#).

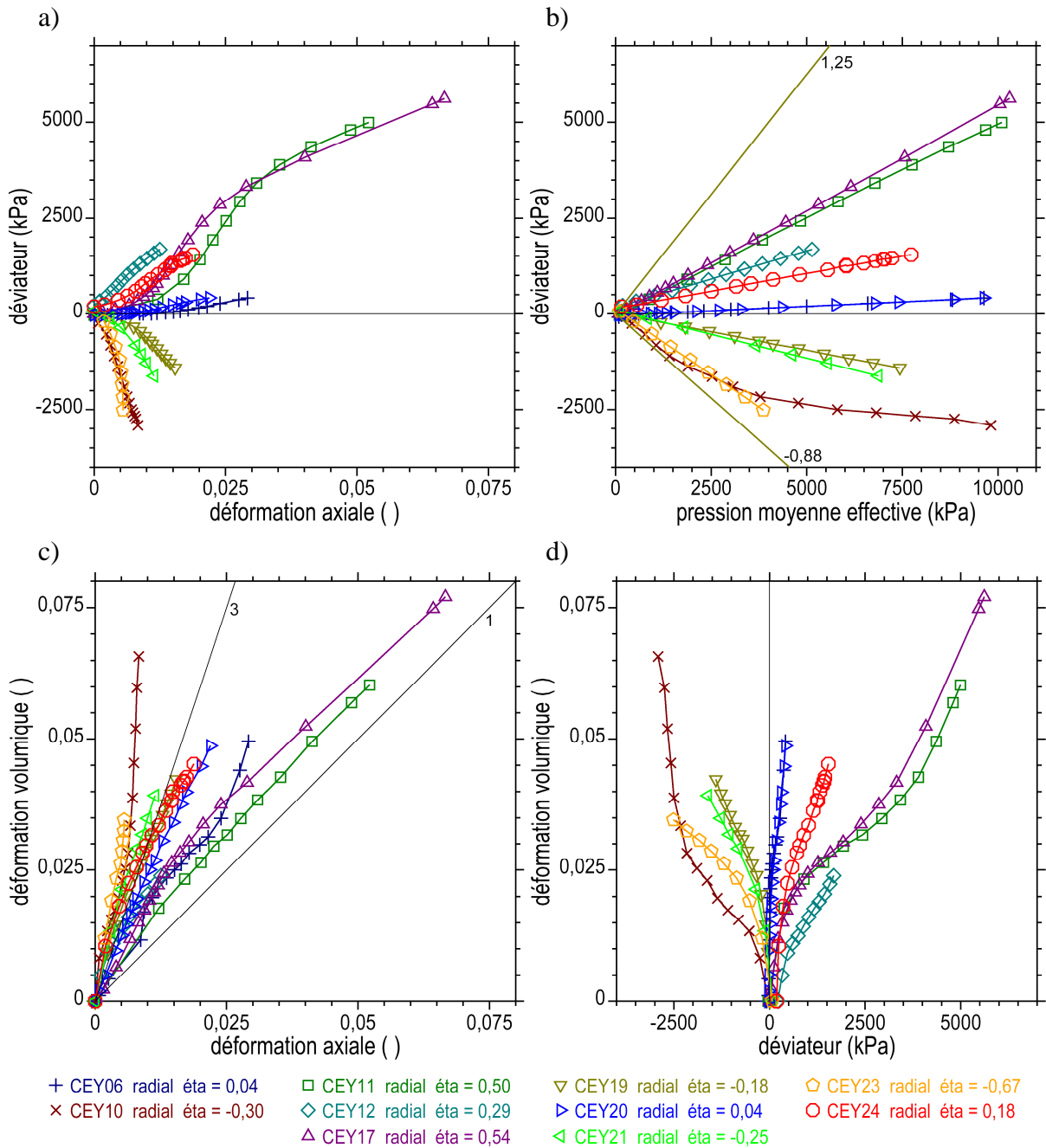


Figure 27 : Site [11]. Essais triaxiaux à chemins des contraintes radiaux. Marnes grises.
 a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q).
 b) Chemins des contraintes effectives (p, q).
 c) Chemins des déformations (ϵ_a, ϵ_v).
 d) Courbes contrainte-déformation (q, ϵ_v).

Les figures 27 et 28 montrent les courbes expérimentales enregistrées pendant une série d'essais triaxiaux à chemins des contraintes contrôlés, qui ont été mis en œuvre sur les marnes grises du site [11]. Les éprouvettes proviennent d'un sondage carotté vertical et d'un sondage carotté horizontal. Les chemins radiaux sont représentés dans le plan des contraintes effectives (p, q) de la figure 27b. Les chargements sont poussés jusqu'à une pression moyenne effective de l'ordre de 10 MPa en une centaine d'heures. Voir l'éprouvette CEY11 par exemple, en vert foncé, sollicitée sous un rapport de cisaillement $\eta = 0,50$. L'éprouvette CEY10 suit un chemin courbe suite à la perte de contrôle de la consigne initiale. Les déformations axiales ε_a et volumiques ε_v enregistrées pendant les chargements sont reportées sur les graphiques (ε_a, q), ($\varepsilon_a, \varepsilon_v$) et (q, ε_v) des figures 27a, 27c et 27d. Les variations de volume enregistrées pendant ces chargements sont présentés sur les graphiques (ε_v, p) et ($\varepsilon_v, \lg(p)$) de la figure 28 en échelles linéaires et semi-logarithmiques.

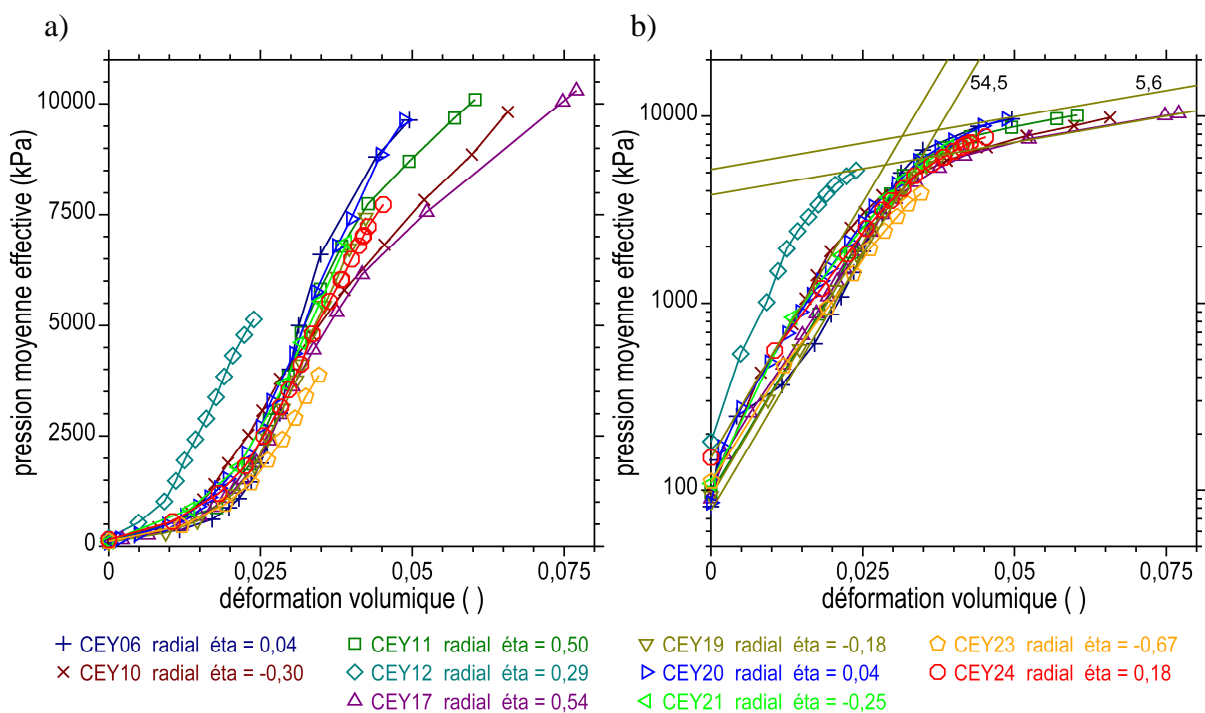


Figure 28 : Site [11]. Essais triaxiaux à chemins des contraintes radiaux. Marnes grises.
 a) Courbes pression effective moyenne-déformation volumique (ε_v, p).
 b) Idem en échelles semi-logarithmiques ($\varepsilon_v, \lg(p)$).

Les courbes de la figure 28 montrent des réponses typiques des marnes sous les chargements radiaux. Dans le plan ($\varepsilon_v, \lg(p)$) les courbes présentent des coudes, comme les courbes de compressibilité oedométriques, sont l'ordonnée p_L donne l'abscisse d'un point d'état limite le long du chemin radial correspondant en marquant ainsi la frontière du domaine pseudo-élastique de la marne du côté des pressions isotropes. Les pentes :

$$1 / C_s' = \Delta \lg p / \Delta \varepsilon_v \quad 1 / C_c' = \Delta \lg p / \Delta \varepsilon_v$$

valent respectivement 54,5 dans le domaine pseudo-élastique de la marne ($p < p_L$) et 5,6 en dehors de ce domaine ($p_L < p$). Ces pentes sont dans un rapport de dix. Le passage aux coefficients de compressibilité C_c et C_s :

$$1 / C_s = \Delta \lg p / \Delta \varepsilon \quad 1 / C_c = \Delta \lg p / \Delta \varepsilon$$

s'effectue au moyen de la relation $\Delta e = (1 + e_o) \Delta \varepsilon_v$. Ils valent respectivement $C_s = 0,027$ et $C_c = 0,26$ avec $e_o = 0,483$ l'indice des vides moyen des marnes grises. Ces coefficients indiquent une forte compressibilité de la marne sous les hautes pressions, compressibilité comparable à celle des argiles molles dans leur domaine normalement consolidé. Les chemins des déformations (ε_a , ε_v) possèdent des pentes différentes qui dépendent du rapport de cisaillement η , du côté compression ou du côté extension ([figure 27c](#)). Ces pentes changent après le franchissement de la courbe d'état limite, en relation avec les incréments de déformations élastiques et plastiques.

A l'abscisse p_L , qui est une pression effective moyenne, correspond le déviateur q_L sur chacun des chemins radiaux de pente η . Les coordonnées (p_L, q_L) de ces points d'état limite sont identifiés ainsi, en distinguant les éprouvettes dont l'axe est vertical (v) des éprouvettes dont l'axe est horizontal (h) dans le cas particulier du site [11]. Avec les points représentant la rupture en cisaillement de la marne, ces points seront utilisés pour décrire la courbe d'état limite de la marne dans les deux directions du massif.

11.3 – Méthode et observations.

Identification des points d'état limite.

Comme observé le long des chemins contrôlés isotropes et des chemins oedométriques, les variations de volume enregistrées pendant les chemins radiaux présentent un coude dans le plan $(\varepsilon_v, \lg(p))$, avant d'atteindre des hautes pressions. Les coudes sont plus ou moins marqués et ils dépendent du rapport de cisaillement η . Les réponses des marnes grises du site [17] donnent un exemple. Elles sont représentées sur la [figure 29](#). Les courbures les plus accentuées sont obtenues en compression pour les rapports η les plus grands (exemple de l'éprouvette PL206, $\eta = 1,03$). Après le coude qui marque le seuil d'état limite, la courbe $(\varepsilon_v, \lg(p))$ indique une forte compressibilité, avant de s'inscrire le long de la droite de pente $1 / C_c' = 5,4$ ([figure 29b](#)). Les points d'état limite sont figurés par des ronds sur les graphiques.

De même qu'à l'oedomètre, le point d'état limite peut être défini par les coordonnées du point d'intersection des droites de pentes C_s et C_c' le long de chacun des chemins proportionnels de pente η . Les coordonnées (ε_{vL}, p_L) sont pointées sur les courbes $(\varepsilon_v, \lg(p))$. Le déviateur q_L est pointé à son tour sur le chemin des contraintes au point d'abscisse p_L . Cet état de contraintes de préconsolidation (p_L, q_L) est associé à la pente η .

Mais la faible courbure des courbes $(\varepsilon_v, \lg(p))$ rend mal aisée la détermination des seuils d'état limite. Dans les marnes raides, les coudes sont souvent masqués par l'absence de contraste entre le coefficient de gonflement C_s à faible pression (domaine pseudo-élastique) et le coefficient de compressibilité C_c' à haute pression (domaine plastique). Dans d'autres cas, la capacité limitée des matériels vers les hautes pressions ne permet pas de dépasser largement le seuil d'état limite, ce qui est attendu pour garantir une bonne exploitation des courbes $(\varepsilon_v, \lg(p))$ en échelles semi-logarithmiques. Aussi, différentes méthodes ont été recherchées pour déterminer les coordonnées des points d'état limite, en pointant des coudes sur les chemins des déformations par exemple (site [17], [figure 29a](#)). Une autre démarche consiste à délimiter une zone de transition entre le domaine élastique et le domaine plastique (sites [07], [15], [23]).

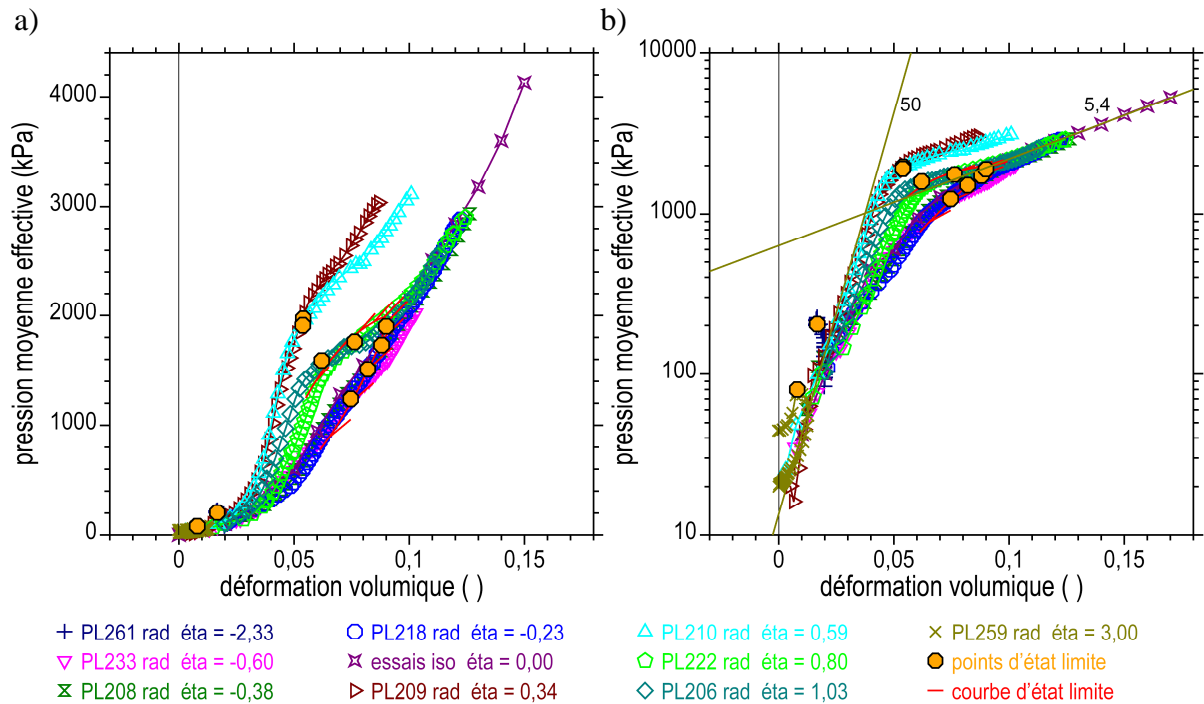


Figure 29 : Site [17]. Essais triaxiaux à chemins contrôlés radiaux à haute pression.

a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_v , p).

b) Courbes contrainte-déformation (ϵ_v , $\lg(p)$).

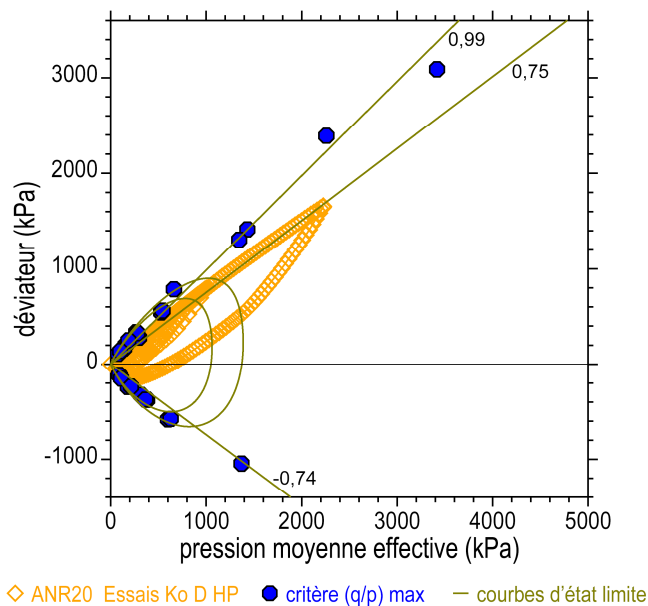


Figure 30 : Site [07]. Essais oedométriques K_0 D HP et enveloppes de rupture des argiles grises compactes. Plan des contraintes effectives (p q). Courbes d'état limite.

Une autre technique consiste à s'appuyer sur les points qui représentent la résistance de la marne, puis les seuils identifiés à partir des paliers de consolidation isotrope et le long d'un chemin oedométrique K_0 D HP. Un exemple est donné sur la [figure 25](#) avec le site [10]. Un autre exemple est donné sur la [figure 30](#), avec les argiles grises du site [07].

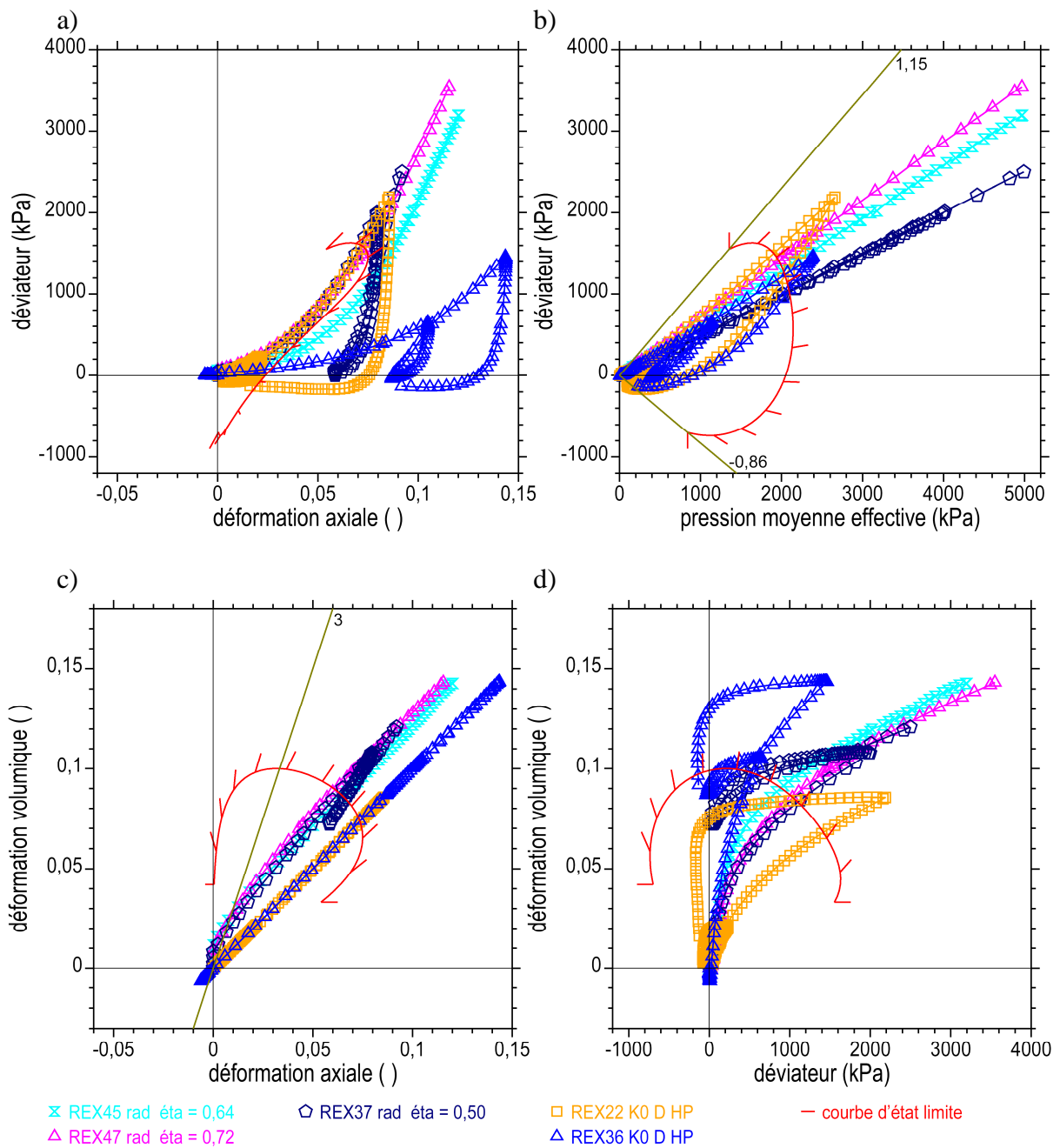


Figure 31 : Site [18]. Essais triaxiaux à chemins contrôlés radiaux à haute pression et essais oedométriques K_0 à haute pression.

- a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).
- b) Chemins des contraintes effectives (p , q).
- c) Chemins des déformations (ϵ_a , ϵ_v).
- d) Déformations volumique déviateur (q , ϵ_v).

Tendances.

Les paliers de consolidation isotrope et les chemins radiaux isotropes aboutissent à des réponses isotropes le plus souvent, qui se traduisent par des chemins de déformation (ε_a , ε_v) de pente 3. Des exemples ont été donnés dans les sites [04], [07], [09], [11], [15], [16], [17], [18] et [20] et d'autres, voir aussi la [figure 20](#) (site [07]) et la [figure 21](#) (site [16]). Dans l'exemple des marnes grises évoqué plus haut, les réponses aux chemins quasi isotropes de la [figure 27b](#) se regroupent bien autour de la droite de pente 3 de la [figure 27c](#).

La [figure 31](#) donne un exemple de comparaison entre les chemins radiaux et les chemins oedométriques K₀ D HP du site [18]. Les réponses des deux essais oedométriques K₀ à haute pression (éprouvettes REX22 et REX36) sont reportées avec celles de trois triaxiaux radiaux dont les pentes η sont de l'ordre de 0,5 à 0,7 (éprouvettes REX45, REX47 et REX37). À la dispersion près des mesures, qui est due à la variabilité des propriétés de la marne, les réponses présentent la même allure. Les chemins oedométriques se développent dans la partie supérieure du domaine pseudo-élastique de la marne, dans le plan de contraintes effectives (p , q). En effet, les pentes η_o^{nc} du chemin K₀ dans le plan des contraintes effectives valent 0,82 et 0,68 respectivement.

Difficultés.

Le principal écueil auquel se heurte l'identification des seuils d'état limite des marnes tient à la courbure continue des courbes de déformation volumique (ε_v , $\lg(p)$). La méthode oedométrique de pointage d'un coude s'applique aux marnes les plus tendres qui sont les plus compressibles. Les marnes raides sont peu déformables et appellent des très hautes pressions pour dépasser leurs seuils d'état limite. L'hétérogénéité habituelle des marnes rend la tâche encore plus difficile, en nécessitant de multiplier les essais.

Dans le cas du site [12], les courbes de compressibilité (ε_v , $\lg(p)$) des marnes grises n'indiquent pas de coudes, malgré les hautes pressions mises en œuvre (jusqu'à 9 MPa). Ces terrains sont très peu compressibles. En conséquence, faible compressibilité et absence de coude, les essais triaxiaux à haute pression n'ont pas permis de sortir du domaine pseudo-élastique des marnes grises.

Une autre difficulté tient à la multiplication des essais dans les programmes expérimentaux détaillés, qui nécessitent de disposer de nombreux échantillons identiques et homogènes. La méthode évoquée à propos de la [figure 25](#) est à mettre en œuvre à minima.

11.4 – Expressions de la courbe d'état limite.

Plusieurs formulations ont été envisagées pour décrire les courbes d'état limite des marnes (CEL), en références à la littérature ou sur la base des données expérimentales recueillies dans les différents sites. Trois types d'essais triaxiaux sont à mettre en œuvre pour produire les courbes d'où sont tirés les points d'état limite, des essais triaxiaux de cisaillement en compression et en extension, puis des essais triaxiaux à chemins contrôlés radiaux à haute pression.

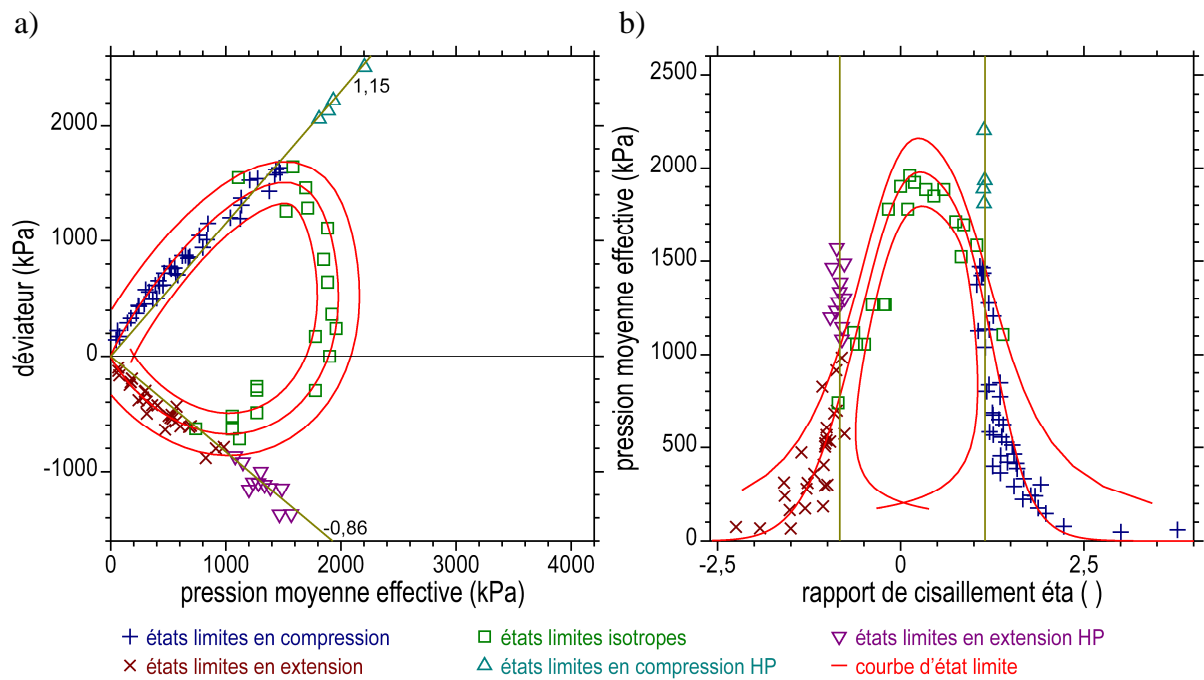


Figure 32 : Intervalle de confiance autour de la CEL à basse pression.

a) Plan des contraintes effectives (p, q).

b) Rapport des contraintes effectives (η , p).

Tableau 17 : Expression des contraintes effectives utilisées pour identifier la CEL.

	(σ'_a, σ'_r)	(s, t)	(p, q)
(σ'_a, σ'_r)		$\sigma'_a = s + t$ $\sigma'_r = s - t$	$\sigma'_a = p + 2q/3$ $\sigma'_r = p - q/3$
(s, t)	$s = (\sigma'_a + \sigma'_r) / 2$ $t = (\sigma'_a - \sigma'_r) / 2$		$s = p + q/6$ $t = q/2$
(p, q)	$p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3$ $q = \sigma'_a - \sigma'_r$	$p = s - t/3$ $q = 2t$	
	$\kappa = \sigma'_a / \sigma'_r$	$\zeta = t/s$	$\eta = q/p$
$\kappa = \sigma'_a / \sigma'_r$		$\kappa = (1 - \zeta) / (1 + \zeta)$	$\kappa = (3 - \eta) / (3 + 2\eta)$
$\zeta = t/s$	$\zeta = (1 - \kappa) / (1 + \kappa)$		$\zeta = 3\eta / (6 + \eta)$
$\eta = q/p$	$\eta = 3(1 - \kappa) / (1 + 2\kappa)$	$\eta = 3\zeta / (3 - \zeta)$	

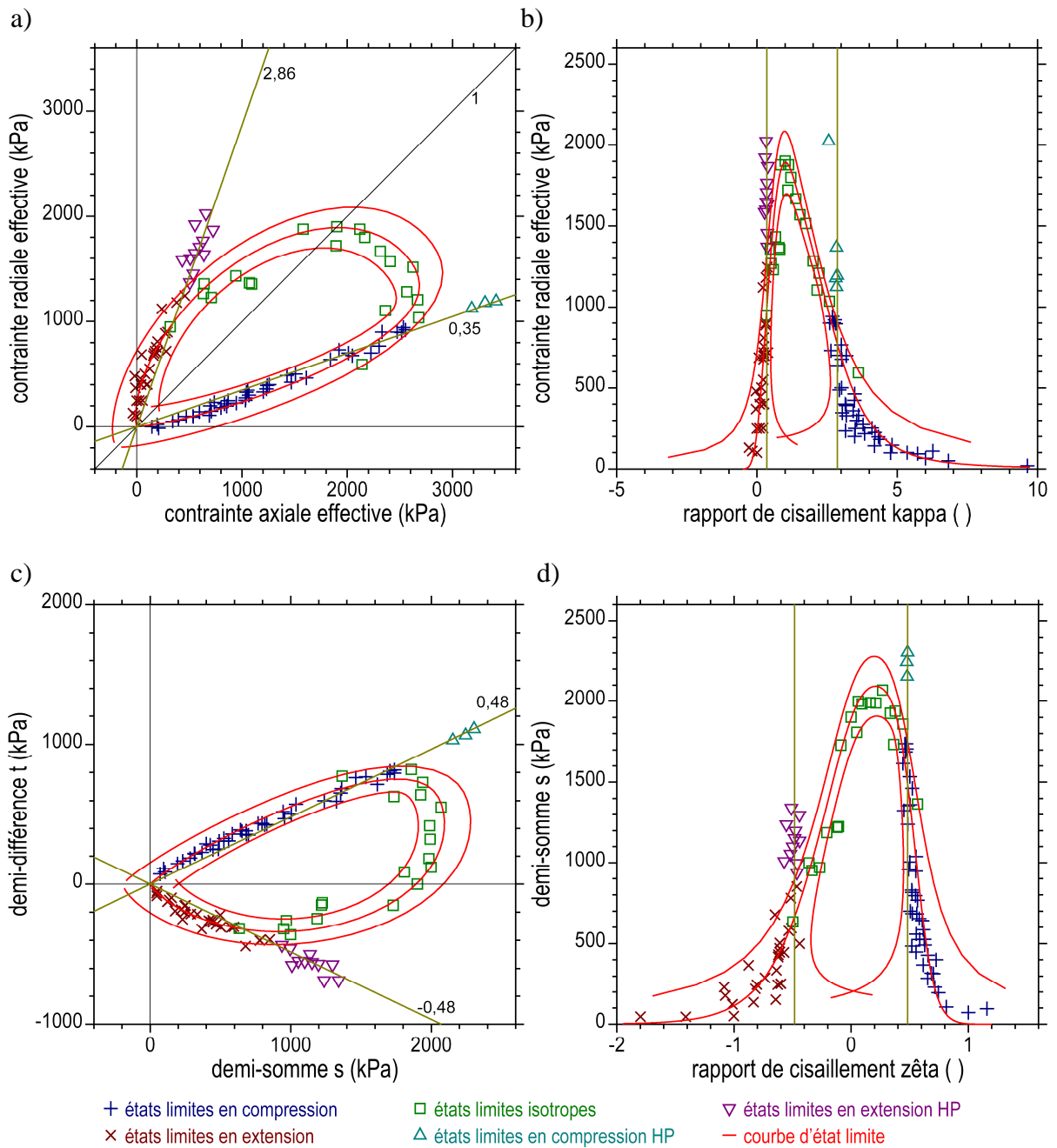


Figure 33 : Intervalle de confiance autour de la CEL à basse pression.
 Plans des contraintes principales effectives (σ'_a, σ'_r) et (s, t).
 a) Plan des contraintes effectives (σ'_a, σ'_r).
 b) Rapport des contraintes effectives (κ, σ'_r).
 c) Plan des contraintes effectives (s, t).
 d) Rapport des contraintes effectives (ζ, s).

Expressions des courbes d'état limite.

Les essais de cisaillement en compression et les essais de cisaillement en extension fournissent les résistances de la marne d'après le critère du rapport $|q/p|$ maximal. Les chemins contrôlés proportionnels fournissent des seuils qui sont pointés aux coudes des courbes de variation de volume en fonction du logarithme de la pression effective moyenne ($\varepsilon_v, \lg(p)$). L'ensemble des points d'état limite de coordonnées (p_L, q_L) s'organisent au voisinage d'une courbe fermée du plan des contraintes effectives (p, q) .

Différents formulations empiriques ont été proposées pour décrire cette courbe fermée que constitue la courbe d'état limite (CEL). Les courbes sont continues ou constituées par des segments raccordés par des points anguleux (spirales, ellipses, paraboles, etc.). Ces expressions sont définies dans un espace des contraintes effectives approprié. Il s'agit préférentiellement du plan des contraintes effectives (p, q) . Mais le plan des contraintes principales effectives (σ'_a, σ'_r) a été utilisé aussi, ou le plan (s, t) (s abscisse du centre du cercle de Mohr, t demi-diamètre du cercle de Mohr). Le [tableau 17](#) donne les définitions de ces variables et leurs rapports η, κ et ζ . En général, les expressions définies dans un repère sont difficilement transposables dans un autre. Toutefois, les tentatives d'identification des paramètres de ces expressions à partir des coordonnées (p_L, q_L) des points d'état limite par des procédés simples de régression linéaire se sont révélées peu pertinentes, en conduisant parfois à des approximations très éloignées des données expérimentales.

Le plan (η, p) .

Les coordonnées (p_L, q_L) des points d'état limite sont transformées sous la forme des couples (p_L, η_L) , où η_L représente le rapport de cisaillement $\eta_L = q_L / p_L$ (c'est à dire le rapport η des chemins contrôlés radiaux pour les points concernés). Un exemple est donné sur la [figure 32](#), qui concerne la marne grise du site [17]. Les points d'état limite (p_L, q_L) de la [figure 32a](#) sont convertis dans les couples (p_L, η_L) de la [figure 32b](#). Les points expérimentaux représentent les états limites de cisaillement en compression et en extension, en séparant les basses pressions et les hautes pressions, puis les états limites "isotrope" déduits des chemins contrôlés radiaux. Une partie de ces points ont été indiqués sur la [figure 29](#). Sur la [figure 32a](#), les résistances à basses pressions (croix) et les seuils isotropes (carrés) se distribuent le long d'une courbe en cloche dans le plan (η, p) . Cette représentation incite au choix d'une expression empirique de ce type pour décrire la CEL de la marne grise.

Cloche asymétrique.

Plusieurs pistes ont été explorées pour tenter de représenter plus précisément la courbe d'état limite de la marne du Plaisancien dans son intégralité. Le choix s'est porté vers la somme de deux courbes en cloche dont les axes de symétrie différents permettent de donner une forme dissymétrique dans le plan (η, p) . Finalement, le choix s'est porté vers la formulation suivante :

$$p = p_0 \{ \eta_{d1}^2 \exp[-((\eta - \eta_1) / \eta_{d1})^2] + \eta_{d2}^2 \exp[-((\eta - \eta_2) / \eta_{d2})^2] \} / (\eta_{d1}^2 + \eta_{d2}^2)$$

de cinq paramètres $p_0, \eta_1, \eta_2, \eta_{d1}$ et η_{d2} et qui est constituée par la somme de deux courbes en cloche dont les axes de symétrie sont respectivement $\eta = \eta_1$ et $\eta = \eta_2$.

La forme de cette expression ne permet pas d'obtenir directement les paramètres à partir d'un calcul de corrélation dans un repère approprié. Aussi, le calcul a été effectué par un procédé d'optimisation autour d'un jeu représentatif de départ, par minimisation des distances de la courbe aux points expérimentaux du plan (p, q). Les paramètres obtenus sont :

$$p_0 = 2400 \text{ kPa} \quad \eta_1 = 0,175 \quad \eta_{d1} = 1,050 \quad \eta_2 = 1,013 \quad \eta_{d2} = 0,513$$

Cette courbe d'état limite est représentée dans les différents repères des [figures 32 et 33](#). Le procédé a été mis en œuvre dans les sites [15], [17] et [18] où un grand nombre de points est disponible. Cette expression a été utilisée aussi dans les sites [07], [10], [11], [23] et [24], sans optimisation possible faute de disposer de données en nombre suffisant.

Dispersion des mesures.

Sur les [figures 32 et 33](#), les points d'état limite apparaissent avec une dispersion importante autour de la CEL calculée. La distance moyenne des 89 points expérimentaux à la courbe calculée est $d = 61,1 \text{ kPa}$ dans le plan des contraintes effectives (p, q). L'histogramme des distances de ces points au critère traduit de façon claire que la distribution des distances des points expérimentaux à la surface de charge est une distribution exponentielle. Ce type de distribution de la forme $g(x) = \exp(-x/\beta) / \beta$ ($x > 0$, $\beta > 0$) possède une moyenne égale à l'écart type ($E[x] = V[x] = \beta$). L'intervalle $[0, 3\beta]$ contient 95 % de la population de cette distribution, ce qui permet de définir une bande autour du critère de largeur $\pm 3d$ pour jouer le rôle d'un intervalle de confiance.

Le critère et sa bande d'incertitude sont représentés dans le plan des contraintes effectives (p, q) de la [figure 32a](#). Ses contours sont représentés aussi dans le plan (η , p) de la [figure 32b](#). Puis, ces différentes courbes ont été représentées dans les plans (σ'_a , σ'_r), (κ , σ'_r), (s, t) et (ζ , s) de la [figure 33](#). Cette bande correspond à l'incertitude des résultats expérimentaux, somme des erreurs instrumentales et de l'effet de l'hétérogénéité de la marne (et pour une faible part de l'incertitude des calculs de l'algorithme d'optimisation). Une démarche comparable a été appliquée aux mesures recueillies dans le site [18].

11.5 – Particularités remarquables.

Dissymétrie.

Afin de rendre compte de l'allure des données expérimentales, une expression dissymétrique a été donnée à la courbe d'état limite. D'après ces données, la courbe est élargie du côté des extensions (déviateur $q < 0$) et le chemin oedométrique ne constitue pas un axe de symétrie. Au contraire, ce chemin s'inscrit du côté des compressions comme indiqué par l'exemple de la [figure 25](#), site [10] ou la [figure 30](#), site [07]. Dans ce dernier, les fortes résistances au cisaillement mesurées en extension incitent à étendre plus encore la CEL vers les déviateurs négatifs.

Anisotropie.

Les graphiques de la [figure 34](#) montrent les courbes d'état limite tirées des essais triaxiaux à chemins contrôlés qui ont été mis en œuvre sur les marnes grises du site [11]. Les courbes expérimentales ont été données sur les [figures 27 et 28](#). Les éprouvettes proviennent d'un sondage carotté vertical et d'un sondage carotté horizontal.

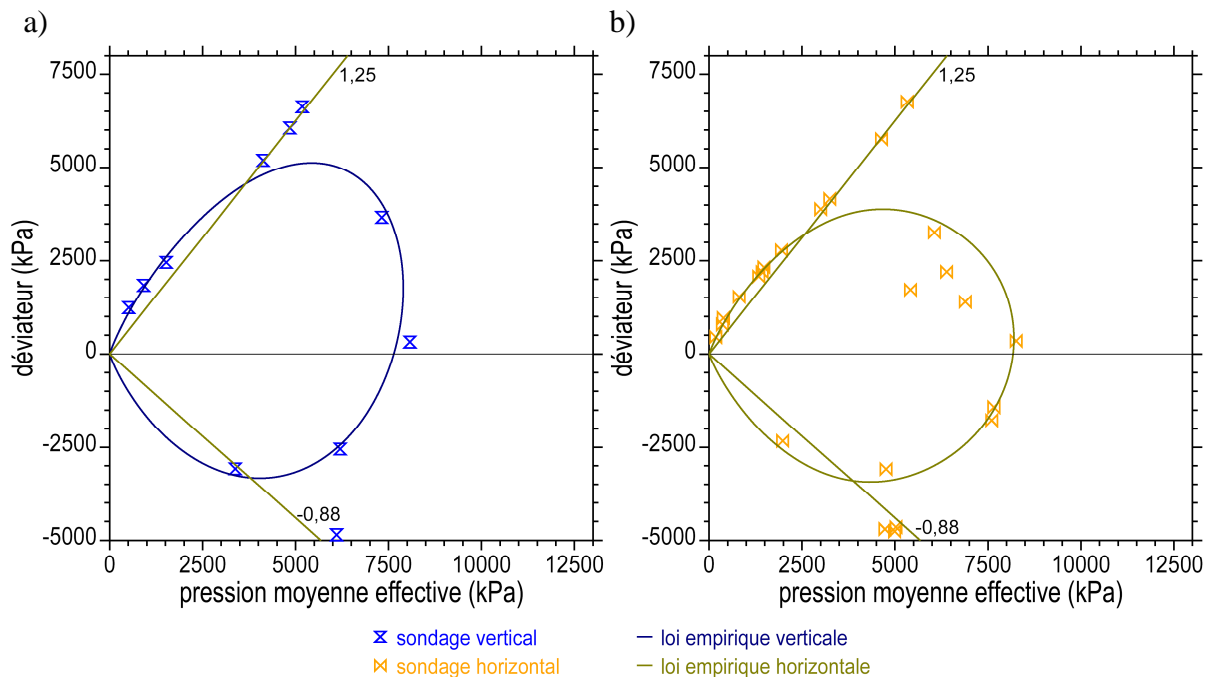


Figure 34 : Site [11]. Essais triaxiaux à chemins des contraintes radiaux. Marnes grises. Courbes d'état limite dans le plan des contraintes effectives (p, q).
a) Sondage vertical.
b) Sondage horizontal.

L'interprétation proposée permet de distinguer les échantillons verticaux et horizontaux. Le nombre de mesures est limité. Néanmoins, les premiers possèderaient une CEL plus étendue du côté des compressions, formant un "nez" centré sur un chemin oedométrique. Au contraire, la CEL des éprouvettes d'axes horizontaux semble plus arrondie et centrée sur l'axe isotrope.

Etendue des CEL.

Dans l'expression empirique donnée aux courbes d'état limites, le paramètre p_0 contrôle l'étendue du domaine pseudo-élastique de la marne dans le plan des contraintes effectives (p, q). Le [tableau 18](#) récapitule les paramètres des CEL identifiés dans les sites [07], [11], [12], [14], [15], [17], [18] et [23]. Les paramètres η_1 , η_2 , η_{d1} et η_{d2} changent d'un site à l'autre pour donner une forme plus ou moins évasée et dissymétrique aux CEL. Les paramètres p_0 changent considérablement d'un site à l'autre. Ils augmentent significativement dans les marnes compactes dont l'indice des vides moyen est inférieur à 0,50. La CEL n'a pas pu être identifiée dans le site [12] sous des pressions qui ont atteint 9 MPa.

Dans le site [15], seules les marnes argileuses ont fait l'objet d'une estimation entre deux courbes de transition (CEL^c et CEL^p). D'après les résistances mesurées dans les autres faciès gréseux du site, les CEL de ces terrains gagnent rapidement en étendue et leurs frontières isotropes (cap) deviennent inaccessibles aux moyens mis en œuvre ici. Les CEL de ces familles de terrains sont emboîtées. Ce constat s'accorde aux observations tirées des essais K_0 D HP à propos de la [figure 24](#) pour le site [10] par exemple, et qui soulignent la nécessité de mettre en œuvre de très fortes pressions dans les marnes raides.

Tableau 18 : Paramètres des courbes d'état limite des marnes.

site	e_0 ()	courbe CEL	p_0 (kPa)	η_1 ()	η_{d1} ()	η_2 ()	η_{d2} ()
[07]	0,56	1	1300	-0,05	1,1	0,8	0,6
		2	1700	-0,05	1,1	0,8	0,6
[11]	0,48	vertical	8200	0	1,3	0,45	1,0
		horizontal	8200	0,05	0,5	0,05	1,2
[12]	0,35	-	(> 10 MPa)				
[14]	0,45 à 0,81	-	?				
[15]	0,41	CEL ^c	2800	0,20	0,90	0,70	0,60
		CEL ^p	6650	0,20	0,90	0,70	0,60
[17]	0,68	1	2400	0,175	1,050	1,013	0,513
[18]	0,66	1	2600	0,175	1,050	1,013	0,513
[23]	0,81	1	Thiais				

e_0 indice des vides moyen des terrains

Le nombre de sites étudiés s'avère trop réduit pour tenter de quantifier ces évolutions de l'étendue des domaines pseudo-élastiques des marnes. Il convient néanmoins de ne pas perdre de vue qu'un bon nombre de caractéristiques mécaniques des marnes homogènes est en lien étroit avec l'indice des vides, comme l'ont montré les données présentées sur la [figure 9](#) à propos des résistances en compression uniaxiale.

Marnes fissurées et altérées.

Quelques essais triaxiaux radiaux ont été effectués sur les marnes fissurées et altérées du site [14]. Il n'apparaît pas de seuil d'état limite qui marquent une limite d'un domaine pseudo-élastique. En ce sens, en tant qu'agent de déstructuration, l'altération et la fissuration contribueraient à effacer les effets de structure qui jouent sur le comportement mécanique des marnes.

11.6 – Recherche des incréments de déformation.

Après l'identification d'une courbe d'état limite fermée d'une marne, cette nouvelle étape consiste à rechercher l'amplitude des déformations et la direction des incréments de déformation au-delà de la CEL, quand les chemins radiaux produisent de grandes déformations plastiques. Les points d'état limite sont repérés sur la CEL. Puis, les coordonnées (ϵ_{ap} , ϵ_{vp}) associées à ces points sont recherchées sur les chemins des déformations (ϵ_a , ϵ_v). Les pentes $\mu = \Delta\epsilon_v / \Delta\epsilon_a$ des chemins de déformation sont relevées sur les courbes expérimentales après le franchissement de la CEL, c'est à dire dans le domaine plastique de la marne. Ces directions dépendent de la pente η des chemins radiaux.

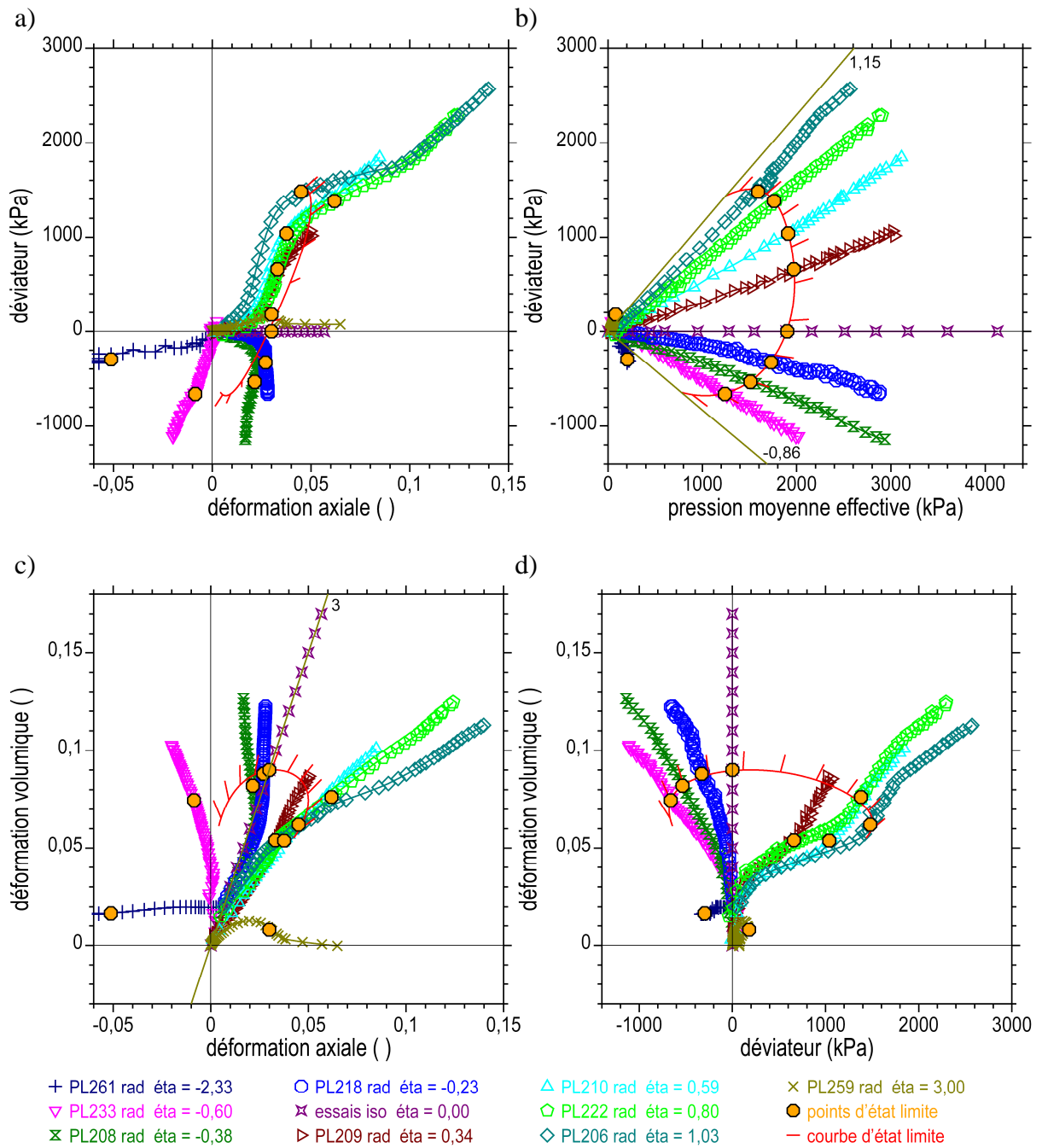


Figure 35 : Site [17]. Essais triaxiaux à chemins contrôlés radiaux à haute pression.

- Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).
- Chemins des contraintes effectives (p , q).
- Chemins des déformations (ϵ_a , ϵ_v).
- Déformations volumique déviateur (q , ϵ_v).

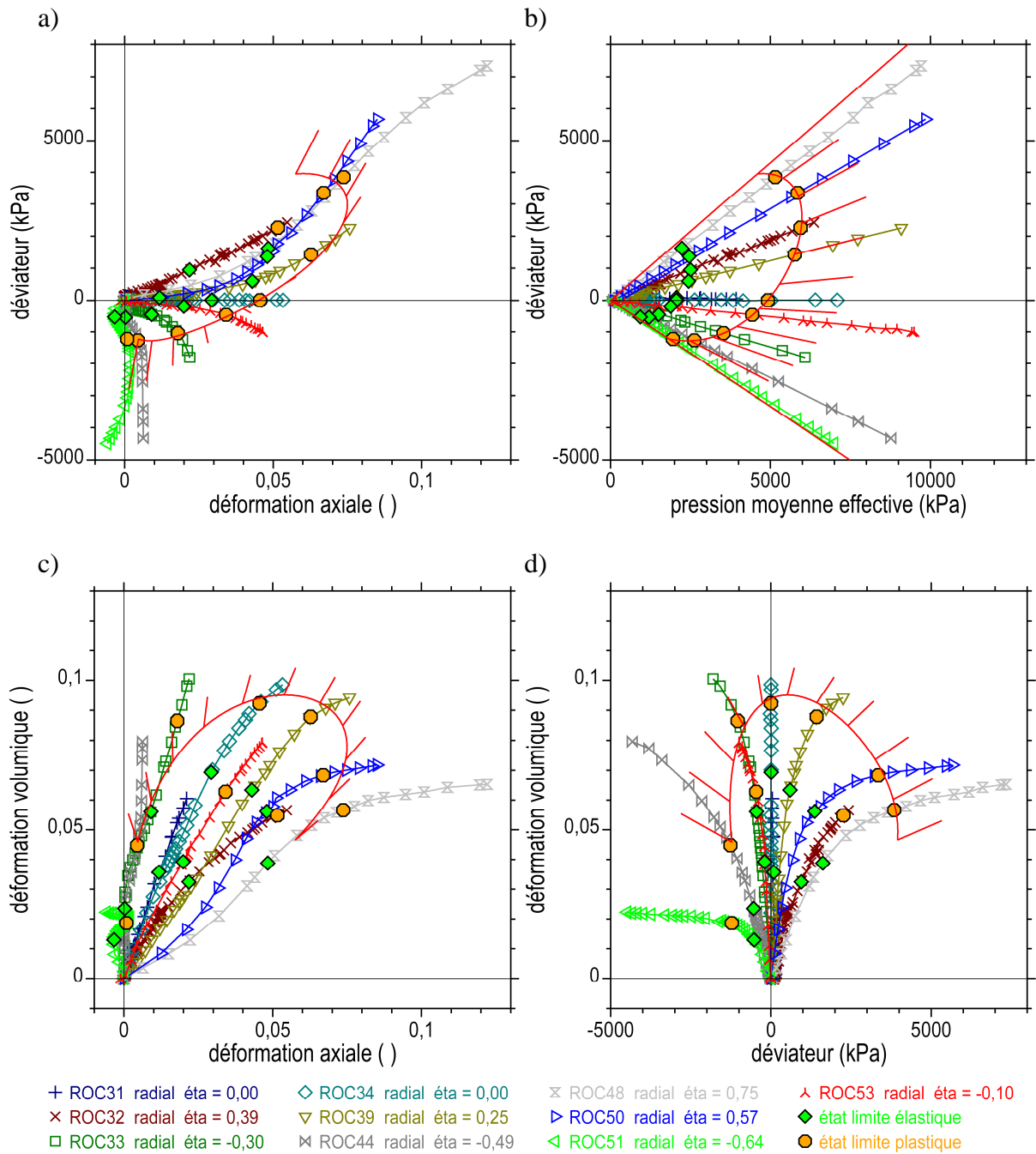


Figure 36 : Site [15]. Essais triaxiaux à chemins radiaux à haute pression. Série 8. Points d'état limite plastiques et enveloppes en contraintes et déformations.
 a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q).
 b) Chemins des contraintes effectives (p, q).
 c) Chemins des déformations (ϵ_a, ϵ_v).
 d) Déformations volumique déviateur (q, ϵ_v).

Dans les sites [15], [17] et [18], des relations empiriques de forme exponentielle ont été établies pour relier ces déformations limites (ϵ_{ap} , ϵ_{vp}) à la pente η . Puis, une loi hyperbolique permet de relier la direction μ à η . Les graphiques de la [figure 35](#) montrent les points d'état limite dans les plans (ϵ_a , q), (p , q), (ϵ_a , ϵ_v) et (q , ϵ_v), la courbe d'état limite en rouge et les incréments associés pour les marnes grises du site [17]. Voir aussi la [figure 29](#). Au total, cette représentation est définie par $7 + 6 + 2 = 15$ paramètres.

Dans le site [15], les points d'état limite sont relevés sur les courbes CEL^e et CEL^p qui encadrent le domaine de transition. Les couples des déformations (ϵ_{ae} , ϵ_{ve}) et (ϵ_{ap} , ϵ_{vp}) sont pointés sur les chemins des déformations. Puis, les pentes $\mu = \Delta\epsilon_v / \Delta\epsilon_a$ des chemins de déformation (ϵ_a , ϵ_v) ont été relevées sur les chemins de déformation après le franchissement de la CEL^p . La CEL^p et les incréments de contraintes et de déformations sont reportés dans les plans (ϵ_a , q), (p , q), (ϵ_a , ϵ_v) et (q , ϵ_v) de la [figure 36](#).

11.7 – Applications pratiques.

Des moyens importants ont été mis en œuvre pour étudier le comportement des marnes issues d'une douzaine de sites au moyen d'essais triaxiaux à chemin des contraintes contrôlé (sites [05], [06], [07], [09], [11], [12], [14], [15], [16], [17], [18] et [23]). Trois programmes se sont donnés pour objectif de décrire la forme et l'étendue des domaines pseudo-élastiques des marnes homogènes en identifiant leur frontière sous la forme d'une courbe d'état limite. Ils concernent des marnes tendres. Plusieurs dizaines d'éprouvettes ont été testées, sans compter les éprouvettes cassées pour mesurer la résistance au cisaillement de la marne. Fondés sur un nombre limité d'essais, d'autres programmes ont mis en avant une procédure simplifiée qui s'appuie sur les essais de consolidation isotrope, un essai oedométrique K_0 et les résistances au cisaillement de la marne, à basse pression et à haute pression. Enfin, les seuils d'état limite des marnes les plus raides n'ont pas pu être identifiés dans la gamme des pressions mises en œuvre (0 – 12 MPa).

En pratique, les domaines pseudo-élastiques des marnes homogènes s'avèrent rapidement étendus dans l'espace des contraintes effectives. Ils se définissent par une pression caractéristique de plusieurs mégapascals dans les marnes les plus tendres, qui progresse rapidement vers les dizaines de mégapascals dans les marnes raides. L'indice des vides constitue un premier marqueur de cette progression. La fissuration et l'altération jouent dans un sens opposé. Les courbes d'état limite présentent une forme dissymétrique accusée du côté des extensions. Le chemin oedométrique n'en constitue pas un axe de symétrie, mais il conserve son statut de direction d'anisotropie. Ces différentes observations laissent entrevoir que des effets de structure contrôlent en partie le comportement mécanique des marnes.

L'identification précise d'une courbe d'état limite d'une marne homogène appelle à disposer de nombreux échantillons pour procéder à un grand nombre d'essais triaxiaux. La procédure simplifiée prend tout son intérêt à ce titre, mais elle peut s'avérer tributaire de l'hétérogénéité du terrain. Les avancées procurées par ce travail serviront à mieux accompagner la préparation de futurs programmes expérimentaux.

12. Résistance au cisaillement.

Ce dernier volet est consacré à la résistance au cisaillement des marnes. Les données expérimentales ont été obtenues pour la plupart au moyen d'essais triaxiaux à chargement monotone en compression ou en extension, de type consolidé drainé (CD), consolidé non drainé (CU) et non consolidé non drainé (UU), à basse pression et à haute pression.

12.1 – Rappel.

Consolidation.

Les essais triaxiaux CU et CD commencent par une phase de saturation sous contre-pression suivie par une phase de consolidation. Pendant cette dernière, l'éprouvette est soumise à une pression de confinement constante et un effort axial constant jusqu'à stabilisation des déformations et retour à l'équilibre de la pression interstitielle. Ce chargement est défini par la contrainte axiale totale σ_{ac} et la contrainte radiale totale σ_{rc} . La consolidation est isotrope si $\sigma_{ac} = \sigma_{rc}$. Elle est anisotrope sinon. A l'équilibre, la pression interstitielle u est nulle ($u = 0$) et les contraintes principales effectives sont $\sigma'_{ac} = \sigma_{ac}$ et $\sigma'_{rc} = \sigma_{rc}$ (déduction faite de la contre-pression). L'état de contrainte de consolidation est encore défini par le couple (p_c, q_c) où p_c est la pression moyenne effective de consolidation et q_c le déviateur, $p_c = (\sigma'_{ac} + 2\sigma'_{rc})/3$, $q_c = \sigma'_{ac} - \sigma'_{rc}$. La consolidation est isotrope si $q_c = 0$ ($p_c = \sigma'_{rc}$) et anisotrope si $q_c \neq 0$ ($p_c = \sigma'_{rc} + q_c/3$).

Dans l'essai standard, la consolidation s'effectue en un palier. Mais plusieurs paliers successifs peuvent être enchaînés, notamment dans le domaine des hautes pressions. La consolidation peut être continue en mettant en œuvre un chargement contrôlé radial. L'exploitation des phases de consolidation isotrope a été évoquée précédemment. Elle permet de valoriser l'essai en procurant des informations sur la compressibilité de la marne, les temps de consolidation, la perméabilité, les seuils d'état limite.

Dans les essais triaxiaux non consolidés non drainés (UU), l'éprouvette est soumise à un état de contraintes totales (σ_a, σ_r) sans consolidation préalable. Le plus souvent, $\sigma_a = \sigma_r$ (état de contraintes isotrope), et la pression moyenne totale initiale est $p_T = \sigma_r$ ($q_T = 0$).

Cisaillement.

Dans les essais triaxiaux monotones standards CD et CU, le cisaillement est effectué en compression à pression radiale constante $\sigma_r = \sigma_{rc}$ en condition drainée ou non drainée. La vitesse de chargement axial est imposée. Bornée par valeur supérieure d'après les temps de consolidation, cette vitesse doit être suffisamment lente pour rester compatible avec la capacité de drainage de la marne et l'équilibrage des pressions interstitielles dans l'éprouvette. Le déviateur augmente ($dq > 0$) jusqu'à la rupture de l'éprouvette en compression ($q_{rupt} > 0$). Dans la direction opposée, le déviateur diminue ($dq < 0$) jusqu'à la rupture de l'éprouvette en extension ($q_{rupt} < 0$). Dans les essais triaxiaux monotones UU, la pression radiale totale σ_r est maintenue constante.

Chargements particuliers.

Des cycles de chargement-déchargement ou les chemins contrôlés en étoile ne sont pas appropriés à la mesure des résistances des marnes. Ils sont réservés à la mesure de leurs propriétés élastiques, comme indiqué plus haut. Néanmoins, l'état de rupture de la marne peut être approché par des chargements contrôlés en contraintes à l'aide d'une machine asservie. La difficulté tient au fait que le pilotage en contraintes ne permet pas de contrôler la rupture. Un exemple est donné dans le site [09], où des cycles déviatoriques purs ont été mis en œuvre en condition drainée. Dans ce cas, la pression moyenne effective est maintenue constante ($p = p_c$), alors que le déviateur et la contrainte radiale varient ($\sigma'_r = \sigma_r = p_c - q/3$).

Variables triaxiales.

Les variables enregistrées pendant le cisaillement triaxial sont la déformation axiale ϵ_a , la déformation volumique ϵ_v (CD), la pression interstitielle u (CU), la pression moyenne effective p et le déviateur q . La déformation déviatoire est définie par $\epsilon_d = 2(\epsilon_a - \epsilon_r)/3$ (ϵ_r déformation radiale). Les mesures des déformations sont effectuées en instrumentation globale. La correction de section des éprouvettes est effectuée conventionnellement dans un mode de déformation en tonneau.

12.2 – Expression des ruptures.

Forme des ruptures.

Des ruptures de formes diverses apparaissent pendant les phases de cisaillement triaxial. Elles dépendent de la nature de la marne, de son état, de la pression de confinement et du mode de chargement. Dans les marnes homogènes les éprouvettes les moins confinées cassent sur des plans de rupture et présentent des pics de résistance. Les plans de rupture en compression sont souvent uniques et redressés. En extension à basse pression les ruptures se produisent sur des plans conjugués (voir les photos, [figure 37](#)). Les pics sont moins marqués qu'en compression. A haute pression, les déformations s'établissent en tonneau ou en bobine. Les pics s'estompent aux fortes pressions, pour laisser la place à un palier de plasticité parfaite ou montrer des signes d'écrouissage. Dans les terrains qui présentent un litage, les ruptures sont en partie guidées par celui-ci (voir les sites [12] et [13]). L'effet est accentué à basse pression, comme en compression uniaxiale. Les marnes indurées possèdent de fortes résistances qui se manifestent par un mode de rupture de type fragile, entraînant ainsi une grande dispersion des mesures.

L'effacement progressif des pics avec l'augmentation du confinement correspond au passage du domaine pseudo-élastique au domaine plastique de la marne sous les sollicitations à tendance isotrope. Parallèlement, les marnes homogènes sont dilatantes à basse pression et contractantes à haute pression, d'après les variations de volume enregistrées pendant les essais CD ou les variations de la pression interstitielle enregistrées pendant les essais CU. Le seuil de contractance-dilatance se situe généralement avant le pic et avant la formation du plan de rupture qui apparaît après le pic. Des exemples sont donnés dans les sites [01], [04], [06], [10], [11], [12], [15], [16] et [20].

Les argiles d'altération présentent des ruptures plus adoucies que les marnes qui en constituent le substratum. Les pics de résistances sont moins marqués et les dilatances plus faibles à basse pression.

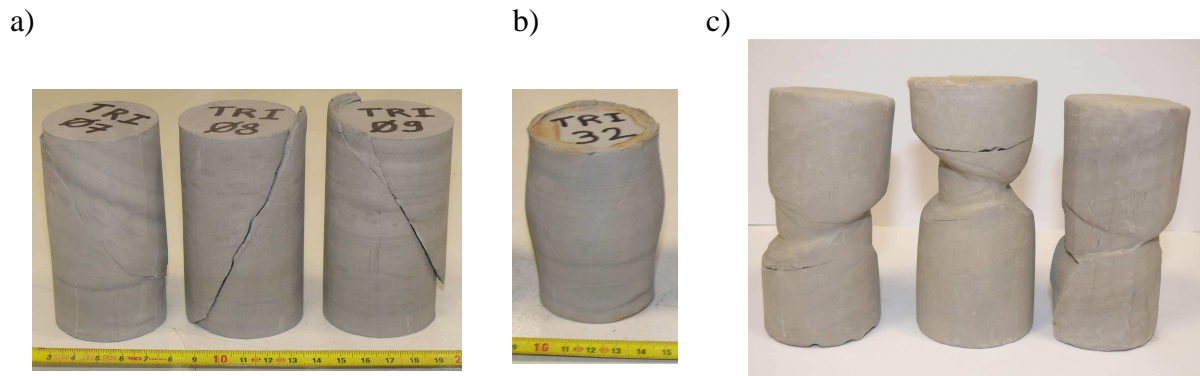


Figure 37 : Marnes homogènes. Eprouvettes triaxiales après essai et étuvage.
Diamètre initial 50 mm.

- a) Site [09]. Essais CD en compression, éprouvettes TRI07, 08 et 09,
 $p_c = 300, 400$ et 700 kPa.
b) Site [09]. Essai CU en compression, éprouvette TRI32, $p_c = 4000$ kPa.
c) Site [17]. Essais CU en extension, éprouvettes PL244, 241 et 247,
 $p_c = 400, 500$ et 200 kPa.



Figure 38 : Marnes fissurées. Eprouvettes triaxiales après essai et étuvage.
Diamètre initial 50 mm.

- a) Site [14]. Essais CU en compression, éprouvettes MIL11, 12, 13 et 14,
 $p_c = 100, 300, 700$ et 6500 kPa.
b) Site [19]. Essais CU en compression, éprouvettes PEU06, 07 et 08,
 $p_c = 100, 300$ et 700 kPa.

Dans de nombreux cas, des marnes compactes en apparence homogènes présentent des ruptures qui s'expriment systématiquement sur des plans plus ou moins désordonnés, quelle que soient la pression de confinement (sites [15], [16], [20]). Ces plans de rupture sont irréguliers et ils ne sont pas strictement guidés par les sollicitations triaxiales. Une fissuration latente, non visible dans les échantillons, serait à l'origine de ces ruptures, qui s'accompagnent d'une perte de résistance. Des indices de cette nature se retrouvent aussi dans les phases altérées des massifs, qui conservent ainsi une trace de la structure initiale du terrain (sites [02], [03], [04], [07], [08]).

Dans le cas extrême des marnes tectonisées, voire déstructurées et souvent altérées de surcroît, la rupture se développe sur une ou plusieurs discontinuités préexistantes, indépendamment de la sollicitation triaxiale, à basse pression ou à haute pression. Les surfaces de rupture ne sont pas planes et elles possèdent des pentes moyennes variées. Les résistances sont faibles à très faibles, assimilables à des résistances résiduelles pour les plus basses, sans pic et sans dilatance (sites [14] [19] [21]). La [figure 38](#) donne une illustration de ce type de ruptures. Ces terrains ne possèdent pas un domaine pseudo-élastique aussi étendu que les marnes homogènes de même nature et de même compacité.

Formes des chemins de déformations et de contraintes.

La forme des chemins de déformations dans le plan ($\varepsilon_a, \varepsilon_v$) (essais CD) ou des chemins des contraintes effectives (p, q) (essais CU) procure une expression précise du comportement de la marne dans chaque cas particulier, selon la nature du terrain, son état, les conditions de chargement, etc. Les chemins des déformations renseignent sur la dilatance et la contractance à la rupture et, si les déformations sont homogènes, elles traduisent l'arrivée à l'état critique (volume constant, déviateur constant, grande déformation axiale).

En condition non drainée, par leur amplitude et leurs courbures, les chemins des contraintes expriment l'évolution de la pression interstitielle et le régime de contractance ou de dilatance associé. Ils marquent tous les stades de la rupture, qui sont pointés par un rapport de cisaillement maximal, un cisaillement maximal ou l'état critique. Ces marques s'appliquent aux marnes tendes homogènes à haute pression, dont la réponse s'apparente à celle d'une argile normalement consolidée. Elles s'estompent à basse pression, suite à la formation d'un plan de rupture accompagné d'un pic de résistance. Elles se brouillent en présence d'une fissuration naturelle désordonnée et non contrôlée par le chargement triaxial.

Critères de rupture.

Les résistances de chacune des éprouvettes triaxiales sont pointées sur les chemins des contraintes effectives du plan (p, q) et les chemins des contraintes totales du plan (p_T, q_T), en appliquant quatre critères associés aux conditions de chargement ($q_T = q$). Les quatre critères sont :

- critère (1), chargements CD et CU, rapport $(q/p)_{\max}$ en contraintes effectives,
- critère (2), chargements CU, rapport $(q/p)_{\max}$ transcrit en contraintes totales,
- critère (3), chargements CU, déviateur maximal $(q)_{\max}$ en contraintes totales,
- critère (4), chargements UU, critère $(q)_{\max}$ en contraintes totales.

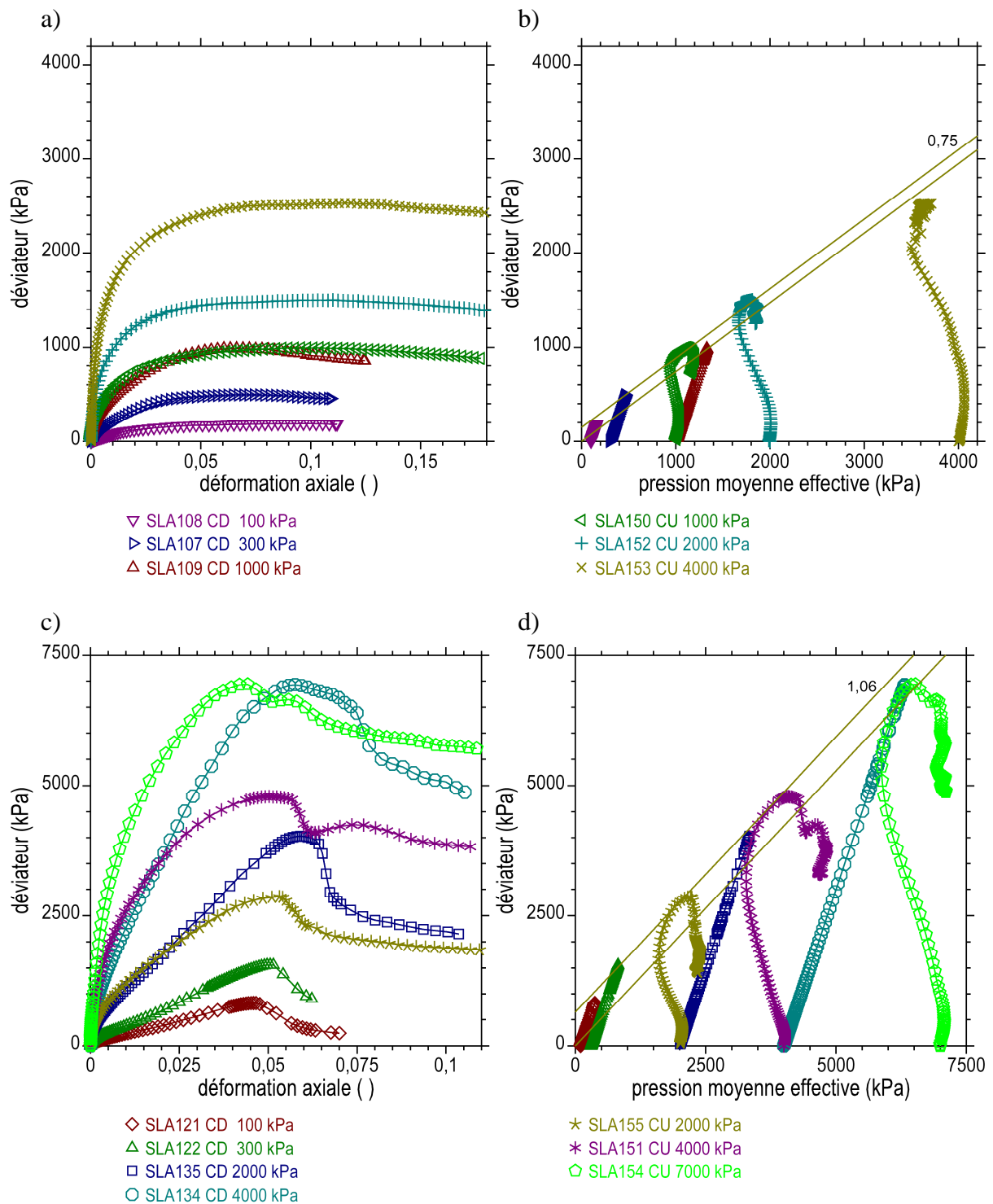


Figure 39 : Site [04]. Essais triaxiaux consolidés drainés CD et consolidés non drainés CU à basse pression et à haute pression.
a) Argiles d'altération. Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).
b) Argiles d'altération. Chemins des contraintes effectives (p , q).
c) Marne gris-bleuté. Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).
d) Marne gris-bleuté. Chemins des contraintes effectives (p , q).

Un exemple est donné sur les figures 39 et 40 à propos de la marne gris-bleuté du site [04] et de l'argile d'altération qui la coiffe. Des essais triaxiaux CU et CD ont été effectués dans la gamme 0-4 MPa pour l'argile et 0-8 MPa pour la marne. Les consolidations sont isotropes. Les cisaillements sont des compressions. La figure 39 montre les courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q) et les chemins des contraintes effectives (p, q). Les argiles donnent des réponses contractantes, sans pics marqués. Mais ces réponses ne sont pas assimilables à celles des argiles molles dans lesquelles sont générées des pressions interstitielles plus fortes. Les marnes sont fortement dilatantes à basse pression et faiblement contractantes à haute pression. La rupture se produit sur des pics dans toute la gamme des pressions appliquées.

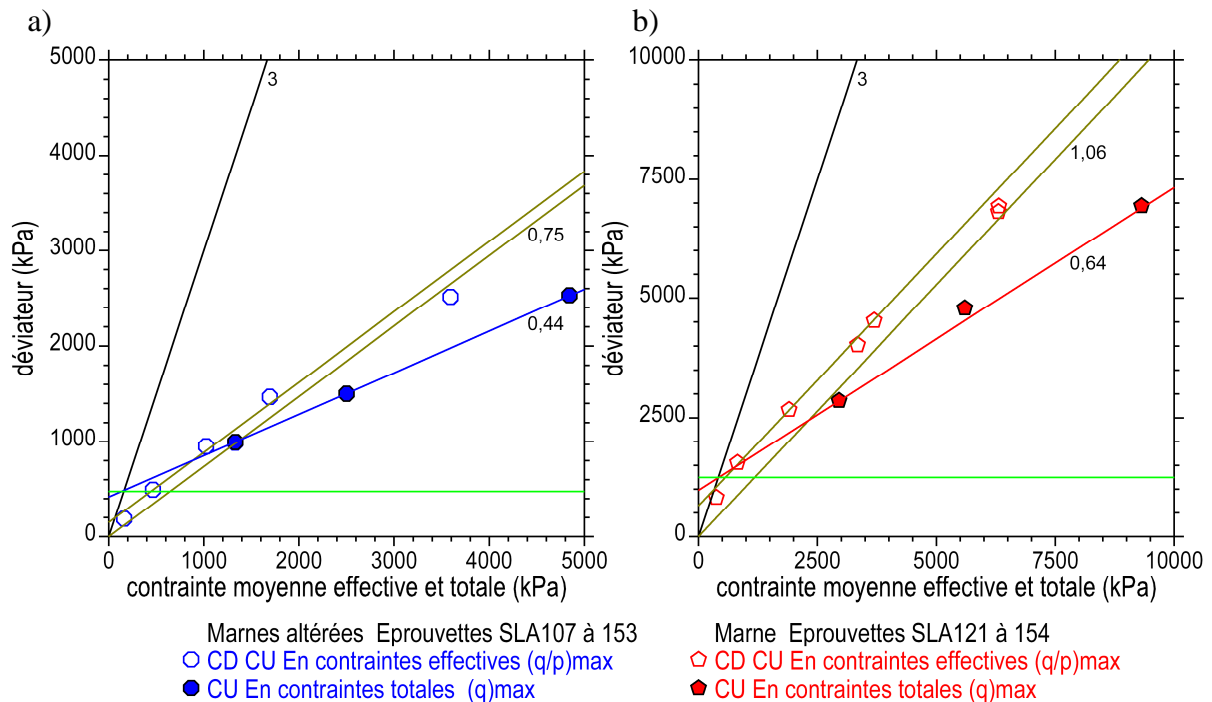


Figure 40 : Site [04]. Récapitulatif des résistances des argiles d'altération et des marnes. Essais triaxiaux CD et CU à basse pression et à haute pression. Plans des contraintes effectives (p, q) superposés aux plans des contraintes totales (p_T, q_T).
 a) Argiles d'altération. b) Marne gris-bleuté.

La figure 40 montre les plans des contraintes superposés (p, q) et (p_T, q_T) où sont reportés les points de rupture pointés selon les critères $(q/p)_{\max}$ (figurés creux) et $(q)_{\max}$ (figurés pleins) sur les chemins des contraintes de la figure 39. Sauf la droite de pente 3, qui indique la direction des chargements en compression uniaxiale ($\sigma_r = 0$) et triaxiaux standards ($\sigma_r = \sigma_{rc}$), les droites représentées dans ces graphiques sont des critères de Coulomb. Après une exploitation individuelle des éprouvettes sur la base des quatre critères indiqués ci-dessus, ces droites, ou d'autres critères de résistance, sont identifiés sur un ensemble homogène d'éprouvettes.

Les figures 41, 42 et 43 qui suivent montrent les courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q) et les chemins des contraintes effectives (p, q) recueillis pendant les programmes d'essais réalisés sur les marnes grises des sites [17] et [18]. Les essais triaxiaux CD et CU sont effectués à basse pression et à haute pression, en compression ou en extension, à partir d'états de consolidation isotropes ou anisotropes.

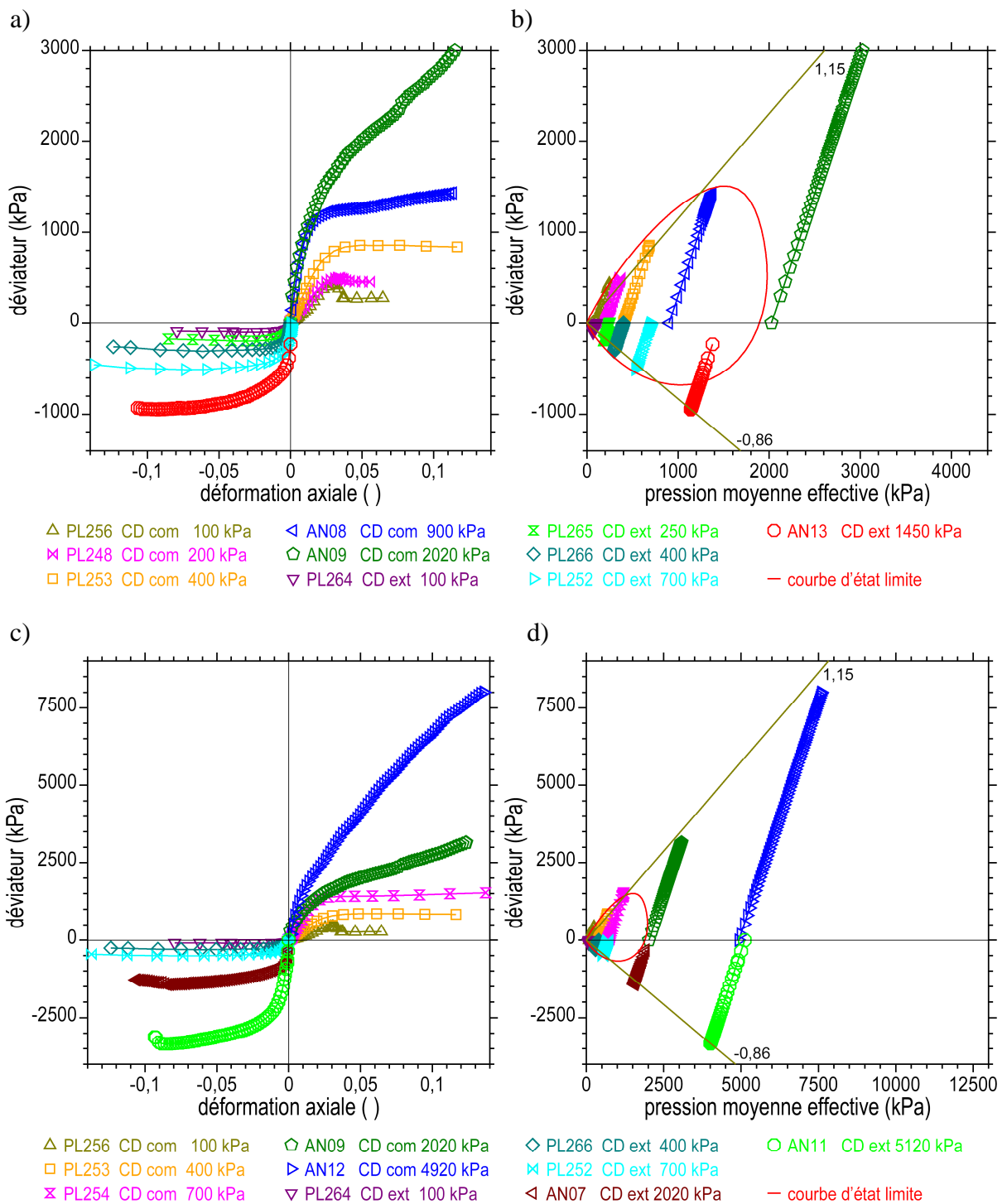


Figure 41 : Site [17]. Essais triaxiaux CD à basse pression et à haute pression.

- a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q).
- b) Chemins des contraintes effectives (p, q).
- a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q).
- b) Chemins des contraintes effectives (p, q).

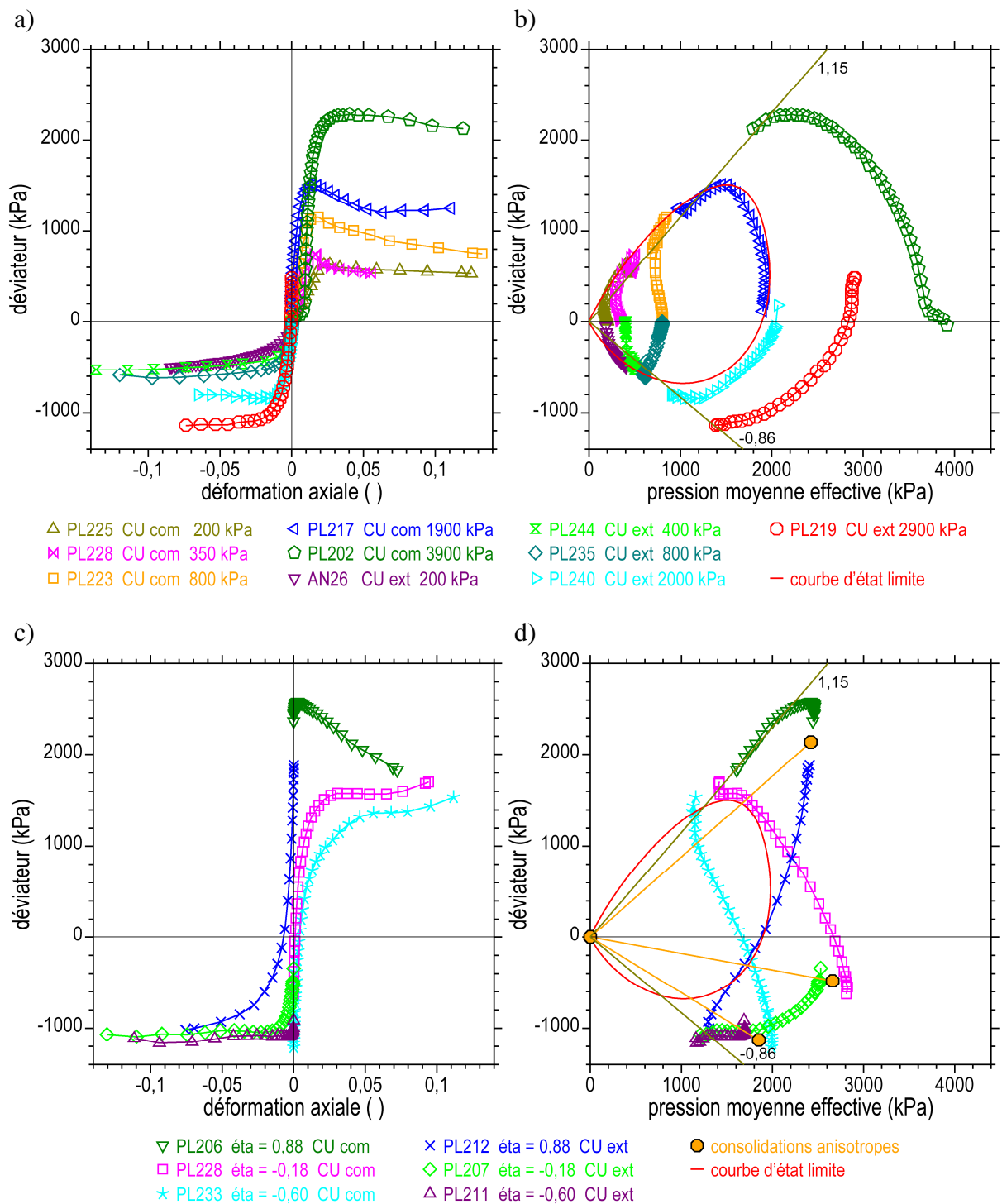


Figure 42 : Site [17]. Essais triaxiaux CU à basse pression et à haute pression, après consolidation isotrope ou consolidation anisotrope.

- a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q).
- b) Chemins des contraintes effectives (p, q).
- c) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q).
- d) Chemins des contraintes effectives (p, q).

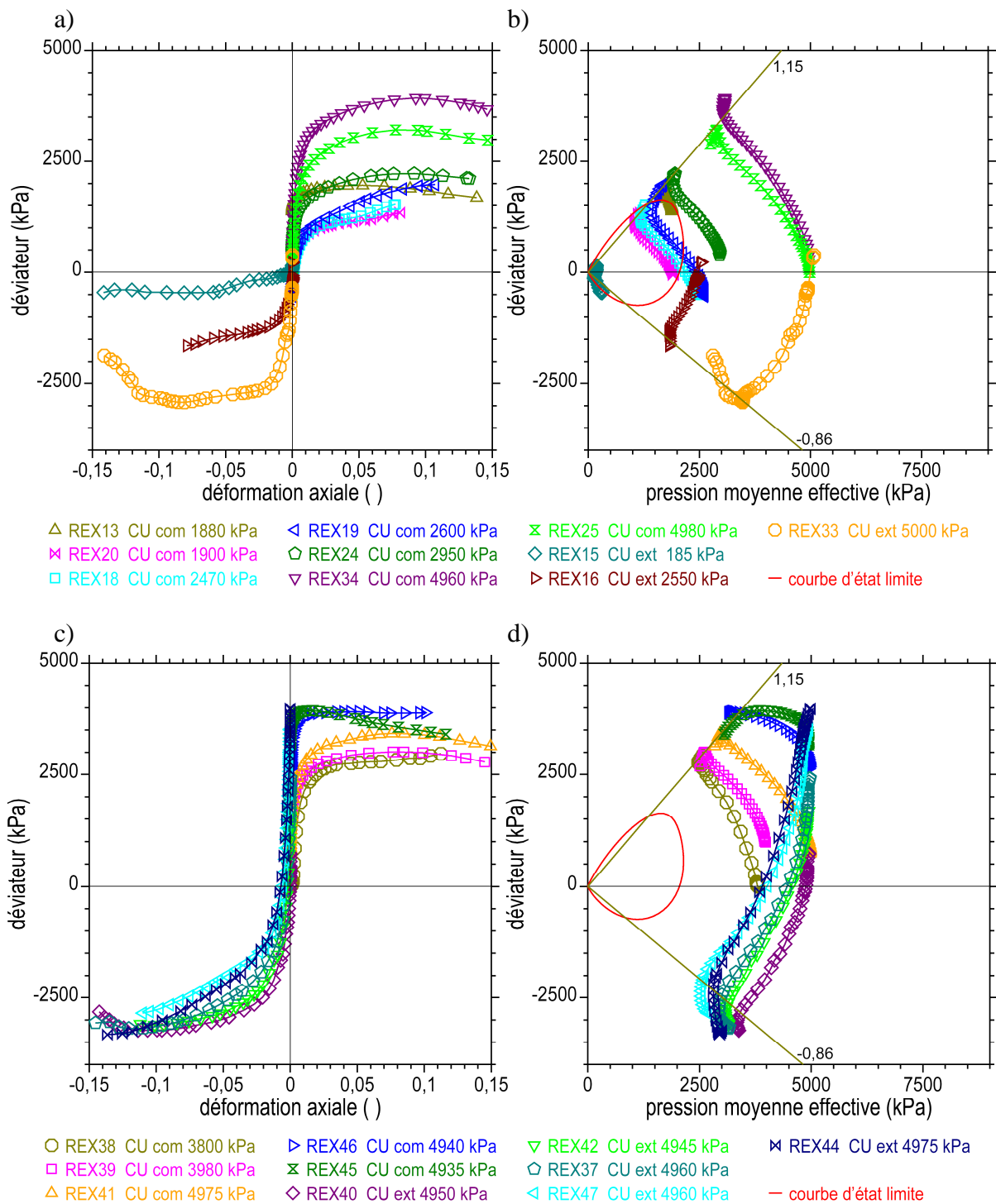


Figure 43 : Site [18]. Essais triaxiaux CU à basse pression et à haute pression, après consolidation isotrope ou consolidation anisotrope.

- Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).
- Chemins des contraintes effectives (p , q).
- Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).
- Chemins des contraintes effectives (p , q).

Les courbes d'état limite (CEL) définies plus haut sont reportées dans les plans des contraintes effectives (p, q). Les essais triaxiaux à chemins contrôlés radiaux ont permis de dépasser largement le domaine pseudo-élastique des marnes grises (figure 35). Le contraste des réponses non drainées (CU) entre le domaine pseudo-élastique et le domaine plastique apparaît clairement sur la figure 42b. A haute pression, les points de rupture donnés par le critère $(q/p)_{\max}$ s'inscrivent sur des droites de Coulomb de pentes $M_c = 1,15$ et $M_e = -0,86$. Par définition, ces droites ne sont pas symétriques dans le plan (p, q) (voir plus bas), mais elles dépendent du même angle frottement interne $\phi' = 28,9^\circ$. A basse pression, les points de rupture donnés par le critère $(q/p)_{\max}$ s'inscrivent sur la courbe d'état limite de la marne, comme indiqué plus haut. La symétrie n'est pas observée et, au contraire, les ruptures en extension ont tendance à accentuer la dissymétrie de la CEL vers les extensions (site [07] par exemple).

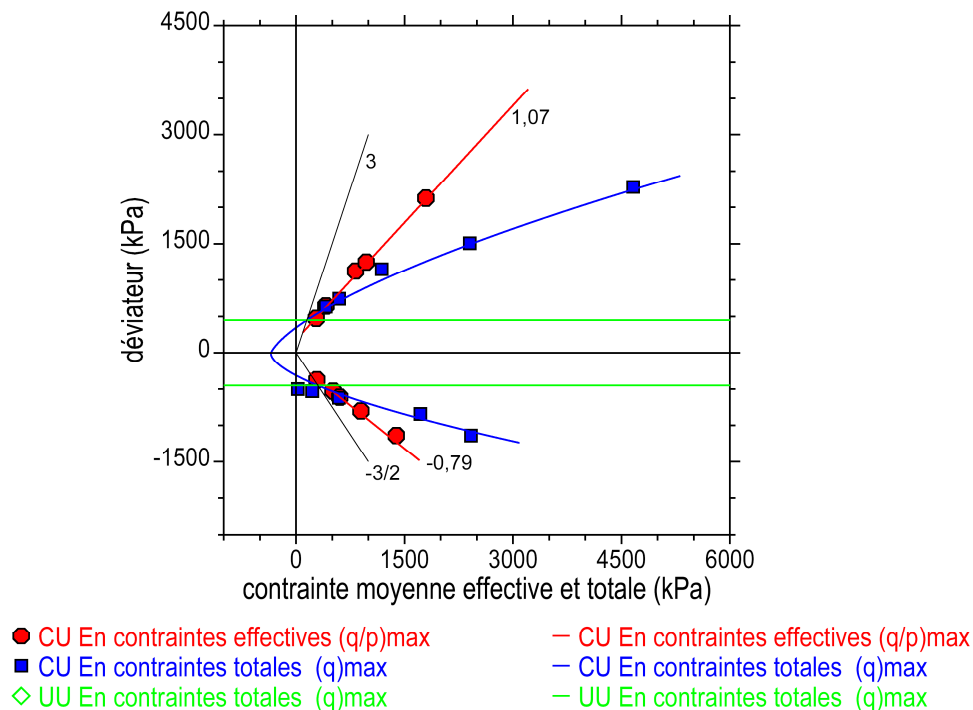


Figure 44 : Site [17]. Récapitulation des résistances des marnes grises. Essais triaxiaux CU à basse pression et à haute pression. Plan des contraintes effectives (p, q) superposé au plan des contraintes totales (p_T, q_T). Enveloppes de rupture.

Les points de rupture des dix essais triaxiaux présentés sur la figure 42b sont reportés dans le plan des contraintes effectives (p, q) superposé au plan des contraintes totales (p_T, q_T) de la figure 44. Les critères linéaires pour les contraintes effectives (en rouge) et paraboliques pour les contraintes totales (en bleu) fournissent une interprétation possible de la résistance des marnes grises en compression et en extension. Avec la droite de pente 3, qui donne la direction des compressions uniaxiales ($\sigma_r = 0$), est indiquée la direction $-3/2$ des contraintes axiales constantes en extension ($\sigma_a = 0$). Les droites vertes ont pour ordonnées à l'origine $q_{rc} = 450$ kPa en compression et $q_{re} = -450$ kPa et en extension dans le plan (p_T, q_T). Elles passent par les points d'intersection des paraboles et des droites de pentes 3 et $-3/2$. Elles révèlent ainsi une cohésion non drainée $c_u = 225$ kPa pour les marnes grises.

12.3 – Expressions des résistances des marnes.

Critère de Coulomb en contraintes effectives.

D'après le critère de Coulomb, les points de rupture (p_{rupt} , q_{rupt}) en compression ($\sigma'_a > \sigma'_r$) dans du plan des contraintes effectives (p , q) s'alignent sur une droite définie par :

$$q_{rupt} = M_c p_{rupt} + C_{qc}$$

de caractéristiques C_{qc} et M_c . De même, en extension ($\sigma'_a < \sigma'_r$) :

$$q_{rupt} = M_e p_{rupt} + C_{qe}$$

où M_c , M_e , C_{qc} et C_{qe} sont des paramètres qui dépendent de la cohésion c' du sol et de l'angle de frottement ϕ' en contraintes effectives :

$$M_c = 6 \sin\phi' / (3 - \sin\phi') \quad C_{qc} = 6 \cos\phi' c' / (3 - \sin\phi')$$

$$M_e = -6 \sin\phi' / (3 + \sin\phi') \quad C_{qe} = -6 \cos\phi' c' / (3 + \sin\phi')$$

$$\sin\phi' = 3M_c / (6 + M_c) = -3M_e / (6 - M_e)$$

$$M_e / M_c = (3 - \sin\phi') / (3 + \sin\phi')$$

$$c' = C_{qc} (3 - \sin\phi') / 6 \cos\phi' = -C_{qe} (3 + \sin\phi') / 6 \cos\phi'$$

$$C_{qc} / M_c = C_{qe} / M_e = c' \cot\phi'$$

Le rapport q sur p est noté $\eta = q/p$. A la rupture en compression $\eta = M_c$ et $\eta = M_e$ en extension.

Le domaine plastique des marnes tendres se trouve bordé par deux droites de Coulomb caractérisées par une cohésion nulle ($c' = 0$, $C_{qc} = C_{qe} = 0$). Dans l'exemple des marnes grises des sites [17] et [18], les pentes $M_c = 1,15$ et $M_e = -0,86$ révèlent un angle $\phi' = 28,9^\circ$ (figures 41, 42 et 43). A basse pression, le domaine pseudo-élastique des marnes se déploie au-delà des deux droites, comme le montrent les courbes d'état limite qui sont reportées dans les plans (p , q). Un critère de Coulomb tangent au dos de la CEL possède une cohésion. Un exemple est donné dans le site [10]. Dans l'interprétation de la figure 44 concernant le site [17], où le calage du critère s'effectue sur cinq points en compression et cinq points en extension, $C_{qc} = 181$ kPa, $M_c = 1,07$, $C_{qe} = -133$ kPa, $M_e = -0,79$, $c' = 86$ kPa, $\phi' = 27,1^\circ$.

Les droites de Coulomb peuvent être exprimées dans les différents espaces des contraintes effectives, avec les notations définies dans le tableau 17. Ainsi pour le site [17] et les hautes pressions, les droites de Coulomb des figures 32 et 33 ont pour expressions dans les plans (p , q), (s , t) ou (σ'_a , σ'_r) :

$$\text{plan } (p, q) \quad M_c = \eta_{r \text{ comp}} = 1,15 \quad M_e = \eta_{r \text{ ext}} = -0,83$$

$$\text{plan } (s, t) \quad L_c = \zeta_{r \text{ comp}} = 0,48 \quad L_e = \zeta_{r \text{ ext}} = -0,48$$

$$\text{plan } (\sigma'_a, \sigma'_r) \quad K_c = \kappa_{r \text{ comp}} = 0,35 \quad K_e = \kappa_{e \text{ ext}} = 2,87$$

Ces pentes correspondent à l'angle de frottement $\phi' = 28,9^\circ$, soit $\sin\phi' = 0,483$. La relation empirique $K_0 = 1 - \sin\phi'$ correspond à $\eta_0 = 0,737$, $\zeta_0 = 0,349$ et $\kappa_0 = 0,517$ respectivement.

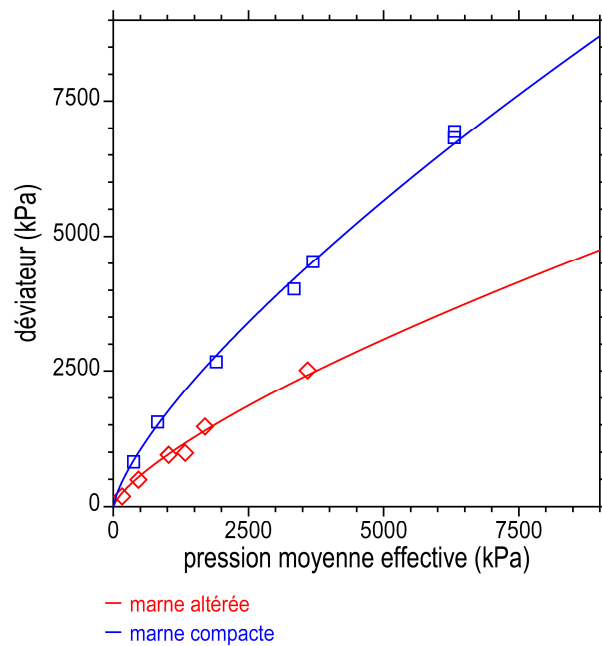


Figure 45 : Site [04]. Essais triaxiaux drainés et non drainés à haute pression. Marne altérée et marne du substratum. Points de rupture dans le plan des contraintes effectives (p , q). Enveloppes de rupture décrites par une loi puissance.

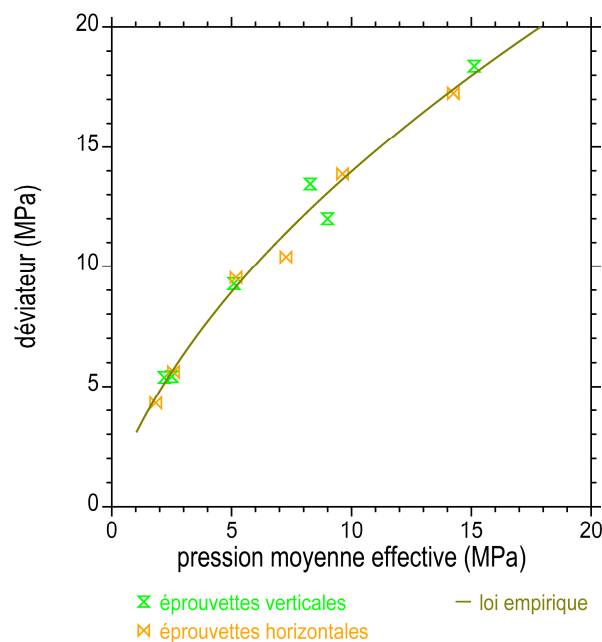


Figure 46 : Site [12]. Essais triaxiaux drainés à haute pression. Échantillons verticaux et horizontaux. Points de rupture dans le plan des contraintes effectives (p , q). Enveloppes de rupture décrites par une loi de Hoek et Brown.

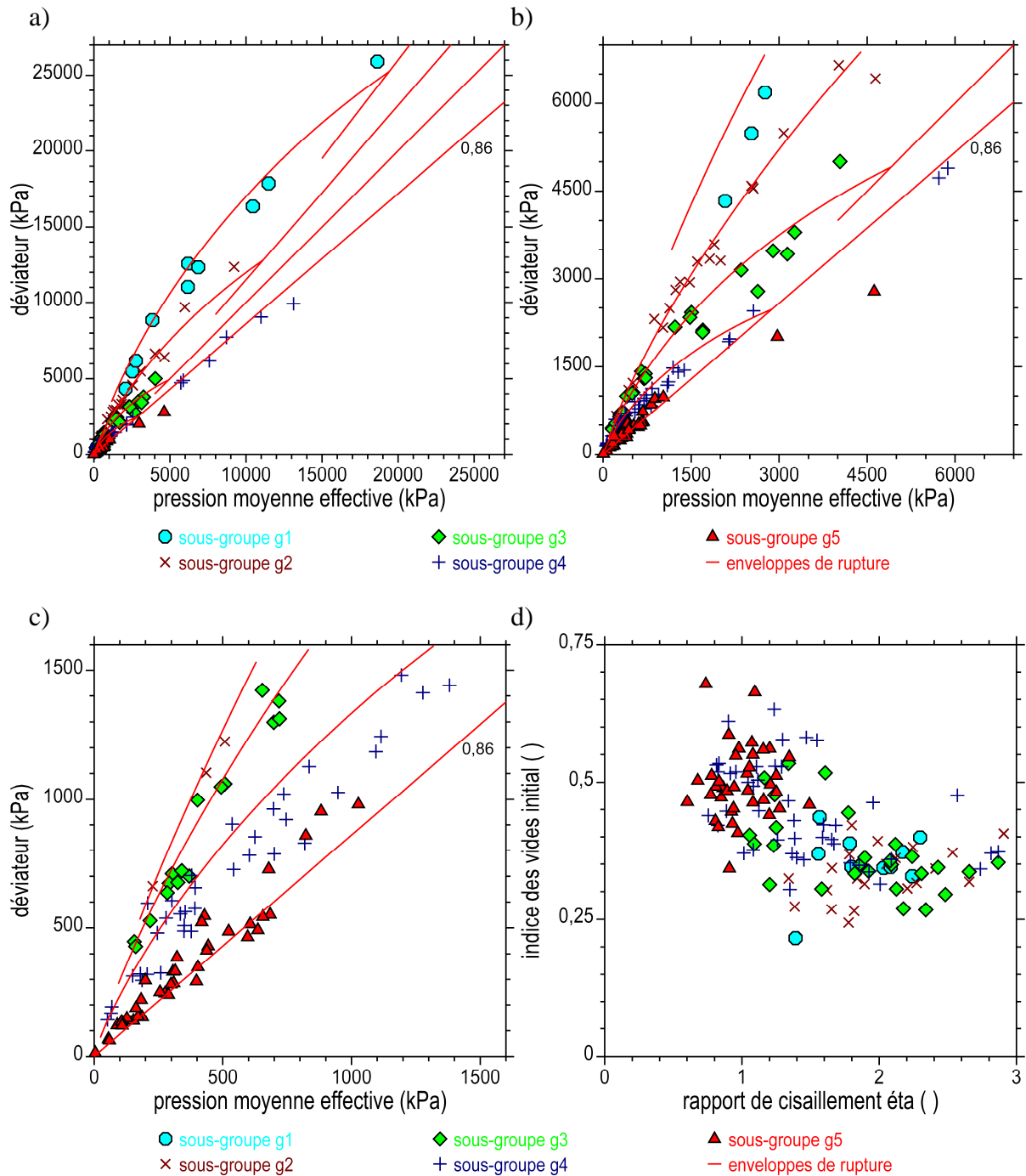


Figure 47 : Site [15]. Essais triaxiaux drainés et non drainés à haute pression. Points se rupture pour les cinq sous-groupes de marnes g1 à g5. a) b) c) Plans des contraintes effectives à différentes échelles. Enveloppes de rupture emboîtées décrites par des arcs de spirale et des droites. d) Rapport η de rupture en fonction de l'indice des vides initial e_0 ($\eta = q/p$).

Critère de Coulomb en contraintes totales.

Le critère de Coulomb se définit aussi dans le plan (p_T, q_T) des contraintes totales. Les notations deviennent $C_{q_{ccu}}, M_{ccu}, C_{q_{ecu}}, M_{ecu}, c_{cu}, \phi_{cu}$ dans des expressions analogues aux précédentes appliquées aux essais triaxiaux CU. Ces notations sont étendues au cas des essais UU en remplaçant "cu" par "uu". En particulier, la cohésion non drainée est $c_u = c_{uu}$, avec $\phi_u = \phi_{uu} = 0$ dans les argiles molles saturées.

Expressions empiriques des critères de résistance.

Dans de nombreux cas, les points de rupture (p_{rupt}, q_{rupt}) sont distribués sur des enveloppes courbes dans le plan des contraintes effectives ou totales. Ces enveloppes sont représentées par le dos de la courbe d'état limite des marnes tendres à basse pression, par exemple. Souvent dans les marnes raides, la courbure se développe dans toute la gamme des pressions mises en œuvre. La résistance dépend de la pression moyenne. Mais le critère de Coulomb ne peut pas rendre compte de cette courbure en détail, sauf localement dans une plage de pression moyenne donnée. Aussi, différentes expressions empiriques non linéaires ont été proposées pour représenter ces variations. Des exemples sont donnés sur les [figures 45, 46 et 47](#).

La loi puissance en est une, qui s'exprime par :

$$q = q_0 (p/p_u)^a$$

de deux paramètres q_0 et a , avec p_u la pression unité allouée à p, q et q_0 . Cette loi empirique a été utilisée dans les sites [03], [04], [11], [16] et [20]. L'exposant a est inférieur à l'unité ($a < 1$). Il est compris entre 0,6 et 0,9 d'après l'expérience. Cela indique des courbures faibles. Les deux paramètres q_0 et a s'identifient facilement à partir d'une représentation des points (p_{rupt}, q_{rupt}) en échelles bi-logarithmiques. La loi puissance a été utilisée aussi pour représenter la résistance non drainée des marnes des sites [16] et [19] avec un exposant $a < 0,5$.

Une autre expression représente des arcs de spirales logarithmiques d'équations :

$$q = -a \ln(p/p_u) + b p \quad (p < a/b)$$

où a et b sont des paramètres et p_u la pression unité. Les paramètres a et b s'identifient aisément à partir de la représentation des données dans le plan ($\lg p_{rupt}, \eta_{rupt}$) où $\eta_{rupt} = q_{rupt} / p_{rupt}$ est le rapport des contraintes de cisaillement. Cette expression a été utilisée dans les sites [13] et [15]. Ces expressions décrivent des courbures faibles.

Une représentation des résistances au moyen du critère de Hoek et Brown a été proposée dans les sites [06], [12], [16] et [20]. Le critère s'exprime sous la forme :

$$q = \sigma_a - \sigma_r = \sigma_{ci} (m_b \sigma_r / \sigma_{ci} + s)^{0,5}$$

où σ_{ci} est la résistance en compression uniaxiale, m_b et s des paramètres. Pour une roche considérée comme matrice dans son état naturel, $s = 1$. Il reste à déterminer σ_{ci} et m_b . Le critère s'écrit $q^2 = m_b \sigma_{ci} \sigma_r + \sigma_{ci}^2$, ce qui permet d'identifier ces deux paramètres à partir des coefficients a et b de la droite d'équation $q^2 = a \sigma_r + b$ reportée dans le plan (σ_r, q^2). Alors, $a = m_b \sigma_{ci}$ et $b = \sigma_{ci}^2$. D'autres procédures d'identification des paramètres sont utilisées, suivant que m_b ou σ_{ci} sont connus. Comme les deux précédents, ce critère développe des faibles courbures.

Critères de Coulomb tangents.

Les enveloppes de rupture non linéaires présentent une courbure tournée vers les pressions moyennes croissantes. Leurs paramètres ne sont licites que dans la plage des pressions moyennes p_c couvertes par la série d'essais. La dispersion des mesures peut conduire à proposer une bande d'incertitude autour d'une enveloppe moyenne, comme dans l'exemple de la [figure 39](#), site [04].

Divers critères de Coulomb tangents ou sécants peuvent être définis localement, à partir d'un critère courbe. Un exemple est donné dans [12] à propos du critère de Hoek et Brown. Dans ce calcul, la droite de Coulomb représente la moyenne du critère courbe dans l'intervalle de la pression moyenne donné a priori, et non pas la tangente extérieure au critère. La cohésion n'est donc pas surévaluée.

Altération, fissuration, anisotropie.

Les sites sont nombreux où apparaissent des marnes altérées ([02], [03], [04], [08], [13], [14], [15], [19], [20] et [21]). Ces terrains se rencontrent plus souvent en surface des massifs. Mais ils apparaissent aussi en profondeur, dans des régions tectonisées par exemple. L'altération a pour effet d'accentuer l'argilosité et la teneur en eau, mais de réduire la densité, la raideur et la résistance à des degrés divers. Des traces de la structure initiale subsistent parfois (fissuration, schistosité, litage). D'autres semblent se développer (fissuration latente, gonflement). Les horizons altérés sont hétérogènes.

Des marnes fissurées ont été rencontrées souvent. Leur étude au laboratoire est difficile ([07], [12], [13], [14], [15], [19], [20], [21], [22]). En règle générale, ces terrains présentent des résistances dégradées par rapport à leur équivalent homogène. En contraintes effectives, les frottements sont parfois très faibles. Les cohésions non nulles ou très faibles.

Seuls trois sites ont offert l'opportunité de s'intéresser à l'anisotropie mécanique des marnes (sites [11], [12] et [13]). Les marnes très raides du site [13] ont été testées préférentiellement au moyen d'essais de type roche. L'anisotropie la plus marquée affecte le module d'Young plutôt que la résistance en compression uniaxiale, en lien avec le caractère fragile de ces roches qui se trouve à l'origine d'une grande dispersion des mesures.

Les marnes grises litées du site [12] se sont révélées anisotropes par leurs propriétés élastiques. Mais, les mesures de leur résistance ne permettent pas de distinguer les éprouvettes verticales des éprouvettes horizontales ([figure 46](#)). Un critère de Hoek et Brown unique est adopté pour les deux directions de prélèvement. La marne grise présente donc une faible anisotropie à la rupture sous les fortes pressions. Les marnes du site [11] sont elles aussi prélevées dans deux directions du massif. Mais elles présentent une légère anisotropie à basse pression, comme en témoignent leurs courbes d'état limite de la [figure 34](#). A haute pression, cette anisotropie disparaît pour laisser place à un seul couple de droites de Coulomb de compression ($M_c = +1,25$) et d'extension ($M_c = -0,88$), associées à l'angle de frottement $\phi' = 31,5^\circ$.

Enveloppes courbes et courbe d'état limite.

Il a été proposé précédemment de rendre compte de la courbure des enveloppes de rupture en cisaillement des marnes au moyen de quatre expressions empiriques, une courbe d'état limite et trois fonctions élémentaires de deux paramètres (puissance, spirale, parabole). Ces trois fonctions sont ouvertes vers les pressions moyennes croissantes, contrairement à la courbe d'état limite qui possède une frontière isotrope (cap). Une telle frontière ne peut pas être identifiée sur les marnes raides dans la gamme des pressions mises en œuvre dans cette étude (0 – 10 MPa), ce qui explique l'utilisation de l'une ou l'autre des trois fonctions en pratique. L'observation montre que les courbures des enveloppes de rupture sont faibles. Aussi, compte-tenu de la dispersion des mesures de résistance et du nombre limité de ces mesures, il n'est pas possible le plus souvent de privilégier l'une ou l'autre des quatre expressions empiriques non linéaires. Par contre, leur allure globale présente un intérêt pour comparer entre-elles les marnes des différents sites.

En effet, l'extension des enveloppes de rupture au cisaillement des marnes va de pair avec l'étendue des courbes d'état limite. Un exemple est donné par les marnes du site [15] sur la [figure 47](#). Les terrains marneux ont été classés en cinq sous-groupes d'après leur résistance. Les résistances diminuent du sous-groupe g1 au sous-groupe g4. Le sous-groupe g5 rassemble les marnes fissurées. Les résistances mesurées sont représentées à différentes échelles dans le plan des contraintes effectives (p, q). Chaque sous-groupe g1 à g4 est associé à un arc de spirale (en rouge). L'enveloppe se réduit à une droite pour les marnes fissurées ($M_c = 0,86$, $\phi' = 22,1^\circ$). La dispersion des mesures est grande. Mais il apparaît que les enveloppes de rupture sont emboîtées, en allant des terrains les plus tendres vers les plus raides (voir la [figure 47b](#) en particulier).

La [figure 47d](#) montre le rapport de cisaillement à la rupture $\eta = q_{rupt} / p_{rupt}$ en fonction de l'indice des vides initial de chaque éprouvette triaxial. La résistance diminue quand l'indice des vides augmente, ce qui a déjà été observé dans plusieurs sites à propos des résistances en compression uniaxiale. Dans les sites [16] et [20], les approximations des résistances ont été caractérisées par deux des fonctions élémentaires citées plus haut (loi puissance ou loi parabolique) et leurs deux paramètres ont trouvé un lien explicite avec l'indice des vides.

L'indice des vides ne constitue pas la seule variable explicative de la résistance des marnes. Mais les tendances qu'il suscite s'observent dans beaucoup de sites. Un parallèle s'établit entre la nature des terrains et leur compacité. Les terrains homogènes les plus compacts disposent des résistances les plus fortes. Quelques sites, comme les sites marno-gréseux [15], [16] et [20], se singularisent par une large variabilité de propriétés physiques et mécaniques, malgré leur apparente homogénéité d'ensemble. Le tri de ces propriétés en sous-groupes homogènes aboutit à un classement dont l'indice des vides est un support. Cette démarche peut être étendue à la comparaison de tous les sites entre eux.

Une correspondance s'établit entre les enveloppes courbes qui portent les résistances au cisaillement des marnes et les courbes d'état limite qui portent les seuils d'écrouissage isotrope. Comme observé plus haut, les domaines pseudo-élastiques des groupes homogènes de marnes sont emboîtés. Leurs pressions caractéristiques progressent rapidement de plusieurs mégapascals vers des dizaines de mégapascals en allant des marnes les plus tendres aux plus raides. L'indice des vides constitue un premier marqueur de cette progression. Les arcs de spirale de la [figure 47](#) ne constituent qu'une fraction des courbes d'état limite emboîtées des marnes du site [15], sans représentativité possible vers les hautes pressions et vers les extensions, faute de données. Mais ils révèlent bien la hiérarchisation des résistances de ces terrains au sein d'un massif.

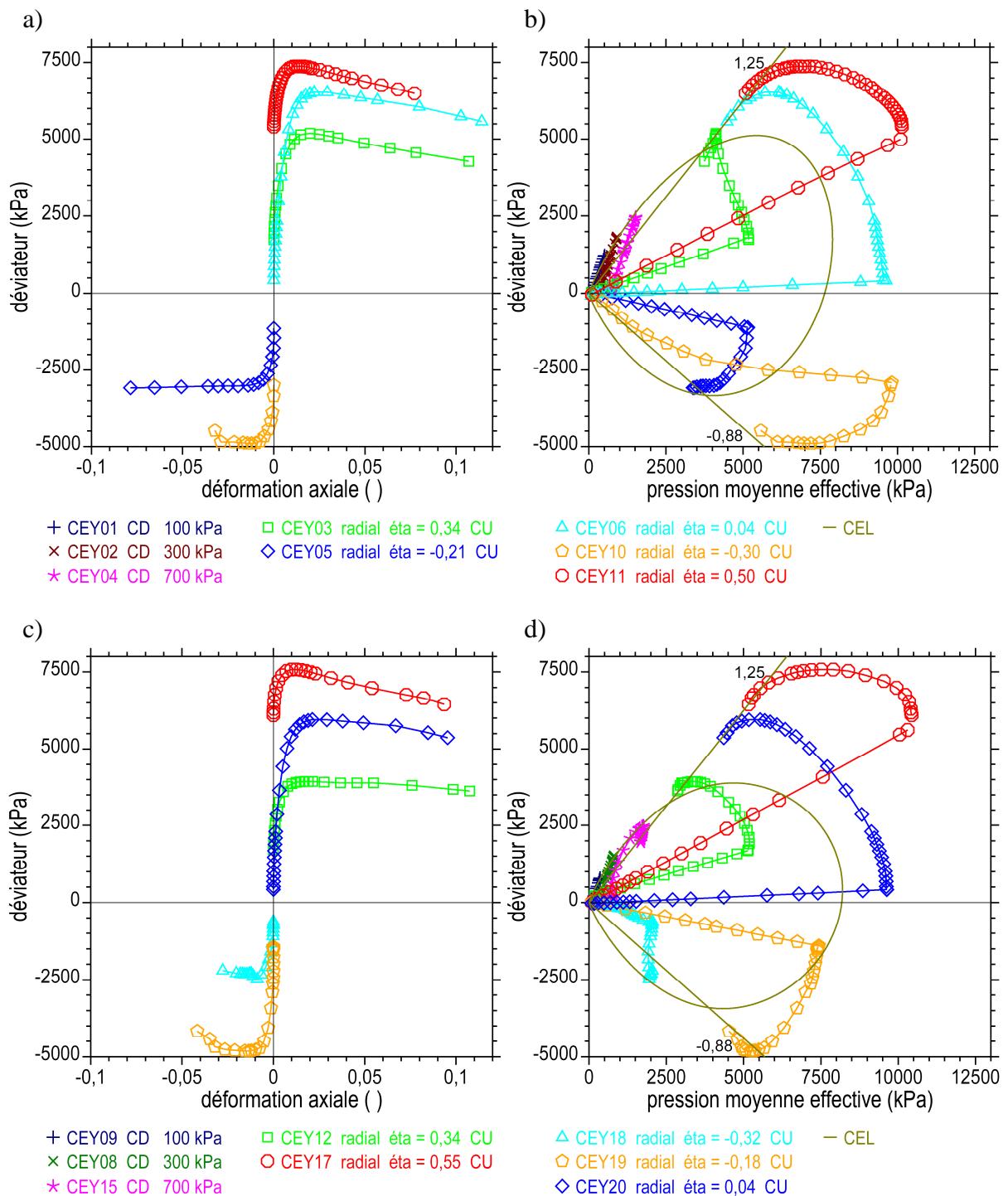


Figure 48 : Site [11]. Marnes grises. Essais triaxiaux à chemins des contraintes radiaux et cisaillements non drainés à haute pression en compression et en extension.
a) Sondage vertical. Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).
b) Sondage vertical. Chemins des contraintes effectives (p , q).
c) Sondage horizontal. Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).
d) Sondage horizontal. Chemins des contraintes effectives (p , q).

12.4 – Chemins des déformations. Chemins des contraintes.

Forme des chemins des déformations en condition drainée.

Au début du chargement monotone drainé (CD), quand la contrainte radiale effective σ'_r reste constante, la pente initiale μ du chemin des déformations ($\varepsilon_a, \varepsilon_v$) est $\mu = \Delta\varepsilon_v / \Delta\varepsilon_a = 1 + 2\nu$, où ν est le coefficient de Poisson, soit $\nu = (1 - \mu)/2$. A grande déformation, la pente $\delta = \Delta\varepsilon_v / \Delta\varepsilon_a$ des chemins de déformation ($\varepsilon_a, \varepsilon_v$) indique le caractère contractant ($\delta > 0$) ou dilatant ($\delta < 0$) des déformations plastiques. En valeur absolue, la dilatance est plus forte dans les terrains raides et sous les basses pressions.

Forme des chemins des contraintes effectives en condition non drainée.

Les chemins des contraintes effectives mesurés pendant les cisaillements en condition non drainée (CU) sont révélateurs du comportement des marnes, en rapport avec leur nature, leur état et les confinements appliqués. Ils expriment les variations de la pression interstitielle. Des exemples ont été présentés dans les plans des contraintes effectives (p, q) des figures 39, 42 et 43 (site [04], [17] et [18]). La figure 48 montre d'autres exemples, avec les marnes grises qui ont été prélevées dans deux directions du massif (site [11]). Les éprouvettes sont consolidées sous différents états de contraintes (p_c, q_c) isotropes ou anisotropes obtenus par des chemins radiaux. La forme des chemins dépend des pressions de consolidation, du sens de chargement (compression ou extension) et de leur position par rapport à la courbe d'état limite. Celle-ci a été décrite précédemment (figure 34). Et, dans ce cas particulier, les chemins des contraintes effectives dépendent de la direction du prélèvement des marnes dans la massif.

Coefficients de Skempton (1953).

Les variations de la pression interstitielle pendant les essais triaxiaux consolidés non drainés (CU) sont décrites par la loi de Skempton (1953) :

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

où σ_1 et σ_3 les contraintes principales totales, A est un coefficient qui ne dépend que du comportement du sol et B le coefficient de Skempton qui dépend du comportement du sol et du fluide. Pour un sol élastique isotrope et saturé :

$$A = 1/3 \qquad B = 1$$

Dans ce cas, $\Delta u = (\Delta\sigma_1 + 2 \Delta\sigma_3)/3 = \Delta p_T = \Delta p + \Delta u$ soit $\Delta p = 0$ (p_T pression moyenne totale). Au départ, les chemins des contraintes sont donc verticaux dans le plan des contraintes effectives (p, q), car $\Delta p = 0$. Cette direction unique s'obtient quelle que soit la direction du chemin des contraintes totales $\Delta q/\Delta p_T$, qui vaut $\Delta q/\Delta p_T = 3$ dans les essais triaxiaux standards à pression de confinement constante. La mesure de la pression interstitielle dépend du chemin des contraintes totales. Le chemin des contraintes effectives n'en dépend pas.

A la rupture, les coefficients A sont notés A_f . En présence d'un sol saturé ($B = 1$) dans un essai triaxial standard ($\Delta\sigma_3 = 0$), $A_f = \Delta u / (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) = \Delta u / \Delta q$ est un paramètre sécant. Il est supérieur à 0,5 dans les argiles molles, voisin de zéro dans les argiles compactes et négatif dans les argiles surconsolidées, ainsi que dans les marnes à basse pression.

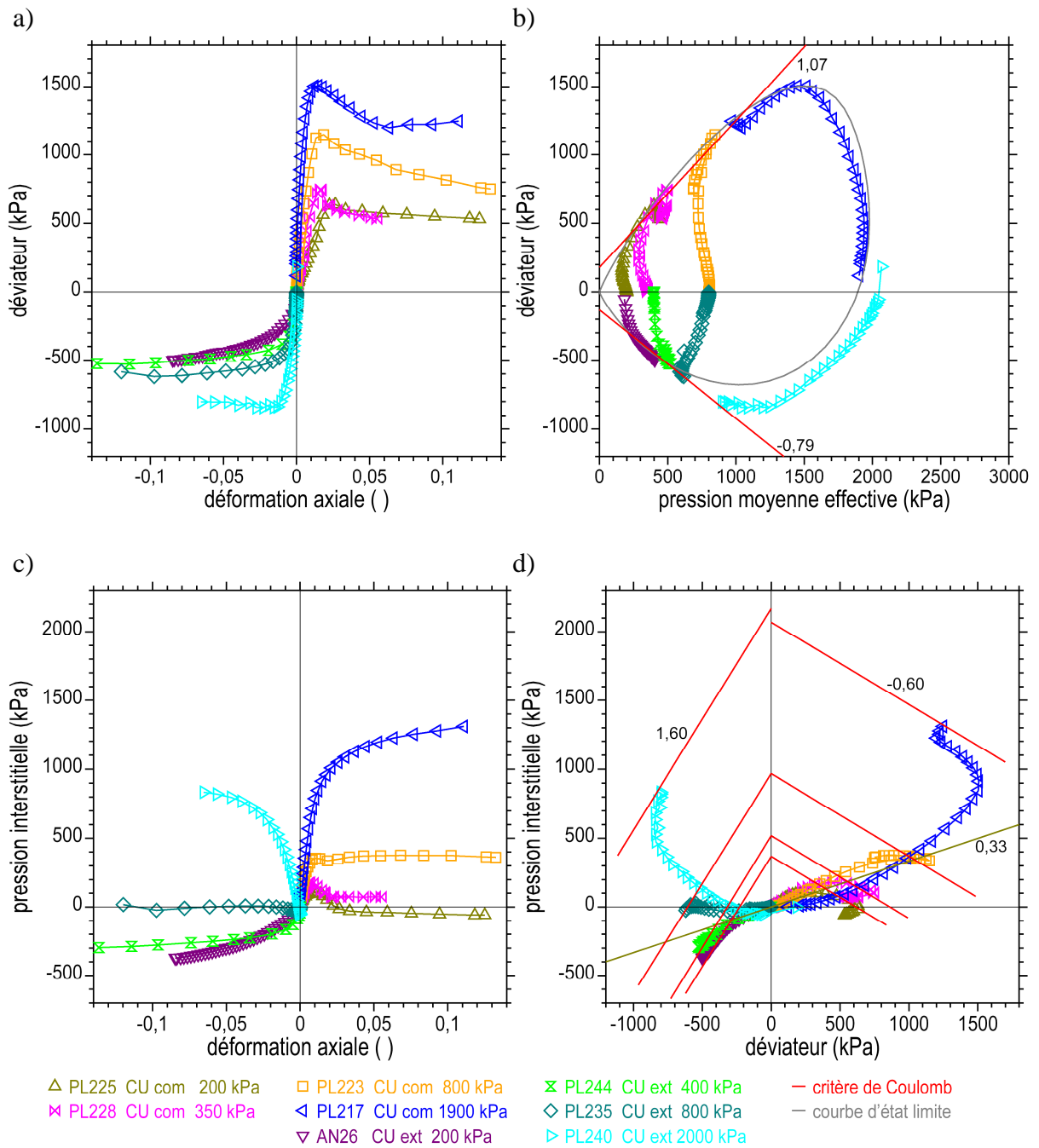


Figure 49 : Site [17]. Essais triaxiaux CU à basse pression et à haute pression.

- Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q).
- Chemins des contraintes effectives (p, q).
- Pression interstitielle en fonction de la déformation axiale (ϵ_a, u).
- Pression interstitielle en fonction du déviateur (q, u).

Chemins (q, u) et coefficients A_f tangents.

La pression interstitielle générée à la rupture peut être déduite de l'expression du critère de résistance du sol. Dans un sol saturé ($B = 1$), consolidé sous la pression isotrope effective p_c , cisailé en compression au moyen d'un essai triaxial standard CU ($\Delta\sigma_3 = 0$ ou $\Delta q/\Delta p_T = 3$), la pression interstitielle u générée le long d'une droite de Coulomb de compression ($q = M_c p + C_{qc}$) s'écrit :

$$u = p_c + C_{qc}/M_c - (3 - M_c) q / 3M_c$$

soit :

$$A_c = \Delta u / \Delta q = -(3 - M_c) / 3M_c = -(1 - \sin\phi') / 2 \sin\phi'$$

ce rapport étant négatif. De même, en extension :

$$u = p_c + C_{qe}/M_e - (3 - M_e) q / 3M_e$$

soit :

$$A_e = \Delta u / \Delta q = -(3 - M_e) / 3M_e = +(1 + \sin\phi') / 2 \sin\phi'$$

ce rapport étant positif. Ainsi, les droites de compression $u = p_c + C_{qc}/M_c - A_c q$ et d'extension $u = p_c + C_{qe}/M_e - A_e q$ peuvent être représentées dans le plan (q, u) pour accompagner le plan des contraintes effectives (p, q) où sont reportées les droites de Coulomb. De plus, $A_e = 1 - A_c$.

Un exemple est donné sur la [figure 49](#) qui reprend huit des dix essais triaxiaux reportés sur les [figures 42a et 42b](#) avec l'interprétation de la [figure 44](#) ($C_{qc} = 181$ kPa, $M_c = 1,07$, $C_{qe} = -133$ kPa, $M_e = -0,79$, $c' = 86$ kPa, $\phi' = 27,1^\circ$). Les droites de Coulomb de compression et d'extension sont représentées en rouge dans le plan (p, q). Les droites associées du plan (q, u) ont pour pentes $A_c = -0,60$ et $A_e = +1,60$ ([figure 49d](#)). La droite de pente 1/3 est indiquée aussi, tangente initiale des chemins de pression interstitielle (q, u). Les pentes A_c et A_e sont des paramètres A_f tangents. Les paramètres sécants A_f sont les pentes des segments joignant l'origine du plan (q, u) aux points de rupture. En compression, ils sont négatifs ou légèrement positifs pour les basses pressions, puis ils deviennent supérieurs à 1/3 pour les plus fortes pressions. Ces tendances s'inversent en extensions. Mais il vaudrait mieux représenter les réponses non drainées dans le plan (q, u-q/3) pour rendre symétriques les compressions et les extensions.

Autres facteurs.

L'anisotropie élastique de la marne joue sur le paramètre A. Elle a pour effet de modifier la pente initiale (infinie) des chemins des contraintes effectives du plan (p, q) et la pente 1/3 du plan (q, u). Mais cet effet s'avère difficilement observable avec les moyens de mesure habituels.

Au contraire, les facteurs qui contrôlent le paramètre B sont plus marquants en pratique. Parmi ces facteurs figurent le degré de saturation et le module de compressibilité de la marne, dont les effets sont conjugués. L'étude de ces effets a abouti au développement des chemins des contraintes en étoile drainés et non drainés présentés précédemment.

En résumé.

L'allure des chemins des contraintes effectives CU du plan (p, q) renseigne en détail sur la réponse des marnes, du début du chargement jusqu'à la rupture, en intégrant les divers aspects du comportement (élasticité, dilatance). Les chemins de pression interstitielle du plan (q, u) fournissent un autre point de vue et une aide pour qualifier la qualité des essais triaxiaux CU.

12.5 – Cohésion non drainée. Essais triaxiaux UU.

Un autre aspect important de la résistance des marnes concerne la cohésion non drainée. Cette cohésion caractérise spécialement les marnes argileuses les plus tendres. Mais elle trouve une similitude avec la résistance en compression uniaxiale des marnes raides.

Cas des argiles.

La cohésion non drainée c_u des argiles se mesure au laboratoire à l'aide d'essais triaxiaux non consolidés non drainés en compression (UU).

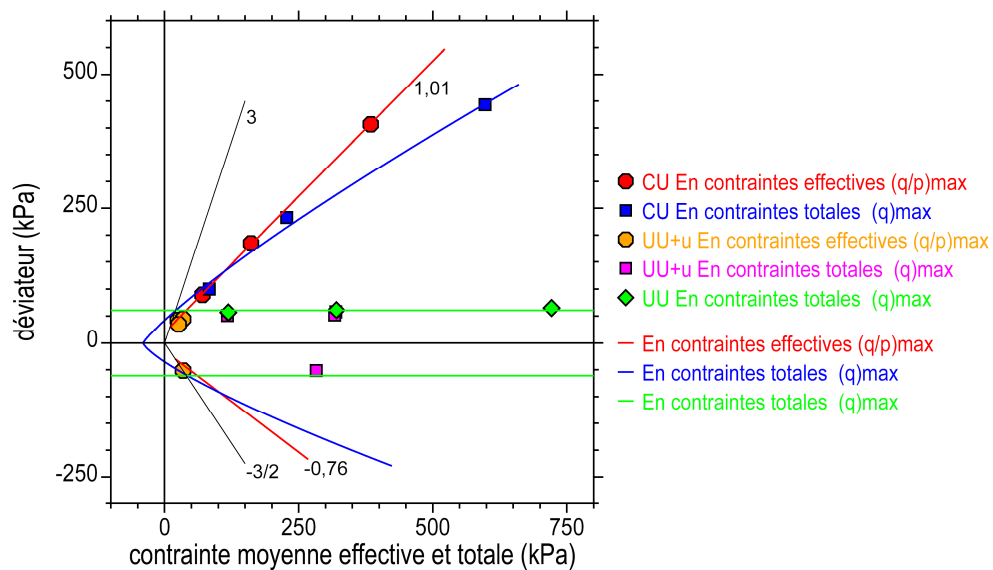


Figure 50 : Différentes expressions de la résistance d'une argile dans le plan des contraintes effectives (p , q) superposé au plan des contraintes totales (p_T , q_T).

Un exemple est donné sur la [figure 50](#) qui rassemble les points de rupture d'une argile ferme obtenus à l'aide d'essais triaxiaux CU et UU. L'argile est prélevée par carottage. Elle est saturée et possède un indice des vides moyen égal à $e = 0,94$ ($w_L = 67$, $w_P = 26$, $I_p = 41$, $V_B = 4,1$ g/100g). Les résultats sont reportés dans le plan des contraintes effectives (p , q) superposé au plan des contraintes totales (p_T , q_T). Trois essais CU sont interprétés en contraintes effectives avec le critère en $(q/p)_{\max}$ (ronds rouges) et en contraintes totales avec le critère en $(q)_{\max}$ (carrés bleus). La résistance en contraintes effectives s'exprime par des droites de Coulomb de compression et d'extension représentées en rouge ($C_{qc} = 20$ kPa, $M_c = 1,01$, $c' = 9$ kPa, $\phi' = 25,6^\circ$, soit $C_{qe} = -15$ kPa, $M_e = -0,76$). La résistance en contraintes totales est décrite par des paraboles qui sont reportées en bleu.

Trois essais triaxiaux UU sont effectués sous les contraintes radiales totales $\sigma_r = 100$, 300 et 700 kPa. Le critère en $(q)_{\max}$ est appliqué pour aboutir aux points représentés par les losanges verts dans le plan (p_T , q_T). Ces résistances $q_{rupt} = 61$ kPa s'alignent sur la droite représentée en vert, d'ordonnée à l'origine $C_{qc\ uu} = 61$ kPa et de pente $M_{c\ uu} = 0$. La cohésion non drainée est $c_u = C_{q\ uu}/2 = 30$ kPa. Une droite parallèle à la précédente et d'ordonnée à l'origine $C_{qe\ uu} = -61$ kPa et indiquée du côté des extensions ($q < 0$).

Trois essais UU+u effectués à très faible confinement complètent le programme. Les éprouvettes sont saturées et consolidées sous une faible pression de consolidation $p_c = 20$ kPa. Puis la pression de confinement σ_r est augmentée sans drainage, pour atteindre $\sigma_r = 100$ et 300 kPa. Le cisaillement est effectué en condition non drainée à vitesse lente en compression ($\sigma_r = 100$ et 300 kPa) et en extension ($\sigma_r = 300$ kPa). La pression interstitielle u est enregistrée. Pendant la montée en confinement, elle compense intégralement la pression radiale totale, si bien que la pression moyenne effective demeure à sa valeur initiale $p_c = 20$ kPa. Ensuite, les cisaillements sont interprétés en contraintes effectives, critère en $(q/p)_{\max}$ (ronds oranges), et en contraintes totales, critère $(q)_{\max}$ (carrés mauves). D'où la dénomination d'essais triaxiaux UU+u.

Ces points de rupture UU+u sont associés aux points CU et UU sur la [figure 50](#). Ils tombent en accord avec les résistances effectives CU (ronds rouge) et la droite de Coulomb, d'une part, et avec les résistances non drainés UU (carrés verts) d'autre part (avec un léger écart par valeur inférieure, qui peut être attribué à la différence des vitesses de cisaillement des essais UU avec les essais UU+u). La résistance q_{rupt} en extension tombe en accord avec la résistance prévue $C_{qc\text{ uu}} = -61$ kPa. Enfin, les critères non drainés CU (paraboles bleues) et UU (droites vertes) se coupent sur le segment de pente 3 (compression uniaxiale où la contrainte radiale totale σ_r est mineure) et le segment de pente $-3/2$ (compression radiale où la contrainte axiale totale σ_a est mineure). Ces divers éléments permettent de vérifier la cohérence des mesures de la résistance de cette argile ferme et, en particulier, de sa cohésion non drainée $c_u = 30$ kPa.

Application aux marnes.

Cette démarche a été appliquée, dans la limite des échantillons disponibles, aux marnes et argiles des sites [01], [02], [04], [05], [06], [08] et [09]. Dans le site [01], l'interprétation des essais triaxiaux CU et UU+u a conduit à distinguer deux familles d'argiles saturées, une famille 1 d'argiles compactes (indice des vides moyen $e_0 < 0,75$) et une famille 2 moins compacte ($e_0 > 0,75$). Les quatre critères de rupture cités plus haut ont été appliqués pour aboutir à l'ensemble des points de rupture indiqués dans les plans des contraintes (p, q) et (p_T, q_T) superposés de la [figure 51](#), à deux échelles. Les points de rupture d'après les critères (1) à (4) sont représentés respectivement par des ronds pleins (rouge), des ronds creux (vert foncé), des carrés pleins (bleu) et des losanges creux (vert clair). Les critères associés sont représentés aussi (droites de Coulomb et paraboles).

Tableau 19 : Site [01]. Essais triaxiaux CD, CU+u et UU. Résistances, critères (1) et (4).

famille d'argiles	p_c (kPa)	C_{qc} (kPa)	M_c (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	A_c (°)	$C_{qc\text{ uu}}$ (kPa)	c_{uu} (kPa)
1	0 à 1500	30	1,37	15	33,9	-0,40	303	151
2	0 à 2000	15	1,00	7	25,4	-0,67	92	46

Les caractéristiques des critères de Coulomb sont indiquées dans le [tableau 19](#). L'identification de ces droites et de leurs paramètres est relativement aisée, à condition de distinguer les résistances des deux familles d'argiles, qui s'avèrent assez différentes, comme leurs cohésions non drainées. La cohérence des mesures de résistance dans les différents modes de chargement est acquise, sans dissimuler la dispersion des données et plus particulièrement la dispersion des résistances mesurées en contraintes totales.

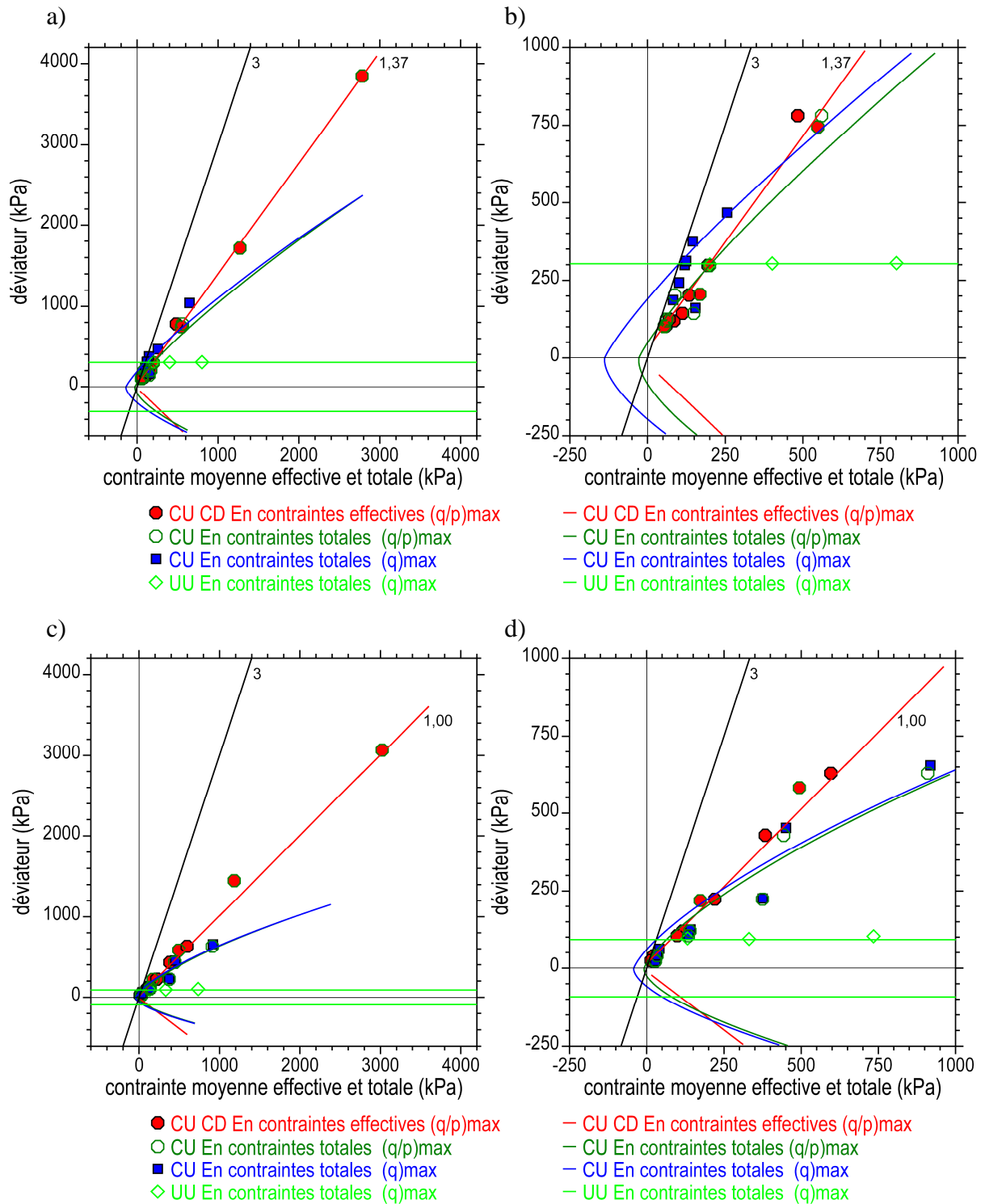


Figure 51 : Site [01]. Essais triaxiaux CD, CU et UU. Récapitulatif des résistances. Plan des contraintes effectives (p, q) superposé au plan des contraintes totales (p_T , q_T) à deux échelles.
 a) b) Famille 1 des argiles compactes.
 c) d) Famille 2 des argiles peu compactes.

Un autre exemple est donné par les argiles et les argiles marneuses du site [08]. Ces terrains sont saturés avec un indice des vides moyen $e_0 = 0,67$. Les points de rupture identifiés au moyen des critères (1) à (4) sont reportés dans le plan des contraintes effectives (p, q) superposé au plan des contraintes totales (p_T, q_T) à deux échelles, sur la [figure 52](#) (sept essais CU et huit essais UU).

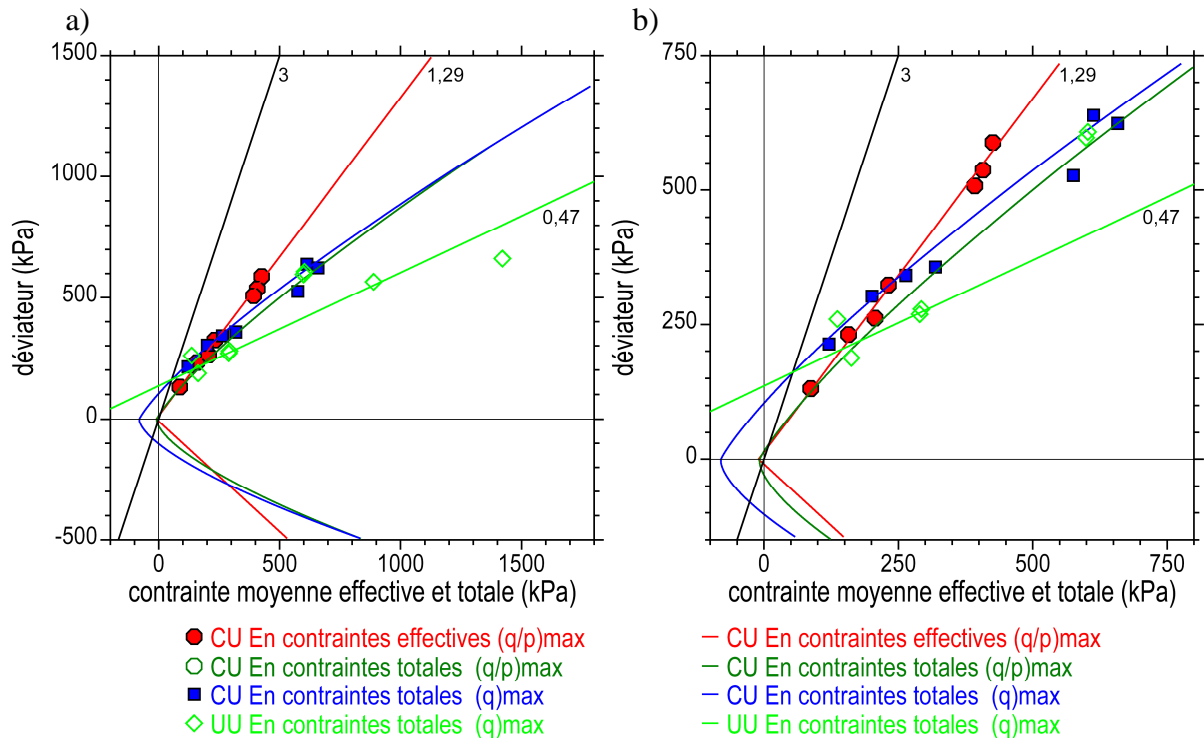


Figure 52 : Site [08]. Récapitulation des résistances des argiles ocre-gris.

Essais triaxiaux CU et UU.

a) b) Plans des contraintes effectives (p, q) superposés aux plans des contraintes totales (p_T, q_T) à deux échelles.

Tableau 20 : Site [08]. Essais triaxiaux CU et UU. Résistances, critères (1) et (4).

p_c (kPa)	C_{qc} (kPa)	M_c (°)	C_{qc} (kPa)	M_e (°)	C_{qc}/M_c (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	A_c (°)	A_e (°)
50 à 450	17	1,29	-12	-0,90	13	8	32,1	-0,44	1,44

σ_3 (kPa)	$C_{qc\ uu}$ (kPa)	$M_{c\ uu}$ (°)	c_{uu} (kPa)	ϕ_{uu} (°)	q_{uu} (kPa)	c_u (kPa)
50 à 1200	136	0,47	65	12,5	161	80

Les droites de Coulomb de compression associées aux critères (1) et (4) sont reportées sur la [figure 52](#) (droite rouge et droite verte). Le [tableau 20](#) rassemble leurs caractéristiques. La dispersion des mesures de résistance apparaît surtout dans les résultats des essais triaxiaux UU. De plus, ces résistances augmentent avec la pression de confinement σ_f qui va de 50 à 1200 kPa (huit essais UU). Une interprétation consiste à adopter une droite de pente $M_{c\ uu}$ non nulle ($M_{c\ uu} = 0,47$). L'angle ϕ_{uu} vaut $12,5^\circ$ dans ce cas, accompagné par une cohésion non drainée $c_u = 80$ kPa. La compatibilité des mesures est vérifiée. Toutefois, la dispersion des résistances mesurées limite la portée de cette interprétation.

Les marnes grises du site [09] sont séparées en deux familles dont les indices des vides moyens sont $e_0 = 0,53$ et $e_0 = 0,57$. Les marnes sont saturées. Trente essais triaxiaux CU et CD ont été réalisés dans la gamme de 50 à 4000 kPa. Vingt et un essais triaxiaux UU ont été réalisés dans la gamme des pressions de 15 à 8000 MPa. Dans ces derniers, les ruptures apparaissent sous la forme d'un pic accompagné par la formation d'un plan de cisaillement jusqu'à des pressions de confinement de 2 MPa. Malgré la dispersion des résistances identifiées à l'aide du critère (4) en $(q)_{\max}$, il convient de séparer les deux familles de marnes grises. Les marnes grises tendres de la famille 2 possèdent des résistances moyennes de l'ordre de $q_{uu} = 750$ kPa, soit $c_u = 325$ kPa. Par contre, il n'est pas possible d'interpréter les résistances de la famille 1, plus compacte, avec un critère de cohésion pure ($\phi_{uu} \neq 0$). Un critère courbe se dessine qui a été représenté par une parabole (figure 53).

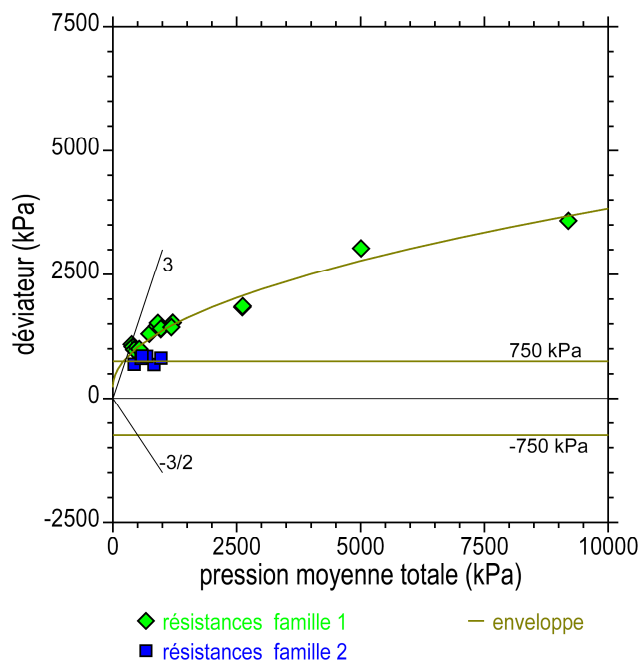


Figure 53 : Site [09]. Essais triaxiaux non consolidés non drainés UU à haute pression. Marnes grises des familles 1 et 2. Récapitulation des résistances. Plan des contraintes totales (p_T , q_T).

Essais triaxiaux UU étagés à haute pression.

La dispersion des mesures de résistance fournies par les essais triaxiaux UU réalisés sur les marnes s'apparente à celle observée en compression uniaxiale sur les marnes raides. Pour pallier à ces effets de dispersion, une procédure d'essai étagé à haute pression a été mise en œuvre (essais triaxiaux UU HP étagés). Des paliers de confinement-cisaillement non drainés sont appliqués successivement à une éprouvette triaxiale. Les pressions de confinement σ_r sont choisies en progression géométrique. A chaque étape, le cisaillement non drainé est effectué jusqu'à 2 à 3 % de déformation axiale. Puis la pression de confinement est augmentée au palier suivant, avant d'exercer un nouveau cisaillement. Il est possible d'effectuer ainsi trois à quatre paliers sur la même éprouvette dans la gamme des pressions de 0 à 10 MPa en une journée. Ces procédures ont été mises en œuvre dans les sites [15] et [19]. La figure 54 montre deux exemples, avec des résistances mesurées $q_{uu} = 1500$ kPa et 830 kPa, soit des cohésions non drainées $c_u = 750$ kPa et 415 kPa.

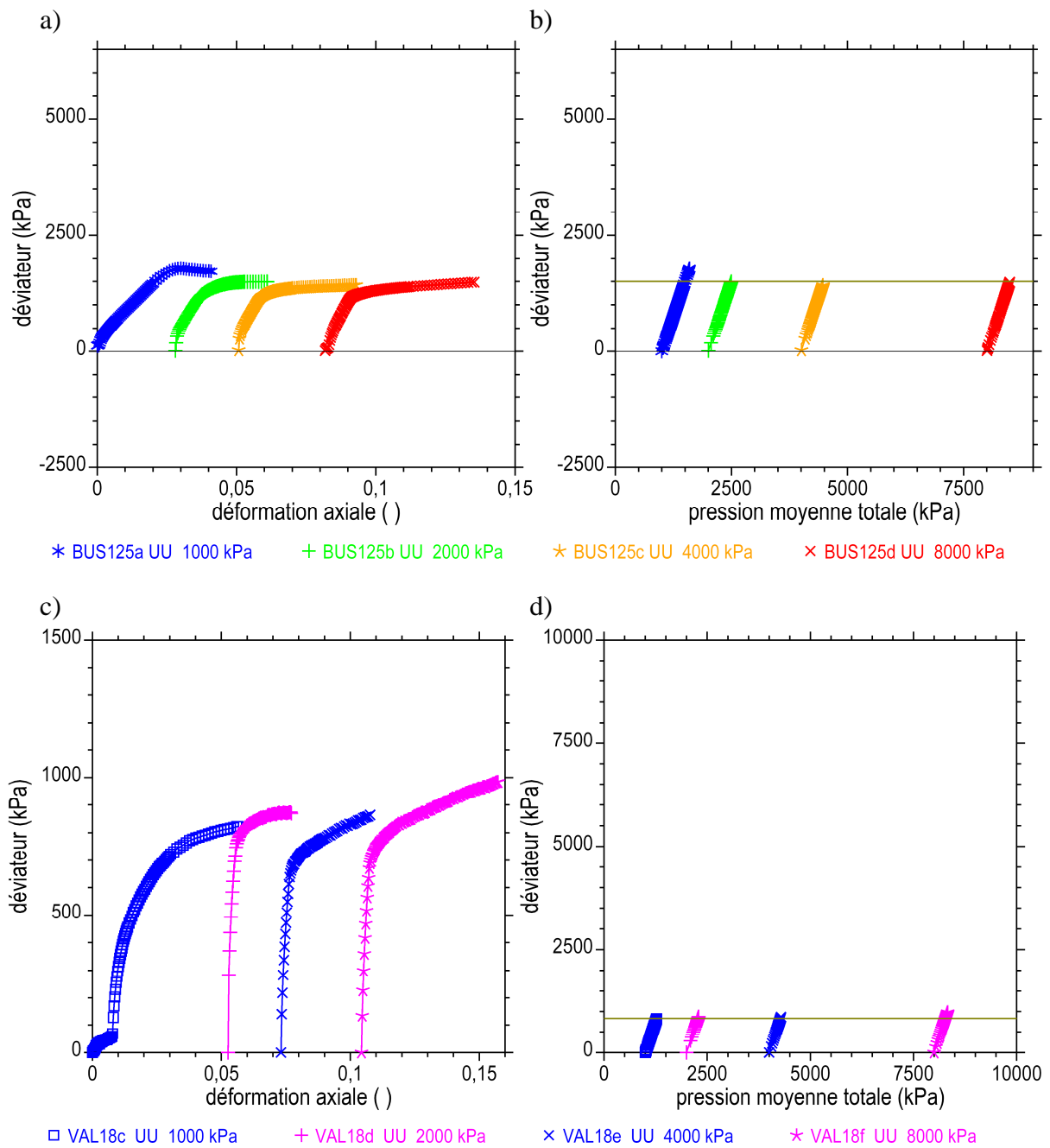


Figure 54 : Essais triaxiaux non consolidés non drainés étagés à haute pression.
 a) Site [15]. Eprouvette BUS124. Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).
 b) Idem. Chemins des contraintes totales (p_T , q_T).
 c) Site [19]. Eprouvette VAL18. Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).
 d) Idem. Chemins des contraintes totales (p_T , q_T).

12.6 – Marnes fissurées. Résistance résiduelle.

Signatures de la fissuration dans les marnes.

Des marnes fissurées apparaissent dans de nombreux terrains (sites [07], [12], [13], [14], [15], [19], [20], [21] et [22]). Elles se situent dans des passées localisées au sein de massifs qui, à grande échelle, sont globalement homogènes. Dans d'autres massifs, la fissuration est omniprésente, explicite ou latente. Elle est héritée de processus variés (décompression, gonflement, contraintes d'origine tectonique, mouvements gravitaires, charriage, etc.), à défaut de constituer un caractère singulier du faciès (litage, feuilletage, schistosité). Elle marque spécialement les marnes raides qui sont fragiles. Elle marque aussi les marnes altérées, plus molles. Elle favorise l'altération.

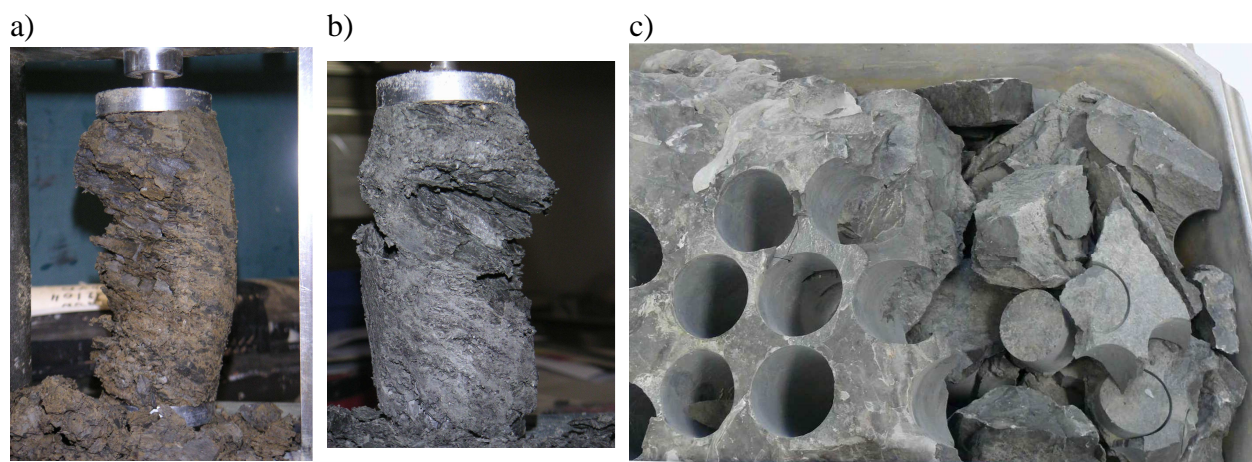


Figure 55 : Tentatives échouées de découpage au laboratoire.

Eprouvettes triaxiales. Diamètres visés 50 mm, élancement deux.

a) b) Site [19]. Marnes feuilletées prélevées par carottage. Découpage au touret.

c) Site [22]. Marne raide fracturée prélevée par blocs. Découpage par carottage.

La fissuration rend difficile, voire impossible, le prélèvement des marnes, notamment dans les milieux fracturés ouverts ou fortement schistosés. Aussi, l'étude systématique de ces milieux échappe aux méthodes classiques de laboratoire. Par contre, les milieux fracturés fermés, souvent argileux et altérés, opposent moins de difficultés. Les photos de la [figure 55](#) montrent diverses tentatives échouées de découpage au laboratoire. La réussite du découpage des éprouvettes s'érige en source importante de biais quant aux mesures des propriétés mécaniques des marnes, car seuls sont testés les tronçons fissurés les plus résistants.

Les discontinuités initialement cachées sont exacerbées pendant le cisaillement à partir de quelques pourcent de déformation. Ainsi, la fissuration naturelle a pour premier effet de dégrader la résistance des marnes. Au contraire, en n'apparaissant pas ou peu pendant la consolidation et le début du cisaillement, son effet s'avère moins prégnant sur les propriétés de déformabilité et de perméabilité.

Enfin, souvent, la distribution de la fissuration est fortement hétérogène au cœur des massifs. Aussi, les propriétés des terrains fissurés sont dispersées.

Exemples de courbes expérimentales.

La [figure 56](#) montre les courbes contrainte-déformation et les chemins des contraintes effectives enregistrés au moyen d'essais triaxiaux CU et CD en compression sur les marnes gris-noir micro fissurées ou feuilletées du site [19]. Les courbes contrainte-déformation ne font pas apparaître de pics de résistance marqués, quelles que soient les pressions comprises entre 100 et 2150 kPa, mais un maximum très étalé suivi par un faible radoucissement. Toutes les ruptures se produisent sur des discontinuités uniques ou combinées, irrégulières, d'orientations variées.

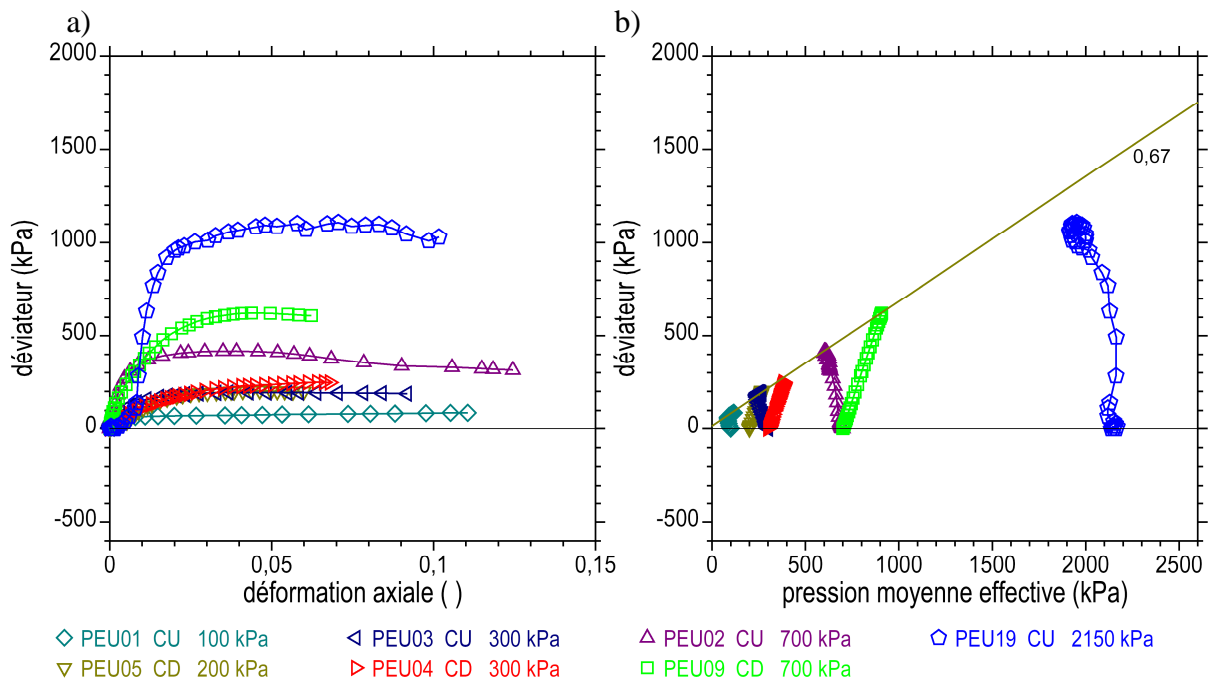


Figure 56 : Site [19]. Essais triaxiaux CD et CU à basse pression et à haute pression.

- a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q).
 b) Chemins des contraintes effectives (p , q).

Une interprétation conventionnelle de ces essais triaxiaux est proposée sur la [figure 56b](#) où les chemins des contraintes effectives sont reportés dans le plan (p , q). Une droite de Coulomb de compression est identifiée sur les essais à basse pression, dont les caractéristiques sont : $C_{qc} = 18$ kPa, $M_c = 0,67$, $c' = 8$ kPa, $\phi' = 17,5^\circ$. L'éprouvette la plus confinée indique une résistance plus faible. En fait, une enveloppe courbe pourrait être adoptée pour caractériser ces résistances. Les résistances pointées en fin de cisaillement sont encore plus faibles.

D'autres essais triaxiaux CD et CU sont présentés sur la [figure 58](#), qui concernent les marnes altérées du Toarcien du site [14]. Des essais à haute pression, p_c jusqu'à 6500 kPa, complètent les essais à basse pression. Les courbes sont comparables aux précédentes, en révélant une absence de pics de résistance. L'interprétation conventionnelle des essais au moyen d'une droite de Coulomb qui privilégie les hautes pressions aboutit à des caractéristiques faibles : $C_{qc} = 0$ kPa, $M_c = 0,50$, $c' = 0$ kPa, $\phi' = 13,3^\circ$. A basse pression, quelques éprouvettes présentent une résistance plus forte, qui pourrait être traduite par une cohésion, en admettant une droite de Coulomb tangente à un critère courbe, par exemple, dans une plage de pressions moyennes à préciser. Mais la dispersion des résistances est forte. De plus, la pente des plans de rupture n'est pas conforme à la sollicitation triaxiale.

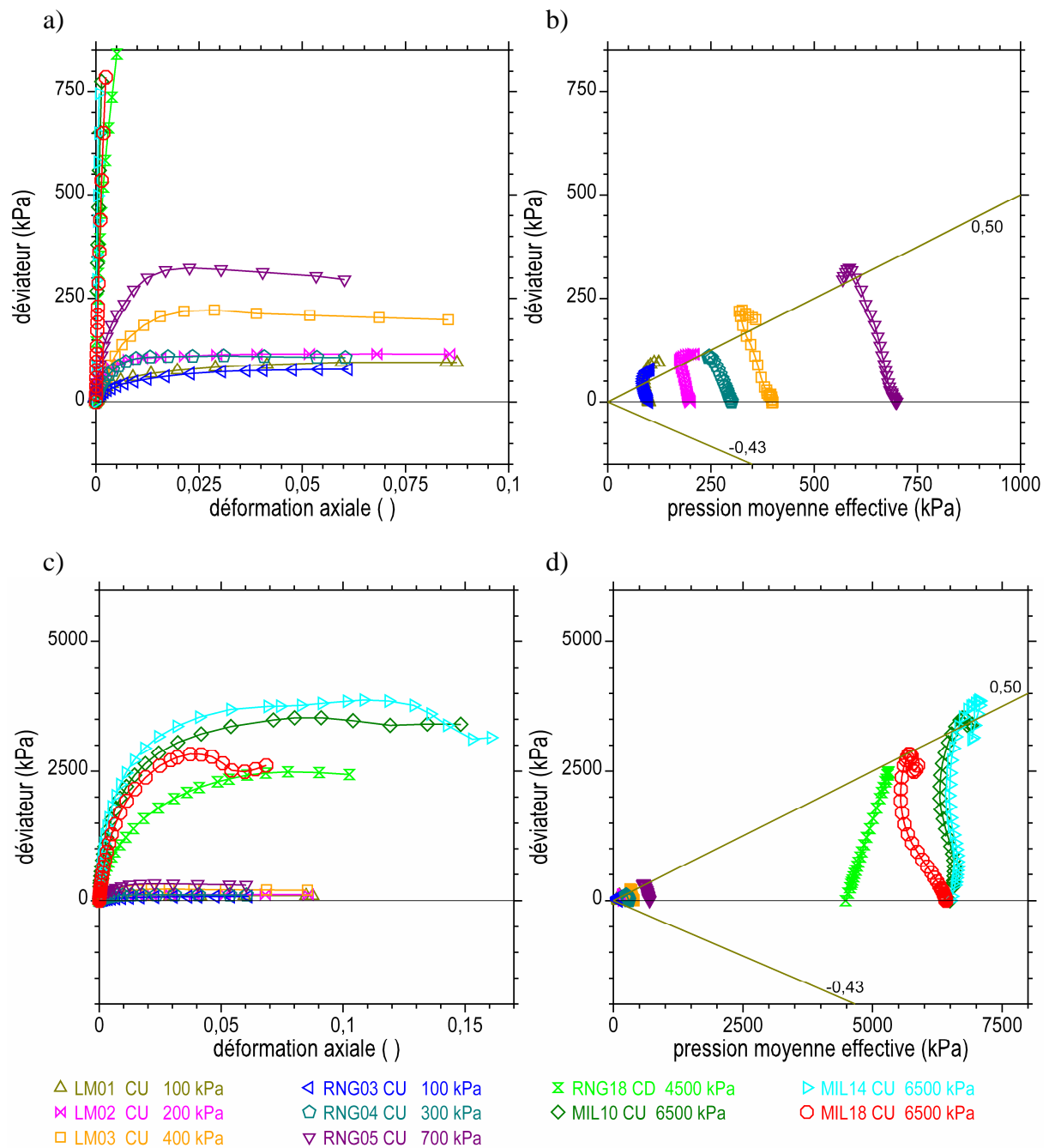


Figure 57 : Site [14]. Essais triaxiaux non drainés à basse pression CU. Séries 4, 5 et 6.

- Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q) à basse pression.
- Chemins des contraintes effectives (p , q) à basse pression.
- Courbes contrainte-déformation (ϵ_a , q) à haute pression.
- Chemins des contraintes effectives (p , q) à haute pression.

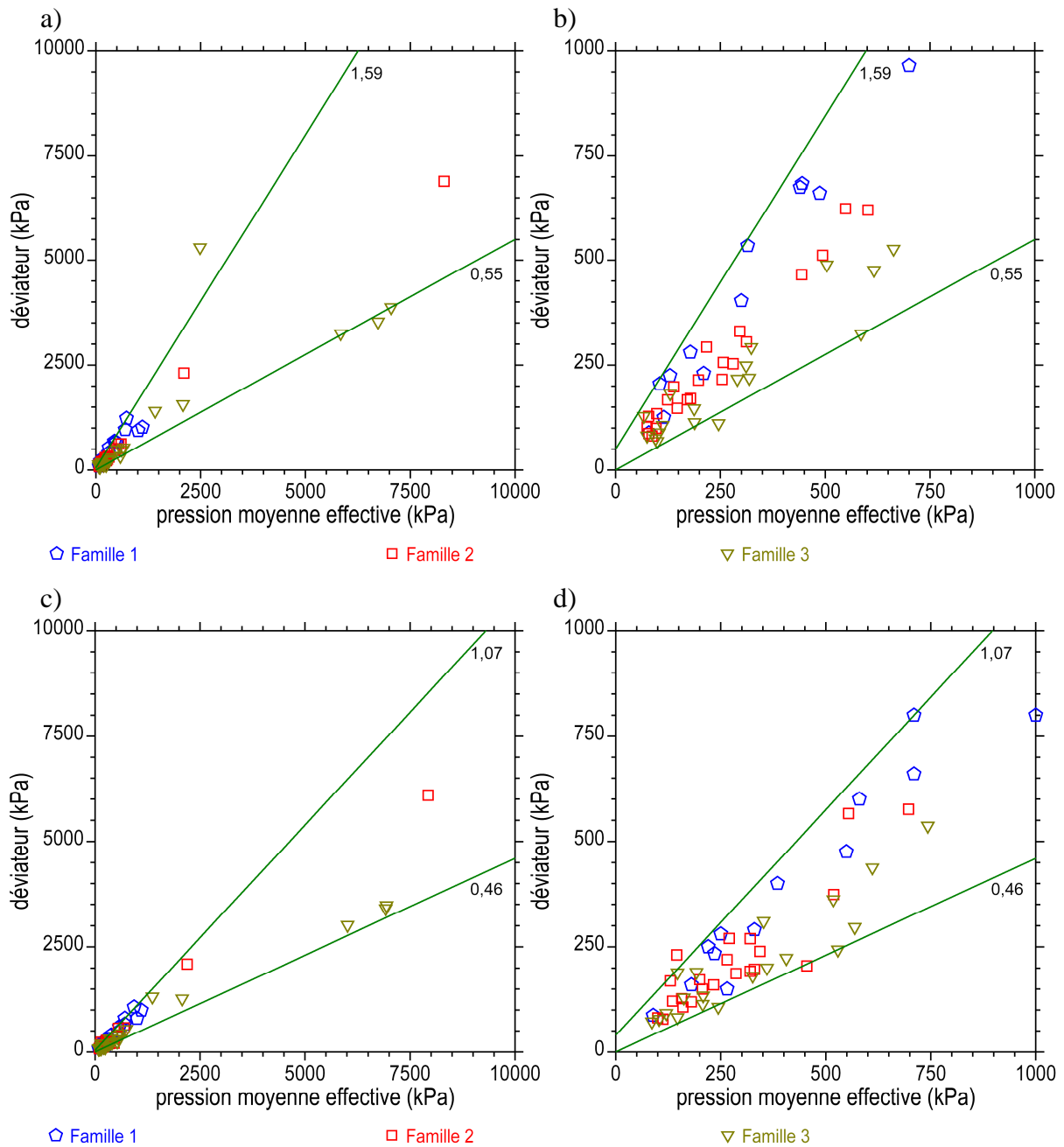


Figure 58 : Site [14]. Essais triaxiaux CU et CD. Points de rupture en contraintes effectives de trois familles des marnes altérées dans le plan (p, q). Séries 1 à 6.

- Aux pics de résistance, échelles à haute pression.
- Aux pics de résistance, échelles à basse pression.
- En fin de cisaillement, échelles à haute pression.
- En fin de cisaillement, échelles à basse pression.

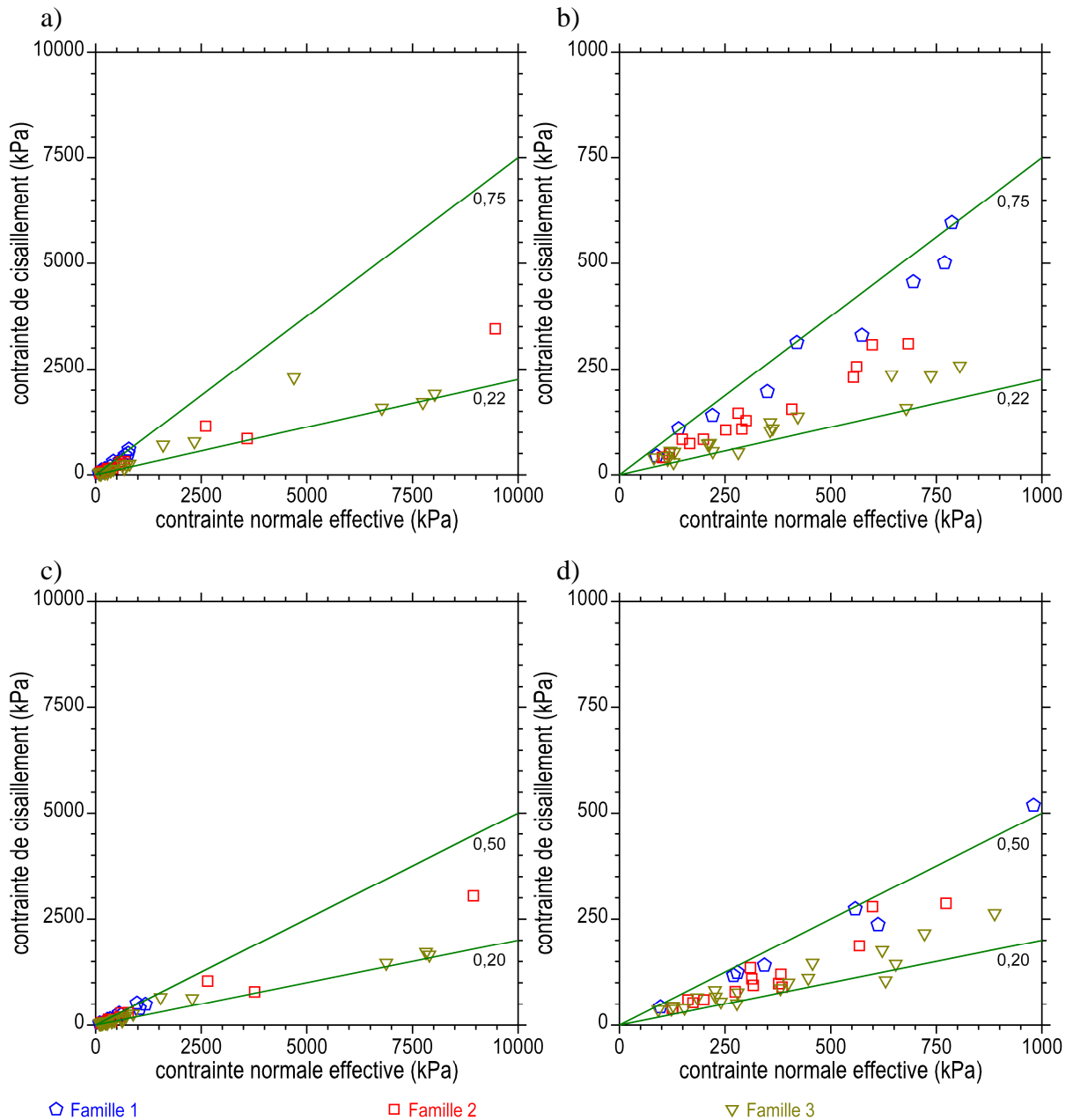


Figure 59 : Site [14]. Essais triaxiaux CU et CD. Points de rupture en contraintes effectives de cisaillement (σ' , τ) pour les trois familles des marnes altérées. Séries 1 à 6.
 a) Aux pics de résistance, échelles à haute pression.
 b) Aux pics de résistance, échelles à basse pression.
 c) En fin de cisaillement, échelles à haute pression.
 d) En fin de cisaillement, échelles à basse pression.

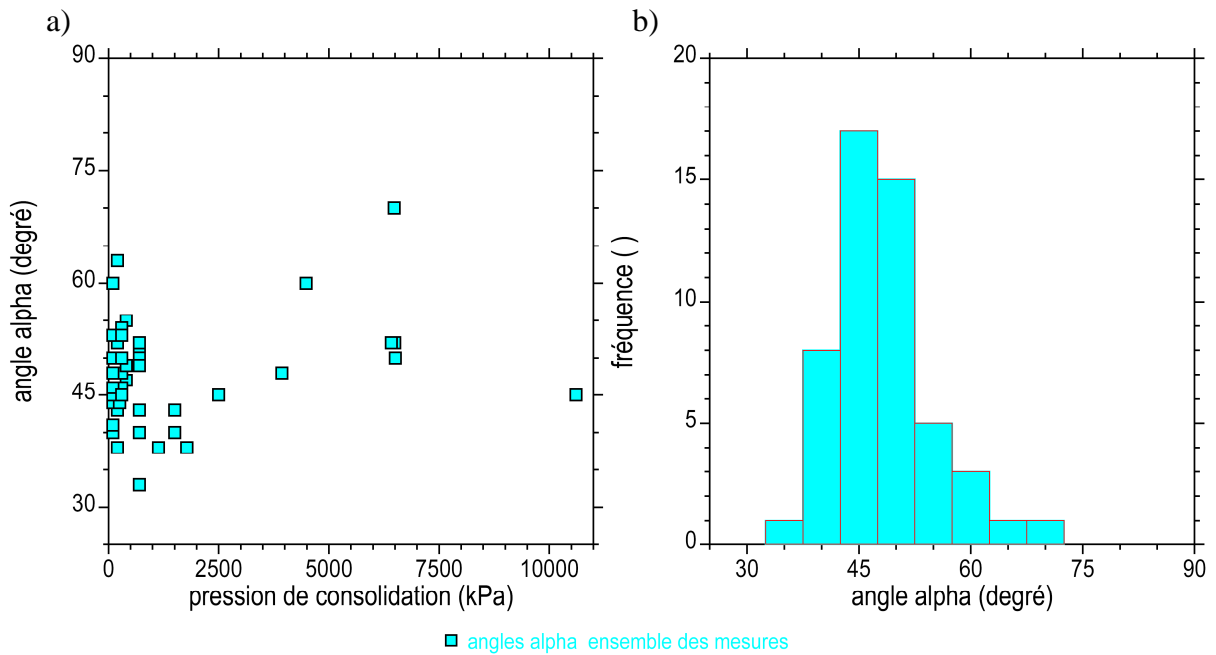


Figure 60 : Site [14]. Essais triaxiaux. Angles α des plans de rupture. Série 1 à 6.
 a) Angles α en fonction de la pression effective de consolidation p_c .
 L'angle β_0 est complémentaire de l'angle α , $\beta_0 = \pi/2 - \alpha$.
 b) Histogramme des angles de rupture α .

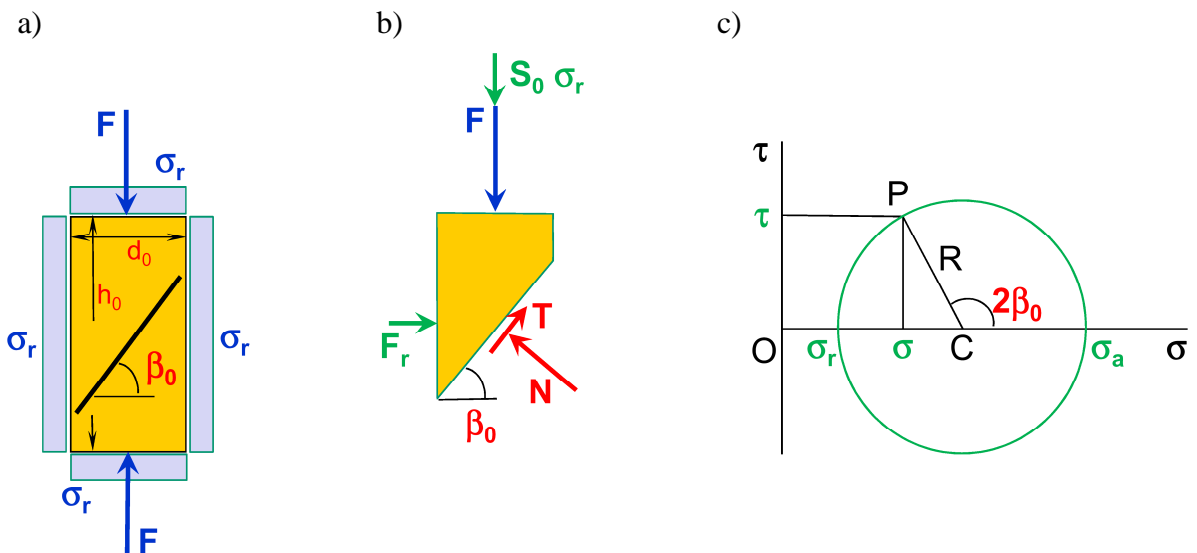


Figure 61 : Equilibre autour de la discontinuité dans une éprouvette triaxiale.
 L'angle β_0 est complémentaire de l'angle α , $\beta_0 = \pi/2 - \alpha$.
 a) Equilibre des pressions.
 b) Equilibre des forces.
 c) Cercle de Mohr.

Résistances maximales et résistances en fin d'essai.

Les points de rupture (p_{rupt} , q_{rupt}) sont identifiés le long des courbes triaxiales d'après le critère $(q/p)_{max}$. En raison de l'absence de pics marqués, ces points sont peu différents de ceux qui sont déduits du critère $(q)_{max}$. Par contre, une légère différence à la baisse apparaît avec les résistances pointées en fin de cisaillement ($p_{rupt f}$, $q_{rupt f}$). Tous ces points de rupture des séries 1 à 6 du site [14] sont reportés dans les plans des contraintes effectives (p , q) de la [figure 58](#), à deux échelles.

Tableau 21 : Site [14]. Caractéristiques de résistance des marnes altérées fissurées.

séries	critère	$p_{c\ max}$ (kPa)	envel- oppe	M_c ($^{\circ}$)	C_{qc} (kPa)	M_c ($^{\circ}$)	A_c ($^{\circ}$)	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)
1 à 6	$(q/p)_{max}$	10000	mini	0,55	0	-0,46	-1,49	0	14,6
			maxi	1,59	50	-1,04	-0,30	25	38,9
1 à 6	fin d'essai	10000	mini	0,46	0	-0,40	-1,84	0	12,3
			maxi	1,07	40	-0,79	-0,60	19	27,0

n nombre d'éprouvettes

$p_{c\ max}$ pression maximale effective isotrope de consolidation

Des droites de Coulomb ont été représentées dans les plans (p , q) pour encadrer les résistances mesurées. Les enveloppes maxi résultent principalement des essais à basse pression. De telles résistances ne se retrouvent pas à haute pression, dans les limites des données disponibles. Les caractéristiques de ces droites sont indiquées dans le [tableau 21](#). Les plages de variation des résistances sont larges, de 0 à 25 kPa pour les cohésions c' et de 15 à 39 $^{\circ}$ pour les angles ϕ' , d'après le critère en $(q/p)_{max}$. Mais, de toute évidence, ces plages sont plus resserrées pour le critère en fin d'essai (c' de 0 à 19 kPa et ϕ' de 12 à 27 $^{\circ}$). Les valeurs absolues des résistances en fin d'essai sont plus petites que les résistances maximales. Mais il n'est pas possible de considérer ces résistances ($p_{rupt f}$, $q_{rupt f}$) comme des résistances résiduelles, car la cinématique de rupture des éprouvettes triaxiales n'est pas libre le long des surfaces de glissement et les cisaillements sont trop limités en amplitude.

Effet de la nature des marnes.

Une classification des marnes du site [14] a été élaborée à partir de l'allure des surfaces de rupture en fin d'essai. En résumé, la famille 1 comprend les marnes feuilletées, la famille 2 regroupe des marnes d'aspect homogène à éléments bréchiqes et la famille 3 est représentée par des marnes très argileuses contenant des surfaces lustrées continues. Cette classification coïncide approximativement avec les mesures de résistance obtenues par les essais triaxiaux, les autres tentatives de classification basées sur la compacité de la marne et sa compressibilité ayant échouées. Dans les plans des contraintes effectives (p , q) à basse pression, la [figure 58](#) montre en effet que les marnes altérées de la famille 1 sont les plus résistantes et celle de la famille 3 les moins résistance, la famille 2 possédant des résistances intermédiaires. Par la suite, d'autres séries d'essais ont confirmé ces tendances et cette classification.

Interprétation des essais triaxiaux en contraintes de cisaillement.

Dans les marnes fissurées, la rupture des éprouvettes se produit sans exception par le jeu d'une ou plusieurs discontinuités de pentes variées, quelle que soit la pression de consolidation. L'interprétation classique des essais triaxiaux ignore ce type de mécanisme car elle est fondée sur l'hypothèse de l'homogénéité des champs de déformation et des contraintes pendant toute la durée du chargement, puis la rupture sur le plan de cisaillement maximal (faisceau de plans

parallèles où le rapport $M = q_r / p_r$ est maximal). Ce plan traverse l'éprouvette et sa pente est reliée aux caractéristiques c et ϕ du sol testé, dans un régime de poussée en compression et de butée en extension. L'interprétation classique des essais triaxiaux cesse alors d'être valide dans les marnes où la rupture n'est pas guidée par la sollicitation triaxiale.

Pentes des plans de rupture.

Dans le site [14], la pente des surfaces cisailées a été mesurée en fin d'essai. Ces discontinuités ont été assimilées à des plans, ce qui constitue une hypothèse forte au vue de leur forme irrégulière. Chaque éprouvette donne une mesure de l'angle α situé entre l'axe de l'éprouvette et le plan principal de rupture. Le [tableau 22](#) donne les propriétés statistiques de cet ensemble de mesures (séries 4, 5 et 6, soit au total 51 éprouvettes). L'angle β_0 est complémentaire de l'angle α .

Tableau 22 : Site [14]. Moyenne des angles α des plans de rupture des éprouvettes triaxiales.

n	mini	maxi	moyenne	écart-type	coef. de variation	asymétrie	aplatissement
51	33	70	47,8	7,07	0,148	0,696	0,820

n nombre de mesures

Le graphique de la [figure 60a](#) représente les angles α en fonction de la pression effective de consolidation p_c . Il n'apparaît pas de tendance particulière. La pression de consolidation ne détermine pas l'angle du plan de rupture de la marne, contrairement aux matériaux homogènes. Cette indépendance des angles α avec p_c coïncide avec le fait que des surfaces de rupture localisées observées sur les marnes altérées du site [14] se manifestent à toutes les pressions de confinement mises en œuvre pendant les essais triaxiaux, comprises entre 0 et 10 MPa.

Un histogramme des angles α a été dressé. Il est présenté sur la [figure 60b](#) pour les 51 éprouvettes des séries triaxiales 4, 5 et 6. Les caractéristiques de cette distribution dissymétrique sont rassemblées dans le [tableau 22](#). Les angles α mesurés sont compris entre 33 et 70 °. Leur valeur moyenne est de 47,8 °. Cet histogramme fait apparaître l'allure typique d'une distribution des pendages d'une famille de discontinuités, comme le montre les relevés structuraux établis dans les massifs rocheux discontinus.

Equilibre le long d'une discontinuité plane dans l'essai triaxial.

Le schéma d'une éprouvette triaxiale traversée par une discontinuité plane est indiqué sur la [figure 61a](#). Ce plan est représenté par l'angle β_0 complémentaire de l'angle α , $\beta_0 = \pi/2 - \alpha$. L'éprouvette de section $A_0 = \pi d_0^2 / 4$ (d_0 diamètre, h_0 hauteur) est soumise à une pression de confinement σ_r et un effort axial F . Le long de la discontinuité, l'effort normal est N et l'effort de cisaillement est T . La contrainte normale σ et la contrainte de cisaillement τ , en fonction de F et σ_r , puis en fonction du déviateur q et de σ_r sont donnés par :

$$\sigma = N / A_0 = F \cos^2 \beta_0 / S_0 + \sigma_r = q \cos^2 \beta_0 + \sigma_r$$

$$\tau = T / A_0 = F \sin \beta_0 \cos \beta_0 / S_0 = q \cos \beta_0 \sin \beta_0$$

et, en fonction de l'angle α :

$$\sigma = p + (\sin^2 \alpha - 1/3) q$$

$$\tau = q \cos \alpha \sin \alpha$$

Caractéristiques de résistance au cisaillement le long des surfaces de rupture.

Les relations précédentes sont utilisées pour calculer les points de rupture en contraintes effectives (σ'_{rupt} , τ_{rupt}) d'après les courbes expérimentales, connaissant l'angle β_0 ou l'angle α . Ces points sont reportés dans le plan (σ' , τ) de la [figure 59](#) à deux échelles, au maximum de résistance, puis en fin de cisaillement. La dispersion des résistances est réduite, mais néanmoins toujours importante. La classification en familles conserve son intérêt. Un encadrement des points de rupture par deux droites est proposé en supposant nulles les cohésions. Les rapports τ/σ' varient de 0,225 à 0,75 soit $12,7 < \phi' < 36,9^\circ$, comme indiqué dans le [tableau 23](#). Cette interprétation dévalue le frottement de quelques degrés par rapport à l'interprétation standard dans le plan (p , q), [tableau 21](#).

Tableau 23 : Site [14]. Caractéristiques de résistance des marnes altérées dans le plan (σ' , τ).

séries	critère	$p_{c \max}$ (kPa)	enveloppe	τ/σ' ()	c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)
1 à 6	$(q/p)_{\max}$	10000	mini	0,225	0	12,7
			maxi	0,75	0	36,9
1 à 6	fin d'essai	10000	mini	0,20	0	11,3
			maxi	0,50	0	26,6

n nombre d'éprouvettes

$p_{c \max}$ pression maximale effective isotrope de consolidation

Dans le cas des mesures en fin d'essai, le rapport τ/σ' varie de 0,2 à 0,5 soit $11,3 < \phi' < 26,6^\circ$ ([tableau 23](#)). Là aussi, un abaissement des pentes des enveloppes de rupture apparaît. Mais un resserrement des points de rupture s'opère.

Commentaires.

Dans les marnes fissurées, l'exploitation des essais triaxiaux en (σ' , τ) améliore la mesure des résistances au cisaillement, en tenant compte de la cinématique de rupture réelle des éprouvettes qui est guidée par les discontinuités présentes naturellement dans le sol, plutôt que par la sollicitation triaxiale. Toutefois, quelques difficultés d'ordre expérimental demeurent dans ces pratiques (voir le site [14]). En résumé, le cisaillement d'une éprouvette discontinue à l'aide d'un appareillage triaxial classique fait intervenir des efforts parasites de frottement, non contrôlés et inconnus. La mesure globale de la pression interstitielle peut être biaisée par la présence des discontinuités.

Dans l'interprétation proposée ci-dessus, la cohésion est supposée nulle, contrairement aux réponses observées pour les faibles pressions moyennes. Les essais de cisaillement direct alterné en font de même (voir plus bas). Ce sujet est délicat, en lien avec la dispersion des mesures de résistance et les effets d'échelle qui s'appliquent dans les massifs fracturés. Des enveloppes de rupture courbes se dessinent, à condition de disposer de nombreux essais dans une large gamme de pressions de confinement. Comme dans les marnes homogènes qui sont dotées d'enveloppes de rupture courbes à basse pression, la cohésion est à déduire d'un critère de Coulomb tangent et "moyen", à déterminer dans un intervalle de contraintes donné. La cohésion s'obtient alors par extrapolation. Il est conseillé de fournir un intervalle de confiance de cette cohésion, fondé sur un encadrement de l'enveloppe de rupture.

Essais triaxiaux CD étagés à haute pression.

L'essai triaxial étagé offre une possibilité de répondre au problème de la dispersion des mesures de résistance d'une marne fissurée et la difficulté de découpage des éprouvettes dans ces terrains.

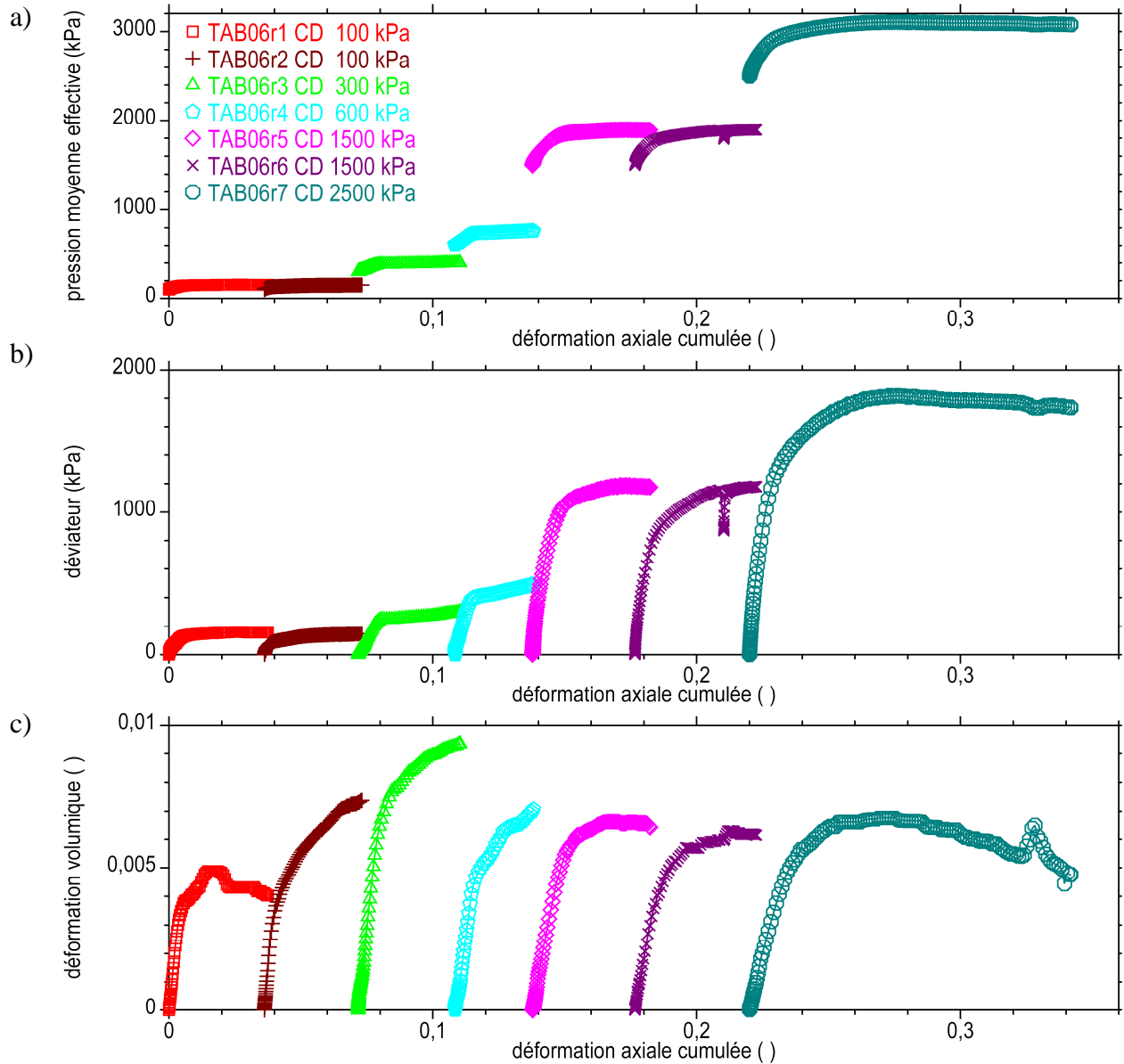


Figure 62 : Site [22]. Essai triaxial drainé étagé à haute pression. Epreuve TAB06. Variables mesurées en fonction de la déformation axiale cumulée.

- a) Pression moyenne effective p .
- b) Déviateur q .
- c) Déformation volumique ϵ_v .

L'essai commence par les trois phases ordinaires d'un essai CD standard (saturation, consolidation sous la pression effective isotrope p_c , cisaillement en compression). Lorsqu'une surface de cisaillement plane, inclinée et unique est produite par cette première phase de cisaillement monotone en compression, l'éprouvette est réajustée dans son état initial, près démontage de la cellule triaxiale. Elle est consolidée alors sous une nouvelle pression effective

isotrope p_c . Puis elle est cisailée à nouveau. Ces phases de reconsolidation et de cisaillement constituent les cycles étagés des essais triaxiaux CD, qui sont enchaînés un à un.

La [figure 62](#) montre la réponse d'une marne très raide et fissurée provenant du site [22] (éprouvette TAB06, indice des vides initial $e = 0,200$, sept cycles, durée de l'essai 50 jours). L'angle du plan de rupture avec l'axe de l'éprouvette vaut $\alpha = 40^\circ$ ([figure 61](#)). Les pressions de consolidation p_c sont comprises entre 100 et 2500 kPa. Les variables enregistrées pendant les phases de cisaillement CD sont représentées en fonction de la déformation axiale cumulée. La [figure 63](#) montre les courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q) et les chemins des contraintes effectives (p, q).

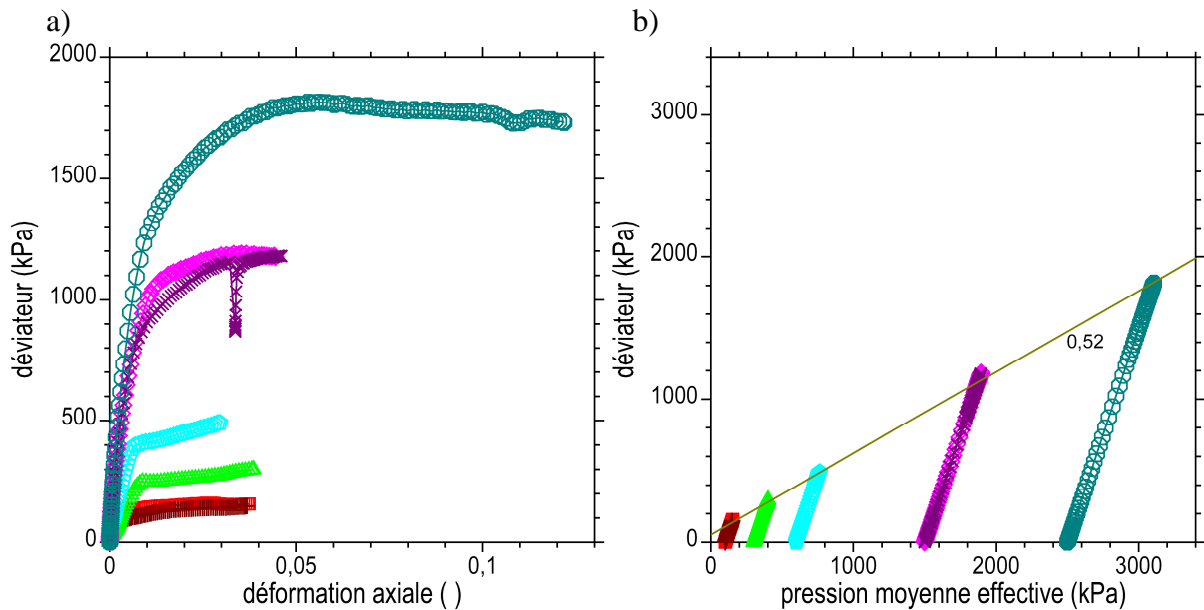


Figure 63 : Site [22]. Essai triaxial drainé étagé à haute pression. Eprouvette TAB06.

- a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q).
b) Chemins des contraintes effectives (p, q).

Les courbes de cisaillement montrent un comportement typique de sol raide fissuré, avec des pics de résistance peu marqués pendant la première séquence de chargement et une faible dilatance. Après un coude de reprise de l'effort de cisaillement, les paliers de résistance suivants augmentent avec la pression de confinement. Dans l'exemple du plan (p, q) la [figure 63b](#), l'interprétation de l'essai à l'aide d'une droite de Coulomb aboutit aux paramètres $C_{qc} = 52$ kPa, $M_c = 0,52$, $c' = 25$ kPa, $\phi' = 13,8^\circ$. L'interprétation de l'essai en (σ', τ) peut être envisagée alors.

La multiplication des essais confirme la dispersion des résistances au cisaillement des marnes du site [22]. En explorant une plage de pressions donnée, l'essai triaxial étagé permet de fiabiliser la mesure de la résistance au cisaillement d'une éprouvette et approcher la mesure de sa résistance résiduelle.

Résistance résiduelle au cisaillement.

La résistance résiduelle au cisaillement d'une argile se mesure après un grand déplacement sur un plan de rupture (Blondeau et Josseume, 1976). L'essai triaxial n'est pas adapté à cette mesure, à moins de recourir à un essai CD étagé, comme ci-dessus.

La méthode la plus courante de la résistance résiduelle des argiles naturelles au laboratoire s'effectue à l'aide de machines de cisaillement alterné. Des cycles alternés sont appliqués successivement à une série d'éprouvettes pour produire un grand déplacement cumulé le long des plans de cisaillement. Les éprouvettes sont consolidées sous différentes contraintes normales σ'_c .

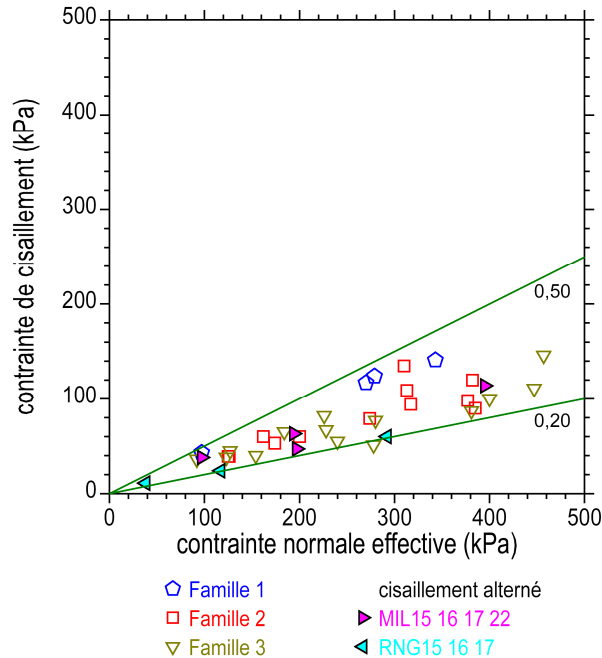


Figure 64 : Site [14]. Essais de cisaillement direct alterné. Comparaison aux essais triaxiaux interprétés dans le plan (σ' , τ). Séries 1 à 6.

Des essais de cisaillement alterné ont été réalisés sur les argiles altérées du site [14]. La figure 64 permet de comparer les résistances obtenues au triaxial et les résistances résiduelles obtenues en cisaillement direct alterné dans le plan (σ' , τ) (triangles). Les résistances triaxiales sont celles mesurées en fin d'essai et elles ont été évaluées en fonction de l'angle α des plans de rupture principaux (figure 59). Les résistances résiduelles données par les éprouvettes de cisaillement direct de la série 6 coïncident avec les résistances triaxiales minimales. L'autre essai portant sur quatre éprouvettes de la série 5 donne des résistances plus fortes. Néanmoins ces résistances restent comprises dans la plage des résistances les plus faibles mesurées par l'un ou l'autre des deux procédés.

12.7 – Applications pratiques.

En matière de caractérisation des propriétés des marnes dans les projets, la mesure de la résistance arrive en tête de la liste des commandes adressées à un laboratoire. Les futurs programmes expérimentaux dédiés à des nouveaux sites pourront trouver des ordres de grandeur utiles dans ce recueil, concernant les résistances attendues ou l'étendue du domaine pseudo-élastique par exemple, et en rapport avec la nature du terrain et son indice des vides. Des recommandations pratiques sont proposées au chapitre suivant.

13. Récapitulation.

Parmi les sols indurés et les roches tendres, les marnes présentent une grande variété lithologique et d'états et elles possèdent un large spectre de propriétés mécaniques. D'autres terrains partagent leurs propriétés (molasses, argilites, pélites). Ce travail de recueil a permis de rassembler et d'analyser les propriétés des marnes provenant d'une vingtaine de sites. Ce paragraphe propose une récapitulation.

13.1 – Traits communs.

Limitations des programmes expérimentaux.

Les terrains sont testés dans leur état naturel. Ils ont été prélevés à l'occasion de reconnaissances géotechniques pour des grands projets d'infrastructures. Leurs propriétés physiques et mécaniques ont été mesurées au laboratoire. Au-delà des questions de qualité des prélèvements, en échantillons carottés ou par blocs, l'hétérogénéité des terrains et leur fissuration constituent un frein au déploiement des programmes d'essais. Souvent, le nombre d'échantillons mis à disposition s'avère trop limité, surtout quand une fraction réduite d'entre eux est acheminée au laboratoire. Dans cette étude, plusieurs programmes expérimentaux ont interrompus dans cette situation ([01], [02], [06], [07], [09], [12]).

Distributions des propriétés.

Les caractéristiques d'état des marnes peuvent être mesurées en grand nombre. Les distributions des teneurs en eau et des poids volumiques présentent des formes d'asymétrie en opposition, comme observé souvent dans les milieux naturels. Les teneurs en eau sont "bornées" par valeur inférieure, tandis que les poids volumique sont "bornés" par valeur supérieure (sites [01], [10], [11], [12], [13], [14], [15], [16], [17], [18], [19], [20]). Un mécanisme de décompression naturelle des terrains pourrait être à l'origine de ces distributions dans les massifs. Le prélèvement pourrait en accentuer l'effet.

La multiplication du nombre d'essais de compression aboutit souvent à une distribution des résistances en compression uniaxiale très dissymétrique, de forme exponentielle (sites [03], [13], [15], [20]). Ces distributions s'observent séparément dans les familles homogènes imbriquées dans les ensembles marno-gréseux comme les sites [15] et [20]. Les modules d'Young suivent cette même tendance (site [13]). Cela justifie que les moyennes soient calculées en échelles logarithmiques. D'autres propriétés présentent des distributions en accord avec les observations habituelles (temps de consolidation ou pendage des plans de rupture, [14]).

Confirmation des résultats antérieurs

Quand les reconnaissances géotechniques ont fait l'objet de plusieurs campagnes successives, il a été possible de confirmer les résultats antérieurs, mais aussi de confirmer la validité des méthodes mises en œuvre initialement. Tel est le cas de la classification en familles homogènes des horizons marno-gréseux du site [15] ou la classification des surfaces de rupture du site [14], d'après leur forme. La répétabilité des méthodes s'en trouve confortée et l'intérêt accru.

Effets de structure.

L'indice des vides contrôle étroitement le comportement des argiles naturelles récentes, qu'elles soient normalement consolidées ou surconsolidées dans leur état actuel. Pour mener à bien l'étude du comportement mécanique des marnes, la démarche a consisté à mettre en œuvre des matériels à haute pression et voir dans quelle mesure la connaissance du comportement des argiles pouvait être transposée à celle des marnes. Ainsi, des essais à haute pression ont été réalisés dans tous les sites étudiés.

A l'issue de ce recueil de données, il apparaît que l'indice des vides joue un rôle important dans le comportement mécanique des marnes homogènes. Toutefois, cet indice ne se définit pas comme un facteur de contrôle, mais il accompagne implicitement les diverses tendances d'évolution des propriétés de déformabilité, de perméabilité et de résistance des marnes (sites [13], [15], [16], [19], [20]). L'implication forte de l'indice des vides tient au caractère argileux de ces terrains, par analogie aux argiles.

Au-delà de leurs propriétés mécaniques de déformabilité, de perméabilité et de résistance, le domaine pseudo-élastique constitue un marqueur générique important du comportement des marnes de par sa forme et son étendue. En effet, toutes ces propriétés élémentaires utilisables en pratique dépendent de ce domaine, au même titre que les modes de déformation et de rupture. Les domaines pseudo-élastiques des marnes homogènes s'avèrent rapidement étendus dans l'espace des contraintes effectives, avec des pressions caractéristiques de plusieurs mégapascals dans les marnes les plus tendres, et de plusieurs dizaines de mégapascals dans les marnes raides. Le mécanisme de surconsolidation des argiles, où l'indice des vides joue encore un rôle central, ne permet pas d'expliquer cette progression dans les marnes.

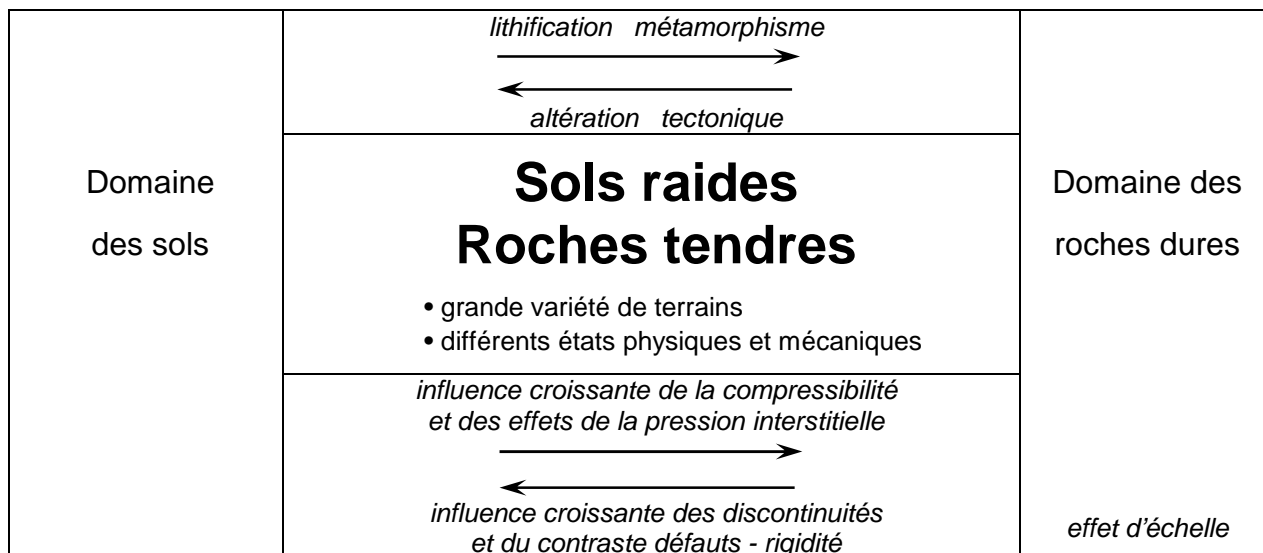
Les suppléments de raideur et de résistance que possèdent les marnes homogènes peuvent s'expliquer par des effets de structure acquis pendant la formation de ces terrains (Leroueil et Vaughan, 1990 ; Burland, 1990 ; Clayton et Serratrice, 1993 ; Kavvadas et al., 1993 ; Johnston et Novello, 1993). L'induration ou la cimentation donnent une image des liaisons inter-particulaires qui donne naissance à un effet de structure. La fissuration, l'altération, le gonflement, le déconfinement jouent dans le sens opposé. Néanmoins, ces effets ne sont pas toujours totalement annihilés dans la frange altérée ou les passages tectonisés des massifs marneux. Les effets de structure se manifestent à la manière de la surconsolidation des argiles, mais ils ne relèvent pas du même type de mécanisme dans le processus de formation des marnes. L'indice des vides témoigne de ces effets. La forme des courbes d'état limite, évasées vers les extensions, donne un autre aperçu de ces effets.

Sols indurés et roches tendres.

La pratique des essais de laboratoire sur les marnes et plus généralement sur les sols indurés et les roches tendres s'inspire des pratiques de la mécanique des sols et de celles de la mécanique des roches. Mais il faut noter que le comportement des sols indurés et des roches tendres est intermédiaire entre celui des sols et celui des roches et que ces matériaux possèdent à ce titre des propriétés intermédiaires (Clayton et Serratrice, 1993). Si les principes qui régissent leur comportement sont applicables à tous les matériaux, certains facteurs dominent leur réponse suivant que le terrain considéré s'apparente au domaine des sols ou à celui des roches.

Vers les sols, il apparaîtra une influence croissante de la compressibilité et des effets de la pression interstitielle. À l'opposé, l'approche des milieux rocheux discontinus se traduira par une influence croissante des discontinuités et du contraste entre les défauts et la rigidité du matériau. Le [tableau 24](#) donne une illustration schématique du jeu des principaux facteurs en présence (Serratrice, 2002, 2008).

Tableau 24 : Les sols raides et les roches tendres et les principaux facteurs qui gouvernent leur comportement mécanique (Serratrice, 2002, 2008).


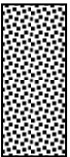
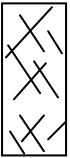


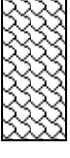


13.2 – Dissemblances.

Les terrains marneux et les terrains apparentés se présentent dans une grande variété de natures et d'états. Ils se rangent parmi les sols indurés et les roches tendres. Leur étude s'appuie sur les pratiques du domaine des sols et celles du domaine des roches. Leur comportement dépend principalement de leur nature (argileuse, carbonatée, gréseuse), de leur compacité (indice des vides), des effets de structure directs (induration) ou inverses (fissuration, altération) et du confinement (non-linéarités).

A ce titre, il paraît intéressant de replacer la pratique des essais de laboratoire, telle qu'elle a été présentée ici, dans la perspective des connaissances du comportement des marnes, en allant des terrains les plus simples (marnes homogènes peu compactes) vers les terrains les plus complexes (marnes indurées, fissurées, gonflantes). Le [tableau 25](#) classe ces matériaux en niveau de complexité et tente de faire ressortir les traits principaux de leur comportement (colonne 4), les types d'essais de laboratoire envisageables et les difficultés rencontrées pour mener à bien les essais (colonne 5) et l'état des connaissances concernant leur comportement mécanique (colonne 6). Si les marnes qualifiées de simples peuvent s'identifier aux argiles à une homothétie près vers les hautes pressions, il n'en est plus de même des marnes fissurées, dont le comportement s'inspire de celui des roches fracturées à matrice déformable, ou des marnes gonflantes pour lesquelles le gonflement entraîne un changement de leur propriétés, voire de leur nature (altération). Une borne inférieure de l'indice des vides moyen est indiquée dans les marnes homogènes (voir la [figure 1](#) en guise de référence). Une borne supérieure ($e < 0,5$) est mentionnée dans les marnes fissurées ou gonflantes pour signaler que ces terrains sont compacts généralement. Le [tableau 25](#) exclue les argiles d'altérations.

Tableau 25 : Comportement des marnes. État des connaissances (Serratrice, 2002).

	Marne	e ()	Comportement type	Essais de laboratoire	Connaissance
	homogène tendre	$> 0,5$	Argiles surconsolidées - élasto-plasticité - viscosité - anisotropie	Essais généralement \approx aisés \approx peu coûteux \approx fiables	Comportement connu pour les applications courantes
	homogène compacte	$> 0,1$	Sols indurés, roches tendres Roches - élasticité - viscosité - anisotropie	<ul style="list-style-type: none"> • triaxial • oedomètre • oedomètre K_0 • fluage 	<ul style="list-style-type: none"> • hétérogénéité • induration • anisotropie • dilatance • localisation • etc.
	fissurée	$(< 0,5)$	Milieux déformables et discontinus - anisotrope - à très fortement anisotrope	Essais difficiles à très difficiles • triaxial à haute pression • cisaillement alterné	Comportement mal connu • effet d'échelle • anisotropie • dilatance
	très fissurée ou micro-fissurée	$(< 0,5)$	Dépend de : - l'orientation - et des propriétés des discontinuités - et des propriétés de la matrice rocheuse	- problème du remaniement - problème de la décompression	• déstructuration à l'échelle des fissures • changement du matériau
	gonflante	$(< 0,5)$	Milieux saturés + processus physico-chimiques de gonflement à l'échelle microscopique	Essais difficiles à extrêmement difficiles • triaxial • oedomètre • oedomètre K_0	Comportement mal connu à très mal connu • diffusion • effets physico-chimiques
	très gonflante (souvent micro-fissurée)	$(< 0,5)$	Milieux saturés gonflant - anisotrope - évolutif en relation avec l'accumulation des déformations	- effet de l'eau - remaniement - décompression - déstructuration	• nature de l'eau • anisotropie • déstructuration • changement de nature (altération)

e indice des vides moyen des marnes homogènes

13.3 – Caractériser une marne en situation courante.

Le [tableau 26](#) rassemble quelques recommandations pratiques pour accompagner la réalisation d'un programme expérimental d'étude du comportement d'une marne au laboratoire. Chaque site apporte sa part de singularité bien souvent. Aussi, les recommandations portent sur la connaissance préliminaire du terrain, son hétérogénéité, sa fissuration, un possible classement en familles. Elles portent aussi sur la conception du programme expérimental, la fiabilisation et la confirmation des mesures, en référence à des données connues équivalentes et en rapport avec la nature de la marne et sa compacité.

Tableau 26 : Recommandations pratiques pour l'étude du comportement des marnes.

Question	Démarche	Commentaire
Connaissance du terrain	Recueil d'informations à propos de la configuration régionale du faciès.	Comparaison du site étudié à de sites connus.
	Classement en familles homogènes d'après la description des échantillons carottés et des blocs.	Critères fondés sur la compacité, l'induration, l'argilosité, les nuances gréseuses ou carbonatées, la fissuration, l'altération, etc.
	Mesure préliminaire des caractéristiques d'état des familles homogènes de marnes.	Acquérir rapidement une estimation de l'indice des vides (e) et du degré de saturation (S_r) de la marne afin de pointer les terrains analogues dans d'autres sites.
Hétérogénéité du terrain	Multiplier le nombre de prélèvements et d'essais par famille homogène. Exploiter le plus grand nombre d'échantillons.	En particulier, multiplier les mesures des caractéristiques d'état e et S_r . Si possible, multiplier les essais élémentaires (compressions uniaxiales, à défaut essais Franklin).
	Multiplier le nombre de mesures des caractéristique d'état.	Si possible doubler les essais mécaniques.
	Anisotropie apparente de structure	Si possible, se placer dans l'axe d'isotropie, à défaut du plan d'isotropie.
Fissuration	Exploiter les résistances en (σ' , τ) sur les plans de rupture.	Eventuellement recourir à des essais triaxiaux étagés.
		Travailler dans le diamètre des échantillons.
		Noter les formes de rupture et le pendage des plans.
Conception du programme, organisation Fiabilisation et confirmation des mesures	Associer différents types d'essais dans le programme expérimental.	En vue de la mise en cohérence des données. Exemple essais CU et essais UU.
	Etendre la gamme des pressions.	Au-delà des règles en usage, sans excès, car e n'est pas le seul facteur de contrôle.
	Faire référence à des données connues équivalentes.	Référence via l'indice des vides e et la nature du terrain. Sur cette base, se faire une idée de l'étendue du domaine pseudo-élastique de la marne et de la gamme des résistances attendues.
	Qualifier un encadrement des mesures.	S'appuyer sur la forme des chemins des contraintes CU, plans (p , q) et (q , u) et la forme des chemins de déformation CD (dilatance).
		Pour les caractéristiques d'état obtenues en grand nombre. Histogramme. Simple estimation pour les propriétés mécaniques (nombre réduit de mesures). Encadrement du critère de rupture par deux courbes.
Valorisation des essais	Exploiter toutes les phases d'essai.	Valoriser les phases consolidation (temps de consolidation, perméabilité) et le début des cisaillements (module).
	Dresser des profils de mesures le long des sondages	Caractéristiques d'état, propriétés physiques, propriétés mécaniques.
Piège : le gonflement	Se prémunir contre le gonflement (éviter la déstructuration de la marne). Sinon agir sur les modalités d'essai.	Effectuer un choix judicieux des pressions de confinement. Recourir à des essais spécifiques.

Il est recommandé de multiplier le nombre d'essais dans chaque famille homogène de marne, en particulier les mesures des caractéristiques d'état et les mesures des propriétés mécaniques élémentaires. A cette fin, l'échantillonnage ne doit pas s'avérer trop réduit. L'expérience montre bien souvent que les programmes sont restreints par un nombre trop limité d'échantillons représentatifs mis à la disposition du laboratoire. L'exploitation poussée des prélèvements contribue à valoriser l'échantillonnage. En cas de difficulté de mise en œuvre des essais conventionnels, le recours à des essais simples ne doit pas être écarté, à condition d'en réaliser un grand nombre (essais Franklin par exemple) et de bien préciser les conditions des mesures.

La référence à des données connues équivalentes s'impose au stade de la conception du programme expérimental et de son organisation. En particulier, la nature du terrain et son indice des vides permettent d'entrevoir l'étendue et la forme du domaine pseudo-élastique de la marne et, par suite, la gamme de ses résistances attendues. Ces informations participent au choix des types d'essais, des conditions d'essais, de leur nombre, de la gamme des pressions de confinement, etc. En cours de programme, la référence à ces informations contribue à la fiabilisation et la confirmation des résultats d'essais.

La qualification de la dispersion des mesures s'obtient couramment quand de nombreuses données ont été recueillies et rassemblées sous la forme d'histogrammes (densités, résistances en compression uniaxiale). Il est important d'apprécier comment les nouvelles données s'accordent avec les données analogues connues, qui présentent naturellement des dissymétries caractéristiques plus ou moins marquées. A l'opposé, la démarche ne s'applique pas pour beaucoup de propriétés mécaniques qui sont recueillies en nombre restreint. Une estimation de la dispersion s'obtient en procédant au doublement des essais individuels, si possible, ou en associant les résultats d'un ensemble d'essais. L'encadrement du critère de rupture par deux courbes empiriques, par exemple, donne un accès à la qualification de la dispersion des résistances, qui s'améliore avec le nombre de d'éprouvettes testées et l'étendue du domaine des pressions de confinement.

De nombreux terrains marneux sont gonflants. Leur volume augmente sous l'effet d'une réaction des minéraux argileux qui absorbent de l'eau. L'eau pénètre à l'intérieur du volume en équilibre sous un état de contraintes constant ou résultant d'un déchargement mécanique. Le gonflement constitue un processus de déstructuration des marnes. Il agit donc très fortement sur leurs propriétés mécaniques, en dégradant leur raideur et leur résistance et en modifiant leur perméabilité. De fait, le gonflement des marnes doit être anticipé, si possible, avant d'entreprendre les essais triaxiaux et oedométriques. La démarche s'appuie sur la connaissance régionale du faciès, la réalisation d'essais d'identification et la réalisation d'essais de gonflement. Diverses options se présentent alors, qui guident le choix des modalités d'essai et des pressions de confinement. La marne peut être testée en condition pseudo-drainée au plus proche de son état naturel, sans saturation ni contre-pression. Sinon, elle peut être saturée sous des niveaux de contraintes à préciser, avant de poursuivre la procédure triaxiale standard. Il est clair que, comme à l'issue des diverses procédures d'essais de gonflement, le résultat obtenu dépend du choix de ces différentes modalités d'essai. Les matériels à haute pression, K_0 et triaxiaux, présentent un intérêt particulier dans ce cadre.

Conclusion

Les propriétés physiques et mécaniques de terrains marneux ont été recueillies en laboratoire dans le cadre de campagnes de reconnaissances géotechniques organisées à l'occasion de grands projets. Ces terrains proviennent de vingt-quatre sites en France et à l'étranger. Ils sont testés dans leur état naturel. Les programmes expérimentaux sont inégaux, car ils dépendent de l'échantillonnage disponible. Cet ensemble de terrains représente une fraction réduite et singulière des nombreux faciès marneux qui sont présents en France et qui sont connus pour leur diversité (natures et états). Cette étude non exhaustive apporte néanmoins des connaissances nouvelles depuis la situation des années 1970, quand les premières études du comportement des marnes ont été lancées pour une application à des projets d'infrastructures. Ce recueil s'attache à présenter et analyser les propriétés de déformabilité et de résistance des marnes. Les questions relevant du gonflement et du fluage ne sont pas abordées.

Les programmes expérimentaux consacrés aux différents sites se sont attachés à recueillir systématiquement les propriétés physiques des marnes et leurs propriétés mécaniques. Ces dernières sont obtenues principalement au moyen d'essais triaxiaux en appliquant différents types de chargements (isotropes, radiaux, cycliques, en étoile) et des cisaillements en compression ou en extension et sous différentes conditions (drainées ou non drainées). L'originalité du travail réside dans l'utilisation de matériels triaxiaux à haute pression (gamme de pressions 0 – 12 MPa), et d'un oedomètre K_0 à haute pression (gamme de pressions 0 – 20 MPa). Il a été possible d'établir ainsi une analogie entre le comportement des marnes homogènes tendres à haute pression et celui des argiles à basse pression.

Les chargements proportionnels ont permis d'identifier une courbe d'état limite pour les marnes les plus tendres. Cette courbe constitue une frontière entre le domaine pseudo-élastique et le domaine plastique du matériau, du côté isotrope du plan des contraintes effectives. Des déformations volumiques significatives et irréversibles prennent naissance au franchissement de cette frontière. Les marnes indurées présentent des courbes d'état limite emboîtées qui gagnent rapidement en étendue. En matière de résistance au cisaillement, les enveloppes de rupture sont courbes en compression et en extension triaxiale à basse pression. Une correspondance s'établit entre les enveloppes courbes qui portent les résistances au cisaillement des marnes et les courbes d'état limite qui portent les seuils d'écroutissement isotrope. Ainsi, les domaines pseudo-élastiques des marnes homogènes s'avèrent rapidement étendus dans l'espace des contraintes effectives. Ils se définissent par une pression caractéristique de plusieurs mégapascals dans les marnes les plus tendres, qui progresse rapidement vers les dizaines de mégapascals dans les marnes raides. L'indice des vides constitue un premier marqueur de cette progression.

L'analogie entre le comportement des marnes homogènes et celui des argiles serait complète si l'indice des vides constituait le seul facteur de contrôle. Cet indice accompagne implicitement les diverses tendances d'évolution des propriétés de déformabilité, de perméabilité et de résistance des marnes. Mais il faut faire appel à des effets de structure pour expliquer les suppléments de raideur et de résistance que possèdent les marnes homogènes. Ces effets de structure sont acquis pendant la formation des terrains et aboutissent à la forme et l'étendue du domaine pseudo-élastique qui les caractérise, en déterminant ainsi toutes leurs propriétés mécaniques.

Parmi ces propriétés figurent les caractéristiques élastiques des marnes. Leur connaissance constitue un enjeu très important pour les projets, car les sollicitations courantes se produisent en petite déformation pour la plupart, à distance des frontières des domaines pseudo-élastiques.

Dans les marnes homogènes qui interagissent avec les ouvrages, la grande extension de ces frontières ouvre donc sur de vastes secteurs de l'espace des chargements où ces propriétés quasi-élastiques sont en jeu. Aussi, des procédures diversifiées ont été développées pour les mesurer au laboratoire (chargements triaxiaux monotones, cycliques, en étoile ; mesures globales et locales) et confirmer leur dépendance à la pression moyenne, la direction du chargement et le niveau de déformation. Mais l'indice des vides intervient aussi. Les marnes étudiées sont isotropes ou faiblement anisotropes. Quelques exemples ont montré que l'anisotropie mécanique marque plus significativement les paramètres élastiques qu'elle n'affecte les résistances. Enfin, la valeur d'un module de déformation ne doit pas être fournie sans référence à la procédure utilisée pour le définir et le mesurer au laboratoire.

A l'inverse, la fissuration et l'altération constituent des facteurs de réduction des effets de structure qui s'accompagnent par une dégradation des propriétés mécaniques initiales. Les sites où les marnes se rencontrent à des degrés divers de fissuration et d'altération sont les plus nombreux. De fait, l'étude des marnes fissurées et altérées présente un intérêt pratique très important. Ici, des méthodes spécifiques ont été mises en œuvre sur la base d'essais triaxiaux pour étudier les marnes fissurées dans des contextes où, souvent, le prélèvement sur site constitue un premier écueil d'importance qui limite la quantité et la qualité des échantillons disponibles. Ces facteurs de dégradation jouent avec une certaine progressivité, comme les effets de structure, ce qui conduit à une grande diversité d'états au sein des formations géologiques concernées. De ce fait, les propriétés mécaniques sont mesurées avec une large dispersion, contre laquelle la multiplication des essais trouve rapidement ses limites. Les domaines élastiques de ces marnes sont restreints et leurs résistances sont faibles à très faibles. Les petites sollicitations les entraînent rapidement en plasticité.

Il est recommandé de multiplier le nombre d'essais dans chaque famille homogène de marne, en particulier les mesures des caractéristiques d'état et les mesures des propriétés mécaniques élémentaires. A cette fin, l'échantillonnage ne doit pas s'avérer trop réduit pour permettre d'apprécier comment les nouvelles données s'accordent avec les données analogues connues, qui présentent naturellement, en guise de signature, des dissymétries caractéristiques plus ou moins marquées. A l'opposé, les propriétés mécaniques sont recueillies en nombre restreint. Une estimation de la dispersion peut s'envisager néanmoins, sous la forme d'encadrements par des courbes empiriques par exemple.

Ce recueil de données se fonde sur un grand nombre de mesures des propriétés physiques et mécaniques de terrains marneux issus d'une vingtaine de sites. Chacun des types de ces propriétés a fait l'objet d'analyses et de commentaires sur la base d'exemples (caractéristiques d'état, propriétés élémentaires de résistance, déformabilité, chargements isotropes et oedométriques, surface d'état limite, résistance au cisaillement). Des tendances d'évolution ont été mises en évidence. En particulier, la nature du terrain et son indice des vides permettent d'entrevoir l'étendue et la forme du domaine pseudo-élastique de la marne homogène et, par suite, la gamme des résistances attendues, voire l'ordre de grandeur des modules de déformation. Trop diverses, les données rassemblées dans ce recueil ne gagnent pas le statut de comportements repères. Néanmoins, ces données peuvent servir de référence au stade de la conception d'un nouveau programme expérimental et de son organisation au laboratoire, puis de son suivi, dans une démarche de fiabilisation et de confirmation de nouveaux résultats d'essais.

Notations.

a	exposant ou paramètre (unité)	
a, b	paramètres (unité)	
A	section de l'éprouvette (cm ²)	
A, B	coefficients de Skempton ()	$B = \Delta u / \Delta p_T$
A ₀	section d'une éprouvette (cm ²)	
A _c A _e	coefficients de pression interstitielle en compression et en extension ()	$A = \Delta u / \Delta q$
A _c	activité ()	
A _c	coefficient de Skempton tangent à la rupture en compression ()	
A _e	coefficient de Skempton tangent à la rupture en extension ()	
A _f	coefficient de Skempton sécant à la rupture ()	
apl	coefficient d'aplatissement ()	
asy	coefficient d'asymétrie ()	
c'	cohésion effective (kPa)	
c _{cu}	cohésion consolidée non drainée (kPa)	
C _c	coefficient de compressibilité en indice des vides ()	$C_c = \Delta e / \Delta l g \sigma'_a$
C' _c	coefficient de compressibilité en déformation ()	$C'_c = \Delta \epsilon_a / \Delta l g \sigma'_a = C_c / (1 + e_0)$
C _{ci} , C _c	coefficient de compressibilité isotrope en indice des vides ()	$C_{ci} = \Delta e / \Delta l g p$
C' _{ci} , C' _c	coefficient de compressibilité isotrope en déformation ()	$C'_{ci} = \Delta \epsilon_v / \Delta l g p$
C _C	coefficient de courbure granulométrique ()	$C_C = (d_{30})^2 / (d_{10} d_{60})$
CD	essai triaxial consolidé drainé	
CEL	courbe d'état limite	
C _{qc}	ordonnée de la droite de Coulomb en compression en contraintes effectives dans le plan (p, q) ()	
C _{qc cu}	ordonnée de la droite de Coulomb en compression en contraintes totales (p _T , q _T), essais triaxiaux CU ()	
C _{qc uu}	ordonnée de la droite de Coulomb en compression en contraintes totales (p _T , q _T), essais triaxiaux UU ()	
C _{qe}	ordonnée de la droite de Coulomb en extension en contraintes effectives dans le plan (p, q) ()	
C _{qe cu}	ordonnée de la droite de Coulomb en extension en contraintes totales (p _T , q _T), essais triaxiaux CU ()	
C _{qe uu}	ordonnée de la droite de Coulomb en extension en contraintes totales (p _T , q _T), essais triaxiaux UU ()	
C _s	coefficient de gonflement en indice des vides ()	$C_s = \Delta e / \Delta l g \sigma'_a$
C' _s	coefficient de gonflement en déformation ()	$C'_s = \Delta \epsilon_a / \Delta l g \sigma'_a = C_s / (1 + e_0)$
C _{si} , C _s	coefficient de gonflement isotrope en indice des vides ()	$C_{si} = \Delta e / \Delta l g p$
C' _{si} , C' _s	coefficient de gonflement isotrope en déformation ()	$C'_{si} = \Delta \epsilon_v / \Delta l g p$
c _u	cohésion non drainée (kPa)	
CU	essai triaxial consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle (CU+u)	
C _U	coefficient d'uniformité granulométrique ()	$C_U = d_{60} / d_{10}$
c _v	coefficient de consolidation verticale (m ² /s)	
cva	coefficient de variation ()	
C ₂ , C ₂₀ , C ₈₀ , C ₂₀₀	C _n teneur en particules de diamètres inférieurs à n μm (%) (% < n μm)	
C _α	coefficient de fluage en déformation ()	
D	chargement de type drainé	
d ₀	diamètre initial des éprouvettes (cm)	
dp, dq	incréments des contraintes effectives p et q (kPa)	
d _s	diamètre actuel des éprouvettes (cm)	
d ₁₀ , d ₁₅ , d ₃₀ , d ₅₀ , d ₆₀ , d ₇₀ , d ₉₀	d _m diamètre des grains en proportion inférieure à m (μm, mm)	
e	indice des vides ()	$e = e_0 - (1 + e_0) \epsilon_v$
e ₀	indice des vides initial ()	
ect	écart-type (unité)	
e _c	indice des vides après consolidation ()	
e _L	indice des vides du sol saturé à une teneur en eau égale à la limite de liquidité ()	
e _p	indice des vides de préconsolidation ()	
E	module de Young drainé (MPa, GPa)	$E = dq/d\epsilon_a$ pour $\sigma'_r = cste$
E _d	module déviatoire (MPa, GPa)	$E_d = E / (1+\nu)$
E _h	module d'Young "horizontal" en isotropie transverse (MPa, GPa)	
E _i	module isotrope (MPa, GPa)	$E_i = E / (1-2\nu)$
E _{oed}	module oedométrique (MPa)	$E_{oed} = d\sigma'_a / d\epsilon_a$, pour $\epsilon_r = 0$ $E_{oed} = (1-\nu) E / (1+\nu)(1-2\nu)$
e _p	indice des vides de préconsolidation ()	
E _u	module d'Young non drainé (MPa)	

E_v	module d'Young "vertical" en isotropie transverse (MPa, GPa)	
F	effort axial (kN)	
g	accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$	
G	module de cisaillement (MPa, GPa)	$G = E / (2(1+\nu))$
G_{\max}	module de cisaillement élastique ou "maximal" (MPa, GPa)	
G_{vh}	module de cisaillement en isotropie transverse (MPa, GPa)	
G_s	densité des grains solides () ($G_s = 2,7$ par défaut)	
F_s	coefficient de sécurité ()	
g	accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)	
h	hauteur (épaisseur) de l'éprouvette (mm)	
h	exposant du déchargement K_0 ()	
h_0	hauteur (épaisseur) initiale de l'éprouvette (mm)	
HP	à haute pression	
h_s	hauteur (épaisseur) de l'éprouvette après consolidation (mm)	
I_p	indice de plasticité ()	$I_p = w_L - w_P$
$I_{s,D}$	indice de résistance Franklin (MPa)	
$I_{s,50}$	indice de résistance Franklin pour un diamètre équivalent de 50 mm (MPa)	
k	perméabilité (m/s)	
k_{cal}	perméabilité calculée à partir de c_v (m/s)	
k_{mes}	perméabilité mesurée au perméamètre (m/s)	
K	module de compressibilité (MPa, GPa)	$K = E / (3(1-2\nu))$
K	rapport σ'_r/σ'_a ()	
K_0	coefficient des terres au repos ()	
K_0	rapport σ'_r/σ'_a en condition oedométrique ()	$K_0 = (3 - \eta_0) / (3 + 2\eta_0)$, pour $\varepsilon_r = 0$
K_0^i	rapport K_0 initial ()	
K_0^{nc}	rapport K_0 dans le domaine "normalement consolidé" du sol ()	
K_0^{sc}	rapport K_0 pendant les déchargements $\sigma'_a < \sigma'_{a \max}$ ()	
\lg	logarithme décimal	
\ln	logarithme népérien	
m, n	exposants ()	
m	masse (g)	
m_b	paramètre du critère de Hoek et Brown (1980) ()	
M	$M = \ln(10) \approx 2,3$	
m_h, m_s	masse humide, masse sèche (g)	
M_c	pente de la droite de Coulomb en compression en contraintes effectives dans le plan (p, q) ()	
$M_{c \text{ cu}}$	pente de la droite de Coulomb en compression en contraintes totales (p_T, q_T), essais triaxiaux CU ()	
$M_{c \text{ uu}}$	pente de la droite de Coulomb en compression en contraintes totales (p_T, q_T), essais triaxiaux UU ()	
M_e	pente de la droites de Coulomb en extension en contraintes effectives dans le plan (p, q) ()	
$M_{c \text{ cu}}$	pente de la droite de Coulomb en extension en contraintes totales (p_T, q_T), essais triaxiaux CU ()	
$M_{c \text{ uu}}$	pente de la droite de Coulomb en extension en contraintes totales (p_T, q_T), essais triaxiaux UU ()	
moy	moyenne (unité)	
n	nombre d'essais ()	
N	effort normal sur un plan de discontinuité (kN)	
p	pression moyenne effective (kPa)	$p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$
p_0	pression moyenne effective caractéristique d'une courbe d'état limite (CEL) (kPa)	
p_c	pression moyenne effective de consolidation (kPa)	
p_i	pression moyenne effective au maximum de pression interstitielle (kPa)	
p_L	pression moyenne effective au seuil d'état limite (kPa)	
$p_{\text{Liso}}, p_{\text{Loedo}}$	pression p_L isotrope ou oedométrique (kPa)	
p_p	pression moyenne effective de préconsolidation (kPa)	
p_{rupt}, p_r	pression moyenne effective à la rupture (kPa)	
$p_{\text{rupt f}}$	pression moyenne effective à la rupture en fin d'essai triaxial (kPa)	
p_T	pression moyenne totale (kPa)	$p_T = (\sigma_a + 2\sigma_r)/3$
p_{Tc}	pression moyenne totale de consolidation (kPa)	
q	déviateur (kPa)	$q = \sigma'_a - \sigma'_r$
q_c	déviateur de consolidation (kPa)	
q_i	déviateur au maximum de pression interstitielle (kPa)	
q_L	déviateur au seuil d'état limite (kPa)	
$(q)_{\max}$	critère de rupture individuel d'une éprouvette au pic de résistance (kPa, MPa)	
$(q/p)_{\max}$	critère de rupture individuel d'une éprouvette au maximum du rapport q/p ()	

q_p	déviateur de préconsolidation (kPa)	
q_{rupt}, q_r	déviateur à la rupture (kPa)	
$q_{rupt f}$	déviateur à la rupture en fin d'essai triaxial (kPa)	
q_T	déviateur "total" (kPa)	$q = \sigma_a - \sigma_r \quad q_T = q$
q_u	déviateur à la résistance ultime (kPa)	
r_d	coefficient de réduction de la contrainte de cisaillement sismique avec la profondeur ()	
s	pression effective "moyenne" (kPa)	$s = (\sigma'_a + \sigma'_r)/2$
a	paramètre du critère de Hoek et Brown (1980) ()	$s = 1$ en terrain homogène
S, S_o	section de l'éprouvette, section initiale (cm ²)	
S_s	section actuelle des éprouvettes (cm ²)	
S_r	degré de saturation (%)	
t	temps (s) (min) (heure)	
t_p	temps par phase, temps depuis le début du palier (s) (min) (heure)	
t_{100}	temps de consolidation (heure)	
t	demi-déviateur (kPa)	$t = (\sigma'_a - \sigma'_r)/2$
T	période (s)	
T	effort de cisaillement sur un plan de discontinuité (kN)	
TDC	taux de déchargement actuel ()	$TDC = \sigma'_{a \max} / \sigma'_a$
u	pression interstitielle (kPa)	
U	chargement de type non drainé	
u_{cp}	contre-pression (kPa)	
u_{rupt}	pression interstitielle à la rupture (kPa)	
UU	essai triaxial non consolidé non drainé	
$UU+u$	essai triaxial non consolidé non drainé lent avec mesure de la pression interstitielle	
v	vitesse de chargement au plateau d'une presse triaxiale (mm/min)	
V	volume (cm ³)	
V_0	volume initial de l'éprouvette (cm ³)	
V_p	vitesse des ondes ultrasoniques de compression (m/s)	
V_s	vitesse des ondes ultrasoniques de cisaillement (m/s)	
V_s	volume actuel des éprouvettes (cm ³)	
V_B	valeur au bleu (g/100 g)	
w	teneur en eau (%)	
w_f	teneur en eau finale (%)	
w_{ini}	teneur en eau initiale (%)	
w_L	limite de liquidité ()	
w_P	limite de plasticité ()	
w_{sat}	teneur en eau à saturation (%)	
z	profondeur (m)	
α	angle de l'axe de l'éprouvette avec le plan de rupture (°)	$\alpha = \pi/2 - \beta$
β, β_0	angle du plan de section de l'éprouvette avec le plan de rupture (°)	$\beta = \pi/2 - \alpha$
β	paramètre d'une distribution exponentielle (unité)	
δ	dilatance ()	
Δe	variation de l'indice des vides ()	
Δh	déplacement axial (mm)	
$\Delta p, \Delta q$	incrément des contraintes effectives p et q (kPa)	
Δq	simple amplitude du déviateur (kPa)	
Δu	différence de pression interstitielle entre le pied et la tête (kPa)	
Δu	incrément de pression interstitielle (kPa)	
ΔV	variation de volume (volume d'eau échangée) (cm ³)	
$\Delta \varepsilon_v, \Delta \varepsilon_d$	incrément des déformations ε_v et ε_d ()	
ε_a	déformation axiale ()	
ε_{ac}	déformation axiale de consolidation ()	
ε_{ae}	déformation axiale à la limite élastique ()	
ε_{aL}	déformation axiale à l'état limite ()	
ε_{arupt}	déformation axiale à la rupture ()	
ε_d	déformation déviatoire ()	$\varepsilon_v = 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r)/3$
ε_r	déformation radiale ()	
ε_v	déformation volumique ()	$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r$

ε_{vc}	déformation volumique de consolidation ()	
ε_{vL}	déformation volumique à l'état limite ()	
ϕ'	angle de frottement effectif (°)	
ϕ_{cu}	angle de frottement consolidé non drainé (°)	
ϕ_{uu}	angle de frottement non consolidé non drainé (°)	
γ	poids volumique (kN/m ³)	
γ_d	poids volumique sec (kN/m ³)	
γ_s	poids volumique des particules solides ($\gamma_s = 26,5$ kN/m ³ par défaut)	
γ_{sat}	poids volumique à saturation (kN/m ³)	
γ_w	poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 9,81$ kN/m ³)	
η	rapport des contraintes de cisaillement q/p ()	$\eta = q/p$
η_0	rapport η en condition oedométrique (K_0) ()	$\eta_0 = 3 (1 - K_0) / (1 + 2 K_0)$
η_0^i	rapport η_0 initial ()	
η_0^{nc}	rapport η_0 dans le domaine "normalement consolidé" du sol ()	
η_0^{sc}	rapport η_0 pendant les déchargements $p < p_{max}$ ()	
$\eta_1, \eta_{d1}, \eta_2, \eta_{d2}$	paramètres d'une courbe d'état limite (CEL) ()	
η_L	rapport des contraintes de cisaillement q/p) l'état limite ()	
κ	coefficient de gonflement isotrope ()	$\kappa = -de/dlg(p), \varepsilon_d = 0$
κ	rapport des contraintes principales ()	$\kappa = \sigma'_a / \sigma'_r$
λ	coefficient de compressibilité isotrope ()	$\lambda = -de/dlg(p), \varepsilon_d = 0$
μ	contractance élastique ()	$\mu = d\varepsilon_v/d\varepsilon_a$ au début du cisaillement $\sigma'_r = cste$
μ	contractance élastique en élasticité ()	$\mu = 1 - 2\nu$
ν	coefficient de Poisson ()	$\nu = -d\varepsilon_r/d\varepsilon_a = (1-\mu)/2$
ν_{hh}, ν_{vh}	coefficients de Poisson en isotropie transverse ()	
ρ	masse volumique (g/cm ³)	
ρ_d	masse volumique sèche (g/cm ³)	
ρ_s	masse volumique des particules solides (g/cm ³)	
σ	contrainte normale, contrainte normale totale (kPa)	
σ'	contrainte normale effective (kPa)	
σ_a	contrainte axiale totale (kPa)	
σ_{ac}	contrainte axiale totale de consolidation (kPa)	
σ'_a	contrainte axiale effective (kPa)	
σ'_{aL}	contrainte axiale effective au seuil d'état limite (kPa)	
$\sigma'_{a max}$	contrainte axiale effective maximale à l'oedomètre (kPa, MPa)	
σ'_{ap}	contrainte axiale effective de préconsolidation (kPa)	
σ_c	résistance en compression uniaxiale (kPa, MPa)	
σ_{ci}	résistance en compression uniaxiale, critère de Hoek et Brown (1980) (kPa, MPa)	
σ_{conf}	pression totale de confinement (kPa)	
σ_h	contrainte horizontale totale (kPa)	
σ'_h	contrainte horizontale effective (kPa)	
σ'_{h0}	contrainte horizontale effective en place (kPa)	
σ'_p	contrainte effective de préconsolidation (kPa)	
σ_r	contrainte radiale totale (kPa)	
σ_{rc}	contrainte radiale totale de consolidation (kPa)	
σ'_r	contrainte radiale effective (kPa)	
σ'_{rL}	contrainte radiale effective au seuil d'état limite (kPa)	
σ'_{rp}	contrainte radiale effective de préconsolidation (kPa)	
σ'_{rupt}	contrainte normale effective à la rupture (kPa)	
σ_{tb}	résistance en traction indirecte (kPa, MPa)	
σ'_v	contrainte verticale effective (kPa)	
σ'_{v0}	contrainte verticale effective en place (kPa)	
$\sigma'_{v max}$	contrainte verticale effective maximale passée (kPa)	
τ	contrainte de cisaillement (kPa)	
τ_{rupt}	contrainte de cisaillement à la rupture (kPa)	
ζ	rapport des contraintes t sur s ()	$\zeta = t / s$

Références.

AFNOR (Association Française de Normalisation), 1994. Sols : reconnaissance et essais. Essais à l'appareil triaxial de révolution. Généralités. Définitions. Norme française NF P 94-070, Octobre 1994, 21 p.

AFNOR (Association Française de Normalisation), 1994. Sols : reconnaissance et essais. Essais à l'appareil triaxial de révolution. Appareillage. Préparation des éprouvettes. Essais UU non consolidé non drainé. Essai CU+u consolidé non drainé. Essai CD consolidé drainé. Norme française NF P 94-074, Octobre 1994, 36 p.

AFTES (Association Française des Travaux en Souterrain), 1993. Texte des recommandations pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, n° 117, pp 12-31.

Alonso E. E., Pineda J. A., Cardoso R., 2010. Degradation of marls; two case studies from the Iberian Peninsula. *Engineering Geology, Special Publications*, n° 23, pp. 47-75.

Amorosi A., Rampello S., 2007. An experimental investigation into the mechanical behaviour of a structured stiff clay. *Géotechnique*, vol. 57, n° 2, pp. 153-166.

Anagnostopoulos AG, Kalteziotis N, Tsiambaos GK, Kavvadas M., 1991. Geotechnical properties of the Corinth Canal marls. *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 9, n° 1, pp. 1-26.

Auriault J.L., Bouyge B., Gaudin B., Serratrice J.F., 1978. Déformations différées dans les marnes. Application au calcul des tunnels circulaires. *Colloque Franco-Polonais de Mécanique des Sols Appliquée*, Gdansk, 7 pages.

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, vol. 1, pp. 359-366.

Bekkouche A., Djeddid A., Aissa Mamoune S.M., 2002. Identification et prévision du gonflement des marnes de Tlemcen (Algérie). *Actes du Symposium International PARAM 2002*, Paris, pp. 125-132.

Biarez J., Hicher P.Y., 1994. Elementary Mechanics of Soil Behaviour. A.A. Balkema, Rotterdam.

Bishop A.W., Webb D.L., Lewin P.I., 1965. Undisturbed samples of London clay from Ashford Common shaft: strength - effective stress relationship. *Géotechnique*, vol. 15, n° 1, pp. 1-31.

Bishop A.W., 1971. Shear strength parameters for undistributed and remolded soil specimens. *Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium on Stress Strain Behavior of Soils*, Cambridge, pp 3-58.

Blondeau F., Josseume H., 1976. Mesure de la résistance résiduelle au cisaillement au laboratoire. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, Numéro Spécial II. Stabilité des talus. 1 Versants naturels, pp. 90-106.

Boudlal O., Khattaoui M., Kichi H., 2014. Caractérisation des marnes de la Grande Kabylie (Algérie). *Actes des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014*, Beauvais.

Boutonnier L., Serratrice J.F., 2002. Caractérisation du comportement d'une marne en vue de la réalisation d'un déblai. *Actes du Symposium International PARAM 2002*, Paris, pp. 519-530.

Bouyge B., 1977. Déformations différées dans les marnes. Application au problème du tunnel. Thèse de Docteur Ingénieur, Université de Grenoble.

Burland J.B., 1990. On the compressibility and shear strength of natural soils. *Géotechnique*, vol. 40, n° 3, pp. 329-378.

Burland J. B., Rampello S., Georgiannou V.N. Calabresi G., 1996. A laboratory study of the strength of four stiff clays. *Géotechnique*, vol. 46, n° 3, pp. 491-514.

Cafaro F., Cotecchia F., 2001. Structure degradation and changes in the mechanical behaviour of a stiff clay due to weathering. *Géotechnique*, vol. 51, n° 5, pp. 441-453.

Callisto L., Rampello S., 2004. An interpretation of structural degradation for three natural clays. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 4, n° 3, pp. 392-407.

Chandler R. J., 1969. The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper marl. *Géotechnique*, vol. 19, n° 3, pp. 321-334.

Chandler R.J., 1972. Lias clay: Weathering processes and their effect on shear strength, *Géotechnique*, vol. 22, n° 4, pp. 403-431.

Chandler R. J., Apted J. P., 1988. The effect of weathering on the strength of London Clay. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, vol. 21, pp. 59-68.

Clayton C.R.I, Serratrice J.F., 1993. The mechanical properties and behaviour of hard soils and soft rocks. Les propriétés mécaniques et le comportement des sols indurés et des roches tendres. Rapport général de la session 2. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks*, Athens, vol. 3, pp. 1839-1877.

Collins K., Mc Gown A., 1974. The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique*, vol. 24, n° 2, pp. 223-254.

Costa Filho L.M., 1984. Technical note: A note on the influence of fissures on the deformation characteristics of London Clay. *Géotechnique*, vol. 34, n° 2, pp. 268-272.

Cotecchia F, Chandler R.J., 1997. The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay. *Géotechnique*, vol. 47, n° 3, pp. 523-544.

Cotecchia F., Chandler R.J., 2000. A general framework for the mechanical behaviour of clays. *Géotechnique*, vol 50, n° 4, pp. 431-447.

Cotecchia F., Cafaro F., Aresta B., 2007. Structure and mechanical response of sub-Apennine Blue Clays in relation to their geological and recent loading history. *Géotechnique*, vol. 57, n° 2, pp. 167-180.

Croce A., Japelli R., Pellegrino A., Viggiani C., 1969. Compressibility and strength of stiff intact clays. *Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, vol. 1, pp. 81-89.

Crooks J.H.A., Graham J., 1976. Geotechnical properties of the Belfast estuarine deposits. *Géotechnique*, vol. 26, n° 2, pp. 293-315.

Dehandschutter B., Vandycke S., Sintubin M., Vandenberghe N., Wouters L., 2005. Brittle fractures and ductile shear bands in argillaceous sediments: inferences from Oligocene Boom Clay (Belgium). *Journal of Structural Geology*, vol. 27, n° 6, pp. 1095-1112.

- Delage P., Lefebvre G., 1984. Study of the structure of a sensitive Champlain clay and its evolution during consolidation, *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 21, n° 1, pp. 21-35.
- Derriche Z., Cheikh-Lounis G., 2004. Caractéristiques géotechniques des marnes Plaisanciennes d'Alger. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, n° 63, pp. 367-378.
- Djedid A., Bekkouche A., Aissa Mammoune S.M., 2001. Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algerie). *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 233, pp. 67-75.
- Donath F., 1964. Strength variation and deformational behavior in transversely isotropic rock. In: Judd, W.R. (Ed.), *State of stress in the earth's crust*. Elsevier, New York, pp. 281-298.
- Dyvik R., Madshus C., 1986. Lab measurements of Gmax using bender elements. *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions. Proc. ASCE Convention*, Detroit, Michigan, pp. 186-196.
- Ejjaaouani H., Shakhirev V. Magnan J.P. Bensallam S., 2013. Comportement des sols gonflants lors de l'humidification et du séchage. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, pp. 1101-1104.
- El Amrani N., Chacon J., 1996. Altérabilité, gonflement et propriétés d'indices des marnes néogènes de la dépression de Grenade (Sud de l'Espagne). *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, Paris, n° 54, pp. 77-89.
- Fabre G., 2005. Fluage et endommagement des roches argileuses : évolution de la microstructure et modélisation phénoménologique. Thèse de Doctorat en Sciences, Université Joseph Fourier, Grenoble, 330 p.
- Fabre G., Pellet F., 2006. Creep and time-dependent damage in argillaceous rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 43, pp. 950-960.
- Gasparre A., Nishimura S., Coop M.R., Jardine R.J., 2007. The influence of structure on the behaviour of London Clay. *Géotechnique*, vol. 57, n° 1, pp. 19-31.
- Gasparre A., Nishimura S., Minh N. A., Coop M. R., Jardine R. J., 2007. The stiffness of natural London Clay. *Géotechnique*, vol. 57, n° 1, pp. 33-47.
- Gasparre A., Coop M. R., 2008. Quantification of the effects of structure on the compression of a stiff clay. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 45, n° 9, pp. 1324-1334.
- Gaudin D., 1972. Pressions de terrain sur une galerie creusée dans des marnes du Stampien. *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées*, n° 59, pp. 133-155.
- Gaudin B., Folacci J.P., Panet M., Salva L., 1981. Soutènement d'une galerie dans des marnes noires du Cénomaniens. *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, vol. 1/4, pp. 293-296.
- Gaudin B., Serratrice J.F., 1998. Etude en laboratoire du comportement mécanique d'une molasse. *Proceedings of the Second International Symposium on Hard Soils, Soft Rocks*, Naples, 11-14 octobre 1998, "The Geotechnics of hard soils - soft rocks", volume 1, pp. 173-181.
- Graham J., Noonan M. L., Lew K. V., 1983. Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 20, n° 3 pp. 502-516.

Graham J., Houlsby C.T.H., 1983. Anisotropic elasticity of a natural clay. *Géotechnique*, vol. 33, n° 2, pp. 165-180.

Guilloux A. et al., 2005. Note sur la définition des "Sols Indurés Roches Tendres" (SIRT). *Revue Française de Géotechnique*, n° 111, pp. 59-66.

Hight D. W., McMillan F., Powell J. J. M., Jardine R. J., Allenou C. P., 2002. Some characteristics of London Clay. *Proceedings of Symposium on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, Singapore, vol. 2, pp. 851-908.

Hoek E., Brown E.T., 1980. Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 106, n° 9, pp. 1013-1035.

Houlsby G.T., Wroth C.P., 1991. The variation of the shear modulus of a clay with pressure and overconsolidation ratio. *Soils and Foundations*, vol. 31, n° 3, pp. 138-143.

Jaeger J.C., 1960. Shear failure of transversely isotropic rock. *Geology Magazine*, n° 97, pp. 65-72.

Jamiolkowski M., Lancellotta R., Lo Presti D., 1995. Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays. *Proceedings of the 1st International Symposium Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, IS-Hokkaido, Sapporo, pp. 817-836.

Kavvas M., Anagnostopoulos A., Kalteziotis N., 1993. A framework for the mechanical behaviour of the Corinth marl. *Proceedings of the International Conference on Hard Soils - Soft Rocks*, Athens, vol. 1, pp. 577-584.

Lamas F., Oteo C., Chacón J., 2011. Influence of carbonate content on the stress-strength behaviour of neogene marls from the betic cordillera (Spain) in *cu* triaxial tests using a quasilinear elastic (hyperbolic) model. *Engineering Geology*, vol. 122, n° 3-4, pp. 160-168.

Lee Y.L., Arafati N., Leca E., Magnan J.P., Mestat P., Serratrice J.F., 1993. Comportement et modélisation des marnes de Las Planas. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks*, Athènes, Septembre 1993, vol. 2, pp. 1479-1486.

Leroueil S., Vaughan P.R., 1990. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique*, vol. 40, n° 3, pp. 467-488.

Le Roux A., 1971. Le microscope électronique à balayage - Application à l'étude des marnes. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 54, août-sept. 1971, pp. 6-12.

Le Roux A., 1972. Caractéristiques mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 61, sept.-oct. 1972, pp. 155-178.

Liao J.J., Yang M.T., Hsieh H.Y., 1997. Direct Tensile Behavior of a Transversely Isotropic Rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 34, n° 5, pp. 831-849.

Lings M.L., Pennigton D.S., Nash D.F., 2000. Anisotropic stiffness parameters and their measurement in a stiff natural clay. *Géotechnique*, vol. 50, n° 2, pp. 109-125.

Liu X., Buzzi O., Yuan S., Mendes J., Fityus S., 2016. Multi-scale characterization of retention and shrinkage behaviour of four Australian clayey soils. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 53, n° 5, pp. 854-870.

Magnan J.P., Serratrice J.F., 1995. Détermination de la courbe d'état limite d'une marne. *Proceedings on the 11th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Copenhague, vol. 3, pp. 1839-1847.

Magnan J.P., Bescond B., Serratrice J.F., 1998. Déformabilité d'une marne chargée par des remblais. *Proceedings of the Second International Symposium on Hard Soils, Soft Rocks*, Naples, 11-14 octobre 1998, "The Geotechnics of hard soils - soft rocks", volume 2, pp. 659-667.

Maquaire O., Malet J.P., Remaître A., Locat J., Klotz S., Guillon J.. 2003. Instability conditions of marly hillslopes: towards landsliding or gullyng? The case of the Barcelonnette Basin, South East France. *Engineering Geology*, n° 70, pp. 109-130.

Marsland A., 1971. The shear strength of stiff fissured clays. Stress-strains behaviour of soils, *Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium on Stress Strain Behavior of Soils*, pp 59-68.

Mitchell, J.K., 1976. Fundamentals of soil behavior. Wiley, New York.

Mouhssine M., Touzani A., Zinoune S., Mahtal A., 2015. Terrassements sur terrains marneux sensibles aux glissements : cas des terrains et remblais autoroutiers entre Oued Amlil et Taza (Rif, Maroc). *Physio-Géo*, vol. 9, n° 1, pp. 61-80.

Nasseri M.H., Rao K., Ramamurthy T., 2003. Transversely isotropic strength and deformational behavior of Himalayan schists. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 40, n° 1, pp. 3-23.

Pejon O J., Le Roux A., Guignard D., 1997. Comportement à l'eau des roches argilo-marneuses, suivi du gonflement, importance de la minéralogie et des textures. *Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur*, Paris, n° 55, pp. 105-119.

Picarelli L., Urciuoli G., Mandolini A., Ramondini M., 2006. Softening and instability of natural slopes in highly fissured plastic clay shales. *Natural Hazards Earth Science System*, n° 6, pp. 529-539.

Rat M., Serratrice J.F., 2004. Tunnel de Toulon. Contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique. *Revue Travaux*, n° 806, mars 2004, pp. 25-30.

Raynaud S., Ngan-Tillard D., Desrues J., Mazerolle F., 2008. Brittle-to-ductile transition in Beaucaire marl from triaxial tests under the CT-scanner. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 45, n° 5, pp. 653-671.

Savatier, V., Deluzarche R., Serratrice J.F., 2018. Variation des modules en fonction du niveau de déformation d'après des essais in-situ et des essais de laboratoire. Application au métro toulousain. *Actes des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*, Champs-sur-Marne, 13 au 15 juin 2018, à paraître.

Serrano A.A., Oteo C., Dapena E., Vinas J.M., 1981. Analysis of swelling phenomena in a gypsum-marl formation. *Proceedings of the 10th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, vol. 1/4, pp. 779-784.

Serratrice J.F., 1978. Contribution à l'étude du comportement mécanique des marnes. Thèse de Docteur Ingénieur. Soutenue le 27 Novembre 1978, Université de Grenoble.

Serratrice J.F., Falvigny E., 1993. Mesure en laboratoire du coefficient K_0 d'une marne. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks*, Athens, vol. 1, pp. 787-793.

Serratrice J.F., 1995. Essais de laboratoire à haute pression sur une marne. *Actes du Colloquium Mundanum Craies et Schistes*, Bruxelles, pp. 61-70.

Serratrice J.F., Soyez B., 1996. Les essais de gonflement. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 204, pp. 65-85.

Serratrice J.F., 1998. Caractéristiques mécaniques des marnes de l'Oligocène du bassin de Marseille. *Proceedings of the 2nd International Symposium on Hard Soils and Soft Rocks*, Naples, 11-14 octobre 1998, "The Geotechnics of hard soils - soft rocks", pp. 301-310.

Serratrice J.F., 2002. Outils et procédures de caractérisation des sols indurés et des roches tendres : L'expérience du LRPC d'Aix en Provence. *Actes du Symposium International PARAM 2002*, Paris, pp. 313-326.

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

Serratrice J.F., 2009. Étude expérimentale du comportement des sols, des roches et des ouvrages géotechniques. HDR de l'Université de Caen / Basse Normandie, Caen, 07 mai 2009.

Ch 2 Le laboratoire de mécanique des sols et des roches du LRPC d'Aix en Provence.

Ch 3 Propriétés mécaniques des sols raides et des roches tendres.

Serratrice J.F., 2011. Propriétés mécaniques d'une marne. *Proceedings on the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Athènes, pp. 459-464.

Serratrice J.F., Calissano H., Batilliot L., 2012. Résistances triaxiales d'une marne et de son argile d'altération. *Actes des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur JNGG 2012*, Bordeaux, 4-6 juillet 2012, pp. 427-434

Serratrice J.F., 2013. Essais triaxiaux sur des marnes fissurées. *Actes des 3ème Conférence Maghrébine en Ingénierie Géotechnique GMIG'13*, Alger, pp. 345-350.

Serratrice J.F., 2014. Divers aspects du comportement élastoplastique des marnes en laboratoire. *Actes du Symposium International sur la Stabilité des Versants Rocheux, Rock Slope Stability 2014*, Marakech, Maroc, 2 au 4 Avril 2014, pp. 175-189.

Serratrice J.F., Calissano H., Batilliot L., 2015. Divers aspects du gonflement des marnes en laboratoire. *Actes du Symposium International SEC 2015, Retrait et gonflement des sols - Climat et constructions*, Paris, 18-19 juin 2015, pp. 187-196.

Serratrice J.F., 2016. Mesures des propriétés mécaniques d'une argile surconsolidée au laboratoire. *Actes des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*, Nancy, 6 au 8 juillet 2016, pp. 450-457.

Serratrice J.F., 2017. Divers aspects du comportement mécanique des marnes en laboratoire. *Revue Française de Géotechnique*, n° 151, 3, DOI: [10.1051/geotech/2017007](https://doi.org/10.1051/geotech/2017007).

Shirley D.J., Hampton L.D., 1978. Shear-wave measurements in laboratory sediments. *Journal of the Acoustical Society of America*, vol. 63, n° 2, pp. 607-613.

Sivakumar V., Doran I.G., Graham J., Johnson A., 2001. The effect of anisotropic elasticity on the yielding characteristics of overconsolidated natural clay. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 38, n° 1, pp. 125-137.

- Skempton A.W., Petley D.J., 1967. The strength along structural discontinuities in stiff clays. *Proceedings of the Geotechnical Conference*, Oslo, vol. 2, pp 29-46.
- Skempton A.W., Schuster F.R.S., Petley D.J., 1969. Joints and fissures in the London Clay at Wraysbury and Edgware. *Géotechnique*, vol. 19, n° 2, pp. 205-217.
- Skempton, A. W., 1970. First-time slides in overconsolidated clays. *Géotechnique*, vol. 20, n° 3, pp. 320-324.
- Tavenas F., Leroueil S., 1977. Effects of stresses and time on yielding of clays. In *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, vol. 1, pp. 319–326.
- Tavenas F., Leroueil F., 1979. Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles. *Revue Française de Géotechnique*, n° 6, pp. 27-49.
- Tillard-Ngan D., Desrues J., Raynaud S., Mazerolle F., 1993. Strain localisation in Beaucaire marl. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks*, Athens, vol. 2, pp. 679-1686.
- Tran T.D., 2014. Rôle de la microstructure des sols argileux dans les processus de retrait-gonflement : de l'échelle de l'éprouvette à l'échelle de la chambre environnementale. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, ParisTech, 216 p.
- Vitone C., Cotecchia F., 2011. The influence of intense fissuring on the mechanical behaviour of clays. *Géotechnique*, vol. 61, n° 12, pp. 1003-1018.
- Yang C., Carter J.P., Sheng D., 2014. Description of compression behaviour of structured soils and its application. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 51, n° 8, pp. 921-933.

Annexe. Liste des documents annexes [01] à [24]

<i>Site</i>	<i>Annexe</i>	<i>N pages</i>
[01]	Annexe 1 Argiles blanches	28
[02]	Annexe 2 Argilite grise et sa couverture altérée	18
[03]	Annexe 3 Argilite grise et son argile d'altération	28
[04]	Annexe 4 Marne gris-bleuté de l'Aptien et son argile d'altération	24
[05]	Annexe 5 Argiles molassiques bariolées beige et gris	30
[06]	Annexe 6 Terrains molassiques argileux et sableux	38
[07]	Annexe 7 Argile grise compacte du Pliensbachien	40
[08]	Annexe 8 Argile ocre-gris et argile marneuse grise	24
[09]	Annexe 9 Marne grise du Plaisancien Site 3	56
[10]	Annexe 10 Marne grise du Pliocène Site 1	24
[11]	Annexe 11 Marne grise du Miocène Site 1	28
[12]	Annexe 12 Marne grise du Miocène Site 2	52
[13]	Annexe 13 Marnes "Terres Noires" du Callovo-Oxfordien	34
[14]	Annexe 14 Marnes altérées du Toarcien	56
[15]	Annexe 15 Marnes de l'Oligocène du bassin de Marseille	88
[16]	Annexe 16 Molasses Miocène-Pliocène des Pyrénées	74
[17]	Annexe 17 Marne du Plaisancien Site 1	60
[18]	Annexe 18 Marne du Plaisancien Site 2	22
[19]	Annexe 19 Marnes tectonisées gris-noir du Toarcien-Aalénien	62
[20]	Annexe 20 Molasse grise de l'Aquitani en Haute-Savoie	60
[21]	Annexe 21 Pérites tectonisées et altérées du Permien	20
[22]	Annexe 22 Marnes gris-noir très indurées schistosées	20
[23]	Annexe 23 Marnes verdâtre de Pantin et d'Argenteuil	20
[24]	Annexe 24 Marnes grises compactes fracturées	20

Annexe. Quelques références bibliographiques pour des sites.

Site	Référence
[01]	Lalbat F., 2006. Fonctionnement hydrodynamique de l'aquifère du Miocène du bassin de Carpentras (Vaucluse, France). Thèse Académie d'Aix-Marseille, Université d'Avignon et des Pays de Vaucluse, 231 p.
[05] [06]	Cete Sud-Ouest, 2007. Grand Contournement Autoroutier de Toulouse. Synthèse des éléments géotechniques. <i>Publication CETE de l'Ouest</i> . Mai 2007, 19 p.
[07]	Mahmutovic D., Boutonnier L., Monnet J., Leonard J.M., 2016. Instrumentation d'un déblai dans une marne. Evolution des déplacements et de la pression interstitielle suite à un déchargement mécanique. <i>Actes des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur</i> , Nancy 2016. pp. 778-785.
[10]	Lee Y.L., Arafati N., Leca E., Magnan J.P., Mestat P., Serratrice J.F., 1993. Comportement et modélisation des marnes de Las Planas. <i>Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks</i> , Athènes, Septembre 1993, vol. 2, pp. 1479-1486.
[15]	Gaudin D., 1972. Pressions de terrain sur une galerie creusée dans des marnes du Stampien. <i>Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées</i> , n° 59, pp. 133-155.
[16]	Rojat F., 2010. Comportement des tunnels dans les milieux rocheux de faibles caractéristiques mécaniques. Thèse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Paris. 24 novembre 2010, 312 p.
	Merah C., Mathier J.F., 2014. Comportement différé des marnes du tunnel d'Arbus (France) soumises à des essais de fluage et de gonflement. <i>Rev. Sci. Technol., Synthèse</i> 29. pp. 24-35.
[17]	Raynaud S., Ngan-Tillard D., Desrues J., Mazerolles F., 2008. Brittle to ductile transition in Beaucaire Marl from triaxial tests under CT-Scanner. <i>International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences</i> , vol. 45, n° 5, pp. 653-671.
[19]	Maurin P., 2001. Viaduc des Mercureaux. Étude de la fondation d'un ouvrage d'art exceptionnel au droit d'une faille majeure du faisceau Bisontin. <i>Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées</i> , n° 233, août 2001, pp. 77-86.
	Bavière, L., Martinasso B., Perret C., 2006. Le tunnel de Bois de Peu. Voie des Mercureaux à Besançon. <i>Tunnels et Ouvrages souterrains</i> , n° 198, Novembre/Décembre 2006. pp. 351-357.
	Bièvre G., 2007. Élaboration d'un modèle géologique de structure anticlinale complexe : contribution aux études géotechniques d'un tracé routier et de ses ouvrages d'art (voie des Mercureaux, Besançon, est de la France). <i>Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées</i> , n° 267, avril/mai/juin 2007, pp. 3-18.
[20]	Gaudin B., Serratrice J.F., 1998. Etude en laboratoire du comportement mécanique d'une molasse. <i>Proceedings of the Second International Symposium on Hard Soils, Soft Rocks</i> , Naples, 11-14 octobre 1998, "The Geotechnics of hard soils - soft rocks", volume 1, pp. 173-181.
	Charollais J., Weidmann M., Berger J.P., Engesser B., Hotellier J.F., Gorin G., Reichenbacher B., Schäfer P., 2007. La Molasse du bassin franco-genevois et son substratum. <i>Archives des Sciences</i> , Université de Genève, n° 60, pp. 59-174.