AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4
Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10
http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php
http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm






Université de Lorraine - Géoressources - SIReNa

Doctorat SIReNa

THÈSE

présentée pour l'obtention du grade de

Docteur de l'Université de Lorraine

Spécialité doctorale "Mécanique - Génie Civil"

Inès Djouadi

le 10 septembre 2018

Prise en compte de l'anisotropie dans le comportement instantané des géomatériaux pour les calculs d'ouvrages souterrains

Directeur de thèse : **Richard Giot**

Devant le jury composé de :

M. Richard Giot,	Université de Poitiers	Directeur de thèse
Mme Arézou Modaressi,	École Centrale Paris	Rapporteur
M. Jianfu Shao,	Université de Lille	Rapporteur
M. Djimédo Kondo,	Université de Paris 6	Examinateur
Mme Séverine Levasseur,	Ondraf/Niras	Examinateur
M. Albert Giraud,	Université de Lorraine	Co-directeur
M. François Laigle,	EDF CIH	Examinateur
M. Simon Raude,	EDF R&D	Examinateur

Université de Lorraine - SIReNa
GéoRessources
UMR 7359 CNRS/UL/CREGU, Vandoeuvre-lès-Nancy, France

Titre :

Prise en compte de l'anisotropie dans le comportement instantané des géomatériaux pour les calculs d'ouvrages souterrains.

Résumé :

Dans le cadre de la gestion des déchets radioactifs dits de moyenne activité à vie longue et de haute activité, la France a fait le choix du stockage géologique profond dans une formation rocheuse située à l'est du bassin parisien, dans une zone tectoniquement stable. Cette formation d'argilites du Callovo-Oxfordien a été choisie pour ses propriétés de rétention des radionucléides puisqu'elle est très peu perméable. Un laboratoire de recherche souterrain a été construit à environ 500 mètres de profondeur afin d'étudier *in-situ* les propriétés de la roche. Il a été montré que l'argilite du Callovo-Oxfordien présente une anisotropie liée à sa formation géologique.

L'objectif principal de cette thèse est de pouvoir reproduire le comportement mécanique anisotrope à l'aide d'un modèle de comportement élasto-plastique. Le modèle de comportement thermo-élasto-viscoplastique et isotrope nommé LKR est la résultante de tout le savoir-faire et l'expertise d'EDF en ce qui concerne le dimensionnement d'ouvrages souterrains. On cherche donc à appliquer une méthode de prise en compte de l'anisotropie structurelle caractérisant plusieurs types de géomatériaux dont l'argilite du Callovo-Oxfordien à ce modèle de comportement.

Afin d'atteindre cet objectif, deux méthodes de prise en compte de l'anisotropie développées dans la littérature scientifique sont appliquées à un modèle de Drucker-Prager à écrouissage linéaire négatif et sont comparées. La première méthode consiste à introduire un tenseur de microstructure ou de fabrique permettant de définir les orientations préférentielles du matériau. La seconde méthode est l'approche par plan de faiblesse qui consiste à décrire le comportement anisotrope du matériau via deux mécanismes distincts, l'un décrivant le comportement de la matrice rocheuse isotrope et l'autre décrivant les plans de faiblesse. C'est par ce deuxième mécanisme que l'anisotropie est introduite. Ces deux applications ont été faites dans le logiciel libre de simulation en mécanique, Code_Aster, développé par EDF et ont permis d'appréhender les difficultés numériques de chacune de ces méthodes, et de choisir l'approche la plus pertinente pour l'extension du modèle LKR.

Ainsi, c'est la méthode avec le tenseur de fabrique qui est, dans notre cas, la plus adaptée. Elle a donc été appliquée au modèle LKR. Cette nouvelle extension au modèle permet de prendre en compte la dépendance à l'orientation du matériau des résistances en compression. Dans ces travaux, on se place dans le cadre de la mécanique des milieux continus. L'anisotropie est introduite seulement dans le mécanisme élasto-plastique du modèle de comportement LKR.

Mots-clés : Anisotropie, géomatériaux, modèle de comportement, comportement instantané, plasticité, éléments-finis, ouvrages souterrains, excavation, stockage profond.

Title :

Consideration of anisotropy in the instantaneous behaviour of geomaterials for underground structure calculations.

Abstract :

Within the framework of radioactive waste management, for long-lived and high-level radioactive waste, France has chosen deep geological storage. This storage will be located in a rock formation, in the east of the basin Parisian, in a tectonically stable area. This Callovo-Oxfordian claystone formation was chosen for its radionuclides retention properties since it is not very permeable. An underground research laboratory was built 500 meters deep to study the properties of the rock *in-situ*. The Callovo-Oxfordian claystone has been shown to exhibit anisotropy related to its geological formation.

The main objective of this PhD thesis is to reproduce anisotropic mechanical behaviour using an elasto-plastic constitutive model. The thermo-elasto-viscoplastic and isotropic behaviour model named LKR is the result of all EDF's knowledge and expertise in the design of underground structures. Therefore, we seek to apply a method of taking into account structural or inherent anisotropy characterizing several types of geomaterials including Callovo-Oxfordian claystone to this LKR constitutive model.

In order to achieve this objective, two methods of taking anisotropy into account and developed in the scientific literature are applied to a Drucker-Prager model with linear softening and then are compared to each other. The first method consists of introducing a microstructure or fabric tensor to define the preferential orientations of the material. The second method is the weakness plane approach which consists of describing the anisotropic behaviour of the material through two distinct mechanisms, one describing the behaviour of the isotropic rock matrix and the other describing the weakness planes. It is through this second mechanism that anisotropy is introduced. These two applications were made using the free mechanical simulation software, Code_Aster, developed by EDF. This allowed to understand the numerical difficulties of each of these methods, and to choose the most relevant approach for the extension of the LKR model.

Thus, it is the method with the fabric tensor which is, in our case, the most suitable. It was therefore applied to the LKR model. This new extension to the model enables the material orientation dependency of the compression strengths to be taken into account. In this work, the mechanics of continuous media are considered. Anisotropy is introduced only into the elasto-plastic mechanism of the LKR behaviour model.

Keywords : Anisotropy, geomaterials, constitutive model, instant behaviour, plasticity, finite-element, underground facility, excavation, deep geological storage.

Remerciements

Je tiens à adresser mes remerciements à toutes les personnes m'ayant aidée dans la réalisation de ce mémoire.

En premier lieu, je tiens à adresser mes plus sincères remerciements à mon encadrement : Richard Giot, mon directeur de thèse qui m'a soutenue tout au long de ce travail malgré la distance, Sam Cuvilliez et Simon Raude, mes encadrants à EDF qui ont toujours su être patients et disponibles pour m'aider, François Laigle pour avoir apporté son expertise et un regard différent et enfin Albert Giraud qui a accepté de rejoindre l'encadrement en cours de route.

Je remercie l'ensemble du jury et plus particulièrement les rapporteurs Arézou Modaressi et Jianfu Shao qui ont accepté d'évaluer ce travail de thèse. Un grand merci aussi à Séverine Levasseur et à Djimédo Kondo pour avoir accepté le rôle de président du jury.

J'aimerais aussi remercier les membres du laboratoire GéoRessources, Christine Fivet de mon école doctorale RP2E et les membres de l'ANDRA avec lesquels j'ai pu échanger, notamment Nathalie Conil.

Je tiens également à remercier les agents EDF que j'ai eu la chance de côtoyer durant ces trois années de thèse et plus particulièrement Roméo Fernandes, Sylvie Granet et Eric Lorentz qui ont grandement contribué à mes recherches. Je remercie Sarah Lévy pour ses conseils, les membres de l'IMSIA, en particuliers Alexandre Martin, et tous les agents des groupes "Tenue des ouvrages" et "Tenue des composants" du département ERMES. Un énorme merci à Malika Rehioui, qui nous facilite bien des tâches, pour sa bonne humeur et pour sa gentillesse.

Évidemment, j'ai une pensée pour mes derniers co-bureau qui m'ont beaucoup apporté aussi bien scientifiquement qu'humainement et ont su remonter le moral quand il était au plus bas : merci donc à Rita Riedlbeck pour sa sincérité, à Éric Lefèbvre pour sa fidélité, à Geoffroy Mélot pour son flegme remarquable et à Ginger El-Tabbal pour sa gaîté. J'ai aussi une pensée pour François Hamon qui fut mon premier encadrant à EDF pour mon stage de fin d'études et qui a su me soutenir pendant la thèse.

Enfin, j'aimerais profondément remercier mes amis, surtout Célia Josse, Julia Chevrier et Lola Chayette ainsi que la famille Guéna pour leurs encouragements. Mes dernières pensées vont évidemment à ma famille, à mon frère et plus particulièrement à mes parents qui m'ont toujours soutenue. Merci à mon père pour nous avoir forgé un esprit critique et merci à ma mère pour nous avoir transmis sa bienveillance.

Ce fut une expérience bien enrichissante sur bien des aspects et je remercie sincèrement toutes les personnes qui m'ont entourée tout au long de cette aventure, nombreuses ne sont pas citées mais je ne les oublie pas.

Table des matières

Table des matières **vii**

Liste des figures **xi**

Liste des tableaux **xvii**

1 Introduction **1**
1.1 Contexte industriel . . . 2
1.1.1 Stockage profond des déchets radioactifs . . . 2
1.2 Objectifs de la thèse . . . 5
1.2.1 Prise en compte du comportement anisotrope des géomatériaux . . . 5
1.2.2 Les applications industrielles . . . 6
1.2.2.1 Laboratoire Souterrain de Meuse/Haute-Marne . . . 6
1.2.2.2 Laboratoire souterrain HADES . . . 8
1.2.2.3 Tunnel de Frejus et du Gran Sasso . . . 9
1.2.2.4 Tunnel de Saint-Martin-la-Porte . . . 10
1.3 Organisation du mémoire . . . 10

2 Anisotropie des géomatériaux **13**
2.1 Origines du comportement anisotrope des roches . . . 14
2.1.1 Anisotropie initiale . . . 14
2.1.2 Anisotropie induite . . . 19
2.2 Prise en compte de l'anisotropie dans les modèles de comportement mécanique 23
2.2.1 Anisotropie du comportement élastique . . . 24
2.2.2 Anisotropie du comportement inélastique . . . 27
2.2.2.1 Première catégorie - approches mathématiques . . . 30
2.2.2.2 Deuxième catégorie - approches continues et empiriques . . . 35
2.2.2.3 Troisième catégorie - approche discontinues . . . 35
2.3 Bilan . . . 43

3 Comparaison de deux méthodes permettant la prise en compte de l'anisotropie dans un modèle élasto-plastique **45**
3.1 Modèle Drucker-Prager isotrope . . . 46
3.1.1 Critère de plasticité . . . 46
3.1.2 Loi d'écoulement . . . 46
3.1.3 Paramètres du modèle . . . 47
3.1.4 Intégration numérique du modèle . . . 48
3.1.4.1 Prédiction élastique . . . 48
3.1.4.2 Correction plastique . . . 49
3.2 Extension anisotrope du modèle de comportement Drucker-Prager . . . 50
3.2.1 Méthode du tenseur de fabrique . . . 50
3.2.1.1 Concept théorique . . . 50

3.2.1.2 Application au modèle Drucker-Prager . . . 54
3.2.1.3 Impact du tenseur de fabrique sur le schéma d'intégration numérique . . . 60
3.2.2 Approche par plan de faiblesse . . . 60
3.2.2.1 Concept théorique de l'approche . . . 60
3.2.2.2 Application au modèle Drucker-Prager . . . 62
3.2.2.3 Impact de l'introduction d'un plan de faiblesse sur le schéma d'intégration numérique . . . 64
3.3 Simulation d'un creusement de galerie . . . 64
3.3.1 Modélisation . . . 64
3.3.1.1 Géométrie et maillage . . . 64
3.3.1.2 Chargement . . . 64
3.3.2 Résultats . . . 65
3.4 Bilan : approche retenue et justifications . . . 66

4 Prise en compte de l'anisotropie dans le modèle LKR 69
4.1 Cadre physique et concept du modèle LKR . . . 70
4.1.1 Comportement instantané . . . 73
4.1.1.1 Comportement pré-pic . . . 73
4.1.1.2 Comportement post-pic . . . 75
4.1.1.3 Comportements volumique et dilatant . . . 77
4.1.2 Comportement différé . . . 79
4.1.2.1 Seuils de résistance . . . 79
4.1.3 Couplage des comportements instantané et différé . . . 80
4.2 Formulation analytique du modèle LKR et extension anisotrope . . . 81
4.2.1 Décomposition du tenseur des déformations totales . . . 81
4.2.2 Mécanisme élastique . . . 81
4.2.3 Mécanisme plastique et introduction du tenseur de fabrique . . . 81
4.2.3.1 Surface de charge et comportements pré et post-pic . . . 81
4.2.3.2 Identification des paramètres du mécanisme plastique à "rendre anisotrope" via la méthode du tenseur de fabrique . . . 87
4.2.3.3 Loi d'écoulement . . . 92
4.2.4 Mécanisme viscoplastique . . . 93
4.2.4.1 Critère viscoplastique . . . 93
4.2.4.2 Loi d'écoulement . . . 95
4.2.4.3 Loi de dilatance . . . 95
4.2.5 Couplage des deux mécanismes . . . 97
4.2.6 Paramètres du modèle . . . 98
4.2.6.1 Simulation au point matériel . . . 99
4.3 Bilan . . . 101

5 Application industrielle - Excavation de galerie souterraine 103
5.1 Introduction au calcul d'excavation . . . 104
5.1.1 Méthode convergence-confinement . . . 104
5.1.2 Géométrie et maillage . . . 105
5.1.3 Chargement et conditions limites . . . 106
5.1.3.1 Première étape - équilibre . . . 106
5.1.3.2 Deuxième étape - calcul des réactions nodales . . . 107
5.1.3.3 Troisième étape - creusement . . . 107
5.2 Simulations bi-dimensionnelles avec le modèle LKR anisotrope . . . 108
5.2.1 Rappel des paramètres du modèle utilisé . . . 108
5.2.2 Résultats pour le creusement dans la direction de la contrainte majeure σ_H . . . 110

5.2.3 Résultats pour le creusement dans la direction de la contrainte mineure σ_h 111
5.3 Bilan des résultats avec et sans prise en compte de l'anisotropie 113
5.3.1 Comparaison avec le modèle isotrope 113
5.3.2 Conclusions 114

6 Conclusion et perspectives **117**

A Annexes **I**
A.1 Figures annexes I

Liste des figures

1.1 Estimation de la répartition des déchets radioactifs existant à fin 2013 par secteur économique en France, en volume - http://www.andra.fr 2
1.2 Schéma du cycle de vie du combustible nucléaire - http://www.andra.fr . . 3
1.3 Schéma du projet Cigéo en 2014 - http://www.cigéo.com 4
1.4 Schéma des galeries du Laboratoire de Recherche Souterrain en 2012 - http://www.andra.fr 6
1.5 Schéma des zones de fracturations induites après excavation - [Guayacan-Carrillo et al., 2017] 7
1.6 Mesures de convergences verticales et horizontales pour des galeries creusées dans la direction des contraintes majeure et mineure - [Armand et al., 2016]. 7
1.7 Fracturation induite par le creusement orienté suivant σ_H, à gauche d'un forage, à droite d'une galerie type alvéole HA - [Armand et al., 2013a] 8
1.8 Cylindre creux d'argile de Boom utilisé pour des expériences du projet TIMODAZ - [Dizier, 2011] 8
1.9 Mesures de l'ovalisation d'un trou de 14mm de diamètre après déchargement mécanique - [Dizier, 2011] 9
1.10 Anisotropie de la convergence dans le tunnel du Fréjus - [Berest et al., 1980]. 9
1.11 Anisotropie de la convergence dans la descenderie de Saint-Martin la Porte - [Manh, 2014] 10

2.1 Schémas des matériaux bois (à gauche) - [Tanguy, 2009] et composite (à droite) - http://cluster-meca.fr 14
2.2 Photographies de craie à gauche, grès au centre et sel gemme à droite. 14
2.3 Photographies de superpositions alternées de couches d'argile (en foncé) et de couches de limon et de sable (en clair) par sédimentation - http://formontana.net/glaciers.html 15
2.4 Représentation schématique d'un feuillet de phyllosilicate - d'après G. Sposito. 15
2.5 Représentation schématique de l'organisation pluri-échelle d'un matériau argileux - [Ferrage, 2016] 16
2.6 Texture foliée d'un gneiss - http://www.larousse.fr/encyclopedie/images/Gneiss/1313247 17
2.7 Schématisation de roches à anisotropie planaire continue, a) avec une symétrie axiale et b) avec une symétrie orthorhombique - [Cuxac, 1991] 18
2.8 Schématisation de roches à anisotropie planaire discontinue, a) avec une symétrie axiale et b) avec une symétrie orthorhombique - [Cuxac, 1991] 18
2.9 Schématisation de roches plusieurs familles de plans, a) avec une symétrie orthorhombique, b) avec une symétrie monoclinique et c) avec une symétrie triclinique - [Cuxac, 1991] 19
2.10 Schématisation de roches à anisotropie linéaire, a) avec une symétrie axiale et b) avec une symétrie orthorhombique - [Cuxac, 1991] 19

2.11 Déformations ε_z, ε_x et ε_y pour un essai de compression triaxiale sur du sable dense, (a)échantillon vierge et (b)échantillon ayant subi une compression suivant la direction z - [Lanier et al., 1991]. 20
2.12 Éprouvettes de sol reconstitué avec des couches orientées (a) horizontalement, (b) à 45° et (c) verticalement - [Nguyen et al., 2011]. 21
2.13 Droites d'état critique dans le plan pression effective p'- déviateur q dans le cas des éprouvettes (a) reproduisant l'anisotropie induite, (b) reproduisant l'anisotropie initiale - [Nguyen et al., 2011]. 21
2.14 Mise en évidence du comportement isotrope transverse des schistes d'Angers sur un essai de compression uniaxiale - [Duveau et al., 1998]. 23
2.15 Schémas des modes de ruptures d'éprouvettes selon leurs orientations - [Duveau et al., 1998]. 23
2.16 Évolution du module de Young suivant l'orientation du plan de stratification pour des confinements de 5MPa et 50MPa, sur de l'argilite de Tournemire - [Niandou et al., 1997]. 24
2.17 Schéma d'éprouvettes orientées à 0° appelée horizontale, 90° appelée verticale et 45° appelée clinotrope ou transverse. 27
2.18 Distribution spatiale de la structure géologique et des schémas de fractures correspondants, (a) site de Mont Terri [Li, 2013], (b) [Seingre et al., 2005] - [Wang et al., 2018]. 28
2.19 Schéma des échantillons pour différentes orientations du plan de stratification - [Kassa and Nordal, 2016]. 28
2.20 Évolution de la résistance maximale à la rupture pour différentes pressions de confinement pour les argilites de Tournemire (l'angle 0° correspond à une éprouvette verticale) - [Niandou et al., 1997]. 29
2.21 Évolution de la résistance en compression simple pour les granulites (l'angle 0° correspond à une éprouvette verticale) - [Wang et al., 2018]. 29
2.22 Variation de la résistance en compression uniaxiale en fonction de l'orientation de l'éprouvette - [Pietruszczak et al., 2001]. 32
2.23 Essais de compression triaxiale, courbes a) contraintes-déformations axiales, b) contraintes-déformations volumiques pour des éprouvettes à 0°, 45° et 90° - [Pietruszczak et al., 2001]. 33
2.24 Évolution de la cohésion c en fonction de l'orientation β entre l'axe du chargement et le plan de stratification - [Chen and Shao, 2009]. 34
2.25 Plan local lié à la structure à gauche et définition de l'orientation de chargement θ pour un essai triaxial à droite - [Duveau et al., 1998]. 34
2.26 Schéma du plan de faiblesse dans la matrice - [Tien and Kuo, 2001]. 36
2.27 Comparaison entre le critère de Jaeger initial, à gauche et le critère amélioré, à droite. 37
2.28 Comparaison de l'évolution du seuil de résistance prédit par la théorie de Jaeger avec des résultats de laboratoire suivant l'orientation du plan de stratification - [Kassa and Nordal, 2016]. 37
2.29 Plan de faiblesse orienté d'un angle θ par rapport au plan de référence. 38
2.30 Critère de rupture défini dans le plan de faiblesse. 38
2.31 Courbes contrainte-déformation d'essais triaxiaux numériques pour différents confinements et différents angles d'inclinaison du plan de faiblesse - [Oliveira, 2012]. 39
2.32 Variation de la contrainte en compression uniaxiale en fonction de l'orientation du plan de faiblesse pour des confinements de 0MPa et 1MPa - [Oliveira, 2012]. 39
2.33 Comparaison de l'évolution du seuil de résistance prédit par Hoek-Brown avec des résultats de laboratoire suivant l'orientation du plan de stratification - [Kassa and Nordal, 2016]. 40

2.34 Comparaison de l'évolution du seuil de résistance prédit par le critère de Tien et Kuo avec des résultats de laboratoire suivant l'orientation du plan de stratification - [Kassa and Nordal, 2016]. 41
2.35 Essais triaxiaux ; lignes en pointillé : résultats expérimentaux, lignes en continu : résultats numériques - [Salager et al., 2012]. 42
2.36 Convention pour l'orientation des éprouvettes - [Pellet, 2017]. 43

3.1 Courbes caractéristiques du modèle Drucker-Prager pour un test en compression simple. 47
3.2 Représentation des modules de traction dans le repère principal. 52
3.3 Les trois angles d'Euler permettant de passer du système fixe $(Oxyz)$ au système mobile $(Ox'y'z')$. 52
3.4 Échantillons présentant différentes orientations du plan de stratification. . . . 55
3.5 Évolutions de R_c et c selon l'orientation du plan de stratification $\tilde{\theta}$ pour l'argilite de Tournemire. Les données expérimentales proviennent de [Niandou, 1994]. 56
3.6 Courbes contraintes-déformations pour différents angles $\tilde{\theta}$ pour l'argilite de Tournemire 57
3.7 Évolution de la résistance en compression R_c pour différents confinements (0 et 10MPa) pour les phyllades de Revin. Les données expérimentales proviennent de [Masure, 1970]. 57
3.8 Évolutions de c selon l'orientation du plan de stratification $\tilde{\theta}$ pour l'argilite de Tournemire. Les données expérimentales proviennent de [Niandou, 1994]. . . . 58
3.9 Évolution de la déformation volumique ϵ_v en fonction de la déformation axiale ε_{ax} pour un confinement de 10MPa et dans le cas d'une éprouvette inclinée à 30°et 45°. 59
3.10 Représentation de (a) un plan de faiblesse orienté de $\tilde{\theta}$ par rapport au repère $(\underline{x}, \underline{y})$ et (b) la contrainte tangente et la contrainte normale exprimées dans le repère local $(\underline{x}', \underline{y}')$. 61
3.11 Évolution de la résistance en compression R_c (à gauche) et courbes contraintes-déformations pour différentes orientations $\tilde{\theta}$ (à droite) après identification des paramètres sur l'argilite de Tournemire. Les données expérimentales proviennent de [Niandou, 1994]. 63
3.12 Maillage pour la simulation d'excavation. 64
3.13 Étapes du calcul numérique d'excavation. 65
3.14 Conditions limites imposées au domaine d'étude pour une excavation. 65
3.15 Déplacements radiaux. 66
3.16 Evolution de la déformation plastique. 66
3.17 Indice de plasticité. 66

4.1 Modes de ruptures associés aux milieux continus - [Laigle, 2014]. 71
4.2 Schéma représentant les différents blocs pouvant chuter ou glisser - [Laigle, 2014]. 72
4.3 Schéma des différents modes de ruine suivant CF - [Plassart, 2011]. 72
4.4 Phases principales du processus avant rupture dans l'essai de compression uniaxiale et triaxiale monotone - [Haïed, 1995]. 73
4.5 Évolution des seuils pour le mécanisme élastoplastique en phase pré-pic dans l'espace des contraintes (p', q) - [Raude, 2015]. 74
4.6 Les différents modes de rupture selon le niveau de confinement - [Laigle, 2004]. 75
4.7 Évolution des seuils pour le mécanisme élastoplastique en phase post-pic et évolution de la cohésion c, de l'angle de dilatance ψ et de l'angle de frottement Φ_{res} - [Raude, 2015]. 76
4.8 Évolution du déviateur des contraintes et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale - [Laigle, 2004]. 77

4.9 Mesures et modélisation de la dilatance en fonction de la déformation pour différents confinements sur des calcaires - [Zhao and Cai, 2010]. 78
4.10 Mesures et modélisation de la dilatance en fonction d'un paramètre de plasticité pour différents confinements sur des grès - [Alejano and Alonso, 2005]. 78
4.11 Modélisation de l'évolution de la dilatance en fonction de la déformation pour différents confinements - modèle Laigle [Laigle, 2004]. 78
4.12 Évolution des seuils pour le mécanisme viscoplastique dans l'espace des contraintes (p',q) - [Raude, 2015]. 80
4.13 Influence de la vitesse de sollicitation pour des essais triaxiaux réalisés sur des échantillons de roche tendre artificielle - [Bhandari and Inoue, 2005]. 80
4.14 Évolution du critère de plasticité dans le plan π pour $\beta = 1.5$ et $\gamma \in [0, 1]$ - [Raude, 2015]. 82
4.15 Évolution de la surface plastique entre le seuil d'endommagement, indicé $_{[0]}$, et le seuil de pic, indicé $_{[1]}$ - [Raude, 2015]. 84
4.16 Évolution de la surface plastique entre le seuil de pic, indicé $_{[1]}$, et le seuil intermédiaire, indicé $_{[2]}$ - [Raude, 2015]. 84
4.17 Localisation du point d'intersection entre les seuils de pic, intermédiaire et résiduel - [Raude, 2015]. 85
4.18 Évolution de la surface plastique entre le seuil intermédiaire, indicé $_{[2]}$, et le seuil résiduel, indicé $_{[3]}$ - [Raude, 2015]. 86
4.19 Influence des paramètres $\xi_{[1]}$, $\xi_{[2]}$, $\nu_{[1]}$ et $\nu_{[2]}$ sur la position et la forme des courbes contrainte-déformation. Les lignes en tirets correspondent à un état de contrainte qui se trouve sur le seuil de pic. Les lignes en pointillés correspondent à un état de contrainte qui se trouve sur le seuil intermédiaire - [Raude, 2015]. 87
4.20 Essais triaxiaux, lignes en pointillé : résultats expérimentaux, lignes en continu : résultats numériques [Salager et al., 2012]. 88
4.21 Essais de compression triaxiale pour différentes pression de confinement et des échantillons orientés à (a) 90°, (b) 45° et (c) 0° - [Niandou et al., 1997]. 88
4.22 Résultats expérimentaux des pics de résistance pour différents confinements et différentes orientations $\tilde{\theta}$ - [Parisio, 2016] 89
4.23 Calage des paramètres $m_{[1]}$ et σ_c pour l'ardoise d'Austin, pour différentes orientations. 90
4.24 Calage des paramètres $m_{[1]}$ et σ_c pour le schiste de Bossier, pour différentes orientations. 90
4.25 Calage des paramètres $m_{[1]}$ et σ_c pour la phyllite de Carbona, pour différentes orientations. 90
4.26 Calage des paramètres $m_{[1]}$ et σ_c pour l'argilite du COx, pour différentes orientations. 90
4.27 Calage du paramètre σ_c avec $m_{[1]}$ fixé pour l'ardoise d'Austin, pour différentes orientations. 91
4.28 Calage du paramètre σ_c avec $m_{[1]}$ fixé pour l'argilite du COx, pour différentes orientations. 91
4.29 Évolutions de σ_c selon l'orientation du plan de stratification $\tilde{\theta}$. 91
4.30 Évolution de la surface viscoplastique entre le seuil d'endommagement, indicé $_{[0]}$, et le seuil viscoplastique maximal, indicé $_{[5]}$ - [Raude, 2015]. 93
4.31 Évolution de $p'_{[5]}$ en fonction de f_p - [Raude, 2015]. 94
4.32 Influence des paramètres ρ_2 et ρ_4 sur l'évolution de l'angle de dilatance et sur les courbes déformation volumique-déformation axiale typiquement obtenues lors d'essais de compression triaxiale. Les deux lignes en pointillés représentent les valeurs prises par ξ^p et ϵ_{ax} sur les seuils de pic et intermédiaire. Ces courbes sont obtenues en négligeant le couplage entre les deux mécanismes - [Raude, 2015]. 97

4.33 Simulations de compression triaxiale avec un confinement de 1MPa pour différentes orientations $\tilde{\theta}$. 100
4.34 Comparaison des résultats de simulation (ligne continue ou en pointillé) des pics de résistance pour différents confinements et différentes orientations $\tilde{\theta}$. avec les résultats expérimentaux de l'ANDRA. 100

5.1 Évolution du taux de déconfinement λ et de la contrainte radiale σ_r. 105
5.2 Maillage pour la simulation d'excavation et géométrie de la galerie circulaire. 106
5.3 Schéma du chargement et des conditions limites imposées à l'état d'équilibre. 107
5.4 Schéma du chargement et des conditions limites imposées au cours du creusement. 107
5.5 Évolution du taux de confinement $(1 - \lambda)$ en fonction du temps (en bleu) et de λ (en vert). 108
5.6 Évolutions de σ_c selon l'orientation du plan de stratification $\tilde{\theta}$ pour le COx. . 109
5.7 Évolution des déformations équivalentes de von Mises à 20 jours, 4 mois, 13 ans et 40 ans, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H - LKR anisotrope. 110
5.8 Déplacements de points en parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H - LKR anisotrope. 110
5.9 Convergences verticale et horizontale des parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H - LKR anisotrope. 111
5.10 Écart entre les convergences verticale et horizontale des parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H - LKR anisotrope. . . 111
5.11 Évolution des déformations équivalentes de von Mises à 20 jours, 4 mois, 13 ans et 40 ans, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte mineure σ_h - LKR anisotrope. 112
5.12 Déplacements de points en parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte mineure σ_h - LKR anisotrope. 112
5.13 Convergences verticale et horizontale des parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte mineure σ_h - LKR anisotrope. 113
5.14 Convergences verticale et horizontale des parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte mineure σ_h - LKR anisotrope. 113
5.15 Évolution des déformations équivalentes de von Mises à 20 jours, 4 mois, 13 ans et 40 ans, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H. 114
5.16 Évolution des déformations équivalentes de von Mises à 20 jours, 4 mois, 13 ans et 40 ans, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte mineure σ_h. 114
5.17 Déplacements de points en parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H - LKR isotrope. 115
5.18 Convergences verticale et horizontale des parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H. 115
5.19 Déplacements de points en parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte mineure σ_h - LKR isotrope. 115
5.20 Convergences verticale et horizontale des parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_h. 116
5.21 Évolution des fractures induites en paroi de galeries creusées en direction des contraintes horizontales majeure et mineure au LSMHM - [Armand et al., 2013b] 116

A.1 Classification structurale des roches 1/2 - [Masure, 1970]. II
A.2 Classification structurale des roches 2/2 - [Masure, 1970]. III

A.3 Principales unités géologiques du Callovo-Oxfordien : unité argileuse (UA), unité de transition (UT) et unité silto-carbonatée (USC). Les limites géologiques du Callovo-Oxfordien sont données par les surfaces LSO et SNC - [ANDRA, 2016]. IV
A.4 Schémas des scellements verticaux, inclinés et horizontaux - [ANDRA, 2016]. V

Liste des tableaux

3.1 Résumé des paramètres matériau du modèle de Drucker-Prager isotrope à écrouissage négatif linéaire. 48
3.2 Jeux de paramètres après calage des paramètres matériau sur l'argilite de Tournemire. 56
3.3 Jeux de paramètres d'anisotropie après calage des paramètres matériau sur l'argilite de Tournemire pour le paramètre c exprimé sous forme de polynôme de degrés 2, 4 et 6. 58
3.4 Résumé des paramètres matériau du modèle de Drucker-Prager anisotrope (tenseur de fabrique) à écrouissage négatif linéaire. 59
3.5 Résumé des paramètres matériau du modèle de Drucker-Prager anisotrope (plan de faiblesse) à écrouissage négatif linéaire. 63

4.1 Paramètres matériau du modèle LKR définissant les seuils du mécanisme élastoplastique. 92
4.2 Paramètres matériau du modèle LKR définissant l'anisotropie dans le mécanisme élastoplastique. 92
4.3 Paramètres matériau du modèle LKR définissant les seuils du mécanisme viscoplastique. 95
4.4 Résumé des paramètres matériau du modèle LKR. 99

5.1 Résumé des paramètres matériau du modèle LKR utilisés pour les calculs d'excavation pour l'argilite du COx. 109

Chapitre 1

Introduction

Sommaire

1.1 Contexte industriel 2
1.1.1 Stockage profond des déchets radioactifs 2
1.2 Objectifs de la thèse 5
1.2.1 Prise en compte du comportement anisotrope des géomatériaux . . . 5
1.2.2 Les applications industrielles 6
1.2.2.1 Laboratoire Souterrain de Meuse/Haute-Marne 6
1.2.2.2 Laboratoire souterrain HADES 8
1.2.2.3 Tunnel de Frejus et du Gran Sasso 9
1.2.2.4 Tunnel de Saint-Martin-la-Porte 10
1.3 Organisation du mémoire 10

Ce chapitre met en place le contexte industriel dans lequel la thèse s'inscrit, à savoir le stockage géologique profond des déchets radioactifs en France. Cependant, l'objectif de ces travaux étant d'étendre le comportement élastoplastique isotrope à un modèle élastoplastique anisotrope, prenant en compte l'anisotropie structurale de la roche, les applications industrielles peuvent s'étendre à différents domaines de la géomécanique et de la géotechnique comme la construction de tunnels routiers ou l'industrie pétrolière. Enfin, une présentation de l'organisation du mémoire et des différentes étapes ayant permis de mener à bien ces travaux, conclue ce chapitre.

1.1 Contexte industriel

1.1.1 Stockage profond des déchets radioactifs

Le traitement des déchets hautement radioactifs est une problématique importante gérée par la loi en France depuis la promulgation de la loi Bataille de 1991 - *Loi n° 91-1381* - concernant les combustibles nucléaires usés, les déchets ultimes et autres déchets à vie longue. En effet, on estime la production de déchets radioactifs à environ 2kg par an et par habitant, ce qui représente plus d'une dizaine de milliers de mètres cubes de déchets radioactifs produits par an, par différentes industries (nucléaire, militaire, médicale, ... Figure 3.15).

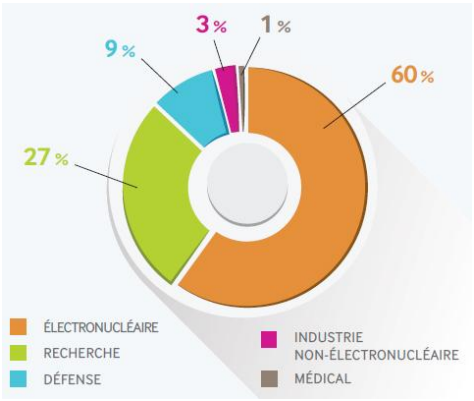


FIGURE 1.1 – Estimation de la répartition des déchets radioactifs existant à fin 2013 par secteur économique en France, en volume - *http://www.andra.fr*.

96% de ces déchets en volume – dits à faible activité vie longue (FA-VL), à faible et moyenne activité vie courte (FMA-VC) et à très faible activité (TFA) – sont gérés dans des centres de stockage en surface, excepté certains déchets TFA qui ne nécessitent pas de conditionnement particulier. Les 4% restants étant dits de haute activité et moyenne activité à vie longue appelés déchets HA-MAVL ne peuvent être gérés de la même façon. Les déchets radioactifs dits de moyenne activité vie-longue (MAVL) sont en grande partie issus des structures métalliques entourant le combustible. Ils peuvent aussi provenir des procédés de traitement des combustibles usés ou être des composants ayant séjourné dans les réacteurs nucléaires, voir Figure 1.2. En 2010, ils représentent 2% de la radioactivité des déchets radioactifs produits en France pour un volume de 40000 m^3 soit 3% du volume total. Les déchets dits de haute activité (HA) sont issus du retraitement du combustible usé utilisé dans les centrales nucléaires ; ils représentent en 2010 la majorité de la radioactivité des déchets radioactifs produits en France à savoir 98% pour un volume de 2700 m^3 soit 0.2% du volume total des déchets radioactifs déjà produits en France.

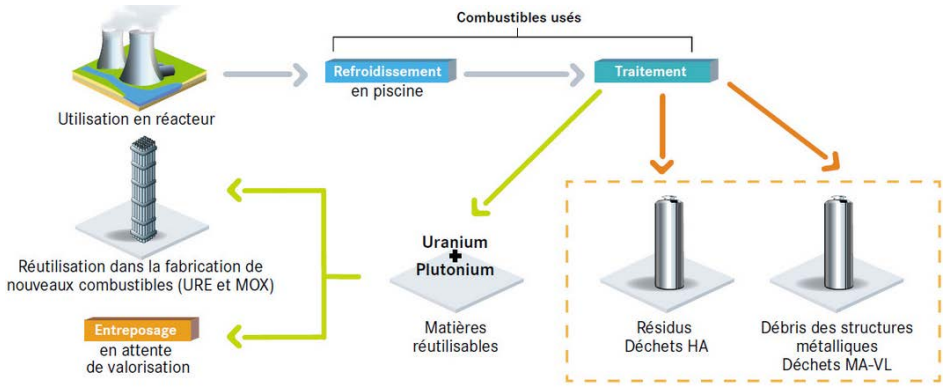


FIGURE 1.2 – Schéma du cycle de vie du combustible nucléaire - *http://www.andra.fr*.

La loi Bataille de 1991 définie trois axes de recherches pour la gestion de ces déchets HA-MAVL :

— *Séparation et transmutation* : axe de recherches sur la réduction de la nocivité et de la durée de vie des déchets.

— *Entreposage de longue durée* : axe de recherches sur le conditionnement des déchets pour un entreposage de longue durée en surface.

— *Stockage géologique profond* : axe de recherches sur les possibilités de stockage réversible ou irréversible dans les formations géologiques profondes.

Après une période de 15 ans prévue par cette loi pour rendre compte de l'évaluation des recherches sur la gestion des déchets radioactifs, une nouvelle loi est promulguée en 2006 - *Loi n° 2006-739* - relative à la gestion durable des matières et des déchets radioactifs. L'État français retient donc la solution de stockage géologique en profondeur et réversible pendant au moins cent ans. L'ANDRA (*Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs*)[1] est ainsi chargée de la conception et l'implantation du stockage. Le lieu de Cigéo (*Centre Industriel de stockage GÉOlogique*)[2], dont un schéma en date de 2014 est exposé sur la Figure. 1.3, a été choisi car il s'y trouve une couche d'argilite du Callovo-Oxfordien – nommée COx dans la suite du manuscrit – de 150 mètres d'épaisseur âgée de 160 millions d'années. L'absence d'accident géologique à proximité témoigne de la stabilité géologique du terrain. De plus, l'argilite du COx présente une faible perméabilité et une capacité de rétention importante des radionucléides et c'est une raison de plus pour laquelle elle a été choisie comme une potentielle roche hôte du stockage. Cigéo serait implanté dans l'Est de la France, à la limite de la Meuse et de la Haute-Marne et serait exploité de façon progressive et réversible pendant 100 ans afin de permettre aux générations futures de concevoir, si besoin, différemment suivant les avancées technologiques et scientifiques. L'Andra prévoit de déposer la demande d'autorisation de création de l'installation Cigéo en 2019 et prévoit, sous réserve d'autorisation, un début d'exploitation pour 2030. Ainsi, dans le cadre du projet Cigéo, il est essentiel de comprendre et maîtriser le comportement des roches dans lesquelles le futur centre de stockage sera construit et, dans ce cas, celui de l'argilite du COx.

1. *http://www.andra.fr*
2. *http://www.cigéo.com*

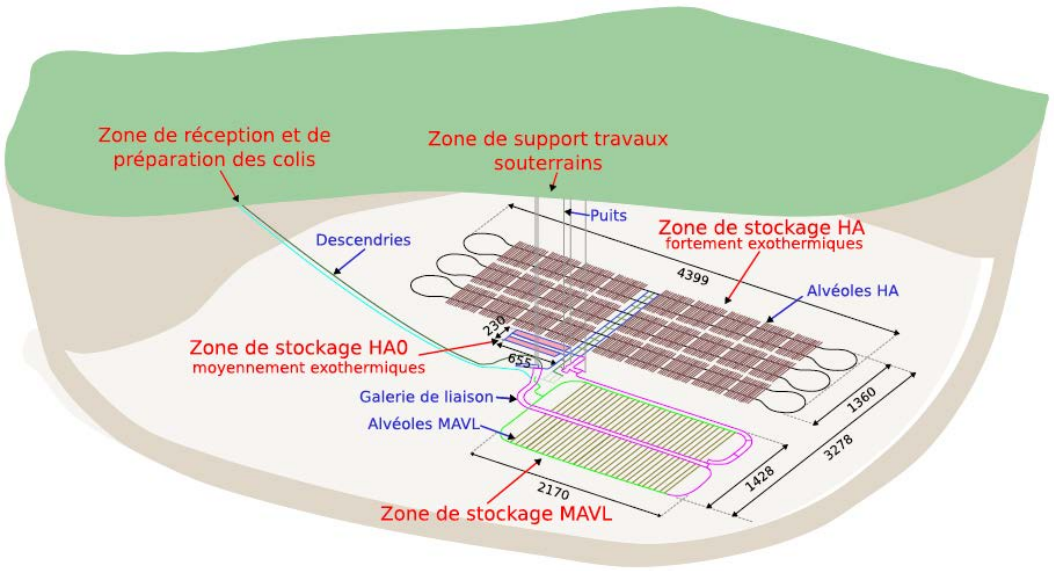


FIGURE 1.3 – Schéma du projet Cigéo en 2014 - *http://www.cigéo.com*.

Qu'en est-il de la gestion des déchets les plus radioactifs dans le monde ?

La Suède est le pays le plus avancé concernant le stockage géologique profond. En effet, la construction du site de stockage est prévue d'ici 2020, pour une exploitation prévue à partir de 2025. Ce site, identifié après sept ans d'investigation géologique, se situe à Forsmark, à environ 500 mètres de profondeur, dans une roche granitique. SKB, l'organisme en charge de la gestion des déchets radioactifs, créé en 1972, dispose d'un laboratoire souterrain à Aspö, près de la ville d'Oskarshamn, qui sert à valider les concepts choisis pour le stockage des déchets de haute activité. En attendant, les déchets sont entreposés à Oskarshamn, dans des piscines construites à 50 mètres de profondeur dans le granite. Pour ce qui est des déchets de faible et moyenne activité, ils sont stockés à 80 mètres de profondeur dans le granite, sous la mer Baltique, à Östhammar.

La Finlande, avec son projet Onkalo, a un programme très proche de celui de la Suède. La société Posiva, créée en 1995 et s'occupant de la gestion des déchets radioactifs finlandais et plus particulièrement de la R&D associée au projet de stockage géologique, a débuté en 2004 les travaux de construction d'un laboratoire de recherche situé à 400 mètres de profondeur dans une couche de granite, sur le site d'Olkiluoto. L'exploitation du futur site de stockage pourrait débuter en 2021, la construction du site ayant commencé en décembre 2016. Les déchets de faible et moyenne activité sont stockés près des centrales dans des silos souterrains creusés dans le granite à faible profondeur.

D'autres pays ont aussi fait le choix du stockage géologique profond. C'est le cas de la Belgique dont l'ONDRAF, équivalant de l'ANDRA en France, est chargé d'établir un rapport afin que le gouvernement puisse décider du site de stockage vers 2030-2040. Pour cela, la Belgique dispose d'un laboratoire souterrain Hades, depuis 1982, à Mol à 225 mètres de profondeur dans une couche d'argile de Boom. C'est aussi le cas de la Suisse qui possède deux laboratoires souterrains, le laboratoire de Grimsel qui se trouve dans une couche de granite de la Montagne Aar et le laboratoire du Mont-Terri situé dans un tunnel autoroutier construit dans une couche d'argile à Opalinus. Deux roches potentiellement hôtes sont donc étudiées et une décision est attendue pour 2022. On peut aussi citer l'Espagne, le Royaume-Unis et les Etats-Unis. Ces derniers ont déjà un site de stockage en service depuis 1999, le WIPP (Waste Isolation Pilot Plan) au Nouveau-Mexique, à plus de 650 mètres de profondeur dans des dômes de sel servant aux déchets militaires de faible et moyenne activité à vie longue et qui cherchent une solution pour les déchets HA-MAVL après l'abandon en 2010 du site du Yucca Mountain dans le

Nevada.

Le Canada cherche des sites, la Chine est sur le point de construire un laboratoire souterrain dans le granite du désert de Gobi et envisage aussi l'argile. Le Japon a deux laboratoires souterrains, le premier à Mizunami sur l'île de Honsho à une profondeur de 1000 mètres dans une roche cristalline, le second en cours de construction, à Horonobé sur l'île de Hokkaido à 500 mètres de profondeur en milieu argileux. Le choix définitif du site se fera en 2025 en vue d'une exploitation en 2035. Enfin, la Corée du Sud conçoit l'idée d'un stockage souterrain en milieu cristallin.

Le stockage géologique profond est donc une solution largement choisie parmi les pays possédant le plus de réacteurs nucléaires. Il est donc important de développer des outils scientifiques permettant d'évaluer la tenue à long terme d'un tel dispositif qui sera conçu dans de la roche (roche granitique, roche argileuse, roche cristalline, sel). La plupart de ces roches présentent un comportement anisotrope dû au mode de formation au cours du temps de celles-ci ainsi que des événements géologiques qu'elles ont pu subir.

1.2 Objectifs de la thèse

1.2.1 Prise en compte du comportement anisotrope des géomatériaux

La plupart des modèles mécaniques utilisés dans l'ingénierie pour l'étude du comportement des roches font l'hypothèse que celles-ci ont un comportement isotrope, ce qui n'est pas toujours le cas, voir la section 1.2.2. Cependant, différents critères ont été développés afin de reproduire cette anisotropie ainsi que quelques modèles mécaniques dont une liste non exhaustive est présentée au chapitre 3. L'objectif principal de ce travail de thèse est donc de pouvoir prendre en compte l'anisotropie de la roche dans les calculs mécaniques nécessaires au dimensionnement des ouvrages souterrains. EDF a développé toute une expertise concernant le dimensionnement d'ouvrages souterrains qui s'est traduite par le développement d'un modèle de comportement nommé LKR. Ce modèle, basé sur les travaux de [Laigle, 2004] et [Kleine, 2007] qui ont développé un modèle de comportement mécanique à mécanismes élastoplastique et viscoplastique nommé L&K, a été intégré au logiciel de calcul [Code_Aster, 2017] grâce aux travaux de [Plassart, 2011] et a été modifié afin de prendre en compte les effets de la température grâce aux travaux de [Raude, 2015]. Par conséquent, ce travail s'inscrit dans la continuité des travaux précédents, en ajoutant au modèle LKR la prise en compte de l'anisotropie dans le mécanisme élastopastique et ainsi, améliorer le savoir-faire d'EDF dans les études d'ouvrages souterrains. EDF – étant le principal utilisateur du futur centre de stockage – contribue donc aux études de recherche sur la faisabilité et la pérennité du futur centre. Dans le cas de Cigéo, ce travail pourrait permettre d'affiner la prédiction du comportement autour de l'ouvrage – notamment celui de la zone EDZ – afin de mieux maîtriser l'évolution de l'endommagement de la roche et apporter un soutènement adéquat. Cependant, l'objectif de ces travaux n'est pas de se limiter uniquement au cas de Cigéo et de l'argilite du COx mais de définir un cadre général pour la prise en compte de l'anisotropie dans le comportement mécanique des ouvrages souterrains. Le paragraphe suivant donne des exemples d'ouvrages pour lesquelles l'étude de l'anisotropie peut-être non négligeable.

1.2.2 Les applications industrielles

1.2.2.1 Laboratoire Souterrain de Meuse/Haute-Marne

Depuis l'an 2000, un laboratoire souterrain, le Laboratoire Souterrain de Meuse/Haute-Marne (LSMHM), dont un schéma est exposé Figure 1.4, a été conçu afin de répondre aux problématiques posées par l'industrialisation du projet Cigéo. En effet, ce laboratoire permet d'accéder à des observations et des mesures, à 445 et 490 mètres de profondeur, des propriétés de la future roche hôte ainsi que d'expérimenter différentes techniques de creusement, comme la MAP (Machine à attaque ponctuelle), le tunnelier ou encore le brise roche hydraulique et différentes techniques de soutènement et revêtement, comme les boulons d'ancrage, le béton coulé ou projeté ou encore les voussoirs préfabriqués dans le cas de l'utilisation d'un tunnelier, ainsi que l'utilisation de cales compressibles.

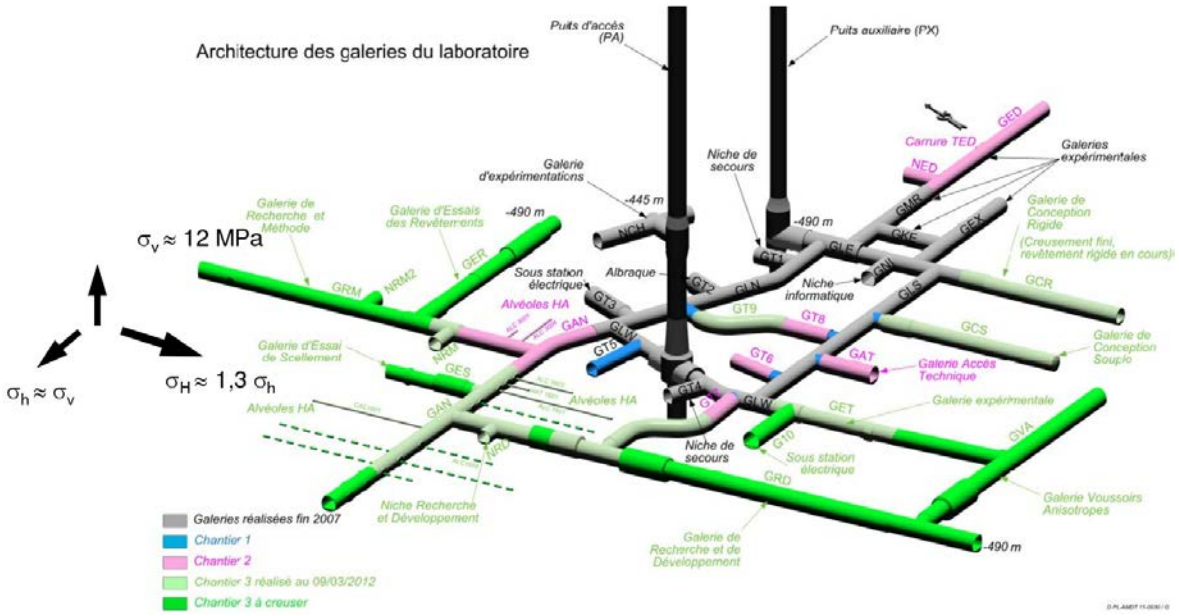
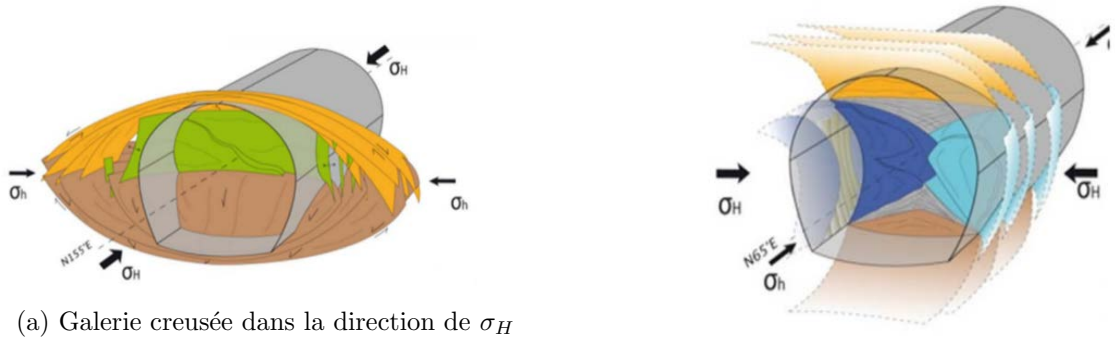


FIGURE 1.4 – Schéma des galeries du Laboratoire de Recherche Souterrain en 2012 - *http://www.andra.fr*.

Plus de 1600 mètres de galeries sont exploitées afin de mener plusieurs expérimentations notamment pour la caractérisation des propriétés mécaniques du COx ainsi que l'évolution de la roche après creusement.

Le champ de contrainte qui s'exerce dans le massif rocheux à 500 mètres de profondeur est, comme indiqué sur la Figure 1.4, quasi-hydrostatique dans le plan vertical direction N65°E ($\sigma_h = \sigma_v$) avec une contrainte de 12MPa. Dans le plan horizontal direction N155°E10°, le champ est déviatorique avec $\sigma_H = 1,3\sigma_h$. Les galeries sont creusées dans ces deux directions, celle de la contrainte majeure σ_H et celle de la contrainte mineure σ_h.



(a) Galerie creusée dans la direction de σ_H

(b) Galerie creusée dans la direction de σ_h

FIGURE 1.5 – Schéma des zones de fracturations induites après excavation - [Guayacan-Carrillo et al., 2017].

La Figure 1.5 présente l'organisation de la zone de fracturation en paroi des galeries de 5 mètres de diamètre après excavation, pour des galeries creusées dans la direction de la contrainte majeure (Figure 1.5a) et dans la direction de la contrainte mineure (Figure 1.5b). Cette zone de fracturation appelée EDZ (Excavation Damaged Zone) est le lieu de perturbations hydromécaniques et géochimiques induites par le creusement entraînant des variations significatives des propriétés hydrauliques et de transport de la roche, [Lanyon, 2011]. Ainsi, il est important de pouvoir évaluer l'évolution de la fracturation induite pour la réalisation des calculs de sûreté et le dimensionnement des futurs ouvrages de stockage, sachant que le massif rocheux constitue la dernière barrière naturelle de confinement protégeant la biosphère des éventuelles migrations de radionucléides provenant de la décomposition des déchets radioactifs. L'évolution des fractures et leurs orientations dépendent des directions de creusement. Cependant, le rapport d'anisotropie dépend de la direction de chargement. Il en va de même pour les convergences observées, Figure 1.6.

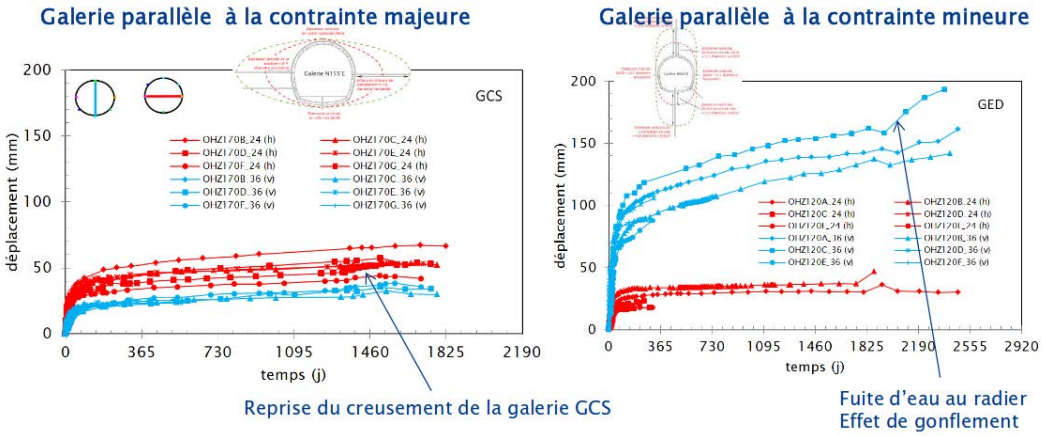


FIGURE 1.6 – Mesures de convergences verticales et horizontales pour des galeries creusées dans la direction des contraintes majeure et mineure - [Armand et al., 2016].

On constate que le rapport d'anisotropie est plus élevé dans le cas de galeries parallèles à la contrainte mineure σ_h, avec un rapport des convergences verticales sur les convergences horizontale $C_v/C_h \approx 4$, en comparaison avec le cas de galeries parallèles à la contrainte majeure σ_H, avec un rapport $C_v/C_h \approx 0.5$. En effet, le champ de contrainte *in-situ* subi par la galerie étant non hydrostatique, avec une contrainte dans le plan horizontal (appliquée en piédroit) plus élevée que dans le plan vertical (appliquée en clé de voûte et radier), la convergence horizontale devrait bien être plus importante. Mais, dans le cas de galeries parallèles à la contrainte majeure σ_H, le champ de contrainte *in-situ* subi par la galerie est

quasi-hydrostatique, et pourtant la réponse de la roche est anisotrope, l'étendue de la fracturation est plus importante dans le plan horizontal (Figure 1.5a) et la convergence horizontale est plus importante que la convergence verticale (Figure 1.6). Ce phénomène est observé pour différents diamètres (Figure 1.7) et ne peut être expliqué par le champ de contrainte initiale *in-situ* quasi-isotrope. De même, les différentes méthodes d'excavation n'ont pas ou peu d'influence sur l'organisation de la zone de fracturation. On peut donc émettre l'hypothèse que ces comportements sont dus à la formation géologique de la roche.

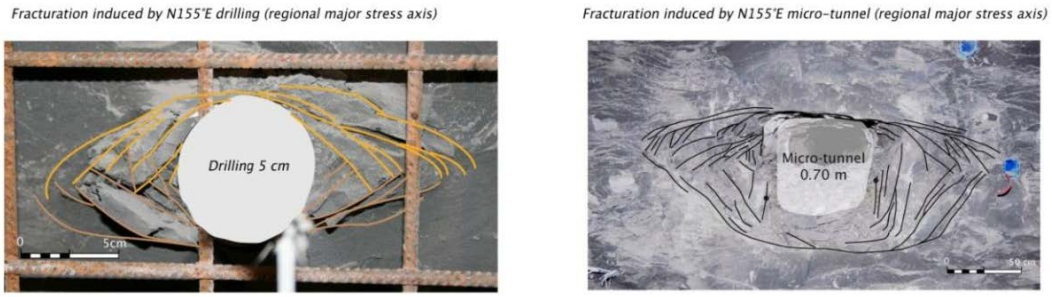


FIGURE 1.7 – Fracturation induite par le creusement orienté suivant σ_H, à gauche d'un forage, à droite d'une galerie type alvéole HA - [Armand et al., 2013a].

Ce type de comportement se retrouve dans la construction de différents ouvrages souterrains.

1.2.2.2 Laboratoire souterrain HADES

Dans le laboratoire souterrain HADES à Mol en Belgique, on retrouve ce phénomène. En effet, l'argile de Boom présente une anisotropie des conductivités hydrauliques due à l'anisotropie structurale liée au mode de dépôt de cette roche [Dizier, 2011]. Après excavation, une anisotropie des convergences est observée et les parois de la galerie s'ovalisent.

Les mesures d'ovalisation présentées Figure 1.9 proviennent d'une expérience qui a pour but d'étudier la mise en place d'une zone d'endommagement après excavation sur un cylindre creux dont le diamètre interne est de 14mm et le diamètre externe est de 86mm, Figure 1.8.



FIGURE 1.8 – Cylindre creux d'argile de Boom utilisé pour des expériences du projet TIMODAZ - [Dizier, 2011]

Le déchargement mécanique se fait en deux étapes : la première consiste à faire diminuer la contrainte totale de 4.5MPa à 1MPa et la pression d'eau de 2.2MPa à 0.6MPa, la deuxième étape consiste à garder la contrainte totale constante et faire diminuer la pression d'eau de

0.6MPa à 0.1MPa. Ainsi, la contrainte effective radiale diminue de 2.3MPa à 0.4MPa après la première étape et augmente à 0.9MPa après la deuxième étape. Cette expérience entre dans le cadre du projet européen TIMODAZ [3].

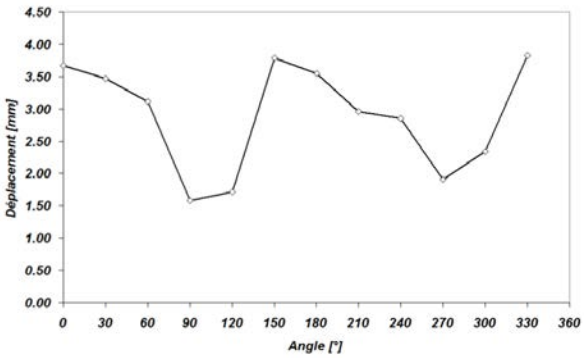


FIGURE 1.9 – Mesures de l'ovalisation d'un trou de 14mm de diamètre après déchargement mécanique - [Dizier, 2011].

Les déplacements les plus importants ont lieu à 0°, c'est-à-dire dans la direction parallèle aux plans de stratification et les moins importants ont lieu à 90° donc orthogonal aux plans de stratification comme ce que l'on observe pour les argilites du COx, Figure 1.7.

1.2.2.3 Tunnel de Frejus et du Gran Sasso

Lors de la construction du tunnel routier du Fréjus, reliant Modane (Savoie, France) et Bardonnèche (Piémont, Italie), des convergences anisotropes ont été observées dues à la schistosité de la matrice rocheuse en plus des discontinuités comme des failles et des fractures présentes dans le terrain. En effet les calcschistes du Mont Fréjus sont anisotropes et sont la cause d'une contraction des parois du tunnel plus importante dans le sens perpendiculaire à la schistosité que celle qui se produit dans le plan de schistosité [Lunardi, 1980] comme indiqué sur la Figure 1.10.

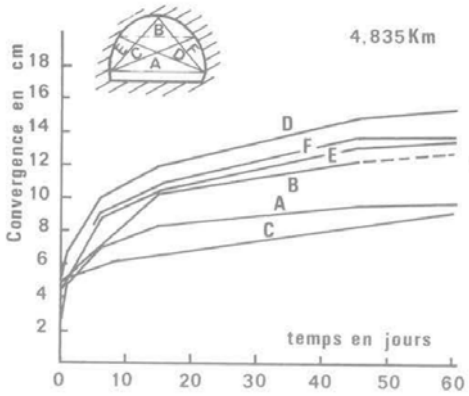


FIGURE 1.10 – Anisotropie de la convergence dans le tunnel du Fréjus - [Berest et al., 1980].

Il en va de même pour le Tunnel de Gran Sasso, tunnel routier d'Italie reliant Rome à la mer Adriatique et construit dans un massif rocheux présentant une anisotropie générale en plus d'une forte hétérogénéité. Cette hétérogénéité et cette anisotropie sont dues à la formation du plateau sur une longue période allant du Trias au Miocène qui a entraîné entre autre

3. http://www.timodaz.eu/

des microcassures avec recimentation calcitique dans la matrice et une présence de joints de strate pour le massif rocheux, [Lunardi, 1980].

1.2.2.4 Tunnel de Saint-Martin-la-Porte

Pour finir, le tunnel de Saint-Martin-la-Porte, liaison ferroviaire entre Lyon et Turin présente aussi des convergences anisotropes comme présenté sur la Figure 1.11 coïncidant avec l'orientation préférentielle des plans de stratification. La complexité de la formation géologique du terrain, fortement tectonisé, caractérisé par la juxtaposition de terrains de différentes natures, avec un degré de fracturation très élevé, entraîne d'importants phénomènes de terrain poussant.



FIGURE 1.11 – Anisotropie de la convergence dans la descenderie de Saint-Martin la Porte - [Manh, 2014].

Ces différents ouvrages, construits dans différents terrains rocheux, montrent donc que la composition et la formation géologique de la roche, impacte les déformations en paroi des galeries après creusement. Ces différents terrains rocheux présentent une orientation préférentielle due à la formation géologique de la roche au cours du temps, ce qui par conséquent, peut expliquer le comportement anisotrope qui a été observé sur les ouvrages cités dans cette section.

1.3 Organisation du mémoire

Afin de répondre à ces enjeux, ces travaux sont répartis en quatre parties. La première partie, développée au chapitre 2, concerne l'étude bibliographique. Le comportement anisotrope des géomatériaux est bien connue depuis une cinquantaine d'années et de multiples modèles ont été développés afin de pouvoir prédire les comportements lors de construction d'ouvrages souterrains. La deuxième partie, développé au chapitre 3, concerne l'étude et la comparaison de deux méthodes choisies afin de prendre en compte l'anisotropie dans le mécanisme élastoplastique d'un modèle mécanique. En effet, le modèle de comportement LKR étant un modèle mécanique couplant deux mécanismes, enrichi au cours de plusieurs études approfondies, il était plus judicieux de tester et prendre en main les deux méthodes choisies, après l'étude bibliographique, sur un modèle plus simple. Dans cette deuxième partie, les deux méthodes choisies que sont l'introduction d'un tenseur de fabrique et l'introduction d'un plan de faiblesse, sont étudiées sur un modèle de comportement de Drucker-Prager. Cette étude comparative nous a permis de conclure sur la méthode la plus adaptée au cas du modèle de comportement LKR intégré numériquement au code de calculs [Code_Aster, 2017]. Dans la troisième partie, développée au chapitre 4, la méthode choisie et appliquée au modèle

LKR permet de prendre en compte le comportement anisotrope dans le mécanisme élasto-plastique. Enfin, la quatrième et dernière partie, chapitre 5, va conclure ce travail de thèse, par l'application numérique à un cas industriel de type excavation de galerie.

Chapitre 2

Anisotropie des géomatériaux

Sommaire

2.1 Origines du comportement anisotrope des roches 14
2.1.1 Anisotropie initiale 14
2.1.2 Anisotropie induite 19
2.2 Prise en compte de l'anisotropie dans les modèles de comportement mécanique 23
2.2.1 Anisotropie du comportement élastique 24
2.2.2 Anisotropie du comportement inélastique 27
2.2.2.1 Première catégorie - approches mathématiques 30
2.2.2.2 Deuxième catégorie - approches continues et empiriques . . 35
2.2.2.3 Troisième catégorie - approche discontinues 35
2.3 Bilan 43

2.1 Origines du comportement anisotrope des roches

L'anisotropie, de manière générale, est caractérisée par une orientation ou une localisation préférentielle dans le matériau et entraîne des dépendances aux directions des sollicitations. Cela peut concerner différents matériaux et différents domaines. Le graphite, par exemple, présente des propriétés de conduction électrique anisotropes puisque la conductivité électrique est meilleure dans la direction parallèle au plan des feuillets que dans la direction perpendiculaire à celui-ci. Le bois présente, lui, des propriétés mécaniques anisotropes dues à sa structure anatomique locale, Figure 2.1. Ses caractéristiques matérielles sont dites élastiques orthotropes cylindriques. Il en est de même pour certains matériaux composites qui présentent de plus grandes résistances dans certaines directions.

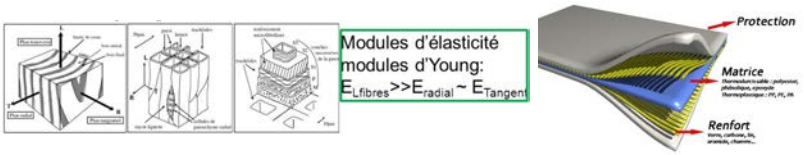


FIGURE 2.1 – Schémas des matériaux bois (à gauche) - [Tanguy, 2009] et composite (à droite) - *http://cluster-meca.fr*.

Ce qui nous intéresse dans ces travaux est l'étude du comportement mécanique des géomatériaux possédant une cohésion (non nulle) et une résistance à la compression simple de l'ordre d'une dizaine de MPa et plus, c'est-à-dire, les roches. Il existe différents types de roches : les roches magmatiques, les roches sédimentaires et les roches métamorphiques. Les roches magmatiques sont formées à partir du magma qui se refroidit et se solidifie, comme le granite et le basalte. Les roches sédimentaires sont le résultat de l'accumulation de sédiments – particules solides, comme les fossiles ou les sables, en suspension dans l'eau, l'air ou la glace – en couches superposées nommées strates. Ce sont les calcaires, les grès, les gypses ou encore les argilites. Enfin, les roches métamorphiques sont des roches qui ont subi des transformations minéralogiques et structurales à l'état solide suite à des changements de pression et de température, c'est le cas des gypses, des gneiss ou encore des marbres.

Il existe deux types d'anisotropie qui caractérisent généralement la structure des géomatériaux : l'anisotropie initiale (ou inhérente, ou encore de structure) principalement liée à la formation géologique et qui peut être qualifiée de naturelle et l'anisotropie induite due aux sollicitations et à leurs évolutions.

2.1.1 Anisotropie initiale

En réalité, il n'existe que de rares cas de roches parfaitement isotropes dans la nature. Certaines roches sédimentaires s'en approchent comme la craie, le grès et le sel gemme (Figure 2.2) ainsi que certains granites.



FIGURE 2.2 – Photographies de craie à gauche, grès au centre et sel gemme à droite.

Un comportement parfaitement isotrope pour une roche implique que celle-ci soit compo-

sée de minéraux ayant cristallisé sans subir de déformations sous l'influence d'un champ de contrainte.

Au cours du temps, les sédiments formant les massifs rocheux se déposent en strates ce qui entraîne, en plus des déformations naturelles subies par les massifs, une directionalité des propriétés physiques. La Figure 2.3 illustre bien le phénomène de stratification.



FIGURE 2.3 – Photographies de superpositions alternées de couches d'argile (en foncé) et de couches de limon et de sable (en clair) par sédimentation - *http://formontana.net/glaciers.html*.

Dans sa thèse [Masure, 1970] propose une classification structurale des roches basée sur la description texturale des caractéristiques géométriques des minéraux qui les composent et la nature des éléments structurologiques majeurs. En effet, la microstructure a un fort impact sur l'anisotropie de structure qui peut résulter d'une anisotropie des minéraux constitutifs, d'une anisotropie des agrégats ou encore d'une anisotropie liée à la présence de microfissures.

Les minéraux constitutifs des roches peuvent ainsi présenter une anisotropie de structure. Par exemple, les phyllosilicates, comme représentés sur la Figure 2.4, sont des silicates dont les tétraèdres de $(SiO_4)^{4-}$ sont disposés en feuillets. Leur structure se distingue par la répétition de feuillets composés de couches tétraédriques (couche T à base de tétraèdres avec un ion Si^{4+} au centre et 4 ions O_2^- au sommet) et de couches octaédriques (couche O à base d'octaèdres avec un ion Mg^{2+} ou Al^{3+} au centre et des ions O_2^- ou OH^- au sommet).

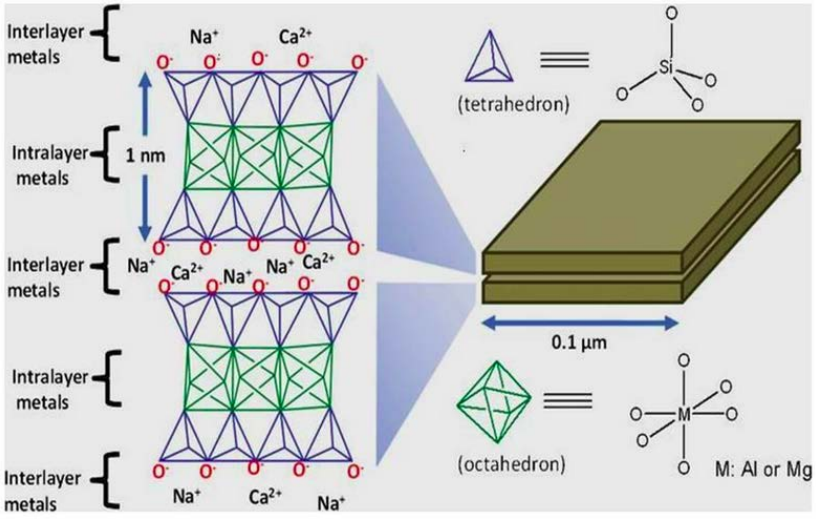


FIGURE 2.4 – Représentation schématique d'un feuillet de phyllosilicate - d'après G. Sposito.

L'association des couches tétraédriques et octaédriques définit donc les structures de base appelées feuillets. Ces feuillets sont séparés par un espace interfoliaire qui peut parfois être occupé par divers cations et pouvant incorporer des couches d'eau. Lorsque les feuillets sont constitués d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique, on parlera d'un phyllosilicate de type T/O. Lorsque les feuillets sont constitués d'une couche octaédrique prise en sandwich entre deux couches tétraédriques, on parlera d'un phyllosilicate de type T/O/T.

Il arrive qu'une couche libre d'octaèdres s'insère entre les sandwichs T/O/T, auquel cas on parle de phyllosilicates T/O/T-O.

De nombreux minéraux rencontrés très couramment dans les roches appartiennent à la classe des phyllosilicates. Ainsi, les minéraux argileux, constitutifs des roches argileuses telles que les argilites du Callovo-Oxfordien, de Tournemire, de Mol ou à Opalinus, sont des phyllosilicates hydratés. Au sein des argilites du Callovo-Oxfordien, on pourra citer principalement l'illite, la smectite et les interstratifiés illite-smectite qui sont tous des phyllosilicates de type T/O/T. La kaolinite est un minéral argileux à feuillets T/O fréquent dans les roches sédimentaires argileuses détritiques. Une autre famille importante de phyllosilicate est la famille des micas, tels que la biotite ou la muscovite, qui présentent une alternance de feuillets de type T/O/T. Ces micas sont souvent présents dans les roches métamorphiques (schistes, micaschistes, gneiss, migmatites par exemple). Enfin, citons la chlorite qui est un phyllosilicate de type T/O/T-O que l'on peut retrouver là encore dans les roches métamorphiques. La texture anisotrope de nombreuses roches sédimentaires et métamorphiques notamment procède en partie de cette structure anisotrope des minéraux les constituant (Figure 2.5).

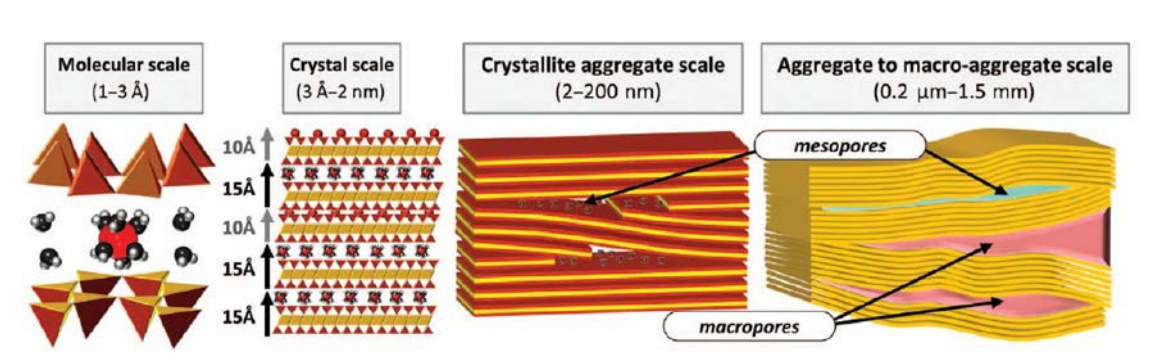


FIGURE 2.5 – Représentation schématique de l'organisation pluri-échelle d'un matériau argileux - [Ferrage, 2016].

L'arrangement des minéraux est également un paramètre important dans l'anisotropie des roches. Ainsi le dépôt et la compression des sédiments par gravité, suivie de la diagénèse, est à l'origine de la texture anisotrope, litée, de nombreuses roches sédimentaires telles que les roches argileuses et les grès par exemple. De la même manière, les conditions de pression et de température élevées rencontrées par exemple lors d'une orogenèse ou d'une subduction sont à l'origine des transformations à l'état solides des roches, tels que la dissolution sous contrainte ou la ségrégation des minéraux, aboutissant à une orientation préférentielle des minéraux à l'origine de la texture foliée de nombreuses roches métamorphiques telles que schistes et gneiss (Figure 2.6).



FIGURE 2.6 – Texture foliée d'un gneiss - *http://www.larousse.fr/encyclopedie/images/Gneiss/1313247*.

Les roches présentent deux types d'éléments structuraux qui correspondent à des hétérogénéités ou à des discontinuités pouvant être pénétratives ou non pénétratives : les plans et les lignes. On qualifie de pénétratifs les éléments structuraux qui se répètent à de très petites distances, ce sont donc des éléments structuraux des domaines homogènes : stratification, foliation, schistosité, intersection de stratification avec schistosité. On qualifie de non pénétratifs les éléments structuraux qui, au contraire, séparent des domaines distincts. Pour les éléments structuraux plans, il s'agit par exemple de failles, de cassures, de diaclases et pour les éléments structuraux linéaires, il s'agit d'intersections de surfaces. La structure du matériau est donc définie comme un ensemble d'éléments planaires et d'éléments linéaires. Cet ensemble définit la symétrie du matériau. Cinq systèmes de symétrie sont à distinguer [Masure, 1970], [Sirieys, 1982] :

— *le système sphérique* - cas de l'isotropie

C'est un cas particulier de l'orthotropie, la structure est isotrope dans un des plans de symétrie.

— *le système orthorhombique* - cas de l'orthotropie

Il présente la symétrie de la sphère. C'est la symétrie des matériaux à structure isotrope.

— *le système axial* - cas de l'orthotropie de révolution (ou isotropie transverse)

Il présente trois plans de symétrie orthogonaux. C'est la symétrie des matériaux à structure orthotrope.

— *le système monoclinique*

Il présente un axe de symétrie et un plan qui lui est normal.

— *le système triclinique*

Il ne présente aucun élément de symétrie.

Des schémas représentant ces symétries sont exposés sur la Figure A.1 et sur la Figure A.2 en annexe.

Ainsi, l'orientation ou la localisation préférentielle peut se faire parallèlement à un plan (c'est le cas des roches à anisotropie planaire) ou parallèlement à une direction (c'est le cas des roches à anisotropie linéaire).

-Les roches à anisotropie planaire continue dans une direction, Figure 2.7 :
Certaines roches sédimentaires, comme les grès, ou peu métamorphisées, comme les quartzites font partie des roches à anisotropie planaire. Dans ce cas l'anisotropie est due à la seule localisation préférentielle des minéraux.

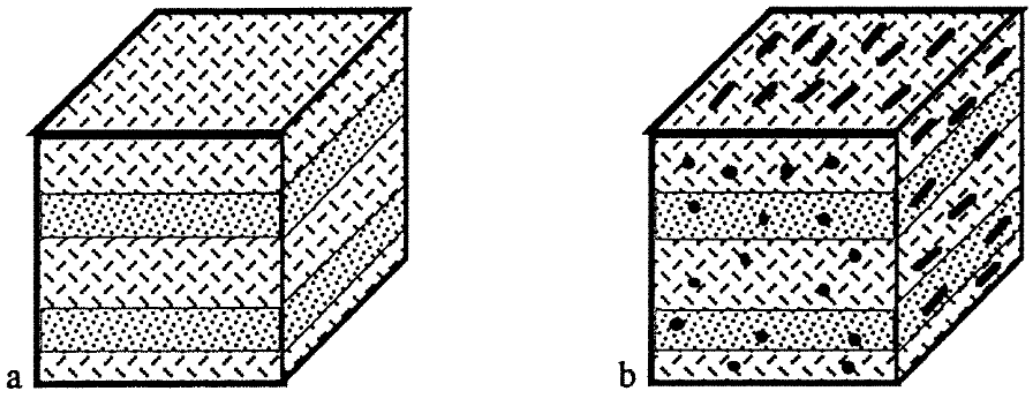


FIGURE 2.7 – Schématisation de roches à anisotropie planaire continue, a) avec une symétrie axiale et b) avec une symétrie orthorhombique - [Cuxac, 1991].

-Les roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction, Figure 2.8 :
Dans ce cas, l'anisotropie est due à l'orientation préférentielle d'une partie au moins des fissures disposées dans les plans de discontinuité, accompagnée ou non de l'orientation préférentielle des minéraux. Les roches présentant cette anisotropie sont les roches à foliation [1] dont les minéraux sont orientés parallèlement à une surface. C'est le cas de nombreuses roches magmatiques et métamorphiques comme certains granites ou gneiss. C'est aussi le cas des roches présentant des surfaces de discontinuité physique pénétratives comme les joints de stratification, de schistosité, de clivage ou encore de fracture. Parmi ces roches on retrouve les roches détritiques [2] comme les schistes argileux, les marnes ainsi que les roches métamorphiques comme les schistes, les ardoises et les phyllades.

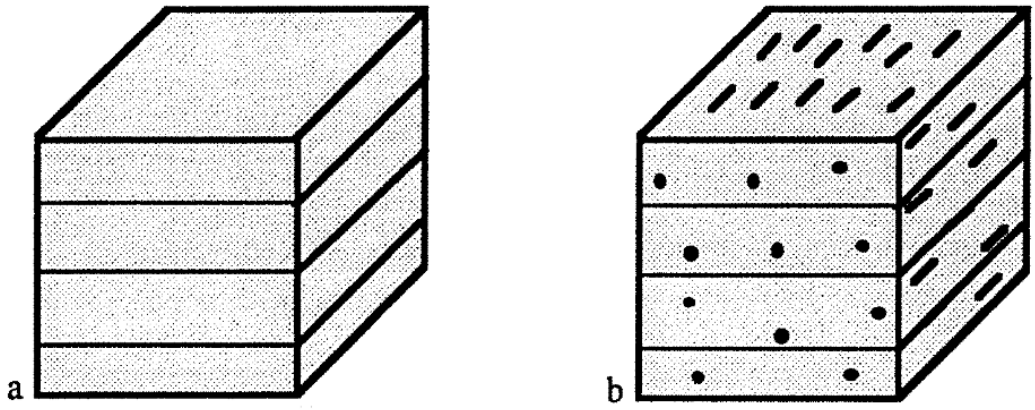


FIGURE 2.8 – Schématisation de roches à anisotropie planaire discontinue, a) avec une symétrie axiale et b) avec une symétrie orthorhombique - [Cuxac, 1991].

1. *réorganisation et réorientation minéralogique le long de plans de schistosité.*
2. *roches sédimentaires composées d'au moins 50% de débris provenant de l'érosion.*

-Les roches à plusieurs familles de plans préférentiels, Figure 2.9
Elles présentent plusieurs familles d'anisotropie planaire qui peuvent être définies par la direction de la normale au plan préférentiel par rapport à un axe de référence. Les roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions sont assez fréquentes parmi les roches sédimentaires ou métamorphiques présentant une stratification ou un litage originel recoupé par une schistosité.

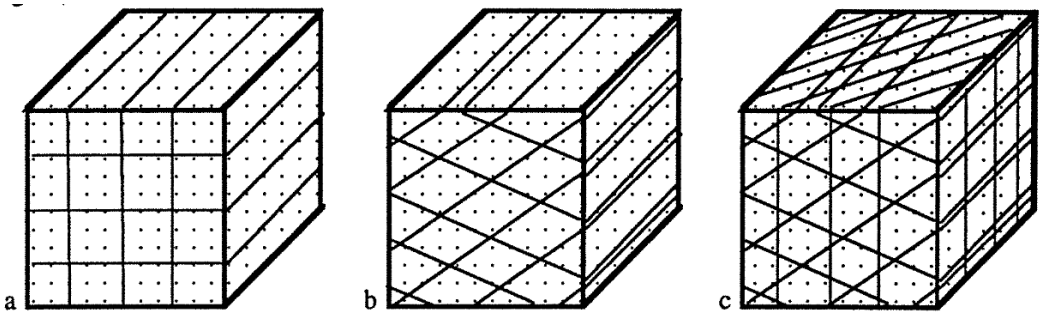


FIGURE 2.9 – Schématisation de roches plusieurs familles de plans, a) avec une symétrie orthorhombique, b) avec une symétrie monoclinique et c) avec une symétrie triclinique - [Cuxac, 1991].

-Les roches à anisotropie linéaire, Figure 2.10 :
Ce sont les roches qui présentent des éléments linéaires parfaitement définis par les axes les plus longs des éléments de structure comme la linéation minérale, ou d'agrégat ou texturale. Elles sont importantes parmi les magmatiques et les métamorphiques.

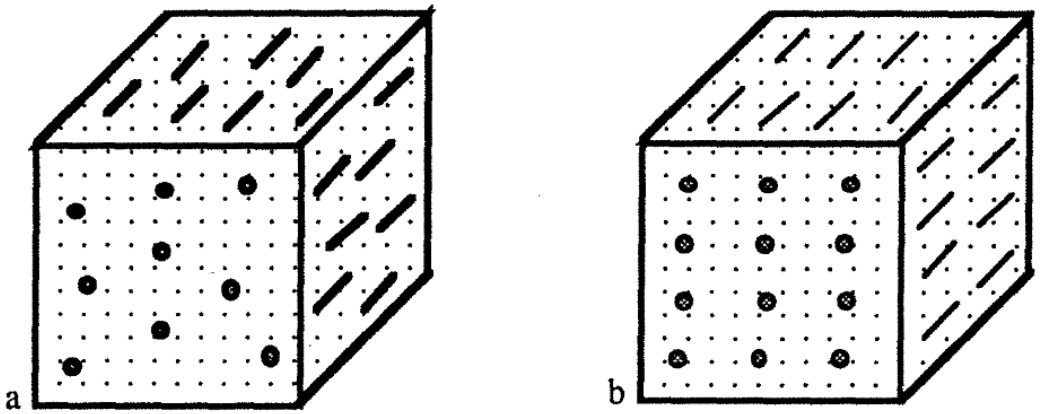


FIGURE 2.10 – Schématisation de roches à anisotropie linéaire, a) avec une symétrie axiale et b) avec une symétrie orthorhombique - [Cuxac, 1991].

On peut donc conclure que l'étude mécanique des roches nécessite de bien connaître leur composition et leur structure en plus de leur composition chimique et pétrographique.

2.1.2 Anisotropie induite

[Casagrande and Carillo, 1944] sont parmi les premiers à distinguer l'anisotropie induite de l'anisotropie initiale. L'anisotropie induite est due à un comportement anisotrope lié aux changements micro-structuraux lors de déformations non élastiques.

Pour les sols granulaires qui subissent de la déformation plastique, les grains au voisinage peuvent former de nouveaux contacts, et en même temps, des contacts existants peuvent disparaître. Le matériau a donc subit un réarrangement structural au cours du chargement.

Les travaux de [Cambou and Lanier, 1988] et de [Lanier et al., 1991] montrent que l'anisotropie induite, créée par l'histoire du chargement, a un fort impact sur l'évaluation des propriétés mécaniques du matériau granulaire, notamment sur sa rigidité et sur sa compressibilité. La Figure 2.11 illustre bien ce phénomène : après avoir chargé un échantillon dans la direction z, on observe un durcissement dans cette direction puisque la déformation est moins importante que dans les deux autres ($\varepsilon_z < \varepsilon_x = \varepsilon_y$) sur la Figure 2.11 (b).

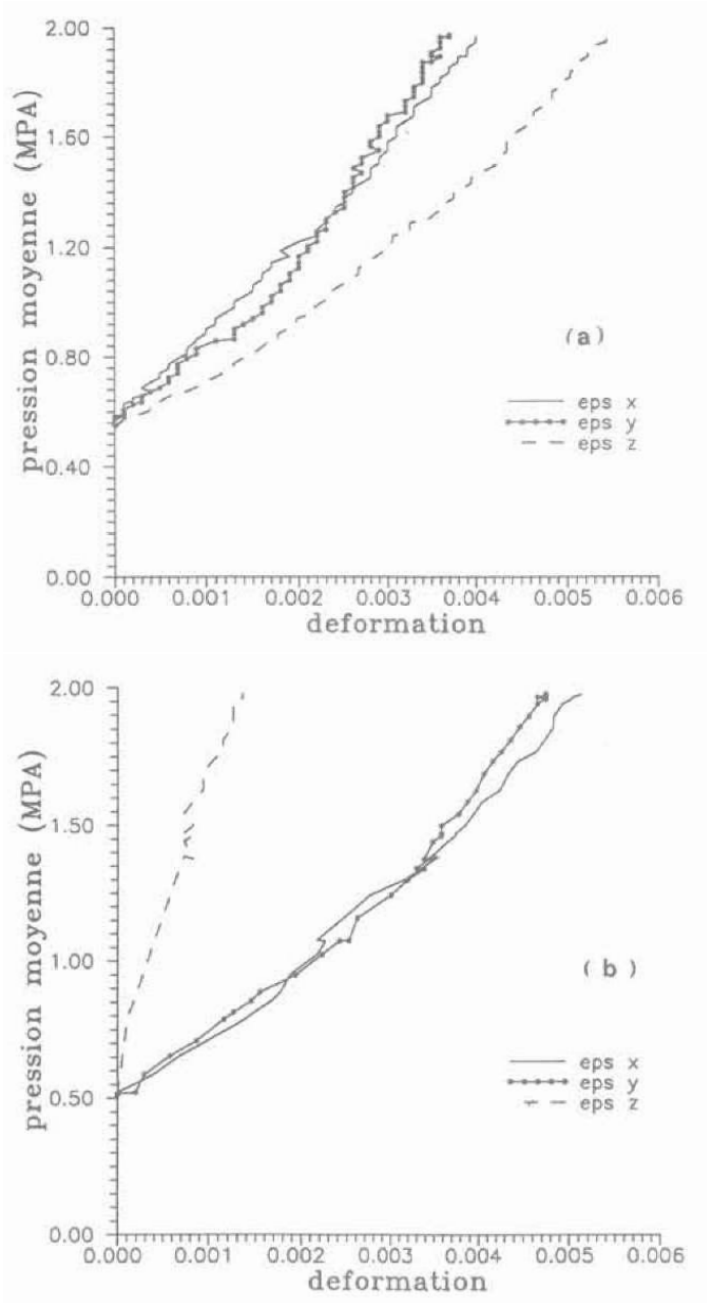


FIGURE 2.11 – Déformations ε_z, ε_x et ε_y pour un essai de compression triaxiale sur du sable dense, (a)échantillon vierge et (b)échantillon ayant subi une compression suivant la direction z - [Lanier et al., 1991].

L'expérience menée par [Biarez and Wiendieck, 1963], montre que les normales aux contacts tendent à se concentrer en direction de la compression et que la distribution est approximée par une ellipse dont les axes principaux s'accordent avec les axes des contraintes principales. L'axe majeur passe brusquement à l'axe mineur lorsque la contrainte de compression la plus importante change de la direction latérale à la direction verticale. On en conclut que la

microstructure répond sensiblement à l'incrément de contrainte appliqué. Cette expérience en question se résume à des essais de compression biaxiale sur un assemblage de disques irréguliers, en appliquant d'abord une compression latérale puis une compression verticale sur l'assemblage, tout en mesurant la distribution des normales aux contacts. [Oda, 1972] observe le même comportement sur les sables.

Des travaux plus récents, [Nguyen et al., 2011] menés sur des sols reconstitués à base de sable et d'argile, ont mis en évidence les différences entre l'anisotropie induite et inhérente. Dans le domaine élastique, la pression moyenne effective a très peu d'impact sur le niveau d'anisotropie induite mais en a sur le niveau d'anisotropie initiale. Pour reproduire l'anisotropie induite, les échantillons présentés en Figure 2.12 ont été créés par l'assemblage de couches homogènes, constituées à 70% de sable et 30% de kaolinite, consolidées plus ou moins fortement. Cette différence de consolidation entre les différentes couches confère des propriétés mécaniques différentes et entraîne un comportement anisotrope induit.

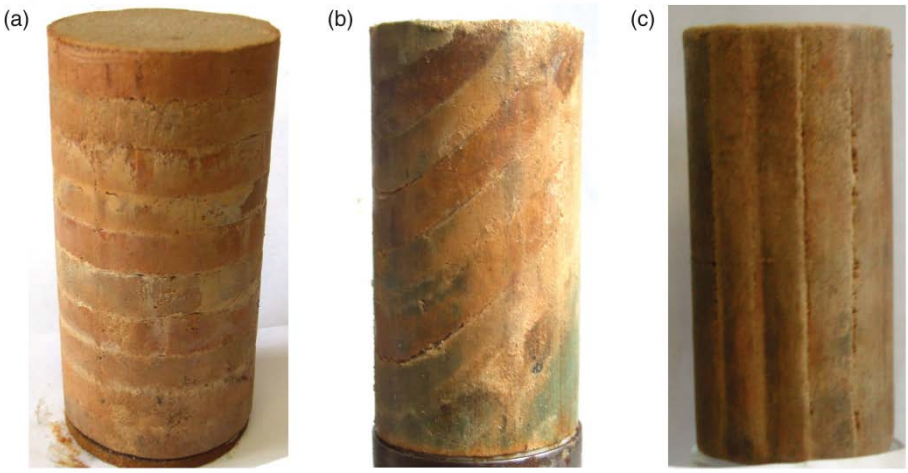


FIGURE 2.12 – Éprouvettes de sol reconstitué avec des couches orientées (a) horizontalement, (b) à 45° et (c) verticalement - [Nguyen et al., 2011].

Ces travaux ont montré que l'anisotropie induite est observée lorsque le confinement est élevé ou que le niveau de cisaillement est faible. Par contre, lorsque le niveau de déformation est suffisamment grand et que l'on se trouve à l'état critique ou que le confinement est faible, ce type d'anisotropie n'est plus discernable, Figure 2.13 (a).

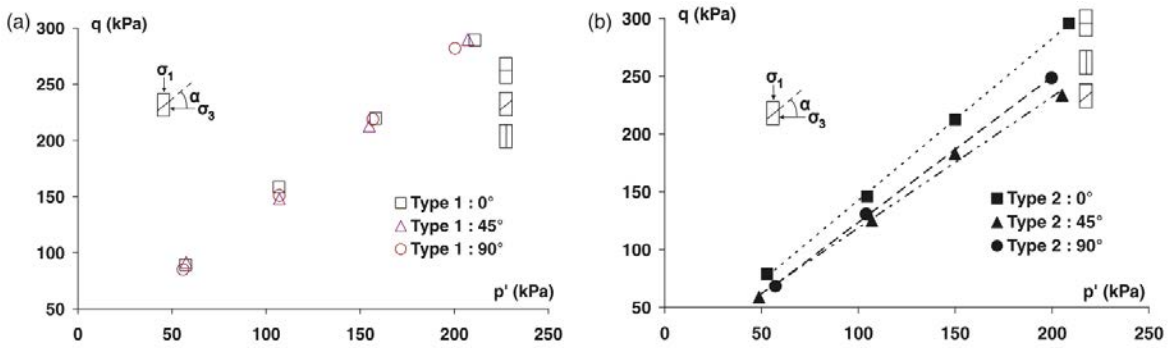


FIGURE 2.13 – Droites d'état critique dans le plan pression effective p'- déviateur q dans le cas des éprouvettes (a) reproduisant l'anisotropie induite, (b) reproduisant l'anisotropie initiale - [Nguyen et al., 2011].

La propagation orientée de micro et/ou macro-fissures produites dans le matériau selon la

direction de chargement peut aussi entraîner de l'anisotropie induite, c'est le sujet des travaux de [Rahal, 2015].

Dans [Chen and Shao, 2009], un modèle couplant plasticité et endommagement est proposé pour prédire l'anisotropie initiale et induite basé sur le concept du tenseur de fabrique et de l'approche thermodynamique discrète développée par [Zhu et al., 2008].

L'anisotropie induite est principalement liée au développement de micro-fissures, qui sont dans la majorité des cas de type 1 (en extension) et se développent dans une direction privilégiée en cours de sollicitation mécanique, globalement dans la direction de la contrainte principale majeure. [Kranz, 1983] souligne que l'orientation des micro-fissures dévie au maximum de 10° de la direction de la contrainte principale majeure en condition de contrainte uniaxiale et de 30° de la direction de la contrainte principale majeure sous sollicitation triaxiale. L'orientation des micro-fissures s'écarte d'autant plus de la direction de la contrainte principale majeure que le confinement augmente. [Kranz, 1983] indique que certaines roches présentent naturellement des micro-fissures, avec des orientations privilégiées, ce qui s'accompagne d'une anisotropie des propriétés mécaniques. [Kranz, 1983] suggère que de telles roches ont été soumises à des contraintes tectoniques, dans la mesure où des micro-fissures sont orientées de façon non aléatoire dans les roches qui ont été soumises à des contraintes, d'origine naturelle ou mécanique. Par origine mécanique, Kranz entend des contraintes liées à des sollicitations mécaniques telle que le creusement d'un ouvrage souterrain par exemple. Il s'agit donc bien dans ce cas de micro-fissures induites, et donc d'anisotropie induite.

Pour simplifier, on peut opposer les micro-fissures d'origine thermique, qui sont orientées de manière aléatoire, des micro-fissures d'origine mécanique, qui sont orientées de manière non aléatoire, suivant une direction privilégiée. En ce sens, une anisotropie liée à la présence de micro-fissures dans une roche métamorphique ayant subi une forte compression dans son histoire géologique, peut être vue comme une anisotropie induite, avant même toute sollicitation mécanique d'origine anthropique, plutôt qu'une anisotropie de structure. Là encore, il peut donc être difficile de distinguer ces deux types d'anisotropie. La distinction peut s'avérer d'autant plus périlleuse que l'anisotropie induite peut être influencée par l'anisotropie de structure. En effet, parmi les processus de développement des micro-fissures induites par contraintes, [Kranz, 1983] indique par exemple la séparation des plans de clivage des minéraux. Or ces plans de clivage, dans certains minéraux, correspondent aux directions d'allongement des minéraux. Par exemple, dans les micas, les plans de clivage vont correspondre aux plans (001), c'est à dire aux plans de feuillets, et donc l'orientation des micro-fissures va dépendre de l'orientation des minéraux dans un tel cas. Ces micro-fissures orientées suivant une direction privilégiée vont avoir des conséquences sur les propriétés mécaniques des roches. [Takemura et al., 2003] ont montré l'influence des micro-fissures ouvertes sur les propriétés élastiques d'un granite. L'anisotropie d'orientation des micro-fissures se traduit par une anisotropie de la vitesse d'onde longitudinale du module de déformabilité sécant. [Nasseri and Mohanty, 2008] ont montré l'importance de l'organisation des micro-fissures sur la ténacité d'un granite d'apparence isotrope.

Pour résumer, il n'est pas toujours évident de distinguer l'anisotropie initiale et induite et pour les roches sédimentaires il est courant de considérer ces deux anisotropies comme anisotropie de structure du matériau, [Meftah and Magnan, 1988],[Kimoto, 2002]. Les sollicitations mécaniques vont générer des microcracks avec une orientation non aléatoire, qui va résulter en une anisotropie des propriétés mécaniques des roches. C'est ce mécanisme qui peut décrire de façon simplifiée l'anisotropie induite. Si la sollicitation mécanique à l'origine des microcracks est liée à l'état de contrainte tectonique, on aura tendance à parler d'anisotropie de structure. Si au contraire cette sollicitation mécanique est plutôt d'origine anthropique (creusement d'un ouvrage), on parlera plutôt réellement d'anisotropie induite.

2.2 Prise en compte de l'anisotropie dans les modèles de comportement mécanique

Les essais de laboratoire [Chang and Hicher, 2005; Duveau et al., 1998; Niandou, 1994] mettent en évidence une anisotropie sur les comportements élastique et plastique pour des sables d'Hostun, les schistes d'Angers et les argilites de Tournemire. La Figure 2.14 montre un essai de compression uniaxiale sur une éprouvette de schistes d'Angers sur laquelle des jauges ont été placées afin de mesurer les déformations suivant les trois axes de l'éprouvette. La déformation dans la direction de l'axe orthogonal au plan de stratification, mesurée par la jauge 1, est la plus importante tandis que les deux autres restent proches. En plus de ces essais, des mesures de vitesses de propagations d'ondes dans le matériau ont été menées, [Cuxac, 1991]. Celles-ci montrent que dans la direction normale au plan de stratification, la vitesse est nettement plus faible que celles dans les directions parallèles au plan de stratification. Ces essais indiquent donc une différence de rigidité selon les deux directions ce qui traduit un comportement isotrope transverse pour les schistes d'Angers.

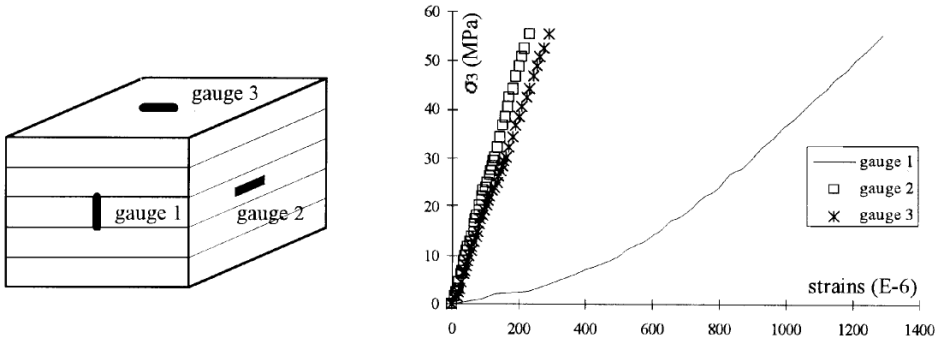


FIGURE 2.14 – Mise en évidence du comportement isotrope transverse des schistes d'Angers sur un essai de compression uniaxiale - [Duveau et al., 1998].

Les modes de ruptures dépendent aussi de l'orientation du chargement. Pour une orientation du plan de stratification orthogonale à la direction de chargement, la matrice rocheuse rompt par cisaillement, Figure 2.15 - (a). Pour une orientation du plan de stratification parallèle à la direction de chargement, les plans de schistosité subissent du flambage et explosent, Figure 2.15 - (c). Enfin, pour une orientation à 45° entre le plan de stratification et la direction de chargement, les plans de schistosité glissent entre eux, Figure 2.15 - (b).

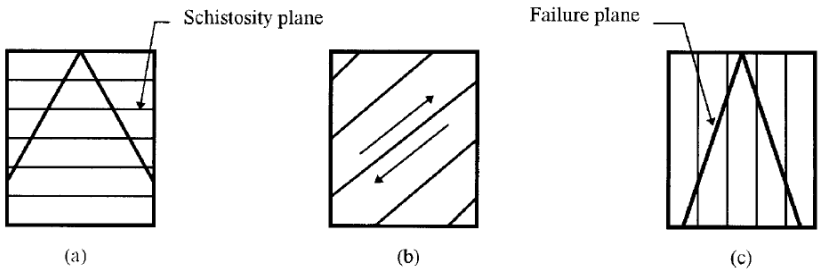


FIGURE 2.15 – Schémas des modes de ruptures d'éprouvettes selon leurs orientations - [Duveau et al., 1998].

Les propriétés mécaniques macroscopiques des géomatériaux, et des matériaux en général, dépendent de leur microstructure. Cette organisation micro-structurale, plus ou moins régulière – plus dans le cas de matériaux composites élaborés par l'Homme par exemple – entraîne une anisotropie au niveau macroscopique. Ceci conduit à une dépendance des ré-

ponses mécaniques élastique, plastique et/ou viscoplastique à la direction de chargement. On peut distinguer l'anisotropie du domaine élastique, de l'écoulement plastique, de la rupture d'un milieu, etc. Ces différents types d'anisotropie peuvent être plus ou moins importants dans le matériau. Par exemple un matériau peut présenter une faible anisotropie du domaine élastique mais une forte anisotropie du domaine plastique. Dans cette section, il sera question des comportements mécaniques instantanés élastique et anélastique.

2.2.1 Anisotropie du comportement élastique

Les géomatériaux présentent donc, du fait de leur microstructure, un comportement mécanique dépendant de l'orientation de la sollicitation. Et ceci est vrai pour le comportement mécanique élastique. La Figure 2.16 exposent l'évolution du module de Young suivant la direction du chargement sur de l'argilite de Tournemire. On peut constater que ce paramètre matériau dépend bien de l'orientation du plan de stratification en fonction de la direction du chargement.

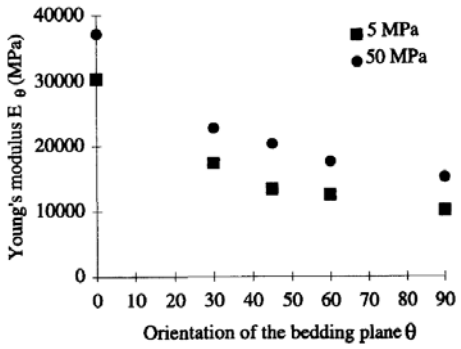


FIGURE 2.16 – Évolution du module de Young suivant l'orientation du plan de stratification pour des confinements de 5MPa et 50MPa, sur de l'argilite de Tournemire - [Niandou et al., 1997].

Dans cette étude Figure 2.16, l'angle $\theta = 0°$ correspond à une éprouvette verticale : les plans de stratification sont parallèles à l'axe de la contrainte principale majeure.

En mécanique élastique, le comportement est décrit par la loi de Hooke généralisée, [Hooke, 1675] :

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} &= C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \\ \varepsilon_{ij} &= S_{ijkl}\sigma_{kl} \end{aligned} \tag{2.1}$$

Cette loi implique une relation linéaire entre $\underline{\underline{\sigma}}$, le tenseur d'ordre 2 des contraintes et ε_{kl}, le tenseur d'ordre 2 des déformations. $\mathbb{C}$ représente le tenseur d'ordre 4 des rigidités et $\mathbb{S}$, le tenseur d'ordre 4 de souplesse. Le tenseur $\mathbb{C}$ est composé de 81 composantes indépendantes dans le cas tridimensionnel le plus général. Cependant, le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations étant symétriques, $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$ et $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$ le nombre de composantes est réduit à 36 composantes indépendantes. De plus, il existe une énergie de déformation W dont dérive la loi (2.1) et qui implique que le tenseur des rigidités est symétrique.

$$\begin{aligned} W(\underline{\underline{\varepsilon}}) &= \int_0^{\varepsilon_{ij}} \sigma_{ij}\, \mathrm{d}\varepsilon_{ij} \qquad (i,j = 1,2,3) \\ W(\underline{\underline{\varepsilon}}) &= \frac{1}{2} C_{ijkl}\varepsilon_{kl}\varepsilon_{ij} \end{aligned} \tag{2.2}$$

Les composantes du tenseur $\mathbb{C}$ sont identiques par permutation des deux premiers ou des deux derniers indices et le tenseur est symétrique, ce qui donne :

$$C_{ijkl} = C_{jikl} = C_{ijlk} = C_{klij} \tag{2.3}$$

Ainsi, le nombre de composantes est réduit à 21 coefficients indépendants pour un matériau anisotrope.

On peut utiliser une écriture matricielle en suivant la notation de Kelvin-Voigt, afin de remplacer les tenseurs d'ordre 4 par des tenseurs d'ordre 2 et les tenseurs d'ordre 2 par des vecteurs. Ainsi, la relation de comportement élastique (2.1) devient :

$$\begin{bmatrix}\sigma_{11}\\ \sigma_{22}\\ \sigma_{33}\\ \sigma_{12}\\ \sigma_{13}\\ \sigma_{23}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16}\\ & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26}\\ & & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36}\\ & & & C_{44} & C_{45} & C_{46}\\ & Sym & & & C_{55} & C_{56}\\ & & & & & C_{66}\end{bmatrix} \begin{bmatrix}\varepsilon_{11}\\ \varepsilon_{22}\\ \varepsilon_{33}\\ 2\varepsilon_{12}\\ 2\varepsilon_{13}\\ 2\varepsilon_{23}\end{bmatrix} \tag{2.4}$$

et la relation de comportement inverse :

$$\begin{bmatrix}\varepsilon_{11}\\ \varepsilon_{22}\\ \varepsilon_{33}\\ 2\varepsilon_{12}\\ 2\varepsilon_{13}\\ 2\varepsilon_{23}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}S_{11} & S_{12} & S_{13} & S_{14} & S_{15} & S_{16}\\ & S_{22} & S_{23} & S_{24} & S_{25} & S_{26}\\ & & S_{33} & S_{34} & S_{35} & S_{36}\\ & & & S_{44} & S_{45} & S_{46}\\ & Sym & & & S_{55} & S_{56}\\ & & & & & S_{66}\end{bmatrix} \begin{bmatrix}\sigma_{11}\\ \sigma_{22}\\ \sigma_{33}\\ \sigma_{12}\\ \sigma_{13}\\ \sigma_{23}\end{bmatrix} \tag{2.5}$$

Pour un matériau orthotrope, qui possède deux plans orthogonaux de symétrie élastique, on réduit encore ce nombre à 9 composantes indépendantes, à savoir, trois modules de Young (E_1, E_2, E_3), trois coefficients de Poisson ($\nu_{12} = \nu_{21}$, $\nu_{13} = \nu_{31}$, $\nu_{23} = \nu_{32}$) et trois modules de cisaillement (G_{12}, G_{13}, G_{23}).

Le tenseur des rigidités élastiques s'écrit comme suit :

$$\mathbb{C} = \begin{bmatrix}C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0\\ & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0\\ & & C_{33} & 0 & 0 & 0\\ & & & C_{44} & 0 & 0\\ & Sym & & & C_{55} & 0\\ & & & & & C_{66}\end{bmatrix}$$

$$= \frac{1}{\Delta_1}\begin{bmatrix}\frac{1-\nu_{23}\nu_{32}}{E_2E_3} & \frac{\nu_{21}+\nu_{31}\nu_{23}}{E_2E_3} & \frac{\nu_{31}+\nu_{21}\nu_{32}}{E_2E_3} & 0 & 0 & 0\\ & \frac{1-\nu_{31}\nu_{13}}{E_1E_3} & \frac{\nu_{32}+\nu_{31}\nu_{12}}{E_1E_3} & 0 & 0 & 0\\ & & \frac{1-\nu_{12}\nu_{21}}{E_1E_2} & 0 & 0 & 0\\ & & & G_{12}\Delta_1 & 0 & 0\\ & Sym & & & G_{13}\Delta_1 & 0\\ & & & & & G_{23}\Delta_1\end{bmatrix} \tag{2.6}$$

où $\Delta_1 = \dfrac{1-\nu_{12}\nu_{21}-\nu_{23}\nu_{32}-\nu_{31}\nu_{13}-2\nu_{21}\nu_{32}\nu_{13}}{E_1E_2E_3}$

Et le tenseur de souplesse s'écrit comme suit :

$$\mathbb{S} = \begin{bmatrix}S_{11} & S_{12} & S_{13} & 0 & 0 & 0\\ & S_{22} & S_{23} & 0 & 0 & 0\\ & & S_{33} & 0 & 0 & 0\\ & & & S_{44} & 0 & 0\\ & Sym & & & S_{55} & 0\\ & & & & & S_{66}\end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{21}}{E_2} & \frac{-\nu_{31}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{E_2} & \frac{-\nu_{32}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & 1/G_{12} & 0 & 0 \\ & Sym & & & 1/G_{13} & 0 \\ & & & & & 1/G_{23} \end{bmatrix} \tag{2.7}$$

Il a été mentionné à la section précédente 2.1, que les roches présentent souvent un comportement isotrope transverse. Dans ce cas, le tenseur des rigidités est exprimé par cinq composantes indépendantes, deux modules de Young ($E_1 = E_2$, E_3), deux coefficients de Poisson (ν_{12}, ν_{13}) et un module de cisaillement (G_{13}). Celles-ci sont à déterminer expérimentalement.

Le tenseur des rigidités s'écrit comme suit :

$$\mathbb{C} = \frac{1}{\Delta_2} \begin{bmatrix} \frac{1-\nu_{31}\nu_{13}}{E_1E_3} & \frac{\nu_{12}+\nu_{31}\nu_{13}}{E_1E_3} & \frac{\nu_{31}+\nu_{12}\nu_{31}}{E_1E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1-\nu_{31}\nu_{13}}{E_1E_3} & \frac{\nu_{13}+\nu_{12}\nu_{13}}{E_1E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1-\nu_{12}\nu_{12}}{E_1E_1} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{E_1}{2(1+\nu_{12})}\Delta_2 & 0 & 0 \\ & Sym & & & G_{13}\Delta_2 & 0 \\ & & & & & G_{23}\Delta_2 \end{bmatrix} \tag{2.8}$$

où $\Delta_2 = \dfrac{1-2\nu_{31}\nu_{13}-\nu_{12}^2-2\nu_{31}\nu_{13}\nu_{12}}{E_1E_1E_3}$

Et le tenseur de souplesse s'écrit comme suit :

$$\mathbb{S} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{12}}{E_1} & \frac{-\nu_{31}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{32}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & 2\frac{1+\nu_{12}}{E_1} & 0 & 0 \\ & Sym & & & 1/G_{13} & 0 \\ & & & & & 1/G_{23} \end{bmatrix} \tag{2.9}$$

Les indices correspondent à un repère ($\underline{v}_1$, $\underline{v}_2$, $\underline{v}_3$) où $\underline{v}_3$ correspond à la direction orthogonale au plan d'isotropie (($\underline{v}_1$, $\underline{v}_2$, $\underline{v}_3$)=(S_3, S_2, S_1) dans la Figure 2.17 - a).

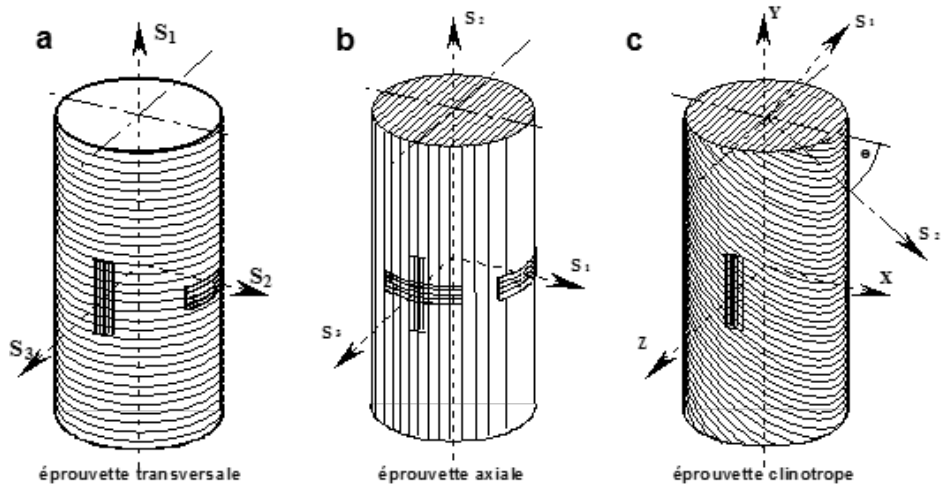


FIGURE 2.17 – Schéma d'éprouvettes orientées à 0° appelée horizontale, 90° appelée verticale et 45° appelée clinotrope ou transverse.

Plusieurs campagnes expérimentales ont été menées et permettent d'observer ce phénomène. Différentes méthodes existent allant du "simple" essai de compression triaxiale à l'étude de la propagation des ondes P et S, lors d'un essai triaxial, appelée méthode dynamique qui permet de plus grandes précisions lorsque la déformation axiale est inférieure à $10^{-3}\%$. En général, une méthode de mesure locale à l'aide d'un LDT (Local Deformation Transducer) donne de très bon résultats. Les travaux de [Niandou, 1994] et [Amadei et al., 1987] ont montré que, pour presque toutes les roches qu'ils ont étudiées, les rigidités dans la direction normale au plan d'anisotropie majeure sont plus faibles, avec $\dfrac{E_2}{E_1} \geqslant 1$, S_1 étant la direction normale au plan d'anisotropie dans la Figure 2.17. Cependant ce rapport ne semble jamais dépasser 3.

Pour un matériau isotrope, les coefficients qui composent le tenseur des rigidités $\mathbb{C}$ et qui sont au nombre de deux (E et ν), sont invariants quel que soit le système de coordonnées utilisé. Ce qui n'est pas le cas des matériaux anisotropes. Il faut donc opérer un changement de repère [Lekhnitskii, 1963], en partant du local – lié au plan d'anisotropie majeur dans le cas de l'isotropie transverse, dans lequel s'expriment les coefficients élastiques – vers le repère global. On peut donc écrire l'équation (2.10) :

$$\begin{aligned} &\tilde{\underline{\underline{\sigma}}} = \tilde{\mathbb{C}}\tilde{\underline{\underline{\varepsilon}}} \quad \text{et} \quad \tilde{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \tilde{\mathbb{S}}\tilde{\underline{\underline{\sigma}}} \\ &\tilde{\underline{\underline{\sigma}}} = \mathbb{P}\underline{\underline{\sigma}} \\ &\tilde{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \mathbb{P}\underline{\underline{\varepsilon}} \\ &\tilde{\mathbb{C}} = \mathbb{P}\mathbb{C}\ {}^t\mathbb{P} \quad \text{et} \quad \tilde{\mathbb{S}} = \mathbb{P}\mathbb{S}\ {}^t\mathbb{P} \end{aligned} \tag{2.10}$$

où $\mathbb{P}$ est la matrice de passage du repère local vers le repère global et ${}^t\mathbb{P}$ sa transposée. Les grandeurs dotées du symbole $\tilde{}$ sont exprimées dans le repère local.

2.2.2 Anisotropie du comportement inélastique

Au début de ce chapitre, il a été dit qu'il existait différentes anisotropies : l'anisotropie élastique, plastique, de rupture... On a mentionné juste avant comment l'anisotropie dans le domaine élastique était considérée. Dans cette section, il est question de comment l'anisotropie inélastique et plus particulièrement plastique est prise en compte. Premièrement, qu'est-ce que l'anisotropie plastique et comment sommes-nous en mesure de l'évaluer ?

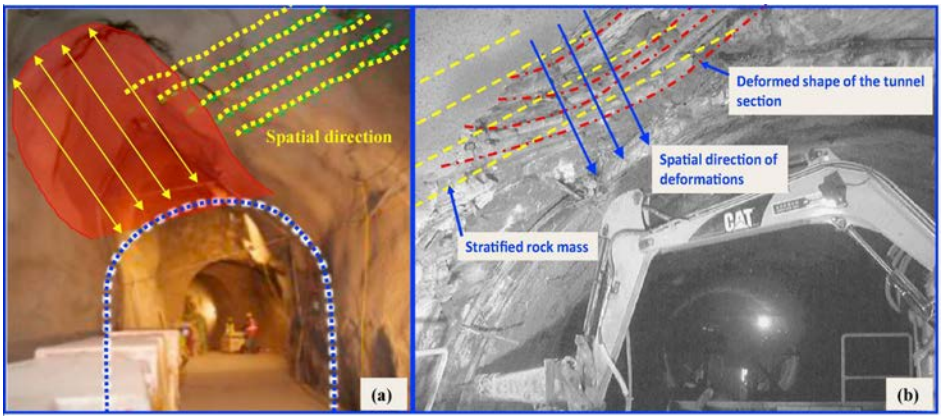


FIGURE 2.18 – Distribution spatiale de la structure géologique et des schémas de fractures correspondants, (a) site de Mont Terri [Li, 2013], (b) [Seingre et al., 2005] - [Wang et al., 2018].

Il est question d'anisotropie plastique à partir du moment où le matériau étudié se comporte de façon irréversible et montre une ou plusieurs orientations préférentielles. Il y a une dépendance des réponses irréversibles à la direction de chargement. On évalue cette anisotropie par des essais de compression triaxiale essentiellement. L'étude des roches est primordiale pour la construction de tunnels Figure 2.18, de réseaux souterrains pour les transports publiques, pour les barrages hydrauliques. De ce fait, différents essais en laboratoire ont été menés sur différents types de roches. La première observation, est que la résistance en compression varie en fonction de l'orientation du chargement. Majoritairement, les résultats montrent que la résistance en compression est maximale lorsque la direction de chargement est soit orthogonale au plan de stratification soit parallèle. La résistance est minimale pour des directions de chargement qui font un angle de 30° à 60° avec le plan de stratification.

Il est à noter que la convention des angles définissant l'orientation des échantillons et de leurs plans de stratification diffère selon les travaux. Soit l'angle est défini entre le plan de stratification et l'axe horizontal, ainsi une éprouvette orientée à 0° correspond à une éprouvette dont le plan de stratification est horizontal, comme sur la Figure 2.19, soit il est défini entre le plan de stratification et la direction de chargement ; une éprouvette orientée à 0° correspond cette fois-ci à une éprouvette dont le plan de stratification est vertical. On précisera donc à chaque fois si l'angle 0° correspond à une éprouvette horizontale ou verticale.

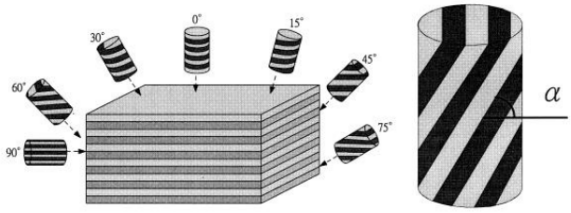


FIGURE 2.19 – Schéma des échantillons pour différentes orientations du plan de stratification - [Kassa and Nordal, 2016].

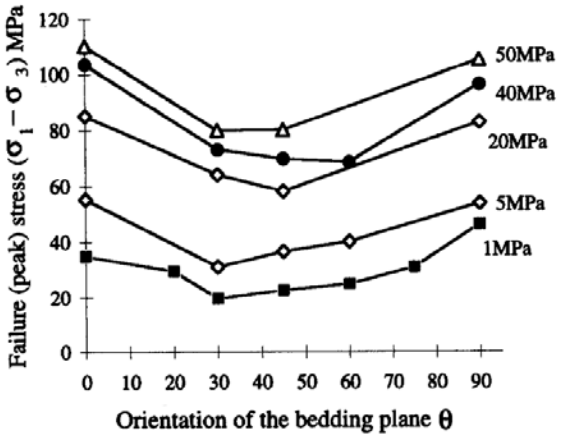


FIGURE 2.20 – Évolution de la résistance maximale à la rupture pour différentes pressions de confinement pour les argilites de Tournemire (l'angle 0° correspond à une éprouvette verticale) - [Niandou et al., 1997].

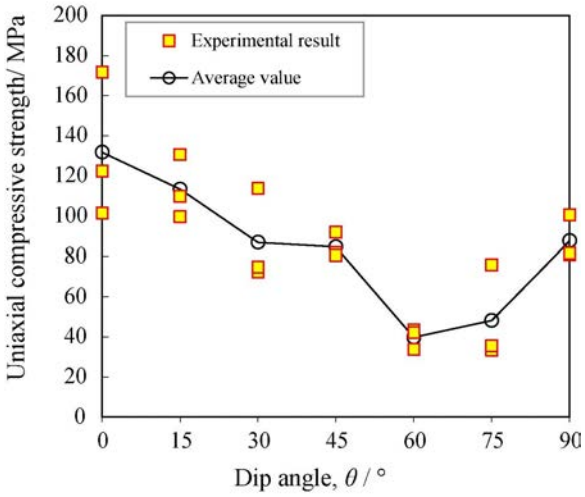


FIGURE 2.21 – Évolution de la résistance en compression simple pour les granulites (l'angle 0° correspond à une éprouvette verticale) - [Wang et al., 2018].

C'est le cas des argilites de Tournemire comme illustré sur la Figure 2.20, des granulites Figure 2.21, mais aussi des phyllades de Revin, des schistes ardoisiers, des marnes de Sisteron et des schistes du Cheylas qui font l'objet des travaux de [Masure, 1970].

Différents critères de plasticité ou de ruptures anisotropes ont été développés afin de reproduire le comportement anisotrope observé lors des essais de laboratoire. Dans [Duveau et al., 1998], une classification est faite des critères anisotropes les plus utilisés. Ils y sont classés en trois grandes catégories. La première comprend les critères dont l'approche est dite mathématique. Ces critères se basent sur un matériau continu et une variation continue de la résistance. La deuxième catégorie comprend des modèles continus et empiriques. Dans cette catégorie, l'anisotropie est prise en compte via la mise en place de lois qui sont fonctions de l'orientation du chargement. Ces lois s'appliquent à certains paramètres de ces modèles. La troisième et dernière catégorie regroupe les modèles basés sur des plans de faiblesse discontinus. L'anisotropie est, ici, prise en compte par la mise en place de mécanismes physiques qui interviennent dans la procédure de plasticité. Parmi ces critères, plusieurs ont été développés dans le cadre de l'étude des matériaux métalliques et ont été réadaptés au cas des géomatériaux.

Dans la suite de ce paragraphe, plusieurs critères vont être cités et nous utiliserons la même classification que [Duveau et al., 1998].

2.2.2.1 Première catégorie - approches mathématiques

Critères de plasticité de Hill

-Critère proposé par Hill

Le plus connu est sûrement le premier critère de Hill [Hill, 1948] :

$$\begin{aligned} f = {} & F\left(\sigma_{22}-\sigma_{33}\right)^2 + G\left(\sigma_{33}-\sigma_{11}\right)^2 + H\left(\sigma_{11}-\sigma_{22}\right)^2 \\ & +2L\sigma_{23}^2 + 2M\sigma_{13}^2 + 2N\sigma_{12} - 1 \end{aligned} \tag{2.11}$$

où F, G, H, L, M et N sont des coefficients constants qui caractérisent l'anisotropie du domaine d'élasticité et qui sont à déterminer expérimentalement à partir de trois essais de traction suivant les axes d'anisotropie et trois essais de cisaillement dans les plans d'anisotropie. σ_{ij} sont les composantes du tenseur des contraintes dans un repère dont les axes sont parallèles aux plans de symétrie. Ce critère de plasticité est une extension du critère isotrope proposé par von Mises [von Mises, 1928] qui permet de prédire la déformation plastique anisotrope des métaux. Il ne dépend que des contraintes déviatoriques et ne prend pas en compte la dissymétrie traction/compression. Les roches ont un comportement sensible à la pression hydrostatique ; par conséquent ce critère est moins adapté aux géomatériaux.

Le critère (2.11) est généralisé [Hill, 1979] par l'introduction d'un paramètre $m > 1$ qui dépend du degré d'anisotropie. Il doit être supérieur à 1 pour assurer la convexité de la surface de charge :

$$\begin{aligned} f = {} & F|\sigma_2-\sigma_3|^m + G|\sigma_3-\sigma_1|^m + H|\sigma_1-\sigma_2|^m \\ & +L|2\sigma_1-\sigma_2-\sigma_3|^m + M|2\sigma_2-\sigma_3-\sigma_1|^m + N|2\sigma_3-\sigma_1-\sigma_2|^m - \sigma_y^m \end{aligned} \tag{2.12}$$

où σ_i sont les contraintes principales et σ_y est la contrainte limite. Il permet de mieux reproduire le comportement de l'aluminium mais ne s'applique que dans le cas où les directions principales des contraintes coïncident avec les directions d'orthotropie du matériau. Il est principalement utilisé pour des états de contraintes planes.

-Critère proposé par Deshpande

Des extensions du critère quadratique de Hill (2.11) ont été faites afin de prendre en compte la dépendance à la pression hydrostatique, comme [Caddell et al., 1973] pour reproduire le comportement des polymères orientés sensibles à la pression hydrostatique et [Deshpande et al., 2001] pour reproduire le comportement d'une structure en treillis faite d'alliage d'aluminium, dont le critère s'écrit :

$$\begin{aligned} f = {} & F\left(\sigma_{22}-\sigma_{33}\right)^2 + G\left(\sigma_{33}-\sigma_{11}\right)^2 + H\left(\sigma_{11}-\sigma_{22}\right)^2 \\ & +2L\sigma_{23}^2 + 2M\sigma_{13}^2 + 2N\sigma_{12}^2 + K\left(\sigma_{11}+\sigma_{22}+\sigma_{33}\right)^2 - 1 \end{aligned} \tag{2.13}$$

-Critère proposé par Pariseau

Les travaux de [Pariseau, 1972] permettent d'adapter le critère de [Hill, 1948] aux géomatériaux orthotropes et isotropes transverses, en prenant en compte la dissymétrie traction/compression ainsi que la dépendance à la pression hydrostatique :

$$\begin{aligned} f = {} & |F\left(\sigma_2-\sigma_3\right)^2 + G\left(\sigma_3-\sigma_1\right)^2 + H\left(\sigma_1-\sigma_2\right)^2 + L\sigma_4^2 + M\sigma_5^2 + N\sigma_6^2|^{n/2} \\ & -\left(u\sigma_1+v\sigma_2+w\sigma_3\right) - 1 \end{aligned} \tag{2.14}$$

où F, G, H, L, M, N, u, v et w sont des paramètres matériau et $n \geqslant 1$.

-Critère proposé par Tsai-Wu

Le critère de rupture [Tsai and Wu, 1971] permet de prendre en compte une dépendance à la pression hydrostatique et prend en compte la dissymétrie traction/compression :

$$f = F_i\sigma_i + F_{ij}\sigma_i\sigma_j - 1 \quad (i,j = 1,2,3,4,5,6) \tag{2.15}$$

où F_i et F_{ij} sont les composantes des tenseurs d'ordre 2 et 4. Les termes linéaires F_i permettent de différencier le comportement en compression du comportement en traction. Les termes quadratiques F_{ij} permettent les interactions entre les composantes du tenseur des contraintes σ_i et σ_j. Pour le cas le plus général, il y a 6 composantes F_i et 21 composantes F_{ij}. Ce critère est difficilement applicable aux géomatériaux car pour identifier les différentes composantes il est nécessaire de faire des essais de compression mais aussi de traction directe suivant les directions des axes d'anisotropies. Il est utilisé dans des matériaux composites unidirectionnels.

Critère basé sur la théorie de représentation des fonctions tensorielles invariantes de Boehler

-Modèle proposé par Boehler

[Boehler, 1975] s'intéresse au développement d'une formulation invariante de critères de limite élastique et de rupture pour considérer le comportement anisotrope des géomatériaux. Pour cela, il va se baser sur les critères de von Mises et de Mohr-Coulomb en y introduisant un tenseur structural A d'ordre 4 (2.16) :

$$A_{ijkl} = A_{jikl} = A_{ijlk} = A_{klij} \tag{2.16}$$

Le tenseur des contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$ devient, par double contraction avec le tenseur structural, $\underline{\underline{\tilde{\sigma}}}$:

$$\tilde{\sigma}_{ij} = A_{ijkl}\sigma_{lk} \tag{2.17}$$

Certaines composantes du tenseur A sont nulles afin de respecter le cas isotrope :

$$A_{ijkl} = 0 \quad \text{pour} \quad i = j, \quad k = l \quad \text{et} \quad i \neq k \tag{2.18}$$

L'anisotropie est donc introduite via le nouveau tenseur des contraintes $\underline{\underline{\tilde{\sigma}}}$ et il s'agit donc de remplacer $\underline{\underline{\sigma}}$ dans les critères de base.

Dans le cas de l'isotropie transverse, le tenseur structural A n'a plus que 3 composantes (2.20) et $\underline{\underline{\tilde{\sigma}}}$ s'écrit donc :

$$\underline{\underline{\tilde{\sigma}}} = A\underline{\underline{\sigma}} = \left[(\alpha+\gamma-2\beta)\, tr(\underline{\underline{M}})\underline{\underline{\sigma}}\right]\underline{\underline{M}} + \gamma\underline{\underline{\sigma}} + (\beta-\gamma)\left(\underline{\underline{M}}.\underline{\underline{\sigma}} + \underline{\underline{\sigma}}.\underline{\underline{M}}\right) \tag{2.19}$$

où α, γ et β sont les 3 composantes indépendantes de A. $\underline{\underline{M}}$ est un tenseur de structure d'ordre 2. L'application (.) représente le produit matriciel. Les composantes du tenseur structural dans le cas de l'isotropie transverse sont présentées (2.20) :

$$\begin{aligned} &A_{1111} = A_{2222} = \gamma \\ &A_{1212} = A_{2121} = \tfrac{\gamma}{2} \\ &A_{1313} = A_{3131} = A_{2323} = A_{3232} = \tfrac{\beta}{2} \\ &A_{3333} = \alpha \end{aligned} \tag{2.20}$$

La détermination de ces paramètres se fait à partir d'essais de laboratoire en compression triaxiale à différentes pressions de confinement et différentes orientations.

Tenseur de fabrique

D'après [Pietruszczak and Mroz, 1999], la plupart des formulations prenant en compte l'anisotropie et présentées précédemment ont un inconvénient : le nombre de paramètres matériau à identifier. Pietruszczak présente donc une approche dans laquelle le critère de rupture comprend un jeu de paramètres matériau qui est fonction des invariants mixtes du tenseur des contraintes et du tenseur de microstructure. Ainsi, une corrélation directe existe entre les paramètres matériau et l'orientation de la microstructure en introduisant un paramètre scalaire. Ce paramètre scalaire η défini équation (2.21) décrit l'orientation du chargement en fonction de l'anisotropie de la microstructure du matériau :

$$\eta = a_{ij}lilj = \frac{tr(\underline{\underline{a}}.\underline{\underline{\sigma}}^2)}{tr(\underline{\underline{\sigma}}^2)} \tag{2.21}$$

où $\underline{\underline{a}}$ représente le tenseur de microstructure ou de fabrique et $\underline{l}$ la direction de chargement. La méthode est définie plus en détail dans le Chapitre 3.

Une application a été faite pour les argiles de Tournemire dans le Massif Central dans [Pietruszczak et al., 2001], pour l'identification des paramètres, afin de simuler l'anisotropie induite et inhérente des géomatériaux via la méthode du tenseur de fabrique. Dans cette étude, un modèle couplé endommagement-plasticité est utilisé avec un critère de type Mohr-Coulomb.

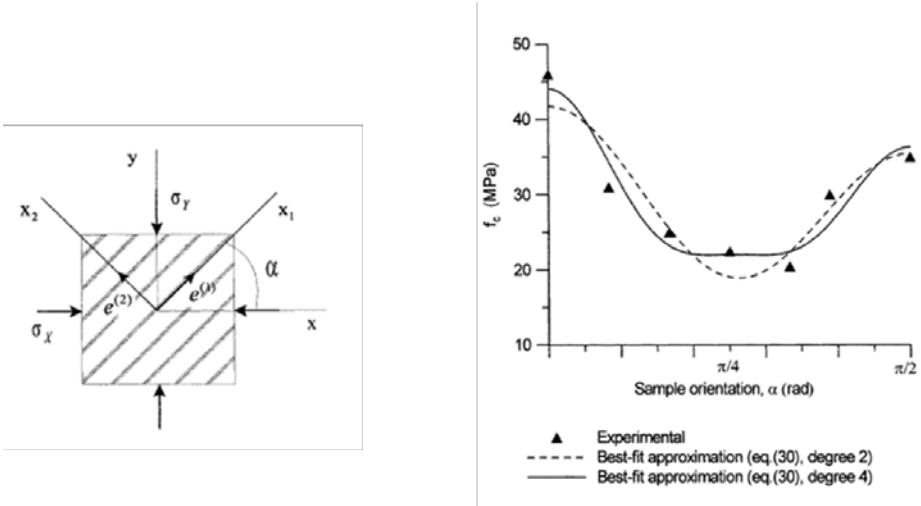


FIGURE 2.22 – Variation de la résistance en compression uniaxiale en fonction de l'orientation de l'éprouvette - [Pietruszczak et al., 2001].

La Figure 2.22 montre l'anisotropie de la résistance en compression uniaxiale, les points expérimentaux sont tirés de [Niandou, 1994] et [Niandou et al., 1997]. La résistance en compression uniaxiale est la plus élevée pour $\alpha = 0°$ c'est à dire pour un chargement orthogonal au plan de stratification, elle est minimale pour $\alpha = 60°$. Les courbes en pointillés et en trait plein sont les approximations faites avec la méthode du tenseur de fabrique respectivement à l'ordre 2 et 4.

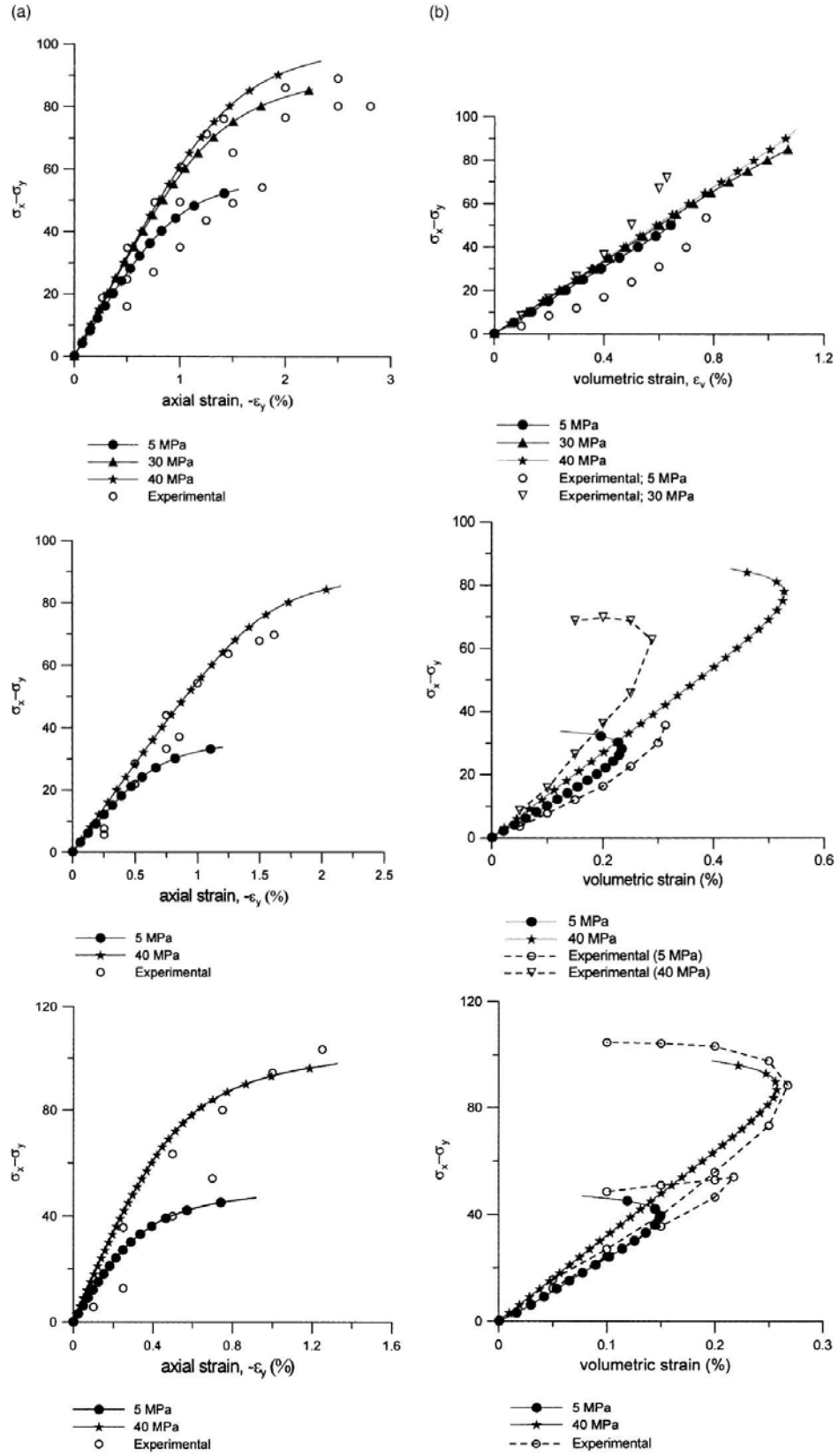


FIGURE 2.23 – Essais de compression triaxiale, courbes *a*) contraintes-déformations axiales, *b*) contraintes-déformations volumiques pour des éprouvettes à 0°, 45° et 90° - [Pietruszczak et al., 2001].

La Figure 2.23 expose les comparaisons entre les simulations et les résultats expérimentaux d'essais de compression triaxiale à différents niveaux de confinement.

Les graphes montrent que sur les sept essais, les simulations sont plutôt capables de reproduire

les tendances des résultats expérimentaux. Sur les courbes contraintes-déformations volumiques (Figure 2.23-*b*)) on constate bien la reproduction de la transition contractance/dilatance. Il y a bien une dépendance à la pression de confinement, plus elle augmente et plus la résistance en compression augmente. On retrouve aussi la dépendance à l'orientation de chargement, les résistances en compression sont plus élevées pour les éprouvettes orientées à 0° et 90°.

Il est a noter que la résistance en compression pour un confinement de 40MPa est plus élevée pour les éprouvettes orientées à 90° ce qui est contraire à ce qui a été déterminé à la Figure 2.22. Ceci peut être dû d'une part à la détermination de la résistance en compression uniaxiale à confinement nul, et d'autre part à l'évolution de la cohésion dont le comportement dépend. Ce paramètre évolue en fonction de l'orientation du chargement. En effet sur la Figure 2.24 provenant d'une étude de [Chen and Shao, 2009] similaire à celle de [Pietruszczak et al., 2001] sur les argilites de Tournemire, la cohésion est la plus faible pour une orientation de 0°.

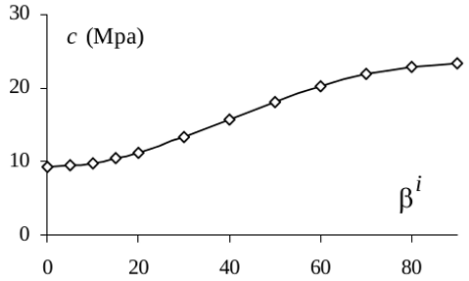


FIGURE 2.24 – Évolution de la cohésion c en fonction de l'orientation β entre l'axe du chargement et le plan de stratification - [Chen and Shao, 2009].

Les résultats sont assez concluants et montrent que la méthode des tenseurs de fabrique permet de retrouver un comportement anisotrope pour différentes orientations de chargement et différentes pressions de confinement.

Notons que dans le cas de l'isotropie transverse (cas des argilites du COx) le tenseur de microstructure est entièrement défini par un scalaire (une valeur propre de son déviateur) et par l'orientation du plan d'isotropie *i.e.* le plan de stratification.

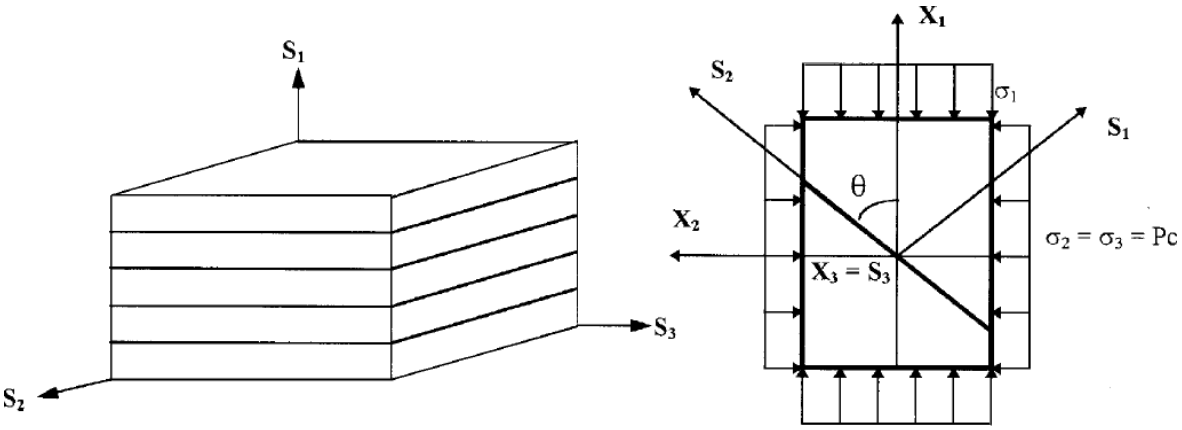


FIGURE 2.25 – Plan local lié à la structure à gauche et définition de l'orientation de chargement θ pour un essai triaxial à droite - [Duveau et al., 1998].

Les recalages de paramètres présentés dans la littérature pour ce type d'approche sont presque toujours réalisés à partir d'essais de compression uniaxiale donc à confinement nul : ceci constitue une lacune. Il faudrait regarder cet aspect plus en détail.

Pour ce qui est de l'intégration numérique, il n'y a a priori pas de difficultés. En effet, il suffit d'exprimer le tenseur des contraintes dans la base principale du tenseur de microstructure et d'évaluer la valeur du polynôme. La difficulté réside plutôt dans le calcul analytique de dérivées première et seconde (par rapport à $\underline{\underline{\sigma}}$) si l'on intègre les expressions des paramètres en fonction du tenseur de fabrique dans la loi d'écoulement.

2.2.2.2 Deuxième catégorie - approches continues et empiriques

Théorie de la cohésion variable de Jaeger

-Modèle proposé par Jaeger

Cette théorie [Jaeger, 1960] se base sur un critère de type Mohr-Coulomb dans lequel la cohésion c devient fonction de l'orientation θ :

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - \frac{2\left(c(\theta) + \sqrt{3}\tan\phi\right)}{\tan\phi - \sqrt{1+\tan^2\phi}} \tag{2.22}$$

où ϕ représente le coefficient de frottement interne et est constant contrairement à la cohésion. θ représente l'orientation du plan d'isotropie en fonction de la direction du chargement. La cohésion est exprimée de la façon suivante :

$$c(\theta) = A - B\cos 2\left(\theta_{cm} - \theta\right) \tag{2.23}$$

où A et B sont des paramètres du modèle et θ_{cm} correspond à la valeur de θ pour laquelle la cohésion est minimale. C'est à partir de résultats d'essais de compression triaxiale dans différentes orientations que $\tan\phi$ est défini ainsi que l'évolution de la cohésion en évaluant les paramètres A et B par une régression linéaire de type moindres carrés. Cependant, avec ce critère on ne peut pas obtenir de différences entre les ruptures à 0° et les ruptures à 90°, ce qui a été observé en laboratoire, (Figures 2.20, 2.21).

-Modèle proposé par McLamore et Gray
Les travaux de [McLamore and Gray, 1967] se sont basés sur le critère (2.22) pour intégrer, tout comme pour la cohésion, une dépendance du coefficient de frottement interne $\tan\phi$ à l'orientation θ entre le plan d'isotropie et la direction de chargement. Les évolutions de la cohésion et du coefficient de frottement interne sont définies par les lois empiriques suivantes :

$$\begin{aligned} c(\theta) &= A - B\left(\cos 2\left(\theta_{cm} - \theta\right)\right)^n \\ \tan\phi(\theta) &= C - D\left(\cos 2\left(\theta_{\phi m} - \theta\right)\right)^m \end{aligned} \tag{2.24}$$

où A, B ,C, D, n et m sont des paramètres à identifier à partir d'essais de laboratoire. Le paramètre $\theta_{\phi m}$ correspond à l'orientation pour laquelle le frottement est minimum.

2.2.2.3 Troisième catégorie - approche discontinues

Critères basés sur la théorie des plans de faiblesse

Ces critères font partie de la troisième catégorie dans [Duveau et al., 1998]. Ils considèrent que le comportement anisotrope du matériau est dû à deux comportements distincts : l'un ayant lieu dans la matrice isotrope du matériau et l'autre ayant lieu le long d'un ou de plusieurs plans de faiblesse.

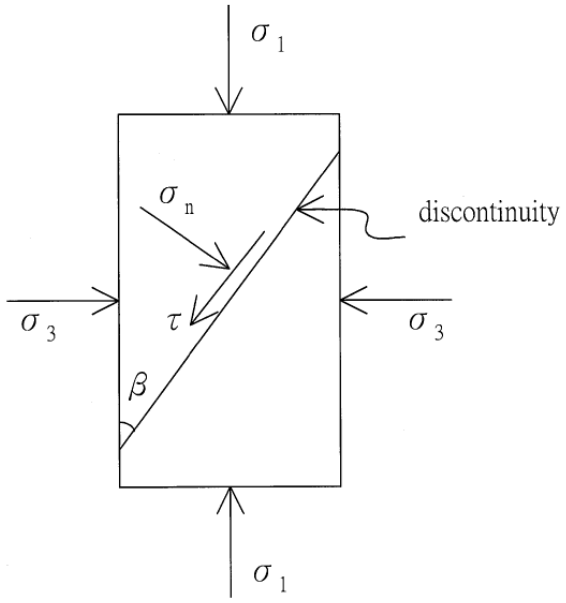


FIGURE 2.26 – Schéma du plan de faiblesse dans la matrice - [Tien and Kuo, 2001].

-Théorie du plan de faiblesse proposée par Jaeger

Cette théorie [Jaeger, 1971] suppose que le matériau est composé d'un corps ou d'une matrice isotrope dans laquelle il existe un plan de faiblesse. Il y a donc deux comportements mécaniques l'un ayant lieu dans la matrice et l'autre le long du plan de faiblesse. Ces deux mécanismes sont prédits par un critère de type Mohr-Coulomb dont les valeurs des paramètres sont adaptées.

Le critère dans la matrice s'écrit sous la forme :

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \tag{2.25}$$

où τ et σ_n sont respectivement la contrainte de cisaillement et la contrainte normale. c et ϕ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement de la matrice isotrope.
Le critère le long du plan de faiblesse s'écrit sous la forme :

$$\tilde{\tau} = c_{pf} + \tilde{\sigma}_n \tan \phi_{pf} \tag{2.26}$$

où $\tilde{\tau}$ et $\tilde{\sigma}_n$ sont respectivement la contrainte de cisaillement et la contrainte normale dans le plan de faiblesse. c_{pf} et ϕ_{pf} sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement dans le plan de faiblesse.

Il y a donc quatre paramètres à identifier, à savoir, c, ϕ, c_{pf} et ϕ_{pf}. Pour cela, il faut des essais triaxiaux pour différentes orientations du plan de stratification. Les paramètres de la matrice isotrope sont à identifier à partir d'essais sur échantillons dont le plan de stratification est orienté à 0° ou 90° par rapport à la direction de chargement principal. Cependant, et comme il a été dit plus tôt, de nombreux résultats expérimentaux montrent qu'il y a une différence de comportement entre les orientations à 0° et à 90°. Il faut donc identifier les paramètres pour ces deux cas, Figure 2.27.

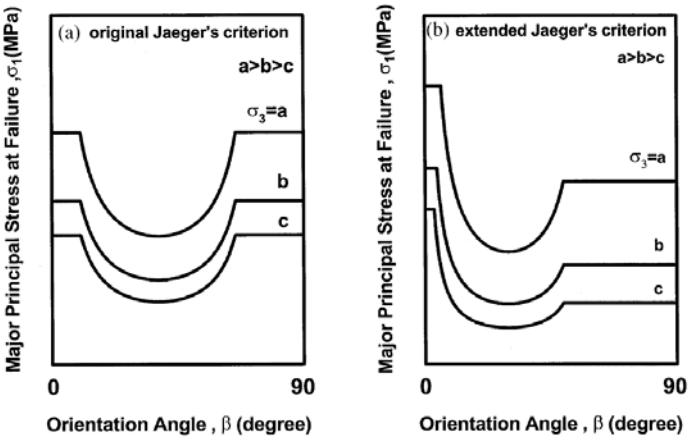


FIGURE 2.27 – Comparaison entre le critère de Jaeger initial, à gauche et le critère amélioré, à droite.

La rupture le long du plan de faiblesse est attendue lorsque le plan de stratification forme un angle aux alentours de 45°. Les deux paramètres qui caractérisent le plan de faiblesse sont donc à identifier à partir d'essais sur échantillons dont le plan de stratification est orienté de 30° à 60° par rapport à la direction de chargement principal.

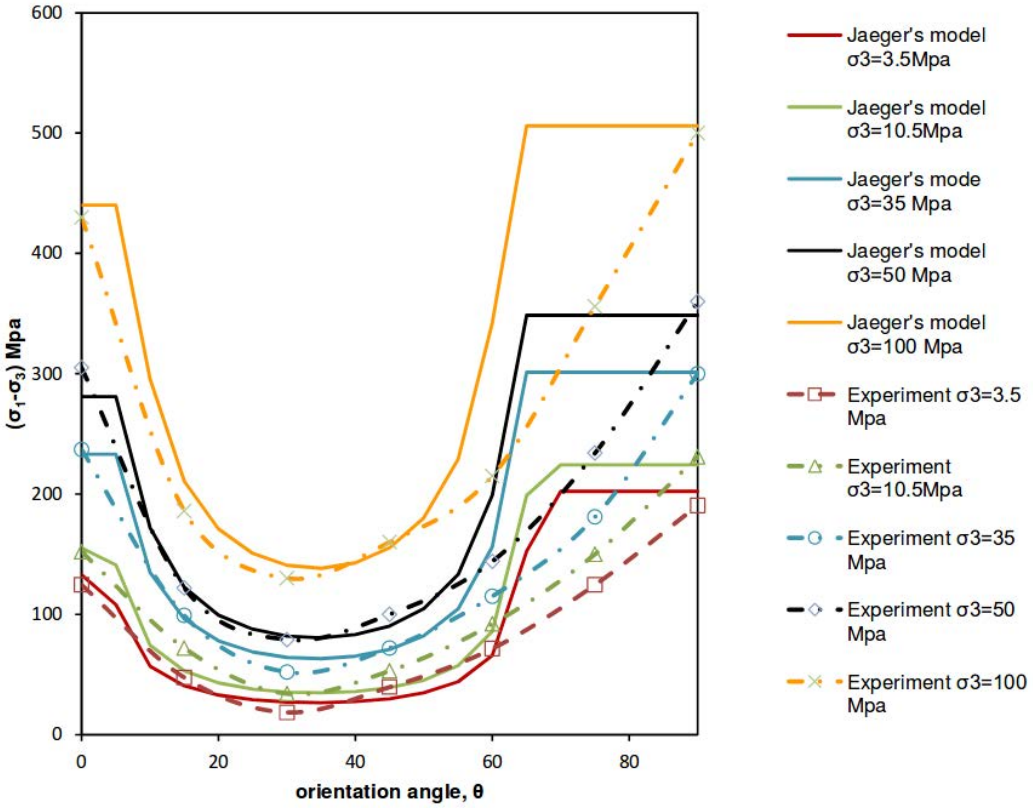


FIGURE 2.28 – Comparaison de l'évolution du seuil de résistance prédit par la théorie de Jaeger avec des résultats de laboratoire suivant l'orientation du plan de stratification - [Kassa and Nordal, 2016].

La Figure 2.28 représente la comparaison entre les données expérimentales sur les ardoises de Martinsburg provenant de [Donath, 1964]. On constate que la théorie reprend bien les données expérimentale pour $\theta < 60°$. Au delà de cette orientation le modèle surestime le seuil de résistance.

Des versions 2D et 3D de ce modèle s'appuyant sur le modèle de Mohr-Coulomb sont disponibles dans le logiciel FLAC et FLAC3D [3] sous le nom d'Ubiquitous-Joint Model.

Pour évaluer le critère dans le plan de faiblesse, une projection du tenseur des contraintes σ du repère global (x, y, z) est faite dans le repère local (x', y', z') (Figure 2.29), défini par le plan de faiblesse : on obtient alors σ'. Le critère étant défini sur le plan de faiblesse, le critère local est donc exprimé en fonction du tenseur des contraintes σ' local.

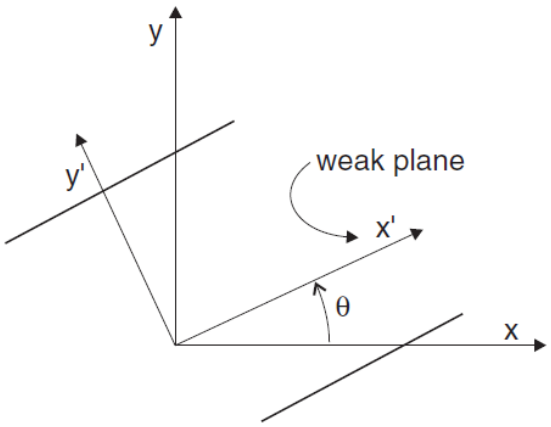


FIGURE 2.29 – Plan de faiblesse orienté d'un angle θ par rapport au plan de référence.

Dans le logiciel FLAC, le critère local utilisé est de type Mohr-Coulomb auquel est ajouté un critère en contrainte de rupture en traction (Figure 2.30) :

$$\begin{aligned} f^s &= -|\sigma'_{12}| - \sigma'_{22} \tan \phi_j + c_j \\ f^t &= -\sigma'_{22} - \sigma^t_j \end{aligned} \tag{2.27}$$

avec ϕ_j et c_j respectivement l'angle de frottement et la cohésion définis sur le plan de faiblesse et σ^t_j la résistance en traction du plan de faiblesse.

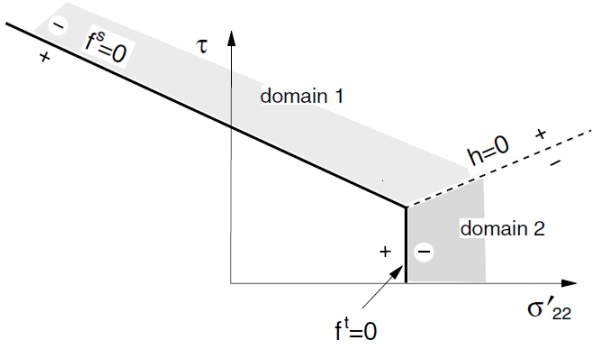


FIGURE 2.30 – Critère de rupture défini dans le plan de faiblesse.

Plusieurs études ont été menées pour simuler le glissement de talus lors d'excavation avec FLAC et le modèle Ubiquitous-Joint, [Sainsbury et al., 2008] et [Sainsbury et al., 2015]. Dans [Oliveira, 2012] des simulations numériques d'essais triaxiaux à différents confinements donnent les courbes suivantes Figure 2.31 :

3. *Fast Lagrangian Analysis of Continua, logiciel basé sur la méthode des différences finies explicites - http://www.itasca.fr/logiciel/flac3d*

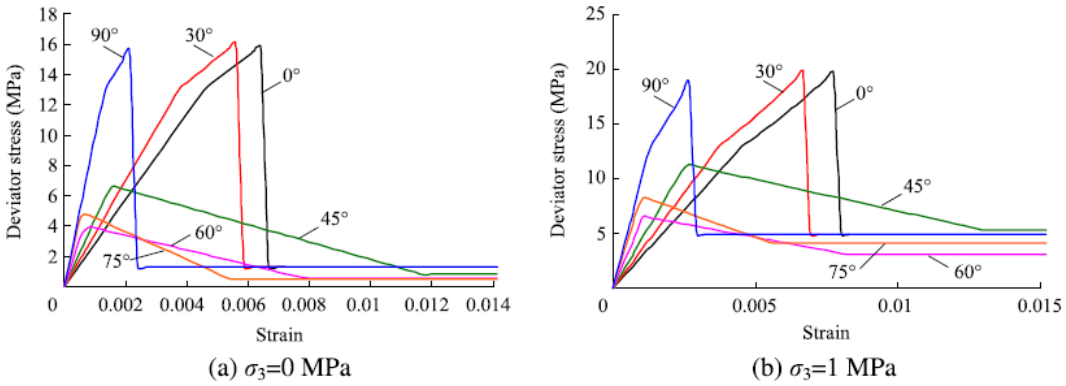


FIGURE 2.31 – Courbes contrainte-déformation d'essais triaxiaux numériques pour différents confinements et différents angles d'inclinaison du plan de faiblesse - [Oliveira, 2012].

Les courbes présentées en Figure 2.31 montrent bien l'influence de l'inclinaison du plan de faiblesse suivant la direction de chargement. Les essais à 0°, 30° et 90° d'inclinaison ne présentent de rupture où de début de rupture que dans le solide car le pic de résistance atteint correspond à la résistance en compression uniaxiale déterminée expérimentalement pour la matrice rocheuse, voir la Figure 2.32.

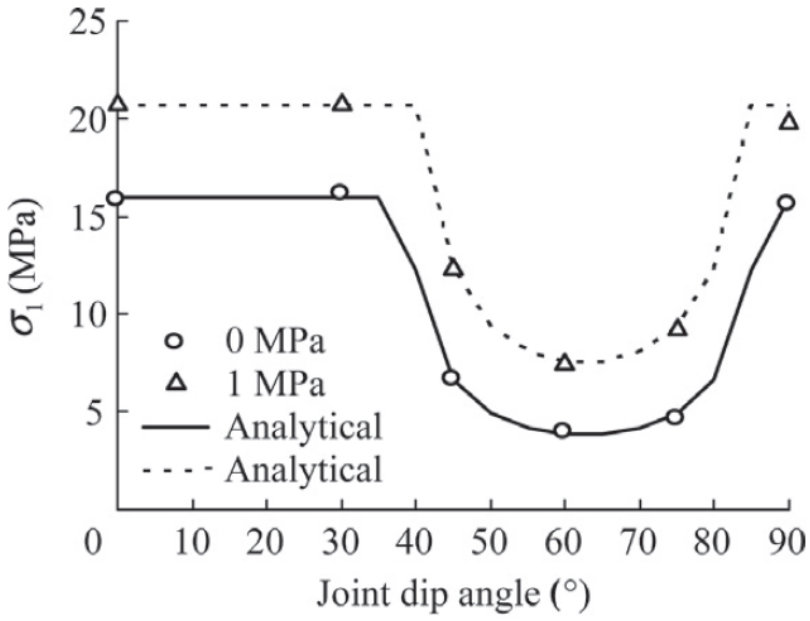


FIGURE 2.32 – Variation de la contrainte en compression uniaxiale en fonction de l'orientation du plan de faiblesse pour des confinements de 0MPa et 1MPa - [Oliveira, 2012].

Un point négatif de cette approche est le fait que le comportement est identique pour une direction de chargement colinéaire et orthogonale aux plans de stratification. Les simulations numériques de [Oliveira, 2012] ont été faites avec une version modifiée d'Ubiquitous-Joint Model : Extended Subiquitous model, ce problème n'apparaît pas avec les modifications apportées.

Critère de rupture proposé par Hoek et Brown
Les travaux menés dans [Hoek and Brown, 1980] se basent sur les travaux précédents [Jaeger, 1971] pour développer un modèle mathématique empirique qui permettrait de prédire la propagation de la fracturation dans le matériau. Le critère de base s'écrit de la forme :

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - \left(m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2\right)^{0.5} \tag{2.28}$$

où σ_1, σ_3 et σ_c sont, respectivement, la contrainte majeure, la contrainte mineure et la résistance en compression simple de la matrice. Les paramètres m et s sont des paramètres du critère définis de façon empirique. La valeur du paramètre m est comprise entre 0.001 pour un matériau très endommagé et 25 pour un matériau sain. Le paramètre s, lui, évolue entre 0 pour un matériau comprenant des joints et 1 pour un matériau homogène et sain.

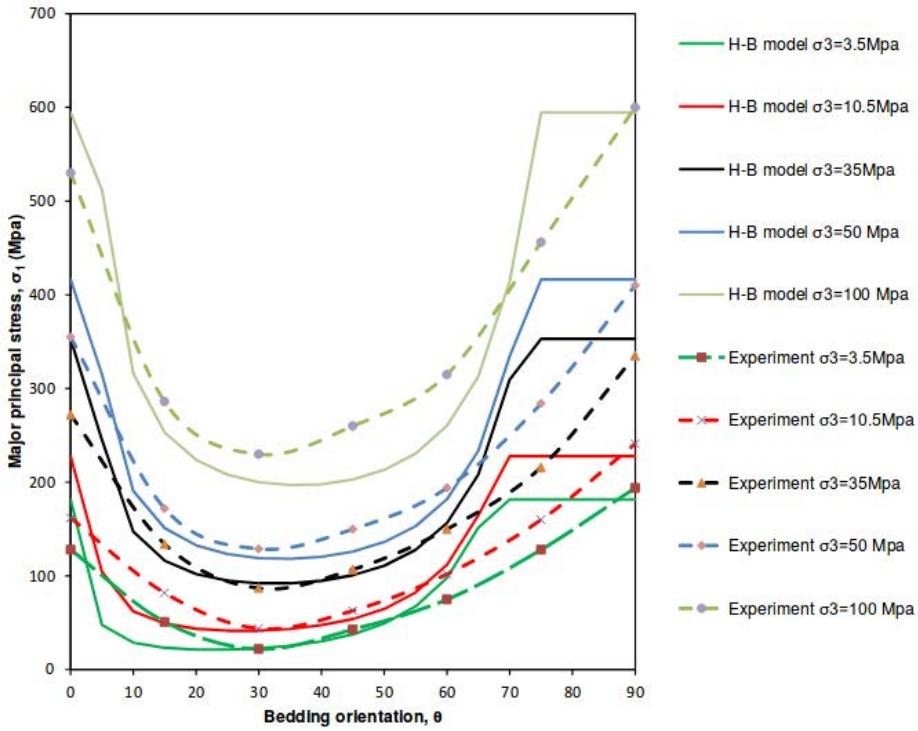


FIGURE 2.33 – Comparaison de l'évolution du seuil de résistance prédit par Hoek-Brown avec des résultats de laboratoire suivant l'orientation du plan de stratification - [Kassa and Nordal, 2016].

Ce critère ne permettant pas de reproduire les comportements décrits expérimentalement, Hoek propose en 1983 d'utiliser le critère décrit par [Jaeger and Cook, 1969] suivant :

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - \frac{2\left(c_{pf} + \sigma_3 \tan \phi_{pf}\right)}{\left(1 - \tan \phi_{pf} \tan \theta\right) \sin 2\theta} \tag{2.29}$$

où c_{pf} et ϕ_{pf} sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement le long du plan de faiblesse et θ l'angle entre le plan de stratification et la direction de chargement.

Pour les orientations 0° et 90°, le critère (2.30) n'est pas valable et c'est le critère de base (2.31) qui est utilisé.

Critère proposé par Tien et Kuo

Le critère proposé par [Tien and Kuo, 2001] pour les roches au comportement isotrope transverse est aussi basé sur deux modes de ruptures. Il permet de mieux prédire le comportement des roches ayant une forte dépendance à la direction de la schistosité comme les schistes, les ardoises, grès ou encore les phyllites.

Contrairement au critère d'Hoek et Brown, le critère de Tien et Kuo est basé sur la contrainte déviatorique qui est la cause de la rupture isotrope transverse :

$$f = S_{1(\theta)} - \frac{2\left(c_{pf} + \sigma_3 \tan \phi_{pf}\right)}{\left(1 - \tan \phi_{pf} \tan \theta\right) \sin 2\theta} \tag{2.30}$$

où $S_{1(\theta)} = \sigma_{1(\theta)} - \sigma_3$ représente la contrainte déviatorique majeure pour l'orientation θ.

Pour les orientations 0° et 90°, Tien et Kuo utilisent le critère [Hoek and Brown, 1980] (2.31) :

$$\begin{aligned} f &= S_{1(0^\circ)} - \left(m_{0^\circ}\sigma_{c(0^\circ)}\sigma_3 + \sigma^2_{c(0^\circ)}\right)^{0.5} \\ f &= S_{1(90^\circ)} - \left(m_{90^\circ}\sigma_{c(90^\circ)}\sigma_3 + \sigma^2_{c(90^\circ)}\right)^{0.5} \end{aligned} \tag{2.31}$$

où $\sigma_{c(0^\circ)}$ et $\sigma_{c(90^\circ)}$ sont les résistances en compression simple à 0° et 90° respectivement. De même, les paramètres m_{0° et m_{90° sont identifiés à partir d'essais sur des échantillons orientés à 0° et 90° respectivement.

Tien et Kuo prennent aussi en considération un autre mode de rupture du matériau, celui dû à l'accumulation de la déformation axiale. Ceci fait intervenir la théorie de l'élasticité anisotrope, détaillée en section 2.2.1. On laissera donc le lecteur se référer à [Tien and Kuo, 2001]. L'identification des paramètres, au nombre de 7, y est détaillée. La Figure 2.34 montre que le critère de Tien et Kuo prédit plutôt bien le comportement des ardoises de Martinsburg.

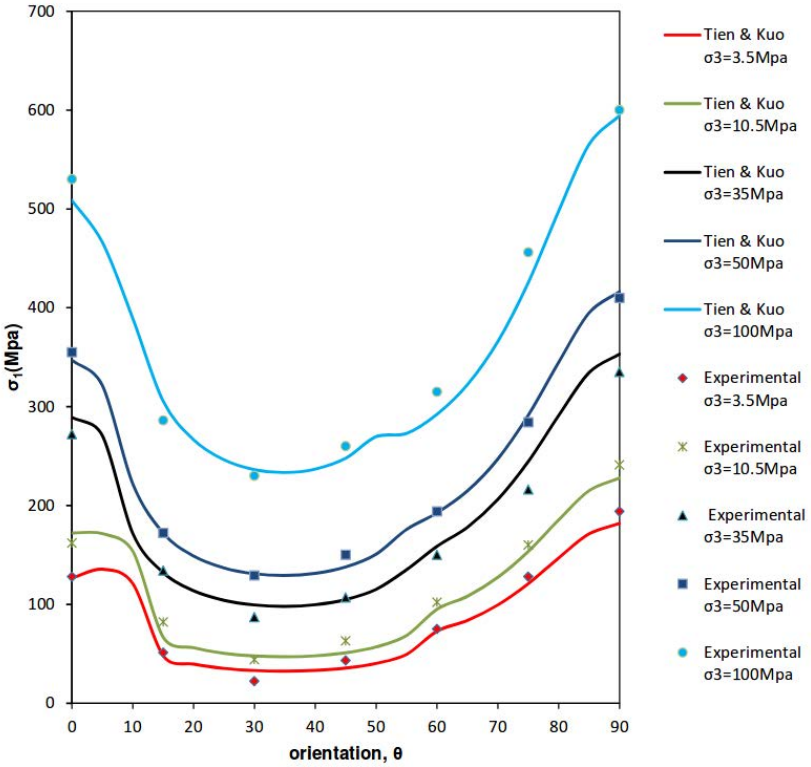


FIGURE 2.34 – Comparaison de l'évolution du seuil de résistance prédit par le critère de Tien et Kuo avec des résultats de laboratoire suivant l'orientation du plan de stratification - [Kassa and Nordal, 2016].

Modèles à multi-mécanismes

Ces modèles consistent à exprimer un mécanisme par plan. L'un des modèles utilisés en mécanique des sols et exploitant cette méthode est celui de Hujeux (1985). Le modèle de Hujeux [Aubry et al., 1982], [Foucault, 2010] est utilisé dans le cadre de la mécanique des ouvrages géotechniques, c'est un modèle élastoplastique de comportement cyclique des sols. Quatre mécanismes de déformation plastique/surfaces de charge avec écrouissage basé sur un critère de type Cam-Clay, sont définis et peuvent être successivement activés selon la direction de chargement. Trois mécanismes plastiques déviatoriques sont associés à trois plans de l'espace,

orthogonaux entre-eux, le quatrième étant un mécanisme plastique isotrope représentant le comportement volumique. Le concept de définir plusieurs mécanismes plan par plan, permet de rendre le comportement du matériau dépendant à la direction de chargement et aussi de prendre en compte l'anisotropie induite. L'anisotropie initiale est, en fait, définie comme une anisotropie induite lors de la formation du sol. Pour cela, la première étape est de préconsolider le matériau dans une ou plusieurs directions, c'est-à-dire initialiser les variables d'écrouissage afin que celui-ci soit dépendant de la direction de chargement. Il n'y a donc qu'une seule et même surface de charge dans les trois plans avec différentes variables d'écrouissage définies pour chaque plan.

Dans le cas de Hujeux, la surface de charge s'écrit (nous restons dans le cas de trajets monotones) :

$$f_{(k)}(\sigma, \epsilon_v^p, r_{(k)}) = q_{(k)} + p_{(k)} F(q_{(k)}, \epsilon_v^p) r_{(k)} \tag{2.32}$$

avec $q_{(k)}$ la contrainte de von Mises, $p_{(k)}$ la pression de confinement, $F(q_{(k)}, \epsilon_v^p)$ une fonction caractérisant la résistance du sol, $r_{(k)}$ variable d'écrouissage et ϵ_v^p la déformation volumique plastique. L'indice k permet de renseigner le plan déviatoire défini par les vecteurs de base (e_{i_k}, e_{j_k}), extraits de la base (e_1, e_2, e_3), sur lequel le mécanisme est pris en compte. Il faut donc projeter le tenseur des contraintes σ sur ce plan.

Une étude a été faite pour les argiles à Opalinus dans [Salager et al., 2012], comparant les résultats expérimentaux aux résultats numériques sur des essais de compression uniaxiale et triaxiale à plusieurs niveaux de confinement. Les résultats pour un confinement de 15MPa sont exposés en Figure 4.20.

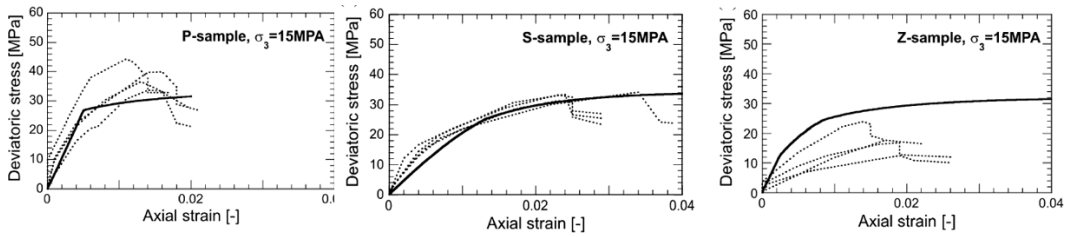


FIGURE 2.35 – Essais triaxiaux ; lignes en pointillé : résultats expérimentaux, lignes en continu : résultats numériques - [Salager et al., 2012].

Les trois graphes de la Figure 4.20 présentent les résultats pour des éprouvettes orientées : le premier "$P - sample$" correspond à une orientation de 90°, le deuxième, "$S - sample$" correspond à une orientation de 0°, le troisième, "$Z - sample$" correspond à une orientation de 45° par rapport au plan de stratification.

Les comportements sont bien retrouvés numériquement. Cependant la rupture fragile due à une localisation de contraintes dans l'échantillon n'est pas reproduite par le modèle.

Les différents mécanismes déviatoires sont couplés par la déformation volumique plastique, à l'aide d'un quatrième mécanisme plastique isotrope générant des déformations volumiques.

Le modèle de Hujeux prend donc en compte l'anisotropie induite puisque suivant l'état de contraintes dans chaque direction le comportement évolue différemment. Pour l'anisotropie initiale il faut faire un travail d'identification des paramètres du modèle au préalable, non évident car il requiert des essais de préconsolidation pour retrouver l'état de contraintes naturel auquel est soumise la roche.

2.3 Bilan

Pour conclure, l'intérêt de cette section est de rappeler quelques critères et théories les plus utilisés pour prendre en compte l'anisotropie dans les mécanismes de rupture et de plasticité. Tous les modèles qui ont été présentés sont des modèles macro-mécaniques. Cependant il existe aussi des modèles micro-mécaniques, [Qi et al., 2016] par exemple, dont les travaux sont basés sur la méthode d'Eshelby en considérant les microfissures comme des inclusions sphériques, afin de modéliser la propagation des microfissures pour des matériaux isotropes transverses. Ces modèles n'ont pas été cités car l'approche micro-mécanique ne fait pas l'objet de ces travaux de thèse mais il semblait important de les mentionner.

Après avoir pris connaissance de toutes ces approches citées dans cette section de façon non exhaustive, l'approche par plan de faiblesse et la méthode des tenseurs de fabrique nous ont semblé être les approches les plus adaptées à notre problématique, la problématique étant de prendre en compte le comportement anisotrope de la roche dans un modèle thermo-élasto-viscoplastique bien défini, [Cuvilliez et al., 2017]. L'approche par plan de faiblesse à l'avantage de distinguer deux mécanismes et la méthode des tenseurs de fabrique est basée sur un développement mécanique rigoureux et fait intervenir peu de paramètres matériau en plus des paramètres du modèle. De plus, ces paramètres nécessitent seulement des essais de compression triaxiale à différents confinement et pour différentes orientations.

Pour plus de lisibilité, la convention choisie pour l'orientation $\tilde{\theta}$ du plan de stratification des échantillons dans toute la suite du mémoire est présentée Figure 2.36. Ainsi, $\tilde{\theta} = 0°$ correspond à une éprouvette dite horizontale, $\tilde{\theta} = 90°$ correspond à une éprouvette dite verticale et enfin $0° < \tilde{\theta} < 90°$ correspond à une éprouvette dite inclinée ou clinotrope.

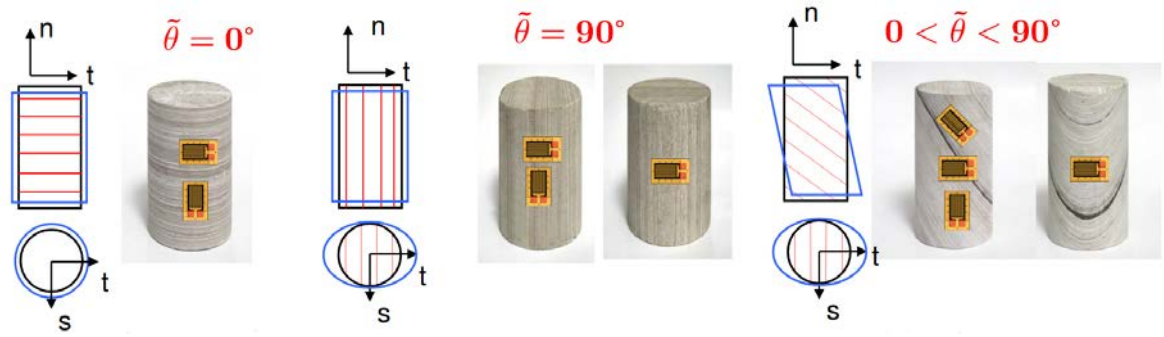


FIGURE 2.36 – Convention pour l'orientation des éprouvettes - [Pellet, 2017].

Chapitre 3

Comparaison de deux méthodes permettant la prise en compte de l'anisotropie dans un modèle élasto-plastique

Sommaire

3.1 Modèle Drucker-Prager isotrope 46
3.1.1 Critère de plasticité 46
3.1.2 Loi d'écoulement 46
3.1.3 Paramètres du modèle 47
3.1.4 Intégration numérique du modèle 48
3.1.4.1 Prédiction élastique 48
3.1.4.2 Correction plastique 49
3.2 Extension anisotrope du modèle de comportement Drucker-Prager 50
3.2.1 Méthode du tenseur de fabrique 50
3.2.1.1 Concept théorique 50
3.2.1.2 Application au modèle Drucker-Prager 54
3.2.1.3 Impact du tenseur de fabrique sur le schéma d'intégration numérique 60
3.2.2 Approche par plan de faiblesse 60
3.2.2.1 Concept théorique de l'approche 60
3.2.2.2 Application au modèle Drucker-Prager 62
3.2.2.3 Impact de l'introduction d'un plan de faiblesse sur le schéma d'intégration numérique 64
3.3 Simulation d'un creusement de galerie 64
3.3.1 Modélisation 64
3.3.1.1 Géométrie et maillage 64
3.3.1.2 Chargement 64
3.3.2 Résultats 65
3.4 Bilan : approche retenue et justifications 66

Dans ce chapitre, la théorie des deux méthodes de prise en compte de l'anisotropie, citée en section 2.2.2, que sont le tenseur de fabrique et l'approche par plan de faiblesse, y sont détaillées, puis sont introduites dans un modèle mécanique élasto-plastique, de type Drucker-Prager, afin de juger de leurs avantages et inconvénients respectifs. Pour cela, l'impact de l'intégration numérique y est étudié ainsi que le niveau de complexité de l'identification des paramètres des deux modèles. Enfin, une simulation d'excavation est faite avec les modèles dans le but de voir comment ils se comportent lors d'un calcul plus complexe. À la fin de ce chapitre, l'une des deux approches sera choisie afin d'être intégrée au modèle LKR au chapitre 4.

3.1 Modèle Drucker-Prager isotrope

Afin de choisir une méthode d'ajout d'anisotropie pour le modèle LKR [Raude et al., 2015], une première étude est menée sur un modèle de Drucker-Prager à écrouissage isotrope négatif linéaire. Ce modèle a été choisi pour sa simplicité dans l'écriture des équations de base du modèle afin de mieux prendre en mains les méthodes testées.

Ce modèle de comportement élastoplastique est utilisé afin de décrire, de manière approchée, le comportement des sols pulvérulents (matériaux sans cohésion comme les sables), des sols cohérents (comme les argiles et les limons) et de certaines roches.

3.1.1 Critère de plasticité

La surface de charge est définie en terme d'invariants des contraintes (3.1) :

$$f(\underline{\underline{\sigma}}, F_{ecr}) = \sigma_{eq} + \left(\frac{2\sin\phi}{3-\sin\phi}\right) I_1 - F_{ecr}(p) \leqslant 0 \tag{3.1}$$

avec p la déformation plastique cumulée, $\sigma_{eq} = \sqrt{(3/2)\underline{\underline{s}} : \underline{\underline{s}}}$ la contrainte équivalente de von Mises et $\underline{\underline{s}}$ le tenseur des contraintes déviatoriques, $I_1 = tr(\underline{\underline{\sigma}})$ le premier invariant du tenseur des contraintes, et ϕ, l'angle de frottement.

La fonction d'écrouissage, $F_{ecr}(p)$ est linéaire :

$$F_{ecr}(p) = \begin{cases} \left(\dfrac{6c\cos\phi}{3-\sin\phi}\right) + hp, & \text{pour} \quad p \in [0, p_{ult}] \\ \left(\dfrac{6c\cos\phi}{3-\sin\phi}\right) + hp_{ult}, & \text{pour} \quad p \geqslant p_{ult} \end{cases} \tag{3.2}$$

où h définit la pente de l'écrouissage, c la cohésion du matériau et p_{ult} la déformation plastique cumulée ultime.

3.1.2 Loi d'écoulement

L'écoulement étant associé, le potentiel plastique correspond à la surface de charge et la loi d'écoulement est donnée par (3.3) :

$$d\underline{\underline{\varepsilon}}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \qquad \text{avec} \quad d\lambda \geqslant 0, \quad f \leqslant 0 \quad \text{et} \quad f d\lambda = 0 \tag{3.3}$$

où $d\lambda$ est le multiplicateur plastique. En écrivant la condition de cohérence pour la variable d'écrouissage, on obtient la relation (3.4) :

$$dp = -d\lambda \frac{\partial f}{\partial F_{ecr}} = d\lambda \tag{3.4}$$

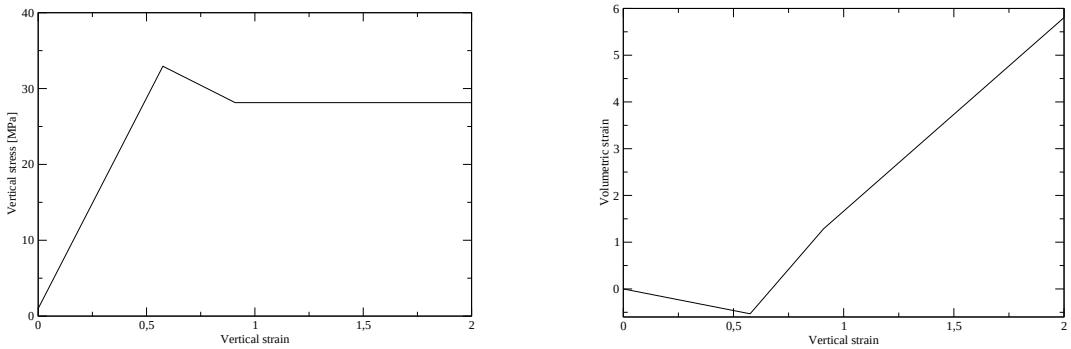
La relation (3.3) s'écrit donc :

$$\begin{aligned} d\underline{\underline{\varepsilon}}^p &= dp \frac{\partial F}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \\ &= dp \left[\frac{\partial \sigma_{eq}}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} + \left(\frac{2\sin\phi}{3-\sin\phi} \right) \frac{\partial I_1}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \right] \\ &= dp \left[\frac{3}{2} \frac{\underline{\underline{s}}}{\sigma_{eq}} + \left(\frac{2\sin\phi}{3-\sin\phi} \right) \underline{\underline{\delta}} \right] \end{aligned} \tag{3.5}$$

où $\underline{\underline{\delta}}$ représente le tenseur identité d'ordre 2.

Quelque soit le chargement, la déformation plastique est accompagnée d'une augmentation de volume :

$$tr(d\underline{\underline{\varepsilon}}^p) = 3 \left(\frac{2\sin\phi}{3-\sin\phi} \right) dp \tag{3.6}$$



(a) Courbe contrainte-déformation (b) Évolution de la déformation volumique

FIGURE 3.1 – Courbes caractéristiques du modèle Drucker-Prager pour un test en compression simple.

Le modèle Drucker-Prager est caractérisé par un écrouissage négatif linéaire ($h \leqslant 0$), suivi d'un état résiduel, voir la Figure 3.1(a).

3.1.3 Paramètres du modèle

Le tableau suivant regroupe les paramètres de la partie plastique du modèle Drucker-Prager :

	Paramètres matériau	Intervalles de définition
seuil de résistance	ϕ	$\left[0, \frac{\pi}{2}\right]$[rad] ou $[0, 90][^\circ]$
	c	$\mathbb{R}^+$[MPa]
–	–	–
écrouissage	h	$\mathbb{R}^-$[MPa]
	p_{ult}	$\mathbb{R}^+$[-]
–	–	–

TABLEAU 3.1 – Résumé des paramètres matériau du modèle de Drucker-Prager isotrope à écrouissage négatif linéaire.

La cohésion c et l'angle de frottement ϕ permettent de définir la résistance en compression du modèle R_c qui est une donnée expérimentale :

$$R_c = \frac{6c\cos\phi}{3 - \sin\phi} \tag{3.7}$$

3.1.4 Intégration numérique du modèle

Le modèle de comportement Drucker-Prager présenté précédemment a été intégré numériquement dans le logiciel de calcul [Code_Aster, 2017] selon un schéma implicite. Au niveau du point de gauss, la contrainte et les variables internes à l'instant $t-1$ sont connus ainsi que l'incrément de déformation totale, donné par l'algorithme global de Newton. Il faut donc trouver la contrainte et les variables internes à l'instant t.

3.1.4.1 Prédiction élastique

Cette phase consiste à supposer que les incréments de déformations sont purement élastiques :

$$\begin{aligned} &\rightarrow \underline{\underline{\varepsilon}}^{e*}_{[t]} = \underline{\underline{\varepsilon}}_{[t-1]} + \Delta\underline{\underline{\varepsilon}}_{[t]} \\ &\rightarrow \underline{\underline{\sigma}}^{e*}_{[t]} = \mathbb{C} : \underline{\underline{\varepsilon}}^{e*}_{[t]} \\ &\rightarrow f_{[t]}(\underline{\underline{\sigma}}^{e*}_{[t]}) = 0 \end{aligned} \tag{3.8}$$

où $\varepsilon^{e*}_{[t]}$ représente la déformation estimée à l'instant t, $\underline{\underline{\sigma}}^{e*}_{[t]}$ est la contrainte calculée à partir de $\varepsilon^{e*}_{[t]}$ et $f_{[t]}$ le critère calculé à partir de la contrainte $\underline{\underline{\sigma}}^{e*}_{[t]}$. $\mathbb{C}$ représente le tenseur des rigidités, d'ordre 4.

Si $f_{[t]} < 0$ alors la prédiction est bonne, la déformation est purement élastique et on a bien :

$$\begin{aligned} \underline{\underline{\varepsilon}}_{[t]} &= \underline{\underline{\varepsilon}}^{e*}_{[t]} \\ \underline{\underline{\sigma}}^{e}_{[t]} &= \underline{\underline{\sigma}}^{e*}_{[t]} \end{aligned} \tag{3.9}$$

Si la condition n'est pas respectée, alors la prédiction est fausse et il y a une correction plastique.

3.1.4.2 Correction plastique

La contrainte et les variables internes à l'instant t sont calculées en résolvant le système R d'équations suivant (3.10), via l'algorithme local de Newton :

$$R\left(\Delta y\right) = \begin{bmatrix} g\left(\Delta y\right) \\ h\left(\Delta y\right) \\ i\left(\Delta y\right) \end{bmatrix} = 0 \quad \text{avec} \quad \Delta y = \begin{bmatrix} \Delta \underline{\underline{\sigma}} \\ \Delta\lambda \\ \Delta p \end{bmatrix} \tag{3.10}$$

où $\underline{\underline{\sigma}}$ représente le tenseur des contraintes, λ le multiplicateur plastique et p la variable interne (déformation plastique cumulée).

Le premier système d'équation, $g\left(\Delta y\right)$ représente la relation contrainte-déformation élastique, composé de 6 équations à 6 inconnues :

$$g\left(\Delta y\right) = \Delta \underline{\underline{\sigma}}^{e}_{[t]} - \mathbb{C} : (\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_{[t]} - \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^{p}_{[t]}) \tag{3.11}$$

où $\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_{[t]}$ est la déformation totale à l'instant t et $\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^{p}$ est la déformation plastique.

Le deuxième système, $h\left(\Delta y\right)$ est la détermination du paramètre plastique, par la condition du Kuhn-Tucker :

$$\begin{array}{l} \text{Si } f < 0 \ , \quad \Delta\lambda = 0 \ \text{ et } \ h = f \\ \text{Si } f = 0 \ , \quad \Delta\lambda > 0 \ \text{ et } \ h = \Delta\lambda \end{array} \tag{3.12}$$

Enfin le dernier système, $i\left(\Delta y\right)$ correspond à l'évolution de p :

$$i\left(\Delta y\right) = p_{[t]} - p_{[t-1]} - \Delta p \tag{3.13}$$

Il faut donc résoudre un système à 8 inconnues à l'aide de la méthode de Newton :

$$\begin{cases} \dfrac{\partial R(\Delta y_{[k]})}{\partial \Delta y_{[k]}} . d(\Delta y_{[k]}) = -R(\Delta y_{[k]}) \\ \Delta y_{[k+1]} = \Delta y_{[k]} + d(\Delta y_{[k]}) \end{cases} \tag{3.14}$$

où k représente l'itération de la boucle du Newton local et $\dfrac{\partial R(\Delta y_{[k]})}{\partial \Delta y_{[k]}}$ représente la matrice jacobienne dont l'expression est définie (3.15).

$$\frac{\partial R(\Delta y_{[k]})}{\partial \Delta y_{[k]}} = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial g}{\partial \Delta \underline{\underline{\sigma}}} & \dfrac{\partial g}{\partial \Delta\lambda} & \dfrac{\partial g}{\partial \Delta p} \\ \dfrac{\partial h}{\partial \Delta \underline{\underline{\sigma}}} & \dfrac{\partial h}{\partial \Delta\lambda} & \dfrac{\partial h}{\partial \Delta p} \\ \dfrac{\partial i}{\partial \Delta \underline{\underline{\sigma}}} & \dfrac{\partial i}{\partial \Delta\lambda} & \dfrac{\partial i}{\partial \Delta p} \end{bmatrix} \tag{3.15}$$

Les termes de la première ligne de la jacobienne :

$$\frac{\partial g}{\partial \Delta \underline{\underline{\sigma}}} = \frac{\partial}{\partial \Delta \underline{\underline{\sigma}}} \left[\Delta \underline{\underline{\sigma}}^{e} - \mathbb{C} : (\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_{[t]} - \Delta\lambda \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}) \right] = \underline{\underline{1}} + \mathbb{C} : \Delta\lambda \frac{\partial^2 f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}^2} \tag{3.16}$$

où $\underline{\underline{1}}$ représente un tenseur d'ordre 2 remplie de 1 et $\dfrac{\partial^2 f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}^2}$ la dérivée seconde de la surface de charge par rapport à σ.

$$\frac{\partial g}{\partial \Delta\lambda} = \frac{\partial}{\partial \Delta\lambda} \left[\Delta \underline{\underline{\sigma}}^{e} - \mathbb{C} : (\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_{[t]} - \Delta\lambda \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}) \right] = \begin{cases} \mathbb{C} : \dfrac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} & \text{si } \ f = 0 \\ 0 & \text{si } \ f < 0 \end{cases} \tag{3.17}$$

$$\frac{\partial g}{\partial \Delta p} = \frac{\partial}{\partial \Delta p}\left[\Delta \underline{\underline{\sigma}}^e - \mathbb{C} : (\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_{[t]} - \Delta\lambda \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}})\right] = 0 \tag{3.18}$$

Les termes de la deuxième ligne de la jacobienne :

$$\frac{\partial h}{\partial \Delta \underline{\underline{\sigma}}} = \begin{cases} \dfrac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} & \text{si} \quad f = 0, \quad h = f \\ \underline{\underline{0}} & \text{si} \quad f < 0, \quad h = \Delta\lambda \end{cases} \tag{3.19}$$

$$\frac{\partial h}{\partial \Delta \lambda} = \begin{cases} 0 & \text{si} \quad f = 0, \quad h = f \\ 1 & \text{si} \quad f < 0, \quad h = \Delta\lambda \end{cases} \tag{3.20}$$

$$\frac{\partial h}{\partial \Delta p} = \begin{cases} -h & \text{si} \quad f = 0, \quad h = f \\ 0 & \text{si} \quad f < 0, \quad h = \Delta\lambda \end{cases} \tag{3.21}$$

Les termes de la troisième ligne de la jacobienne :

$$\frac{\partial i}{\partial \Delta \underline{\underline{\sigma}}} = 0 \tag{3.22}$$

$$\frac{\partial i}{\partial \Delta \lambda} = \begin{cases} -\sqrt{\dfrac{2}{3}\Delta\epsilon^p : \Delta\epsilon^p} & \text{si} \quad f = 0 \\ 0 & \text{si} \quad f < 0 \end{cases} \tag{3.23}$$

où ϵ^p représente la partie déviateur de la déformation plastique.

$$\frac{\partial i}{\partial \Delta p} = 1 \tag{3.24}$$

3.2 Extension anisotrope du modèle de comportement Drucker-Prager

La partie élastique du modèle est décrite par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke, (2.1). Ainsi, la prise en compte de l'anisotropie pour cette partie est décrite au chapitre précédent, section 2.2.1. L'anisotropie élastique ne dépend pas des deux approches présentées dans cette section.

3.2.1 Méthode du tenseur de fabrique

3.2.1.1 Concept théorique

L'une des méthodes de prise en compte de l'anisotropie proposée par Pietruszczak dans [Pietruszczak and Mroz, 1999] et [Pietruszczak et al., 2001] est d'introduire un tenseur de fabrique ou de microstructure qui permet de décrire le matériau (distribution spatiale des pores et/ou des fissures, orientations des axes de symétrie, arrangements des contacts intergranulaires,...) en se basant sur la distribution des données directionnelles observées, [Kanatani, 1984]. Ce

tenseur de fabrique est ensuite pris en compte dans l'expression de la surface de charge plastique et/ou du potentiel plastique via les paramètres matériau ou d'écrouissage, [Duveau et al., 1998], [Giot, 2004]. Ces paramètres, constants dans le modèle isotrope, vont être exprimés sous la forme d'un polynôme d'invariants mixtes du tenseur des contraintes et du tenseur de fabrique du matériau. Ils deviennent dépendants de l'orientation relative des directions principales du tenseur des contraintes et des vecteurs propres du tenseur de fabrique du matériau. Ainsi, l'écriture de la loi de comportement isotrope est conservée et l'anisotropie inhérente est introduite grâce à l'évolution de ces paramètres scalaires (résistance à la compression, angle de frottement, cohésion,...) dits d'anisotropie, en fonction de l'orientation du chargement [Chang and Hicher, 2005]. Cependant, ce couplage entraîne une dépendance au trajet de chargement, il faut donc faire un calage des paramètres sur différents essais de laboratoire caractérisant différents trajets de chargement. C'est une méthode qui apporte une certaine rigueur mathématique et qui peut être assez facilement utilisée.

Notons $\underline{\underline{a}}$ le tenseur de fabrique, symétrique d'ordre 2 dont la description spectrale est :

$$a_{ij} = a_1 e_i^1 e_j^1 + a_2 e_i^2 e_j^2 + a_3 e_i^3 e_j^3 \qquad i,j = (1,2,3) \tag{3.25}$$

Avec a_1, a_2, a_3 les valeurs principales de $\underline{\underline{a}}$, $(\underline{e}^1, \underline{e}^2, \underline{e}^3)$, les vecteurs unitaires du repère principal, voir la Figure 3.2.

Le tenseur de fabrique peut se décomposer en une partie sphérique et une partie déviatorique :

$$a_{ij} = \widehat{\eta}\delta_{ij} + a_{ij}^{dev} \quad ; \qquad \widehat{\eta} = \frac{a_{kk}}{3} \tag{3.26}$$

Avec :

$$a_{kk} = \sum_{k=1}^{3} a_{kk} \quad ; \qquad \delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{si } i = j \\ 0 & \text{si } i \neq j \end{cases} \tag{3.27}$$

L'expression du paramètre scalaire d'anisotropie noté η, correspond à la projection du tenseur de fabrique $\underline{\underline{a}}$ sur la direction de chargement notée $\underline{l}$:

$$\eta = a_{ij} l_i l_j \tag{3.28}$$

Le vecteur unitaire spécifique à la direction de chargement $\underline{l}$ s'écrit :

$$l_i = \frac{\sqrt{\tilde{\sigma}_{i1}^2 + \tilde{\sigma}_{i2}^2 + \tilde{\sigma}_{i3}^2}}{\sqrt{\tilde{\sigma}_{kk}^2}} \ , \quad l_1^2 + l_2^2 + l_3^2 = 1 \tag{3.29}$$

Il permet de prendre en compte l'orientation du chargement via les modules de traction (3.31) sans être affecté par l'amplitude des contraintes. Il peut aussi s'écrire en fonction du vecteur $\underline{L}$:

$$l_i = \frac{L_i}{\sqrt{L_k L_k}} \tag{3.30}$$

Le vecteur $\underline{L}$ représente le vecteur de chargement généralisé :

$$\underline{L} = L_1 \underline{e}^1 + L_2 \underline{e}^2 + L_3 \underline{e}^3 \tag{3.31}$$

— $L_1 = \sqrt{\tilde{\sigma}_{11}^2 + \tilde{\sigma}_{12}^2 + \tilde{\sigma}_{13}^2}$

— $L_2 = \sqrt{\tilde{\sigma}_{21}^2 + \tilde{\sigma}_{22}^2 + \tilde{\sigma}_{23}^2}$

— $L_3 = \sqrt{\tilde{\sigma}_{31}^2 + \tilde{\sigma}_{32}^2 + \tilde{\sigma}_{33}^2}$

— $L_k L_k = L_1^2 + L_2^2 + L_3^2 = Tr(\underline{\underline{\tilde{\sigma}}}^2)$

L_1, L_2, L_3 sont les amplitudes des modules de traction des plans normaux aux axes principaux, *cf* Figure 3.2. $\underline{\underline{\tilde{\sigma}}}$ est l'état de contrainte exprimé dans le système de coordonnées lié au plan de stratification :

$$\underline{\underline{\tilde{\sigma}}} = P^t \underline{\underline{\sigma}} P \tag{3.32}$$

où P représente la matrice de passage du repère global au repère lié à la stratification qui s'écrit de façon générale :

$$P = \begin{bmatrix} \cos(\psi)\cos(\phi) - \sin(\psi)\sin(\phi)\cos(\theta) & -\sin(\phi)\cos(\psi) - \sin(\psi)\cos(\theta)\cos(\phi) & \sin(\theta)\sin(\psi) \\ \sin(\psi)\cos(\phi) + \sin(\phi)\cos(\psi)\cos(\theta) & -\sin(\phi)\sin(\psi) + \cos(\phi)\cos(\theta)\cos(\psi) & -\cos(\phi)\sin(\theta) \\ \sin(\phi)\sin(\theta) & \cos(\phi)\sin(\theta) & \cos(\theta) \end{bmatrix} \tag{3.33}$$

Avec ψ, θ et ϕ les angles d'Euler indiqués sur la Figure 3.3.

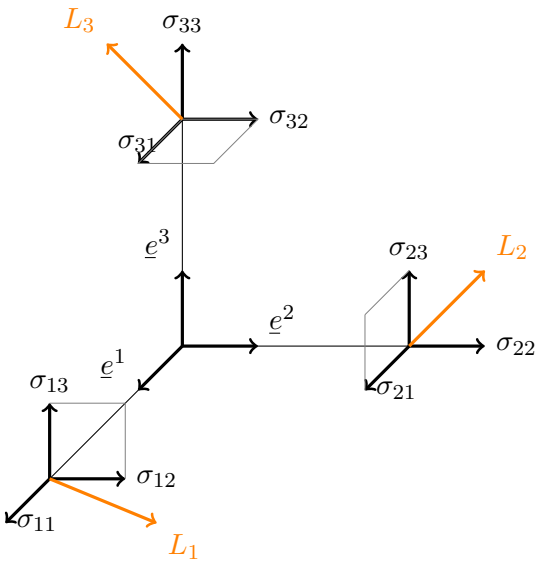


FIGURE 3.2 – Représentation des modules de traction dans le repère principal.

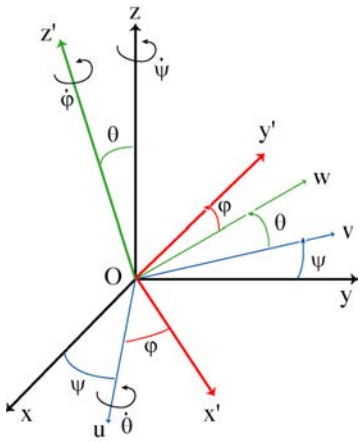


FIGURE 3.3 – Les trois angles d'Euler permettant de passer du système fixe $(Oxyz)$ au système mobile $(Ox'y'z')$.

Les équations (3.26) et (3.28) donnent :

$$\begin{aligned}\eta &= (\widehat{\eta}\delta_{ij} + a_{ij}^{dev})l_i l_j \\ &= \widehat{\eta}\delta_{ij}l_i l_j + a_{ij}^{dev}l_i l_j \\ &= \widehat{\eta}(l_1^2 + l_2^2 + l_3^2) + a_{ij}^{dev}l_i l_j \\ &= \widehat{\eta} + a_{ij}^{dev}l_i l_j \\ &= \widehat{\eta}(1 + A_{ij}l_i l_j)\end{aligned} \tag{3.34}$$

avec $A_{ij} = \frac{1}{\widehat{\eta}}a_{ij}^{dev}$, le paramètre $\widehat{\eta}$ étant une moyenne des valeurs du paramètre scalaire d'anisotropie η pour différentes orientations, il n'est pas nul.

Le paramètre η peut aussi s'écrire sous la forme d'un polynôme d'invariants mixtes du tenseur des contraintes et du tenseur de fabrique :

$$\begin{aligned}\eta &= a_{ij}l_i l_j = a_{11}l_1^2 + a_{22}l_2^2 + a_{33}l_3^2 \\ &= a_{11}\frac{L_1^2}{Tr(\underline{\underline{\sigma}}^2)} + a_{22}\frac{L_2^2}{Tr(\underline{\underline{\sigma}}^2)} + a_{33}\frac{L_3^2}{Tr(\underline{\underline{\sigma}}^2)} \\ &= \frac{Tr(\underline{\underline{a}}\ \underline{\underline{\sigma}}^2)}{Tr(\underline{\underline{\sigma}}^2)}\end{aligned} \tag{3.35}$$

Il est possible d'exprimer le paramètre η sous forme de polynôme de degré plus élevé comme développé en équation (3.36), en augmentant l'ordre du tenseur de fabrique, mais plus il est choisi élevé et plus il faut de données expérimentales pour identifier la valeur des nouveaux paramètres introduits :

$$\begin{aligned}\eta &= \widehat{\eta}(1 + A_{ij}l_i l_j + A_{ijkl}l_i l_j l_k l_l + A_{ijklmn}l_i l_j l_k l_l l_m l_n + ...) \\ \eta &= \widehat{\eta}(1 + A_{ij}l_i l_j + b_1(A_{ij}l_i l_j)^2 + b_2(A_{ij}l_i l_j)^3 + ...)\end{aligned} \tag{3.36}$$

La simplification de l'équation (3.36) est faite en utilisant le produit dyadique, [Pietruszczak et al., 2001] :

$$A_{ijkl} = bA_{ij}A_{kl} \tag{3.37}$$

Finalement, la fonction de charge dépend du tenseur des contraintes et du tenseur de fabrique ainsi que de leurs invariants :

$$F(\underline{\underline{\sigma}}, \underline{\underline{a}}) = F(Tr(\underline{\underline{\sigma}}), Tr(\underline{\underline{\sigma}}^2), Tr(\underline{\underline{\sigma}}^3), Tr(\underline{\underline{a}}), Tr(\underline{\underline{a}}^2), Tr(\underline{\underline{a}}^3), Tr(\underline{\underline{\sigma}}^2\underline{\underline{a}}), Tr(\underline{\underline{\sigma}}^2\underline{\underline{a}}^2)) \tag{3.38}$$

Prenons les invariants mixtes $Tr(\underline{\underline{a}}\ \underline{\underline{\sigma}})$ et $Tr(\underline{\underline{a}}^2\underline{\underline{\sigma}})$:

$$\begin{aligned}Tr(\underline{\underline{a}}\ \underline{\underline{\sigma}}) &= a_1\sigma_{11} + a_2\sigma_{22} + a_3\sigma_{33} \\ Tr(\underline{\underline{a}}^2\underline{\underline{\sigma}}) &= a_1^2\sigma_{11} + a_2^2\sigma_{22} + a_3^2\sigma_{33}\end{aligned} \tag{3.39}$$

Le cisaillement n'intervient pas dans l'expression de ces invariants, ils ne permettent donc pas de déterminer l'orientation relative du plan de stratification par rapport à la direction de la sollicitation principale.

Dans le cas de l'isotropie transverse, comme c'est le cas pour de nombreux géomatériaux comme les argilites du COx, le tenseur de fabrique est entièrement défini par un scalaire qui représente une valeur propre de son déviateur $\underline{\underline{A}}$ et par l'orientation du plan d'isotropie *i.e.* le plan de stratification. En effet, par définition, $\underline{\underline{A}}$ étant un déviateur, on peut écrire :

$$A_{ij}\delta_{ij} = 0 \quad ; \quad A_{11} + A_{22} + A_{33} = 0 \quad ; \quad A_{11} = A_{22} = -0.5A_{33} \tag{3.40}$$

Cet exemple correspond au cas où le plan de stratification est orthogonal à l'axe $\underline{e}^3$, ce qui implique que le plan d'isotropie se trouve dans le plan défini par les vecteurs $(\underline{e}^1, \underline{e}^2)$. On peut donc écrire $A_{11} = A_{22}$.

$$A_{ij}l_il_j = A_{11}l_1l_1 + A_{22}l_2l_2 + A_{33}l_3l_3 = A_{11}(l_1^2 + l_2^2) + A_{33}l_3^2 \tag{3.41}$$

avec $l_1^2 + l_2^2 + l_3^2 = 1$, on obtient :

$$A_{ij}l_il_j = A_{11}(l_1^2 + l_2^2 + l_3^2) - 3A_{11}l_3^2 = A_{11}(1 - 3l_3^2) \tag{3.42}$$

L'équation (3.36) devient (3.43) :

$$\eta = \widehat{\eta}(1 + A_{11}(1 - 3l_3^2) + b(A_{11}(1 - 3l_3^2))^2) \tag{3.43}$$

Ainsi, le paramètre η est remplacé par deux paramètres, $\widehat{\eta}$ et b et par une valeur propre du tenseur $\underline{\underline{A}}$. Ces paramètres nécessitent une identification à partir d'essais expérimentaux.

3.2.1.2 Application au modèle Drucker-Prager

L'application du tenseur de fabrique au modèle se fait par l'introduction du tenseur de fabrique dans l'expression d'un ou plusieurs paramètres caractérisant le matériau. Les paramètres du modèle de Drucker-Prager déterminant le matériau et pouvant varier suivant l'orientation du chargement sont la cohésion c, l'angle de frottement ϕ et la pente de l'écrouissage h. Afin de déterminer la dépendance de ces paramètres à la direction de sollicitation, des essais de laboratoire sont nécessaires. Dans l'étude abordée en section 3.2.1 sur les argilites de Tournemire [Pietruszczak et al., 2001], l'angle de frottement est considéré constant mais la cohésion a une dépendance à la direction de sollicitation plutôt importante. Une étude des paramètres à rendre "anisotropes" est nécessaire au préalable pour chaque matériau étudié.

Dans cette étude, on considère à titre d'exemple que le paramètre c est le seul à varier considérablement. Il va donc être exprimé sous la forme d'un polynôme d'invariants mixte du tenseur des contraintes et du tenseur de fabrique :

$$c = \widehat{c}(1 + A_{11}(1 - 3l_3^2) + b(A_{11}(1 - 3l_3^2))^2) \tag{3.44}$$

avec $l_3 = \dfrac{\sqrt{\tilde{\sigma}_{31}^2 + \tilde{\sigma}_{32}^2 + \tilde{\sigma}_{33}^2}}{\sqrt{\tilde{\sigma}_{ii}^2}}$

Pour l'identification des paramètres, il faut se placer dans le cas de la compression uniaxiale. Ainsi le paramètre l_3 peut être simplifié :

$$l_3 = \cos\tilde{\theta} \tag{3.45}$$

En effet, dans le cas de la compression uniaxiale le tenseur des contraintes s'écrit :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{33} \end{bmatrix} \tag{3.46}$$

Puisqu'on se trouve dans le cas où $\underline{e}^3$ est l'axe orthogonal au plan de stratification, la matrice de rotation autour de l'axe $\underline{e}^3$ est :

$$P = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos\tilde{\theta} & -\sin\tilde{\theta} \\ 0 & \sin\tilde{\theta} & \cos\tilde{\theta} \end{bmatrix} \tag{3.47}$$

Or d'après les équations 3.32 et 3.47, le paramètre devient :

$$l_3 = \frac{\sqrt{\tilde{\sigma}_{33}^2}}{\sqrt{\sigma_{33}^2}} = \frac{\sqrt{\sigma_{33}^2 \cos^2\tilde{\theta}}}{\sqrt{\sigma_{33}^2}} = \cos\tilde{\theta} \tag{3.48}$$

Ainsi, $l_3^2 = \cos^2\tilde{\theta}$ pour le cas d'une compression uniaxiale, avec $\tilde{\theta}$ l'angle entre le plan de stratification et la direction du chargement, (Figure 3.4).

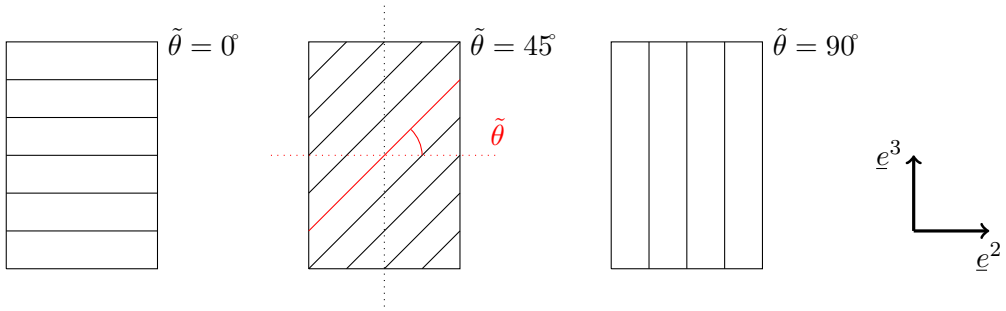
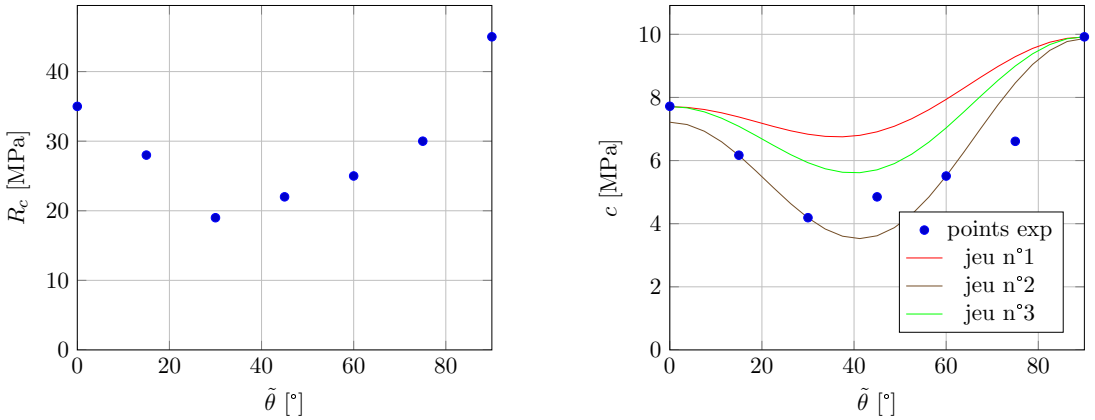


FIGURE 3.4 – Échantillons présentant différentes orientations du plan de stratification.

Le paramètre c dépend maintenant de trois paramètres qui doivent être identifiés dans le cas de la compression uniaxiale :

$$c = \hat{c}[1 + A_{11}(1 - 3\cos^2\tilde{\theta}) + b(A_{11}(1 - 3\cos^2\tilde{\theta}))^2] \tag{3.49}$$

Les tests en laboratoire sont nécessaires pour l'identification de ces paramètres, $\hat{c}, A_{11}$ et b. Pour illustrer, considérons l'argilite de Tournemire et la dépendance de sa cohésion en fonction de l'orientation du plan de stratification par rapport à la direction de chargement [Niandou et al., 1997]. Les points bleus figurant sur la (Figure 3.5) représentent les résultats expérimentaux.



(a) Évolution de la résistance en compression R_c (b) Évolution du paramètre c

FIGURE 3.5 – Évolutions de R_c et c selon l'orientation du plan de stratification $\tilde{\theta}$ pour l'argilite de Tournemire. Les données expérimentales proviennent de [Niandou, 1994].

Le calage est réalisé en utilisant la méthode des moindres carrés. Le graphique sur la (Figure 3.5b) présente l'évolution de c en utilisant trois jeux de paramètres, figurant dans le (Tableau 3.2). Pour le jeu n°1, $\hat{c} = (\hat{c}_{0^\circ} + \hat{c}_{45^\circ} + \hat{c}_{90^\circ})/3$ et les paramètres A_{11} et b sont déterminés par la méthode des moindres carrés. Pour le jeu n°2, les trois paramètres $\hat{c}$, A_{11} et b sont identifiés par la méthode des moindres carrés. Pour le jeu n°3, la démarche est identique à celle utilisée pour le jeu n°1 avec $\hat{c} = (\hat{c}_{0^\circ} + \hat{c}_{15^\circ} + \hat{c}_{30^\circ} + \hat{c}_{45^\circ} + \hat{c}_{60^\circ} + \hat{c}_{75^\circ} + \hat{c}_{90^\circ})/3$, ce qui permet d'améliorer le calage. Pour la suite de l'étude, le jeu n°2 est utilisé.

	$\hat{c}$	A_{11}	b	ϕ[rad]	h	p_{ult}
jeu n°1	5.0	0.334	2.706	0.74	-2.e8	0.01
jeu n°2	4.606	0.667	1.068	0.74	-2.e8	0.01
jeu n°3	6.42	0.330	1.978	0.74	-2.e8	0.01

TABLEAU 3.2 – Jeux de paramètres après calage des paramètres matériau sur l'argilite de Tournemire.

On peut remarquer ici que, pour les deux jeux de paramètres (n°1 et n°3), la moyenne des valeurs de c sur les orientations (0°, 45°, 90° pour le jeu n°1) et (0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 75°, 90° pour le jeu n°3) pour évaluer $\hat{c}$, comme indiqué équation 3.26, n'est pas vraiment efficace. Le paramètre $\hat{c}$ est calé en cherchant sa valeur optimale comme pour les paramètres A_{11} et b par la méthode des moindres carrés. La Figure 3.6 présente les courbes contraintes-déformations, pour différentes orientations du plan de stratification en fonction de la direction de la sollicitation, obtenues numériquement avec le jeu n°2 de paramètres présenté dans le Tableau 3.2.

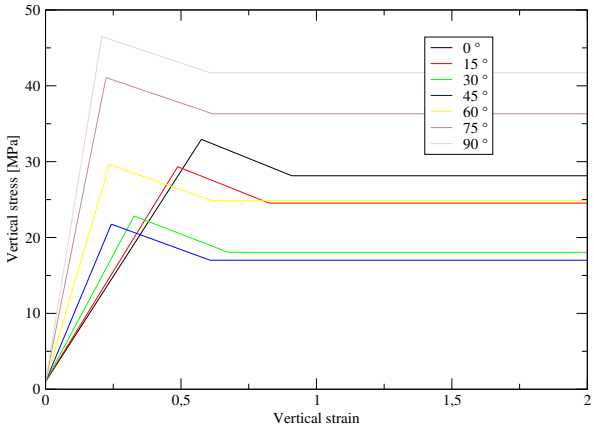


FIGURE 3.6 – Courbes contraintes-déformations pour différents angles $\tilde{\theta}$ pour l'argilite de Tournemire

Un calage a aussi été réalisé sur les phyllades de Revin Figure 3.7 :

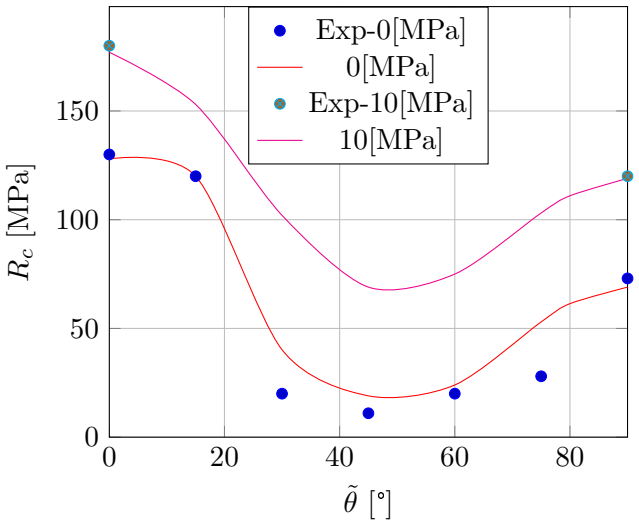


FIGURE 3.7 – Évolution de la résistance en compression R_c pour différents confinements (0 et 10MPa) pour les phyllades de Revin. Les données expérimentales proviennent de [Masure, 1970].

On constate que le calage des paramètres "anisotropes" sur les données issues d'un essai de compression uniaxiale pour les phyllades de Revin permet de retrouver les données (à 0°et 90°) d'un essai de compression triaxiale avec un confinement de 10MPa, Figure 3.7.

Étudions l'impact des différents degrés du polynôme, (3.36), traduisant l'évolution du paramètre c :

Polynôme d'ordre 2

$$c = \widehat{c}\left(1 + A_{11}(1 - 3l_3^2) + b_1(A_{11}(1 - 3l_3^2))^2\right) \tag{3.50}$$

Pour ce polynôme, il y a 3 paramètres à identifier : $\widehat{c}$, A_{11} et b_1.

Polynôme d'ordre 4

$$c = \widehat{c}\left(1 + A_{11}(1 - 3l_3^2) + b_1(A_{11}(1 - 3l_3^2))^2 + b_2(A_{11}(1 - 3l_3^2))^3 + b_3(A_{11}(1 - 3l_3^2))^4\right) \tag{3.51}$$

Pour ce polynôme, il y a 5 paramètres à identifier : $\widehat{c}$, A_{11}, b_1, b_2 et b_3.

Polynôme d'ordre 6

$$c = \widehat{c}(1 + A_{11}(1 - 3l_3^2) + b_1(A_{11}(1 - 3l_3^2))^2 + b_2(A_{11}(1 - 3l_3^2))^3 + b_3(A_{11}(1 - 3l_3^2))^4 + b_4(A_{11}(1 - 3l_3^2))^5 + b_5(A_{11}(1 - 3l_3^2))^6) \tag{3.52}$$

Pour ce polynôme, il y a 7 paramètres à identifier : $\widehat{c}$, A_{11}, b_1, b_2, b_3, b_4 et b_5.

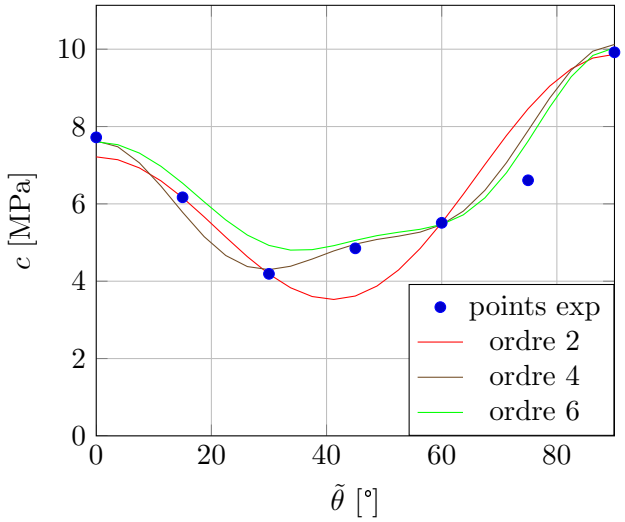


FIGURE 3.8 – Évolutions de c selon l'orientation du plan de stratification $\tilde{\theta}$ pour l'argilite de Tournemire. Les données expérimentales proviennent de [Niandou, 1994].

La Figure 3.8 présente les évolutions du paramètre c pour des polynômes de différents degrés. Les valeurs des paramètres identifiées via la méthode des moindres carrés sont précisées dans le Tableau 3.3. Plus le polynôme est de degré élevé et plus il y a de paramètres à déterminer. Le polynôme d'ordre 6 nécessite 4 paramètres de plus que pour un polynôme d'ordre 2 et n'est pas plus proche des données expérimentales Figure 3.8. Il est donc préférable de considérer des polynômes d'ordre 2, qui nécessite que 3 paramètres à identifier, ou des polynômes d'ordre 4 si on cherche plus de précision. Nous avons fait le choix de ne développer le polynôme qu'à l'ordre 2 pour ne pas alourdir le modèle de comportement. Il est tout de même plus judicieux de développer numériquement le modèle avec un polynôme d'ordre 4 et donner des valeurs nulles pour les paramètres b_4 et b_5 si on ne veut utiliser que 3 paramètres.

	$\hat{c}$	A_{11}	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5
ordre 2	4.60	0.667	1.068	0.	0.	0.	0.
ordre 4	5.229	0.11	15.12	325.26	1456.88	0.	0.
ordre 6	5.315	0.076	10.	787.41	10152.91	28359.19	2.

TABLEAU 3.3 – Jeux de paramètres d'anisotropie après calage des paramètres matériau sur l'argilite de Tournemire pour le paramètre c exprimé sous forme de polynôme de degrés 2, 4 et 6.

Impact sur la loi d'écoulement

En ce qui concerne la loi d'écoulement, le choix de prendre en compte la dépendance des paramètres choisis anisotropes à l'état de contraintes dans l'expression de la loi d'écoulement apporte une difficulté dans les calculs puisqu'on ajoute des dérivées et que l'on vient modifier l'écoulement. La loi associée devient donc :

$$d\underline{\underline{\varepsilon}}^p = dp \left[\frac{\partial \sigma_{eq}}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} + \left(\frac{2\sin\phi}{3 - \sin\phi} \right) \frac{\partial I_1}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} - \left(\frac{6\cos\phi}{3 - \sin\phi} \right) \frac{\partial c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \right] \tag{3.53}$$

Avec l'expression de la dérivée du paramètre c suivante :

$$\frac{\partial c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} = \hat{c}[-3A_{11}\frac{\partial}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}(l_3^2) - 6bA_{11}^2\frac{\partial}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}(l_3^2) + 9bA_{11}^2\frac{\partial}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}(l_3^4)] \tag{3.54}$$

La figure 3.9 présente l'évolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale pour un essai de compression triaxiale sur des éprouvettes inclinées à 30°et 45°. Les courbes en rouge et magenta correspondent au résultat de simulation pour une loi d'écoulement non associée (NA), c'est à dire que la dérivée du paramètre c n'a pas été prise en compte et donc que le potentiel plastique est différent de la surface de charge. La déformation volumique plastique est ainsi indépendante de l'orientation $\tilde{\theta}$ et les pentes sont identiques à 30°et 45°ce qui n'est pas le cas lorsque la loi est associée.

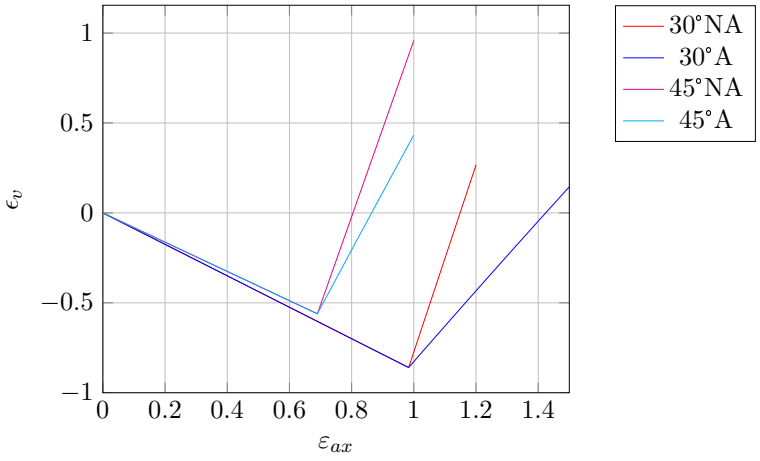


FIGURE 3.9 – Évolution de la déformation volumique ϵ_v en fonction de la déformation axiale ε_{ax} pour un confinement de 10MPa et dans le cas d'une éprouvette inclinée à 30°et 45°.

Dans le modèle Drucker-Prager choisi, la loi d'écoulement est associée. Il est donc nécessaire de prendre en compte le terme $\frac{\partial c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}$ dans la loi d'écoulement.

En résumé, les paramètres matériau du modèle Drucker-Prager intégrant un tenseur de fabrique pour prendre en compte l'anisotropie initiale de la roche sont présentés tableau 3.4 :

	Paramètres matériau	Intervalles de définition
seuil de résistance	ϕ	$\left[0, \frac{\pi}{2}\right]$[rad] ou $[0, 90][^\circ]$
	$\hat{c}$	$\mathbb{R}^+$[MPa]
	A_{11}	$\mathbb{R}^+$[MPa]
	b	$\mathbb{R}^+$[MPa]
–	–	–
écrouissage	h	$\mathbb{R}^-$[MPa]
	p_{ult}	$\mathbb{R}^+$[-]
–	–	–

TABLEAU 3.4 – Résumé des paramètres matériau du modèle de Drucker-Prager anisotrope (tenseur de fabrique) à écrouissage négatif linéaire.

où $\hat{c}$, A_{11} et b sont les paramètres prenant en compte le comportement anisotrope de la résistance en compression, à identifier à partir de données expérimentales issues d'essais de

laboratoire de compression uniaxiale. Les paramètres sont donc au nombre de 6. L'angle de frottement ϕ est ici considéré isotrope, mais des essais de laboratoire ont montré une anisotropie de ce paramètre, [Masure, 1970], [Niandou, 1994]. Ainsi, il faudrait procéder de la même façon qu'avec le paramètre c pour transformer ϕ en paramètre scalaire d'anisotropie et il faudrait donc prendre en compte les paramètres $\hat{\phi}$, A_ϕ et b_ϕ à la place de ϕ. De même pour la pente d'écrouissage qui pourrait présenter une dépendance à l'orientation du plan de stratification mais une étude expérimentale plus approfondie est nécessaire, comme expliqué au début de cette section, et comme l'objectif ici est d'étudier l'impact numérique de l'introduction du tenseur de fabrique sur le modèle de comportement mécanique, il a été choisi que seul le paramètre c serait modifié.

3.2.1.3 Impact du tenseur de fabrique sur le schéma d'intégration numérique

Nous avons fait le choix d'intégrer le tenseur de fabrique via l'expression du paramètre c. Ceci entraîne une modification de l'expression de la surface de charge f.

Ainsi, les deux premières composantes de la matrice jacobienne, (3.16) et (3.17), sont impactées puisqu'elles font intervenir les dérivées premières et seconde de f en fonction de $\underline{\underline{\sigma}}$.

$$\frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} = \frac{\partial \sigma_{eq}}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} + \left(\frac{2\sin\phi}{3-\sin\phi}\right)\frac{\partial I_1}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} - \left(\frac{6\cos\phi}{3-\sin\phi}\right)\frac{\partial c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \tag{3.55}$$

$$\frac{\partial^2 f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}^2} = \frac{\partial}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\left(\frac{3\underline{\underline{s}}}{2\sigma_{eq}}\right) - \left(\frac{6\cos\phi}{3-\sin\phi}\right)\frac{\partial^2 c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}^2} \tag{3.56}$$

Il faut donc intégrer les termes $\dfrac{\partial c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}$ et $\dfrac{\partial^2 c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}^2}$ à la matrice jacobienne.

3.2.2 Approche par plan de faiblesse

3.2.2.1 Concept théorique de l'approche

Une autre approche, pour reproduire le comportement isotrope transverse des géomatériaux, est basée sur la théorie du plan de faiblesse (the single plane of weakness theory) introduite par [Jaeger, 1960]. Cette approche consiste à considérer le comportement anisotrope par l'introduction d'un plan de faiblesse au sein de la matrice isotrope de la roche. Ainsi, l'approche par plan de faiblesse suppose que la rupture a lieu soit au niveau de la matrice dont le comportement est isotrope, soit le long du plan de faiblesse, selon l'état de contraintes, l'orientation de ce plan et les propriétés matériau des deux milieux que sont la matrice et le plan. En général, cette approche est utilisée avec un modèle de type Mohr-Coulomb comprenant deux critères [Duveau et al., 1998]. Chacun de ces deux critères décrit le comportement de la matrice et du plan de faiblesses en utilisant différents paramètres matériaux. La matrice est caractérisée par une cohésion ou contrainte de cisaillement notée c_0 et par un coefficient de friction interne noté μ_0. Le plan de faiblesse est lui caractérisé par les mêmes paramètres mais ayant des valeurs différentes et donc notés c_w et μ_w respectivement la cohésion et le coefficient de frottement interne.

Pour la matrice isotrope on peut donc écrire le critère ainsi :

$$\tau = c_0 + \mu_0 \sigma_n \tag{3.57}$$

où τ est la contrainte de cisaillement et σ_n la contrainte normale. ϕ_0 représente l'angle de frottement. Le long du plan de faiblesse, le critère est défini par :

$$\tilde{\tau} = c_w + \mu_w \tilde{\sigma}_n \tag{3.58}$$

où la contrainte de cisaillement $\tilde{\tau}$ et la contrainte normale $\tilde{\sigma}_n$ sont exprimées dans le repère du plan de faiblesse.

Dans cette étude, cette approche est utilisée avec un critère différent pour représenter le comportement de la matrice isotrope. Cette étude a pour objectif d'introduire le comportement anisotrope dans un modèle de comportement mécanique déjà défini. Pour cela, et dans l'idée de faire une comparaison avec la première méthode section 3.2.1.2, le critère de Drucker-Prager est choisi pour définir le comportement de la matrice isotrope, la plan de faiblesse étant toujours défini par le critère de Mohr-Coulomb.

Dans la matrice de la roche, le critère est évalué avec l'état de contraintes global noté $\underline{\underline{\sigma}}$. Ceci veut dire que l'état de contraintes est exprimé dans le repère global lié à la géométrie du maillage. Le long du plan de faiblesse, le critère est évalué avec un état de contraintes local, c'est-à-dire exprimé dans le repère lié au plan de stratification $(\underline{x}', \underline{y}')$ comme représenté en Figure 3.10.

Le critère de Drucker-Prager s'exprime en terme d'invariants des contraintes, *cf* équation (3.1). Le critère de Mohr-Coulomb est défini par :

$$f_{mc} = \tau - \sigma_n \tan\phi - c \tag{3.59}$$

où ϕ est l'angle de frottement et c représente la cohésion.

Le plan de faiblesse est représenté en rouge sur la Figure 3.10 et $\underline{n}$ représente le vecteur unitaire normal au plan. Pour évaluer le critère le long du plan de faiblesse, la composante normale des contraintes σ_n et la composante de cisaillement τ doivent être définies à partir de l'état de contraintes global $\underline{\underline{\sigma}}$:

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_{ij} n_i n_j \\ \tau &= \sqrt{\sigma_{ij}\sigma_{ik} n_j n_k - \sigma_n^2} \end{aligned} \tag{3.60}$$

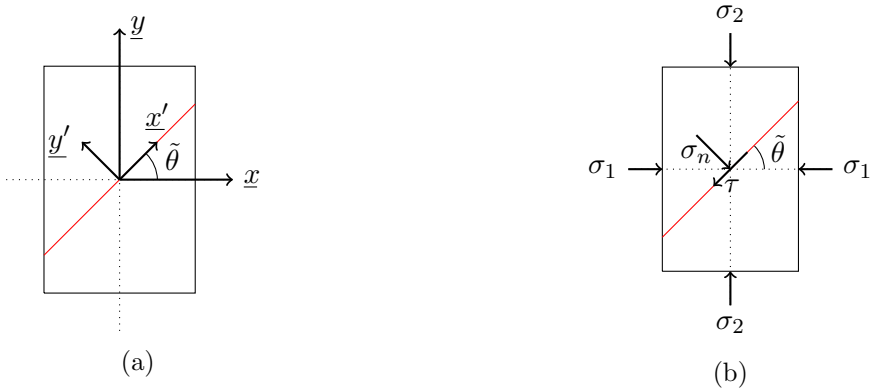


FIGURE 3.10 – Représentation de (a) un plan de faiblesse orienté de $\tilde{\theta}$ par rapport au repère $(\underline{x}, \underline{y})$ et (b) la contrainte tangente et la contrainte normale exprimées dans le repère local $(\underline{x}', \underline{y}')$.

Le vecteur $\underline{n}$ est colinéaire à l'axe $\underline{y}'$ dans le cas de la Figure 3.10, et orthogonal au plan de faiblesse. Ainsi, le vecteur $\underline{n}$ dépend de l'orientation de l'angle $\tilde{\theta}$ entre la direction du plan de

faiblesse et celle du chargement :

$$\underline{n} = \begin{pmatrix} -\sin\tilde{\theta} \\ \cos\tilde{\theta} \\ 0 \end{pmatrix} \tag{3.61}$$

Le comportement anisotrope est donc caractérisé par l'orientation du vecteur $\underline{n}$ lequel est défini orthogonal au plan de faiblesse. Ainsi, il y a deux jeux de paramètres à définir, l'un pour le critère de Drucker-Prager et l'autre pour le critère de Mohr-Coulomb. Suivant la paramétrisation, le critère est atteint soit dans la matrice isotrope et le modèle de Drucker-Prager est activé, soit le critère est d'abord atteint le long du plan de faiblesse et le modèle de Mohr-Coulomb est activé comme décrit ci-après :

L'écoulement étant associé, la loi d'écoulement est donnée par :

$$d\underline{\underline{\varepsilon}}^p = d\lambda \frac{\partial f_{mc}(\underline{\underline{\sigma}}')}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} = d\lambda \left[\frac{\partial \tau}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} - \tan\phi \frac{\partial \sigma_n}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \right] \tag{3.62}$$

Dans le repère local $(\underline{x}', \underline{y}')$, $\tau = \sigma'_{xy}$ et $\sigma_n = \sigma'_{yy}$.

$$d\varepsilon^p_{yy} = -d\lambda \tan\phi, \qquad d\varepsilon^p_{xy} = d\lambda \tag{3.63}$$

La condition de consistance $f_{mc} = 0$ permet de déterminer $d\lambda$:

$$d\lambda = \frac{\tau^e - \sigma^e_n \tan\phi - c}{2\mu + (\gamma + 2\mu)\tan^2\phi} = \frac{f_{mc}(\tau^e, \sigma^e_n)}{2\mu + (\gamma + 2\mu)\tan^2\phi} \tag{3.64}$$

où μ et γ sont les coefficients de Lamé.

3.2.2.2 Application au modèle Drucker-Prager

Les paramètres à déterminer sont ceux du modèle Drucker-Prager c_{dp}, ϕ_{dp}, h et p_{ult} ainsi que les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb c_{mc} et ϕ_{mc}. Pour cela, les données expérimentales sont nécessaires comme pour la détermination des paramètres du modèle Drucker-Prager avec le tenseur de fabrique. Les points expérimentaux sont les points bleus sur la Figure 3.11. Le recalage est fait à partir de l'orientation du vecteur $\underline{n}$. Dans la Figure 3.11, la détermination des paramètres se fait de façon à ce que pour une orientation du vecteur $\underline{n}$ comprise entre 0° et 10° et entre 75° et 90°, le critère soit atteint dans la matrice isotrope et donc que le critère Drucker-Prager soit atteint en premier. Pour le reste des orientations, le critère atteint en premier est celui de Mohr-Coulomb, ce qui veut dire que pour ces orientations, le plan de faiblesse est la zone la moins résistante.

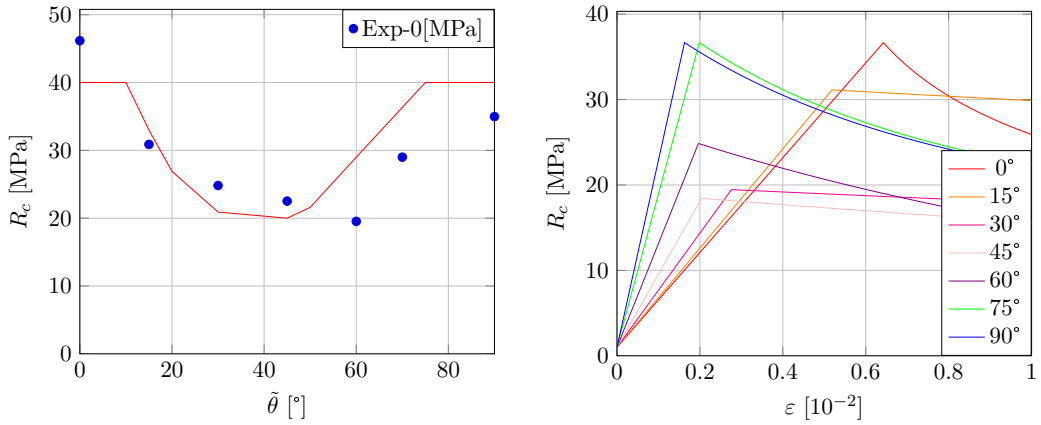


FIGURE 3.11 – Évolution de la résistance en compression R_c (à gauche) et courbes contraintes-déformations pour différentes orientations $\tilde{\theta}$ (à droite) après identification des paramètres sur l'argilite de Tournemire. Les données expérimentales proviennent de [Niandou, 1994].

En résumé, les paramètres matériau du modèle Drucker-Prager intégrant un plan de faiblesse dont le comportement est décrit par un modèle de Mohr-Coulomb pour prendre en compte l'anisotropie initiale de la roche sont présentés tableau 3.5 :

	Paramètres matériau	Intervalles de définition
Matrice (Drucker-Prager)	ϕ_{dp}	$\left[0, \frac{\pi}{2}\right]$ [rad] ou $[0, 90]$[°]
	c_{dp}	$\mathbb{R}^+$[MPa]
	h	$\mathbb{R}^-$[MPa]
	p_{ult}	$\mathbb{R}^+$[MPa]
–	–	–
Plan de faiblesse (Mohr-Coulomb)	ϕ_{mc}	$\left[0, \frac{\pi}{2}\right]$ [rad] ou $[0, 90]$[°]
	c_{mc}	$\mathbb{R}^+$[MPa]
–	–	–
Orientation du plan de faiblesse	n_1	$\left[0, \frac{\pi}{2}\right]$ [rad] ou $[0, 90]$[°]
	n_2	$\left[0, \frac{\pi}{2}\right]$ [rad] ou $[0, 90]$[°]
	n_3	$\left[0, \frac{\pi}{2}\right]$ [rad] ou $[0, 90]$[°]
–	–	–

TABLEAU 3.5 – Résumé des paramètres matériau du modèle de Drucker-Prager anisotrope (plan de faiblesse) à écrouissage négatif linéaire.

Les paramètres sont au nombre de 9 dont 4 pour décrire le comportement type Drucker-Prager de la matrice isotrope, 2 pour décrire le comportement type Mohr-Coulomb le long du plan de faiblesse et 3 permettant d'orienter ce plan de faiblesse. Les paramètres à identifier sont au nombre de 6 puisque les 3 derniers paramètres permettent juste de renseigner l'orientation du plan de faiblesse choisi.

3.2.2.3 Impact de l'introduction d'un plan de faiblesse sur le schéma d'intégration numérique

Comme il n'y a pas de couplage entre les deux modèles représentant la matrice isotrope et le plan de faiblesse, il faut donc prendre en compte deux schémas d'intégration. L'un pour le modèle de comportement Drucker-Prager identique au schéma présenté en section3.1.4 et l'autre pour le modèle de comportement Mohr-Coulomb. En chaque point de gauss, les deux critères sont évalués et le premier atteint oriente vers le schéma d'intégration numérique qui lui correspond. La matrice jacobienne peut aussi être calculée par différences finies d'ordre 2 mais cela reste moins efficace en terme de temps de calcul CPU qu'une matrice jacobienne programmée explicitement.

3.3 Simulation d'un creusement de galerie

3.3.1 Modélisation

La simulation d'excavation est basée sur la méthode convergence-confinement détaillée en section 5.1.1 permettant de simuler un calcul d'excavation de tunnel en 2D. La simulation a été faite avec les deux modèles anisotropes, basée sur un maillage exposé Figure 3.12.

3.3.1.1 Géométrie et maillage

La galerie est de section circulaire et de 4 mètres de rayon. Le domaine d'étude pris en compte autour de la galerie est de 10 rayons et la pesanteur est négligée. Pour des raisons de symétrie, seul le quart de la galerie est modélisé. Le maillage a été développé sur le logiciel de CAO Salome [1]. Il est composé de 2150 éléments 2D dont 910 éléments triangles et 1240 éléments quadrangles pour la partie proche de la paroi.

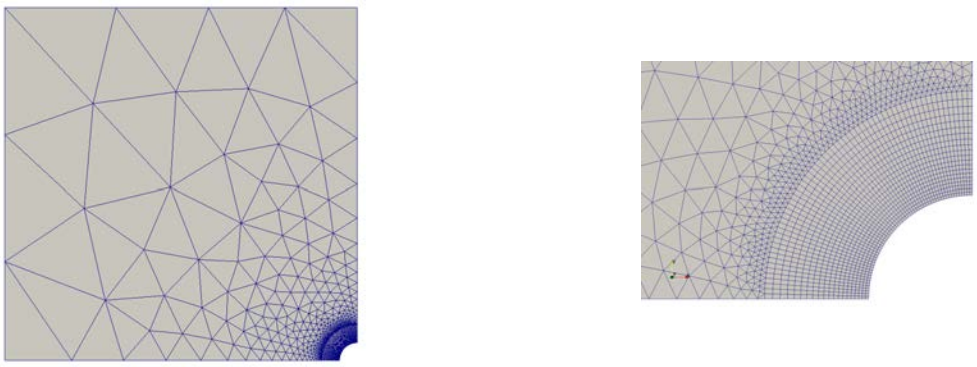
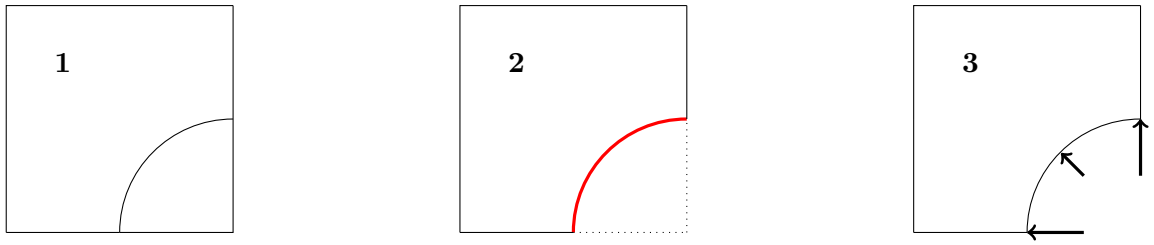


FIGURE 3.12 – Maillage pour la simulation d'excavation.

3.3.1.2 Chargement

L'application de la méthode convergence-confinement se fait en trois étapes représentées sur la Figure 3.13. La première étape est l'initialisation des contraintes donc en chaque point du domaine d'étude est appliqué le champ de contrainte *in-situ* choisi isotrope. La deuxième étape permet de déterminer les réactions aux nœuds définissant la future paroi de galerie. Enfin, la troisième étape est le creusement simulé en diminuant les réactions nodales.

1. http://www.salome-platform.org



*étape*1 : Initialisation des contraintes

*étape*2 : Evaluation des réactions nodales

*étape*3 : Excavation

FIGURE 3.13 – Étapes du calcul numérique d'excavation.

Les conditions limites sont présentées en Figure 3.14, les déplacements suivant la normale aux axes de symétrie sont bloqués.

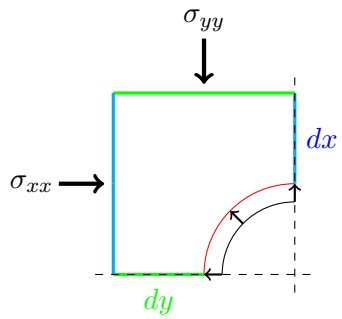


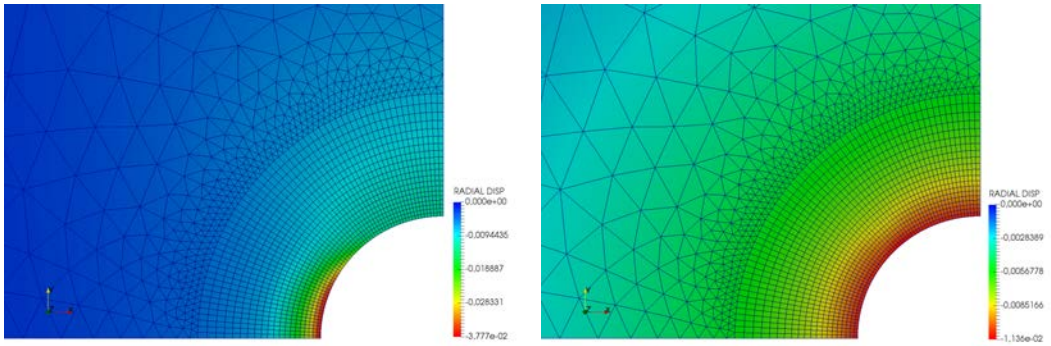
FIGURE 3.14 – Conditions limites imposées au domaine d'étude pour une excavation.

Le massif est orienté de façon à ce que la stratification soit horizontale et le champ de contrainte initial est isotrope.

3.3.2 Résultats

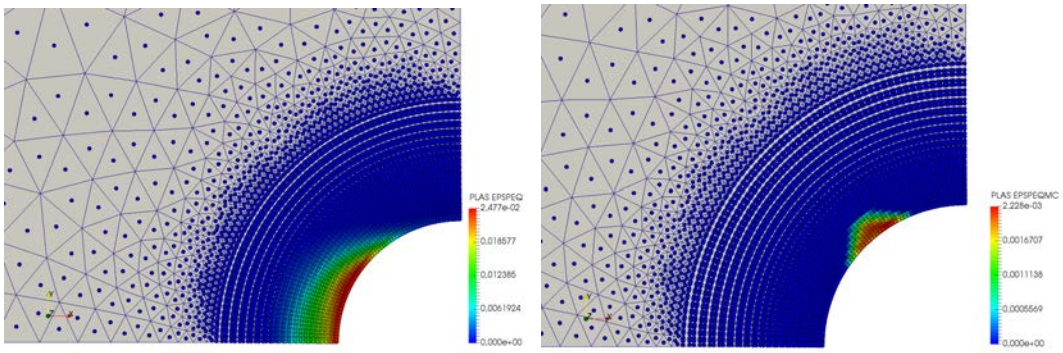
On constate que la simulation avec le tenseur de fabrique prédit une différence des convergences horizontale et verticale, ce qui n'est pas le cas pour la simulation avec le plan de faiblesse, Figure 3.15. En regardant l'évolution de la déformation plastique autour de la galerie Figure 3.16, on constate que pour le modèle avec tenseur de fabrique, la plasticité s'initie aux alentour de 45° puis s'étend vers le piédroit. Ce n'est pas non plus le cas avec le plan de faiblesse, il y a bien une initiation de la plasticité à 45° en paroi de galerie mais elle n'évolue pas de la même façon. Les résultats Figure 3.17 permettent de voir quels sont les points de gauss pour lesquels le critère de plasticité est atteint. Dans le cas du tenseur de fabrique, les points de gauss dont le critère plastique est activé s'étendent horizontalement. Dans le cas du plan de faiblesse, les points de gauss dont le critère de plasticité est atteint se concentrent autour d'un point se trouvant aux alentours de 45°. Pour ces points de gauss, c'est le critère de Mohr-Coulomb qui est activé et c'est bien ce à quoi on s'attend par rapport au paramétrage. Cependant, on s'attendrait à ce que pour les points de gauss situés en voûte et piédroit, donc étant orientés à 0° et 90°, le critère de Drucker-Prager soit atteint. Avec le paramétrage choisi il est normal de ne pas avoir de rapport d'anisotropie entre les orientations à 0° et à 90° et afin d'obtenir un résultat plus proche de celui obtenu avec le tenseur de fabrique, il faudrait modifier le paramétrage afin que la résistance en compression à 0° soit différente

et même inférieure à celle évaluée à 90°. Cependant, la simulation avec le plan de faiblesse ayant difficilement convergé en l'état, il ne nous a pas parut nécessaire de faire ces dites modifications.



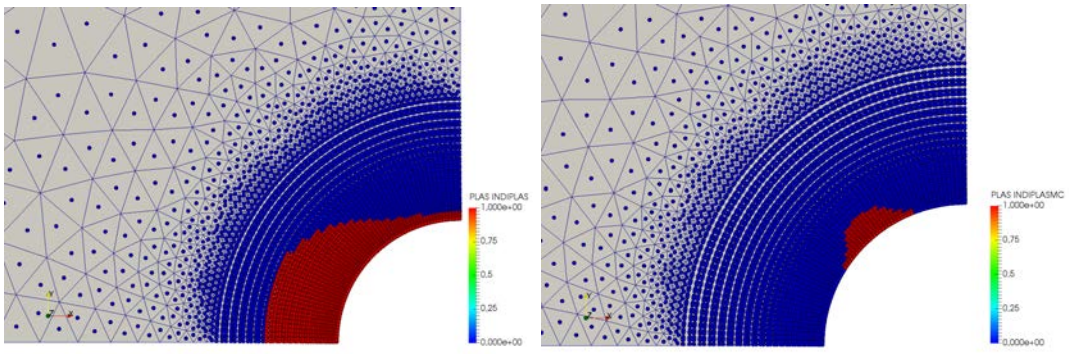
(a) Tenseur de fabrique (b) Plan de faiblesse

FIGURE 3.15 – Déplacements radiaux.



(a) Tenseur de fabrique (b) Plan de faiblesse

FIGURE 3.16 – Evolution de la déformation plastique.



(a) Tenseur de fabrique (b) Plan de faiblesse

FIGURE 3.17 – Indice de plasticité.

3.4 Bilan : approche retenue et justifications

Ce chapitre présente la comparaison de deux méthodes permettant de prendre en compte le comportement anisotrope de la roche sans vraiment dénaturer le modèle de comportement

élasto-plastique de Drucker-Prager. Ce travail est nécessaire en première étude puisqu'il a été démontré que certains géomatériaux comme les roches argileuses présentent un comportement anisotrope dû à la formation géologique. L'utilisation du tenseur de fabrique dans la loi de comportement de Drucker-Prager a un faible impact en terme d'intégration numérique. La résistance en compression est devenue anisotrope et sa valeur dépend de l'orientation entre le plan de stratification et la direction de chargement. La loi d'écoulement est modifiée avec l'ajout d'un terme afin que le modèle reste associé, ce qui rend le comportement anisotrope. Dans cette étude, pour des raisons de simplicité, seule la cohésion a été choisie comme le paramètre scalaire d'anisotropie. Cependant, les essais expérimentaux peuvent montrer que d'autres paramètres peuvent dépendre de l'orientation. Numériquement, le temps de calcul augmente légèrement dû au calcul de l'expression du paramètre scalaire d'anisotropie en chaque point de gauss. L'utilisation de l'approche par plan de faiblesse n'a pas le même impact en terme d'implantation numérique. En effet, l'utilisation de cette méthode sur un modèle dont le critère s'exprime en terme d'invariants des contraintes fait que le critère définissant le comportement dans le plan de faiblesse diffère. On a donc un critère de Drucker-Prager pour décrire le comportement mécanique de la matrice et un critère de Mohr pour décrire celui dans le plan de faiblesse. La résolution implicite entraîne des difficultés à intégrer numériquement le couplage entre les deux modèles. A la place de ce couplage, il a été préférable d'évaluer les deux critères à la fois, en chaque point de gauss, et d'utiliser le modèle dont le critère s'active en premier.

Pour conclure, l'intérêt de l'approche par plan de faiblesse est de décrire deux comportements bien distincts, celui de la matrice isotrope et celui du plan de faiblesse. C'est une approche qui décrit assez bien les matériaux présentant un plan de faiblesse bien marqué comme les schistes. Le tenseur de fabrique, quant à lui, décrit les matériaux présentant une anisotropie continue ce qui est le cas des roches sédimentaires comme les argiles par exemple. De plus, le tenseur de fabrique présente un cadre mathématique rigoureux. Le désavantage de cette méthode est l'ajout de paramètres, trois dans cette étude, mais dont le calage reste simple lorsqu'on a les données expérimentales nécessaires. Ainsi, c'est le tenseur de fabrique qui dans la suite va être introduit dans le modèle élasto-visco-plastique LKR dans le but de mener des calculs de creusement de tunnels.

Chapitre 4

Prise en compte de l'anisotropie dans le modèle LKR

Sommaire

4.1 Cadre physique et concept du modèle LKR 70
4.1.1 Comportement instantané 73
4.1.1.1 Comportement pré-pic 73
4.1.1.2 Comportement post-pic 75
4.1.1.3 Comportements volumique et dilatant 77
4.1.2 Comportement différé 79
4.1.2.1 Seuils de résistance 79
4.1.3 Couplage des comportements instantané et différé 80
4.2 Formulation analytique du modèle LKR et extension anisotrope 81
4.2.1 Décomposition du tenseur des déformations totales 81
4.2.2 Mécanisme élastique 81
4.2.3 Mécanisme plastique et introduction du tenseur de fabrique 81
4.2.3.1 Surface de charge et comportements pré et post-pic 81
4.2.3.2 Identification des paramètres du mécanisme plastique à "rendre anisotrope" via la méthode du tenseur de fabrique 87
4.2.3.3 Loi d'écoulement 92
4.2.4 Mécanisme viscoplastique 93
4.2.4.1 Critère viscoplastique 93
4.2.4.2 Loi d'écoulement 95
4.2.4.3 Loi de dilatance 95
4.2.5 Couplage des deux mécanismes 97
4.2.6 Paramètres du modèle 98
4.2.6.1 Simulation au point matériel 99
4.3 Bilan 101

Ce chapitre a pour objectif de présenter, dans un premier temps, les concepts physiques du modèle de comportement mécanique LKR et des observations sur lesquelles il se base.

Afin de pouvoir simuler et prédire la tenue des galeries souterraines – de l'initiation du creusement à plusieurs années après la fin de la construction – un modèle conceptuel a été mis en place à EDF [Laigle, 2004], accessible aux ingénieurs. Il s'agissait alors de déterminer les mécanismes principaux régissant le comportement mécanique des roches aux moyennes et grandes déformations et de proposer une loi de comportement élasto-plastique basée sur le modèle de Hoek et Brown généralisé [Hoek and Brown, 1980].

En effet, à cette période, les modélisations utilisées en Bureaux d'Études ne permettaient pas de retrouver les comportements et phénomènes physiques observés sur ouvrages souterrains comme les différents modes de ruine suivant l'état de contrainte, les phénomènes de dégradations et de rupture différées ou encore le comportement de différents soutènements (comme le boulonnage à ancrage réparti) fortement couplé à celui du terrain (par exemple les grandes cavernes du CERN dont le soutènement a été justifié par le modèle [Laigle, 2004]).

Dans un second temps, la formulation analytique du modèle de comportement sera détaillée ainsi que la prise en compte du comportement anisotrope dans le mécanisme élastoplastique à partir des conclusions du chapitre précédent.

Ainsi, le tenseur de fabrique est intégré dans l'expression de la résistance en compression afin de reproduire un comportement anisotrope.

4.1 Cadre physique et concept du modèle LKR

Les principaux phénomènes physiques identifiés dans ce travail pour décrire le comportement géomécanique sont :

- l'annulation totale de la cohésion pour de grandes déformations de cisaillement ;
- l'annulation totale du taux de déformations volumiques, en particulier de la dilatance, pour les grandes déformations de cisaillement ;
- l'évolution spécifique de l'angle de dilatance, avec une valeur maximale correspondant à un seuil de contrainte physiquement associée à l'enclenchement d'un mode de bifurcation ;
- un angle de frottement constant correspondant à l'angle d'état critique du matériau (angle résiduel) ;
- une dépendance de la cohésion et de l'angle de dilatance à l'état des contraintes.

Ainsi, pour comprendre le comportement des galeries souterraines, il faut se baser, non seulement sur les observations à l'échelle de l'ouvrage souterrain (de l'ordre du mètre au décamètre), mais aussi à l'échelle du matériau en laboratoire (de l'ordre du cm allant jusqu'à l'observation microscopique de l'ordre du micromètre).

A l'échelle de l'ouvrage, il a été montré que le comportement dépend de la présence de failles dans le massif et de leurs densités. Pour évaluer celles-ci, un coefficient a été mis en place, appelé facteur de continuité noté CF, (4.1). Il est défini comme le rapport entre la dimension principale de l'excavation D_t, comme le diamètre, et la dimension moyenne des blocs D_b :

$$CF = \frac{\text{dimension de l'excavation}}{\text{dimension des blocs}} = \frac{D_t}{D_b} \tag{4.1}$$

où $D_b = \sqrt[3]{V_b}$ avec V_b représentant le volume des blocs.

Ce coefficient permet de différencier deux types de milieux :

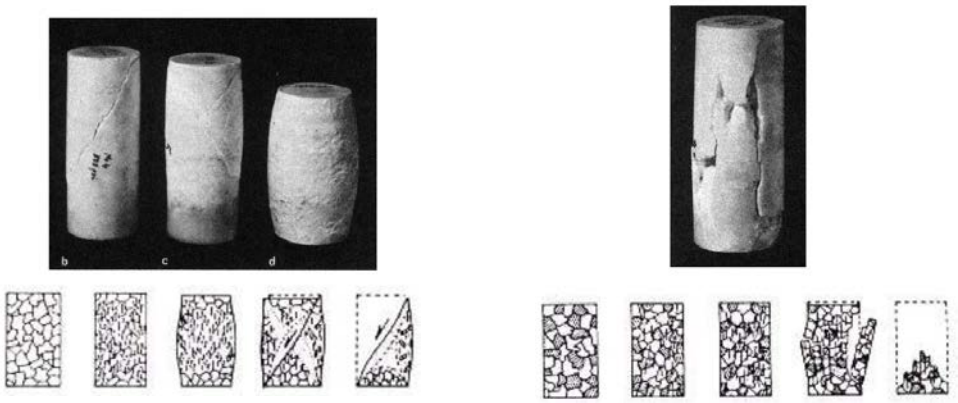
— le milieu continu pour CF< 5 et CF> 50

— le milieu discontinu pour 5 <CF< 50

Le milieu continu : un facteur de continuité inférieur à 5 est caractéristique d'un massif rocheux très peu fracturé, tandis qu'un facteur de continuité supérieur à 50 est caractéristique d'un massif rocheux très fracturé. Deux types de ruptures, Figure 4.1, sont observés dans ces deux cas, en fonction de la résistance en compression simple de la roche, σ_c :

— la rupture ductile lorsque $\sigma_c < 60$MPa

— la rupture fragile lorsque $\sigma_c > 60$MPa



(a) Rupture ductile

(b) Rupture fragile

FIGURE 4.1 – Modes de ruptures associés aux milieux continus - [Laigle, 2014].

Le mode de rupture ductile, progressif, est associé à un mécanisme de cisaillement dû au développement de surfaces de glissement localisées et donc à des déformations, comme le montre la Figure 4.1a. À l'échelle de l'ouvrage souterrain, ce mode est associé à des phénomènes de roches poussantes ou squeezing et à de fortes déformations.

Le mode de rupture fragile est associé au développement de fissures d'extension dont les directions sont parallèles à la direction de la contrainte principale majeure de compression, comme le montre la Figure 4.1b. À l'échelle de l'ouvrage souterrain, ce mode est associé à des phénomènes d'écaillage. La taille de ces écailles, apparaissant en parois, dépend de la géométrie de la cavité.

Le milieu discontinu : un facteur de continuité compris entre 5 et 50 est caractéristique d'un massif rocheux fracturé. Dans ce cas, le comportement de l'ouvrage ne dépend plus que des discontinuités. Ainsi, il est important de bien identifier les réseaux de fractures et de diaclases[1] présents dans le massif et leurs caractéristiques mécaniques. À l'échelle de l'ouvrage, il y a des risques de chute ou de glissement de blocs, Figure 4.2.

1. une diaclase est une fracture dans un massif rocheux sans que les parties disjointes ne s'éloignent ou ne se décalent l'une de l'autre.

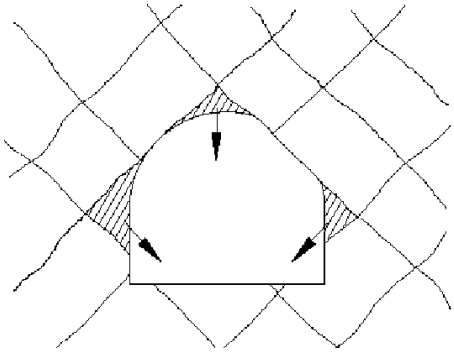


FIGURE 4.2 – Schéma représentant les différents blocs pouvant chuter ou glisser - [Laigle, 2014].

Le schéma Figure 4.3 résume les deux milieux rocheux, continus et discontinus, et leurs modes de ruine associés selon le facteur de continuité CF et la résistance en compression simple σ_c.

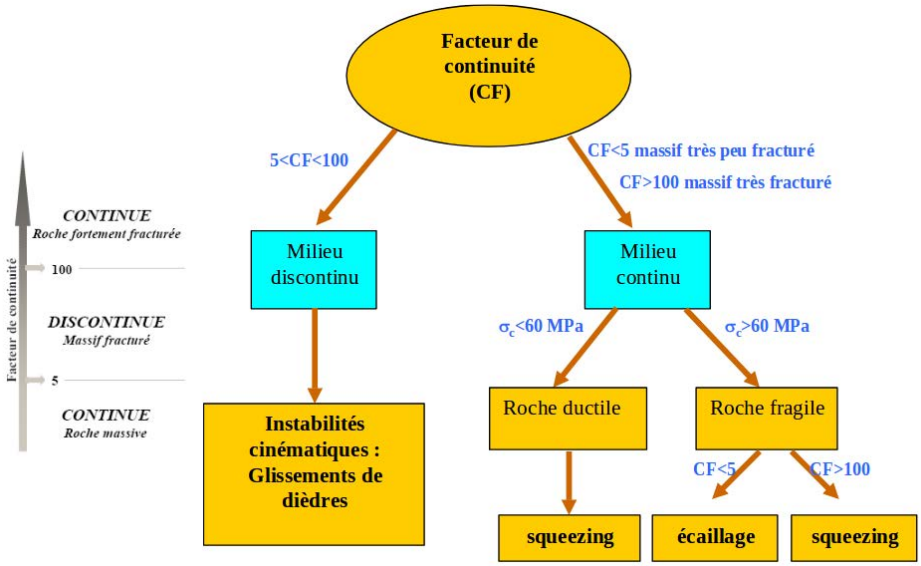


FIGURE 4.3 – Schéma des différents modes de ruine suivant CF - [Plassart, 2011].

Pour estimer cette résistance en compression simple σ_c qui est le paramètre de référence en mécanique des roches, il faut se placer à l'échelle du matériau. L'essai de compression simple sur éprouvette est l'essai de référence pour l'étude du comportement mécanique des roches. Lors d'une excavation de galerie circulaire, l'état des contraintes est représenté par les contraintes radiale, σ_r, orthoradiale, σ_θ (tangente aux parois) et longitudinale (parallèle à la direction d'excavation).

$$\sigma_r = \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right)\sigma_0 \tag{4.2}$$

$$\sigma_\theta = \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2}\right)\sigma_0 \tag{4.3}$$

où r_0 représente le rayon de la galerie et σ_0 la contrainte présente dans le massif.

D'après les équation (4.2) et (4.3), lorsque r atteint r_0, c'est à dire en fin de creusement, la contrainte radiale σ_r s'annule et la contrainte orthoradiale σ_θ devient $2\sigma_0$. On retrouve

donc un état de contrainte uniaxial en parois, dont la contrainte principale majeure est la contrainte orthoradiale. Rappelons que ceci est valable dans le cas d'une galerie purement circulaire. Ainsi, même si l'essai de compression simple ou uniaxial n'est pas parfaitement représentatif du chemin de contraintes suivi en paroi de galerie, il reste l'essai de référence. L'étude mécanique des roches est enrichi par des essais de compression triaxiale, des essais d'extension et des essais de fluage majoritairement.

C'est à partir des notions sur le comportement des roches à l'échelle de l'ouvrage et du laboratoire, dont quelques unes ont été citées, que le modèles LKR a été développé.

4.1.1 Comportement instantané

Le comportement instantané tente de reproduire les phénomènes suivants [Laigle, 2004] :

- un comportement élastique non linéaire pour de faibles déformations ;
- une résistance maximale qui dépend du niveau de confinement ;
- un radoucissement post-pic gouverné par la perte progressive de la cohésion et de l'angle de dilatance ;
- un état résiduel ou critique caractérisé par une cohésion nulle, une dilatance nulle et un comportement purement flottant.

Pour cela, différents comportements vont être distingués : le comportement dit pré-pic concernant les petites déformations, le comportement dit post-pic concernant les moyennes et grandes déformations et le comportement volumique.

4.1.1.1 Comportement pré-pic

Le comportement pré-pic correspond au comportement de la roche avant rupture. Ce comportement a été décrit par [Haïed, 1995] comme étant composé de six phases, Figure 4.4, représentant l'évolution de l'endommagement du matériau. Ces phases sont plus ou moins apparentes selon le type de roche car elles dépendent des caractéristiques intrinsèques de la roche.

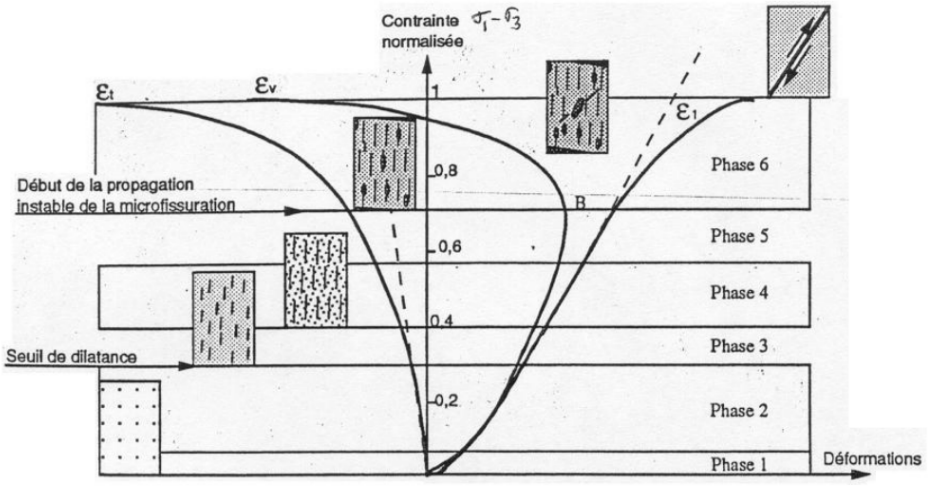


FIGURE 4.4 – Phases principales du processus avant rupture dans l'essai de compression uniaxiale et triaxiale monotone - [Haïed, 1995].

Cependant, le nombre de phases et leurs définitions changent suivant les auteurs et différentes descriptions sont présentées dans [Kleine, 2007]. Ainsi, de façon simplifiée, trois phases sont retenues :

— Phase 1 (regroupe les phases 1 et 2 Figure 4.4) : correspond à la phase de serrage et d'élasticité linéaire. Pour de faibles niveaux de contraintes, l'échantillon se compacte et les fissures pré-existantes se referment. La déformation volumique est contractante. Ce phénomène est considérablement réduit, voir inexistant en compression triaxiale. Le comportement volumique ralentit avec l'augmentation de la contrainte, qui reste inférieure à 30% de la résistance maximale, et la relation contrainte-déformation axiale devient linéaire.

— Phase 2 (regroupe les phases 3, 4 et 5 Figure 4.4) : correspond à l'initiation et à la propagation stable de la fissuration. Pour un niveau de contraintes compris entre 30% et 60% de la résistance maximale, la propagation des fissures reste stable. Entre 50% et 60%, la fissuration s'intensifie pour de faibles pressions de confinement. En effet, une augmentation de la pression de confinement a un effet stabilisateur sur le développement de ces fissures. La coalescence des fissures commence pour des niveaux de contraintes compris entre 70% et 90% de la résistance maximale. Durant cette phase, on observe une dilatance relative, le matériau continuant à se contracter à l'échelle macroscopique mais de moins en moins au fur et à mesure de la propagation des fissures. Ce phénomène se poursuit jusqu'à atteindre un pic de déformation volumique contractante.

— Phase 3 (la phase 6 Figure 4.4) : correspond au développement instable de la fissuration et à une augmentation significative de la dilatance. Les fissures, de plus en plus nombreuses, commencent à s'ouvrir ce qui entraîne une augmentation du volume du matériau caractéristique de la dilatance. Cette phase apparaît pour des niveaux de contraintes proches de 70% de la résistance maximale. L'instabilité des fissures est dû au fait que, sous un chargement constant, les déformations de la roche se poursuivent jusqu'à atteindre la résistance maximale du matériau.

Ces trois phases décrivant l'évolution de l'état d'endommagement du matériau permettent de définir trois seuils dans l'espace des contraintes (p',q), p' étant la pression moyenne effective ou le confinement et q la contrainte équivalente de von Mises ou contrainte déviatorique.

Seuils de résistance pré-pic

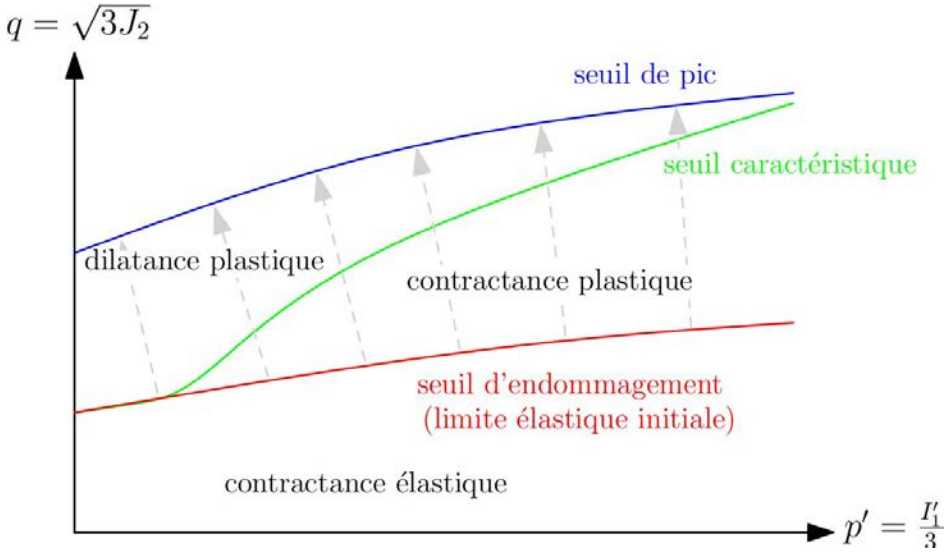


FIGURE 4.5 – Évolution des seuils pour le mécanisme élastoplastique en phase pré-pic dans l'espace des contraintes (p',q) - [Raude, 2015].

Le premier seuil appelé *seuil d'endommagement* correspond à la limite élastique initiale et marque la fin de la phase 1. Ainsi, pour des niveaux de contraintes situés en dessous de ce seuil, le comportement est élastique et contractant.

Le deuxième seuil appelé *seuil caractéristique* correspond à la transition dans le comportement volumique entre contractance et dilatance. Ce seuil marque la limite de la phase 2 et dépend fortement de la pression de confinement : pour de faibles confinements, la fissuration est instable, les fissures s'ouvrent, le comportement est dilatant. Pour des confinements élevés, la fissuration est limitée, il n'y a pas d'ouverture de fissures et le comportement est contractant.

Le troisième seuil appelé *seuil de pic* correspond à la résistance maximale aussi appelée résistance de pic. Il marque la limite de la phase 3.

Le seuil caractéristique est défini comme l'union du seuil d'endommagement pour de faibles confinements et d'un seuil appelé limite de clivage défini dans les travaux de [Diederichs et al., 2007] et [Diederichs and Martin, 2010].

4.1.1.2 Comportement post-pic

Le comportement post-pic est le comportement de la roche au-delà du pic de résistance jusqu'à l'état résiduel lors d'une compression. Ce comportement concerne les moyennes et grandes déformations. Au-delà de la résistance de pic, la plupart des matériaux cohérents présentent un comportement radoucissant, plus ou moins important et plus ou moins rapide. Ce comportement témoigne d'une diminution de la résistance et d'une détérioration des propriétés mécaniques correspondant à une perte de cohésion dans le matériau.



(a) Rupture par bifurcation diffuse – par clivage

(b) Rupture par bifurcation localisée – par cisaillement

(c) Déformation plastique ductile – mise en tonneau

FIGURE 4.6 – Les différents modes de rupture selon le niveau de confinement - [Laigle, 2004].

Le comportement post-pic dépend du niveau de confinement et trois modes de rupture, présentés en Figure 4.6, sont à distinguer :

— La rupture par bifurcation diffuse : pour de faibles niveaux de confinement, la rupture est due à l'ouverture définitive de fissures en différents endroits de l'éprouvette par clivage. La rupture est fragile et explosive, comme on peut le voir sur la Figure 4.6(a).

— Rupture par bifurcation localisée : pour des niveaux de confinement intermédiaires, la rupture est due à l'apparition de bandes de cisaillement contrôlant la perte de résistance, Figure 4.6(b).

— Rupture ductile : pour des niveaux de confinement élevés, le matériau conserve sa cohésion et sa résistance. L'éprouvette subit des déformations importantes et prend une forme de tonneau, Figure 4.6(c).

Au début de la section 4.1, il était question des différents modes de rupture pour un milieu continu à l'échelle de l'ouvrage : l'écaillage et le squeezing, Figure 4.3. Le mécanisme d'écaillage peut-être lié à la bifurcation diffuse, tandis que le mécanisme de squeezing ou de roches poussantes peut-être lié à la bifurcation localisée.

Comme pour le comportement pré-pic, le comportement post-pic est délimité par différents seuils. Le comportement volumique durant cette phase est toujours dilatant, quelque soit l'état de contrainte.

Seuils de résistance post-pic

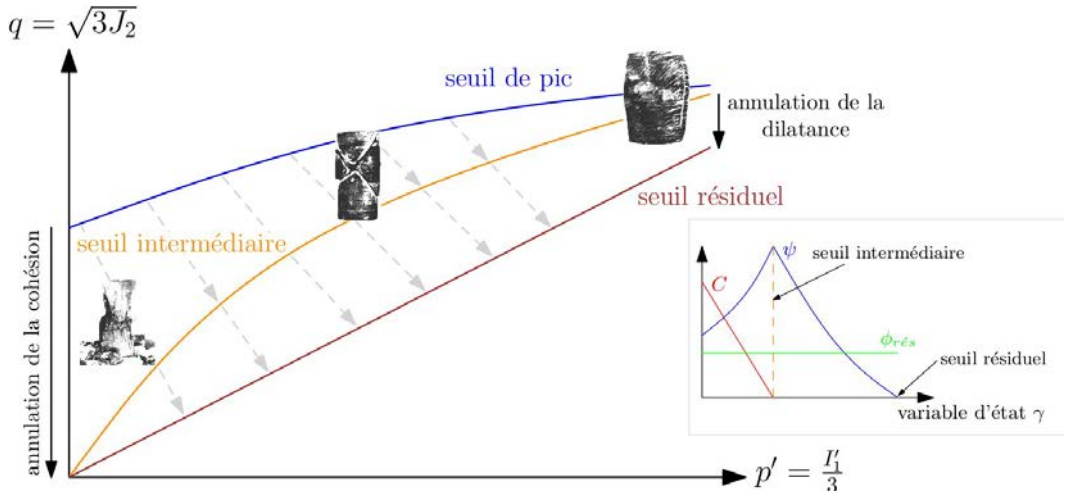


FIGURE 4.7 – Évolution des seuils pour le mécanisme élastoplastique en phase post-pic et évolution de la cohésion c, de l'angle de dilatance ψ et de l'angle de frottement Φ_{res} - [Raude, 2015].

Le premier seuil est le *seuil de pic* qui marque la fin de la troisième et dernière phase du comportement pré-pic et correspond à la résistance maximale. [Laigle, 2004] et [Kleine, 2007] ont mis en évidence l'existence d'un état intermédiaire correspondant à une perte totale de la cohésion et un maximum de dilatance dus à la formation d'une ou plusieurs surfaces de cisaillement. Cet état est caractérisé par le *seuil intermédiaire*. Lors de la transition entre le seuil de pic et le seuil intermédiaire, la cohésion du matériau s'annule progressivement, représentée par la grandeur c en Figure 4.7, tandis que la dilatance augmente, représentée par la grandeur ψ en Figure 4.7, jusqu'à atteindre un maximum au seuil intermédiaire. Le troisième et dernier seuil est le *seuil résiduel* qui caractérise un état critique pour lequel la cohésion et la dilatance sont nulles et le comportement est purement frottant. Lors de la transition entre le seuil intermédiaire et le seuil résiduel, la dilatance diminue par usure progressive des lèvres des structures de cisaillement créées au niveau du seuil intermédiaire.

Pour de faibles confinements, la transition entre le seuil de pic et le seuil résiduel se fait essentiellement par perte de cohésion. La dilatance ne fait qu'augmenter, aucune surface de cisaillement indépendante n'est créée et la rupture se fait par clivage ou bifurcation diffuse. À l'inverse, pour des confinements plus élevés, le rôle de la dilatance devient de plus en plus important. La rupture se fait par cisaillement ou bifurcation localisée, voire par mise en tonneau, pour des confinements très élevés.

Malgré le fait que les seuils caractéristique et intermédiaire soient confondus, ils ne représentent pas la même physique. Le seuil caractéristique représente une transition entre le comportement volumique contractant et dilatant dans le régime pré-pic. Le seuil intermédiaire, représente l'écrouissage du domaine élastique en régime post-pic.

4.1.1.3 Comportements volumique et dilatant

On a pu voir que le comportement du matériau sous sollicitation dépend fortement de sa perte de résistance caractérisée par un radoucissement en régime post-pic et de son comportement volumique, Figure 4.8. Ce dernier est caractérisé par le phénomène de dilatance.

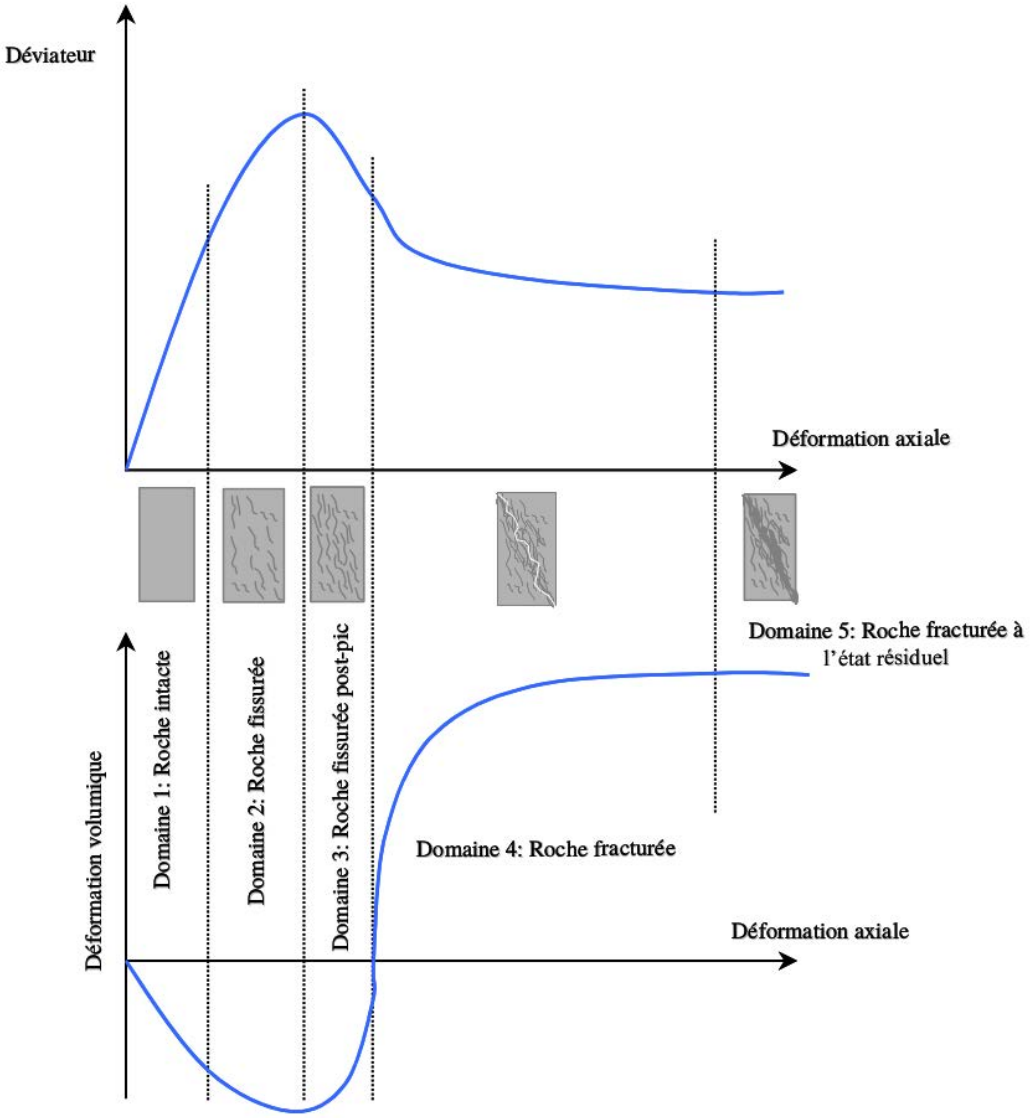


FIGURE 4.8 – Évolution du déviateur des contraintes et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale - [Laigle, 2004].

Dès lors que le seuil d'endommagement est franchi, la dilatance croît rapidement jusqu'à atteindre sa valeur maximale lorsqu'une discontinuité se crée au sein du matériau. À partir de là, la dilatance décroît progressivement jusqu'à s'annuler pour de grandes déformations. La dilatance dépend du confinement comme le montre l'étude sur des calcaires, Figure 4.9 ou encore, l'étude sur les grès, Figure 4.10. Pour de faibles confinements, le pic de dilatance est assez élevé et diminue progressivement alors que pour des confinements élevés, le pic est bien moins important et diminue rapidement.

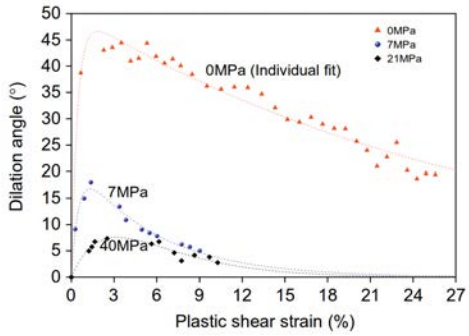


FIGURE 4.9 – Mesures et modélisation de la dilatance en fonction de la déformation pour différents confinements sur des calcaires - [Zhao and Cai, 2010].

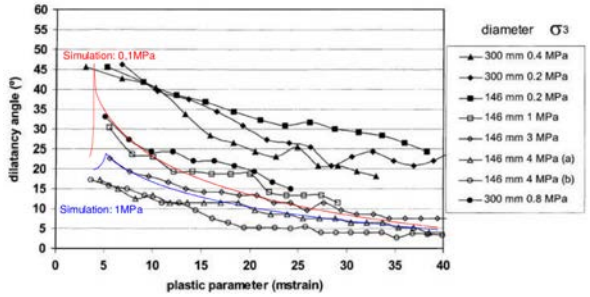


FIGURE 4.10 – Mesures et modélisation de la dilatance en fonction d'un paramètre de plasticité pour différents confinements sur des grès - [Alejano and Alonso, 2005].

Ainsi, il est nécessaire de définir une loi d'écoulement spécifique et dépendant de l'évolution de la dilatance, Figure 4.11.

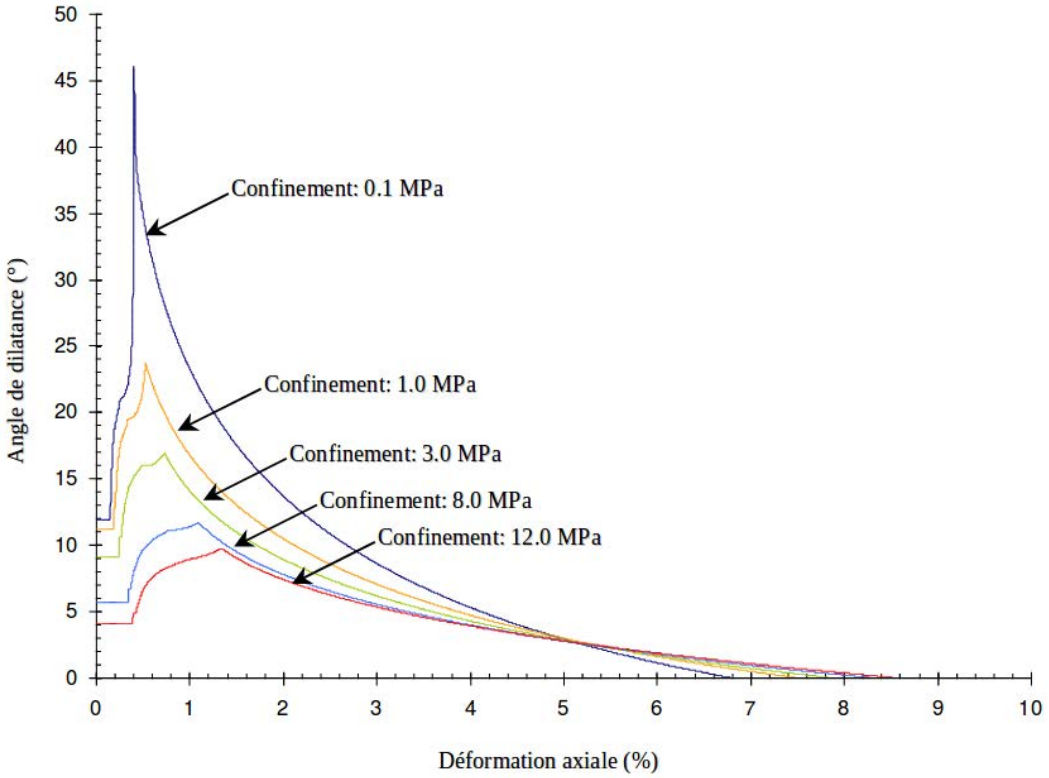


FIGURE 4.11 – Modélisation de l'évolution de la dilatance en fonction de la déformation pour différents confinements - modèle Laigle [Laigle, 2004].

4.1.2 Comportement différé

Le comportement différé tente de reproduire les phénomènes liés aux effets du temps qui sont indépendants des phénomènes instantanés, et qui peuvent être liés aux phénomènes mécaniques suivants :

— le fluage, dû à des déformations différées à chargement constant ;

— la relaxation, due au relâchement des contraintes à déformation constante.

Rappelons que dans le cas des géomatériaux, le comportement différé peut-être lié à d'autres phénomènes d'origines chimique, thermique et/ou hydraulique comme :

— la consolidation, due à une diminution de volume dans le temps suite à un drainage du matériau (phénomène hydromécanique) ;

— le gonflement, dû à une augmentation de volume engendrée par des modifications chimiques de la structure de la roche ;

— le vieillissement, dû à la dégradation des propriétés mécaniques de la roche suite à une altération chimique de ses minéraux constitutifs ;

— la cicatrisation, due au phénomène physico-chimique de recristallisation permettant à la roche de retrouver ses propriétés mécaniques.

Néanmoins, seul le comportement différé d'origine mécanique est considéré dans le modèle LKR. Celui-ci peut-être mis en évidence par trois types d'essai :

— l'essai de chargement à différentes vitesses de sollicitation ou de déformation ;

— l'essai de fluage ;

— l'essai de relaxation.

Le comportement différé est généralement associé à la notion de viscosité qui traduit une sensibilité à la vitesse de sollicitation. Les essais de compression triaxiale à différentes vitesses de sollicitation mettent en avant une augmentation de la résistance maximale avec une augmentation de la vitesse de chargement. Les essais de fluage, lors desquels le déviateur est maintenu constant après une phase de confinement isotrope, mettent en avant trois régimes distincts. Le fluage primaire est caractérisé par une diminution de la vitesse de déformation au cours du temps. Le fluage secondaire est caractérisé par une vitesse de déformation constante. Et le fluage tertiaire est caractérisé par une augmentation rapide de la vitesse de déformation menant à la rupture de l'échantillon. L'existence de ces trois régimes dépend du niveau de déviateur appliqué à l'éprouvette. Pour des niveaux de déviateur faibles, le fluage se stabilise rapidement et seul le fluage primaire apparaît. Plus le niveau de déviateur augmente et plus le comportement à long terme évolue de façon instable. Enfin, les essais de relaxation, lors desquels la déformation est maintenue constante, permettent de caractériser la vitesse et l'amplitude des effets différés.

4.1.2.1 Seuils de résistance

Deux notions permettent de caractériser le comportement à long terme, la résistance à la compression et la résistance à long terme de la roche. Ainsi, deux seuils, présentés sur la Figure 4.12, permettent de définir le comportement à long terme : l'enclenchement du comportement via le premier seuil appelé *seuil viscoplastique initial* et correspondant au *seuil d'endommagement* Figure 4.5, et le *seuil de résistance à long terme* correspondant au *seuil caractéristique* Figure 4.5 représentant la limite entre une évolution stable du comportement différé et une évolution instable menant à une rupture par fluage tertiaire.

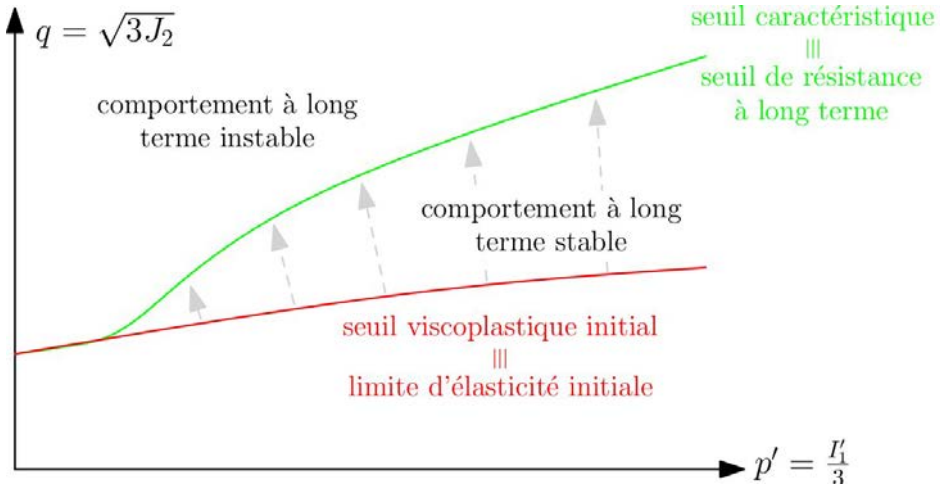


FIGURE 4.12 – Évolution des seuils pour le mécanisme viscoplastique dans l'espace des contraintes (p',q) - [Raude, 2015].

4.1.3 Couplage des comportements instantané et différé

On a pu voir que le modèle de comportement LKR prend en compte deux mécanismes afin de caractériser le comportement d'un géomatériau : un mécanisme instantané et un mécanisme dépendant du temps. Ceux-ci sont délimités par des seuils qui sont atteints pour une résistance maximale à la compression donnée ainsi que d'autres paramètres matériaux. La résistance maximale à la compression est liée à la notion de comportement instantané puisqu'elle définie le seuil de pic. Cependant, cette résistance dépend de la vitesse de sollicitation, Figure 4.13, donc du temps. Le couplage des deux mécanismes permet donc de prendre en compte l'effet du temps au sein du mécanisme plastique, soit physiquement, de prendre en compte la fissuration différée dans l'étude de la fissuration totale.

Ce couplage se fait par l'intermédiaire des variables internes d'écrouissage définies pour les deux mécanismes. Pour un état de contrainte se trouvant au-dessus du seuil viscoplastique maximal, l'écrouissage de la surface viscoplastique influence celui de la surface plastique.

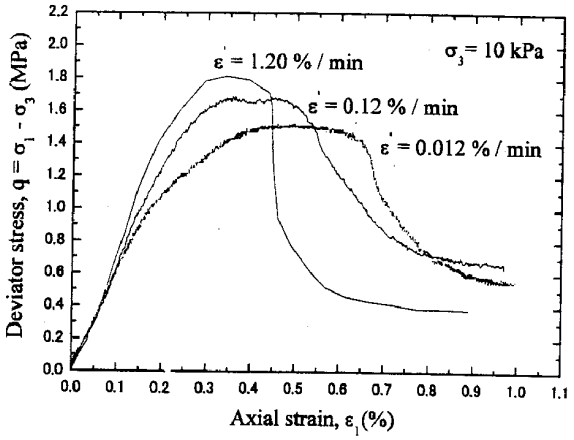


FIGURE 4.13 – Influence de la vitesse de sollicitation pour des essais triaxiaux réalisés sur des échantillons de roche tendre artificielle - [Bhandari and Inoue, 2005].

4.2 Formulation analytique du modèle LKR et extension anisotrope

Dans ce paragraphe, les équations du modèle, respectant les concepts physiques mentionnés au paragraphe précédent, vont être présentées, ainsi que les modifications apportées afin de prendre en compte le comportement anisotrope.

4.2.1 Décomposition du tenseur des déformations totales

Le modèle LKR s'inscrit dans le cadre des milieux cohérents et le massif rocheux est assimilé à un milieu continu. La décomposition du tenseur des déformations en parties élastique, plastique et viscoplastique donne :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon^e_{ij} + \varepsilon^p_{ij} + \varepsilon^{vp}_{ij} \tag{4.4}$$

avec ε_{ij} le tenseur des déformations, ε^e_{ij} le tenseur des déformations élastiques, ε^p_{ij} le tenseur des déformations plastiques, et ε^{vp}_{ij} le tenseur des déformations viscoplastiques. La partie thermique des déformations élastiques n'est pas prise en compte dans ces travaux. Dans tout ce chapitre, et pour des raisons de simplifications, l'influence thermique et la présence de la température n'apparaîtront pas dans les équations mais celles-ci ont été définies dans le cadre de la thermique. Pour plus de détails, nous laissons le soin au lecteur de se référer aux travaux de [Raude, 2015]. En effet aucun paramètre thermique n'est impacté par la prise en compte de l'anisotropie.

4.2.2 Mécanisme élastique

Le comportement élastique présente une non-linéarité pour de faibles déformations. Ainsi, l'élasticité est définie par une loi hypo-élastique reliant l'incrément de déformations élastiques et l'incrément de contraintes.

$$\dot{\varepsilon}^e_{ij} = \frac{1}{2G}\dot{s}_{ij} + \frac{1}{9K}\dot{I}_1\delta_{ij} \tag{4.5}$$

avec K le module de compressibilité, G le module de cisaillement, s_{ij} le tenseur des contraintes déviatoriques et I_1 le premier invariant du tenseur des contraintes. Les expression de K et G sont définies par (4.6), [Kleine, 2007] :

$$K = K_0\left(\frac{I_1}{3P_a}\right)^{n_{elas}} \text{ et } G = G_0\left(\frac{I_1}{3P_a}\right)^{n_{elas}} \tag{4.6}$$

où P_a est la pression atmosphérique, K_0 et G_0 les modules de compressibilité et de cisaillement à pression atmosphérique et n_{elas} un paramètre matériau exprimant l'évolution des paramètres élastiques en fonction de l'état de contraintes moyen.

4.2.3 Mécanisme plastique et introduction du tenseur de fabrique

4.2.3.1 Surface de charge et comportements pré et post-pic

Le mécanisme élastoplastique permet de reproduire un comportement non-linéaire, avec un écrouissage positif en phase pré-pic et un radoucissement en phase post-pic, le pic étant la résistance maximale. Ce mécanisme est identifié à partir d'essais de compression uniaxiale et triaxiale principalement. La notion de pression de confinement est importante dans l'étude

des géomatériaux, la résistance en dépend : plus la pression de confinement est importante et plus la résistance est élevée. Ainsi les modes de ruptures ne sont pas les mêmes suivant la pression de confinement : pour de faibles confinement le matériau subira une rupture fragile alors que pour de forts confinements, le matériau subira une rupture ductile [Laigle, 2004].

Le critère d'élastoplasticité F^p est basé sur un critère de Hoek et Brown généralisé [Hoek et al., 2002] :

$$F^p(\sigma_{ij},\xi^p) = \frac{qH(\theta)}{\sigma_c(\tilde{\theta})H_0^c} - \left[\frac{m^p(\xi^p)}{\sigma_c(\tilde{\theta})}\left(p' - \frac{qH(\theta)}{3H_0^c}\right) + s^p(\xi^p)\right]^{a^p(\xi^p)} = 0 \tag{4.7}$$

avec ξ^p la variable d'écrouissage, $a^p(\xi^p)$, $m^p(\xi^p)$ et $s^p(\xi^p)$ les paramètres d'écrouissage (liés respectivement à des termes de dilatance, frottement et cohésion), $q = \sqrt{3J_2} = \sqrt{(3/2)s_{ij}s_{ij}}$ la contrainte équivalente de von Mises, $p' = tr(\sigma_{ij})/3$ la pression moyenne effective et σ_c la résistance en compression uniaxiale qui prend en compte l'anisotropie :

$$\sigma_c(\tilde{\theta}) = \widehat{\sigma}_c(1 + A_{\sigma_c}(1 - 3l_3^2(\tilde{\theta})) + B_{\sigma_c}(A_{\sigma_c}(1 - 3l_3^2(\tilde{\theta}))^2) \tag{4.8}$$

où $\widehat{\sigma}_c$, A_{σ_c} et B_{σ_c} sont des paramètres à identifier à partir d'essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes horizontales ($\tilde{\theta} = 0°$), verticales ($\tilde{\theta} = 90°$) et inclinées. La prise en compte de l'anisotropie dans le paramètre σ_c et le choix de ce paramètre sont détaillés à la section 4.2.3.2.

Dans (4.7), le critère dépend aussi de $H(\theta)$, la fonction de l'angle de Lode :

$$\begin{aligned} &H(\theta) = \cos\left(\beta\frac{\pi}{6} - \tfrac{1}{3}\arccos\left(\gamma\cos 3\theta\right)\right) \\ &\text{avec } H_0^c = H(0) = \cos\left(\beta\frac{\pi}{6} - \tfrac{1}{3}\arccos\left(\gamma\right)\right), \\ &\cos 3\theta = \frac{\sqrt{54}det(s_{ij})}{(\sqrt{s_{ij}s_{ij}})^3}, \qquad \theta \in \left[0, \frac{\pi}{3}\right] \end{aligned} \tag{4.9}$$

où θ est l'angle de Lode, β une constante à déterminer et γ un paramètre constant modifiant la forme du critère (pour $\gamma = 0$ on retrouve le critère de Drucker-Prager et pour $\gamma = 1$ le critère de Mohr-Coulomb), Figure 4.14. Une étude de l'influence des paramètres β et γ est présentée dans [Raude, 2015].

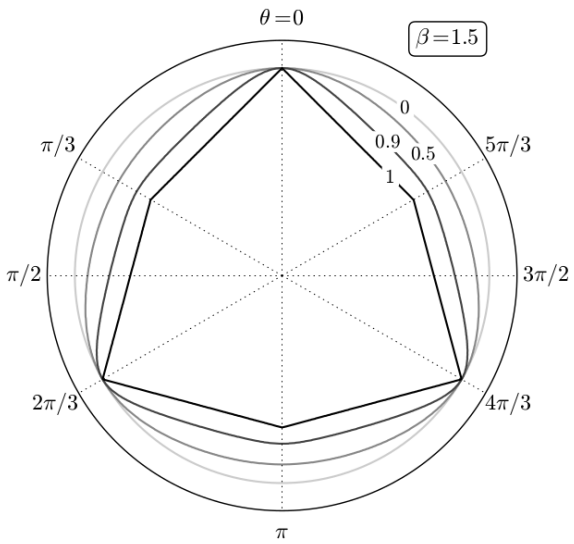


FIGURE 4.14 – Évolution du critère de plasticité dans le plan π pour $\beta = 1.5$ et $\gamma \in [0, 1]$ - [Raude, 2015].

La surface de charge élastoplastique évolue en fonction de la variable d'écrouissage ξ^p au travers de différents seuils décrivant l'état d'endommagement du matériau, de la roche intacte à l'état résiduel (absence de cohésion, comportement purement frottant) comme indiqué dans la section 4.1.1. Deux domaines sont à distinguer : le premier, appelé domaine pré-pic, correspond à un écrouissage positif. Le second, appelé domaine post-pic, correspond à un écrouissage négatif.

Le **domaine pré-pic** est limité par le seuil d'élasticité initiale ou d'endommagement ($\xi^p = 0$) et par le seuil de pic ($\xi^p = \xi_{[1]}$), comme montré sur la Figure 4.5. Le seuil d'endommagement, indicé $_{[0]}$ sur la Figure 4.15, représente la limite d'élasticité. Le seuil de pic, indicé $_{[1]}$ sur la Figure 4.15, correspondant à la résistance maximale.

— Entre le seuil d'endommagement et le seuil de pic : $0 \leqslant \xi^p \leqslant \xi_{[1]}$, les paramètres d'écrouissage évoluent ainsi :

$$\boxed{\begin{aligned} a^p &= 0.5 \\ s^p &= s_{[1]} - (s_{[1]} - s_{[0]}) \left(\frac{1 - \xi^p}{\xi_{[1]}} \right)^{\nu_{[1]}} \\ m^p &= m_{[1]} - (m_{[1]} - m_{[0]}) \left(\frac{1 - \xi^p}{\xi_{[1]}} \right)^{\nu_{[1]}} \end{aligned}} \tag{4.10}$$

où $m_{[0]}$, $s_{[0]}$, $m_{[1]}$, $s_{[1]}$, $\xi_{[1]}$ et $\nu_{[1]}$ sont des paramètres matériau du modèle. Les indices $_{[0]}$ et $_{[1]}$ désignent les valeurs prises par les paramètres a^p, s^p, m^p et ξ^p sur les seuils d'endommagement et respectivement de pic, à température ambiante.

Le paramètre $m_{[0]}$ est évalué à partir du niveau de contraintes pour lequel la limite élastique est atteinte. Le paramètre $s_{[0]}$ est déterminé de manière analytique en supposant que le rapport entre les limites d'élasticité initiales en compression et en traction est égal à 10, équation 4.11. Cette valeur est couramment utilisée comme rapport entre les résistances maximales en compression et en traction des roches et des bétons. Par simplification, cette valeur est ici extrapolée au cas de la limite d'élasticité initiale :

$$s_{[0]} = \left(\frac{m_{[0]} \times 0.1}{1 - 0.1} \right)^2 \tag{4.11}$$

Le paramètre $m_{[1]}$, quant à lui, est évalué en ajustant le seuil de pic sur la résistance maximale pour différents confinements. Ce paramètre influe sur la pente du seuil de pic. Le paramètre $\xi_{[1]}$ définit le niveau de déformation axiale au pic de la résistance. Il est identifié en déterminant les abscisses des pics de résistance dans le plan déformation axiale - déviateur (ε_{ax}, q) pour plusieurs pressions de confinement. Le paramètre $\nu_{[1]}$ contrôle la cinétique d'écrouissage entre le seuil initial et le seuil de pic. Il peut être déterminé en ajustant la partie pré-pic des courbes contrainte-déformation axiale. L'influence des paramètres $\xi_{[1]}$ et $\nu_{[1]}$ sur les courbes contrainte-déformation est représentée sur la Figure 4.19.

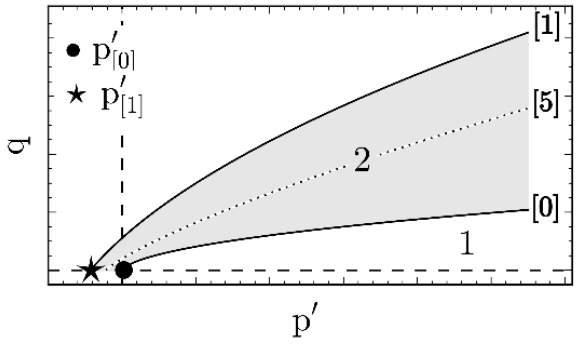


FIGURE 4.15 – Évolution de la surface plastique entre le seuil d'endommagement, indicé $_{[0]}$, et le seuil de pic, indicé $_{[1]}$ - [Raude, 2015].

Le **domaine post-pic** est limité par le seuil de pic et par le seuil résiduel (atteint asymptotiquement), indicé $_{[3]}$ sur la Figure 4.18, en passant par un seuil intermédiaire aussi appelé seuil d'écaillage ($\xi^p = \xi_{[2]}$), indicé $_{[2]}$ sur les Figures 4.16 et 4.18, comme montré sur la Figure 4.7.

— Entre le seuil de pic et le seuil intermédiaire : $\xi_{[1]} \leqslant \xi^p \leqslant \xi_{[2]}$, les paramètres d'écrouissage évoluent comme suit :

$$
\begin{aligned}
a^p &= 0.5 + (a_{[2]} - 0.5)\left[\frac{(\xi^p - \xi_{[1]})}{(\xi_{[2]} - \xi_{[1]})}\right]^{\nu_{[2]}} \\
s^p &= s_{[1]}\left(1 - \left[\frac{(\xi^p - \xi_{[1]})}{(\xi_{[2]} - \xi_{[1]})}\right]^{\nu_{[2]}}\left(1 + \nu_{[2]}\left[\frac{(\xi_{[2]} - \xi^p)}{(\xi_{[2]} - \xi_{[1]})}\right]\right)\right) \\
m^p &= m_{[1]}\left(\frac{f_i^{1/a^p} - s^p}{f_i^2 - s_{[1]}}\right) \quad \text{et} \quad f_i = \frac{q_i}{\hat{\sigma}_c}
\end{aligned}
\tag{4.12}
$$

où $a_{[2]}$, $\nu_{[2]}$, $\xi_{[2]}$, q_i et $\hat{\sigma}_c$ sont des paramètres matériau du modèle à définir. Les indices $_{[1]}$ et $_{[2]}$ désignent les valeurs prises par les paramètres sur les seuils de pic et respectivement intermédiaire, à température ambiante.

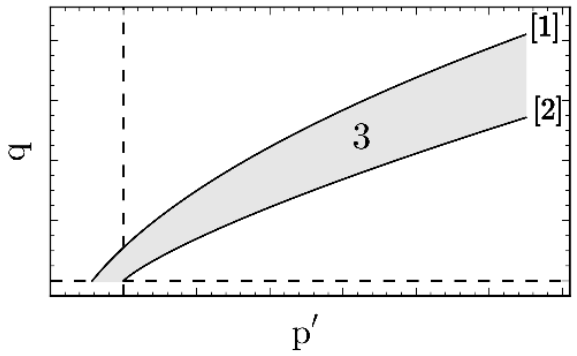


FIGURE 4.16 – Évolution de la surface plastique entre le seuil de pic, indicé $_{[1]}$, et le seuil intermédiaire, indicé $_{[2]}$ - [Raude, 2015].

Le paramètre m^p est déduit des expressions de a^p et s^p en notant (p_i, q_i) le point d'intersection entre les seuils de pic, intermédiaire et résiduel dans le plan (p', q) Figure 4.17 et en écrivant que ce point appartient à la fois au seuil de pic et à toute surface entre le seuil de pic et le seuil intermédiaire pour un angle de Lode $\theta = 0$. p_i correspond à une pression de transition entre

des comportements fragile et ductile qui, dans de nombreux modèles basés sur un formalisme de type Cam Clay, est assimilée à la moitié de la pression de préconsolidation initiale. Ce paramètre matériau est couramment déterminé à partir de résultats d'essais œdométriques. q_i est l'ordonnée correspondante.

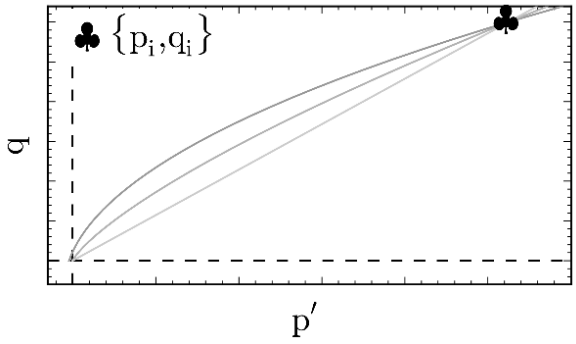


FIGURE 4.17 – Localisation du point d'intersection entre les seuils de pic, intermédiaire et résiduel - [Raude, 2015].

Il existe une relation analytique entre les deux paramètres p_i et q_i (pour $\theta = 0$), ainsi il suffit de fixer l'un ou l'autre :

$$\frac{p_i}{\hat{\sigma}_c} = \frac{1}{m_{[1]}} \left[\left(\frac{q_i}{\hat{\sigma}_c} \right)^2 + \frac{m_{[1]}}{3} \left(\frac{q_i}{\hat{\sigma}_c} \right) - s_{[1]} \right] \tag{4.13}$$

où le paramètre q_i est fixé. Il est obtenu en estimant la pente du seuil résiduel. En écrivant que le point de coordonnées (p_i, q_i) appartient à la fois au seuil de pic et au seuil résiduel, Figure 4.17, nous obtenons la relation suivante :

$$q_i = \frac{\hat{\sigma}_c}{2} \left[\frac{m_{[1]}}{m_{[3]}} + \sqrt{\left(\frac{m_{[1]}}{m_{[3]}} \right)^2 + 4} \right] \tag{4.14}$$

où $m_{[3]}$ représente la pente du seuil résiduel à température ambiante dans le plan des contraintes principales. Ce paramètre s'exprime en fonction de l'angle de frottement résiduel $\varphi_{[3]}$, [Laigle, 2004], [Kleine, 2007] :

$$m_{[3]} = \frac{2 \sin \varphi_{[3]}}{1 - \sin \varphi_{[3]}} \tag{4.15}$$

$m_{[3]}$ peut être déterminé par identification des résistances résiduelles obtenues pour plusieurs pressions de confinement.

— Entre le seuil intermédiaire et le seuil résiduel : $\xi^p \geqslant \xi_{[2]}$, les paramètres d'écrouissage évoluent comme suit :

$$\begin{aligned} a^p &= 1 - (1 - a_{[2]}) exp \left[-\frac{\nu_{[2]}}{2} \frac{(2a_{[2]} - 1)}{(1 - a_{[2]})} \frac{(\xi^p - \xi_{[2]})}{(\xi_{[2]} - \xi_{[1]})} \right] \\ s^p &= 0 \\ m^p &= m_{[1]} \left(\frac{f_i^{1/a^p}}{f_i^2 - s_{[1]}} \right) \end{aligned} \tag{4.16}$$

Le paramètre $\nu_{[2]}$ contrôle la cinétique d'écrouissage entre le seuil de pic et le seuil résiduel. Il est déterminé à partir des courbes contrainte-déformation axiale obtenues à différentes pressions de confinement. Le paramètre $a_{[2]}$ impacte la courbure du seuil intermédiaire. Il intervient également dans l'expression du seuil viscoplastique maximal, voir la Section 4.2.4.1. Ainsi, il peut être déterminé soit à partir d'essais de compression triaxiale, soit à partir d'essais de fluage (à température ambiante). Le paramètre $\xi_{[2]}$ influe sur la quantité d'écrouissage produite entre le seuil de pic et le seuil intermédiaire. Il est déterminé à partir des courbes contrainte-déformation axiale obtenues à différentes pressions de confinement. L'influence des paramètres $\xi_{[2]}$ et $\nu_{[2]}$ sur les courbes contrainte-déformation est représentée sur la Figure 4.19.

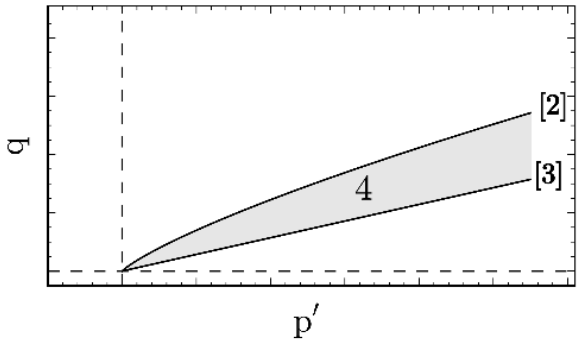


FIGURE 4.18 – Évolution de la surface plastique entre le seuil intermédiaire, indicé $_{[2]}$, et le seuil résiduel, indicé $_{[3]}$ - [Raude, 2015].

Le seuil résiduel est atteint de manière asymptotique lorsque $\xi^p \to \infty$. Nous remarquons que $a^p = 1$ sur le seuil résiduel (droite d'état critique, comportement purement frottant, Figure 4.7) et que $s^p = 0$ entre les seuils intermédiaire et résiduel (la cohésion d'un matériau est supposée nulle entre ces deux seuils, Figure 4.7). Le paramètre s^p est obtenu en écrivant que le point de coordonnées (p_i, qi) se trouve à la fois sur le seuil intermédiaire et sur toute surface entre les seuils intermédiaire et résiduel (pour $\theta = 0$). La pente du seuil résiduel est obtenue par passage à la limite lorsque $\xi^p \to \infty$:

$$m_{[3]} = \lim_{\xi^p \to \infty} \left(\frac{f_i^{1/a^p} m_{[1]}}{f_i^2 - s_{[1]}} \right) = \frac{q_i m_{[1]} \hat{\sigma}_c}{q_i^2 - s_{[1]} \hat{\sigma}_c^2} \tag{4.17}$$

$m_{[3]}$ est la pente du seuil résiduel dans le plan des contraintes principales $(\sigma_{min}, \sigma_{max})$ et non dans le plan des invariants du tenseur des contraintes (p', q). L'expression du seuil résiduel dans le plan (p', q) s'obtient en écrivant $F^p = 0$ équation (4.7), avec $a^p = 1$, $s^p = 0$ et $m^p = m_{[3]}$:

$$q = \frac{H_0^c}{H(\theta)} \left(\frac{3 m_{[3]}}{3 + m_{[3]}} \right) p' \tag{4.18}$$

La pente du seuil résiduel dans le plan (p', q) au cours d'un essai de compression triaxiale (pour $\theta = 0$) est donc égale à $3m_{[3]}/(3 + m_{[3]})$.

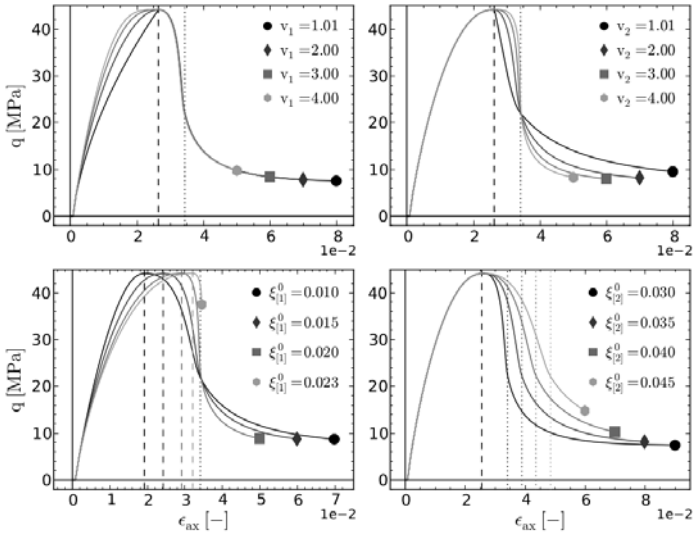


FIGURE 4.19 – Influence des paramètres $\xi_{[1]}$, $\xi_{[2]}$, $\nu_{[1]}$ et $\nu_{[2]}$ sur la position et la forme des courbes contrainte-déformation. Les lignes en tirets correspondent à un état de contrainte qui se trouve sur le seuil de pic. Les lignes en pointillés correspondent à un état de contrainte qui se trouve sur le seuil intermédiaire - [Raude, 2015].

4.2.3.2 Identification des paramètres du mécanisme plastique à "rendre anisotrope" via la méthode du tenseur de fabrique

L'introduction de l'anisotropie se fait par l'étude des paramètres intervenant dans le critère du modèle LKR. Rappelons les paramètres intervenant dans le mécanisme plastique :

- σ_c : la résistance en compression simple.
- $H(\theta)$: fonction permettant de prendre en compte l'influence du troisième invariant des contraintes, $J_3 = det(\underline{\underline{s}})$, sur la forme du critère de plasticité dans le plan déviatorique.
- a^p : paramètre d'écrouissage lié à la dilatance, définit le degré de courbure des seuils.
- m^p : paramètre d'écrouissage lié au frottement, définit la pente du critère dans le plan des contraintes principales.
- s^p : paramètre d'écrouissage lié à la cohésion, $s = 1$ pour un matériau intact et $s = 0$ pour un matériau granulaire.

Pour des raisons de simplicité, on gardera les paramètres de la fonction $H(\theta)$, à savoir β et γ déterminés dans les travaux de [Raude, 2015] qui garantissent la convexité du critère pour tout jeu de paramètres matériau. Intuitivement, on peut déjà dire que la résistance à la compression doit être modifiée afin de prendre en compte les différentes valeurs suivant l'orientation du plan de stratification de la roche comme cela a été fait au chapitre 3. De plus, c'est une valeur expérimentale qui peut être, plus ou moins facilement, évaluée en laboratoire par des essais de compression. Il reste donc les variables d'écrouissage, listées au Tableau 4.1.

Prenons des résultats expérimentaux fournis dans des publications sur les argilites de Tournemire (Figure 4.21) et les argiles à Opalinus (Figure 4.20). Les trois graphes de la Figure 4.20 présentent les résultats pour des éprouvettes orientées : le premier **P-sample** correspond à une orientation de 90° (soit une éprouvette verticale), le deuxième, **S-sample** correspond à une orientation de 0° (soit une éprouvette horizontale), le troisième, **Z-sample** correspond à une orientation de 45° du plan de stratification par rapport à la direction de chargement principal de l'échantillon. Ces résultats montrent que les différences majeures entre ces différents essais sont la valeur du pic de résistance, le niveau de déformation axiale pour lequel le pic de résistance est atteint et la vitesse d'écrouissage pré-pic. En effet, le pic de résistance est atteint

à 30-45MPa pour une déformation comprise entre 0.011 et 0.016 pour l'éprouvette verticale, à 34MPa pour une déformation comprise entre 0.022 et 0.035 pour l'éprouvette horizontale et à 16-22MPa pour une déformation comprise entre 0.012 et 0.018 pour l'éprouvette inclinée à 45°

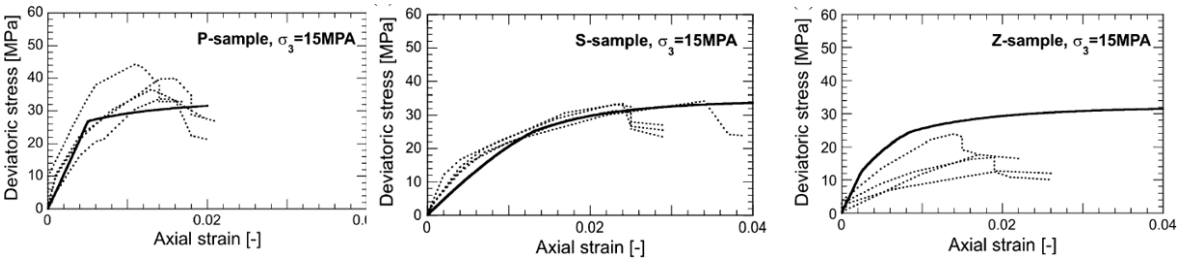


FIGURE 4.20 – Essais triaxiaux, lignes en pointillé : résultats expérimentaux, lignes en continu : résultats numériques [Salager et al., 2012].

L'étude expérimentale Figure 4.21 sur les argilites de Tournemire montre aussi une différence des pics de résistance pour une même pression de confinement ainsi qu'une différence des abscisses de ces pics. D'après les résultats expérimentaux, le premier paramètre dans lequel

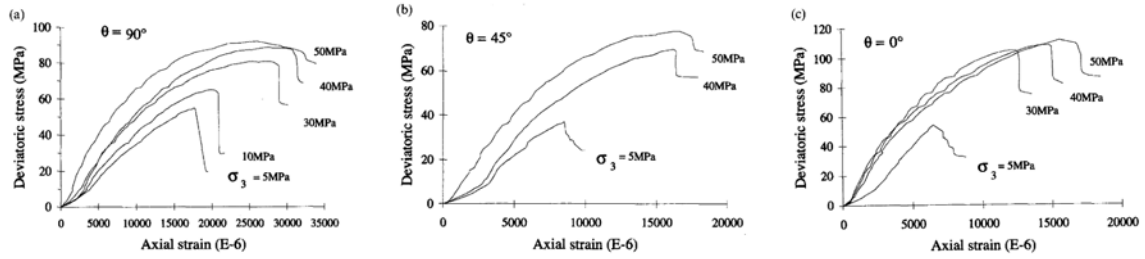


FIGURE 4.21 – Essais de compression triaxiale pour différentes pression de confinement et des échantillons orientés à (*a*) 90°, (*b*) 45° et (*c*) 0° - [Niandou et al., 1997].

intégrer une dépendance à l'orientation dans le modèle LKR est le paramètre σ_c. En effet, celui-ci permettra d'obtenir des pics de résistances adaptés suivant l'orientation du matériau. Cependant ce paramètre intervient dans l'expression de la fonction d'écrouissage m^p pour les seuils de pic (équation 4.12) et intermédiaire (équation 4.16) ce qui aura un impact sur la forme de ces derniers.

On a donc l'expression de σ_c (4.8) rappelée ici :

$$\sigma_c(\tilde{\theta}) = \widehat{\sigma}_c(1 + A_{\sigma_c}(1 - 3l_3^2(\tilde{\theta})) + B_{\sigma_c}(A_{\sigma_c}(1 - 3l_3^2(\tilde{\theta})))^2)$$

où $\widehat{\sigma}_c$, A_{σ_c} et B_{σ_c} sont les paramètres à caler à partir de données de laboratoire pour prendre en compte l'anisotropie. l_3 dépend de l'orientation, $\tilde{\theta}$, du plan de stratification en fonction de la direction du chargement principal, *cf* équation (3.29).

Il est aussi possible d'intégrer l'anisotropie dans le paramètre $m_{[1]}$ de la même façon que pour σ_c mais pour cela une étude paramétrique basée sur des essais de laboratoire est nécessaire. À partir des essais Figure 4.22, on obtient les calages Figures 4.23–4.26.

On constate que le paramètre σ_c évolue bien, suivant l'orientation, en forme de "u" avec un minimum pour des orientations comprises entre 30° et 60°. Cependant ce n'est pas le cas du paramètre $m_{[1]}$ dont l'évolution suivant l'orientation n'a pas de tendance bien définie, à part dans le cas des ardoises d'Austin Figure 4.23. En effet, dans le cas de la phyllite de Carbona Figure 4.25, on obtient plutôt une évolution en forme de"u" inversé et dans le cas de

l'argilite du COx Figure 4.26 ou même du schiste de Bossier Figure 4.24, on observe plutôt une évolution sinusoïdale ou en forme de vague. Il n'est donc pas possible de considérer le paramètre $m_{[1]}$ comme paramètre scalaire d'anisotropie.

Il faudra donc, et ce sera le cas dans la suite de l'étude, fixer ce paramètre en prenant une moyenne. Ceci a été fait pour l'argilite du Cox Figure 4.28 et pour l'ardoise d'Austin Figure 4.27. Dans le cas de l'argilite du COx, le paramètre $m_{[1]}$ a été fixé à 7, et dans le cas de l'ardoise d'Austin, il a été fixé à 4.5. On constate une différence entre les seuils pour lesquels $m_{[1]}$ est constant et ceux pour lesquels il ne l'est pas. Les seuils sont, dans le deuxième cas, c'est-à-dire pour $m_{[1]}$ fixé, parallèles entre eux, alors que dans le premier cas, certains seuils se croisent. En effet, comme il a été rappelé plus haut, ce paramètre $m_{[1]}$ influe sur la pente du seuil de pic.

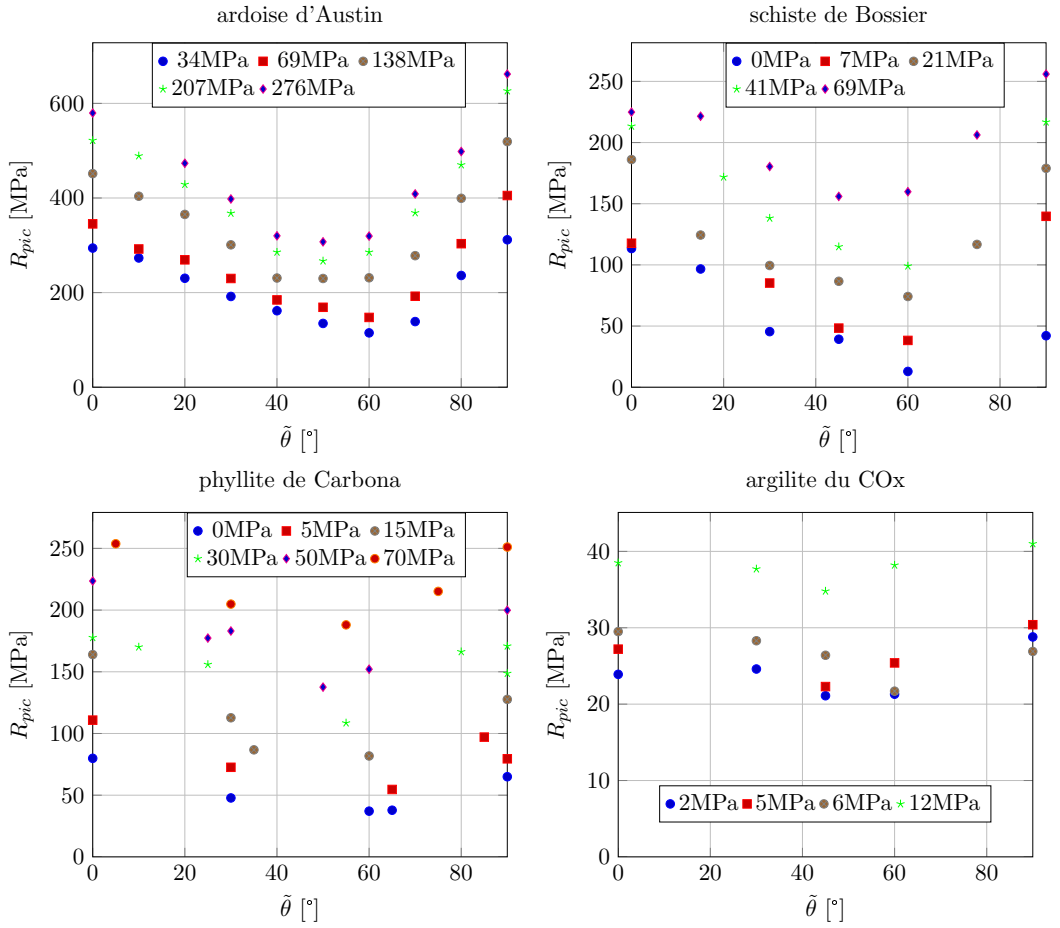
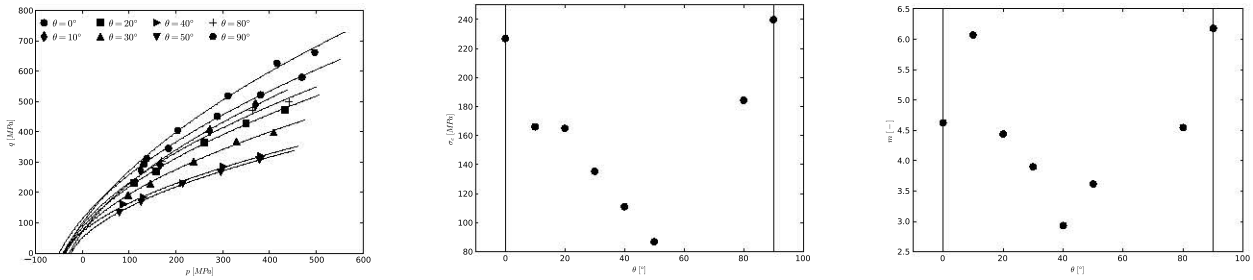


FIGURE 4.22 – Résultats expérimentaux des pics de résistance pour différents confinements et différentes orientations $\tilde{\theta}$ - [Parisio, 2016]

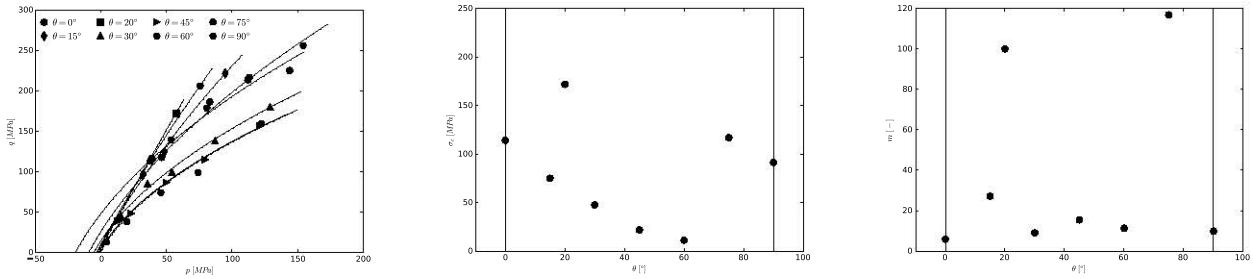
Une fois que ce premier calage est fait, c'est-à-dire le calage de la résistance en compression uniaxiale et du paramètre $m_{[1]}$ en fonction de l'orientation de l'échantillon et à partir des résistances en compression maximales pour différentes pressions de confinement, un deuxième calage est nécessaire.

Ce deuxième calage concerne celui des paramètres ajoutés à l'expression de σ_c (équation **??**). Ce calage se fait à partir du calage précédent, Figure 4.27(b) pour l'ardoise d'Austin et Figure 4.28(b) pour l'argilite du COx. Les résultats sont exposés Figure 4.29. On remarque que dans le premier calage pour l'argilite du COx, la résistance σ_c pour l'orientation à 60° n'est pas bien cohérente. En effet elle est plus élevée que pour 0° et 90°. Ceci est dû au fait que pour cette orientation, il n'y avait pas de données pour tous les confinements. Dans ce



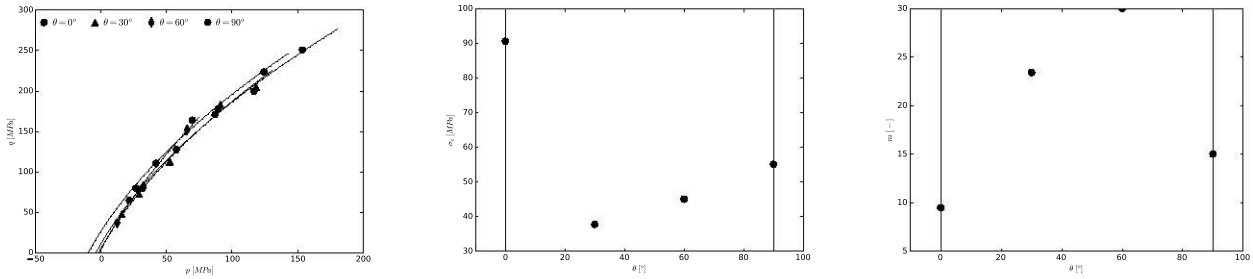
(a) Seuils de pic. (b) Évolution de σ_c (c) Évolution de $m_{[1]}$

FIGURE 4.23 – Calage des paramètres $m_{[1]}$ et σ_c pour l'ardoise d'Austin, pour différentes orientations.



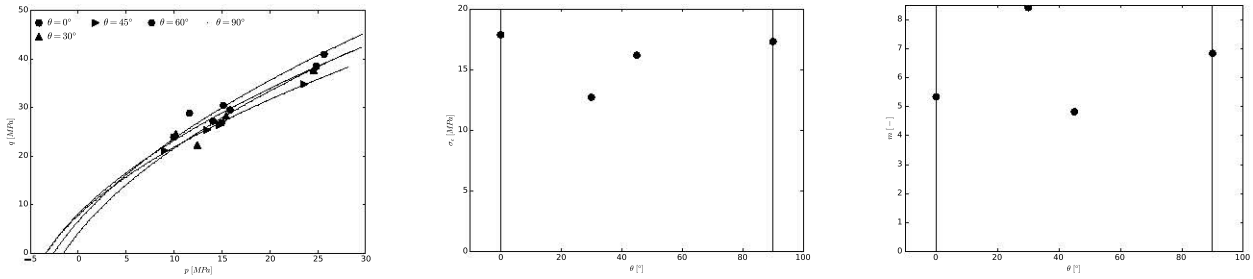
(a) Seuils de pic. (b) Évolution de σ_c (c) Évolution de $m_{[1]}$

FIGURE 4.24 – Calage des paramètres $m_{[1]}$ et σ_c pour le schiste de Bossier, pour différentes orientations.



(a) Seuils de pic (b) Évolution de σ_c (c) Évolution de $m_{[1]}$

FIGURE 4.25 – Calage des paramètres $m_{[1]}$ et σ_c pour la phyllite de Carbona, pour différentes orientations.

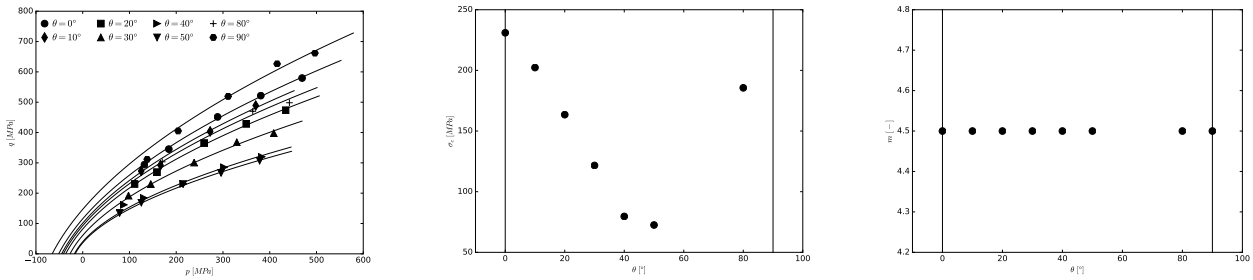


(a) Seuils de pic (b) Évolution de σ_c (c) Évolution de $m_{[1]}$

FIGURE 4.26 – Calage des paramètres $m_{[1]}$ et σ_c pour l'argilite du COx, pour différentes orientations.

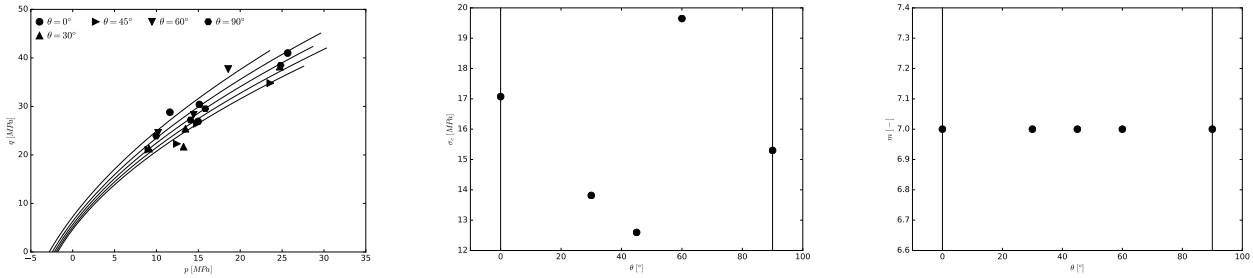
cas là, il est préférable de ne pas le prendre en compte.

Pour résumer, le modèle plastique comprend 8 paramètres, listés dans le Tableau 4.1, à déterminer à partir d'essais de compression triaxiale. Ainsi que trois paramètres définissant le



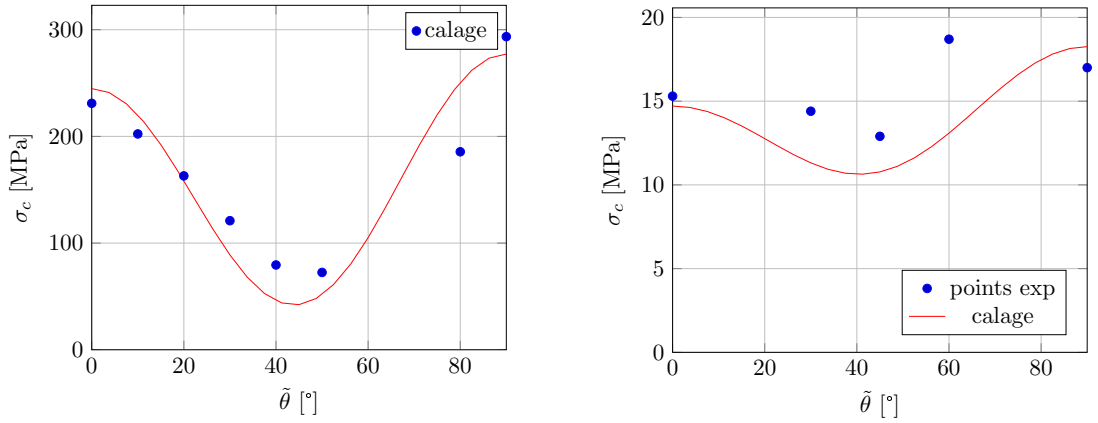
(a) Seuils de pic. (b) Évolution de σ_c (c) Évolution de $m_{[1]}$

FIGURE 4.27 – Calage du paramètre σ_c avec $m_{[1]}$ fixé pour l'ardoise d'Austin, pour différentes orientations.



(a) Seuils de pic (b) Évolution de σ_c (c) Évolution de $m_{[1]}$

FIGURE 4.28 – Calage du paramètre σ_c avec $m_{[1]}$ fixé pour l'argilite du COx, pour différentes orientations.



(a) ardoise d'Austin (b) argilite du COx

FIGURE 4.29 – Évolutions de σ_c selon l'orientation du plan de stratification $\tilde{\theta}$.

comportement plastique anisotrope : Le comportement volumique évolue selon la situation du point de charge par rapport au seuil. Avant d'atteindre le seuil initial le comportement est contractant. La dilatance apparaît lorsque le point de charge est au-dessus du seuil caractéristique qui est la limite contractance/dilatance. Lorsque le point de charge passe en-dessous de cette limite, le comportement est contractant. La dilatance est une augmentation de volume qui apparaît avec le développement de fissures et la décroissance de la cohésion. Elle est maximale lorsque la cohésion devient nulle c'est à dire au seuil intermédiaire, puis diminue jusqu'à devenir nulle au seuil résiduel (comportement purement frottant). A partir du seuil de pic, la cohésion dans le matériau décroît jusqu'à atteindre une valeur nulle au seuil intermédiaire, voir Figure 4.7.

Paramètres matériau	Intervalles de définition	Seuils
$m_{[0]}$	$\mathbb{R}^+$	initial
–	–	–
$m_{[1]}$	$\mathbb{R}^+$	
$\xi_{[1]}$	$\mathbb{R}^+$	pic
$\nu_{[1]}$	$]1,\infty[$	
–	–	–
$a_{[2]}$	$[1/2,1]$	
$\nu_{[2]}$	$]1,\infty[$	
$\xi_{[2]}$	$\left[\xi_{[1]},\infty\right[$	intermédiaire
q_i	$\mathbb{R}^+$	

TABLEAU 4.1 – Paramètres matériau du modèle LKR définissant les seuils du mécanisme élastoplastique.

Paramètres matériau	Intervalles de définition	
$\hat{\sigma}_c$	$\mathbb{R}^+$	
A_{σ_c}	$\mathbb{R}^+$	anisotropie plastique
B_{σ_c}	$\mathbb{R}^+$	

TABLEAU 4.2 – Paramètres matériau du modèle LKR définissant l'anisotropie dans le mécanisme élastoplastique.

4.2.3.3 Loi d'écoulement

Compte-tenu du comportement dilatant, la loi de normalité ne s'applique pas aux géomateriaux. L'expression de la loi d'écoulement s'écrit donc :

$$\dot{\varepsilon}^p_{ij} = \dot{\lambda} G^p_{ij}(\psi) \tag{4.19}$$

où $\dot{\varepsilon}^p_{ij}$ est le taux de déformation plastique, λ est le multiplicateur plastique et ψ est l'angle de dilatance.

Le potentiel plastique s'écrit :

$$\boxed{\begin{array}{l} G^p_{ij} = \dfrac{\partial F^p}{\partial \sigma_{ij}} - \left(\dfrac{\partial F^p}{\partial \sigma_{kl}} n_{lk}\right) n_{ij} \\ \text{avec } n_{ij} = (\beta \dfrac{s_{ij}}{s_{II}} - \delta_{ij})/(\sqrt{\beta^2+3}) \\ \text{et } \beta = \dfrac{-2\sqrt{6} sin\psi}{3 - sin\psi} \end{array}} \tag{4.20}$$

Le potentiel plastique G^p_{ij} n'est pas colinéaire à F^p et dépend, entre autre, de l'angle de dilatance [Alejano and Alonso, 2005] dont l'évolution est déterminée par l'état de contraintes.

Pour des raisons de simplification, la résistance en compression est définie par le paramètre $\hat{\sigma}_c$, donc une valeur moyenne de la résistance en compression qui est définie équation (4.8) dans l'expression du mécanisme plastique.

Le multiplicateur plastique λ satisfait la condition de Kuhn-Tucker telle que :

— si $F^p < 0$ alors $\lambda = 0$

— si $F^p = 0$ alors $\lambda > 0$

Le multiplicateur plastique s'exprime en fonction de la variable d'écrouissage ξ^p :

$$\lambda = \frac{F^p}{\frac{\partial F^p}{\partial \sigma_{ij}} C_{ijkl} G^p_{kl} - \frac{\partial F^p}{\partial \xi^p} \sqrt{\frac{2}{3}} \tilde{G}^p_{II}} \tag{4.21}$$

où $\mathbb{C}$ représente le tenseur des rigidités et $\tilde{G}^p_{II} = \sqrt{\underline{\underline{\tilde{G}}}^p : \underline{\underline{\tilde{G}}}^p}$ avec $\underline{\underline{\tilde{G}}}^p = \underline{\underline{G}}^p - \frac{Tr(\underline{\underline{G}}^p)}{3} \underline{\underline{I}}$ le déviateur du potentiel plastique.

4.2.4 Mécanisme viscoplastique

Le mécanisme viscoplastique permet de prendre en compte les effets du temps et est identifié principalement à partir d'essais de fluage.

4.2.4.1 Critère viscoplastique

Le critère viscoplastique est le même que le critère élastoplastique, seules les expressions des paramètres d'écrouissage diffèrent.

$$F^{vp}(\sigma_{ij}, \xi^{vp}) = \frac{qH(\theta)}{\hat{\sigma}_c H_0^c} - \left[\frac{m^{vp}(\xi^{vp})}{\hat{\sigma}_c} \left(p' - \frac{qH(\theta)}{3H_0^c} \right) + s^{vp}(\xi^{vp}) \right]^{a^{vp}(\xi^{vp})} \tag{4.22}$$

avec ξ^{vp} la variable d'écrouissage viscoplastique, $a^{vp}(\xi^{vp})$, $m^{vp}(\xi^{vp})$ et $s^{vp}(\xi^{vp})$ les paramètres d'écrouissage viscoplastiques. $\hat{\sigma}_c$ est une valeur moyenne de la résistance en compression, ainsi l'anisotropie n'est pas prise en compte dans le mécanisme différé.

Cette surface de charge évolue en fonction de la variable d'écrouissage ξ^{vp} entre deux seuils, le seuil d'élasticité initiale ($\xi^{vp} = 0$) qui est le même que celui du mécanisme élastoplastique et le seuil viscoplastique maximal ou seuil de résitance à long terme ($\xi^{vp} = \xi_{[5]}$). Ce dernier est confondu avec le seuil caractéristique.

Afin de simplifier l'intégration numérique et la rendre plus robuste, le seuil viscoplastique maximal est défini comme une surface qui est, à la fois proche de la limite d'élasticité initiale pour des confinements faibles, et proche du seuil intermédiaire pour des confinements modérés à élevés. Pour ce faire, deux conditions doivent être imposées. La première est que le seuil viscoplastique maximal passe par le point (p_i, q_i). La deuxième est que l'intersection entre le seuil viscoplastique et l'axe p' ($p'_{[5]}$ sur la Figure 4.30) soit proche de celle entre le seuil d'endommagement et l'axe p' ($p'_{[0]}$ sur la Figure 4.15).

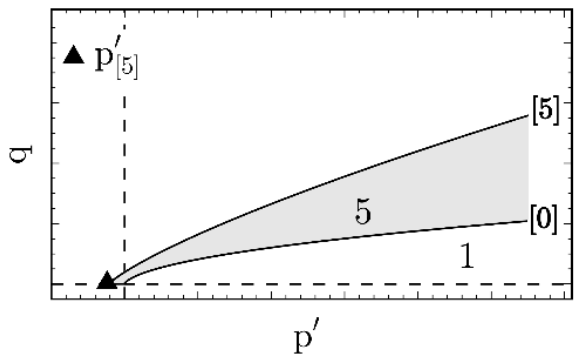


FIGURE 4.30 – Évolution de la surface viscoplastique entre le seuil d'endommagement, indicé $_{[0]}$, et le seuil viscoplastique maximal, indicé $_{[5]}$ - [Raude, 2015].

L'indice $_{[5]}$ désigne les valeurs prises par les paramètres a^{vp}, m^{vp}, s^{vp} et ξ^{vp} sur le seuil viscoplastique maximal, à température ambiante.

Par conséquent, en fixant la valeur de $a_{[5]}$ sur le seuil de viscoplasticité maximal comme étant égale à la valeur de $a_{[2]}$ sur le seuil intermédiaire - ce qui permet d'assurer que la courbure du seuil de viscoplasticité maximal s'approche de celle du seuil intermédiaire - on déduit d'après la deuxième condition une relation linéaire entre $m_{[5]}$ et $s_{[5]}$:

$$\frac{s_{[5]}}{m_{[5]}} = \frac{s_{[0]}}{m_{[0]}}(1 - f_p) + f_p \frac{s_{[1]}}{m_{[1]}} = \vartheta(f_p) \tag{4.23}$$

f_p est un paramètre qui permet de contrôler la distance entre $p'_{[0]}$ et $p'_{[5]}$, voir Figure 4.31. Si $f_p = 0$, $p'_{[0]}$ et $p'_{[5]}$ sont confondus. De mem, si $f_p = 1$, $p'_{[1]}$ et $p'_{[5]}$ sont confondus. f_p doit être le plus faible possible pour que le seuil viscoplastique maximal soit le plus proche possible du seuil d'élasticité initiale à confinements faibles. Cependant, f_p ne peut pas être nul car dans ce cas là, le seuil d'élasticité initiale et le seuil viscoplastique maximal s'interceptent. f_p n'est pas un paramètre matériau. Il peut être déterminé en procédant de proche en proche en traçant le seuil d'élasticité initiale et le seuil viscoplastique maximal et en cherchant la plus petite valeur pour laquelle ces deux seuils ne s'interceptent pas. [Raude, 2015] a choisi de prendre $f_p = 0.1$.

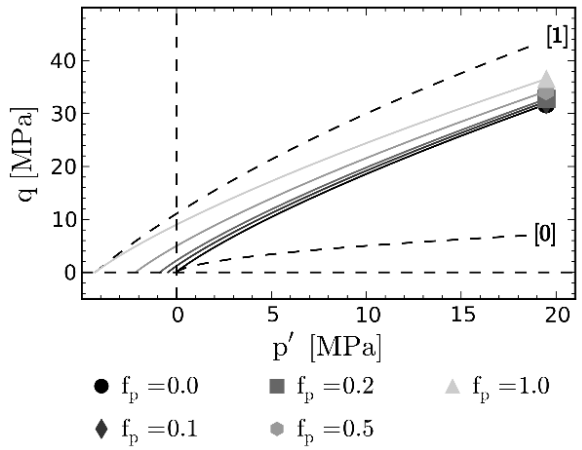


FIGURE 4.31 – Évolution de $p'_{[5]}$ en fonction de f_p - [Raude, 2015].

La première condition permet d'écrire l'expression du paramètre $s_{[5]}$ en utilisant (4.23) :

$$s_{[5]} = \frac{\vartheta(f_p) m_{[1]} f_i^{1/a_{[2]}}}{f_i^2 - s_{[1]} + m_{[1]}\vartheta(f_p)} \tag{4.24}$$

Ceci permet de limiter le nombre de paramètres matériau. Les paramètres d'écrouissage sont définis par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} a^{vp} &= \frac{1}{2} + \left(a_{[2]} - \frac{1}{2}\right)\frac{\xi^{vp}}{\xi_{[5]}} \\ s^{vp} &= s_{[0]} + \left(s_{[5]} - s_{[0]}\right)\frac{\xi^{vp}}{\xi_{[5]}} \\ m^{vp} &= m_{[0]} + (m_{[5]} - m_{[0]})\frac{\xi^{vp}}{\xi_{[5]}} \end{aligned} \tag{4.25}$$

Le paramètre $\xi_{[5]}$ contrôle l'amplitude des déformations différées lors d'un essai de fluage. Il peut être déterminé en ajustant les courbes déformation axiale-temps obtenues lors d'essais de fluage à différents déviateurs.

Rappelons que le paramètre $a_{[2]}$, qui contrôle la courbure du seuil intermédiaire et celle du seuil viscoplastique maximal, peut être déterminé de deux manières différentes (en fonction des données expérimentales disponibles) : soit à partir des courbes déviateur-déformations volumiques, Figure 4.4, obtenues à différentes pressions de confinement lors d'essais de compression triaxiale. Soit à partir d'essais de fluage en identifiant les niveaux de déviateur correspondant à la transition entre les fluages stable et instable pour plusieurs pressions de confinement.

Pour résumer, le modèle viscoplastique comprend 2 paramètres, listés au Tableau 4.3, à déterminer à partir d'essais de compression triaxiale.

Paramètres matériau	Intervalles de définition	Seuils
$\xi_{[5]}$	$\mathbb{R}^+$	viscoplastique max
–	–	–
f_p	$[0, 1]$	

TABLEAU 4.3 – Paramètres matériau du modèle LKR définissant les seuils du mécanisme viscoplastique.

4.2.4.2 Loi d'écoulement

La loi d'écoulement est basée sur la théorie de Perzyna [Perzyna, 1966] :

$$\begin{aligned} &\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \langle \phi(F^{vp}) \rangle \, G_{ij}^{vp}(\psi) \\ &\text{avec } \langle \phi(F^{vp}) \rangle = A_v \left(\frac{\langle F^{vp} \rangle}{P_a} \right)^{n_v} \end{aligned} \tag{4.26}$$

où ϕ est l'amplitude des vitesses de déformation et G_{ij}^{vp} représente la direction des vitesses de déformation. A_v et n_v sont des paramètres du modèle qui peuvent être déterminés à partir d'essais de fluage (à température ambiante) et P_a la pression atmosphérique. A_v est un coefficient inversement proportionnel à la viscosité du matériau. n_v est un paramètre strictement positif qui contrôle également la cinétique du comportement à long terme.

4.2.4.3 Loi de dilatance

D'après les travaux de [Kleine, 2007], l'angle de dilatance évolue en fonction de l'état de contrainte et des variables internes d'écrouissage. Deux approches sont proposées : la première, permet de décrire l'évolution de l'angle de dilatance pour le domaine pré-pic du mécanisme plastique et pour le mécanisme viscoplastique et la seconde permet de décrire l'évolution de l'angle de dilatance pour le domaine post-pic du mécanisme plastique. La première approche est basée sur la notion d'état caractéristique. Tant que l'état de contrainte est en dessous du seuil caractéristique, l'angle de dilatance est négatif et les comportements volumiques plastique et viscoplastique sont contractants. Lorsque l'état de contrainte se trouve au-dessus du seuil caractéristique, l'angle de dilatance est positif et les comportements volumiques plastique et viscoplastique sont dilatants.

La première approche nécessite de pouvoir déterminer la position de l'état de contrainte par rapport au seuil caractéristique. Les fonctions F^p (4.7) et F^{vp} (4.22) étant non linéaires, le

niveau de déviateur q sur le seuil caractéristique ne peut pas être directement évalué à partir de la contrainte moyenne effective p'. Il faut donc effectuer un changement de repère qui permet d'exprimer les quantités q et p' en fonction des contraintes principales mineure, σ'_{min}, et majeure, σ'_{max}. Les expressions des critères dans les deux plans (p', q) et $(\sigma_{min}, \sigma'_{max})$ sont :

$$F^*(p', q, \xi^*) \equiv \frac{qH(\theta)}{\sigma_c H_0^c} - \left[\frac{m^*}{\sigma_c}\left(p' - \frac{qH(\theta)}{3H_0^c}\right) + s^*\right]^{a^*} = 0 \tag{4.27}$$

$$F^*(\sigma'_{min}, \sigma'_{max}, \xi^*) \equiv \frac{\sigma'_{max} - \sigma'_{min}}{\sigma_c} - \left[\frac{m^*}{\sigma_c}\sigma'_{min} + s^*\right]^{a^*} = 0 \tag{4.28}$$

L'exposant (*) permet d'écrire le critère pour le mécanisme plastique (^{p}) et viscoplastique (^{vp}). Rappelons que dans le cas du mécanisme plastique $\sigma_c = \sigma_c(\tilde{\theta})$ et dans le cas du mécanisme viscoplastique $\sigma_c = \hat{\sigma}_c$.

D'après (4.27) et (4.28), on obtient :

$$\sigma'_{max} = p' + \frac{2qH(\theta)}{3H_0^c}\ , \qquad \sigma'_{min} = p' - \frac{qH(\theta)}{3H_0^c} \tag{4.29}$$

Dans le **domaine pré-pic**, la loi de la dilatance est définie par l'expression suivante proposée par [Kleine, 2007] :

$$\boxed{\begin{aligned} &sin\psi = \rho_1 \left(\frac{\sigma'_{max} - \sigma'_{char}}{\rho_2 \sigma'_{max} + \sigma'_{char}}\right) \\ &\text{avec } \sigma'_{char} = \sigma'_{min} + \sigma_c \left(m_{[5]}\frac{\sigma'_{min}}{\sigma_c} + s_{[5]}\right)^{a_{[2]}} \end{aligned}} \tag{4.30}$$

où ρ_1 et ρ_2 sont des paramètres matériau du modèle. σ'_{char} correspond au seuil viscoplastique maximal. Le paramètre ρ_1 influence l'évolution de la valeur maximale de ψ en fonction du confinement. Le paramètre ρ_2 contrôle la pente des courbes déformation volumique-déformation axiale au niveau du seuil de pic, Figure 4.32. L'angle de dilatance est négatif lorsque $\sigma'_{max} \leqslant \sigma'_{char}$ et positif dans le cas contraire.

Dans le **domaine post-pic**, la loi de la dilatance est définie par l'expression suivante, inspirée par les travaux de [Laigle, 2004], [Kleine, 2007], [Biarez and Hicher, 1994], [Bolton, 1986], [Arzúa and Alejano, 2013], [Zhao and Cai, 2010] :

$$\boxed{\begin{aligned} &sin\psi = \rho_1 \left(\frac{\langle \sigma'_{max} - \sigma'_{char} \rangle}{\rho_2 \sigma'_{max} + \sigma'_{char}} + \left(1 - \frac{\tilde{\sigma}}{\tilde{\sigma}_{[1]}}\right)\frac{\alpha - \alpha_{res}}{\rho_4 \alpha + \alpha_{res}}\right) \\ &\text{avec } \alpha = \frac{\sigma'_{max} + \tilde{\sigma}}{\sigma'_{min} + \tilde{\sigma}} \\ &\text{et } \alpha_{res} = \left(\frac{\sigma'_{max}}{\sigma'_{min}}\right)_{res} = 1 + \lim_{\xi^p \to \infty} m^p = 1 + \frac{m_{[1]} f_i}{f_i^2 - s_{[1]}} = 1 + m_{[3]} \end{aligned}} \tag{4.31}$$

où ρ_4 est un paramètre du modèle qui contrôle la valeur maximale de l'angle de dilatance atteinte lors d'un essai de compression triaxiale, Figure 4.32. Nous pouvons noter que la continuité d'évolution de l'angle de dilatance entre les domaines pré-pic et post-pic du mécanisme plastique est assurée par la partie gauche dans l'expression de $\sin\psi$ (4.31). Tandis que la partie droite permet de décrire l'évolution de l'angle de dilatance dans le domaine post-pic.

$\tilde{\sigma}$, définie équation (4.32), est une pression de confinement additionnelle correspondant à la cohésion résiduelle lors de la première phase d'adoucissement, nulle lorsque le point de charge est sous le seuil d'écaillage. $\tilde{\sigma}_{[1]}$ est la valeur prise par $\tilde{\sigma}$ sur le seuil de pic.

$$\tilde{\sigma} = \frac{\tilde{D}}{\tan\tilde{\chi}}$$
$$\text{avec} \quad \tilde{D} = \frac{\sigma_c\,(s^p)^{a^p}}{2\sqrt{N_\chi}}, \quad \sqrt{N_\chi} = \left(\frac{\partial\sigma'_{max}}{\partial\sigma'_{min}}\right)_{\sigma'_{min}\equiv 0} = 1 + a^p m^p (s^p)^{a^p-1} \tag{4.32}$$
$$\text{avec } \tilde{\chi} = 2\arctan\left(\sqrt{N_\chi}\right) - \frac{\pi}{2}$$

$\tilde{\sigma}$ suit la même évolution que le paramètre s^p qui décroît progressivement entre le seuil de pic et le seuil intermédiaire et s'annule sur le seuil intermédiaire, voir (4.12). $\tilde{\sigma} = 0$ au delà du seuil intermédiaire. L'expression proposée par [Biarez and Hicher, 1994], pour un matériau granulaire dépourvu de cohésion, est bien retrouvée. Lorsque $\xi \to \infty$, $\alpha \to \alpha_{res}$ et $\sin\psi \to 0$. Dans ce cas, la déformation d'un échantillon de roche ou de sol se fait de manière isochore.

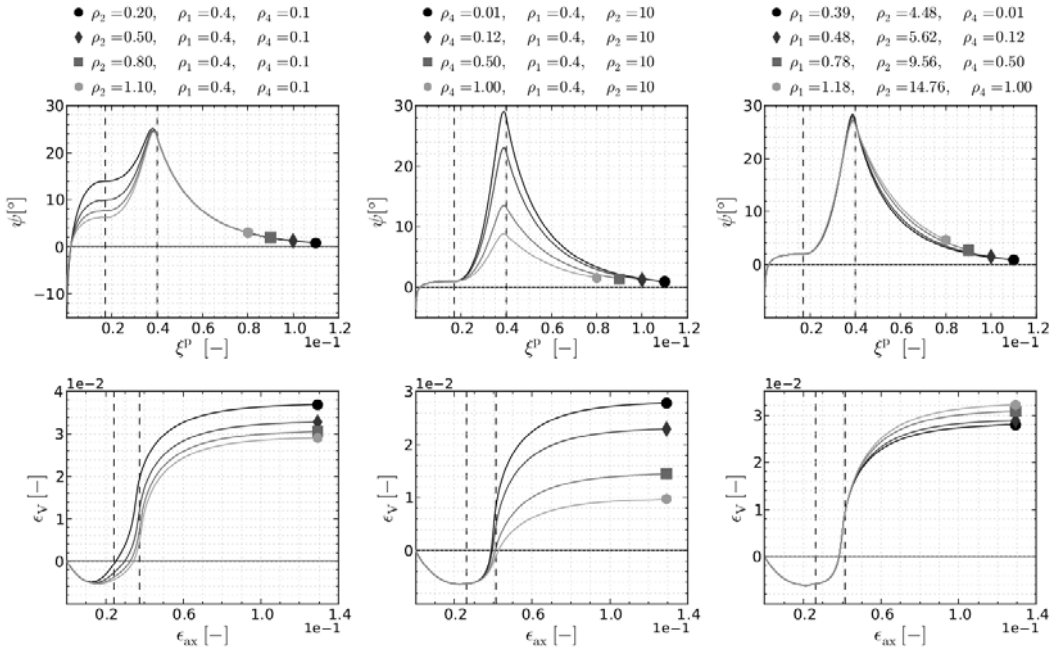


FIGURE 4.32 – Influence des paramètres ρ_2 et ρ_4 sur l'évolution de l'angle de dilatance et sur les courbes déformation volumique-déformation axiale typiquement obtenues lors d'essais de compression triaxiale. Les deux lignes en pointillés représentent les valeurs prises par ξ^p et ϵ_{ax} sur les seuils de pic et intermédiaire. Ces courbes sont obtenues en négligeant le couplage entre les deux mécanismes - [Raude, 2015].

4.2.5 Couplage des deux mécanismes

Il existe un couplage entre le mécanisme élastoplastique et le mécanisme viscoplastique, qui se fait dans l'expression de l'évolution de la variable d'écrouissage, $\dot{\xi}^p$. Ainsi, ce couplage n'affecte que la partie élastoplastique. Il ne s'active que lorsque le point de charge est au dessus de la limite contractance/dilatance (correspondant au seuil d'écaillage).

Tant que l'état de contrainte est en dessous du seuil caractéristique, l'incrément de la variable d'écrouissage du mécanisme plastique, $\dot{\xi}^p$, coïncide avec l'incrément de déformation plastique

équivalente, ou distorsion plastique, $\dot{\gamma}^p$:

$$\boxed{\begin{array}{l}\dot{\xi}^p = \dot{\gamma}^p \\ \text{avec } \dot{\gamma}^p = \sqrt{\frac{2}{3}\dot{e}^p_{ij}\dot{e}^p_{ij}} \\ \text{et } \dot{e}^p_{ij} = dev\left(\dot{\varepsilon}^p_{ij}\right)\end{array}} \tag{4.33}$$

Lorsque l'état de contrainte se trouve au-dessus du seuil caractéristique, $\dot{\xi}^p$ est la somme de l'incrément de distorsion plastique, $\dot{\gamma}^p$, et de l'incrément de distorsion viscoplastique, $\dot{\gamma}^{vp}$:

$$\boxed{\begin{array}{l}\dot{\xi}^p = \dot{\gamma}^p + \dot{\gamma}^{vp} \\ \text{avec } \dot{\gamma}^{vp} = \sqrt{\frac{2}{3}\dot{e}^{vp}_{ij}\dot{e}^{vp}_{ij}} \\ \text{et } \dot{e}^{vp}_{ij} = dev\left(\dot{\varepsilon}^{vp}_{ij}\right)\end{array}} \tag{4.34}$$

L'incrément de la variable d'écrouissage du mécanisme viscoplastique est égal à l'incrément de distorsion viscoplastique, peu importe l'état de contrainte :

$$\dot{\xi}^{vp} = min[\dot{\gamma}^{vp}; \langle \xi_{[5]} - \xi^{vp} \rangle] \tag{4.35}$$

où $\xi_{[5]}$ est un paramètre du modèle.

4.2.6 Paramètres du modèle

Le Tableau 4.4 permet de résumer tous les paramètres matériau nécessaires au modèle LKR. Pour le mécanisme élastique, deux paramètres sont nécessaires pour la définition des modules de compressibilité et de cisaillement (le module de Young et le coefficient de Poisson sont des paramètres de base et n'apparaissent pas dans le tableau). Pour le mécanisme plastique, treize paramètres sont nécessaires dont trois permettant de définir l'anisotropie. Deux paramètres sont à renseigner pour le mécanisme viscoplastique et cinq pour le comportement dilatant. Il y a donc 22 paramètres au total à renseigner pour le modèle LKR avec extension anisotrope contre 20 pour le modèle isotrope.

Paramètres matériau	Intervalles de définition	Seuils
P_a	0.1[MPa]	élasticité
n_{elas}	0	
E_L	$\mathbb{R}^+$[GPa]	
E_N	$\mathbb{R}^+$[GPa]	
ν_{LT}	$\mathbb{R}^+$	
ν_{LN}	$\mathbb{R}^+$	
G_{LN}	$\mathbb{R}^+$[GPa]	
–	–	–
$\hat{\sigma}_c$	$\mathbb{R}^+$	anisotropie plastique
A_{σ_c}	$\mathbb{R}^+$	
B_{σ_c}	$\mathbb{R}^+$	
–	–	–
β	1.5	forme du critère
γ	0	
–	–	–
$m_{[0]}$	$\mathbb{R}^+$	seuil initial
–	–	–
$m_{[1]}$	$\mathbb{R}^+$	seuil de pic
$\xi_{[1]}$	$\mathbb{R}^+$	
$\nu_{[1]}$	$]1, \infty[$	
–	–	–
$a_{[2]}$	$[1/2, 1]$	seuil intermédiaire
$\nu_{[2]}$	$]1, \infty[$	
$\xi_{[2]}$	$\left[\xi_{[1]}, \infty\right[$	
q_i	$\mathbb{R}^+$	
–	–	–
$\xi_{[5]}$	$\mathbb{R}^+$	seuil de viscosité max
f_p	0.1	
–	–	–
A_v	$\mathbb{R}^+$	dilatance
n_v	$\mathbb{R}^+$	
ρ_1	$\mathbb{R}^+$, tel que $-1 \leqslant \sin\psi \leqslant 1$	
ρ_2	$\mathbb{R}^+$, tel que $-1 \leqslant \sin\psi \leqslant 1$	
ρ_4	$\mathbb{R}^+$, tel que $-1 \leqslant \sin\psi \leqslant 1$	
–	–	–

TABLEAU 4.4 – Résumé des paramètres matériau du modèle LKR.

où les paramètres E_L, E_N, ν_{LT}, ν_{LN} et G_{LN} sont 5 les coefficients du tenseur des rigidités élastiques nécessaires dans le cas de l'isotropie transverse, voir la Section 2.2.1. Les indices $_L$, $_T$ et $_N$ veulent dire Longitudinal, Transversal et Normal au plan de stratification.

4.2.6.1 Simulation au point matériel

La simulation au point matériel tend ici à reproduire un essai de compression triaxiale avec des confinements appliqués allant de 1 à 12 MPa. Après les calages de paramètres effectués précédemment, les résultats de simulations, pour un essais de compression triaxiale dont le confinement est de 1 MPa, sont présentés Figure 4.33 pour l'argilite du COx.

La Figure 4.34 présente la comparaison entre les pics de résistance obtenus en laboratoire pour différents confinements et ceux prédits par le modèle. Les résultats sont satisfaisants considérant le delta d'incertitude autour d'une mesure expérimentale pour ce genre de matériau.

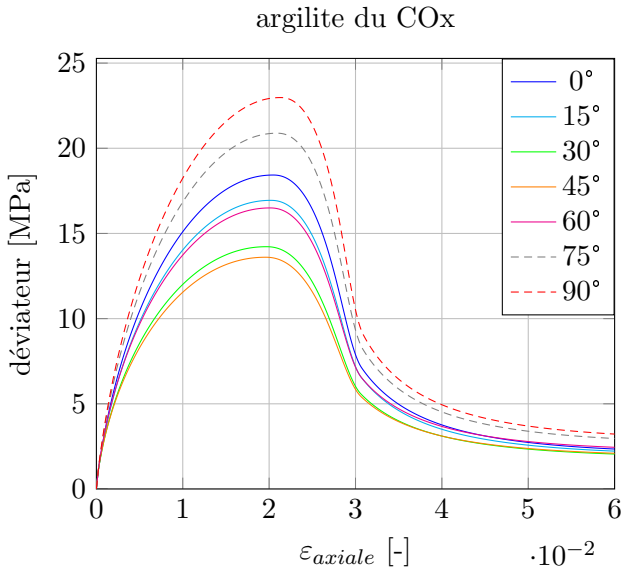


FIGURE 4.33 – Simulations de compression triaxiale avec un confinement de 1MPa pour différentes orientations $\tilde{\theta}$.

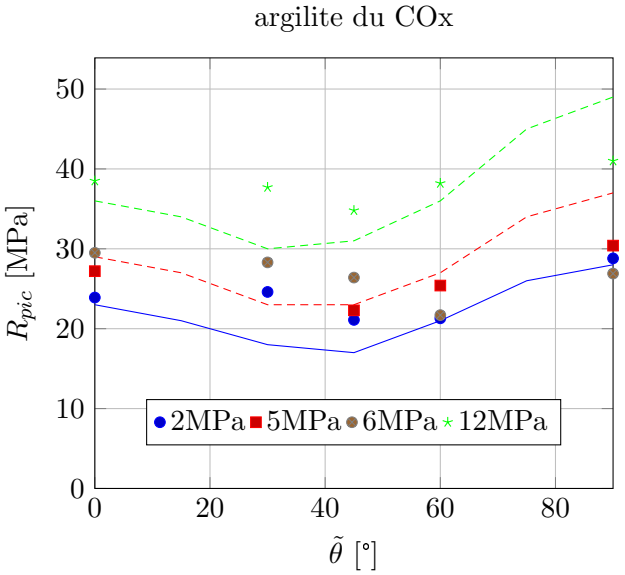


FIGURE 4.34 – Comparaison des résultats de simulation (ligne continue ou en pointillé) des pics de résistance pour différents confinements et différentes orientations $\tilde{\theta}$. avec les résultats expérimentaux de l'ANDRA.

L'anisotropie du comportement élastique n'est pas prise en compte dans cette étude, un seul module de Young et coefficient de Poisson ont été renseignés mais l'intégration de l'anisotropie élastique a eu lieu de la même façon que pour le modèle de Drucker-Prager au chapitre précédent.

4.3 Bilan

L'essentiel à retenir sur le modèle de comportement mécanique LKR est qu'il est composé de deux mécanismes. Le mécanisme élastoplastique lié au comportement instantané, présente, dans un premier temps, un écrouissage isotrope suivi d'un adoucissement isotrope. Les surfaces de charge sont basées sur un critère généralisé d'Hoek-Brown. Le mécanisme viscoplastique, lié aux comportements différés comme le fluage, est décrit par la théorie de la surcontrainte de Perzyna. La loi d'écoulement est non associée afin de prendre en compte l'évolution de la dilatation par rapport à l'état de contrainte. Enfin, les deux mécanismes élastoplastique et viscoplastique sont couplés.

Ce chapitre a permis d'appréhender les subtilités du modèle de comportement LKR dans le but d'y introduire la prise en compte du comportement anisotrope inhérent des roches par l'introduction du tenseur de fabrique. Celui-ci a donné des résultats prometteurs au chapitre précédent sur le modèle de comportement type Drucker-Prager. En effet, cette méthode permet de retrouver une anisotropie des résistances en compression sans dénaturer les deux modèles étudiés. Quelques simplifications ont été faites, comme l'utilisation d'une valeur moyenne de la résistance en compression dans la loi d'écoulement du mécanisme plastique, ainsi que dans le mécanisme viscoplastique. Les calages de paramètres ne présentent pas de grandes difficultés en plus par rapport au modèle isotrope. Cependant, cela requiert des données de laboratoire en plus, qui sont nécessaires à la paramétrisation du comportement anisotrope plastique, à savoir des données d'essais de compression uniaxiale et triaxiale sur des éprouvettes présentant différentes orientations.

Le chapitre suivant présente les modélisations et simulations de creusement de galeries souterraines avec le modèle de comportement LKR anisotrope présenté dans ce chapitre.

Chapitre 5

Application industrielle - Excavation de galerie souterraine

Sommaire

5.1 Introduction au calcul d'excavation 104
5.1.1 Méthode convergence-confinement 104
5.1.2 Géométrie et maillage 105
5.1.3 Chargement et conditions limites 106
5.1.3.1 Première étape - équilibre 106
5.1.3.2 Deuxième étape - calcul des réactions nodales 107
5.1.3.3 Troisième étape - creusement 107
5.2 Simulations bi-dimensionnelles avec le modèle LKR anisotrope . 108
5.2.1 Rappel des paramètres du modèle utilisé 108
5.2.2 Résultats pour le creusement dans la direction de la contrainte majeure σ_H 110
5.2.3 Résultats pour le creusement dans la direction de la contrainte mineure σ_h 111
5.3 Bilan des résultats avec et sans prise en compte de l'anisotropie 113
5.3.1 Comparaison avec le modèle isotrope 113
5.3.2 Conclusions 114

Ce chapitre a pour but de présenter des modélisations et simulations numériques de creusement de galeries circulaires. Ces simulations sont faites à l'aide du logiciel de calcul élément-finis [Code_Aster, 2017] et de la plateforme Salome [1]. Pour ce faire, une rapide description de la méthode de modélisation est faite en section 5.1. En effet, une excavation de tunnel, avec la prise en compte du passage du front de taille, représente un problème tridimensionnel et complexe qui peut être ramené à un problème équivalent bidimensionnel en déformations planes grâce à la méthode convergence-confinement, [Panet, 1995]. La géométrie et le maillage sont définis dans la section 5.1 ainsi que le chargement et les conditions limites. Les paramètres matériau utilisés ont été identifiés à partir d'essais de laboratoire effectués par le GL Mouv (Groupement de Laboratoire ANDRA travaillant sur le comportement THMG des matériaux et des structures présents dans le stockage géologique de déchets nucléaires de Haute Activité) sur l'argilite du COx.

Le modèle second gradient de dilatation [Fernandes et al., 2008] est utilisé. Il permet de résoudre les phénomènes de localisation numérique, la dépendance au maillage. C'est une méthode qui est généralement utilisée dans le cas de modèles de comportement présentant un radoucissement, témoin de la dégradation du matériau, et un comportement dilatant. Le but est d'introduire une contrainte mathématique pour forcer l'égalité entre les déformations volumiques macroscopique et microscopique. L'intégration dans [Code_Aster, 2017] impose la définition de deux nouveaux paramètres dont un est lié à la longueur caractéristique et l'autre contrôlé par la résolution numérique indépendamment de l'utilisateur. La loi de comportement mécanique LKR est utilisée pour la partie classique, tandis qu'une loi de comportement élastique linéaire est utilisée pour le second gradient. L'utilisation du modèle second gradient de dilatation permet d'enrichir la cinématique du milieu traduisant ainsi les effets de la microstructure à l'échelle globale.

Deux configurations de creusement ont été simulées, l'une correspondant au creusement dans la direction de la contrainte principale majeure - ainsi le champ de contrainte initial dans le massif est isotrope - et l'autre correspondant au creusement dans la direction de la contrainte principale mineure - le champ de contrainte initial est anisotrope. Ces deux configurations seront étudiées avec le modèle LKR isotrope et anisotrope et une comparaison des résultats sera faite.

5.1 Introduction au calcul d'excavation

5.1.1 Méthode convergence-confinement

Afin de simuler un calcul d'excavation de tunnel en 2D, la méthode de convergence-confinement [AFTES, 1979] est utilisée. Cette méthode, régulièrement utilisée pour l'étude d'ouvrages souterrains en ingénierie, se base sur une analyse des états de contraintes et de déformations qui se développent en parois de tunnels et sur d'importantes hypothèses dont :

- tunnel à section circulaire et profond,
- déformations planes et hypothèse des petites déformations,
- équilibre quasistatique,
- terrain homogène et d'extension infinie.

Il n'est pas rare que ces hypothèses ne soient pas toutes respectées car elles sont assez restrictives et ne représentent pas la réalité. Il faut donc bien avoir en tête ces limitations. Le problème tridimensionnel que représente le creusement, peut-être réduit à un problème bidimensionnel en déformations planes en faisant décroître la contrainte radiale σ_r s'exerçant

1. *http://www.salome-platform.org*

sur les parois du tunnel, passant de σ_0 sa valeur initiale correspondant à la contrainte naturelle dans le massif, à 0 correspondant à un trou, Figure 5.1. L'avancement du front de taille est simulé par un paramètre adimensionnel λ, appelé taux de déconfinement, qui prend en compte l'action mécanique exercée par celui-ci dans la section par l'expression d'une pression fictive qui s'écrit :

$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0 \quad ; \quad 0 \geqslant \lambda \leqslant 1 \tag{5.1}$$

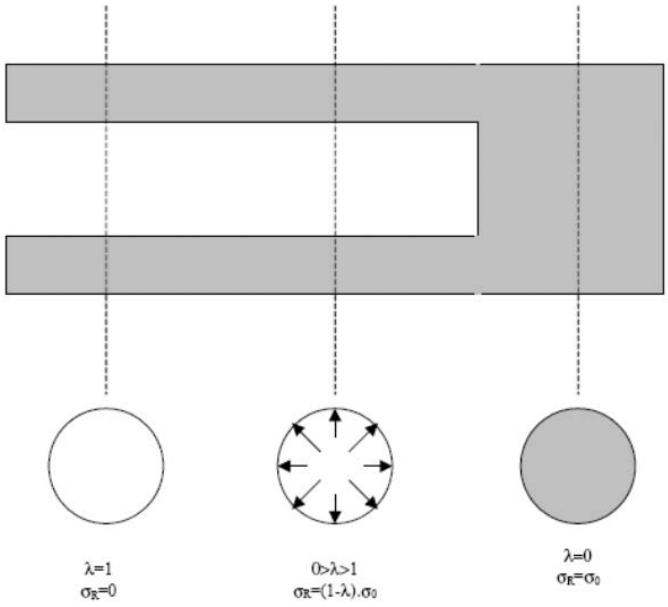


FIGURE 5.1 – Évolution du taux de déconfinement λ et de la contrainte radiale σ_r.

5.1.2 Géométrie et maillage

L'étude est faite en 2D en utilisant l'hypothèse des déformations planes. Le maillage a été réalisé sur le logiciel de CAO de la plate-forme Salome. Il comprend 44472 nœuds et 88262 éléments triangulaires, voir Figure 5.2. Il est basé sur une géométrie dont la galerie est de forme circulaire, de 2,60 mètres de rayon. L'axe vertical est considéré comme axe de symétrie, ainsi, seule la moitié du massif est modélisée.

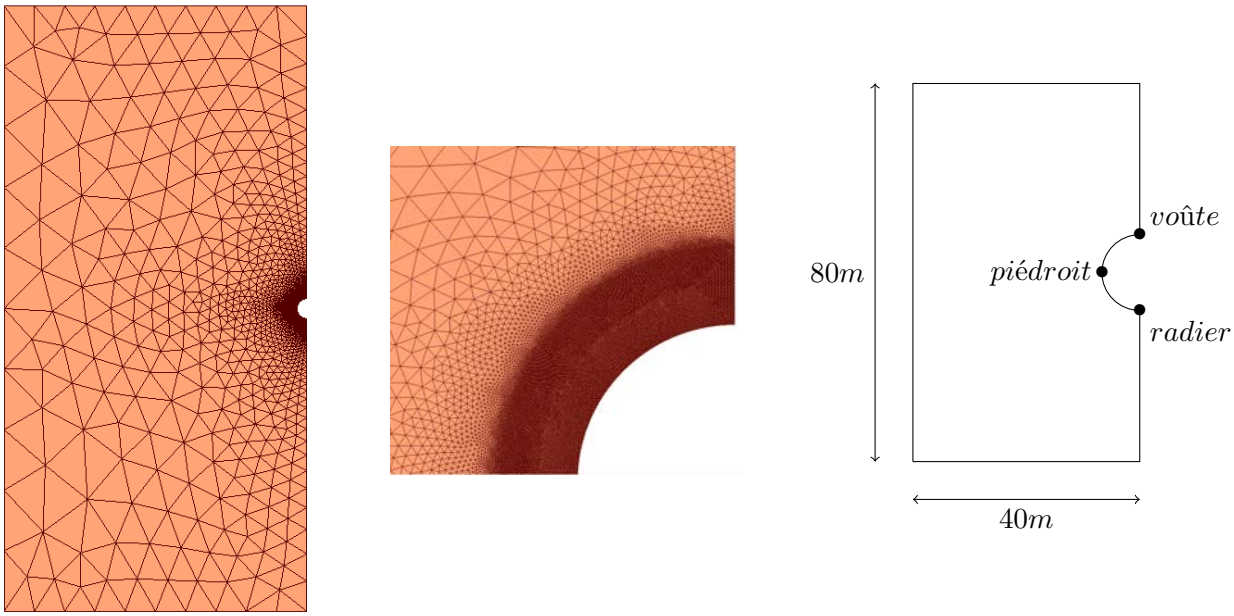


FIGURE 5.2 – Maillage pour la simulation d'excavation et géométrie de la galerie circulaire.

Il est classique pour ce genre de modélisation de définir des dimensions du domaine autour de l'ouvrage d'environ 15 rayons de galerie dans les directions verticale et horizontale depuis le centre de celle-ci, afin d'appliquer les conditions aux limites.

5.1.3 Chargement et conditions limites

L'application de la méthode convergence-confinement se fait en trois étapes, quatre si le soutènement est pris en compte, ce qui n'est pas notre cas.

5.1.3.1 Première étape - équilibre

Les conditions limites présentées Figure 5.3 sont telles que les déplacements verticaux, respectivement horizontaux, sont bloqués sur les faces inférieures et supérieures (en vert), respectivement sur les faces droites et gauches (en bleu). Les déplacements en paroi de galerie (en rouge) sont aussi bloqués dans les directions verticale et horizontale. $\underline{g}$ représente la force de pesanteur :

$$\underline{g} = \rho V g \tag{5.2}$$

où ρ est la masse volumique de l'argilite du Callovo-Oxfordien, V son volume et g l'accélération de la pesanteur. Il y'a deux configurations pour l'état de contrainte initial :

— **configuration 1** : l'état de contrainte initial est isotrope et le creusement se fait dans la direction de la contrainte majeure σ_H :

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 14MPa$$

— **configuration 2** : l'état de contrainte initial est anisotrope et le creusement se fait dans la direction de la contrainte mineure σ_h :

$$\sigma_x = 14.2MPa \ , \quad \sigma_y = 11.4MPa \ , \quad \sigma_z = 12MPa$$

Le calcul de l'équilibre se fait sur un pas de temps.

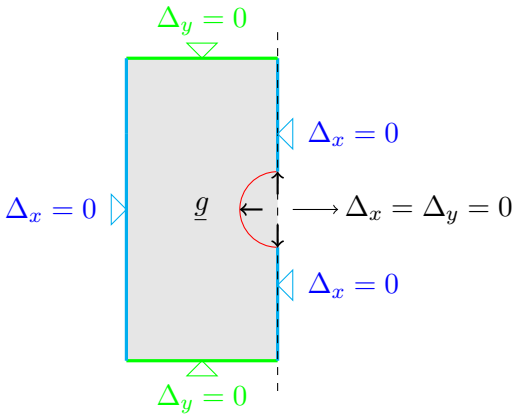


FIGURE 5.3 – Schéma du chargement et des conditions limites imposées à l'état d'équilibre.

5.1.3.2 Deuxième étape - calcul des réactions nodales

La deuxième étape permet de déterminer les réactions nodales aux parois de la galerie - pas encore creusée - à partir de l'état de contrainte *in-situ* et de l'équilibre, équations 5.3.

$$\begin{aligned} \sigma_{xx} &= -\rho g h - \sigma_x \\ \sigma_{yy} &= -\rho g h - \sigma_y \\ \sigma_{zz} &= -\rho g h - \sigma_z \end{aligned} \tag{5.3}$$

5.1.3.3 Troisième étape - creusement

La dernière étape permet de simuler le creusement en appliquant l'équation (5.1). Le creusement se fait sur 20 jours, avec le taux de confinement $(1 - \lambda)$ qui passe de 1 au jour 0, à 0 au jour 20 de façon linéaire, Figure 5.5. Les conditions limites, en dehors des parois de la galerie, sont les mêmes depuis la première étape, Figure 5.4.

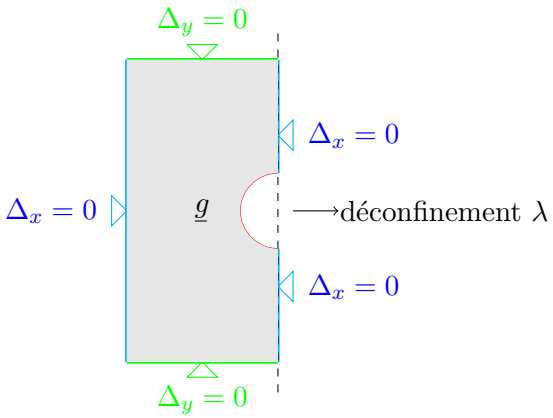


FIGURE 5.4 – Schéma du chargement et des conditions limites imposées au cours du creusement.

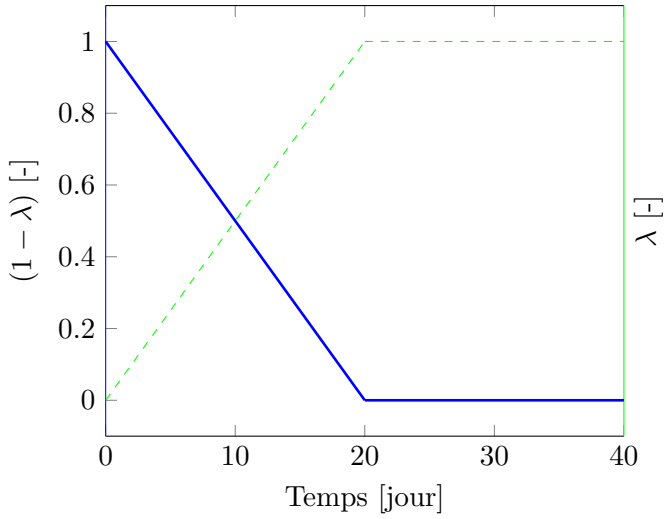


FIGURE 5.5 – Évolution du taux de confinement $(1 - \lambda)$ en fonction du temps (en bleu) et de λ (en vert).

Une fois le creusement terminé, au bout de 20 jours, le calcul continue afin de simuler la phase de consolidation et les comportements différés jusqu'à 40 ans. Pour toutes ces étapes, l'orientation du massif, afin de prendre en compte l'anisotropie, est choisie ici horizontale. Le plan d'isotropie est donc dans le plan $(\underline{x}, \underline{z})$. Dans le cas du site de Bure, l'orientation des plans de stratification de l'argilite du Callovo-Oxfordien est presque horizontale : 1.2°NE.

5.2 Simulations bi-dimensionnelles avec le modèle LKR anisotrope

5.2.1 Rappel des paramètres du modèle utilisé

Les valeurs des paramètres matériau utilisées pour modéliser l'argilite du Callovo-Oxfordien, sont présentées au Tableau 5.1. Pour une compression simple, l'évolution de la résistance en compression en fonction de l'orientation $\tilde{\theta}$ du plan de stratification est donnée Figure 5.6.

	Paramètres matériau	Valeurs	Unités
	P_a	0.1	[MPa]
Élasticité non linéaire	n_{elas}	0	
–	–	–	–
Élastoplasticité	$\hat{\sigma}_c$	12.	[MPa]
	A_{σ_c}	0.28	
	B_{σ_c}	5.509	
	β	1.5	
	γ	0.85	
	$m_{[0]}$	0.5	
	$m_{[1]}$	7.34	
	$\xi_{[1]}$	$1.e^{-2}$	
	$\nu_{[1]}$	1.5	
	$a_{[2]}$	0.58	
	$\nu_{[2]}$	1.5	
	$\xi_{[2]}$	$1.8e^{-2}$	
	q_i	100.	[MPa]
–	–	–	–
Viscoplasticité	$\xi_{[5]}$	$1.6e^{-2}$	
	f_p	0.1	
–	–	–	–
Dilatance	A_v	$1.e^{-12}$	[s^{-1}]
	n_v	1.5	
	ρ_1	1.	
	ρ_2	0.138	
	ρ_4	1.106	
–	–	–	–

TABLEAU 5.1 – Résumé des paramètres matériau du modèle LKR utilisés pour les calculs d'excavation pour l'argilite du COx.

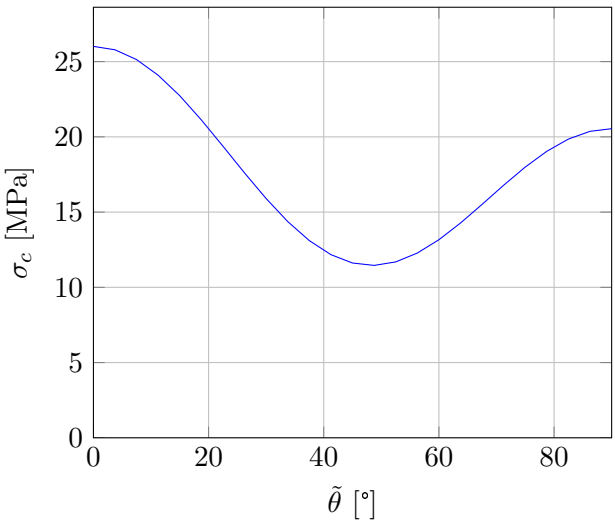


FIGURE 5.6 – Évolutions de σ_c selon l'orientation du plan de stratification $\tilde{\theta}$ pour le COx.

5.2.2 Résultats pour le creusement dans la direction de la contrainte majeure σ_H

Les résultats Figure 5.7 montrent des courbes d'iso-valeurs de la déformation équivalente de von Mises qui se traduisent par des bandes de cisaillement qui partent des coins situés à 45° de la galerie et se développent majoritairement dans le plan horizontal. En effet, 45° est l'angle pour lequel le matériau a les propriétés de résistance à la compression les plus faibles. Les déplacements des parois, mesurés aux points "voûte", "radier" et "piédroit" indiqués Figure 5.2, sont reportés Figure 5.8. On constate que les déplacements en piédroit sont les plus importants. Les convergences verticale et horizontale sont indiquées Figure 5.9, et on constate une différence entre ces deux convergences. Cette différence est quantifiée Figure 5.10. La convergence horizontale est plus importante que la convergence verticale. C'est la tendance qui est observée *in-situ* dans le laboratoire de Meuse et Haute-Marne.

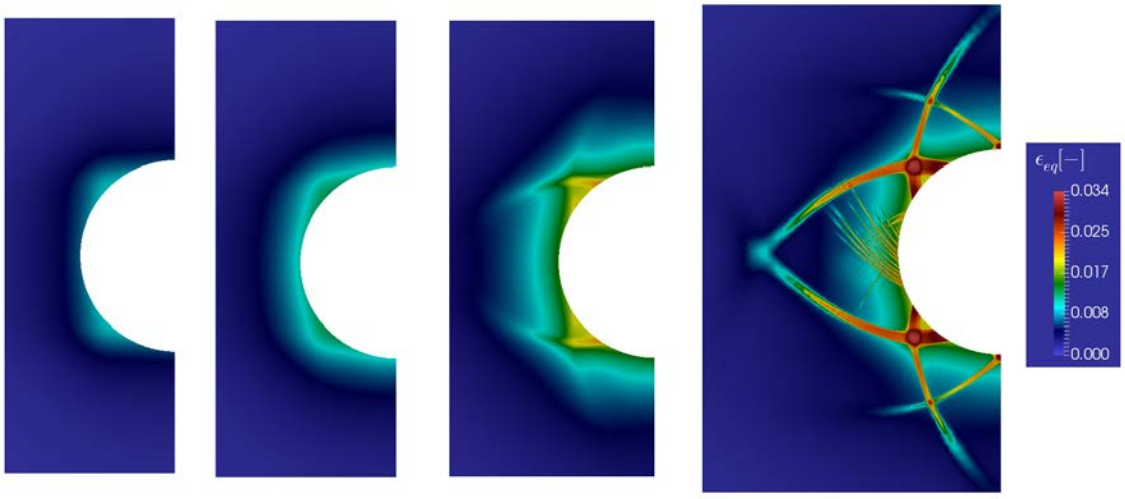


FIGURE 5.7 – Évolution des déformations équivalentes de von Mises à 20 jours, 4 mois, 13 ans et 40 ans, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H - LKR anisotrope.

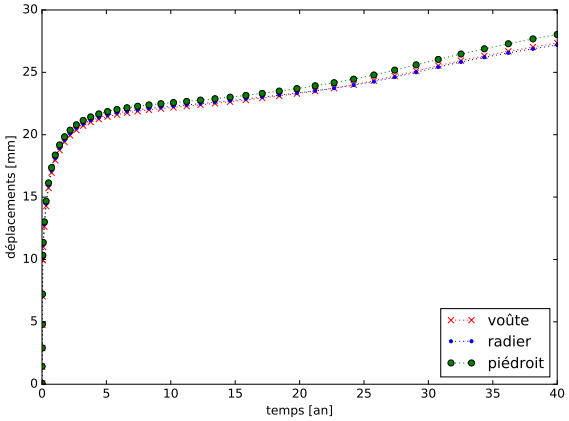


FIGURE 5.8 – Déplacements de points en parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H - LKR anisotrope.

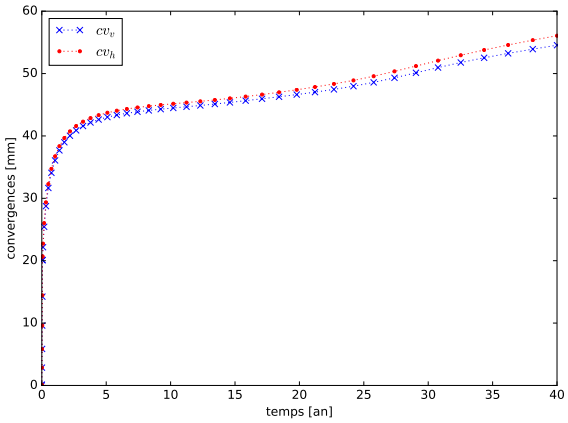


FIGURE 5.9 – Convergences verticale et horizontale des parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H - LKR anisotrope.

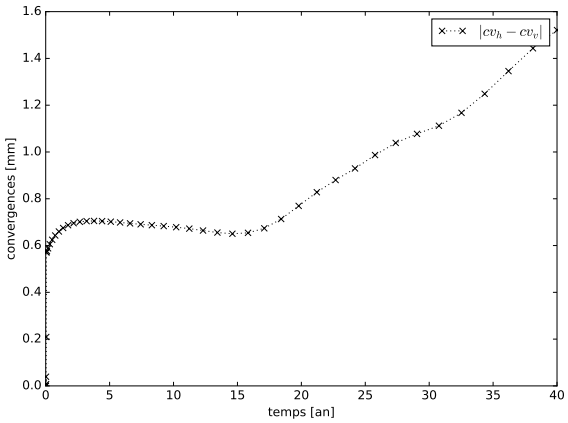


FIGURE 5.10 – Écart entre les convergences verticale et horizontale des parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H - LKR anisotrope.

5.2.3 Résultats pour le creusement dans la direction de la contrainte mineure σ_h

Les résultats Figure 5.11 montrent des localisations de la déformation plastique qui se traduisent par des bandes de cisaillement qui partent aussi des coins situés à 45° de la galerie et se développent cette fois-ci dans le plan vertical, donc dans la direction orthogonale à la direction de la contrainte majeure σ_H. Les déplacements des parois, toujours mesurés aux points "voûte", "radier" et "piédroit", sont reportés Figure 5.12. Dans ce cas, on constate que les déplacements en piédroit sont encore plus importants que dans le cas précédent par rapport aux déplacements en voûte et radier. Les convergences verticale et horizontale sont indiquées Figure 5.13. Le pic atteint au début du calcul a augmenté d'un facteur 10 par rapport au cas précédent. En effet, la différence entre les convergences verticale et horizontale est de 0.6mm dans le cas où la galerie est parallèle à σ_H et de 6mm dans le cas où la galerie est parallèle à σ_h. On constate aussi qu'il y a une différence importante entre l'évolution de cette différence de convergence. Dans le cas parallèle à σ_H, la différence continue d'augmenter alors que dans le cas parallèle à σ_h, la différence diminue, Figure 5.10.

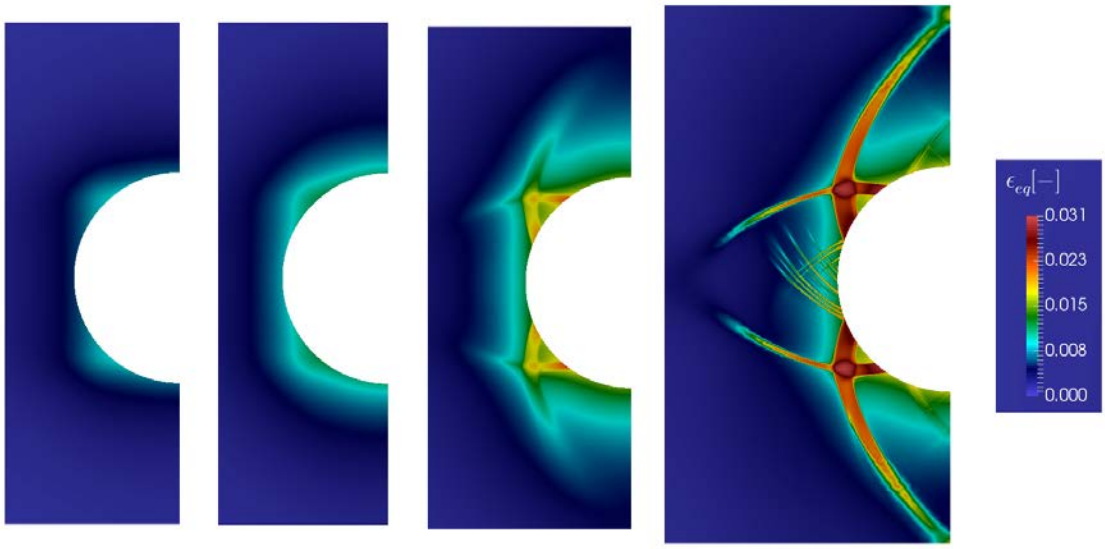


FIGURE 5.11 – Évolution des déformations équivalentes de von Mises à 20 jours, 4 mois, 13 ans et 40 ans, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte mineure σ_h - LKR anisotrope.

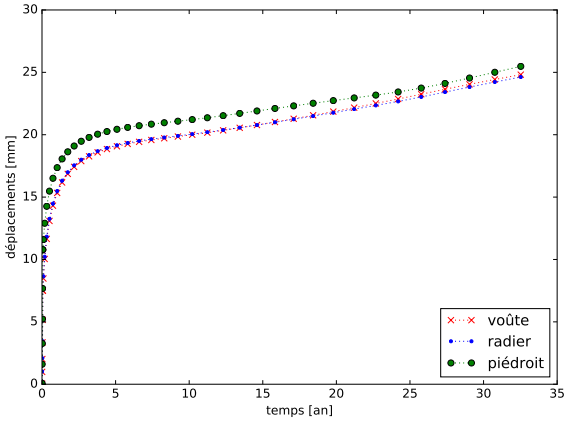


FIGURE 5.12 – Déplacements de points en parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte mineure σ_h - LKR anisotrope.

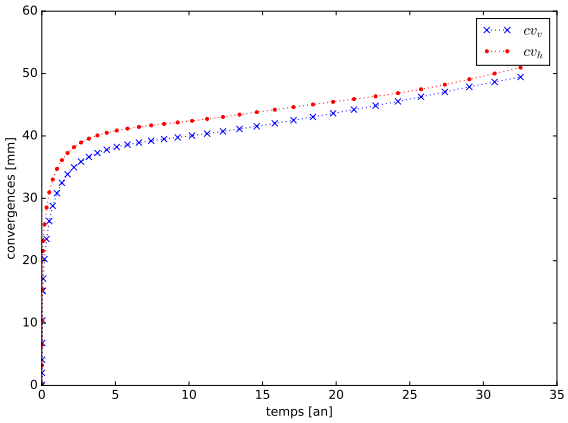


FIGURE 5.13 – Convergences verticale et horizontale des parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte mineure σ_h - LKR anisotrope.

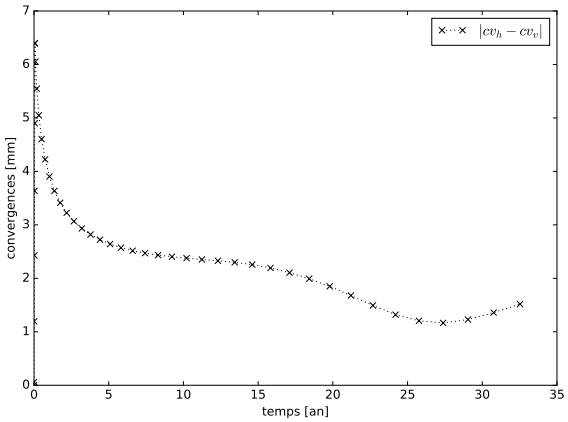


FIGURE 5.14 – Convergences verticale et horizontale des parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte mineure σ_h - LKR anisotrope.

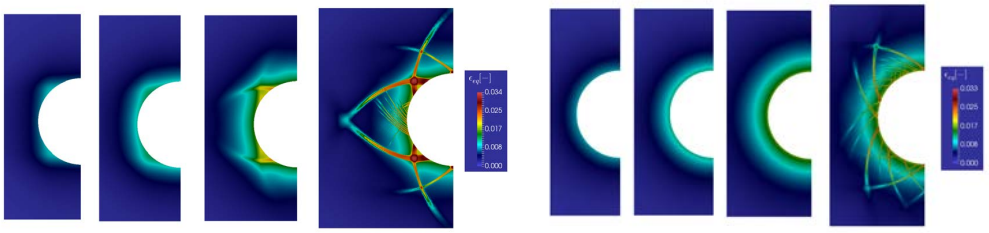
5.3 Bilan des résultats avec et sans prise en compte de l'anisotropie

Les études avec le modèle isotrope ont bien évidemment été menées avec les mêmes conditions limites, chargements et les mêmes paramètres matériau que pour les études menées avec le modèle étendu. En effet, l'ajout de l'anisotropie n'entraîne pas de modification de paramètres excepté pour la résistance en compression dont la valeur pour les simulations avec le modèle LKR isotrope est choisie à 13MPa.

5.3.1 Comparaison avec le modèle isotrope

Les isovaleurs des déformations équivalentes sont regroupées Figure 5.15 (pour le cas de galerie orientée dans la direction de contrainte horizontale majeure) et Figure 5.16 (pour le cas de galerie orientée dans la direction de la contrainte horizontale mineure), afin de mieux comparer. Dans le cas de la simulation de creusement suivant la direction de la contrainte horizontale majeure, on constate que l'utilisation du modèle isotrope entraîne une évolution de la déformation répartie de façon homogène autour des parois Figure 5.15b contrairement à la modélisation utilisant le modèle anisotrope Figure 5.15a. On peut le voir aussi avec

les déplacements des 3 points voûte, radier et piédroit présentés Figure 5.17. Les bandes de cisaillement sont aussi réparties de façon plus homogène mais ne sont pas non plus réparties de façon bien symétrique. Ceci est dû à la gravité. Pour ce qui est des convergences, dans le cas isotrope Figure 5.18, on commence à voir une différence à partir de 25 ans, jusqu'à atteindre un pic vers 38 ans à moins de 06mm pour redescendre. Dans le cas anisotrope la différence entre convergence horizontale et verticale a lieu dès l'excavation et continue d'augmenter jusqu'à 1,5mm.

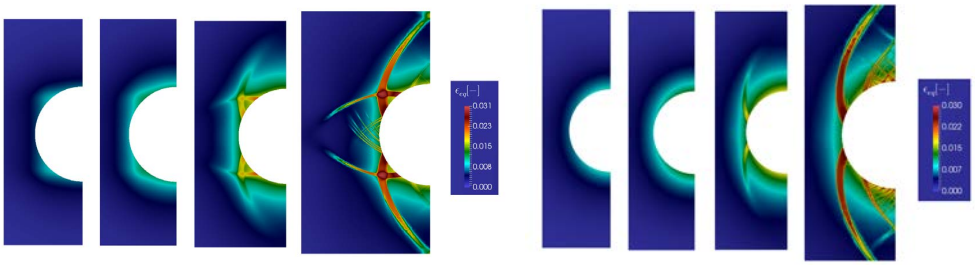


(a) Modèle anisotrope

(b) Modèle isotrope

FIGURE 5.15 – Évolution des déformations équivalentes de von Mises à 20 jours, 4 mois, 13 ans et 40 ans, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H.

Dans le cas de la simulation de creusement dans la direction de la contrainte horizontale mineure, l'effet du champ de contrainte initial anisotrope est bien visible sur l'évolution des déformations équivalentes Figure 5.16b. Les bandes de cisaillement sont bien orientées dans la direction verticale ce qui témoigne d'une contrainte horizontale plus importante. L'initiation de la déformation équivalente se fait principalement en voûte et radier alors que dans le cas du modèle anisotrope, l'initiation se fait à 45°. De plus, on observe plus une forme rectangulaire figure 5.16a et des bandes de cisaillement apparaissent dans la direction horizontale. Les différences entre convergences horizontale et verticale présentées Figure 5.20, montrent des tendances plutôt équivalentes mais dans le cas anisotrope, la différence entre les convergences est plus importante.



(a) Modèle anisotrope

(b) Modèle isotrope

FIGURE 5.16 – Évolution des déformations équivalentes de von Mises à 20 jours, 4 mois, 13 ans et 40 ans, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte mineure σ_h.

5.3.2 Conclusions

En conclusion, les simulations avec le modèle LKR anisotrope n'ont pas rencontrées plus de difficultés de convergence que les simulations menées avec le modèle isotrope. Donc d'un point de vue numérique, l'ajout de l'anisotropie est un succès. Pour ce qui est des résultats,

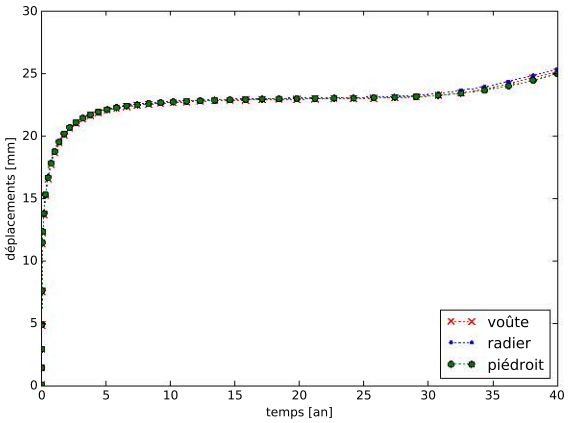


FIGURE 5.17 – Déplacements de points en parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H - LKR isotrope.

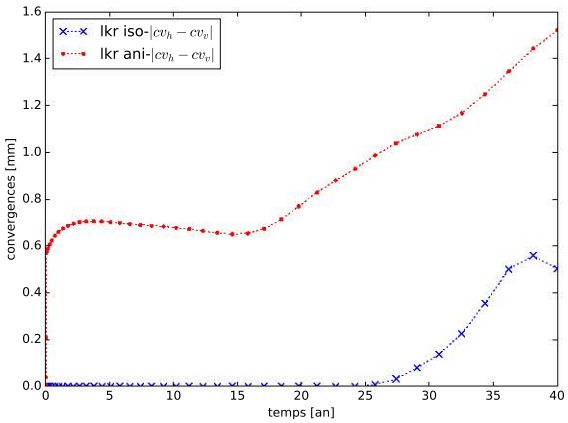


FIGURE 5.18 – Convergences verticale et horizontale des parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_H.

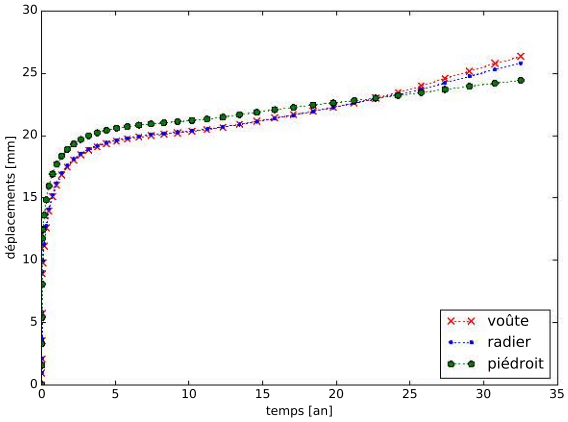


FIGURE 5.19 – Déplacements de points en parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte mineure σ_h - LKR isotrope.

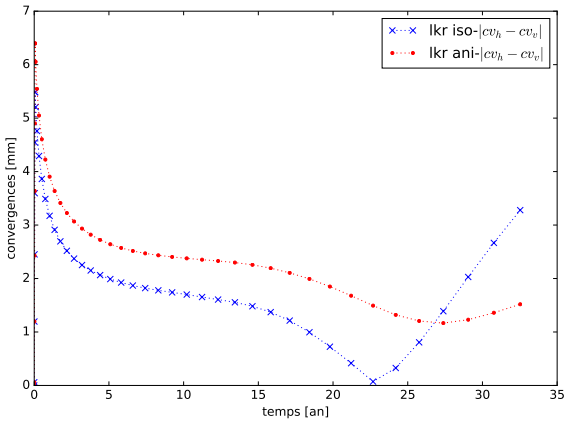


FIGURE 5.20 – Convergences verticale et horizontale des parois, pour une galerie orientée dans la direction de la contrainte majeure σ_h.

on constate qu'il est possible d'obtenir une ovalisation des parois des galeries creusées dans la direction de la contrainte horizontale majeure ce qui est observé *in-situ* et non reproductible avec le modèle isotrope. Même si les paramètres matériau utilisés pour ces simulations sont ceux de l'argilite du Callovo-Oxfordien, il n'est pas vraiment judicieux de comparer les valeurs numériques et observées *in-situ* parce que plusieurs différences sont présentes à commencer par la géométrie de la galerie simulée. En effet, les galeries du Laboratoire de Meuse/Haute-Marne ont généralement une forme en fer à cheval et non circulaire. Cette première étude permet d'étudier le comportement en réponse à une excavation de façon qualitative et non quantitative. Les résultats sont assez prometteurs puisqu'ils permettent de retrouver les tendances observées *in-situ* rappelées Figure 5.21 ci-dessous.

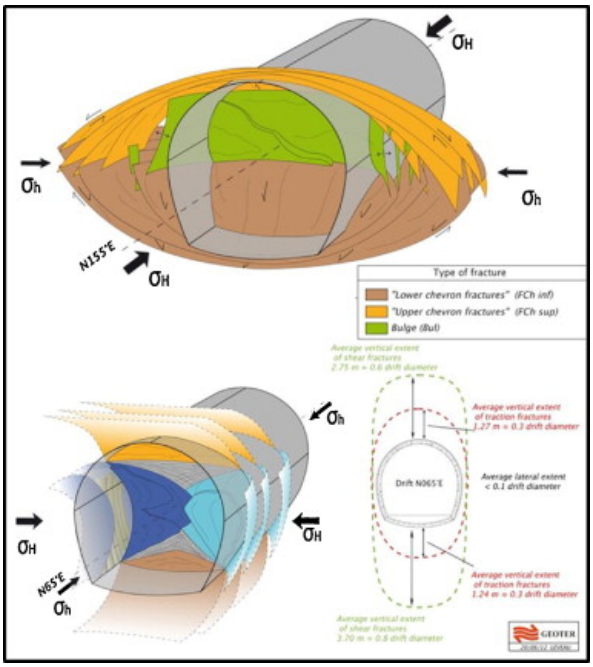


FIGURE 5.21 – Évolution des fractures induites en paroi de galeries creusées en direction des contraintes horizontales majeure et mineure au LSMHM - [Armand et al., 2013b]

Chapitre 6

Conclusion et perspectives

Conclusion

L'objectif principal de ce travail de thèse était d'intégrer l'anisotropie structurale de la roche au modèle de comportement LKR [Laigle, 2004],[Kleine, 2007],[Plassart, 2011] et [Raude, 2015], modèle thermo-élasto-viscoplastique de référence développé par EDF pour l'étude des ouvrages souterrains, en utilisant le logiciel aux éléments finis [Code_Aster, 2017] développé également par EDF. En effet, ce modèle de comportement mécanique permet d'effectuer des modélisations couplées hydromécaniques complètes avec un modèle de comportement radoucissant prenant en compte les effets différés des géomatériaux. L'anisotropie structurale est plus ou moins facilement observable dans différentes roches via des essais de compression triaxiale et s'il est possible d'assurer la pérennité d'un ouvrage en se basant sur une étude menée avec un modèle de comportement isotrope, l'enjeu est bien différent lorsque l'ouvrage en question servira à stocker des colis de déchets à haute activité et moyenne activité vie longue pour 100 000 ans. En effet, lors du creusement dans une galerie souterraine, des zones d'endommagement EDZ (Excavation Damage Zone) et de fracturation EFZ (Excavation Fracture Zone) se développent autour des parois et peuvent être le lieu de perturbations hydromécaniques et géochimiques entraînant des variations significatives des propriétés hydrauliques et de transport de la roche. Il est donc important de pouvoir affiner les prédictions du comportement en paroi de galerie afin de dimensionner un soutènement adapté.

Pour parvenir à cet objectif, une démarche scientifique a été mise en place. Après une introduction visant à contextualiser les travaux de thèse (Chapitre 1), le Chapitre 2 du mémoire était dédié à la description de l'anisotropie au sein des géomatériaux et à la présentation des différentes méthodes d'intégration de cette anisotropie dans les lois de comportement au sein des codes numériques dédiés à la modélisation des milieux continus. L'étude bibliographique, dont une synthèse est exposée au Chapitre 2, a permis une analyse des différents travaux menés par des chercheurs sur l'anisotropie des matériaux et sa modélisation. Sur la base de cette synthèse bibliographique, différents modèles de comportement mécanique ont été vus et deux approches distinctes ont été retenues.

La première, développée par [Pietruszczak and Mroz, 1999] et utilisée par [Giot, 2004], [Chen and Shao, 2009],[Parisio, 2016] entre autres, permet de prendre en compte l'anisotropie structurale de la roche en intégrant un tenseur de fabrique ou de microstructure dont le rôle est de définir les orientations préférentielles présentes au sein du matériau. Dans le cas de l'isotropie transverse, ce tenseur est simplifié et modifie l'expression du paramètre matériau choisi - qui est un scalaire dans le cas isotrope - pour représenter l'anisotropie. Ainsi ce paramètre devient fonction de l'orientation relative du plan d'isotropie transverse et de la direction des contraintes principales. La deuxième approche, développée par [Jaeger, 1971] et utilisée par [Sainsbury et al., 2008], [Kassa and Nordal, 2016] entre autres, permet de concevoir deux phénomènes de rupture au sein du massif rocheux. Un phénomène de rupture ayant lieu dans la matrice isotrope et un phénomène ayant lieu le long du plan dit de faiblesse ou critique. Cette méthode est principalement utilisée avec un modèle de comportement Mohr-Coulomb lequel comprend deux critères, l'un décrivant le comportement de la matrice rocheuse et l'autre décrit le long du plan de faiblesse. Ces deux approches ont été testées au Chapitre 3 sur un modèle de comportement de type Drucker-Prager à écrouissage négatif. Il a été montré que l'intégration du tenseur de fabrique dans le modèle n'a pas dénaturé celui-ci et a donné des résultats satisfaisants quant aux réponses anisotropes que ce soit pour une simulation en un point matériel ou une simulation d'excavation de galerie. Le calage des paramètres ajoutés, qui sont au nombre de trois contre un dans le cas isotrope, n'est pas ardu et la rigueur mathématique sur laquelle se base la méthode permet une bonne intégration numérique. Dans le cas de l'approche du plan de faiblesse, la matrice rocheuse est caractérisée par un critère de type Drucker-Prager et le plan de faiblesse est caractérisé par un critère de type Mohr-Coulomb. Le calage des paramètres est un peu moins évident qu'avec la première approche puisqu'il faut caler les paramètres de chaque critère indépendamment puis vérifier que les

calages soient cohérents. L'intégration implicite implique aussi des difficultés pour effectuer un couplage qui ne sont pas rencontrées avec un schéma d'intégration explicite. A l'issue de ce chapitre et sur la base de ces résultats et conclusions, l'approche du tenseur de fabrique a été retenue pour l'intégration de l'anisotropie de structure au sein du modèle LKR.

Le Chapitre 4 est ainsi dédié à l'extension anisotrope du modèle LKR faite via l'intégration du tenseur de fabrique dans le comportement plastique. Nous avons d'abord rappelé le cadre physique du modèle LKR isotrope. Nous avons ensuite présenté la formulation analytique du modèle LKR et de son extension anisotrope par le tenseur de fabrique. Nous avons justifié le choix de la résistance à la compression comme paramètre intégrant la dépendance à l'orientation relative de la direction du tenseur des contraintes principales et de la direction du plan de stratification et détaillé l'identification des paramètres du modèle, et ce pour différentes roches anisotropes.

Enfin, le Chapitre 5 se concentre sur l'utilisation de l'extension anisotrope du modèle LKR à une application industrielle, correspondant à l'excavation d'une galerie. Les résultats de simulations d'excavation sont encourageants puisqu'ils montrent une ovalisation des parois de la galerie creusée dans la direction de la contrainte principale majeure en ayant seulement modifié un paramètre matériau.

Perspectives

Dans le but d'entreprendre une extension anisotrope du modèle LKR et en première approche, des simplifications ont été faites et principalement, la non prise en compte de la dépendance de la résistance à la compression à l'orientation, entre le plan de stratification et la direction de chargement principal, dans la loi d'écoulement. En effet, les dérivées de ce paramètre, en fonction du tenseur des contraintes, n'ont pas été prises en compte dans la loi d'écoulement. Ceci entraînerait d'importantes modifications dans la matrice jacobienne. Cependant, la variabilité dans les observations expérimentales ne permettront possiblement pas un ajustement évident. Il en va de même pour la loi de dilatance, les travaux de [Naumann et al., 2007], sur de l'argilite à Opalinus, montrent une dépendance de la dilatance suivant l'orientation du plan de stratification des éprouvettes. Même si cette anisotropie de la dilatance reste plus faible que celle de la résistance en compression, il peut-être intéressant d'approfondir ce point en étudiant quel(s) paramètre(s) intervenant dans la loi de dilatance peut ou peuvent-être rendu(s) anisotrope(s) via le tenseur de fabrique en adéquation avec des observations expérimentales.

Dans ces travaux, l'anisotropie structurale n'est pas intégrée au comportement viscoplastique mais bien que différents travaux considèrent que dans une première approche celle-ci est négligeable devant d'autres caractéristiques de la roche [Guéry et al., 2008], l'impact de l'anisotropie structurale sur le comportement différé a pu être démontré. Les travaux de [Liu et al., 2015] réalisés sur l'argilite du Callovo-Oxfordien mettent en avant des déformations de fluage axiale et latérale plus importantes dans le cas d'éprouvettes présentant une stratification horizontale. Dans le cas du modèle LKR, le critère viscoplastique est évalué en prenant une valeur moyenne de la résistance à la compression, il serait intéressant d'intégrer l'expression anisotrope de ce paramètre comme pour l'évaluation du critère plastique.

Une autre perspective concerne l'approche retenue elle-même. Sur la base des résultats obtenus avec le modèle de Drucker-Prager et étant données les difficultés numériques rencontrées, l'approche du tenseur de fabrique a été retenue en priorité. Néanmoins, cette approche est principalement adaptée aux roches présentant une anisotropie "douce" ou "continue", *i.e.* à anisotropie planaire continue pour reprendre la terminologie de [Cuxac, 1991] adoptée au Chapitre 2, parmi lesquelles les argilites. L'approche de type plan de faiblesse, malgré ses inconvénients et les difficultés liées à son implantation numérique, reste intéressante pour traiter le cas des roches à anisotropie plus "brutale", *i.e.* à anisotropie planaire discontinue,

telles que les schistes ou les gneiss. En effet, pour de telles roches, on conçoit bien que la transition de la résistance dans une direction à la résistance dans une autre direction est brutale, car une gamme de direction de chargement sollicite la résistance de la matrice, tandis que les autres directions de chargement sollicitent la résistance du plan de faiblesse. L'approche du plan de faiblesse permet de gérer une telle transition brutale alors que l'approche du tenseur de fabrique gère la transition de la résistance dans une direction à la résistance dans une autre direction de manière beaucoup plus douce et continue. On pourrait imaginer intégrer cette approche du plan de faiblesse dans le modèle LKR au sein du [Code_Aster, 2017] en introduisant notamment une variable permettant de sélectionner le type d'approche que l'on souhaite activer. Grossièrement, l'utilisateur serait invité à renseigner en donnée d'entrée s'il considère une anisotropie continue ou une anisotropie discontinue et il y aurait aiguillage au sein du code vers l'une ou l'autre approche.

Par ailleurs, on pourrait également imaginer étendre le modèle anisotrope à d'autres cas que l'isotropie transverse. Nous avons privilégié ce cas d'anisotropie car il est représentatif de nombreuses roches dans la réalité (notamment sédimentaires telles que les argilites), mais de nombreuses roches présentent plutôt une anisotropie de type orthotrope, avec trois plans de symétrie, plutôt qu'un axe, du fait de la présence d'une linéation par exemple, en sus des plans de schistosité ou de litage. C'est le cas notamment d'un certain nombre de roches métamorphiques. Si l'on se reporte à la terminologie adoptée dans le Chapitre 2, les développements menés dans le cadre de la thèse permettent de gérer les roches avec symétrie axiale, mais les roches présentant des linéations participe davantage des roches à symétrie orthorhombique.

En outre, les travaux menés dans le cadre de cette thèse se focalisent sur la prise en compte de l'anisotropie initiale ou de structure. Néanmoins, comme vue dans le Chapitre 2, à cette anisotropie peut se superposer une anisotropie induite liée à l'apparition de microcracks en cours de sollicitation mécanique. L'extension anisotrope du modèle LKR, développée dans le cadre de ces travaux de thèse, ne permet pas de prendre en compte cette anisotropie induite. Pour ce faire, on pourrait imaginer introduire une variable d'endommagement sous la forme d'un tenseur d'ordre 2 permettant de prendre en compte un endommagement diffus, couplé à la partie élastique du modèle. On pourrait s'inspirer des travaux de [Desmorat et al., 2007] et [Chen et al., 2014]. La superposition des deux types d'anisotropie, de structure et induite, devrait permettre d'améliorer le calage des données expérimentales, et notamment les fortes anisotropies de convergence observées au laboratoire souterrains de Meuse/Haute-Marne dans les galeries orientées dans la direction de la contrainte principale mineure.

Enfin, une autre perspective de ces travaux est le couplage du modèle LKR anisotrope aux lois de comportement Thermo-Hydro-Mécaniques du [Code_Aster, 2017]. Il serait alors possible de reproduire des expérimentations *in-situ* telles que l'expérimentation SDZ, correspondant à la caractérisation de l'effet de la saturation/désaturation généré par la ventilation sur l'EDZ, au laboratoire souterrain de Meuse/Haute-Marne, de mener des modélisations similaires à celles réalisées dans le cadre de l'action transverse modèle de l'Andra avec le modèle LKR isotrope [Cuvilliez et al., 2017] ainsi que des modélisations prédictives dans le cadre du dimensionnement d'un stockage de déchets radioactifs, avec prise en compte des couplages THM, de manière similaire à [Giot et al., 2018]. Tous les éléments sont disponibles au sein du [Code_Aster, 2017], puisque la loi de comportement thermo-poro-élastique est déjà disponible au sein du [Code_Aster, 2017] [Giot et al., 2018] et pourrait être associée au modèle LKR anisotrope.

Bibliographie

AFTES (1979). Stabilité des tunnels par la méthode convergence-confinement. *Tunnels et ouvrages souterrains*, (n°32). 104

Alejano, L. and Alonso, E. (2005). Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42 :481–507. xiv, 78, 92

Amadei, B., Savage, W., and Swolfs, H. (1987). Gravitational stresses in anisotropic rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 24 :5–14. 27

ANDRA (2016). Dossier d'option de sûreté, partie après fermeture. xvi, IV, V

Armand, G., Leveau, F., Nussbaum, N., de la Vaissière, R., Noiret, A., Jaeggi, D., Landrein, P., and Righini, C. (2013a). Geometry and properties of the excavation-induced fractures at the meuse/haute-marne url drifts. *Rock Mechanics Rock Engineering*. xi, 8

Armand, G., Noiret, A., Zghondi, J., and Seyedi, D. (2013b). Short- and long-term behaviors of drifts in the callovo-oxfordian claystone at the meuse/haute-marne underground research laboratory. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5(3) :221 – 230. xv, 116

Armand, G., Zghondi, J., Djizanne, H., Conil, N., de la Vaissière, R., Bumbieler, F., Richard-Panot, L., and Bosgiraud, J.-M. (2016). Apport du laboratoire souterrain de meuse haute-marne pour la compréhension du comportement hydromécanique des ouvrages souterrains dans les argilites. xi, 7

Arzúa, J. and Alejano, L. R. (2013). Dilation in granite during servo-controlled triaxial strength tests. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 61 :43 – 56. 96

Aubry, D., Hujeux, J., Lassoudiere, F., and Meimon, Y. (1982). A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behavior. 41

Berest, P., Habib, P., and Minh, D. N. (1980). Tentative d'interprétation des déformations observées aux tunnels de fréjus et du gran sasso. *Revue française de géotechnique*, (n°12) :44–55. xi, 9

Bhandari, A. R. and Inoue, J. (2005). Strain localization in soft rock - a typical rate-dependent solid : experimental and numerical studies. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29(11) :1087–1107. xiv, 80

Biarez, J. and Hicher, P.-Y. (1994). Elementary mechanics of soil behaviour. 96, 97

Biarez, J. and Wiendieck, K. (1963). La comparaison qualitative entre l'anisotropie mécanique et l'anisotropie de structure des milieux pulvérulents. *Comptes-rendus Académie des Sciences*, t. 256 :1217–20. 20

Boehler, J. P. (1975). *Contributions théoriques et expérimentales à l'étude des milieux plastiques anisotropes.* PhD thesis, Grenoble. 31

Bolton, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, 36(1) :65–78. 96

Caddell, R., Raghava, R., and Atkins, A. (1973). Yield criterion for anisotropic and pressure dependent solids such as oriented polymers. *Journal of Materials Science*, 8 :1641 – 1646. 30

Cambou, B. and Lanier, J. (1988). Induced anisotropy in cohesionless soil : Experiments and modelling. *Computers and Geotechnics*, 6(4) :291 – 311. 20

Casagrande, A. and Carillo, N. (1944). Shear failure of anisotropic materials. *Proc. Boston Soc. Civil Eng.*, 31 :74–87. 19

Chang, C. and Hicher, P.-Y. (2005). An elasto-plastic model for granular materials with microstructural consideration. *International Journal of Solids and Structures*. 23, 51

Chen, L. and Shao, J. (2009). Un modele anisotrope couplé plasticité endommagement basé sur l'approche discrete et la methode des tenseurs de fabrique. In *19eme Congres Francais de Mecanique*, Marseille. xii, 22, 34, 118

Chen, W., Borderie, C. L., Maurel, O., Pijaudier-Cabot, O., and Rey-Bethbeder, F. (2014). Simulation of damage-permeability coupling for mortar under dynamic loads. *International Journal for Numerical And Analytical Methods in Geomechanics*, 38(5) :457–474. 120

Code_Aster (2017). EDF R&D, code général pour l'étude du comportement mécanique des structures diffusé sous licence GNU GPL. *http://www.code-aster.org*. 5, 10, 48, 104, 118, 120

Cuvilliez, S., Djouadi, I., Raude, S., and Fernandes, R. (2017). An elastoviscoplastic constitutive model for geomaterials : application to hydromechanical modelling of claystone response to drift excavation. *Computers and Geotechnics*, 85 :321–340. 43, 120

Cuxac, P. (1991). *Propagation et atténuation des ondes ultrasoniques dans des roches fissurées et anisotropes.* PhD thesis, Institut National Polytechnique de Lorraine. xi, 18, 19, 23, 119

Deshpande, V., Fleck, N., and Ashby, M. (2001). Effective properties of the octet-truss lattice material. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 49(8) :1747 – 1769. 30

Desmorat, R., Gatuingt, F., and Ragueneau, F. (2007). Nonlocal anisotropic damage model and related computational aspects for quasi-brittle materials. *Engineering Fracture Mechanics*, 74 :1539 – 1560. 120

Diederichs, M., Carvalho, J., and Carter, T. (2007). A modified approach for prediction of strength and post yield behaviour for high gsi rockmasses in strong, brittle ground. 1 :249–257. 75

Diederichs, M. and Martin, C. D. (2010). Measurement of spalling parameters from laboratory testing. 75

Dizier, A. (2011). *Caractérisation des effets de température dans la zone endommagée autour de tunnels de stockage de déchets nucléaires dans des roches argileuses.* PhD thesis, Université de Liège. xi, 8, 9

Donath, F. A. (1964). A strength variation and deformational behaviour of anisotropic rocks. *State of stress in Eath's crust, New York, Elsevier*, pages 281–297. 37

Duveau, G., Shao, J., and Henry, J. (1998). Assessment of some failure criteria for strongly anisotropic geomaterials. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 3. xii, 23, 29, 30, 34, 35, 51, 60

Fernandes, R., Chavant, C., and Chambon, R. (2008). A simplified second gradient model for dilatant materials : Theory and numerical implementation. *International Journal of Solids and Structures*, 45(20) :5289 – 5307. 104

Ferrage, E. (2016). Investigation of the interlayer organization of water and ions in smectite from the combined use of diffraction experiments and molecular simulations. a review of methodology, applications, and perspectives. *Clays and Clay Minerals*, 64(4) :348–373. xi, 16

Foucault, A. (2010). *Modelisation du comportement cyclique des ouvrages en terre integrant des techniques de regularisation.* PhD thesis, Ecole Centrale Paris. 41

Giot, R. (2004). *Interpretation des mesures de contraintes par relaxation dans les formations argileuses profondes.* PhD thesis, Institut National Polytechnique de Lorraine. 51, 118

Giot, R., Granet, S., Faivre, M., N., M., and J., H. (2018). A transversely isotropic thermo-poroelastic model for claystone : parameter identification and application to a 3d underground structure. *Geomechanics and Geoengineering, An International Journal*. 120

Guayacan-Carrillo, L. M., Ghabezloo, S., Sulem, J., Seyedi, D. M., and Armand, G. (2017). Effect of anisotropy and hydro-mechanical couplings on pore pressure evolution during tunnel excavation in low-permeability ground. xi, 7

Guéry, A. A.-C., Cormery, F., Su, K., Shao, J., and Kondo, D. (2008). A micromechanical model for the elasto-viscoplastic and damage behavior of a cohesive geomaterial. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 33 :S416 – S421. Clays in Natural and Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement. 119

Haïed, A. (1995). *Étude expérimentale de la rupture en mode de déformation localisé dans un grès.* PhD thesis, Université de Lille. xiii, 73

Hill, R. (1948). A theory of the yielding and plastic flow of anisotropic metals. *Proc. Roy. Soc. London*, page 193 :281–297. 30

Hill, R. (1979). Theoretical plasticity of textured aggregates. *Math. Proc. Camb. Phil. Soc.*, page 85(1) :179–191. 30

Hoek, E. and Brown, E. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106. 39, 41, 70

Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B. (2002). Hoek-brown failure criterion-2002 edition. in : Proceedings of narsm-tac conference, toronto 1 :267-273. 82

Hooke, R. (1675). A description of helioscopes, and some other instruments. 24

Jaeger, J. C. (1960). Shear failure of anisotropic rocks. *Geol. Mag.*, 97 :65. 35, 60

Jaeger, J. C. (1971). Friction of rocks and stability of rock slope. *Geotechnique*, 21(2) :97–134. 36, 39, 118

Jaeger, J. C. and Cook, N. G. (1969). Fundamentals of rock mechanics. *Chapman & Hall, London.* 40

Kanatani, K.-H. (1984). Distribution of directional data and fabric tensors. *International Journal of Engineering Science*, 22(2). 50

Kassa, H. and Nordal, S. (2016). Numerical models on anisotropy of rocks. *Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting, Challenges in Nordic Geotechnic.* xii, xiii, 28, 37, 40, 41, 118

Kimoto, S. (2002). *Constitutive Models for Geomaterials Considering Structural Changes and Anisotropy.* PhD thesis, Université de Kyoto. 22

Kleine, A. (2007). *Modélisation numérique du comportement des ouvrages souterrains par une approche viscoplastique*. PhD thesis, INPL. 5, 73, 76, 81, 85, 95, 96, 118

Kranz, R. L. (1983). Microcracks in rocks : A review. *Tectonophysics*, 100(1) :449 – 480. Continental Tectonics : Structure, Kinematics and Dynamics. 22

Laigle, F. (2004). *Modèle conceptuel pour le développement de lois de comportement adaptées à la conception des ouvrages souterrains*. PhD thesis, École Centrale de Lyon. xiii, xiv, 5, 70, 73, 75, 76, 77, 78, 82, 85, 96, 118

Laigle, F. (2014). Mécanique des roches et travaux souterrains. *Cours*. xiii, 71, 72

Lanier, J., Di Prisco, C., and Nova, R. (1991). étude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite du sable d'hostun. *Revue Française Géotechnique*, (57) :59–74. xii, 20

Lanyon, G. (2011). Excavation damaged zones assessment. *OPG's deep geologic repository for low and intermidiate level waste*. 7

Lekhnitskii, S. G. (1963). Theory of elasticity of an anisotropie elastic body. *Holden Day, Inc San Fransisco*. 27

Li, X. (2013). Timodaz : A successful international cooperation project to investigate the thermal impact on the edz around a radioactive waste disposal in clay host rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5(3) :231 – 242. xii, 28

Liu, Z., Xie, S., Shao, J., and Conil, N. (2015). Effects of deviatoric stress and structural anisotropy on compressive creep behavior of a clayey rock. *Applied Clay Science*, 114 :491 – 496. 119

Lunardi, P. (1980). Application de la mécanique des roches aux tunnels autoroutiers exemple des tunnels du fréjus (côté italie) et du gran sasso. *Revue Française de Géotechnique Numéro 12*. 9, 10

Manh, H. T. (2014). *Comportement des tunnels en terrain poussant*. PhD thesis, ENPC. xi, 10

Masure, P. (1970). *Comportement des roches à anisotropie planaire discontinue - Application à l'étude de la stabilité des excavations souterraines*. PhD thesis, ENSG. xiii, xv, 15, 17, 29, 57, 60, II, III

McLamore, R. and Gray, K. E. (1967). The mechanical behavior of anisotropic sedimentary rocks. *Journal of Engineering for Industry, Trans. of the A.S.M.E.*, 89(62). 35

Meftah, K. and Magnan, J. (1988). Anisotropie de la résistance, de la déformabilité et de la perméabilité des sols - etat des connaissances. *Rapports des laboratoires - Série : Géotechnique - Mécanique des sols - Sciences de la Terre GT-31*. 22

Nasseri, M. and Mohanty, B. (2008). Fracture toughness anisotropy in granitic rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 45(2) :167 – 193. 22

Naumann, M., Hunsche, U., and Schulze, O. (2007). Experimental investigations on anisotropy in dilatancy, failure and creep of opalinus clay. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 32(8) :889 – 895. Clay in natural and engineered barriers for radioactive waste confinement - Part 2. 119

Nguyen, T. L., Szymkiewicz, F., Reiffsteck, P., Bourgeois, E., and Mestat, P. (2011). Caractérisation et effet de l'anisotropie sur le comportement de sols reconstitués. *Revue canadienne de géotechnique*, 48 :1520–1536. xii, 21

Niandou, H. (1994). *Etude du comportement rheologique et modelisation de l'argilite de Tournemire. Application a la stabilite d'ouvrages souterrains.* PhD thesis, Universite des Sciences et Technologies de Lille, Laboratoire de Mecanique de Lille URA 1441 CNRS. xiii, 23, 27, 32, 56, 58, 60, 63

Niandou, H., Shao, J., Henry, J., and Fourmaintraux, D. (1997). Laboratory investigation of the behaviour of tournemire shale. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(1) :3–16. xii, xiv, 24, 29, 32, 55, 88

Oda, M. (1972). The mechanism of fabric changes during compressional deformation of sand. *Soils and Foundations*, 12(2). 21

Oliveira, D. (2012). Application of a transversely isotropic brittle rock mass model in roof support design. *International Journal of Mining Science and Technology.* xii, 38, 39

Panet, M. (1995). Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. *Presse de l'ENPC, Paris.* 104

Pariseau, W. (1972). Plasticity theory for anisotropic rocks and soils. *Proc. lOth Symposium on Rock Mechanics (AIME)*, pages 267–295. 30

Parisio, F. (2016). Constitutive and numerical modeling of anisotropic quasi-brittle shales. page 304. xiv, 89, 118

Pellet, F. (2017). Apport de la mécanique des roches fondamentale. *CFMR - Mines ParisTech.* xiii, 43

Perzyna, P. (1966). *Fundamental problems in viscoplasticity*, volume 9. Advances in apllied mechanics. 95

Pietruszczak, S., Lydzba, D., and Shao, J. (2001). Modelling of inherent anisotropy in sedimentary rocks. *International Journal of Solids and Structures.* xii, 32, 33, 34, 50, 53, 54

Pietruszczak, S. and Mroz, Z. (1999). Formulation of anisotropic failure criteria incorporating a microstructure tensor. *Computers and Geotechnics.* 32, 50, 118

Plassart, R. (2011). *Modélisation hydromécanique du comportement des ouvrages souterrains avec un modèle élasto-visco-plastique.* PhD thesis, INPL. xiii, 5, 72, 118

Qi, M., Shao, J., Giraud, A., Zhu, Q., and Colliat, J. (2016). Damage and plastic friction in initially anisotropic quasi brittle materials. *International Journal of Plasticity*, 82 :260 – 282. 43

Rahal, S. (2015). *Influence de l'anisotropie induite par la fissuration sur le comportement poromécanique des géomatériaux.* PhD thesis, Université de Toulouse. 22

Raude, S. (2015). *Prise en compte des sollicitations thermiques sur les comportements instantané et différé des géomatériaux.* PhD thesis, INPL. xiii, xiv, 5, 74, 76, 80, 81, 82, 84, 85, 86, 87, 93, 94, 97, 118

Raude, S., Laigle, F., Giot, R., and Fernandes, R. (2015). A unified thermoplastic/viscoplastic constitutive model for geomaterials. *Acta Geotechnica*, page in press. 46

Sainsbury, B., Pierce, M., and Mas Ivars, D. (2008). Simulation of rock mass strength anisotropy and scale effects using a ubiquitous joint rock mass (ujrm) model. *Continuum and Distinct Element Numerical Modeling in Geo-Engineering.* 38, 118

Sainsbury, B., Pierce, M., and Mas Ivars, D. (2015). Analysis of caving behavior using a synthetic rock mass (srm) - ubiquitous joint rock mass (ujrm) modelling technique. In *Conference : 1st Southern Hemisphere International Rock Mechanics Symposium, At Perth, Australia*. 38

Salager, S., Francois, B., Nuth, M., and Laloui, L. (2012). Constitutive analysis of the mechanical anisotropy of opalinus clay. *Acta Geotechnica*. xiii, xiv, 42, 88

Seingre, G., Arnould, M., and Ledru, P. (2005). Tunnel de base du lötschberg-bil an de l'excavation aux tunneliers. *GEOLINE 2005, BRGM editions*. xii, 28

Sirieys, P. (1982). Anisotropie mécanique des roches. comportement mécanique des solides anisotropes. *Colloque Int. CNRS*, pages 481 – 532. 17

Takemura, T., Golshani, A., Oda, M., and Suzuki, K. (2003). Preferred orientations of open microcracks in granite and their relation with anisotropic elasticity. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(4) :443 – 454. 22

Tanguy, A. (2009). La propagation du son dans les matériaux : vibrations, diffusion, atténuation. In *Conference : Physique au Printemps*. xi, 14

Tien, Y. and Kuo, M. (2001). A failure criterion for transversely isotropic rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, pages 399 – 412. xii, 36, 40, 41

Tsai, S. and Wu, E. (1971). A general theory of strength for anisotropic materials. *Journal of Composite Materials*. 31

von Mises, R. (1928). Mechanik der plastischen formänderung von kristallen. *Z. angew. Math. Mech.*, page 161. 30

Wang, P., Cai, M., and Ren, F. (2018). Anisotropy and directionality of tensile behaviours of a jointed rock mass subjected to numerical brazilian tests. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 73 :139 – 153. xii, 28, 29

Zhao, X. and Cai, M. (2010). A mobilized dilation angle model for rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47(3) :368 – 384. xiv, 78, 96

Zhu, Q., Shao, J., and Kondo, D. (2008). A discrete thermodynamic approach for modeling anisotropic coupled plasticity-damage behavior in geomaterials. *Comptes Rendus Mécanique*, 336(4) :376 – 383. 22

Annexe A

Annexes

A.1 Figures annexes

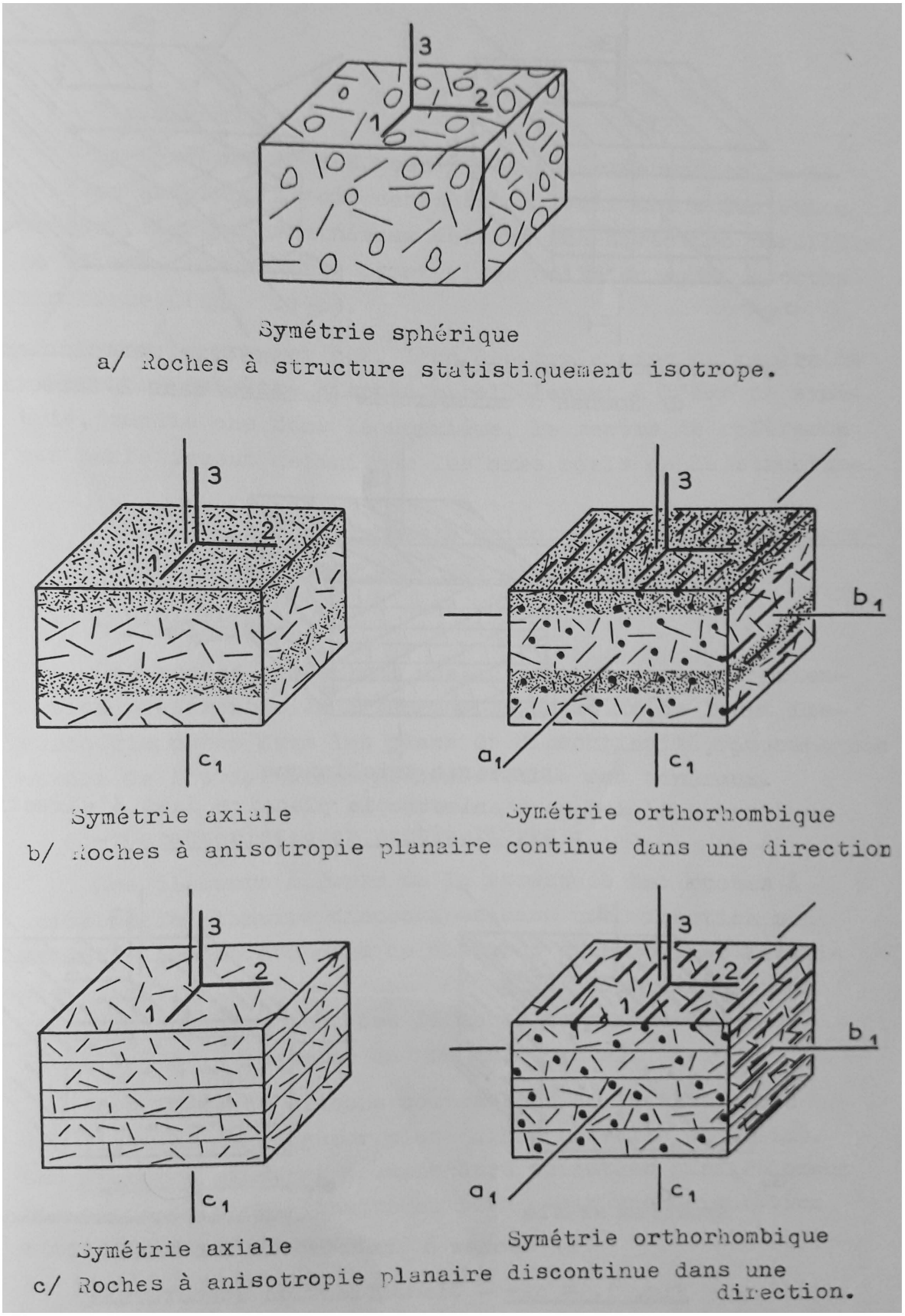


FIGURE A.1 – Classification structurale des roches 1/2 - [Masure, 1970].

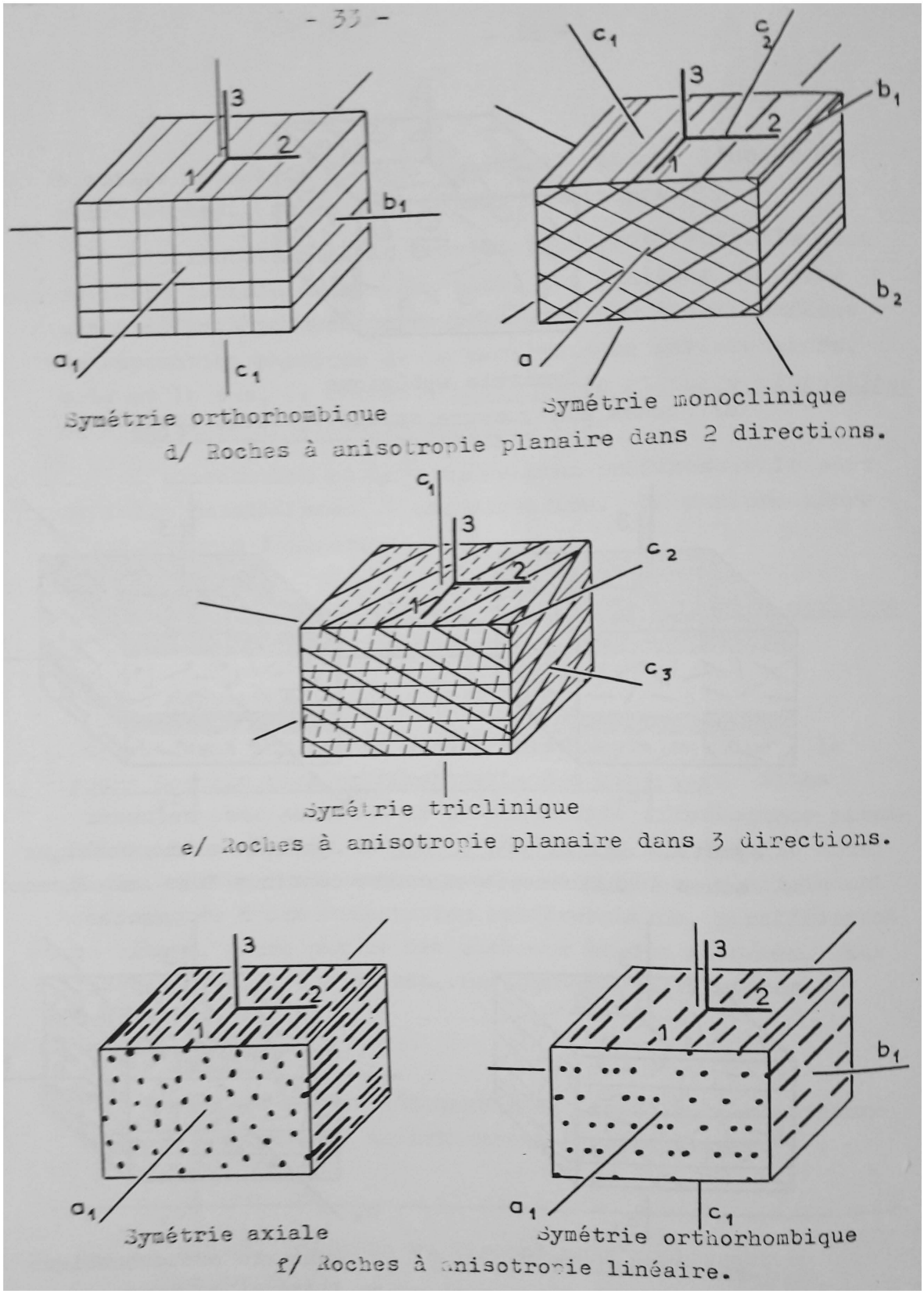


FIGURE A.2 – Classification structurale des roches 2/2 - [Masure, 1970].

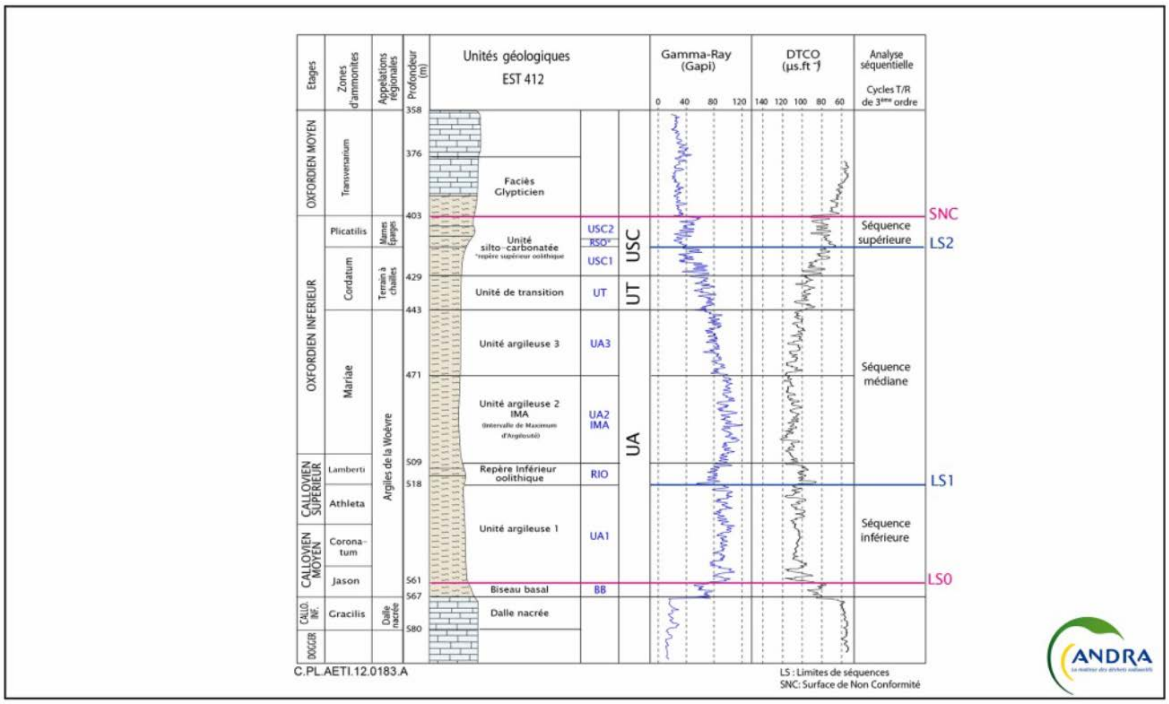


FIGURE A.3 – Principales unités géologiques du Callovo-Oxfordien : unité argileuse (UA), unité de transition (UT) et unité silto-carbonatée (USC). Les limites géologiques du Callovo-Oxfordien sont données par les surfaces LSO et SNC - [ANDRA, 2016].

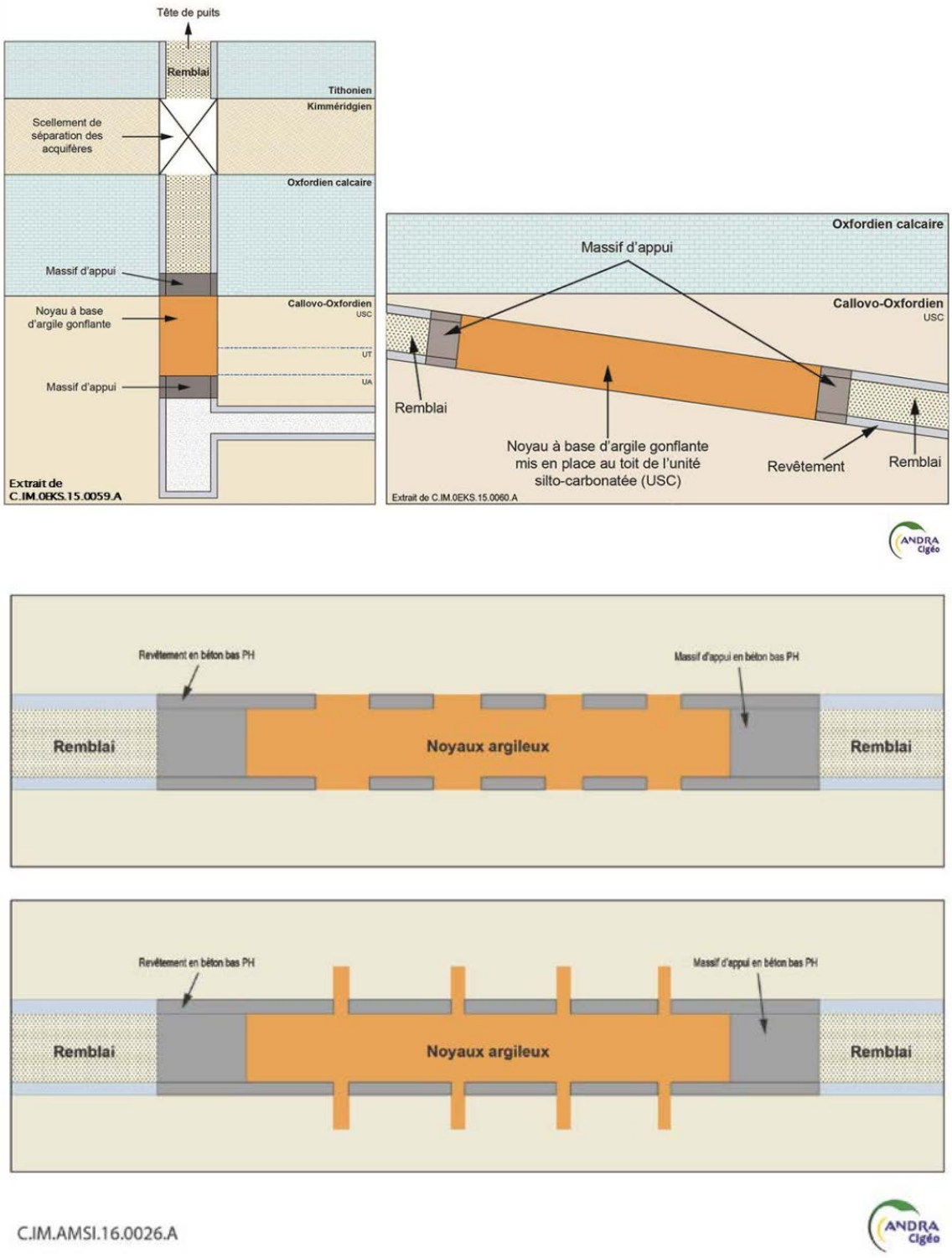


FIGURE A.4 – Schémas des scellements verticaux, inclinés et horizontaux - [ANDRA, 2016].