



# **NorSand-aUL : une loi de comportement améliorée pour la modélisation des sables sous sollicitations statiques et cycliques**

**Thèse**

**Vincent Castonguay**

**Doctorat en génie civil**  
Philosophiæ doctor (Ph. D.)

Québec, Canada

© Vincent Castonguay, 2020

**NorSand-aUL : une loi de comportement  
améliorée pour la modélisation des sables  
sous sollicitations statiques et cycliques**

**Thèse**

**Vincent Castonguay**

Sous la direction de :

Jean-Marie Konrad, directeur de recherche

## Résumé

Cette thèse de doctorat porte sur la modélisation numérique du comportement des sables à l'aide de la loi de comportement NorSand-aUL. Cette loi, développée dans le cadre de ce projet de recherche, est une évolution du modèle NorSand spécifiquement adaptée à la modélisation du comportement des sables soumis à des sollicitations cycliques. La révision des performances de NorSand sous différents types de sollicitations (triaxial compression, cisaillement simple statique et cyclique, cisaillement à direction et ratio des contraintes principales contrôlés) a permis l'identification de certains points faibles du modèle, rendant ses modélisations du comportement des sables sous sollicitations cycliques insatisfaisantes. Afin de corriger ces lacunes, deux groupes de modifications ont été proposés. D'abord, la théorie de l'état critique anisotrope a été implémentée dans NorSand, afin d'y créer une dépendance vis-à-vis du type et de la direction des chargements. Cette modification a grandement amélioré les performances du modèle pour la modélisation du comportement en cisaillement simple statique. La deuxième modification proposée s'est articulée autour de la formulation d'une nouvelle mécanique de génération de la plasticité lors du déchargement des sables. L'existence d'une deuxième surface de plasticité, nichée à l'intérieur de la surface de plasticité originale de NorSand, a été postulée. Les capacités de modélisation d'une version de NorSand incorporant cette nouvelle mécanique ont été confirmées grâce à la modélisation d'essais triaxiaux drainés et non drainés comprenant des phases de déchargement. Les deux modifications proposées au modèle NorSand au cours de ce projet de recherche ont finalement été agrégées pour mener à la formulation de NorSand-aUL. Ce nouveau modèle a été utilisé pour la modélisation d'essais de cisaillement simple cyclique effectués sur deux sables. Ces modélisations ont démontré les gains réalisés, particulièrement pour les essais effectués sur sable lâche, par rapport aux performances antérieurement obtenues à l'aide de la version originale de NorSand. Des axes de recherche future ont été proposés afin d'améliorer les performances de NorSand-aUL, notamment pour la modélisation du comportement des sables denses soumis à des sollicitations cycliques.

## Abstract

This PhD thesis deals with the numerical modelling of sand behaviour using the NorSand-aUL constitutive law. This law, developed as part of this research project, is an evolution of the NorSand model specifically adapted to the modelling of sand behaviour under cyclic loading. The review of NorSand's performance under various types of loading (triaxial compression, static and cyclic simple shear, fixed principal stress direction and fixed principal stress ratio) has allowed the identification of certain weak points in the model, making its behaviour modellings under cyclic loading unsatisfactory. In order to address these shortcomings, two groups of modifications were proposed. First, the anisotropic critical state theory was implemented in NorSand, in order to create a dependency on the type and direction of loading. This modification greatly improved the performance of the model for predicting static simple shear behavior. The second proposed modification focused on the formulation of a new mechanics for the generation of plasticity during unloading. The existence of a second yield surface, nested within the original NorSand yield surface, was postulated. The modelling capabilities of a version of NorSand incorporating this new mechanics were confirmed by satisfactory modelling results of drained and undrained triaxial tests which included unloading phases. The two modifications to NorSand proposed over the course this research project were eventually aggregated to lead to the formulation of NorSand-aUL. This new model was used to model cyclic simple shear tests for two sands. These modelling results demonstrated the gains made, particularly for tests conducted on loose sands, compared to the performance previously obtained using the original version of NorSand. Areas for future research were proposed to improve the performance of NorSand-aUL, particularly in modelling the behaviour of dense sands under cyclic loading.

# Table des matières

Résumé .....	ii
Abstract.....	iii
Liste des figures.....	ix
Liste des tableaux .....	xv
Liste des symboles.....	xvi
Remerciements .....	xx
<b>Introduction .....</b>	<b>1</b>
NorSand.....	2
Objectifs et méthodologie de l'étude.....	4
Organisation de la thèse.....	5
<b>Chapitre 1</b>	
<b>Mise en contexte.....</b>	<b>7</b>
1.1 Introduction .....	7
1.2 Prédiction des déformations sous sollicitations cycliques.....	8
1.2.1 .....Processus de déformation plastiques des sables soumis à des sollicitations cycliques .....	8
1.2.2 .....Estimations des déformations irréversibles dans les barrages soumis à des séismes.....	11
Méthodes d'estimation empirique et semi-empirique .....	11
Méthodes d'estimation analytique.....	12
Modélisation en centrifugeuse.....	14
Modélisation numérique .....	14
Sommaire.....	16
1.3 Modélisation numérique du comportement des sables.....	17
1.3.1 Lois de comportement des sables .....	17
Structure d'une loi de comportement .....	17
Exemples de lois de comportement pour la modélisation du comportement cyclique des sables .....	18
1.3.2 Calibration, validation et implémentation d'une loi de comportement .....	22
Détermination et calibration des paramètres .....	22
Validation .....	23
Implémentation.....	23
1.4 Conclusion.....	24
<b>Chapitre 2</b>	
<b>NorSand.....</b>	<b>26</b>
2.1 Introduction .....	26
2.2 Description détaillée de NorSand .....	27

2.2.1	Concepts importants .....	27
	Mécanique des sols à l'état critique.....	28
	Ratio d'état critique .....	29
	Paramètre d'état et infinité de lignes « normalement consolidé ».....	30
2.2.2	Formulation de NorSand : Élasticité .....	32
2.2.3	Formulation de NorSand : Plasticité.....	33
	Relation contrainte-dilatance.....	33
	Surface de plasticité.....	35
	Règle d'écrouissage.....	37
	Règle d'écoulement plastique.....	38
	Rotation de la direction des contraintes principales .....	38
	Ramollissement supplémentaire .....	40
2.2.4	Récapitulatif des paramètres d'entrée de NorSand.....	40
2.3	Évaluation des modélisations de comportement .....	42
2.3.1	Procédure de modélisation.....	42
2.3.2	Modélisation d'essais triaxiaux .....	43
	Essai triaxial drainé – Sable Alaska dense .....	45
	Essai triaxial non drainé – Sable Alaska lâche.....	46
2.3.3	Modélisation d'essais de cisaillement simple cyclique .....	48
	Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Fraser River lâche .....	49
	Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Fraser River dense.....	51
	Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Toyoura lâche.....	52
	Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Toyoura dense.....	54
	Retour sur la performance de NorSand en conditions de cisaillement simple cyclique non drainé.....	55
2.3.4	Modélisation d'essais de cisaillement simple statique .....	56
	Essais de cisaillement simple statique non drainé isotrope – Sable Toyoura.....	57
	Essais de cisaillement simple statique non drainé anisotrope – Sable Toyoura.....	59
	Retour sur la performance de NorSand en conditions de cisaillement simple statique non drainé .....	60
2.3.5	Modélisation d'essais de cisaillement sur cylindre creux .....	61
	Essais de cisaillement non drainé à ratio des contraintes principales fixe, direction des contraintes principale variée – Sable Toyoura .....	64
	Essais de cisaillement non drainé à direction des contraintes principales fixe, ratio des contraintes principales varié – Sable Toyoura .....	65
	Retour sur la performance de NorSand en conditions de cisaillement sur cylindre creux .....	67
2.4	Conclusion.....	67

## Chapitre 3

	<b>Anisotropie des sables .....</b>	<b>70</b>
3.1	Introduction .....	70
3.2	Mise en contexte.....	71
3.2.1	Anisotropie inhérente .....	71
3.2.2	Anisotropie induite .....	74
3.2.3	Effet de la rotation de la direction des contraintes principales.....	76

3.2.4	Modélisation numérique par éléments discrets .....	79
3.2.5	Modélisation constitutive de l'anisotropie des sols .....	83
3.3	Théorie de l'état critique anisotrope .....	84
3.3.1	Détails mathématiques de la théorie de l'état critique anisotrope .....	86
3.3.2	Résumé du fonctionnement de la théorie de l'état critique anisotrope .....	90
3.4	NorSand anisotrope .....	91
3.4.1	Implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope dans NorSand....	92
	Commentaires sur les paramètres d'entrée reliés à l'anisotropie .....	95
3.4.2	Modélisation d'essais de cisaillement sur cylindre creux .....	96
	Exemples de fonctionnement de NorSand anisotrope .....	97
	Essais de cisaillement non drainé à ratio des contraintes principales fixe, direction des contraintes principale variée – Sable Toyoura .....	101
	Essais de cisaillement non drainé à direction des contraintes principales fixe, ratio des contraintes principales varié – Sable Toyoura .....	102
3.4.3	Modélisation d'essais de cisaillement simple statique .....	103
	Essais de cisaillement simple statique non drainé isotrope – Sable Toyoura.....	106
	Essais de cisaillement simple statique non drainé anisotrope – Sable Toyoura.....	110
3.4.4	Modélisations d'essais de cisaillement simple cyclique.....	112
	Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Toyoura lâche.....	112
	Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Toyoura dense.....	114
	Comparaison des modélisations – Sable Toyoura.....	114
	Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Fraser River lâche .....	116
	Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Fraser River dense.....	117
	Comparaison des modélisations – Sable Fraser River.....	117
3.4.5	Discussion.....	120
3.5	Conclusion.....	123

## Chapitre 4

	<b>Plasticité en déchargement .....</b>	<b>125</b>
4.1	Introduction .....	125
4.2	Considérations théoriques.....	128
4.2.1	Surface de plasticité.....	128
4.2.2	Cheminement des contraintes en conditions élastiques.....	130
4.2.3	Déchargement élastique.....	131
4.3	Comportement des sables en déchargement.....	133
4.3.1	Essais triaxiaux de Verdugo et Ishihara (1996).....	133
4.3.2	Essais triaxiaux de Dabeet (2008) .....	138
4.3.3	Théorie de l'élasticité isotrope .....	143
4.3.4	Conclusion .....	145
4.4	Plasticité en déchargement dans NorSand.....	147
4.4.1	Cap interne.....	147
	Une nouvelle surface de plasticité .....	150
	Règle d'écrouissage.....	151
	Règle d'écoulement .....	151
	Autres modifications à NorSand.....	152
4.4.2	Exemples d'utilisation du modèle de Dabeet (2008).....	153

4.4.3	Une formulation erronée.....	155
4.4.4	Plasticité en déchargement dans NorSand pour le cisaillement simple cyclique non drainé.....	158
4.5	Autres approches de la littérature .....	158
4.5.1	Travail plastique emmagasiné .....	159
4.5.2	Modèles à surfaces multiples.....	160
4.5.3	Comportement hystérétique.....	161
4.6	Nouvelle approche proposée .....	161
4.6.1	Surface de plasticité arrière .....	161
4.6.2	Règle d'écrouissage.....	166
4.6.3	Évolution de $W$ durant le chargement.....	168
4.6.4	Règle d'écoulement plastique.....	171
4.6.5	Module d'écrouissage plastique en rechargement.....	174
4.6.6	Ajustement des paramètres de la formulation proposée.....	174
	Calibration de $W_0$ .....	175
	Calibration de $HU$ .....	175
	Calibration de $HW$ .....	176
4.7	Exemples d'application de la formulation proposée .....	176
4.7.1	Essais triaxiaux compression chargement-déchargement, drainés et non drainés, de Verdugo et Ishihara (1996) .....	176
4.7.2	Essais triaxiaux drainés chargement-déchargement-rechargement de Dabeet (2008) .....	181
4.7.3	Essai triaxial cyclique compression-extension non drainé de Ishihara et Towhata (1983).....	184
4.8	Conclusion.....	186

## Chapitre 5

### NorSand-aUL pour la modélisation du cisaillement simple cyclique .. 188

5.1	Introduction .....	188
5.2	Exemple d'utilisation de NorSand-aUL .....	189
5.3	Modélisation NorSand-aUL d'essais de cisaillement simple cyclique .....	191
5.3.1	Essais de cisaillement simple cyclique sur sable Fraser River lâche .....	193
	Essai FRS-3 .....	193
	Essai FRS-5 .....	195
	Essai FRS-8 .....	198
	Essai FRS-9 .....	199
	Retour sur les performances de NorSand-aUL et NorSand original pour la modélisation du comportement du sable Fraser River lâche.....	201
5.3.2	Essais de cisaillement simple cyclique sur sable Fraser River dense.....	202
	Essai FRS-13 .....	202
	Essai FRS-15 .....	205
	Essai FRS-16 .....	207
	Retour sur les performances de NorSand-aUL et NorSand original pour la modélisation de comportement du sable Fraser River dense .....	209
5.3.3	Essai de cisaillement simple cyclique sur sable Toyoura lâche .....	210
5.3.4	Essai de cisaillement simple cyclique sur sable Toyoura dense.....	212



5.3.5	Paramètres d'entrée de NorSand-aUL .....	215
5.3.6	Interaction entre les nouvelles additions proposées .....	219
5.3.7	Limitations de NorSand-aUL .....	219
5.3.8	Perspectives .....	220
	Essais de laboratoire à effectuer .....	220
	Modélisations à effectuer.....	221
	Application aux barrages.....	222
5.4	Conclusion.....	223
<b>Conclusion .....</b>		<b>225</b>
	Contributions du projet de recherche.....	228
	Conclusion .....	229
	Publications liées au projet de recherche.....	231
	Bibliographie .....	232
<b>Annexe A Exemple de calibration de NorSand .....</b>		<b>241</b>
A.1	Essais de laboratoire requis .....	242
A.2	Calibration des paramètres de NorSand pour le sable Alaska.....	243
<b>Annexe B Paramètres d'entrée des modélisations NorSand présentées dans la thèse.....</b>		<b>250</b>
B.1	Figures du Chapitre 2 .....	252
B.2	Figures du Chapitre 3 .....	255
B.3	Figures du Chapitre 4 .....	257
B.4	Figures du Chapitre 5 .....	261

## Liste des figures

Figure 1-1. Schématisation des phénomènes de liquéfaction statique et dynamique (modifié de Kramer, 1996).....	9
Figure 1-2. Exemple de mobilité cyclique, sable Nevada (modifié de Kammerer <i>et al.</i> , 2000).....	10
Figure 1-3. A) Susceptibilité à la liquéfaction dynamique ; B) susceptibilité à la mobilité cyclique (modifié de Kramer, 1996).....	11
Figure 1-4. Exemple d'application de la méthode de Newmark (1965), tiré de Day (2002).....	13
Figure 1-5. Modélisation numérique des déformations verticales d'un barrage à noyau en asphalte soumis à un séisme (Plaisant & James, 2013).....	16
Figure 1-6. Modélisation d'un essai de cisaillement simple cyclique avec PM4Sand (modifié de Ziotopoulou & Boulanger, 2013).....	20
Figure 1-7. Cheminement des contraintes des prédictions d'essais de cisaillement biaxial cyclique pour onze modèles différents (modifié de Manzari <i>et al.</i> , 2019).....	21
Figure 1-8. Comportement contrainte-déformation des prédictions d'essais de cisaillement biaxial cyclique pour onze modèles différents (modifié de Manzari <i>et al.</i> , 2019).....	22
Figure 2-1. Représentation de la ligne d'état critique et du paramètre d'état.....	30
Figure 2-2. Infinité de lignes « normalement consolidé » (modifié de Jefferies & Been, 2015).....	31
Figure 2-3. Détermination de l'état d'un sol (modifié de Jefferies & Been, 2000).....	31
Figure 2-4. Illustration de la surface de plasticité de NorSand et de sa relation avec la condition image (Jefferies & Been, 2015).....	36
Figure 2-5. Conditions aux limites d'un essai triaxial compression.....	44
Figure 2-6. NorSand – Essai triaxial compression drainé – Sable Alaska – $e_0 = 0.775$ .....	46
Figure 2-7. NorSand – Essai triaxial compression drainé – Sable Alaska – $e_0 = 0.863$ .....	47
Figure 2-8. Conditions aux limites d'un essai de cisaillement simple .....	49
Figure 2-9. NorSand – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 40\%$ – $CSR = 0.10$ – Sable Fraser River (modifié de Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	51
Figure 2-10. NorSand – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 80\%$ – $CSR = 0.30$ – Sable Fraser River (modifié de Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	53
Figure 2-11. NorSand – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 25\%$ – $CSR = 0.17$ – $Kh = 1.0$ – Sable Toyoura (données labo. : Kiyota <i>et al.</i> , 2008).....	54
Figure 2-12. NorSand – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 50\%$ – $CSR = 0.16$ – $Kh = 1.0$ – Sable Toyoura (données labo. : Kiyota <i>et al.</i> , 2008).....	55
Figure 2-13. NorSand – Cisaillement simple statique non drainé isotrope – $Kh = 1.0$ – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine <i>et al.</i> , 1998) .....	58
Figure 2-14. NorSand – Cisaillement simple statique non drainé anisotrope – $Kh = 0.5$ – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine <i>et al.</i> , 1998) .....	61
Figure 2-15. Représentation schématique d'un appareil de cisaillement sur cylindre creux (modifié de Yang <i>et al.</i> , 2007).....	62
Figure 2-16. NorSand – Cisaillement non drainé à ratio des contraintes principales fixe, direction des contraintes principales variée – $b = 0.5$ – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine <i>et al.</i> , 1998) .....	65

Figure 2-17. NorSand – Cisaillement non drainé à direction des contraintes principales fixe, ratio des contraintes principales varié – $\alpha = 45^\circ$ – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine <i>et al.</i> , 1998) .....	67
Figure 3-1. Schématisation du processus d’assemblage d’un échantillon de sable selon une direction de sédimentation $\theta_s$ (Arthur & Menzies, 1972) .....	72
Figure 3-2. Influence de l’angle de sédimentation sur le comportement contrainte-déformation du sable Leighton Buzzard (Arthur & Menzies, 1972).....	73
Figure 3-3. Essais de cisaillement sur cylindre creux, direction des contraintes principales $\alpha$ fixe (Symes <i>et al.</i> , 1984).....	74
Figure 3-4. Essais de cisaillement non drainés sur cylindre creux en trois phases : $\alpha$ constant, rotation de $\alpha$ , $\alpha$ constant (Symes <i>et al.</i> , 1984).....	76
Figure 3-5. Essais de cisaillement drainés sur cylindre creux en trois phases : $\alpha$ constant, rotation de $\alpha$ , $\alpha$ constant (Symes <i>et al.</i> , 1988).....	77
Figure 3-6. Essai de cisaillement non drainé sur cylindre creux avec rotation des contraintes principales (Towhata & Ishihara, 1985).....	78
Figure 3-7. Essais de cisaillement non drainés sur cylindre creux avec rotation en continu de la direction des contraintes principales (modifié de Yang <i>et al.</i> , 2007) .....	79
Figure 3-8. Modélisations DEM d’essais de cisaillement par torsion : A) & B) consolidation des particules sous leur poids propre ; C) & D) échantillon isotrope (modifié de Li & Li, 2009) .....	81
Figure 3-9. Chaînes de force de contact : A) après consolidation isotrope ; B) à l’atteinte de l’état critique après chargement biaxial ; C) après rotation de la direction des contraintes principales $\alpha = 90^\circ$ (Theocharis <i>et al.</i> , 2017) .....	82
Figure 3-10. Version anisotrope de CamClay (modifié de Dafalias, 1986a) .....	83
Figure 3-11. Paramètres de la théorie de l’état critique anisotrope (modifié de Li & Dafalias, 2012).....	86
Figure 3-12. NorSand anisotrope – Cisaillement non drainé à direction et ratio des contraintes principales fixes – $\alpha = 0^\circ$ – $b = 0$ – $e = 0.821$ – Sable Toyoura.....	98
Figure 3-13. NorSand anisotrope – Cisaillement non drainé à direction et ratio des contraintes principales fixes – $\alpha = 60^\circ$ – $b = 0.5$ – $e = 0.821$ – Sable Toyoura.....	100
Figure 3-14. Cisaillement non drainé à ratio des contraintes principales fixe, direction des contraintes principales variée – $b = 0.5$ – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine <i>et al.</i> , 1998) – A) à D) : NorSand anisotrope – E) à F) : NorSand isotrope .....	104
Figure 3-15. Cisaillement non drainé à direction des contraintes principales fixe, ratio des contraintes principales varié – $\alpha = 45^\circ$ – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine <i>et al.</i> , 1998) – A) à D) : NorSand anisotrope – E) à F) : NorSand isotrope .....	105
Figure 3-16. NorSand anisotrope – Cisaillement simple statique non drainé isotrope – $Kh = 1$ – $e = 0.844$ – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine <i>et al.</i> , 1998).....	108
Figure 3-17. Cisaillement simple statique non drainé isotrope – $Kh = 1$ – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine <i>et al.</i> , 1998) – A) à D) : NorSand anisotrope – E) à F) : NorSand isotrope .....	109
Figure 3-18. Cisaillement simple statique non drainé anisotrope – $Kh = 0.5$ – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine <i>et al.</i> , 1998) – A) à D) : NorSand anisotrope – E) à F) : NorSand isotrope.....	111
Figure 3-19. NorSand anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 25\%$ – $CSR = 0.17$ – $Kh = 1.0$ – Sable Toyoura (données labo. : Kiyota <i>et al.</i> , 2008).....	113

Figure 3-20. NorSand anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 50\%$ – $CSR = 0.16$ – $Kh = 1.0$ – Sable Toyoura (données labo. : Kiyota <i>et al.</i> , 2008).....	115
Figure 3-21. Comparaison NorSand isotrope et anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Kh = 1.0$ – Sable Toyoura– A) $Dr = 25\%$ – $CSR = 0.17$ – B) $Dr = 50\%$ – $CSR = 0.16$ .....	116
Figure 3-22. NorSand anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 40\%$ – $CSR = 0.10$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	118
Figure 3-23. NorSand anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 80\%$ – $CSR = 0.30$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	119
Figure 3-24. Comparaison NorSand isotrope et anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé — Sable Fraser River– A) $Dr = 40\%$ – $CSR = 0.10$ – B) $Dr = 80\%$ – $CSR = 0.30$ .....	120
Figure 3-25. NorSand anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé – 7 <sup>e</sup> cycle – $Dr = 50\%$ – $CSR = 0.16$ – $Kh = 1.0$ – Sable Toyoura (données labo. : Kiyota <i>et al.</i> , 2008).....	122
Figure 4-1. Dissection d'un chargement cyclique.....	126
Figure 4-2. Position de la surface de plasticité.....	129
Figure 4-3. Déchargement élastique en conditions non drainées.....	132
Figure 4-4. Essais triaxiaux drainés sur sable Toyoura (modifié de Verdugo & Ishihara, 1996).....	134
Figure 4-5. Simulation de déchargement élastique à partir des essais triaxiaux drainés de Verdugo et Ishihara (1996) pour $\bar{\sigma}_{m,0} = 100kPa$ .....	135
Figure 4-6. Essais triaxiaux non drainés sur sable Toyoura (modifié de Verdugo & Ishihara, 1996).....	136
Figure 4-7. Simulation de déchargement élastique à partir des essais triaxiaux non drainés de Verdugo et Ishihara (1996) pour $\sigma_{m,0} = 100kPa$ et $e = 0.833$ .....	137
Figure 4-8. Essais triaxiaux compression drainés sur sable Erksak (modifié de Dabeet, 2008).....	139
Figure 4-9. Essai triaxial drainé ES-866R ( $\bar{\sigma}_{m,0} = 400kPa$ , $e_0 = 0.698$ ) sur sable Erksak (modifié de Dabeet, 2008).....	141
Figure 4-10. Simulation de déchargement élastique à partir de l'essai ES-666R de Dabeet (2008).....	142
Figure 4-11. Essai triaxial compression ES-867 sur sable Erksak, comprenant 3 cycles de chargement-déchargement et un chargement final (modifié de Dabeet, 2008).....	144
Figure 4-12. Hypo-élasticité vs hyper-élasticité ; essais triaxiaux non drainés sur sable Toyoura (données labo. : Verdugo & Ishihara, 1996).....	145
Figure 4-13. Exemples de déchargements élastique et élasto-plastique.....	146
Figure 4-14. Surface de plasticité (A) et cap interne de NorSand (B).....	149
Figure 4-15. Dilatance en pic : A) sable d'Alaska ; B) mesurée pour 29 sables (modifié de Jefferies, 1993).....	150
Figure 4-16. A) Surface de plasticité et cap interne de NorSand ; B) exemple de déchargement élasto-plastique.....	151
Figure 4-17. Modélisation de la dilatance en déchargement pour l'essai ES-866R (modifié de Dabeet, 2008).....	152

Figure 4-18. Comparaison modélisation NorSand avec plasticité sur cap interne vs essai triaxial compression drainé sur sable Erksak – ES-860 – $e_0 = 0.672 - \sigma_m, 0 = 100kPa$ (Dabeet, 2008) .....	154
Figure 4-19. Comparaison modélisation NorSand avec plasticité sur cap interne vs essai triaxial compression drainé sur sable Erksak – ES-866R – $e_0 = 0.698 - \sigma_m, 0 = 400kPa$ (Dabeet, 2008) .....	154
Figure 4-20. Triaxial compression, déchargement en conditions drainées (A) et non drainées (B).....	155
Figure 4-21. Calcul de la position de la surface de plasticité en déchargement, en conditions drainées (A) et non drainées (B).....	158
Figure 4-22. Illustration du concept des multiples surfaces de plasticité (modifié de Mróz <i>et al.</i> , 1981).....	160
Figure 4-23. Illustration du concept de surface de plasticité arrière : A) nouvelle formulation proposée pour NorSand ; B) concept des surfaces limites ( <i>bounding surfaces</i> ) de Manzari et Dafalias (1997).....	163
Figure 4-24. Illustration de l'effet de la réduction de la valeur de $W$ sur la dimension de la zone élastique .....	164
Figure 4-25. Écrouissage des surfaces de plasticité en : A) chargement/consolidation ; B) déchargement.....	165
Figure 4-26. Exemple de cycle chargement-déchargement.....	166
Figure 4-27. Essai triaxial cyclique compression-extension non drainé (Ishihara & Towhata, 1983).....	170
Figure 4-28. Exemple de dilatance observée en triaxial compression vs triaxial extension .....	172
Figure 4-29. A) Relation contrainte-dilatance en déchargement pour le sable Erksak, plusieurs essais triaxiaux compression (Dabeet, 2008) ; B) Règle d'écoulement proposée (données de laboratoire provenant de Dabeet, 2008).....	173
Figure 4-30. Comparaison modélisation NorSand avec déchargement vs essai triaxial compression drainé sur sable Toyoura – $e_0 = 0.917 - \sigma_m, 0 = 100kPa$ (données labo. : Verdugo & Ishihara, 1996).....	177
Figure 4-31. Comparaison modélisations NorSand avec déchargement vs essais triaxiaux compression drainés sur sable Toyoura (données labo. : Verdugo & Ishihara, 1996).....	179
Figure 4-32. Comparaison modélisation NorSand avec déchargement vs essai triaxial compression non drainé sur sable Toyoura – $e = 0.735 - \sigma_m, 0 = 1000kPa$ (données labo. : Verdugo & Ishihara, 1996).....	180
Figure 4-33. Comparaison modélisations NorSand avec déchargement vs essais triaxiaux compression non drainés sur sable Toyoura (données labo. : Verdugo & Ishihara, 1996).....	181
Figure 4-34. Comparaison modélisation NorSand avec déchargement vs essai triaxial compression drainé sur sable Erksak – ES-860 – $e_0 = 0.672 - \sigma_m, 0 = 100kPa$ (données labo. : Dabeet, 2008) .....	182
Figure 4-35. Comparaison modélisation NorSand avec déchargement vs essai triaxial compression drainé sur sable Erksak – ES-866R – $e_0 = 0.698 - \sigma_m, 0 = 400kPa$ (données labo. : Dabeet, 2008).....	183

Figure 4-36. Comparaison de modélisations NorSand vs essai triaxial cyclique compression-extension non drainé sur sable Toyoura – $e = 0.800 - \sigma_{m,0} = 294kPa$ (données labo. : Ishihara & Towhata, 1983) .....	185
Figure 5-1. Modélisation NorSand-aUL d'un essai de cisaillement simple cyclique non drainé .....	190
Figure 5-2. FRS-3 – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 38\%$ – $CSR = 0.12$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015) .....	194
Figure 5-3. FRS-3 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr =$ $38\%$ – $CSR = 0.12$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	195
Figure 5-4. FRS-5 – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 40\%$ – $CSR = 0.10$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015) .....	196
Figure 5-5. FRS-5 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr =$ $40\%$ – $CSR = 0.10$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	197
Figure 5-6. FRS-8 – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 44\%$ – $CSR = 0.10$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015) .....	198
Figure 5-7. FRS-8 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr =$ $44\%$ – $CSR = 0.10$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	199
Figure 5-8. FRS-9 – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 44\%$ – $CSR = 0.12$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015) .....	200
Figure 5-9. FRS-9 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr =$ $44\%$ – $CSR = 0.12$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	201
Figure 5-10. FRS-13 – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr =$ $80\%$ – $CSR = 0.35$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	203
Figure 5-11. FRS-13 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr =$ $80\%$ – $CSR = 0.35$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	204
Figure 5-12. FRS-15 – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr =$ $81\%$ – $CSR = 0.25$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	205
Figure 5-13. FRS-15 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr =$ $81\%$ – $CSR = 0.25$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	206
Figure 5-14. FRS-16 – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr =$ $80\%$ – $CSR = 0.30$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	208
Figure 5-15. FRS-16 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr =$ $80\%$ – $CSR = 0.30$ – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies <i>et al.</i> , 2015).....	209
Figure 5-16. Sable Toyoura lâche – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 25\%$ – $CSR = 0.17$ – $Kh = 1.0$ (données labo. : Kiyota <i>et al.</i> , 2008) .....	211
Figure 5-17. Sable Toyoura lâche – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 25\%$ – $CSR = 0.17$ – $Kh = 1.0$ (données labo. : Kiyota <i>et al.</i> , 2008) .....	212
Figure 5-18. Sable Toyoura dense – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 50\%$ – $CSR = 0.165$ – $Kh = 1.0$ (données labo. : Kiyota <i>et al.</i> , 2008) .....	213
Figure 5-19. Sable Toyoura dense – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé – $Dr = 50\%$ – $CSR = 0.165$ – $Kh = 1.0$ (données labo. : Kiyota <i>et al.</i> , 2008) .....	214

Figure 5-20. Paramètres d'entrée de NorSand-aUL pour les modélisations d'essais de cisaillement simple cyclique sur sable Fraser River.....	218
Figure A-1. Détermination de la position de la ligne d'état critique à l'aide d'essais triaxiaux .....	243
Figure A-2. Exemple de mesure de la dilatance maximale pour un essai triaxial drainé...	244
Figure A-3. Mise en commun des points d'atteinte de la dilatance maximale.....	245
Figure A-4. Mise en commun des valeurs de dilatance maximale et des paramètres d'état initiaux .....	246
Figure A-5. NorSand – Essai triaxial compression drainé – Sable Alaska – $e_0 = 0.775$ – $H = 100$ .....	247
Figure A-6. NorSand – Essai triaxial compression drainé – Sable Alaska – $e_0 = 0.775$ – $H = 250$ .....	248
Figure A-7. Mise en commun des valeurs de module d'écrouissage plastique $H$ .....	249

## Liste des tableaux

Tableau 2-1. Définition des paramètres d'entrée de NorSand .....	41
Tableau 2-2. Caractéristiques physiques du sable Alaska.....	44
Tableau 2-3. Caractéristiques physiques du sable Fraser River .....	49
Tableau 2-4. Caractéristiques physiques du sable Toyoura .....	52
Tableau 2-5. Conditions d'essai pour les résultats montrés à la Figure 2-16.....	64
Tableau 2-6. Conditions d'essai pour les résultats montrés à la Figure 2-17.....	66
Tableau 3-1. Paramètres d'entrée de la théorie de l'état critique anisotrope proposés dans la littérature.....	96
Tableau 3-2. Paramètres d'entrée de la théorie de l'état critique anisotrope choisis .....	96
Tableau 4-1. Dissection du chargement cyclique montré à la Figure 4-1 .....	127
Tableau 5-1. Conditions initiales et valeurs des paramètres d'entrée de NorSand-aUL pour les essais de cisaillement simple cyclique présentés au Chapitre 5.....	192
Tableau A-1. Paramètres d'entrée de NorSand .....	242
Tableau B-1. Index de correspondance des figures et tableaux .....	251
Tableau B-2. Essais triaxiaux compression de <i>Golder &amp; Associates</i> , sable Alaska .....	252
Tableau B-3. Essais de cisaillement simple cyclique non drainé de <i>Jefferies et al. (2015)</i> , sable Fraser River .....	253
Tableau B-4. Essais de cisaillement simple cycliques de <i>Kiyota et al. (2008)</i> ainsi qu'essais de cisaillement simple statique et essais de cisaillement sur cylindre creux de <i>Yoshimine et al. (1998)</i> , sable Toyoura .....	254
Tableau B-5. Essais de cisaillement en torsion et essais de cisaillement simple statique de <i>Yoshimine et al. (1998)</i> , ainsi qu'essais de cisaillement simple cycliques de <i>Kiyota et al. (2008)</i> , sable Toyoura, NorSand anisotrope.....	255
Tableau B-6. Essais de cisaillement simple cyclique non drainé de <i>Jefferies et al. (2015)</i> , sable Fraser River, NorSand anisotrope .....	256
Tableau B-7. Essais triaxiaux compression chargement-déchargement de <i>Verdugo et Ishihara (1996)</i> , sable Toyoura – NorSand modifié .....	257
Tableau B-8. Essais triaxiaux compression chargement-déchargement-rechargement de <i>Dabeet (2008)</i> , sable Erksak – NorSand modifié .....	258
Tableau B-9. Essai triaxial cyclique compression-extension de <i>Ishihara et Towhata (1983)</i> , sable Toyoura, NorSand original.....	259
Tableau B-10. Essai triaxial cyclique compression -extension de <i>Ishihara et Towhata (1983)</i> , sable Toyoura, NorSand modifié .....	260
Tableau B-11. Essais de cisaillement simple cyclique non drainé hypothétique (Figure 5-1), NorSand-aUL.....	261
Tableau B-12. Essais de cisaillement simple cyclique non drainé de <i>Jefferies et al. (2015)</i> , sable Fraser River, NorSand-aUL .....	262
Tableau B-13. Paramètres complémentaires au Tableau B-12.....	262
Tableau B-14. Essais de cisaillement simple cyclique non drainé de <i>Jefferies et al. (2015)</i> , sable Fraser River, NorSand original .....	263
Tableau B-15. Paramètres complémentaires au Tableau B-14.....	263
Tableau B-16. Essais de cisaillement simple cyclique non drainé de <i>Kiyota et al. (2008)</i> , sable Toyoura, NorSand-aUL.....	264



# Liste des symboles

## Symboles

<b>a</b>	Matrice de transformation des coordonnées	[—]
<i>A</i>	Variable d'anisotropie	[—]
<i>b</i>	Ratio des contraintes principales	[—]
<i>c</i>	Constante de la théorie de l'état critique anisotrope	[—]
<i>CSR</i>	Ratio de cisaillement cyclique	[—]
<i>D</i>	Dilatance	[—]
<i>D</i> <sub>50</sub>	Diamètre du 50% passant	[ $\mu\text{m}$ ]
<i>D<sub>r</sub></i>	Densité relative	[—]
<i>e</i>	Indice des vides	[—]
<i>e<sub>A</sub></i>	Constante de la théorie de l'état critique anisotrope	[—]
<i>f</i>	Surface de plasticité	[—]
<i>F</i>	Intensité de l'anisotropie	[—]
<b>F</b>	Tenseur d'anisotropie	[—]
<i>F(e)</i>	Fonction d'indice des vides (élasticité isotrope)	[—]
<i>FV</i>	Force verticale	[ <i>N</i> ]
<i>G</i>	Module élastique de distorsion	[ <i>kPa</i> ]
<i>H<sub>L</sub></i>	Module d'écrouissage plastique en chargement	[—]
<i>H<sub>u</sub></i>	Module de ramollissement en déchargement	[—]
<i>H<sub>U</sub></i>	Module d'écrouissage plastique en déchargement	[—]
<i>H<sub>W</sub></i>	Module d'évolution du multiplicateur <i>W</i>	[—]
<i>I<sub>r</sub></i>	Rigidité relative de distorsion	[—]
<i>K</i>	Module élastique de compressibilité volumétrique	[ <i>kPa</i> ]
<i>K<sub>0</sub></i>	Coefficient des terres au repos	[—]
<i>M</i>	Ratio des contraintes à l'état critique	[—]
<i>M<sub>u</sub></i>	Ratio des contraintes à l'état critique en déchargement	[—]
<i>MF</i>	Moment de force	[ <i>Nm</i> ]
<b>n</b>	Tenseur de direction du chargement	[—]
<b>n<sub>F</sub></b>	Tenseur de direction de l'anisotropie	[—]
<i>N</i>	Coefficient de couplage volumétrique	[—]
<i>N<sub>A</sub></i>	Direction relative de l'anisotropie	[—]
<i>OCR</i>	Ratio de surconsolidation	[—]
<i>p<sub>ref</sub></i>	Pression de normalisation (atmosphérique)	[ <i>kPa</i> ]
<i>P<sub>i</sub></i>	Pression cellulaire interne	[ <i>kPa</i> ]
<i>P<sub>o</sub></i>	Pression cellulaire externe	[ <i>kPa</i> ]

$r$	Constante de la théorie de l'état critique anisotrope	[—]
$r_u$	Ratio d'augmentation de la pression interstitielle	[—]
$\mathbf{s}$	Tenseur de la contrainte déviatorique	[ $kPa$ ]
$u$	Pression interstitielle	[ $kPa$ ]
$U$	Écrouissage plastique en déchargement	[—]
$w$	Travail	[ $J$ ]
$W$	Dimension de la zone élastique	[—]
$Z$	Module de ramollissement plastique	[—]
$\alpha$	Direction des contraintes principales	[°]
$\gamma$	Déformation de cisaillement	[—]
$\Gamma$	Altitude de la ligne d'état critique à $\bar{\sigma}_m = 1kPa$	[—]
$\Delta$	Incrément	[—]
$\varepsilon$	Déformation	[—]
$\zeta$	Paramètre de dilatance	[—]
$\eta$	Ratio des contraintes	[—]
$\eta_L$	Ratio des contraintes à l'initiation du déchargement	[—]
$\theta$	Angle Lode	[ $rad$ ]
$\theta_s$	Angle de sédimentation	[°]
$\lambda$	Pente de la ligne d'état critique	[—]
$\lambda^p$	Multiplicateur plastique	[—]
$\nu$	Coefficient de Poisson	[—]
$\pi$	Constante Pi	[—]
$\sigma$	Contrainte	[ $kPa$ ]
$\tau$	Contrainte de cisaillement	[ $kPa$ ]
$\Phi$	Fonction de dissipation d'énergie	[ $J$ ]
$\chi$	Coefficient de dilatance maximale	[—]
$\chi_A$	Constante de la théorie de l'état critique anisotrope	[—]
$\psi$	Paramètre d'état	[—]
$\psi_A$	Paramètre d'anisotropie	[—]
$\Psi$	Fonction d'énergie libre	[ $J$ ]

## Exposants

$e$	Élastique
$p$	Plastique

## Indices

0	Condition initiale
1	Direction principale majeure
2	Direction principale intermédiaire
3	Direction principale mineure
<i>A</i>	Anisotrope
<i>av</i>	Avant
<i>ar</i>	Arrière
<i>c</i>	À l'état critique
<i>cyc</i>	Cyclique
<i>fy</i>	À la première rupture
<i>i</i>	Condition image
<i>m</i>	Moyen(ne)
max	Maximal(e)
min	Minimal(e)
<i>q</i>	Déviatorique
<i>r</i>	Direction radiale
<i>tc</i>	Conditions triaxiales compression
<i>te</i>	Conditions triaxiales extension
<i>v</i>	Volumétrique
<i>x</i>	Direction horizontale
<i>xy</i>	Direction cartésienne de cisaillement
<i>y</i>	Direction verticale
<i>yθ</i>	Direction polaire de cisaillement
<i>z</i>	Direction perpendiculaire au plan
@ <i>unl</i>	À l'initiation du déchargement
<i>θ</i>	Direction circonférentielle

## Nomenclatures particulières

–	« Effective » (ex. $\bar{\sigma}_m$ est la contrainte effective moyenne)
·	« Incrément de » (ex. $\dot{\epsilon}$ est l'incrément des déformations)
<b>Gras</b>	Symbolise un tenseur

## Notes

Le symbole des décimales utilisé dans cette thèse est le point « . », afin d'harmoniser toutes les figures présentées au fil de l'ouvrage.

*« Je suis fier de Vincent parce que moi, je  
ne pourrai jamais aller à l'université. »*

*Cette thèse, elle est pour toi mon frère*

## Remerciements

La relation que l'on développe avec notre directeur de recherche au fil de nos études supérieures est spéciale. J'ai eu la chance de travailler avec Pr Jean-Marie Konrad tant pour ma maîtrise que mon doctorat. Au fil des ans, nous avons appris à nous connaître, professionnellement et personnellement. Mais, plus important encore pour moi, j'ai appris à me connaître à son contact. Ce n'est qu'au moment d'entreprendre l'écriture de ma thèse que j'ai finalement réalisé pourquoi nous travaillions si bien ensemble, que j'ai réalisé où se trouvaient véritablement mes forces et mes faiblesses. Je suis tout en réflexion, il est tout en explosion. Explosion d'enthousiasme, explosion de créativité. La combinaison de nos styles bien particuliers a rendu possible ce projet. J'espère vous côtoyer encore longtemps, Pr Konrad. Vous avez encore beaucoup à m'apprendre, et j'espère bien vous rendre la pareille à mon tour.

L'Université Laval est l'une des universités phares en géotechnique et je n'ai jamais eu l'envie d'étudier ailleurs. J'ai été absolument choyé de pouvoir progresser au cœur de cette école, entouré de professeurs de renom, toujours prêts à discuter et à donner leur opinion sur mes travaux. J'aimerais particulièrement remercier Pr Serge Leroueil, Pr Denis LeBoeuf et Pr Jean Côté à cet effet. J'aimerais aussi saluer mes collègues du Cribar, qui m'ont accompagné au cours de ces années : Olivier Lachance, François Gilbert et Luc Boisvert.

Je jette le blâme de ma procrastination sur les nombreux amis qui m'ont entouré au cours de ces magnifiques années à la maîtrise et au doctorat. J'ai trop souvent choisi la partie de hacky et la bière au pub à cause de votre mauvaise influence (ou c'était peut-être la mienne?)... je n'en regrette pas une seconde. Ces amitiés ainsi formées me suivront toute ma vie, je l'espère. J'envoie un salut spécial de l'autre côté des Rocheuses à mon ami et confident, Vincent Cormier. Tu m'as toujours inspiré à devenir meilleur, dans toutes les sphères de ma vie.

J'ai la chance exceptionnelle de pouvoir compter sur des parents formidables. Je les aime de tout mon cœur et je sais qu'eux aussi. Thérèse, Pierre, merci pour l'intérêt que vous avez toujours porté à mes travaux, pour le soutien indéfectible que vous m'avez toujours donné. Merci aussi à mes deux frères, Pierre-Luc et Félix, ainsi qu'à Cécilia, pour m'offrir une famille remplie d'amour. Merci aussi à ma deuxième famille, Joan et Marcel, qui m'a accompagné et soutenu tout au long de ce doctorat.

Paméla, tu es la raison principale derrière l'accomplissement de ce doctorat. Ce n'est ni l'anisotropie, ni la plasticité en déchargement qui m'ont permis de finalement écrire cette thèse, mais plutôt ta présence à mes côtés tous les jours de notre vie. Des moments difficiles, il y en a eu, bien suffisamment, mais ensemble, nous les avons traversés. Elle te revient en partie cette thèse (et pas seulement parce que tu l'auras lue et relue, peut-être même plus que moi). Je t'aime.

J'aimerais finalement rendre hommage à Miles Davis, pour son génie créatif. Les albums *Miles in the Sky*, *Filles de Kilimanjaro*, *Bitches Brew*, pour ne nommer que ceux-là, ont tisser la trame sonore que j'associerai à jamais aux mois de rédaction de cette thèse.

# Introduction

Ce projet de doctorat s'inscrit dans le cadre de la chaire de recherche industrielle CRSNG/Hydro-Québec sur l'optimisation du cycle de vie des barrages en remblai - Cribar. Cette chaire est associée à de nombreux partenaires œuvrant dans divers domaines du génie civil, du génie minier et du génie géotechnique afin de développer des outils d'analyse et de prédiction du comportement des barrages en remblai, notamment dans le cadre de sollicitations exceptionnelles, tels les séismes. En raison des dommages importants que peuvent causer les tremblements de terre aux barrages et digues en remblai (déformations en crête, instabilités, etc.) et face aux conséquences très élevées qui pourraient résulter d'une rupture de ces ouvrages, l'évaluation du risque lié à ces événements revêt une importance cruciale. Les séismes passés ayant eu lieu au Québec, par exemple le séisme de 1663 de Charlevoix, dont la magnitude est estimée entre 7.2 et 7.8 (Locat, 2011), justifient que les propriétaires de barrages du Québec se penchent sur la prédiction du comportement de ces ouvrages sous sollicitations dynamiques.

Les barrages en remblai sont généralement construits de matériaux granulaires dont les dimensions peuvent varier du grain microscopique au bloc dépassant le mètre de diamètre. Certains barrages sont constitués d'un seul matériau plutôt homogène, alors que d'autres sont plutôt composés de différentes zones à granulométries diverses. Finalement, alors que les barrages modernes sont généralement fortement compactés et bâtis avec des matériaux de qualité, d'autres barrages plus anciens mais toujours en service peuvent comporter

d'importantes zones de compacité lâche. Cet amalgame de possibilités complexifie énormément les tâches d'analyse et de prédiction des performances de ces structures sous diverses sollicitations.

Bien que certaines méthodes empiriques permettent d'obtenir une première estimation des performances des barrages lorsque soumis à des sollicitations sismiques, la complexité et l'hétérogénéité de ces ouvrages contraignent communément les ingénieurs en géotechnique à faire appel à des outils de calcul numérique. La modélisation numérique consiste à représenter un problème physique grâce à des modèles mathématiques, en faisant appel à des « lois de comportement ». Ces lois traduisent le comportement des sols, le plus fidèlement possible, en un langage de programmation. Une myriade de lois de comportement existe pour la modélisation du comportement des sols. Certains modèles sont très simples et ne peuvent s'appliquer qu'aux cas des sols idéaux, alors que d'autres sont très complexes et tentent de reproduire le plus fidèlement possible le comportement réel des sols. L'ingénieur en géotechnique appelé à choisir la loi de comportement appropriée pour la modélisation des matériaux composant un barrage soumis à des sollicitations sismiques se verra inévitablement confronté à choisir laquelle de ces lois est appropriée pour la tâche à accomplir.

## **NorSand**

La loi de comportement NorSand (voir la description détaillée du modèle présentée au Chapitre 2) a été choisie pour cette étude comme principal outil de modélisation constitutive du comportement des sables soumis à des sollicitations cycliques. Les raisons qui motivent ce choix sont diverses. Comme il a été exposé précédemment, ce projet de doctorat s'inscrit dans le cadre de la chaire de recherche Cribar. L'un des principaux objectifs de cette chaire est de réussir à appliquer les percées scientifiques réalisées en recherche fondamentale à la pratique de la géotechnique, notamment au sein des partenaires de recherche de la chaire, que ce soit chez Hydro-Québec ou bien dans des firmes d'ingénierie. Dans le contexte spécifique de la modélisation constitutive du comportement des sables, la simplicité des concepts amenés doit être au cœur des considérations. En effet, toute performante qu'elle soit, une loi de comportement dont les mécanismes de fonctionnement seraient trop



complexes mèneraient possiblement à un rejet de la part de ses utilisateurs potentiels, au profit d'un outil plus simple de compréhension. Qui plus est, les lois de comportement complexes peuvent aussi entraîner une utilisation de type « boîte noire » de la part de leurs usagers : bien que n'en comprenant pas les rouages et les subtilités, les usagers emploieront tout de même la loi de comportement et se fieront aux résultats obtenus sans être nécessairement en mesure d'y porter un jugement éclairé. Il est à noter que même les lois de comportement les plus simples peuvent être mal utilisées et peuvent mener à des réponses erronées, tel que discuté notamment par Potts et Zdravkovi (1999). Cette utilisation peut s'avérer très hasardeuse, surtout lorsque des processus de chargement complexes sont en cause.

Les lois de comportement plus simples compensent idéalement des performances plus modestes par une facilité d'utilisation accrue. NorSand atteint en fait un équilibre intéressant à cet égard alors que ses performances sont généralement bonnes pour la modélisation d'essais de laboratoire simples, tout en étant relativement simples de compréhension. Cette loi de comportement est bâtie entièrement sur les bases de la mécanique des sols à l'état critique. Cette mécanique est enseignée à travers le monde, généralement au niveau universitaire gradué, ce qui en fait une base de compréhension commune pour beaucoup d'ingénieurs en géotechnique œuvrant dans la pratique.

Tel qu'il en sera discuté plus en détail plus loin dans cette thèse, les bonnes performances de NorSand pour la modélisation d'essais triaxiaux, tant sur sables lâches que denses<sup>1</sup>, en font un choix intéressant pour la modélisation du comportement des sables. Ce n'est que récemment que le modèle a été étendu pour en permettre l'utilisation pour la modélisation du comportement des sables pour l'essai de cisaillement simple cyclique. Il est généralement admis que les conditions de cet essai sont analogues aux conditions se développant lors d'un séisme (Seed & Peacock, 1971). Avant de préconiser l'utilisation de NorSand pour la modélisation des barrages sous chargement dynamiques, il est nécessaire

---

<sup>1</sup> Au fil de cette thèse, les termes « lâche » et « dense » sont régulièrement employés afin de distinguer, de manière générale, les sols dont le l'indice de densité relative  $D_r$  sont plutôt bas ( $\lesssim 50\%$ ) ou plutôt élevés ( $\gtrsim 50\%$ ), où  $D_r = (e_{\max} - e)/(e_{\max} - e_{\min})$ ,  $e$ ,  $e_{\max}$  et  $e_{\min}$  étant les indices des vides actuel, maximal et minimal du sol, respectivement.

d'en évaluer les compétences, et potentiellement d'en proposer des modifications, pour une meilleure prédiction du comportement des sables sous chargements cycliques.

Dans le contexte spécifique de la chaire de recherche Cribar, la loi de comportement NorSand est couramment utilisée au sein d'au moins deux des firmes d'ingénierie associées à ce projet de recherche. En raison des performances incertaines de NorSand sous sollicitations cycliques, ces partenaires se restreignent jusqu'à maintenant à une utilisation de la loi de comportement sous conditions statiques uniquement. L'aboutissement de ce projet en une version de NorSand permettant la modélisation des sables sous sollicitations cycliques constituerait donc une percée intéressante, tant pour la littérature du domaine que pour les activités de la chaire Cribar et de ses partenaires.

## **Objectifs et méthodologie de l'étude**

L'objectif principal de ce projet de recherche est de développer un outil de modélisation du comportement des sols pouvant performer autant sous sollicitations statiques que cycliques et ayant comme fondation la loi de comportement NorSand. Afin d'atteindre cet objectif principal, les sous-objectifs suivants ont été définis :

- Déterminer si NorSand offre des performances acceptables pour la modélisation du comportement des sables sous conditions de cisaillement simple cyclique ;
- Identifier les faiblesses de la loi de comportement pour ces conditions d'essai ;
- Proposer des modifications à la loi de comportement afin d'en améliorer les performances.

Afin d'atteindre ces objectifs, une méthodologie s'appuyant principalement sur la comparaison d'essais de laboratoire effectués sur deux sables (Fraser River et Toyoura) avec les modélisations NorSand correspondantes a été employée :

- Des essais de cisaillement simple cyclique ont été modélisés avec NorSand et sa performance a été évaluée ;

- Des essais de laboratoire employant différents modes de cisaillement ont été modélisés avec NorSand afin d'identifier les faiblesses du modèle menant aux performances observées sous cisaillement simple cyclique ;
- Deux modifications ont été proposées afin de corriger les faiblesses du modèle identifiées ;
- L'apport de chacune des modifications proposées a été évalué séparément par la modélisation d'essais de laboratoire pertinents ;
- Une version améliorée de NorSand, incorporant les deux modifications proposées, a été développée et sa performance pour la modélisation d'essais de cisaillement simple cyclique a été évaluée.

Il est finalement important de noter que la comparaison des performances de NorSand face à d'autres lois de comportement ne fait pas partie des objectifs poursuivis par ce projet de recherche. Certaines autres lois de comportement sont par contre brièvement abordées au fil du texte, afin d'apporter certaines perspectives et pour mieux situer cet ouvrage dans son contexte.

## **Organisation de la thèse**

Cette thèse est séparée en cinq chapitres. Le Chapitre 1 constitue une mise en contexte de l'étude réalisée face aux travaux effectués par d'autres auteurs et selon l'état actuel des connaissances. Le Chapitre 2 présente en détail la loi de comportement NorSand. Ce modèle représente le cœur de cette thèse. Ses performances pour la prédiction du comportement des sables ont été évaluées pour différents types de sollicitations, notamment le cisaillement simple cyclique. Le Chapitre 3 est dédié à l'étude de l'anisotropie et à son rôle important par rapport au comportement des sables. Une modification au modèle NorSand est proposée afin d'inclure les effets de l'anisotropie via la théorie de l'état critique anisotrope. La performance de ce modèle NorSand anisotrope est évaluée sous différents types de sollicitation. Le Chapitre 4 est consacré à l'étude des mécanismes du déchargement, plus spécifiquement à la plasticité pouvant être générée lors du déchargement des sables. La performance de NorSand en ces situations est revue et une nouvelle modification au modèle est proposée afin d'en corriger certaines lacunes importantes. Le Chapitre 5 conclut finalement cette thèse par la

présentation du modèle NorSand-aUL, une évolution de NorSand comprenant les modifications proposées aux Chapitres 3 et 4. NorSand-aUL tire son nom de l'addition de l'anisotropie (« a ») et du déchargement (« UL » : *UnLoading* en anglais) au modèle NorSand, tout en se voulant une référence au lieu de développement de cette version distincte du modèle (« UL » : Université Laval). Cette version améliorée de NorSand est comparée à sa version originale pour la modélisation d'essais de cisaillement simple cyclique effectués sur deux sables différents au Chapitre 5.

# Chapitre 1

## Mise en contexte

### 1.1 Introduction

Ce chapitre est dédié à la mise en contexte de l'étude présentée dans cette thèse. La prédiction des déformations des barrages soumis à des séismes peut s'effectuer de plusieurs façons différentes, l'une d'elles étant la modélisation numérique. Cette méthode nécessite l'emploi d'une loi de comportement qui dictera le comportement que le sol modélisé doit adopter quant aux sollicitations appliquées. Le développement d'une telle loi de comportement pour les sols pulvérulents, adaptée aux chargements cycliques, constitue le cœur de cette thèse.

Dans ce chapitre, les processus de déformations des sables soumis à des sollicitations cycliques sont d'abord revus. Les principales familles de méthodes d'estimation des déformations dans les barrages soumis à des séismes sont ensuite brièvement exposées, pour finalement faire place à la modélisation numérique, et plus particulièrement aux lois de comportement des sables. Certains aspects importants du développement d'une loi de comportement sont également abordés.

## **1.2 Prédiction des déformations sous sollicitations cycliques**

La prédiction des déformations des sols résultant de sollicitations cycliques ou dynamiques occupe une place importante dans la pratique de la géotechnique. Les causes de ces sollicitations peuvent être diverses : séismes, trafic routier, vagues, vent, etc. (Ishihara, 1983). Tant les dépôts naturels que les structures érigées sur ces sols peuvent être affectés pour ces chargements. Les pentes naturelles peuvent, par exemple, se montrer particulièrement vulnérables aux chargements sismiques en raison du précisaillement statique existant dans les talus (Ishihara, 1985). Similairement, les structures érigées en mer, comme les plateformes de forage pétrolier, sont constamment soumises à l'effet des vagues, transférant un chargement cyclique aux sols de fondation. La conception des fondations de ces structures nécessite la prise en compte des effets cycliques pour l'estimation des déformations à prévoir (Bjerrum, 1973; Andersen, 2009).

Les barrages en remblai sont des structures qui peuvent aussi montrer une certaine vulnérabilité aux chargements sismiques (Lee, 1974). Lorsque soumis à ces chargements, les matériaux pulvérulents qui les composent peuvent subir des déformations très importantes et éventuellement en provoquer la rupture. Les différents processus pouvant provoquer ces déformations dans les sables sont brièvement décrits ci-dessous.

### **1.2.1 Processus de déformation plastiques des sables soumis à des sollicitations cycliques**

Deux types de comportement peuvent mener à de grandes déformations provoquées par des sollicitations cycliques : la liquéfaction dynamique et la mobilité cyclique (Casagrande, 1971). Il est courant que ces deux types de comportement soient réunis sous l'appellation « liquéfaction », tant dans la littérature qu'en pratique, mais il importe de les distinguer.

La liquéfaction dynamique est caractérisée par une perte de résistance brusque causée par un chargement cyclique. Ce type de liquéfaction est analogue à la liquéfaction statique, en ce sens qu'elle nécessite qu'un sable lâche subisse un précisaillement statique préalablement à l'initiation de la sollicitation dynamique. Une schématisation de ces deux

types de liquéfaction est montrée à la Figure 1-1, où le cheminement contrainte-déformation et le cheminement des contraintes sont montrés aux parties A) et B) de la figure respectivement ( $\bar{\sigma}_m$  est la contrainte moyenne effective,  $\bar{\sigma}_q$  est la contrainte déviatorique et  $\varepsilon_a$  est la déformation axiale, voir le Chapitre 2 pour les définitions exactes des termes de contraintes et déformations). Les deux exemples débutent en A, où une contrainte déviatorique initiale est appliquée (précisaillement statique). L'exemple de la liquéfaction statique (cheminement A-B-C) subit une augmentation statique de la contrainte déviatorique jusqu'au point B, où une perte de résistance soudaine mène le sable au point C, entraînant de fortes déformations. L'exemple de la liquéfaction dynamique (cheminement A-D-C) subit une variation cyclique de la contrainte déviatorique, provoquant l'augmentation des pressions interstitielles (caractérisée par une diminution de la contrainte moyenne effective) jusqu'au point D, où, de nouveau, une perte de résistance subite amène le sable au point C et provoque de fortes déformations.

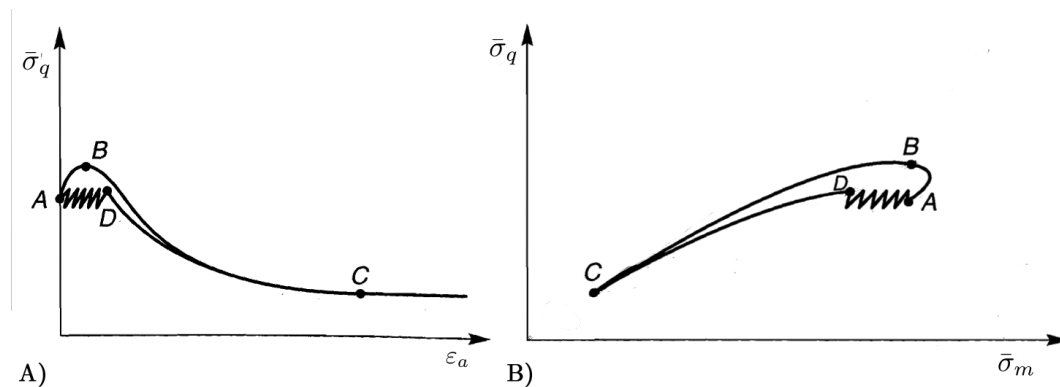


Figure 1-1. Schématisation des phénomènes de liquéfaction statique et dynamique (modifié de Kramer, 1996)

La liquéfaction statique ne peut donc se produire que pour les sables lâches subissant un précisaillement statique. De telles conditions peuvent entre autres se retrouver dans les pentes naturelles ou dans les barrages en remblai faiblement compactés.

À l'opposé, la mobilité cyclique peut se produire tant pour les sables lâches que pour les sables denses, avec ou sans précisaillement statique (Seed, 1979). La mobilité cyclique est caractérisée par une augmentation progressive des surpressions interstitielles au fil des cycles de cisaillement, menant à une accumulation graduelle de déformations importantes.

Un exemple de mobilité cyclique se développant lors d'un essai de cisaillement simple cyclique sur sable Nevada est présenté à la Figure 1-2, où le cheminement des contraintes et le comportement contrainte-déformation sont montrés à la partie A) et B) de la figure respectivement (où  $\tau_{xy}$  est la contrainte de cisaillement,  $\bar{\sigma}_y$  est la contrainte effective verticale et  $\gamma_{xy}$  est la déformation de cisaillement). L'essai démarre à  $\bar{\sigma}_y = 97kPa$  et une contrainte de cisaillement cyclique  $\tau_{xy} = 25kPa$  est appliquée. Les premiers cycles de cisaillement provoquent l'augmentation graduelle des surpressions interstitielles, entraînant la diminution de la contrainte effective verticale, sans que de grandes déformations ne soient engendrées. Après environ 20 cycles de cisaillement, la contrainte effective verticale varie entre  $\bar{\sigma}_y = 40kPa$  et  $\bar{\sigma}_y = 4kPa$  au cours des cycles de cisaillement. Le faible confinement en résultant permet l'accumulation progressive de déformations de plus en plus importantes au fil des cycles (atteignant  $\gamma_{xy} = 3\%$  à la fin de l'essai). Des essais similaires effectués sur des sables plus lâches pourront mener à des déformations beaucoup plus importantes (voir notamment Peacock & Seed, 1968; Boulanger, 1990).

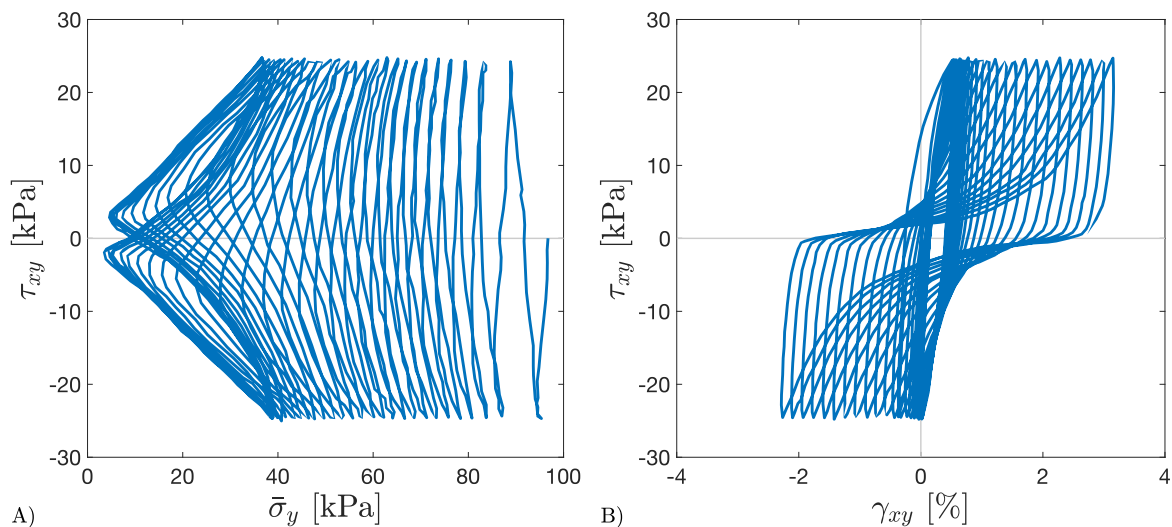


Figure 1-2. Exemple de mobilité cyclique, sable Nevada (modifié de Kammerer *et al.*, 2000)

Tel que schématisé à la Figure 1-3, l'importance de la contrainte de pré-cisaillement statique affectant un sable déterminera s'il montrera un comportement de type liquéfaction dynamique (partie A) de la figure) ou plutôt de mobilité cyclique (partie B) de la figure)



lorsque soumis à des sollicitations cycliques (Kramer, 1996). De plus, la liquéfaction dynamique n'affectera que les sables lâches.

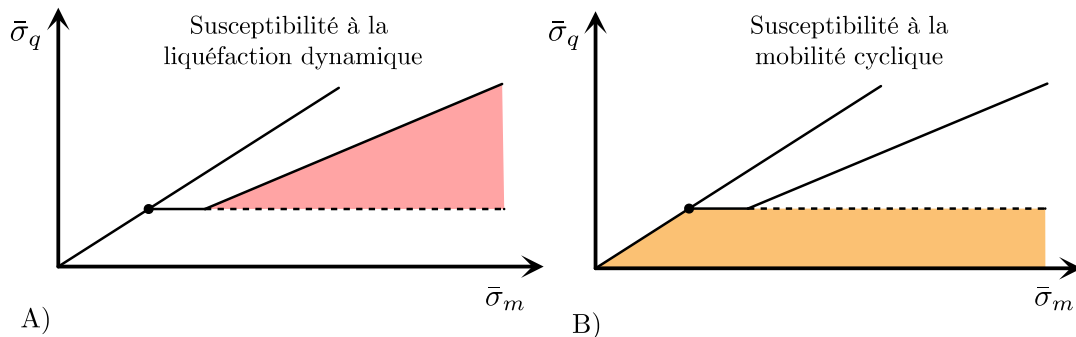


Figure 1-3. A) Susceptibilité à la liquéfaction dynamique ; B) susceptibilité à la mobilité cyclique (modifié de Kramer, 1996)

Il importe souvent de correctement distinguer quels processus de déformation sous sollicitations cycliques pourront affecter un sable à l'étude. La liquéfaction dynamique est un processus au caractère soudain, pouvant s'enclencher sans grandes déformations préalables. Au contraire, la mobilité cyclique est plutôt progressive, mais peut certainement mener à de grandes déformations, voire à la rupture d'ouvrages en terre (Casagrande, 1971).

### 1.2.2 Estimations des déformations irréversibles dans les barrages soumis à des séismes

La liquéfaction dynamique et la mobilité cyclique peuvent, et ont déjà, affecté des barrages en remblai. La rupture du barrage Sheffield en 1925 (Seed *et al.*, 1969) ainsi que la rupture partielle du barrage Lower San Fernando en 1971 (Seed *et al.*, 1975) ont contribué à l'essor du développement de méthodes d'estimations des déformations dans les barrages soumis à des séismes. Ces méthodes prennent différentes formes, et varient énormément en simplicité et en performance. Une brève revue des principales familles de méthodes disponibles est proposée ici.

#### Méthodes d'estimation empirique et semi-empirique

Swaisgood (2003) a proposé une méthode empirique d'estimation des déformations après séisme dans les barrages en remblai pour laquelle 69 cas ont été étudiés. La méthode fournit le pourcentage de tassement de la crête (par rapport à la hauteur totale du barrage, comprenant

l'épaisseur du dépôt alluvionnaire de la fondation) en fonction de l'accélération maximale du sol et de la magnitude du séisme. Cet outil, ainsi que les autres méthodes empiriques du même genre, sont de bonnes façons d'obtenir l'ordre de grandeur, sans plus, des déformations à prévoir pour un site donné, si celui-ci correspond environ aux sites ayant servi à établir la relation proposée (en termes de forme et dimension du barrage, de matériaux utilisés, etc.).

Afin de tenter de pallier les faiblesses de l'empirisme, Pace *et al.* (2008) ont proposé une méthode semi-empirique d'estimation des déformations après séisme (pour le cas particulier des barrages dont la fondation se serait liquéfiée suite à l'action d'un séisme). La méthodologie utilisée consistait à effectuer 20 000 simulations numériques (à l'aide du logiciel de modélisation par différences finies FLAC) faisant varier six paramètres différents : la hauteur du barrage, l'épaisseur du sol de fondation s'étant liquéfié, la pente des faces amont et aval du barrage (considérées symétriques), la hauteur d'eau dans le réservoir, la résistance au cisaillement du sol composant le barrage et la résistance au cisaillement du sol de fondation liquéfié. Pour chacune des simulations effectuées, la déformation verticale maximale du barrage était calculée. Des équations reliant les six paramètres utilisés aux déformations obtenues ont finalement été dérivées par régression statistique. Ainsi, de façon similaire à la méthode présentée par Swaisgood (2003), les déformations après séisme peuvent être estimées en prenant en compte différents paramètres propres au barrage à l'étude. Mais, plutôt que de baser la relation utilisée uniquement sur des observations, des simulations numériques servent de base à la méthode employée. De nouveau, les estimations ainsi obtenues fourniront un ordre de grandeur attendu en termes de déformations, en autant que le barrage étudié soit similaire à ceux utilisés pour dériver les équations.

### **Méthodes d'estimation analytique**

L'une des méthodes d'estimation des déformations après séisme dans les barrages en remblai les plus utilisées est certainement celle proposée par Newmark (1965). Cette méthode analytique consiste à considérer le barrage comme un bloc rigide glissant selon un plan de rupture préétabli. Lorsque l'accélération provoquée par le séisme dépasse l'accélération maximale pour laquelle le bloc rigide reste stable (en d'autres mots, lorsque le facteur de sécurité pseudo-statique est inférieur à l'unité), il est considéré que des déformations auront

lieu dans le barrage (voir la Figure 1-4). Le point faible de cette méthode est qu'elle considère que le sol composant le barrage se comportera tel un bloc rigide, supposant aussi qu'une surface de rupture sera mobilisée et que toutes les déformations encourues durant le séisme s'y produiront. Une telle hypothèse pourrait s'avérer acceptable dans le cas d'un remblai en matériaux cohérents, mais plus difficile à accepter pour des matériaux pulvérulents. Tel que rapporté par Swaisgood (2003), les déformations après séisme observées dans les barrages en remblai semblent plutôt se produire à même le corps du barrage, ou encore par étalement latéral, que sur un plan de cisaillement bien défini.

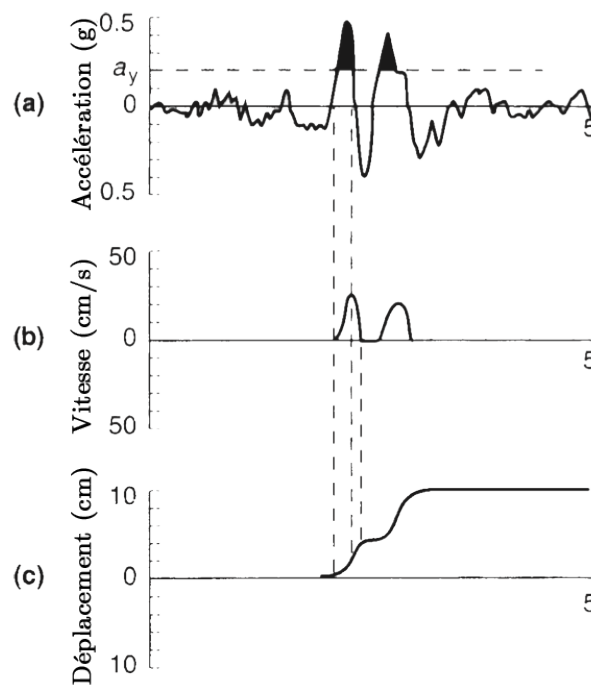


Figure 1-4. Exemple d'application de la méthode de Newmark (1965), tiré de Day (2002)

L'hypothèse du bloc rigide de Newmark (1965) comporte une autre faiblesse importante : la réponse dynamique du barrage n'est pas prise en compte. En effet, tel que mentionné par Seed et Martin (1966), les différences d'inertie au sein d'un barrage en remblai font en sorte qu'au lieu de se comporter tel un bloc rigide, un barrage subira des accélérations plus ou moins fortes le long de sa hauteur lors d'un séisme. Afin de tenter de corriger cette lacune, Makdisi et Seed (1978) ont proposé une méthode, analogue à celle de Newmark (1965), dans laquelle la réponse dynamique du barrage est prise en compte pour estimer les déformations

après séisme. Ainsi, l'accélération à laquelle le barrage est soumis variera en fonction de la profondeur de la surface de rupture étudiée.

### **Modélisation en centrifugeuse**

Une autre façon d'estimer les déformations après séisme dans les barrages en remblai est de procéder par modélisation en centrifugeuse. Il est possible d'y construire des répliques de barrages incluant les différentes zones les composant et ainsi pouvoir en analyser la réponse selon différentes sollicitations. Les centrifugeuses permettent entre autres de représenter fidèlement les conditions de contrainte régnant dans les ouvrages modélisés. De nombreux auteurs ont choisi cette voie récemment. Par exemple, Adalier et Sharp (2002) ont modélisé la réponse d'un barrage en remblai, fondé sur un sol de fondation liquéfiable, lorsque soumis à une sollicitation horizontale sinusoïdale. Kim *et al.* (2011) ont procédé de façon similaire, mais en soumettant cette fois un prototype de barrage en remblai à une sollicitation horizontale ayant la même signature d'accélération qu'un séisme réel.

La modélisation par centrifugeuse a l'avantage de représenter fidèlement la géométrie du problème à l'étude. Par contre, les installations spécialisées nécessaires à la réalisation de ce type de modélisation rendent sa mise en œuvre complexe et nécessitent un investissement important en termes de temps. Ainsi, la modélisation par centrifugeuse ne peut généralement être employée que par certains milieux académiques où les installations sont disponibles, ou pour des projets industriels d'ampleur suffisante pour en justifier les investissements requis.

### **Modélisation numérique**

La modélisation numérique pour estimer les déformations des barrages après séisme est une méthode de plus en plus utilisée, tant en industrie qu'en recherche. Peu importe la façon de procéder, la modélisation numérique fait toujours appel aux mêmes concepts : dans un outil de modélisation numérique, des lois de comportement appliquées aux éléments de sol modélisés dictent la réaction (déformations) du sol face aux sollicitations (contraintes) appliquées.

De nombreuses études employant la modélisation numérique pour estimer les déformations après séisme dans les barrages en remblai sont disponibles, employant des méthodologies variables. Par exemple, Finn *et al.* (1992) ont procédé par résolution inversée d'un problème aux limites. En imposant la déformée finale du barrage suite au séisme comme condition aux limites (donnée connue initialement), la résolution numérique du problème a permis de déterminer les propriétés dynamiques des matériaux du barrage. Une fois ces propriétés déterminées, il devient possible d'effectuer de nouvelles simulations incluant de nouveaux signaux sismiques.

Afin d'analyser la réponse du barrage Tuttle Creek, Stark *et al.* (2012) ont utilisé une procédure plus répandue qui consiste à effectuer des mesures *in situ* et en laboratoire pour déterminer les propriétés des sols composant le barrage et sa fondation. Par la suite, ces caractéristiques ont été introduites à même les lois de comportement des sols utilisées dans la modélisation numérique. Cette étude comportait une particularité intéressante visant à simplifier la gestion du comportement des sols sujets à la liquéfaction : lors de l'application du séisme dans la modélisation, tout élément de sol pour lequel les surpressions interstitielles atteignaient au moins 70% de la contrainte effective verticale était considéré liquéfié. Ainsi, la loi de comportement initialement attribuée aux éléments (UBCSAND) pour simuler l'augmentation des pressions interstitielles pouvait changer en cours de route si la liquéfaction survenait durant la modélisation. Une fois le séisme achevé, le modèle Mohr-Coulomb était finalement utilisé pour simuler les déformations des éléments de sol s'étant liquéfiés.

La modélisation numérique permet aussi la prise en compte de géométries et d'assemblages de matériaux particuliers. Par exemple, Plaisant et James (2013) ont modélisé la réponse d'un barrage à noyau en asphalte soumis à différents séismes. L'un de leurs résultats est montré à la Figure 1-5, où les déformations verticales induites par le séisme sont représentées. Par modélisation numérique, il est possible de correctement prendre en considération l'effet des contrastes de rigidité existants de chaque côté du noyau, ce qui serait fort difficile à exécuter à l'aide d'une méthode d'estimation empirique ou analytique.

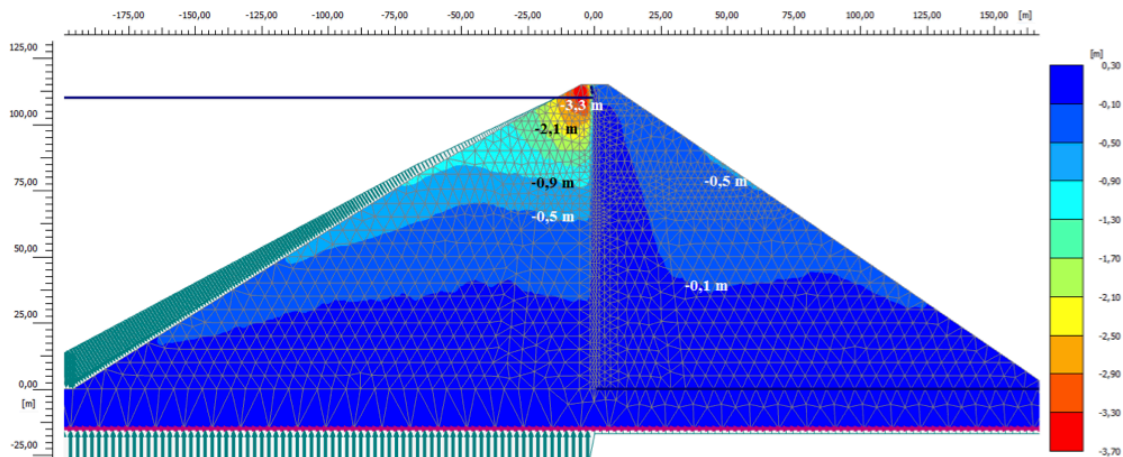


Figure 1-5. Modélisation numérique des déformations verticales d'un barrage à noyau en asphalte soumis à un séisme (Plaisant & James, 2013)

## Sommaire

Les méthodes d'estimation des déformations des barrages lors des séismes présentées dans cette section comportent chacune leurs forces et leurs faiblesses. À un extrême, les méthodes empiriques sont très faciles à utiliser, mais ne mèneront généralement qu'à une estimation grossière du comportement attendu. Dans ces cas, les barrages sont considérés en tant que structures et il n'est pas tenté de comprendre ou prédire le comportement des sols les composant. À l'autre extrême, la modélisation numérique s'intéresse au comportement des sols pour ensuite déduire le comportement de la structure. Cette méthode nécessite généralement plus de travail que les autres (à l'exception de la modélisation en centrifugeuse), mais comporte l'avantage de pouvoir potentiellement mener à des résultats précis, ou du moins plus adaptés aux spécificités de chaque barrage. Le choix d'une méthode par rapport à une autre dépend de plusieurs facteurs, dont les ressources disponibles et la précision désirée. Bien souvent, les méthodes peuvent être utilisées en séquence, de la plus simple à la plus complexe, à mesure que les besoins se précisent pour un projet donné.

Puisque la modélisation numérique du comportement des sables constitue le cœur de cette thèse, la section suivante est dédiée à la présentation de certains aspects importants reliés à son utilisation.

## 1.3 Modélisation numérique du comportement des sables

### 1.3.1 Lois de comportement des sables

Toute modélisation numérique d'un sol s'appuie sur une ou des lois de comportement. Une loi de comportement est un modèle mathématique du comportement d'un matériau. Certaines lois de comportement sont très sophistiquées et nécessitent la calibration de plus de 20 paramètres d'entrée. D'autres sont très simples, ne nécessitent que quelques paramètres à déterminer (parfois seulement un ou deux), mais ne peuvent être utilisées qu'en certaines situations bien précises.

#### Structure d'une loi de comportement

De nombreux ouvrages de référence offrent des descriptions très complètes du fonctionnement des lois de comportement (voir entre autres Yu, 2006; Puzrin, 2012). Seuls les éléments les plus importants sont résumés ici.

En général, la plupart des lois de comportement sont bâties selon une structure commune. L'élément le plus important de cette structure est la surface de plasticité. Cette surface délimite les territoires où le sol se comportera de manière élastique ou de manière élasto-plastique. Lorsque l'état de contrainte d'un sol se trouve à l'intérieur de sa surface de plasticité, le sol se comportera de manière élastique. À l'inverse, si l'état des contraintes se trouve sur la surface de plasticité, le sol se comportera de manière élasto-plastique. Il est impossible qu'un état de contrainte se trouve en dehors de la surface de plasticité. Lorsque cela tente de se produire (par l'application de contraintes de plus en plus importantes, par exemple), la surface de plasticité subit un écrouissage pour accommoder ce nouvel état de contrainte. L'écrouissage peut prendre différentes formes : homothétie, translation, rotation, etc. La forme de cet écrouissage est dictée par la règle d'écrouissage (un élément propre à chaque loi de comportement).

Les déformations élastiques encourues lors d'un chargement sont dictées par des relations décrivant l'élasticité. Il est très courant que la théorie de l'élasticité linéaire (Hooke,

1675) soit employée, bien que certains modèles optent pour des définitions plus complexes. Les déformations plastiques sont, quant à elles, définies grâce à la règle d'écoulement liée au potentiel plastique. Le vecteur d'orientation des déformations plastiques est perpendiculaire au potentiel plastique. Il est courant que la règle d'écoulement soit « associée », en ce sens que le potentiel plastique est posé identique à la surface de plasticité. Ainsi, un vecteur d'orientation des déformations plastiques perpendiculaire à la surface de plasticité, pour un écoulement associé, obéira à la règle de « normalité ». Certaines lois de comportement comprennent plutôt une règle d'écoulement « non-associée », c'est-à-dire non liée la surface de plasticité, et proposent une équation distincte de la surface de plasticité pour définir le potentiel plastique.

Finalement, il est à noter que de nombreux autres aspects peuvent être incorporés à une loi de comportement de manière à la rendre plus performante dans certaines situations particulières. Cette capacité d'adaptation rend la modélisation numérique particulièrement intéressante pour la résolution de problèmes complexes.

### **Exemples de lois de comportement pour la modélisation du comportement cyclique des sables**

Certaines lois de comportement ont été spécifiquement développées pour la prédiction du comportement des sables soumis à des sollicitations cycliques. Le modèle développé par Finn *et al.* (1977) est l'un des premiers de ce genre. Cette loi de comportement avait pour objectif de reproduire la dégradation du module élastique de distorsion  $G$  au fil des déformations cycliques et les surpressions interstitielles résultantes, sans pour autant faire appel à une surface de plasticité.

UBCSAND (Beatty & Byrne, 1998, 2011) est une loi de comportement simple, couramment employée pour la prédiction de l'accumulation des surpressions interstitielles au fil des cycles de cisaillement. Ce modèle base sa réponse sur une relation hyperbolique unissant le ratio des contraintes  $\eta$  à l'incrément des déformations déviatoriques plastiques  $\dot{\epsilon}_q^p$ . Cette formulation simplifiée procure à ce modèle des performances généralement intéressantes pour la modélisation d'essais de cisaillement simple cycliques, mais comportent certaines lacunes pour la modélisation du comportement des sables dans d'autres conditions.



Tel que noté par Stark *et al.* (2012), bien que le modèle soit en mesure de correctement modéliser l'accumulation des surpressions interstitielles lors du cisaillement cyclique, il est incapable de modéliser efficacement l'effet des pertes de résistance importantes subies à la suite de la liquéfaction cyclique ou de la mobilité cyclique. UBCSAND a été employé avec un certain succès pour la modélisation du comportement de certains barrages sous sollicitations sismiques (voir entre autres Naesgaard *et al.*, 2006; Stark *et al.*, 2012).

De nombreuses lois de comportement récentes reposent sur le concept de surfaces limites (*bounding surfaces* en anglais), proposé par Dafalias (1986b). Simplement, ces modèles fonctionnent sous le principe qu'un état de contrainte réfère à son état « image » correspondant situé sur une surface limite. Les déformations résultant de l'application d'une charge se calculent en fonction de la distance (en termes de ratio des contraintes), séparant les contraintes réelles des contraintes images sur la surface limite. Les lois de comportement basées sur ce concept performant généralement très bien sous sollicitations cycliques (voir notamment Wang *et al.*, 1990; Manzari & Dafalias, 1997). Le modèle appartenant à cette famille s'étant le plus illustré au cours des dernières années est PM4Sand (Boulanger & Ziotopoulou, 2013, 2015). Cette loi de comportement a été intégrée à plusieurs logiciels de modélisation numérique en raison de ses bonnes performances pour la prédiction du comportement des sables sous sollicitations cycliques. Un exemple de prédiction est montré à la Figure 1-6, où un cheminement contrainte-déformation (partie A) de la figure) et un cheminement des contraintes (partie B) de la figure) sont illustrés. Le modèle est en mesure de correctement prédire certains traits importants du comportement des sols sous sollicitations cycliques, comme l'accumulation des surpressions interstitielles au fil des cycles de cisaillement et la génération de déformations importantes (tel que montré précédemment à la Figure 1-2). Le point faible de ce modèle, et de la plupart des autres modèles basés sur le concept de surface limite, est sa grande complexité. Pas moins de 20 paramètres d'entrée sont nécessaires au fonctionnement de PM4Sand. Ce grand nombre de paramètres témoigne en quelque sorte de l'abondance de mécanismes internes régissant le fonctionnement du modèle.

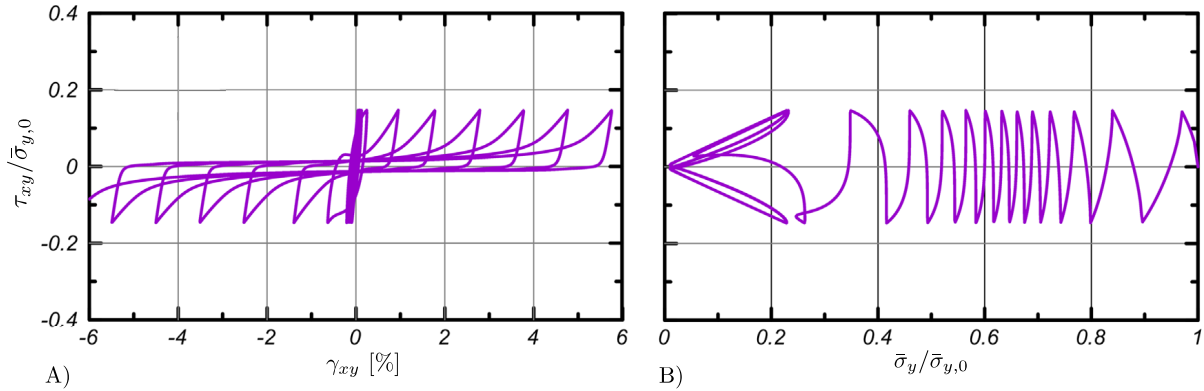


Figure 1-6. Modélisation d'un essai de cisaillement simple cyclique avec PM4Sand (modifié de Ziotopoulou & Boulanger, 2013)

La loi de comportement NorSand (Jefferies, 1993) fait partie de la famille des lois de comportement ayant comme fondement la mécanique des sols à l'état critique. NorSand est simple et nécessite peu de paramètres d'entrée. Ce modèle a été utilisé à deux reprises récemment pour modéliser le comportement de barrages/digues ayant été menés à la rupture par différents processus physiques (Morgenstern *et al.*, 2016; Morgenstern *et al.*, 2019). Dans le cas de l'analyse de la rupture de la digue à résidus miniers Cadia, NorSand a été utilisé pour calculer l'état des contraintes au moment de l'initiation de deux séismes de faible magnitude ayant eu lieu le jour précédent la rupture observée (Morgenstern *et al.*, 2019). Le modèle n'a par contre pas été utilisé pour modéliser la réponse de la digue lorsque soumise au chargement séismique. NorSand ayant été sélectionné comme outil de modélisation pour le présent projet de recherche, son fonctionnement et ses performances sous différents types de sollicitations sont revus en détail au chapitre suivant.

Enfin, malgré le développement de lois de comportement de plus en plus sophistiquées, la prédiction du comportement des sols demeure un défi complexe, particulièrement sous sollicitations cycliques. Le projet de recherche LEAP (*Liquefaction Experiments and Analysis Project*) s'intéresse justement à la capacité de onze lois de comportement récemment développées à correctement prédire le comportement d'un sable (voir notamment Manzari *et al.*, 2019, pour un court résumé). Chaque modèle a été initialement calibré grâce à une série d'essais de laboratoire commune, pour ensuite être utilisé afin de prédire le comportement du même sable soumis à une nouvelle série d'essais de laboratoire. Une fois les paramètres de chaque modèle calibrés lors de la première phase

du projet, il était impossible pour les auteurs d'ajuster les paramètres d'entrée de leur modèle. Un exemple de résultat de cette étude est montré à la Figure 1-7 (cheminements des contraintes) et la Figure 1-8 (comportements contrainte-déformation), où  $\bar{\sigma}_x$  et  $\bar{\sigma}_y$  sont respectivement la contrainte effective horizontale et verticale et  $\varepsilon_y$  est la déformation verticale. Chaque figure montre le résultat de laboratoire à prédire (en haut à gauche) et les prédictions numériques effectuées à l'aide des onze modèles. Il est manifeste que les résultats varient énormément d'un modèle à l'autre, particulièrement pour la prédiction des déformations. Ces résultats démontrent bien le défi que représente la prédiction du comportement des sols, même pour des lois de comportement complexes.

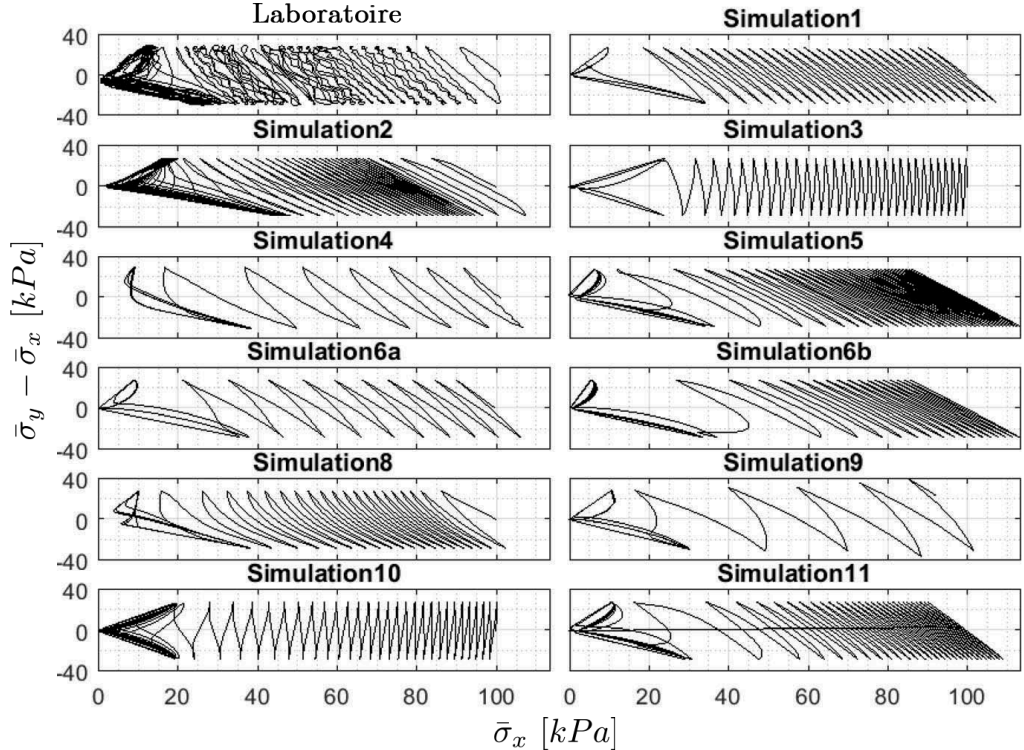


Figure 1-7. Cheminement des contraintes des prédictions d'essais de cisaillement biaxial cyclique pour onze modèles différents (modifié de Manzari *et al.*, 2019)

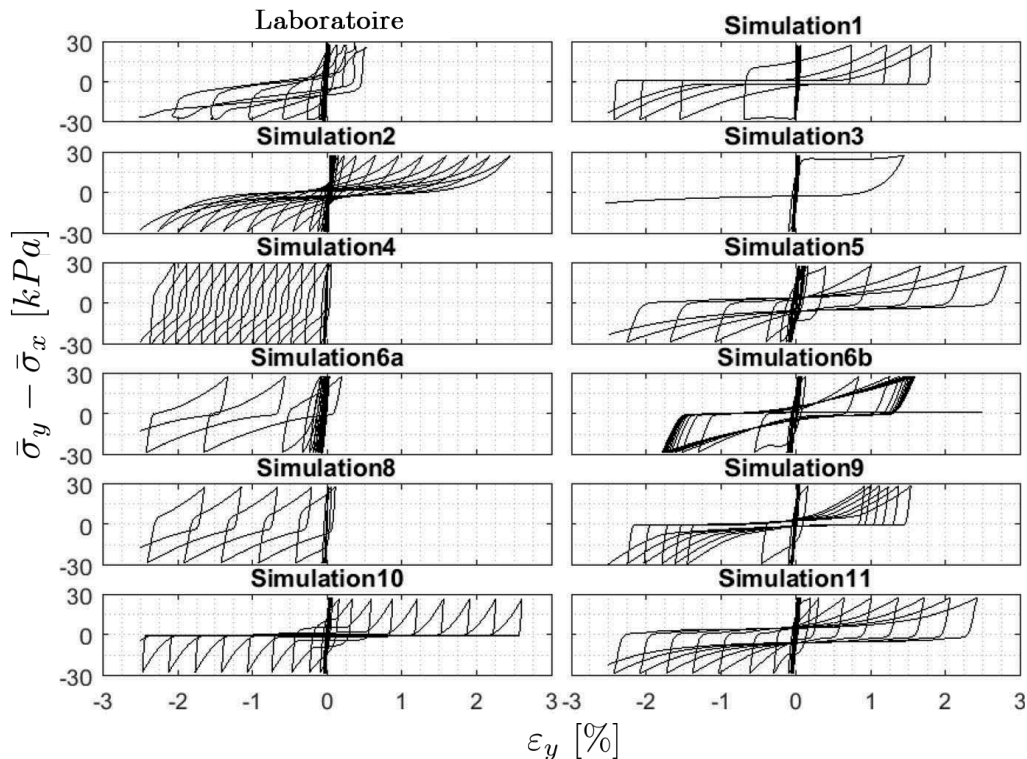


Figure 1-8. Comportement contrainte-déformation des prédictions d’essais de cisaillement biaxial cyclique pour onze modèles différents (modifié de Manzari *et al.*, 2019)

### 1.3.2 Calibration, validation et implémentation d’une loi de comportement

#### Détermination et calibration des paramètres

Ultimement, les lois de comportement sont développées pour être utilisées afin de modéliser la réponse des sols face à des sollicitations diverses. La détermination et la calibration des paramètres de la loi de comportement choisie représente la première étape menant à cette utilisation souhaitée. Cette étape peut se faire à l’aide d’essais effectués en laboratoire, à l’aide d’essais effectués *in situ*, ou bien un amalgame de ces deux options.

Certaines lois de comportement, comme NorSand par exemple, comportent des paramètres ayant une signification physique claire (plus de détails à ce sujet au Chapitre 2 et à l’Annexe A), qu’il est possible de relier à un comportement mesurable à partir d’un ou plusieurs essais en laboratoire. Ces paramètres sont les plus simples à établir puisqu’ils sont « déterminés » plutôt que « calibrés ». D’autres lois de comportement comportent plutôt des paramètres d’entrée qui influencent une portion spécifique de la réponse du modèle. La

méthode de calibration consiste alors à attribuer des valeurs de départ à ces paramètres, pour ensuite comparer un résultat de laboratoire à sa modélisation correspondante et ajuster la valeur de ces paramètres par un processus itératif de façon à obtenir une corroboration optimale de chaque aspect du comportement étudié. Finalement, certaines lois de comportement comportent des paramètres d'entrée n'ayant pas de signification physique particulière et n'influençant pas précisément un seul aspect de la réponse du modèle. Ces paramètres sont aussi calibrés en comparant la réponse du modèle avec l'essai de laboratoire correspondant. Ces paramètres sont les plus difficiles à ajuster, particulièrement si le modèle en compte plusieurs, puisque la calibration des paramètres par essai-erreur est un processus qui peut s'avérer long et peu efficace.

### **Validation**

La validation d'une loi de comportement est l'une des étapes les plus importantes de tout processus de modélisation numérique. Cette validation s'effectue généralement en comparant des essais de laboratoire effectués sous diverses conditions aux modélisations correspondantes obtenues grâce à la loi de comportement. Plus une loi de comportement aura été validée par de nombreux types d'essais de laboratoire, meilleure sera la confiance qui pourra être placée en cette loi. Il est très rare qu'un problème à modéliser corresponde exactement au type de sollicitations exercées par un essai de laboratoire (par exemple : triaxial compression, cisaillement simple, etc.), il est ainsi souhaitable que la loi de comportement choisie puisse performer adéquatement peu importe les sollicitations auxquelles elle sera confrontée. Pour plus d'informations concernant la calibration et la validation des lois de comportement, voir la revue très complète proposée par Lade (2005).

### **Implémentation**

Finalement, l'implémentation dans un logiciel de modélisation numérique représente l'étape ultime en vue de l'utilisation d'une loi de comportement. Il existe plusieurs logiciels à cet effet : Plaxis, FLAC, ABAQUS, OpenSees, Comsol, etc. Essentiellement, ces logiciels de modélisation par éléments ou différences finis (ou tout autre méthode de résolution numérique) permettent d'attribuer une loi de comportement à chaque élément modélisé dans un domaine, pour ainsi simuler la réponse du domaine face à une sollicitations donnée.

Lorsque la loi de comportement n'existe pas a priori dans le logiciel choisi, il est généralement possible d'écrire des sous-routines qui dicteront le comportement que l'élément doit adopter. Ces sous-routines contiennent finalement la loi de comportement choisie. L'étape d'implémentation peut s'avérer ardue puisqu'elle nécessite une excellente compréhension de la loi de comportement, couplée à de bonnes connaissances en informatique, nécessaires afin d'écrire des programmes efficaces.

## 1.4 Conclusion

Ce chapitre s'est voulu une brève mise en contexte du projet de recherche présenté dans cette thèse. La prédiction des déformations dans les barrages soumis à des séismes peut s'effectuer selon différentes familles de méthodes : empiriques et semi-empiriques, analytiques, par modélisation en centrifugeuse ou par modélisation numérique. Cette dernière méthode offre plusieurs avantages et a été choisie pour cette étude. Plus spécifiquement, le développement d'une loi de comportement adaptée à la prédiction du comportement des sables soumis à des sollicitations cycliques constitue le cœur de la thèse. De toutes les lois de comportement disponibles pour effectuer cette tâche, le modèle NorSand a été retenu pour ce projet, notamment en raison de sa simplicité et de son utilisation déjà répandue au sein de plusieurs entreprises partenaires de la chaire de recherche Cribar, à l'intérieur de laquelle s'inscrit ce projet. Tel qu'il en sera discuté en détail au fil de cette thèse, bien que la performance de NorSand pour la modélisation du comportement des sols sous conditions triaxiales compression soit excellente, il en va autrement pour les conditions de cisaillement simple cyclique. Certaines améliorations seront ainsi proposées au modèle afin d'en améliorer les performances, à savoir l'inclusion d'une dépendance envers l'anisotropie et la modification de la mécanique responsable du développement de la plasticité lors du déchargement.

Le développement et la validation d'une loi de comportement représentent une somme de travail considérable, mais nécessaire pour parvenir à effectuer des modélisations numériques justes. Un modèle numérique n'est aussi bon que les lois de comportement qui le composent. Ceci est particulièrement vrai pour le cas complexe de la prédiction des déformations dans les barrages en remblai soumis à des sollicitations sismiques.

Les Chapitres 2 à 4 de cette thèse portent sur la loi de comportement NorSand, l'anisotropie des sables et la plasticité en déchargement, respectivement. De manière à rendre la lecture de cette thèse plus fluide, ces sujets sont introduits et mis en contexte séparément, au début de chaque chapitre.

## Chapitre 2

# NorSand

### 2.1 Introduction

La loi de comportement NorSand a été choisie comme outil de modélisation du comportement des sables dans le cadre de ce projet de recherche. Tel qu'il en sera discuté dans ce chapitre, plusieurs raisons ont motivé ce choix, notamment la simplicité de sa formulation ainsi que sa facilité d'utilisation et de compréhension. Puisque cette loi de comportement occupe le cœur de cette thèse, ce chapitre est dédié à sa présentation en détail. La formulation mathématique de la loi est d'abord présentée, suivie d'une évaluation des performances du modèle sous différentes conditions de chargement. Certaines lacunes du modèle seront abordées, notamment en ce qui a trait à sa performance sous conditions de cisaillement simple cyclique.



## 2.2 Description détaillée de NorSand

NorSand a été introduit par Jefferies (1993) pour ensuite être modifié à quelques reprises au fil des ans (voir notamment Jefferies, 1997; Jefferies & Shuttle, 2002; Jefferies *et al.*, 2015). Simplement, NorSand est une loi de comportement isotrope qui reprend certains concepts importants de la mécanique des sols à l'état critique et de CamClay. Une description exhaustive du modèle est disponible dans Jefferies et Been (2015).

La présente section de cette thèse se veut un récapitulatif des éléments essentiels de NorSand, en vue de sa compréhension. Quelques concepts importants sous-jacents à cette loi de comportement sont d'abord présentés. Viennent ensuite les formulations élastique et plastique du modèle.

### 2.2.1 Concepts importants

Il importe de d'abord définir les invariants des contraintes et des déformations, qui sous-tendent le reste des concepts présentés au fil de cette thèse, afin de créer une base commune partagée par tous. Les contraintes principales  $\bar{\sigma}_1$ ,  $\bar{\sigma}_2$  et  $\bar{\sigma}_3$ <sup>(2)</sup> ainsi que les incréments des déformations principales  $\dot{\epsilon}_1$ ,  $\dot{\epsilon}_2$  et  $\dot{\epsilon}_3$ <sup>(2)</sup> sont reliés aux contraintes moyenne  $\bar{\sigma}_m$  et déviatorique  $\bar{\sigma}_q$  ainsi qu'aux incréments des déformations volumétrique  $\dot{\epsilon}_v$  et déviatorique  $\dot{\epsilon}_q$  via la définition du travail  $w$  présentée à l'Équation 2.1. Cette relation mène aux Équations 2.2 à 2.5 définissant chacun des invariants (Muir Wood, 1990).

$$w = \bar{\sigma}_m \dot{\epsilon}_v + \bar{\sigma}_q \dot{\epsilon}_q = \bar{\sigma}_1 \dot{\epsilon}_1 + \bar{\sigma}_2 \dot{\epsilon}_2 + \bar{\sigma}_3 \dot{\epsilon}_3 \quad 2.1$$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3}{3} \quad 2.2$$

$$\bar{\sigma}_q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_2)^2 + (\bar{\sigma}_2 - \bar{\sigma}_3)^2 + (\bar{\sigma}_3 - \bar{\sigma}_1)^2} \quad 2.3$$

---

<sup>2</sup> Tout au long de cette thèse, les incréments sont dénotés à l'aide d'un point (par exemple :  $\dot{\epsilon}$ ) et les contraintes effectives à l'aide d'une barre horizontale (par exemple :  $\bar{\sigma}$ ). Toutes les contraintes sont considérées effectives, sauf lorsqu'autrement mentionné.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad 2.4$$

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \quad 2.5$$

## Mécanique des sols à l'état critique

NorSand s'inscrit dans la lignée des modèles ayant comme base la théorie de la mécanique des sols à l'état critique (Roscoe *et al.*, 1958). Cette théorie propose que tout sol subissant un cisaillement se dirigera ultimement vers son état critique où il se déformera à contraintes et à volume constant. Sous forme d'équation, l'état critique peut se définir selon l'Équation 2.6 (Li & Dafalias, 2012).

$$\dot{\bar{\sigma}}_m = 0, \quad \dot{\bar{\sigma}}_q = 0, \quad \dot{\varepsilon}_v = 0 \text{ mais } \dot{\varepsilon}_q \neq 0 \quad 2.6$$

En d'autres termes, l'état critique est donc atteint lorsque le ratio des contraintes  $\eta = \bar{\sigma}_q / \bar{\sigma}_m$  et l'indice des vides  $e$  atteignent leur valeur d'état critique, tel que montré à l'Équation 2.7.

$$\eta = \eta_c = M, \quad e = e_c \quad 2.7$$

L'état critique se produit sur une surface (la « surface d'état critique ») définie selon trois dimensions : la contrainte moyenne  $\bar{\sigma}_m$ , la contrainte déviatorique  $\bar{\sigma}_q$  et l'indice des vides  $e$ . La projection de la surface d'état critique dans un diagramme des contraintes résulte en la ligne d'état critique de pente  $M$ , soit le ratio d'état critique (Équation 2.8). La projection de la surface d'état critique dans un diagramme d'état (indice des vides – log naturel de la contrainte moyenne) est communément représentée par une ligne de pente  $\lambda$  prenant la valeur  $\Gamma$  à une contrainte moyenne de 1 *kPa* (Équation 2.9). Cette représentation de l'état critique s'appuie sur les idées présentées par Roscoe *et al.* (1958).

$$\bar{\sigma}_q = M \bar{\sigma}_m \quad 2.8$$

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln(\bar{\sigma}_m) \quad 2.9$$

## Ratio d'état critique

Il a été montré à plusieurs reprises (voir notamment Jefferies & Shuttle, 2002) que le ratio d'état critique  $M$  n'est pas une constante, dépendant plutôt de la valeur de la contrainte principale intermédiaire  $\bar{\sigma}_2$ . Ainsi, le ratio d'état critique mesuré lors d'un essai triaxial compression (dénnoté  $M_{tc}$ ) sera plus élevé que celui mesuré lors d'un essai triaxial extension (dénnoté  $M_{te}$ ), en raison des valeurs différentes que prend la contrainte principale intermédiaire dans ces essais. Cette dernière est, par exemple, égale à la contrainte principale mineure dans l'essai triaxial compression et égale à la contrainte principale majeure dans l'essai triaxial extension.

Une façon efficace de prendre en compte ces variations de ratio d'état critique en fonction de la valeur de la contrainte principale intermédiaire est d'exprimer le ratio d'état critique  $M$  en fonction du ratio des contraintes principales  $b$  (Équation 2.10) ou encore de l'angle Lode  $\theta$  (Équation 2.11), qui sont tous deux des représentations alternatives de l'importance relative de la contrainte principale intermédiaire par rapport aux deux autres contraintes principales. En conditions triaxiales compression,  $b = 0$  et  $\theta = -\pi/6$ , alors qu'en conditions triaxiales extension,  $b = 1$  et  $\theta = \pi/6$ .

$$b = \frac{\bar{\sigma}_2 - \bar{\sigma}_3}{\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3} \quad 2.10$$

$$\tan \theta = \frac{2\bar{\sigma}_2 - \bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3}{\sqrt{3}(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)} = \frac{2b - 1}{\sqrt{3}} \quad 2.11$$

Dans NorSand, le ratio d'état critique  $M$  est exprimé en fonction de l'angle Lode  $\theta$  selon l'Équation 2.12, où le ratio d'état critique en conditions triaxiales extension est approximé selon l'Équation 2.13.

$$M = M_{tc} - (M_{tc} - M_{te}) \cos\left(\frac{3\theta}{2} - \frac{\pi}{4}\right) \quad 2.12$$

$$M_{te} = \frac{3M_{tc}}{3 + M_{tc}} \quad 2.13$$

### Paramètre d'état et infinité de lignes « normalement consolidé »

L'une des notions clés ayant permis le développement de NorSand est le concept de paramètre d'état (Been & Jefferies, 1985). Tel qu'indiqué à l'Équation 2.14, le paramètre d'état  $\psi$  quantifie la distance séparant l'indice des vides d'un sol par rapport à son indice des vides projeté sur sa ligne d'état critique. Tel que montré à la Figure 2-1, lorsque l'état d'un sol se trouve sous sa ligne d'état critique (le point A), c'est-à-dire que le sol est plus dense que son état critique, son paramètre d'état sera négatif. À l'opposé, un sol dont l'état est plus lâche que son état critique montrera un paramètre d'état positif. Le paramètre d'état quantifie donc à l'aide d'un seul paramètre l'effet de l'indice des vides et de la contrainte moyenne. Ainsi, deux sols présentant le même paramètre d'état, mais à des contraintes moyennes et indices des vides différents, montreront malgré tout le même comportement sous cisaillement.

$$\psi = e - e_c \quad 2.14$$

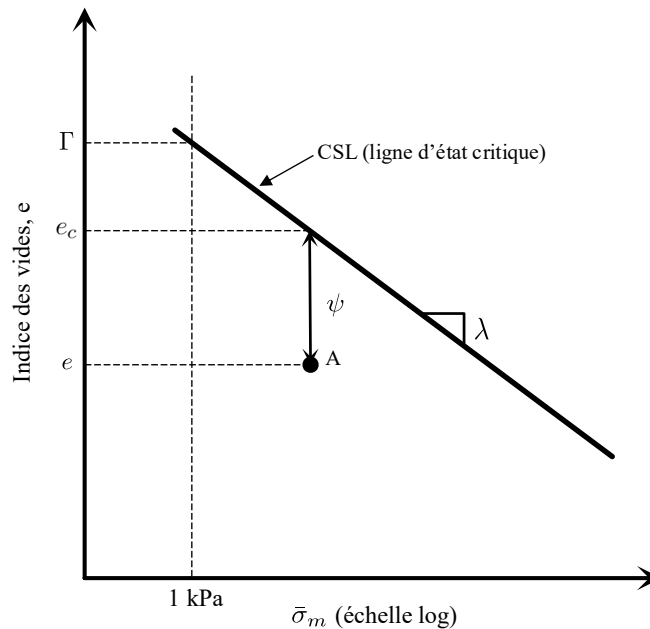


Figure 2-1. Représentation de la ligne d'état critique et du paramètre d'état

Une autre idée clé sous-jacente à la formulation de NorSand est l'existence d'une infinité de lignes « normalement consolidé » (voir la Figure 2-2 b), contrairement à ce que stipulaient la théorie originale de la mécanique des sols à l'état critique (Figure 2-2 a) et la loi de comportement y étant associée, CamClay (Schofield & Wroth, 1968). Il a été démontré autant *in situ* qu'en laboratoire (Jefferies & Been, 2000) que les sables peuvent consolider selon différentes lignes « normalement consolidé », le tout dépendant de l'indice des vides initial de consolidation et de la quantité d'énergie du système pendant la consolidation. Ainsi, l'état du sol se caractérise à la fois à l'aide du paramètre d'état  $\psi$  ainsi que du ratio de surconsolidation  $OCR$  (voir la Figure 2-3).

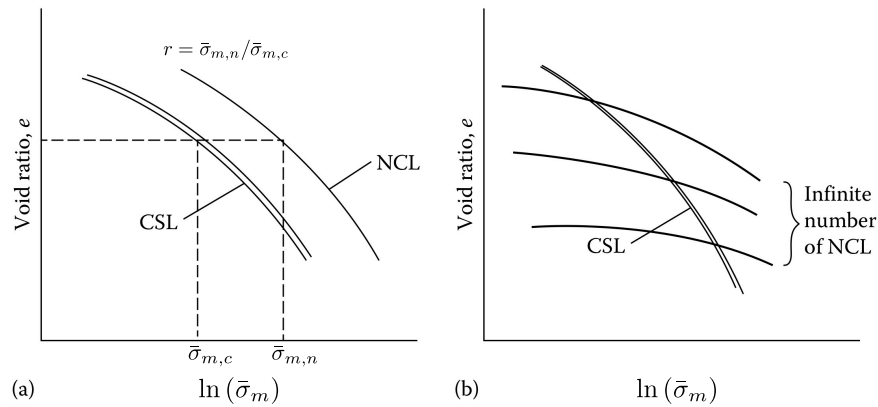


Figure 2-2. Infinité de lignes « normalement consolidé » (modifié de Jefferies & Been, 2015)

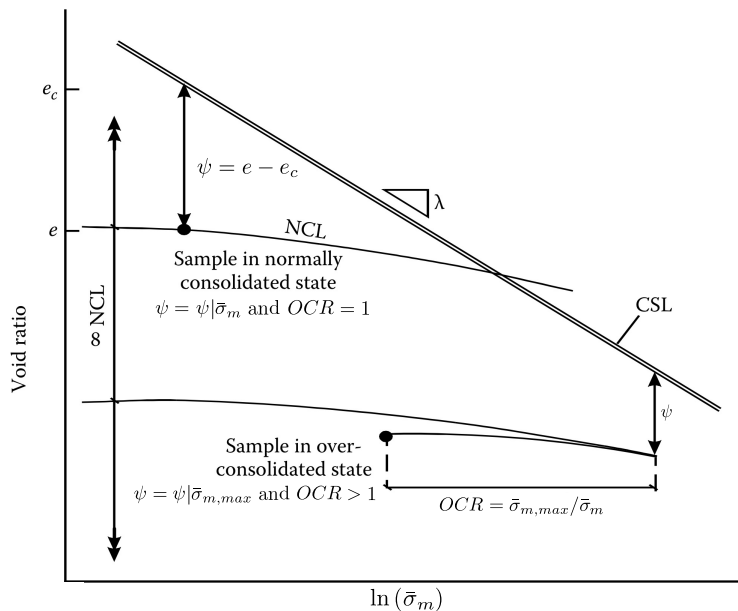


Figure 2-3. Détermination de l'état d'un sol (modifié de Jefferies & Been, 2000)

### 2.2.2 Formulation de NorSand : Élasticité

Par souci de simplicité, le comportement élastique de NorSand est régi par la théorie de l'élasticité isotrope, limitant ainsi à deux le nombre de constantes nécessaires pour prédire le comportement élastique. Les incréments de déformation élastique volumétrique  $\dot{\varepsilon}_v^e$  et déviatorique  $\dot{\varepsilon}_q^e$  sont ainsi exprimés selon les Équations 2.15 et 2.16 respectivement.

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{\dot{\bar{\sigma}}_m}{K} \quad 2.15$$

$$\dot{\varepsilon}_q^e = \frac{\dot{\bar{\sigma}}_q}{3G} \quad 2.16$$

En raison des difficultés pratiques empêchant la mesure simple du module de compressibilité volumétrique  $K$ , il est préférable et plus simple d'utiliser la relation théorique le reliant au module de distorsion  $G$  par l'intermédiaire du coefficient de Poisson  $\nu$  (Équation 2.17).

$$K = \frac{2(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}G \quad 2.17$$

Finalement, la dépendance du module de distorsion à la contrainte moyenne est assurée dans le modèle en utilisant comme intrant la rigidité relative de distorsion  $I_r$  (Équation 2.18), tout en actualisant continuellement le module de distorsion en fonction de la contrainte moyenne en vigueur dans le pas de calcul considéré.

$$G = I_r \bar{\sigma}_m \quad 2.18$$

Cette façon de procéder est celle proposée par Jeffries et Been (2015), mais l'approche avancée par Richart *et al.* (1970), spécifiquement adaptée aux sables, est plutôt retenue pour les modélisations présentées dans cet ouvrage. Cette approche est couramment utilisée en modélisation numérique (voir par exemple Gao *et al.*, 2014; Lashkari & Golchin, 2014) et a l'avantage d'avoir été utilisée par plusieurs auteurs, pour plusieurs sables différents, constituant ainsi une base de données intéressante. Le module de distorsion  $G$  est donc défini,

à chaque pas de calcul de modélisation, à l'aide de l'Équation 2.19, où  $G_0$  est une constante à calibrer,  $p_{ref}$  est une pression de normalisation (généralement posée égale à la pression atmosphérique) et  $F(e)$  est une fonction considérant l'effet de l'indice des vides. Cette fonction prend les formes montrées à l'Équation 2.20 pour les sables à grains angulaires et à l'Équation 2.21 pour les grains à formes rondes (Lashkari & Golchin, 2014).

$$G = G_0 F(e) \sqrt{\bar{\sigma}_m p_{ref}} \quad 2.19$$

$$F(e) = \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \quad 2.20$$

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \quad 2.21$$

### 2.2.3 Formulation de NorSand : Plasticité

#### Relation contrainte-dilatance

De manière générale, la dilatance  $D$  est définie comme étant le ratio des incréments de déformation volumétrique et déviatorique (Équation 2.22). La dilatance est donc le reflet de la tendance à la contraction (dilatance positive) ou à la dilatation d'un sol (dilatance négative).

$$D = \frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_q} \quad 2.22$$

La relation contrainte-dilatance d'une loi de comportement représente une idéalisation de la façon dont se dissipe le travail plastique lors du cisaillement. En modélisation numérique, la relation contrainte-dilatance dicte notamment l'incrément de déformation volumétrique plastique qui accompagnera un incrément de déformation déviatorique plastique. En outre, le signe du résultat du calcul de la dilatance plastique dictera si le sol subira une contraction ( $D^p$  positif) ou de la dilatation ( $D^p$  négatif) pour un même incrément de déformation déviatorique plastique.

Dans le cas de NorSand, cette relation prend une forme simple (Équation 2.23), proche de la formulation initiale de CamClay, où  $\eta$  est le ratio des invariants de contrainte et  $M_i$  est le ratio d'état critique à la condition image.

$$D^p = \frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\dot{\varepsilon}_q^p} = M_i - \eta \quad 2.23$$

La condition image, couramment utilisée dans la formulation de NorSand, est atteinte lorsque la dilatance devient momentanément nulle lors du passage de la contraction à la dilatation (comportement usuel d'un sol dense). À ce moment, l'une des deux conditions nécessaires à l'atteinte de l'état critique ( $D = 0$ ) est atteinte sans que l'autre ne le soit ( $\dot{D} = 0$ ), d'où le nom « image ». Le ratio d'état critique à la condition image représente donc le ratio des contraintes pour lequel sera atteint ce changement de comportement du sol. Il s'agit finalement du même concept que la transformation de phase de Ishihara *et al.* (1975). Dans NorSand, le ratio d'état critique à la condition image est calculé grâce à l'Équation 2.24, où  $M$  est le ratio d'état critique dépendant de l'angle Lode  $\theta$  (Équation 2.12),  $D_{min}^p$  est la dilatance plastique maximale et  $N$  est le coefficient de couplage volumétrique provenant de la règle d'écoulement de Nova (un paramètre de NorSand à déterminer).

$$M_i = M \left( 1 - \frac{D_{min}^p N}{M_{tc}} \right) \quad 2.24$$

La dilatance plastique maximale est calculée grâce à l'Équation 2.25, où  $\psi_i$  est le paramètre d'état projeté à la condition image et  $\chi_i$  est une constante de proportionnalité (elle aussi projetée à la condition image), définie selon l'Équation 2.26 qui utilise comme intrant  $\chi_{tc}$  (un paramètre de NorSand à déterminer). Tel que mentionné précédemment, la dilatance prend une valeur négative lorsque le sol se dilate. Ainsi, la dilatance plastique maximale est finalement la valeur négative la plus petite admise (d'où l'indice « *min* »).

$$D_{min}^p = \psi_i \chi_i \quad 2.25$$



$$\chi_i = \frac{\chi_{tc}}{1 - \chi_{tc}\lambda / M_{tc}} \quad 2.26$$

La dilatance plastique maximale joue un rôle capital dans le calcul de l'écrouissage de la surface de plasticité (abordé plus loin).

### Surface de plasticité

La surface de plasticité (*yield surface* en anglais) représente la frontière séparant le comportement élastique du comportement plastique du sol. En modélisation numérique, elle est généralement définie sous la forme d'une équation  $f$  dépendant de l'état des contraintes (Équation 2.27). Tout état des contraintes résultant en une valeur de  $f$  inférieure à zéro n'entraîne que des déformations élastiques. Un état des contraintes résultant en une valeur de  $f$  égale à zéro est considéré plastique et générera des déformations élastiques et plastiques. Finalement, si l'état des contraintes produit une valeur de  $f$  supérieure à zéro, la surface de plasticité doit subir un écrouissage afin de permettre ledit nouvel état des contraintes et ainsi ramener la valeur de  $f$  à zéro. Finalement, une valeur de  $f$  supérieure à zéro (après écrouissage) est impossible, puisque l'état des contraintes se situerait alors en dehors de la surface de plasticité.

$$f(\bar{\sigma}) = 0 \quad 2.27$$

La surface de plasticité de NorSand se définit selon l'Équation 2.28, où  $\bar{\sigma}_{m,i}$  est la contrainte moyenne projetée à la condition image. Graphiquement, cette surface de plasticité prend une forme similaire à celle définie dans la loi de comportement CamClay original (ayant une forme analogue à celle d'une goutte d'eau), tel que montré à la Figure 2-4. Une représentation graphique de la condition image et de son lien avec la surface de plasticité de NorSand est aussi montrée sur la Figure 2-4. La position du cap interne de la surface de plasticité de NorSand (ligne verticale sur la Figure 2-4) est directement contrôlée par dilatance plastique maximale  $D_{min}^p$  (Équation 2.25). La question du cap interne de NorSand sera étudiée en détail au Chapitre 4.

$$f = \frac{\eta}{M_i} - 1 - \ln\left(\frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m}\right) = 0 \quad 2.28$$

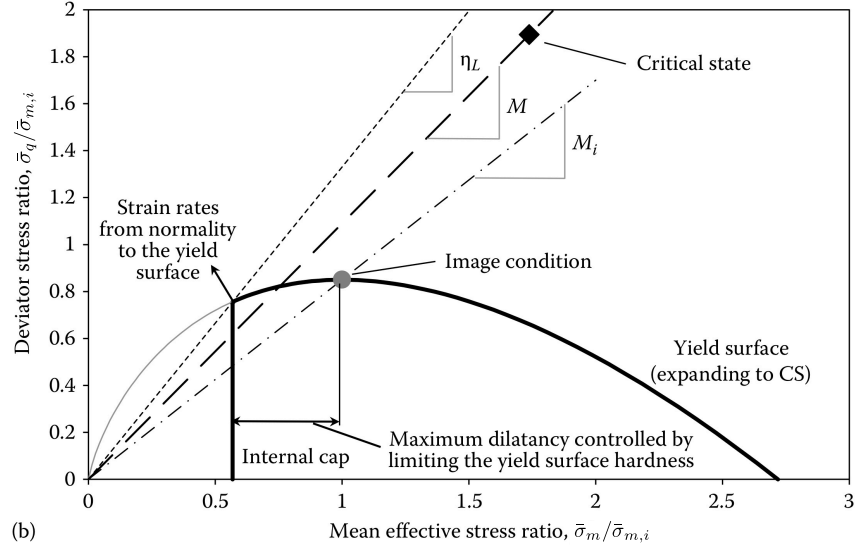


Figure 2-4. Illustration de la surface de plasticité de NorSand et de sa relation avec la condition image (Jefferies & Been, 2015)

Une autre forme d'expression pour la surface de plasticité de NorSand est régulièrement utilisée dans les modélisations afin d'exprimer le ratio de la contrainte moyenne à la condition image sur la contrainte moyenne (Équation 2.29). Ce ratio, qui représente en quelque sorte la dimension de la surface de plasticité, est directement utilisé notamment dans la définition de la règle d'érouissage plastique de NorSand (section suivante).

$$\frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m} = \exp\left(\frac{\eta}{M_i} - 1\right) \quad 2.29$$

Tel que mentionné précédemment, la forme de la surface de plasticité de NorSand s'apparente davantage à celle de la loi de comportement CamClay original (Roscoe & Schofield, 1963), plutôt qu'à l'évolution de cette dernière, CamClay modifié (Roscoe & Burland, 1968). La forme hémisphérique de la surface de plasticité de CamClay modifié a l'avantage d'éviter la prédiction de déformations déviatoriques plastiques lors de la consolidation isotrope, caractéristique de CamClay original. Le choix de tout de même retenir la forme de la surface de plasticité de CamClay original pour NorSand découle en fait

entièrement de la formulation de la relation contrainte-dilatance (Équation 2.23) retenue pour le modèle, puisque c'est l'intégration de cette dernière (après quelques manipulations algébriques, voir Jefferies & Been, 2015, pour plus de détails) qui dicte la forme de la surface de plasticité. Ainsi, bien que la forme de la surface de plasticité de CamClay modifié aurait permis d'éviter certains désagréments d'ordre numérique, la surface de plasticité de CamClay original est tout de même retenue pour le modèle en raison de sa compatibilité mathématique avec la relation contrainte-dilatance de NorSand. De plus, la formulation de CamClay original base son écrouissage sur l'incrément de déformation volumétrique plastique  $\dot{\epsilon}_v^p$ . Au passage de la condition image, la dilatance plastique  $D^p$  est momentanément nulle (d'où son nom d'image de la condition d'état critique), menant donc à un incrément des déformations volumétriques plastiques lui aussi nul. Ainsi, le passage de la condition image restreindra l'écrouissage de CamClay modifié. Cette formulation est incompatible avec les concepts mis en place par NorSand, où la condition image joue un rôle central dans les prédictions de comportement.

### Règle d'écrouissage

Tel qu'abordé dans la section précédente, si l'état des contraintes subi par le sol résulte en une valeur de  $f$  supérieure à zéro, la surface de plasticité doit subir un écrouissage pour accommoder les contraintes. Dans NorSand, cet écrouissage est régi par l'Équation 2.30, où  $H$  est le module d'écrouissage plastique (un paramètre de NorSand à déterminer),  $M_{i,tc}$  est le ratio d'état critique à la condition image pour des conditions de triaxiale compression et  $\dot{\epsilon}_q^p$  est l'incrément des déformations déviatoriques plastiques. L'intensité des déformations plastiques subies par le sol dicte donc l'importance de l'écrouissage que la surface de plasticité doit subir. L'écrouissage maximal permis est finalement calculé selon la différence entre les ratios maximal versus actuel de la contrainte moyenne à la condition image sur la contrainte moyenne. Le ratio maximal (Équation 2.31) est une fonction directe de la dilatance plastique maximale admise (Équation 2.25).

$$\frac{\dot{\bar{\sigma}}_{m,i}}{\bar{\sigma}_{m,i}} = H_L \frac{M_i}{M_{i,tc}} \left( \frac{\bar{\sigma}_m}{\bar{\sigma}_{m,i}} \right)^2 \left( \left. \frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m} \right|_{max} - \frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m} \right) \dot{\epsilon}_q^p \quad 2.30$$

$$\left. \frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m} \right|_{max} = \exp\left(-\frac{D_{min}^p}{M_{i,tc}}\right) = \exp\left(-\frac{\psi_i \chi_i}{M_{i,tc}}\right) \quad 2.31$$

### Règle d'écoulement plastique

NorSand répond à la règle de normalité en ce qui a trait à sa règle d'écoulement plastique. C'est donc dire que sa surface de potentiel plastique coïncide avec sa surface de plasticité et que la direction des vecteurs de déformation plastique est toujours perpendiculaire à la surface de plasticité. La présence du cap interne régi par la dilatance plastique maximale (voir la Figure 2-4) contraint la direction des déformations plastiques à des valeurs plausibles en n'admettant pas la définition de la surface de plasticité au-delà du cap interne, corrigeant donc l'un des défauts majeurs de CamClay (une dilatance exagérée pour les sols denses). La règle d'écoulement plastique de NorSand est finalement définie selon l'Équation 2.32 (présentée précédemment).

$$D^p = M_i - \eta \quad 2.32$$

### Rotation de la direction des contraintes principales

Tout comme pour son prédécesseur CamClay, NorSand a été développé en ayant l'essai triaxial compression comme outil de compréhension principal. Dans un effort récent pour améliorer les performances de modélisation de la loi de comportement en conditions de cisaillement simple cyclique, Jefferies *et al.* (2015) ont repris une idée avancée 20 ans plus tôt par Been *et al.* (1993) voulant que la rotation de la direction des contraintes principales soit génératrice d'un écrouissage négatif (ramollissement) de la surface de plasticité. La direction des contraintes principales  $\alpha$  est définie comme étant l'inclinaison de la contrainte principale majeure  $\bar{\sigma}_1$  par rapport à l'axe vertical (Équation 2.33). Ainsi, une valeur de  $\alpha$  nulle indique une coïncidence entre la direction de la contrainte principale majeure et celle de la contrainte verticale (comme dans l'essai triaxial compression), alors qu'une valeur de  $\alpha$  de  $90^\circ$  indique une coïncidence entre la direction de la contrainte principale majeure et celle de la contrainte horizontale (comme dans l'essai triaxial extension).

$$\sin 2\alpha = \frac{2\tau_{xy}}{\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3} \quad 2.33$$

Lors d'un essai de cisaillement simple cyclique, la direction des contraintes principales varie de  $0^\circ$  au début de l'essai à  $45^\circ$  lorsque la contrainte de cisaillement positive maximale est atteinte, pour ensuite atteindre  $-45^\circ$  lorsque la contrainte de cisaillement négative maximale est atteinte. La direction  $\alpha$  varie donc ainsi de manière sinusoïdale tout au long de l'essai de cisaillement simple cyclique. Selon Jefferies *et al.* (2015), cette variation en continu de la direction des contraintes principales a comme effet de déstabiliser continuellement l'arrangement des grains qui tente de s'établir au fil du chargement, entraînant une plasticité supplémentaire. Cette idée sous-entend le concept d'anisotropie induite (Arthur *et al.*, 1977) et sera discutée plus en détail au Chapitre 3. Pour prendre en compte cet effet, un générateur d'écroissage supplémentaire est ajouté à la loi de comportement sous la forme de l'Équation 2.34, où  $Z$  est le module de ramollissement plastique (un paramètre de NorSand à définir lorsque la rotation des contraintes principales doit être prise en compte),  $r$  est le ratio d'espacement de la surface de plasticité (égal à 2,71 pour NorSand) et  $\dot{\alpha}$  est le changement de direction des contraintes principales. Le produit de la valeur absolue du paramètre d'état à la condition image  $\psi_i$  avec le reste de l'Équation 2.34 fait en sorte qu'à l'état critique (où  $\psi_i = 0$ ), une variation de la direction des contraintes principales n'induit pas de ramollissement supplémentaire de la surface de plasticité.

$$\frac{\dot{\bar{\sigma}}_{m,i}}{\bar{\sigma}_{m,i}} = \left[ -Z \left( \frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m} - \frac{1}{r} \right) \left| \frac{\dot{\alpha}}{\pi} \right| + \frac{1}{r} \right] |\psi_i| \quad 2.34$$

Lorsqu'il y a rotation de la direction des contraintes principales, l'Équation 2.34 dicte un ramollissement de la surface de plasticité (une diminution de sa dimension), ce qui mène inévitablement à une valeur de  $f$  supérieure à zéro, nécessitant finalement un écroissage plastique pour accommoder ce nouvel état des contraintes (ramenant donc la valeur de  $f$  à zéro).

## Ramollissement supplémentaire

Jefferies et Been (2015) ont récemment proposé une addition supplémentaire à NorSand permettant de générer un ramollissement supplémentaire dans le cas spécifique des chargements non drainés. À la manière du ramollissement provoqué par la rotation des contraintes principales, ce mécanisme provoque un écrouissage plastique de la surface de plasticité via les Équations 2.35 et 2.36, où  $S$  est une variable booléenne permettant de d'activer ou non ce mécanisme.

$$\frac{\dot{\bar{\sigma}}_{m,i}}{\bar{\sigma}_{m,i}} = S \frac{\eta}{\eta_L} \frac{\dot{\bar{\sigma}}_{m,i}}{\bar{\sigma}_{m,i}} \Big|_{\max} \quad 2.35$$

$$\eta_L = M_i \left( 1 - \frac{\chi_i \psi_i}{M_{i,tc}} \right) \quad 2.36$$

Cet aspect du modèle doit être activé manuellement, lorsque jugé nécessaire (en rétroaction à des résultats de modélisation jugés insatisfaisant en conditions non drainées). La plus récente application de NorSand, par Jefferies *et al.* (2015), mentionne bien ce mécanisme, mais ne l'active pas pour la modélisation d'essais de cisaillement simple cyclique non drainés, ce qui soulève des interrogations quant à son domaine d'application réel. Le caractère facultatif de ce mécanisme auxiliaire du modèle rend son application inconfortable, suggérant que les essais non drainés font intervenir des mécanismes différents des essais drainés, NorSand perdant ainsi de son universalité. Ce mécanisme est donc laissé de côté dans le cadre de ce projet de recherche, à la faveur de mécanismes plus généraux s'appliquant à tous les types de chargement.

### 2.2.4 Récapitulatif des paramètres d'entrée de NorSand

Dans sa version de base, spécifiquement adaptée à la modélisation d'essais triaxiaux, NorSand nécessite la détermination de huit paramètres d'entrée. Un paramètre d'entrée supplémentaire (le module de ramollissement plastique  $Z$ ) est nécessaire lorsque l'effet de la rotation de la direction des contraintes principales doit être pris en compte. De ces neuf paramètres, deux concernent l'élasticité ( $I_r$  et  $\nu$ ), trois servent à positionner la ligne d'état

critique ( $\Gamma$ ,  $\lambda$  et  $M_{tc}$ ) et quatre définissent le comportement plastique de NorSand ( $N$ ,  $\chi_{tc}$ ,  $H$  et  $Z$ ). L'ensemble de ces paramètres est résumé au Tableau 2-1.

L'un des avantages de NorSand est sa simplicité, résidant notamment dans le peu de paramètres à déterminer pour que la loi soit fonctionnelle. Des huit paramètres de base de NorSand, cinq sont finalement communs à la plupart des autres lois de comportement ayant comme base la mécanique des sols à l'état critique (les deux paramètres d'élasticité et les trois paramètres de positionnement de la ligne d'état critique). Seuls les paramètres de plasticité sont ainsi spécifiques à NorSand.

La détermination des valeurs attribuées à chaque paramètre d'entrée se fait aisément à l'aide des résultats de quelques essais triaxiaux drainés sur sol dense et non drainés sur sol lâche (minimum trois essais pour chaque type d'essai). La procédure à suivre pour déterminer les paramètres d'entrée du modèle est détaillée à l'Annexe A.

Tableau 2-1. Définition des paramètres d'entrée de NorSand

Paramètres d'entrée	Remarques
<i>Élasticité</i>	
$I_r$	Rigidité relative de distorsion
$\nu$	Coefficient de Poisson
<i>Ligne d'état critique</i>	
$\Gamma$	Altitude de la ligne d'état critique à $\bar{\sigma}_m = 1kPa$
$\lambda$	Pente de la ligne d'état critique (base $e$ )
$M_{tc}$	Ratio d'état critique (triaxial compression)
<i>Plasticité</i>	
$N$	Coefficient de couplage volumétrique
$\chi_{tc}$	Coefficient de dilatance maximale (triaxial compression)
$H_L^{(3)}$	Module d'écroutissage plastique
$Z$	Module de ramollissement plastique

<sup>3</sup> Le symbole du module d'écroutissage plastique de NorSand employé dans les publications de Jefferies et collaborateurs est  $H$ . Le symbole  $H_L$  est plutôt utilisé pour représenter ce module afin de le différencier des autres symboles de modules plastiques qui seront introduits plus loin dans cet ouvrage.

## 2.3 Évaluation des modélisations de comportement

Cela a été mentionné déjà, la loi de comportement NorSand a été développée d'abord et avant tout en ayant comme assise principale l'essai triaxial. Il s'agit d'un essai assez simple et très communément utilisé dans les laboratoires de mécanique des sols, ce qui en fait un outil attrayant pour la modélisation numérique. Par contre, une loi de comportement uniquement valide pour modéliser des essais triaxiaux ne comporte qu'un intérêt académique. Ultiment, les lois de comportement sont développées pour être utilisées afin de prédire le comportement des sols sous sollicitations quelconques dans des logiciels de modélisation numérique. Ainsi, pour être réellement utile en modélisation numérique, une bonne loi de comportement se doit d'être juste dans ses prédictions de comportement pour de multiples types de sollicitations.

L'utilisation des résultats d'essais de laboratoire pour comparer la réponse prédite par un modèle à ce qui est finalement mesuré en réalité est l'une des façons les plus efficaces pour évaluer les modélisations de comportement d'une loi de comportement. Par le passé, NorSand a été utilisé comme outil de modélisation pour des essais triaxiaux, des essais de cisaillement en déformation plane, des essais œdométriques et des essais de cisaillement simple cyclique. Une brève révision des performances de NorSand pour la modélisation du comportement pour les essais triaxiaux et de cisaillement simple cyclique est présentée dans cette section, précédée par quelques mots sur la procédure de modélisation utilisée dans cette thèse.

### 2.3.1 Procédure de modélisation

NorSand est une loi de comportement qui, comme la grande majorité des lois d'une complexité plus que minimale, ne comporte pas de solution fermée. Il est en d'autres mots impossible de déterminer les déformations associées à un état de contraintes sans au préalable calculer les états qui l'ont précédé. Pour ce faire, la modélisation doit être effectuée par petits pas de calcul jusqu'à l'état de déformation et/ou de contrainte désiré. Plus les pas de calcul sont petits, plus la réponse sera précise, chaque point de calcul étant relié à ses voisins de manière linéaire.



Dans le cadre de cette thèse, les modélisations effectuées répliquent les conditions d'essais de laboratoire standard : triaxial, cisaillement simple, conditions drainées ou non drainées, etc. Ces différents essais sont modélisés en prenant en compte les conditions limites qui leur sont propres et en les appliquant à un seul élément de sol. Cette procédure de modélisation suggère que l'élément de sol se déforme uniformément. Les conditions aux limites des essais modélisés seront décrites plus en détail dans les sections suivantes.

Un processus de modélisation tel que décrit ci-haut a l'avantage de pouvoir être réalisé relativement facilement dans n'importe quel outil informatique de type tableur, tel que Microsoft Excel (ou même à la main, si nécessaire). Par souci de clarté, il est avantageux de programmer les calculs sous forme de boucle en utilisant un langage de programmation (tel que l'outil VBA de Microsoft Excel). Dans le cadre de cette thèse, toutes les modélisations ont été effectuées à l'aide du logiciel MATLAB\_R2018a sous MacOS 10.13.6. Ce logiciel a l'avantage d'être bâti sur un langage de programmation simple et clair. Une personne non initiée peut généralement s'y retrouver sans trop de difficultés. De plus, les fichiers MATLAB (« .mat ») sont compatibles autant sous système d'exploitation Windows que Mac.

Par souci de brièveté, les paramètres d'entrée de NorSand utilisés pour générer les figures présentées dans cette thèse ont été regroupés à l'Annexe B. Cette annexe regroupe ainsi l'ensemble des paramètres utilisés au fil des chapitres de la thèse, de même que certains commentaires importants.

### 2.3.2 Modélisation d'essais triaxiaux

L'un des essais les plus simples pouvant être modélisé avec NorSand est certainement l'essai triaxial compression, puisque c'est d'abord et avant tout cet essai qui a servi à l'élaboration de cette loi de comportement. Les conditions aux limites à appliquer pour la modélisation d'un essai triaxial compression sont montrées à la Figure 2-5. Simplement, l'essai triaxial compression s'effectue sous conditions axisymétriques ( $\dot{\epsilon}_x = \dot{\epsilon}_z$  et  $\dot{\sigma}_x = \dot{\sigma}_z$ ) et une déformation verticale positive (compression) est appliquée ( $\dot{\epsilon}_y > 0$ ) pour simuler l'effet de la remontée du plateau de chargement en laboratoire. En laboratoire, la contrainte cellulaire

demeure constante durant l'essai. Cette condition est simulée par l'application d'incrémentes des contraintes radiales totales ( $\dot{\sigma}_x$  et  $\dot{\sigma}_z$ ) nuls. Finalement, aucune contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) n'est appliquée sur l'échantillon.

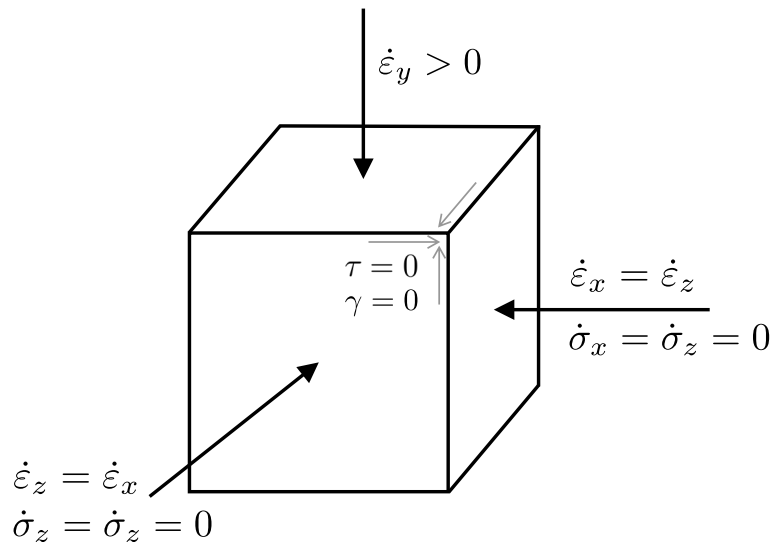


Figure 2-5. Conditions aux limites d'un essai triaxial compression

La détermination des paramètres d'entrée de la version de base de NorSand (sans rotation des contraintes principales) se fait exclusivement à l'aide d'essais triaxiaux drainés et non drainés. Un exemple de détermination des paramètres d'entrée pour le sable Alaska est fourni à l'Annexe A. Les caractéristiques physiques de ce sable sont listées au Tableau 2-2.

Tableau 2-2. Caractéristiques physiques du sable Alaska

Caractéristiques	Sable Alaska
$e_{min}$	0.530
$e_{max}$	0.837
$D_{50}$ [ $\mu\text{m}$ ]	140
% de fines [%]	10

Des résultats d'essais triaxiaux provenant d'essais non publiés réalisés par la firme *Golder & Associates* sont utilisés aux deux sous-sections suivantes pour démontrer les capacités de NorSand à modéliser ce genre d'essai. Deux essais sont analysés : un essai triaxial drainé sur un sable dense montrant un comportement dilatant et un essai triaxial non drainé sur un sable lâche montrant un comportement fortement contractant.

### Essai triaxial drainé – Sable Alaska dense

La comparaison d'un essai triaxial compression drainé effectué sur sable Alaska dense avec la modélisation NorSand correspondante est montrée à la Figure 2-6. Le trait rouge de la figure correspond aux résultats de l'essai de laboratoire, le trait bleu à la modélisation NorSand et le trait jaune (parties B et D de la figure) à la ligne d'état critique. Les résultats de laboratoire montrent un comportement initialement contractant (taux de déformation volumétrique positif), suivi d'une importante phase dilatante à partir d'environ 2% de déformation verticale (taux de déformation volumétrique négatif). Le moment où ce changement de comportement s'effectue au cours de l'essai correspond à la condition image précédemment décrite. La phase dilatante se poursuivra éventuellement jusqu'à l'atteinte de l'état critique (pas encore atteint après 20% de déformation verticale dans cet essai). La modélisation NorSand réussit à bien montrer l'ensemble des comportements observés pour les résultats de laboratoire. En particulier, l'atteinte de la condition image et le comportement très dilatant sont bien modélisés par le modèle. L'essai de laboratoire atteint une valeur de contrainte déviatorique légèrement supérieure à ce qui est modélisé par NorSand, sans que toutefois cela n'ait d'effet perceptible quant aux déformations prédites.

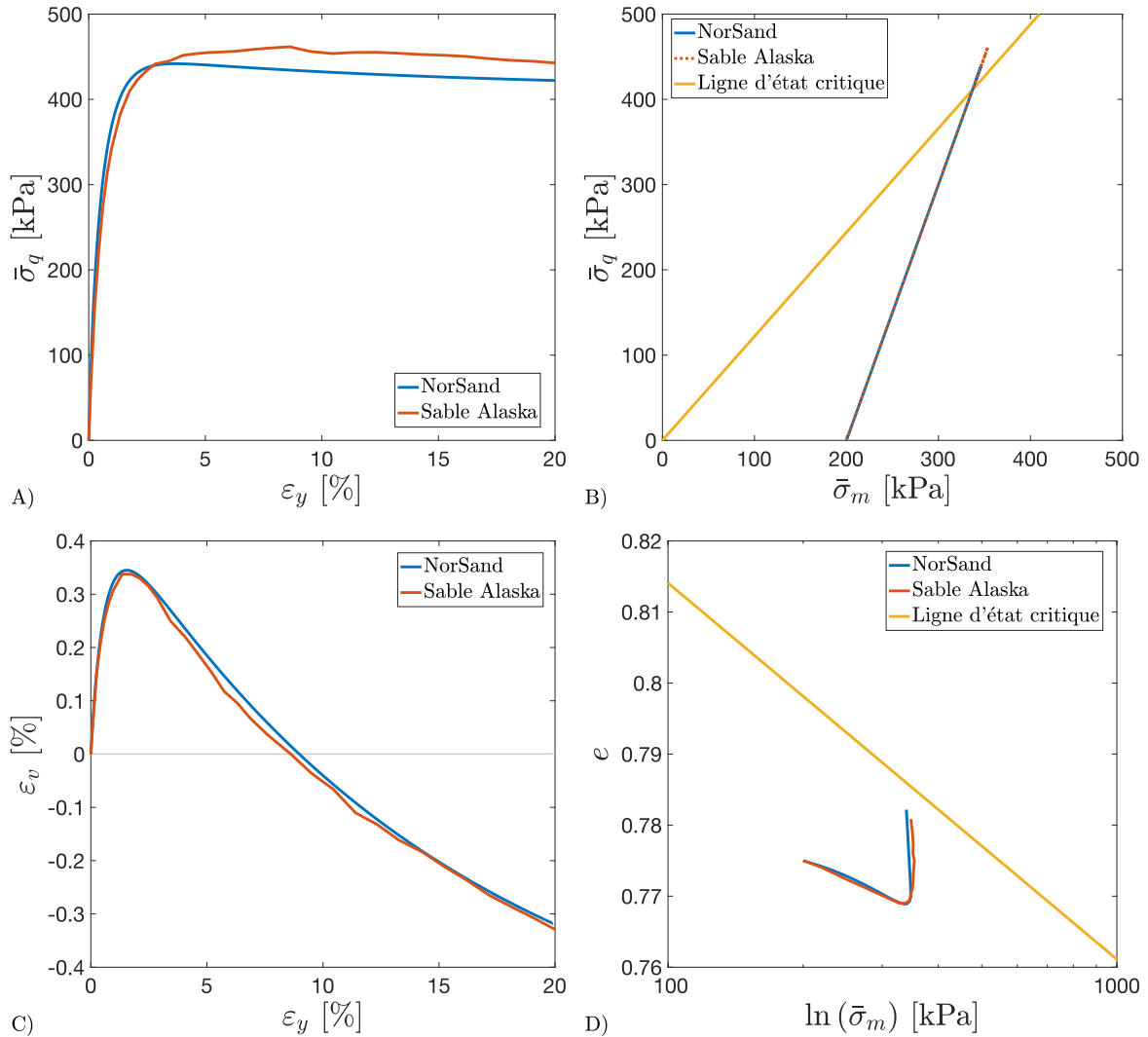


Figure 2-6. NorSand – Essai triaxial compression drainé – Sable Alaska –  $e_0 = 0.775$

### Essai triaxial non drainé – Sable Alaska lâche

La comparaison d'un essai triaxial compression non drainé effectué sur sable Alaska lâche avec la modélisation NorSand correspondante est montrée à la Figure 2-7. Les paramètres d'entrée NorSand utilisés précédemment pour l'essai triaxial drainé sur sable dense ont aussi été utilisés pour cette modélisation. Le comportement laboratoire observé à la Figure 2-7 (courbe rouge) témoigne d'une réponse très contractante du sol. Au début de l'essai, la contrainte déviatorique augmente jusqu'à  $\bar{\sigma}_q = 95 \text{ kPa}$ , pour ensuite redescendre très rapidement alors que le sable se dirige de façon abrupte vers son état critique. Les déformations verticales engendrées sont très importantes, alors que la pression interstitielle  $u$  atteint pratiquement la valeur de la contrainte moyenne au début de l'essai. Le

comportement observé a toutes les caractéristiques d'une liquéfaction statique. La modélisation NorSand correspondante (en bleu) suit de manière très juste ce comportement attendu. La perte de résistance abrupte, caractéristique de la liquéfaction, est bien simulée par le modèle, de même que la valeur de la contrainte déviatorique résiduelle post-liquéfaction.

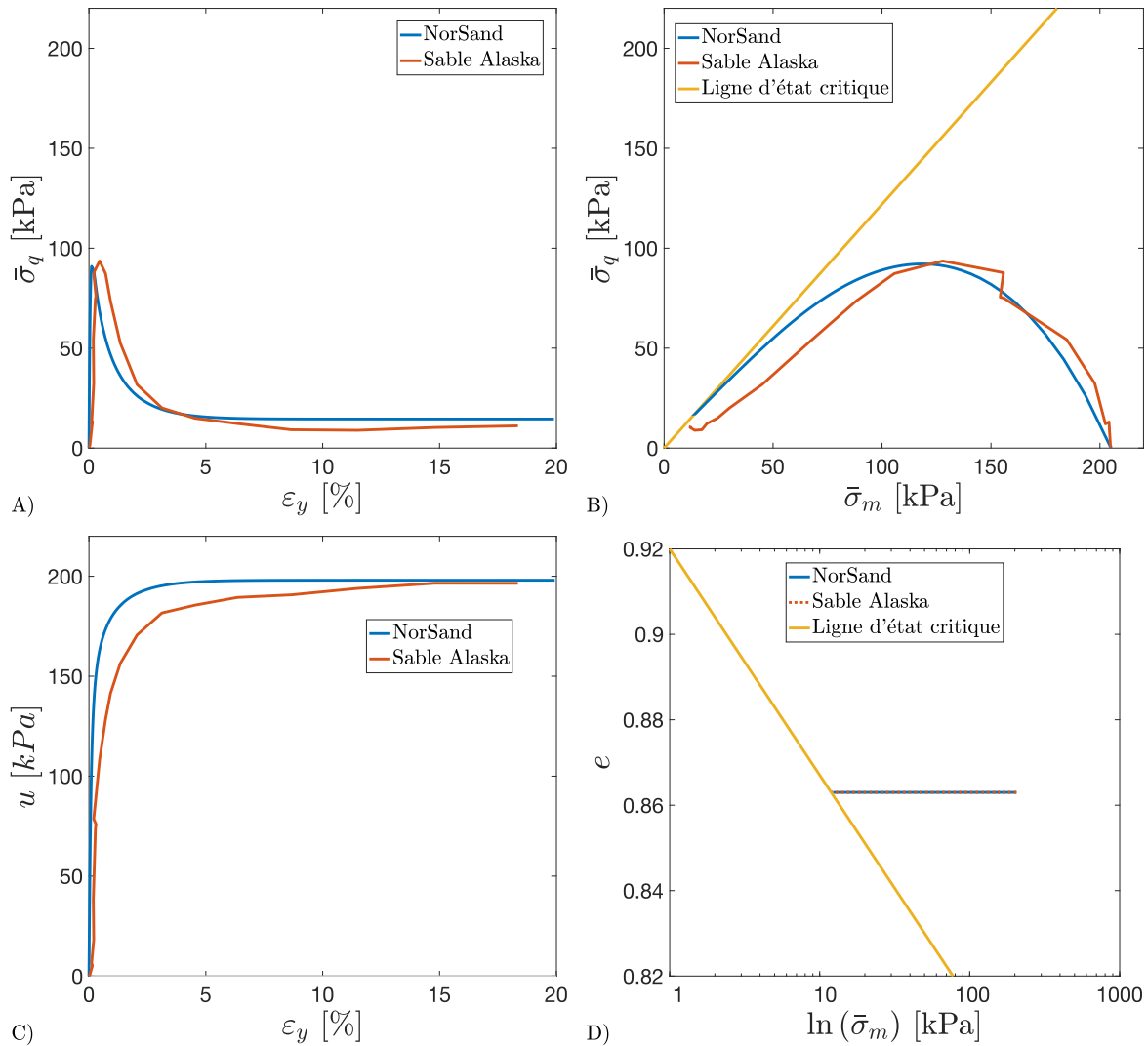


Figure 2-7. NorSand – Essai triaxial compression drainé – Sable Alaska –  $e_0 = 0.863$

Les comportements modélisés par la loi NorSand pour les deux cas précédents montrent bien l'étendue des capacités du modèle. En utilisant exactement les mêmes paramètres d'entrée de la loi, il est possible de prédire la réponse d'un sable très dense ou très lâche en conditions triaxiales compression. NorSand a été développé spécifiquement pour ces conditions d'essai

et il est facile d'en calibrer les paramètres d'entrée pour obtenir des résultats de modélisation satisfaisants. D'autres exemples de modélisations d'essais triaxiaux compression avec NorSand sont notamment disponibles dans Jefferies et Been (1992) et Jefferies et Shuttle (2005).

### 2.3.3 Modélisation d'essais de cisaillement simple cyclique

Tel que mentionné précédemment, NorSand a récemment été modifié par Jefferies *et al.* (2015) afin d'en améliorer les capacités de modélisation en conditions de cisaillement simple cyclique. Les auteurs ont ainsi proposé de prendre en compte l'effet supposé ramollissant de la rotation de la direction des contraintes principales sur le comportement du sol.

L'essai de cisaillement simple cyclique est un essai de laboratoire complexe, mais très utile pour la prédiction du comportement des sols en situation de chargement latéral. En effet, l'état des contraintes et des déformations admis dans cet essai se rapproche de ce que l'on pourrait retrouver *in situ* pour des conditions prévalant durant les tremblements de terre ou sous l'effet des vagues par exemple. En laboratoire, des anneaux de confinements (ou une membrane en latex renforcée d'un fil d'acier) assurent que l'échantillon de sol ne puisse se déformer radialement. Ce confinement mécanique garantit donc que l'essai s'effectue en conditions de déformations planes ( $\dot{\epsilon}_z = 0$ ), de même qu'axisymétriques ( $\dot{\epsilon}_x = \dot{\epsilon}_z$  et  $\dot{\sigma}_x = \dot{\sigma}_z$ ), tel que montré schématiquement à la Figure 2-8. Durant l'essai de cisaillement simple, la contrainte verticale totale est maintenue constante<sup>4</sup> ( $\dot{\sigma}_y = 0$ ) et un incrément de déformation de cisaillement ( $\dot{\gamma}_{xy}$ ) est appliqué, entraînant une variation de la contrainte de

---

<sup>4</sup> L'essai de cisaillement simple effectué en conditions non drainées en laboratoire est particulier. Puisqu'aucun confinement cellulaire n'est appliqué sur l'échantillon, il est impossible de simplement fermer la valve de drainage pour assurer les conditions non drainées (comme pour un essai triaxial). La condition non drainée est plutôt assurée en faisant en sorte qu'aucune déformation volumétrique n'a lieu. Puisque les déformations radiales sont empêchées par les anneaux de confinement, il suffit d'empêcher toute déformation verticale de se produire pour assurer une déformation volumétrique nulle, et donc une condition non drainée. En faisant varier la contrainte verticale de manière à compenser les déformations verticales en voie de se produire (en augmentant la contrainte verticale si l'échantillon dilate ou en la diminuant si l'échantillon se contracte), il est possible de réduire les déformations verticales à zéro. Finalement, tel que proposé par Dyvik *et al.* (1987), les variations de contrainte verticale correspondent à l'inverse des variations de pressions interstitielles ( $\dot{u} = -\dot{\sigma}_y$ ) qui se seraient développées si la condition non drainée avait été appliquée en fermant la valve de drainage du sol (en raison de la condition aux limites de contrainte verticale totale constante). Ces subtilités sont évitées en modélisation numérique, puisque rien n'empêche l'application directe de la condition non drainée.

cisaillement ( $\dot{\tau}_{xy}$ ). Lors d'un essai cyclique, l'incrément de déformation de cisaillement change de direction lorsque la contrainte de cisaillement maximale visée a été atteinte.

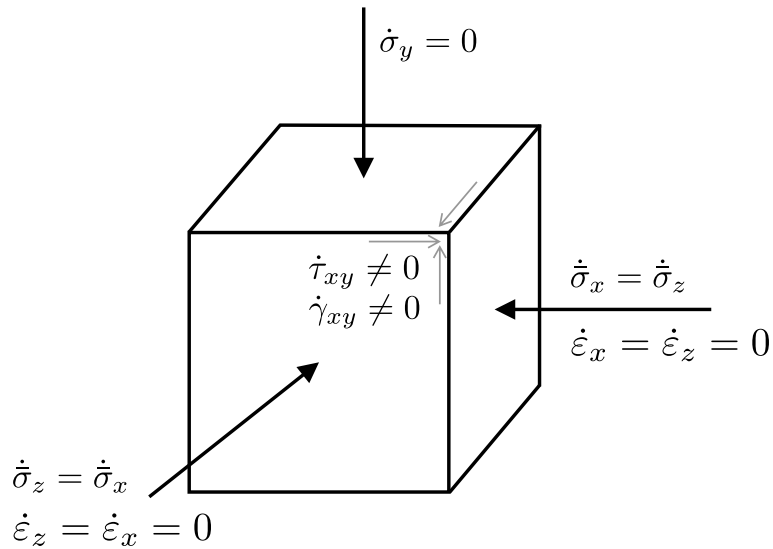


Figure 2-8. Conditions aux limites d'un essai de cisaillement simple

Les modélisations NorSand en conditions de cisaillement simple cyclique publiées par Jefferies *et al.* (2015) ont été effectuées pour des essais de laboratoire réalisés sur le sable Fraser River. Ce sable uniforme provient du delta de la rivière Fraser en Colombie-Britannique. Ses principales caractéristiques physiques sont listées au Tableau 2-3.

Tableau 2-3. Caractéristiques physiques du sable Fraser River

Caractéristiques	Sable Fraser River
$e_{min}$	0.62
$e_{max}$	0.94
$D_{50}$ [ $\mu\text{m}$ ]	271
% de fines [%]	0.8

### Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Fraser River lâche

Un essai de cisaillement simple cyclique non drainé sur sable Fraser River lâche est montré à la Figure 2-9, accompagné de la modélisation NorSand correspondante. Pour cette figure ainsi que pour les figures suivantes concernant les essais de cisaillement simple cyclique non drainé, le cheminement des contraintes est montré à la portion A) de la figure, la courbe

contrainte-déformation à la portion B), l'évolution de la pression interstitielle à la portion C) et, finalement, l'évolution des déformations en fonction de l'évolution de la pression interstitielle à la portion D). L'essai de laboratoire (courbe rouge) est ainsi comparé à la modélisation NorSand correspondante (courbe bleue). L'essai de cisaillement cyclique débute à une contrainte verticale de  $\bar{\sigma}_y = 100kPa$ . Le ratio de cisaillement cyclique, défini à l'Équation 2.37 est égal à  $CSR = 0.10$ . Au fil des cycles de cisaillement, la pression interstitielle augmente, ce qui a pour effet de faire diminuer la contrainte effective verticale, et donc, plus généralement, le confinement. À mesure que le confinement de l'échantillon diminue, les déformations de cisaillement augmentent. Aux alentours de  $\bar{\sigma}_y = 28kPa$ , le cheminement des contraintes traverse ce que Ishihara *et al.* (1975) ont appelé la « transformation de phase », où l'échantillon passe de la contraction à la dilatation. Il s'agit de la condition image où la dilatance est momentanément nulle  $D = \dot{\epsilon}_v / \dot{\epsilon}_q = 0$ . À ce moment, la pression interstitielle augmente rapidement, pour finalement atteindre la valeur de la contrainte verticale initiale à l'apogée de chaque cycle de cisaillement ( $\Delta u / \bar{\sigma}_{y,0} \approx 1$ ). Cette situation place l'échantillon en état de boullance (lorsque  $\bar{\sigma}_y \approx 0$ ) et de grandes déformations de cisaillement sont générées. La modélisation NorSand correspondante parvient à répliquer la génération des pressions interstitielles au fil des cycles de cisaillement grâce à l'inclusion dans la loi de comportement de l'effet ramollissant de la rotation de la direction des contraintes principales, tel que décrit précédemment. Au fil de l'essai, la direction des contraintes principales varie continuellement de  $45^\circ$  à  $-45^\circ$  de manière sinusoïdale. Cette rotation engendre un écrouissage négatif (ramollissement) de la surface de plasticité de NorSand, ce qui génère finalement des déformations plastiques. La condition image est atteinte simultanément par NorSand et l'essai de laboratoire, mais, une fois ce stade franchi, NorSand ne parvient pas à simuler l'atteinte des conditions de boullance observées dans l'essai de laboratoire. NorSand se met plutôt à alterner les phases de chargement et de déchargement en retraçant continuellement le même cheminement des contraintes. Ainsi, les déformations de cisaillement modélisées par le modèle stagnent à des valeurs inférieures à ce qui est observé en laboratoire.



$$CSR = \frac{\tau_{xy,cyc}}{\bar{\sigma}_{y,0}}$$

2.37

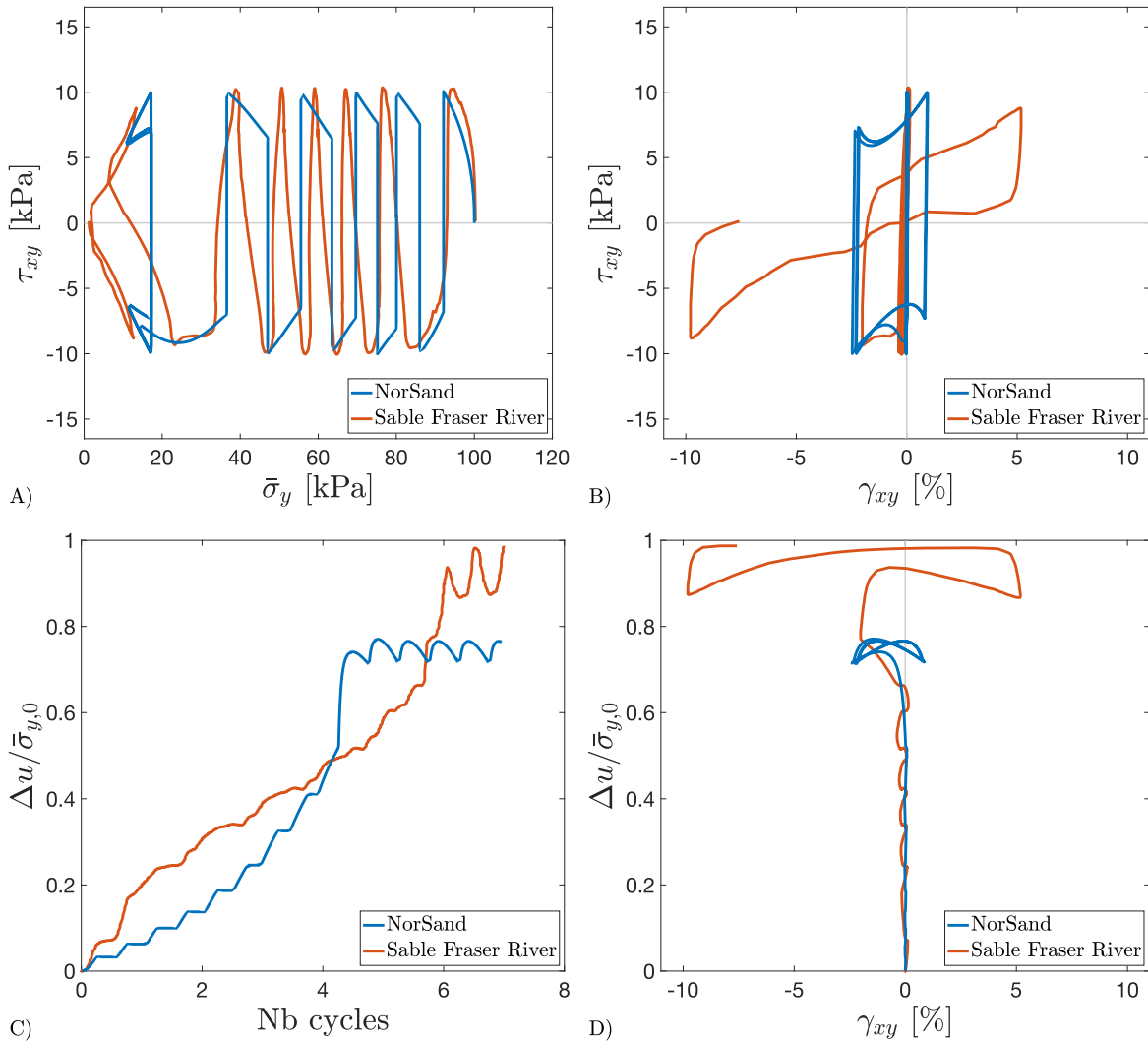


Figure 2-9. NorSand – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 40\%$  –  $CSR = 0.10$  – Sable Fraser River (modifié de Jefferies *et al.*, 2015)

### Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Fraser River dense

Une comparaison des résultats de laboratoire pour un essai de cisaillement simple cyclique non drainé sur sable Fraser River dense avec la modélisation NorSand correspondante est montrée à la Figure 2-10. Contrairement à l'essai sur sable lâche montré précédemment, le comportement cette fois observé tient de la mobilité cyclique, où l'accumulation des déformations de cisaillement se fait graduellement au fil des cycles. La pression interstitielle

mesurée en laboratoire augmente rapidement au début de l'essai, atteignant environ 50% de la valeur de la contrainte verticale initiale, puis augmente graduellement au fil des cycles, engendrant au passage des déformations de plus en plus importantes. Il faudra finalement environ une dizaine de cycles avant l'atteinte de conditions de boulangerie. NorSand, de son côté, montre une augmentation brusque de la pression interstitielle, mais celle-ci atteint sa valeur maximale dès le premier cycle. Au cours des cycles suivants, la pression interstitielle modélisée ne dépassera jamais la valeur maximale atteinte dès le premier cycle. Les déformations prédites par le modèle stagnent ainsi à des valeurs bien en deçà de ce qui est mesuré en laboratoire. Comme pour l'essai sur sable lâche, une fois la condition image dépassée, NorSand répète exactement le même cheminement des contraintes au fil des cycles, produisant au passage le même niveau de déformation cycle après cycle.

### Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Toyoura lâche

Les deux modélisations NorSand précédemment étudiées pour le cisaillement simple cyclique ont été publiées par Jefferies *et al.* (2015) et ne concernaient que le sable Fraser River. Les capacités de modélisation de NorSand pour le sable Toyoura, un sable standard uniforme japonais, sont explorées ci-dessous. Les principales caractéristiques physiques du sable Toyoura sont indiquées au Tableau 2-4. Les essais de laboratoire étudiés ci-dessous ont été réalisés par Kiyota *et al.* (2008) à l'aide d'un appareil de cisaillement sur cylindre creux simulant les conditions prévalant durant le cisaillement simple. Une description détaillée de cet appareil est disponible plus loin dans ce chapitre.

Tableau 2-4. Caractéristiques physiques du sable Toyoura

Caractéristiques	Sable Toyoura
$e_{min}$	0.597
$e_{max}$	0.977
$D_{50}$ [ $\mu\text{m}$ ]	170
% de fines [%]	0.12

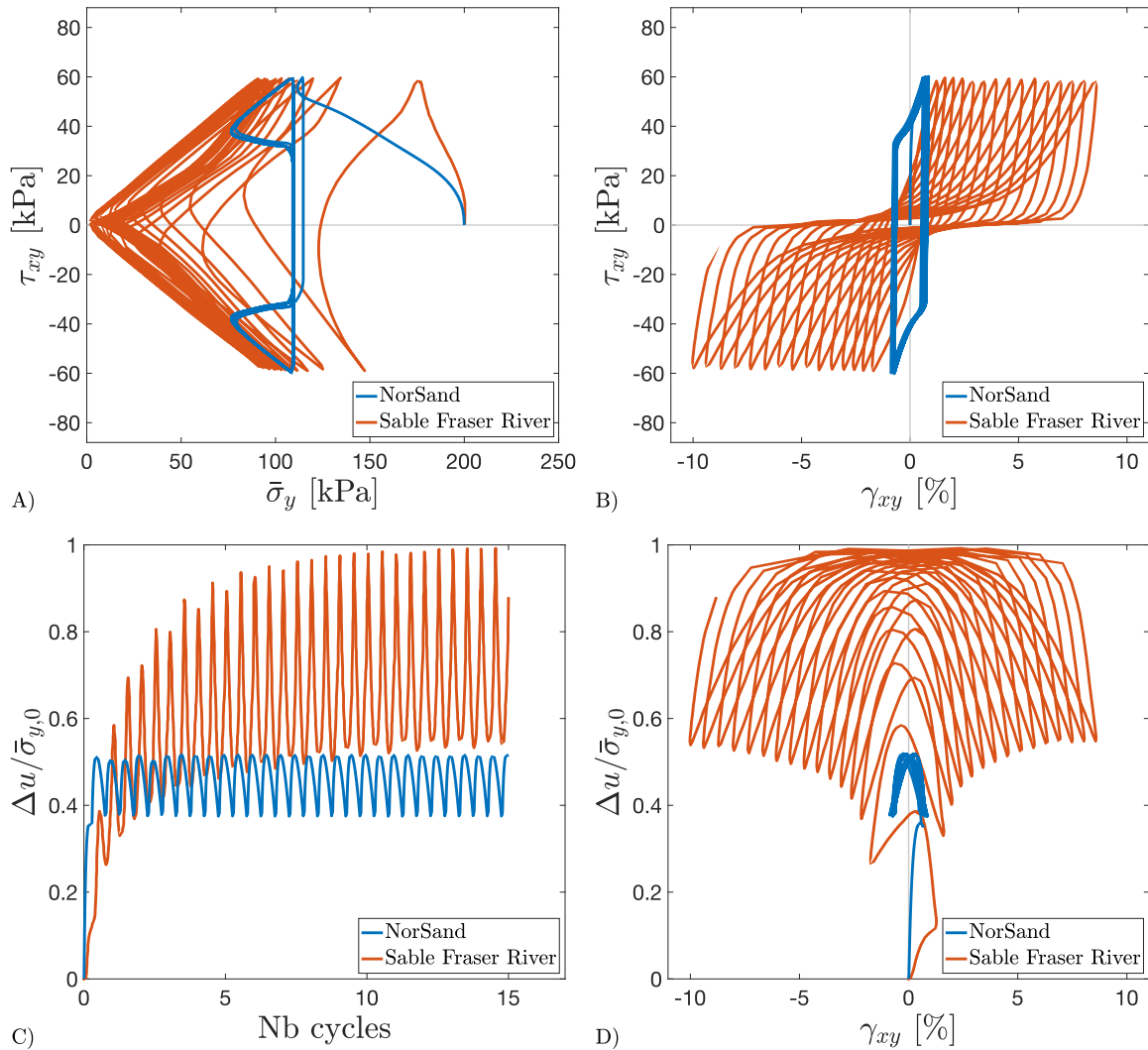


Figure 2-10. NorSand – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 80\%$  –  $CSR = 0.30$  – Sable Fraser River (modifié de Jefferies *et al.*, 2015)

Les résultats d'un essai de cisaillement simple cyclique non drainé sur sable Toyoura lâche sont comparés à la modélisation NorSand correspondante à la Figure 2-11<sup>(5)</sup>. Similairement au comportement observé en laboratoire pour le sable Fraser River lâche (Figure 2-9), NorSand est en mesure de générer l'accumulation de pression interstitielle mesurée en laboratoire pour le sable Toyoura. De nouveau, lorsque le cheminement des contraintes traverse la condition image (aux environs de  $\bar{\sigma}_m = 40kPa$ ), NorSand est incapable de

<sup>5</sup> Les données relatives aux pressions interstitielles ne sont pas disponibles pour les essais de Kiyota *et al.* (2008).

continuer à générer l'accumulation de pression interstitielle subséquente qui mène éventuellement le sable Toyoura à produire de grandes déformations de cisaillement.

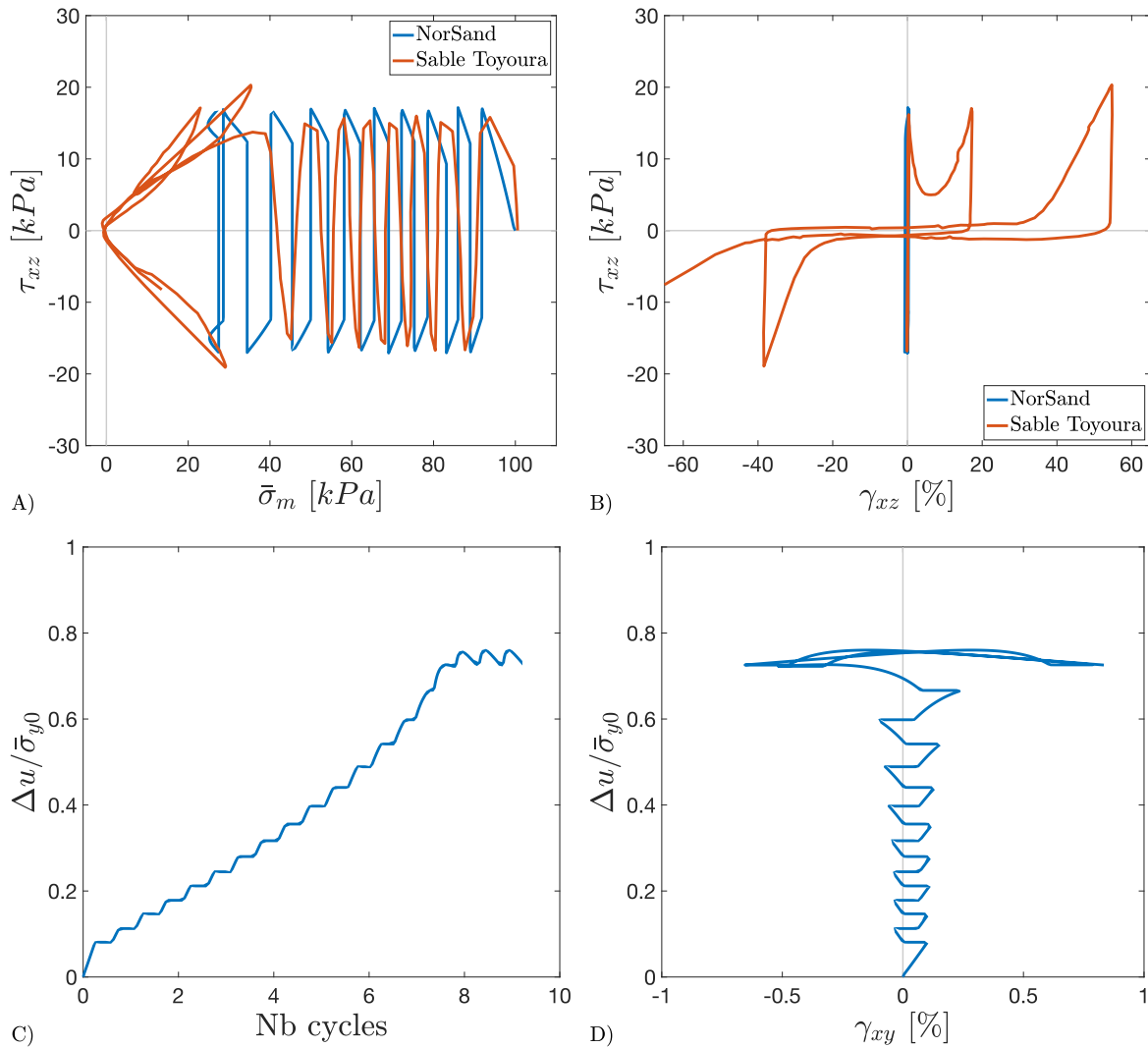


Figure 2-11. NorSand – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 25\%$  –  $CSR = 0.17$  –  $K_h = 1.0$  – Sable Toyoura (données labo. : Kiyota *et al.*, 2008)

### Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Toyoura dense

Finalement, le comportement observé en laboratoire pour un essai de cisaillement simple cyclique non drainé sur sable Toyoura dense est comparé à la modélisation NorSand correspondante à la Figure 2-12. De nombreux cycles de cisaillement sont cette fois nécessaires au sable Toyoura pour atteindre la mobilité cyclique. Éventuellement, les fortes surpressions d'eau atteintes mènent à la génération progressive de déformations de

cisaillement de plus en plus importantes. Encore une fois, NorSand est en mesure de générer correctement l'accumulation de surpression d'eau au fil des cycles. Cependant, à l'instar de l'essai de cisaillement simple cyclique non drainé sur sable Fraser River dense, la génération des pressions interstitielles plafonne éventuellement et empêche finalement la progression des déformations de cisaillement attendues.

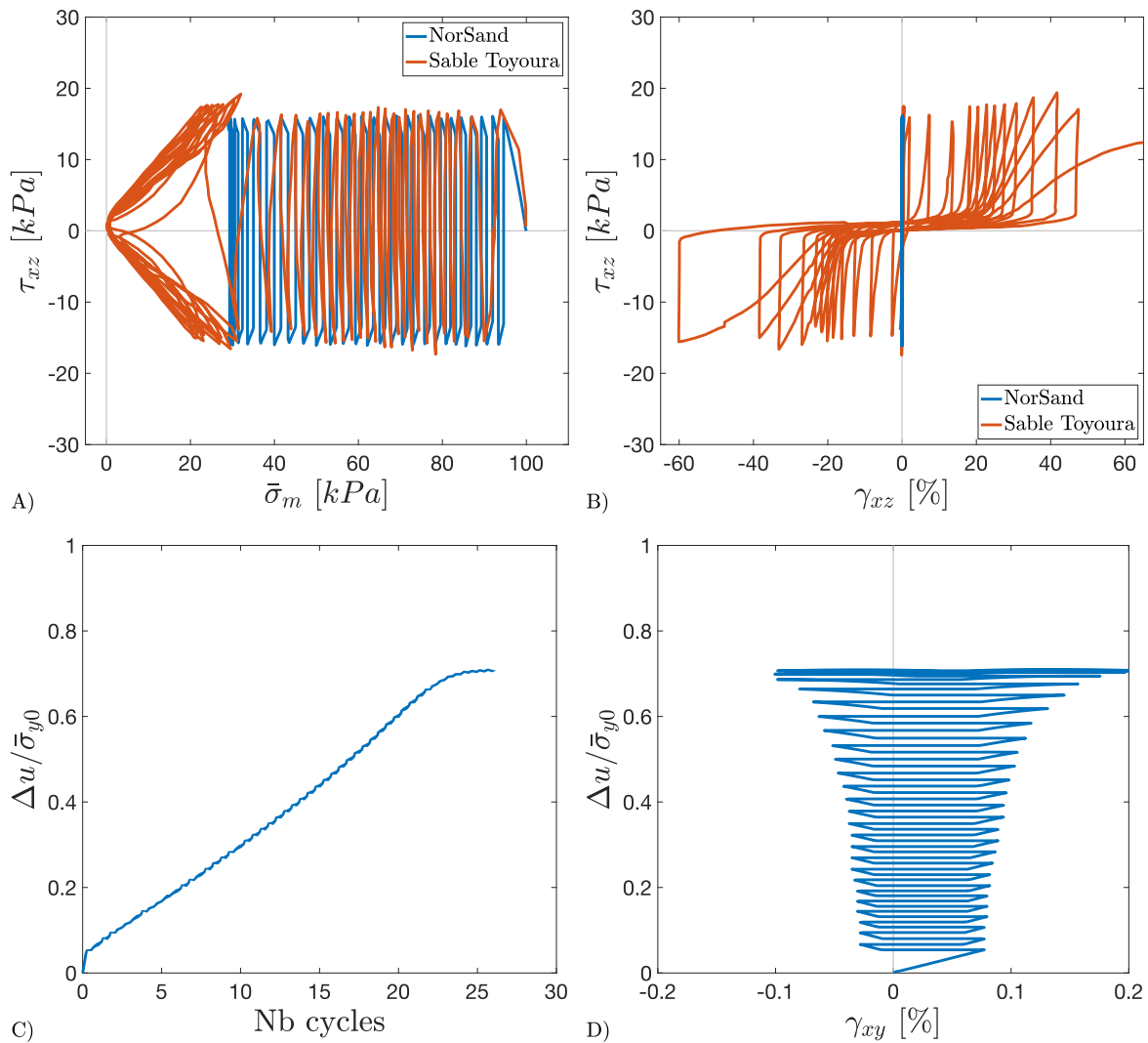


Figure 2-12. NorSand – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 50\%$  –  $CSR = 0.16$  –  $K_h = 1.0$  – Sable Toyoura (données labo. : Kiyota *et al.*, 2008)

### Retour sur la performance de NorSand en conditions de cisaillement simple cyclique non drainé

Les quatre essais de cisaillement simple cyclique non drainé étudiés dans cette section ont démontré que NorSand était bel et bien en mesure de prédire l'augmentation graduelle des

pressions interstitielles au fil des cycles de cisaillement grâce à l'inclusion de l'effet ramollissant de la rotation de la direction des contraintes principales dans la formulation du modèle. Par contre, tous les essais étudiés ont aussi démontré l'incapacité de NorSand à générer les importantes surpressions d'eau (menant généralement à l'état de boulangerie) caractéristiques du passage de la condition image. Ces pressions interstitielles trop faibles prédites mènent en retour à des déformations prédites également trop faibles, puisque le confinement résultant des faibles pressions interstitielles demeure plus élevé.

Si NorSand était appelé à être utilisé pour prédire le comportement des sables sous sollicitations cycliques, il en résulterait assurément des déformations de cisaillement bien en deçà de ce qui devrait normalement être observé. Il importe de s'attarder aux raisons qui mènent à ces modélisations erronées.

#### **2.3.4 Modélisation d'essais de cisaillement simple statique**

Afin de tenter de comprendre d'où proviennent les problèmes rencontrés par NorSand pour la modélisation du comportement des sables sous cisaillement simple cyclique, il est pertinent de s'attarder d'abord au comportement des sables sous cisaillement simple en conditions statiques. En effet, les chargements cycliques sont très complexes, notamment en raison de l'alternance des directions des contraintes appliquées. NorSand a été développé en ayant l'essai triaxial compression comme outil de base. Jefferies *et al.* (2015) ont ensuite modifié le modèle et tenté de l'appliquer directement aux essais de cisaillement simple cyclique, sans préalablement en vérifier les performances sous cisaillement simple statique (ou du moins, ils n'en ont pas publié les résultats). Il se pourrait donc que les problèmes rencontrés par NorSand pour la modélisation du cisaillement simple cyclique soient finalement dus à des problèmes liés au cisaillement simple lui-même.

Deux groupes d'essais de cisaillement simple statique effectués sur sable Toyoura par Yoshimine *et al.* (1998) sont examinés dans les sous-sections suivantes. Ces essais ont été réalisés grâce à un appareil de cisaillement sur cylindre creux où les conditions de cisaillement simple peuvent être appliquées. Cet appareil sera introduit en détail plus loin dans ce chapitre. Notons tout de même que, grâce à cet appareillage, les conditions de confinement radial peuvent être contrôlées durant le cisaillement. Il est ainsi possible de fixer

la valeur du coefficient de poussée horizontale  $K_h = \bar{\sigma}_x / \bar{\sigma}_y$  durant les essais de cisaillement simple<sup>6</sup>. Les essais étudiés ci-dessous ont été effectués à  $K_h = 1.0$  (essais isotropes) et  $K_h = 0.5$  (essais anisotropes).

### **Essais de cisaillement simple statique non drainé isotrope – Sable Toyoura**

Les résultats d'essais de cisaillement simple statique isotrope ( $K_h = 1.0$ ) non drainés effectués sur sable Toyoura par Yoshimine *et al.* (1998) sont comparés avec les modélisations correspondantes NorSand à la Figure 2-13. Les résultats de laboratoire sont montrés en traits tiretés, tandis que les modélisations NorSand sont en traits pleins. Cinq indices des vides initiaux, variant entre 0.888 et 0.804 ( $D_r = 23\%$  à  $D_r = 46\%$ ), ont été testés. À la partie A) de la figure, les résultats de laboratoire montrent des comportements contrainte-déformation variés allant de très dilatants ( $e = 0.804$ , la courbe bleue tiretée) à très contractants ( $e = 0.888$ , la courbe verte tiretée). Les essais aux indices des vides variant entre  $e = 0.816$  à  $e = 0.863$  montrent un comportement mitoyen où la première partie du chargement est généralement contractante pour ensuite dilater fortement à plus grande déformation. Au contraire, les modélisations NorSand montrent un ensemble de comportements plutôt dilatants. Le modèle semble incapable de prédire la contraction observée en début d'essai pour la plupart des indices des vides. À la partie B) de la figure, les cheminements des contraintes des résultats de laboratoire montrent de nouveau la grande étendue des comportements mesurés, allant de dilatants à contractants (la courbe verte tiretée montre même un comportement de type liquéfaction statique). Encore une fois, les modélisations NorSand correspondantes sont au contraire toutes plutôt dilatantes. L'uniformité des comportements prédits est d'ailleurs frappante, alors que les cheminements des contraintes résultants se démarquent peu les uns par rapport aux autres.

---

<sup>6</sup> En raison de l'utilisation d'anneaux de confinement dans l'appareil de cisaillement simple classique, il est normalement impossible de contrôler, voire même de connaître, la contrainte radiale appliquée à l'échantillon.  $K_h$  est donc normalement une variable inconnue pour les essais de cisaillement simple.

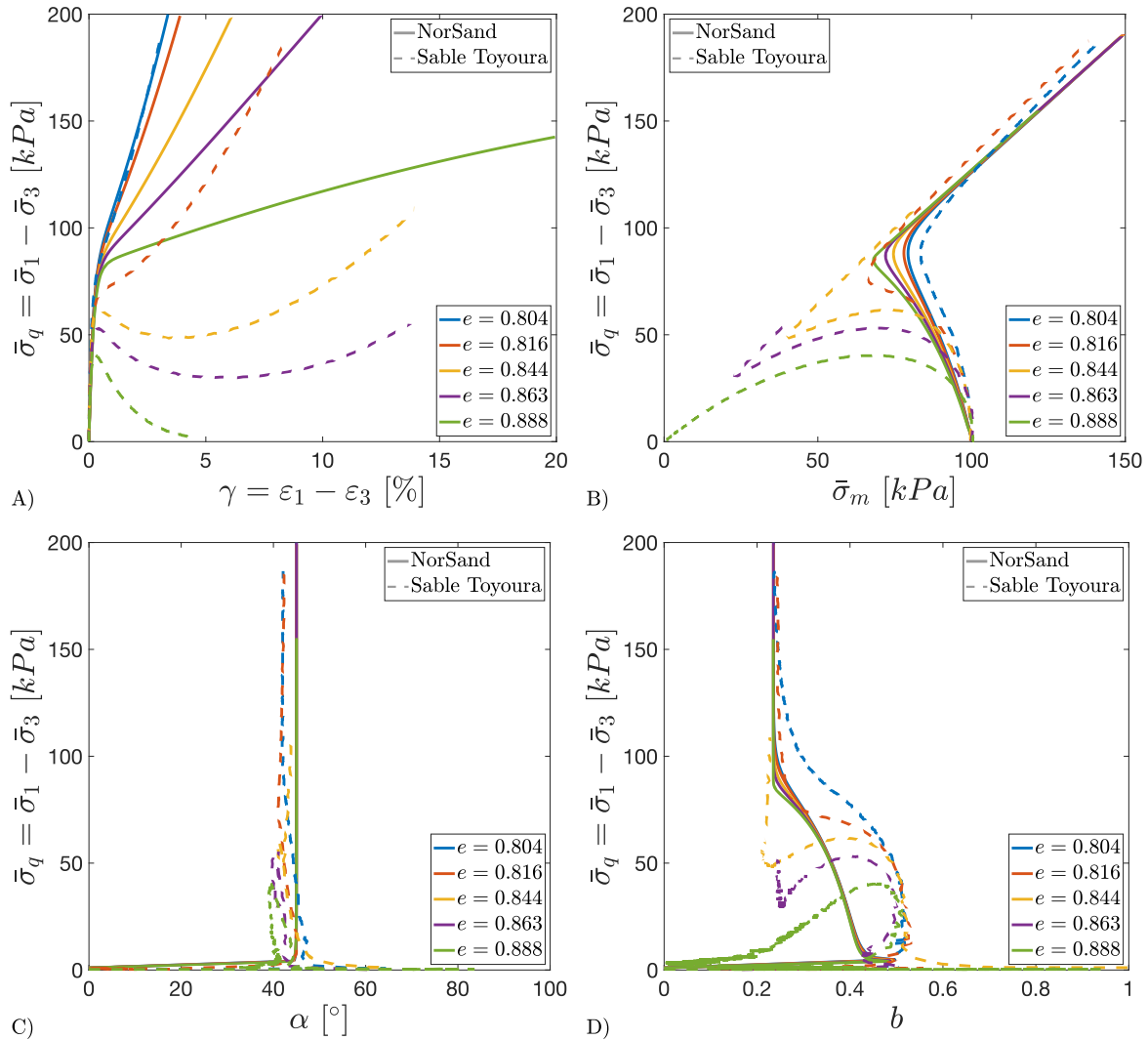


Figure 2-13. NorSand – Cisaillement simple statique non drainé isotrope–  $K_h = 1.0$  – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine *et al.*, 1998)

Il semble donc que NorSand peine à correctement prédire le comportement contractant caractéristique de la plupart des essais montrés à la Figure 2-13. Il serait pourtant attendu que la rotation des contraintes principales observée lors du cisaillement simple, et prise en compte dans NorSand via le ramollissement de la surface de plasticité, fasse en sorte que NorSand puisse prédire le comportement contractant observé en cisaillement simple. À la partie C) de la figure, l'évolution de la direction des contraintes principales est montrée en fonction de la contrainte déviatorique appliquée. Que ce soit pour les essais de laboratoire ou les modélisations NorSand, la direction des contraintes principale atteint très rapidement la même valeur pour tous les essais ( $\alpha \approx 41^\circ$  pour les essais de laboratoire,  $\alpha = 45^\circ$  pour les



modélisations NorSand). Cette stabilisation de la direction des contraintes principales se produit après moins de 1% de déformation de cisaillement pour les essais de laboratoire. Ces résultats montrent que la direction des contraintes principales change très peu au cours d'un essai de cisaillement simple, une fois la valeur limite de  $\alpha \approx 45^\circ$  atteinte. Puisque NorSand s'appuie sur la rotation de la direction des contraintes principales pour générer un comportement contractant en cisaillement, il semble manifeste que l'apport réel de cet aspect du modèle ne peut être que mitigé en conditions de cisaillement simple statique.

Finalement, l'évolution du ratio des contraintes principales  $b = (\bar{\sigma}_2 - \bar{\sigma}_3)/(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)$  est montrée à la partie D) de la Figure 2-13. Pour les essais de laboratoire,  $b$  augmente généralement en début d'essai pour atteindre  $b = 0.5$ . Alors que les essais contractent,  $b$  diminue aussi, et ce jusqu'à ce que la condition image soit atteinte ( $b = 0.25$ ). Alors que la dilatance se met finalement en place, après la condition image, le ratio des contraintes principales demeure égal à  $b = 0.25$ . Pour les modélisations NorSand, comme le modèle ne prédit pas de comportement contractant,  $b$  se dirige plus ou moins directement vers  $b = 0.25$ . Encore une fois, ces résultats montrent bien la différence entre le comportement du sable observé en laboratoire et le comportement modélisé par NorSand.

### **Essais de cisaillement simple statique non drainé anisotrope – Sable Toyoura**

Une autre série d'essais de cisaillement simple statique non drainé sur sable Toyoura, effectuée cette fois en conditions anisotropes (essais effectués par Yoshimine *et al.*, 1998), est montrée à la Figure 2-14, accompagnée des modélisations NorSand correspondantes. À l'aide de l'appareil de cisaillement sur cylindre creux, des conditions aux limites anisotropes  $K_h = \bar{\sigma}_x/\bar{\sigma}_y = 0.5$  ont été appliquées. Tel que mentionné précédemment, lorsqu'un appareil de cisaillement simple conventionnel est utilisé, les anneaux assurant le confinement latéral font en sorte que la contrainte radiale appliquée sur l'échantillon demeure inconnue. Au mieux, nous pouvons supposer que le coefficient des terres au repos s'y développant variera entre  $K_h = 0.5$  et  $K_h = 1.0$ . Ainsi, les essais montrés à la Figure 2-13 et à la Figure 2-14 forment le spectre des comportements possibles en cisaillement simple.

La comparaison du comportement mesuré en laboratoire à celui modélisé par NorSand pour les essais de cisaillement simple anisotrope montrés à la Figure 2-14 révèle les mêmes tendances que montrées précédemment pour les essais isotropes : NorSand prédit systématiquement un comportement beaucoup plus dilatant que ce qui est mesuré au laboratoire. Les essais de laboratoire montrent tous des phases contractantes importantes en début d'essai, généralement suivies de phases dilatantes. Les modélisations NorSand sont de nouveau très rapprochées, peu importe les indices des vides considérés. À noter aussi que les conditions de confinement distinctes des essais montrés à la Figure 2-13 et à la Figure 2-14 ( $K_h = 0.5$  versus  $K_h = 1.0$ ) n'influencent pas la direction des contraintes principales (partie C) de la figure) et le ratio des contraintes principales qui seront finalement atteints à grandes déformations ( $\alpha \approx 41@45^\circ$  et  $b = 0.25$ ).

### **Retour sur la performance de NorSand en conditions de cisaillement simple statique non drainé**

Il semble donc manifeste que NorSand ne réussit pas à correctement prédire le comportement du sable Toyoura en conditions de cisaillement simple statique non drainé. Les modélisations ont systématiquement montré des comportements fortement dilatants, alors que les essais mesurés en laboratoire montraient plutôt un éventail de comportements allant de dilatants à fortement contractants. Tel que mentionné précédemment, NorSand utilise la rotation de la direction des contraintes principales, et non la direction elle-même des contraintes principales, pour générer l'écrouissage de sa surface de plasticité. Puisque la direction des contraintes principales varie très rapidement au début de l'essai de cisaillement simple, pour ensuite demeurer stable tout au long du chargement, le mécanisme d'écrouissage ne s'enclenche finalement que très brièvement. Les problèmes de NorSand à correctement prévoir le comportement des sables en conditions de cisaillement simple cyclique prennent potentiellement naissance dans cette incapacité à correctement prendre en compte l'effet de la direction des contraintes principales sur le comportement des sables. Similairement, le ratio des contraintes principales varie lui aussi substantiellement durant les essais de cisaillement simple statique, variations que NorSand peine à prédire correctement.

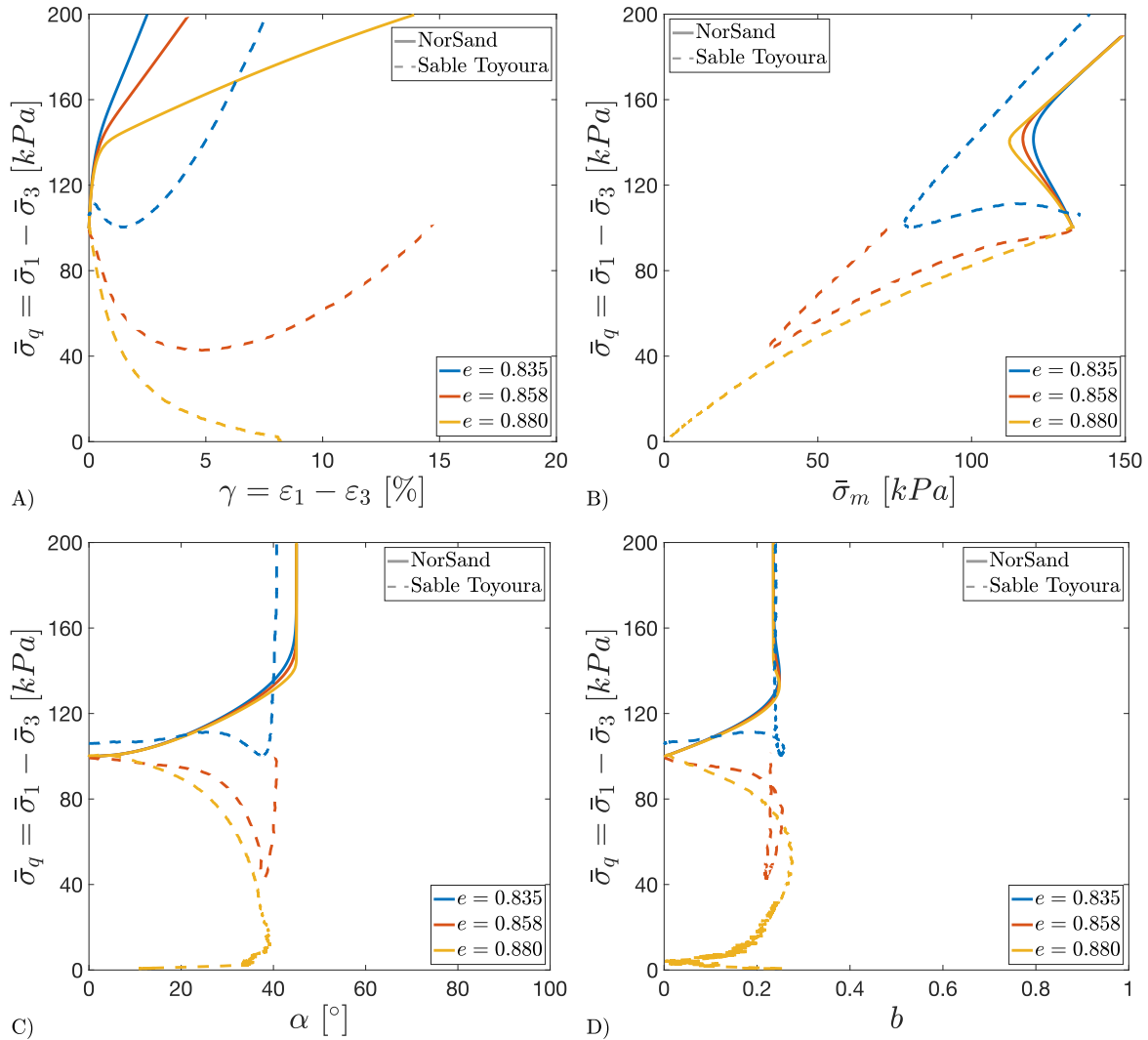


Figure 2-14. NorSand – Cisaillement simple statique non drainé anisotrope –  $K_h = 0.5$  – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine *et al.*, 1998)

Afin d’explorer plus en détail ces aspects peu étudiés du comportement des sables, la prochaine section traitera d’essais réalisés à l’aide de l’appareil de cisaillement sur cylindre creux.

### 2.3.5 Modélisation d’essais de cisaillement sur cylindre creux

L’appareil de cisaillement sur cylindre creux connaît un essor important depuis les années 1980. Il est désormais généralement considéré comme l’essai de référence pour la recherche fondamentale en mécanique des sols grâce à ses capacités de contrôle des conditions de contraintes et déformations appliquées. L’appareil développé par Hight *et al.* (1983) a pavé

la voie à de nombreux autres chercheurs ayant développé leur propre version d'un appareil de cisaillement sur cylindre creux, reprenant tout de même des caractéristiques communes. Une représentation schématique de cet appareil est montrée à la Figure 2-15. Comme son nom l'indique, les essais effectués sur cet appareil nécessitent la mise en place d'un échantillon de sol cylindrique évidé, confiné au moyen de deux membranes flexibles (l'une interne, l'autre externe par rapport à l'échantillon de sol). Une pression cellulaire  $P_o$  est appliquée sur la partie externe du cylindre de sol, et une pression  $P_i$  est appliquée à l'intérieur du cylindre. Ces deux pressions peuvent être contrôlées indépendamment. Une force verticale  $FV$  et un moment de force  $MF$  sont appliqués sur l'échantillon. Ces quatre sollicitations distinctement appliquées sur l'échantillon de sol permettent le contrôle indépendant des contraintes verticale  $\bar{\sigma}_y$ , radiale  $\bar{\sigma}_r$ , circonférentielle  $\bar{\sigma}_\theta$  et de cisaillement  $\bar{\sigma}_{y\theta}$  (pour l'appareil de cisaillement sur cylindre creux, les contraintes résultantes sont calculées en coordonnées polaires). Les détails du calcul de ces contraintes sont disponibles dans Hight *et al.* (1983) ainsi que Yang *et al.* (2007).

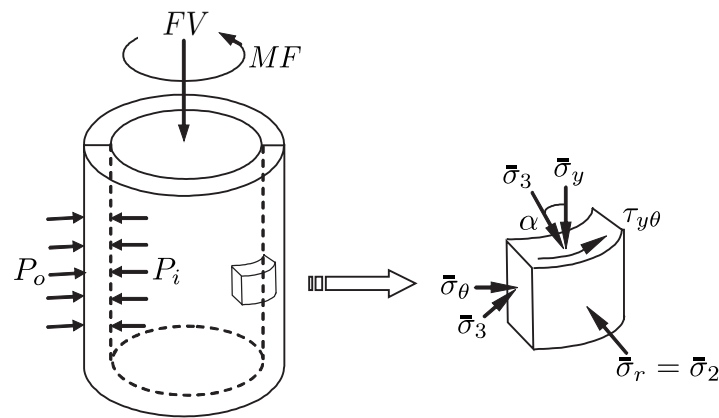


Figure 2-15. Représentation schématique d'un appareil de cisaillement sur cylindre creux (modifié de Yang *et al.*, 2007)

Le contrôle des contraintes  $\bar{\sigma}_y$ ,  $\bar{\sigma}_r$ ,  $\bar{\sigma}_\theta$  et  $\tau_{y\theta}$  permet finalement le contrôle indirect des contraintes principales  $\bar{\sigma}_1$ ,  $\bar{\sigma}_2$  et  $\bar{\sigma}_3$  ainsi que de la direction des contraintes principales  $\alpha$  (Équation 2.38), et donc le contrôle indirect des invariants des contraintes  $\bar{\sigma}_m$ ,  $\bar{\sigma}_q$  et  $b$ . Rappelons, tel que montré sur la partie droite de la Figure 2-15, que la direction des contraintes principales  $\alpha$  représente l'inclinaison de la contrainte principale majeure par rapport à l'axe vertical.

$$\begin{aligned}
\bar{\sigma}_1 &= \frac{\bar{\sigma}_y + \bar{\sigma}_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\bar{\sigma}_y - \bar{\sigma}_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{y\theta}^2} \\
\bar{\sigma}_2 &= \bar{\sigma}_r \\
\bar{\sigma}_3 &= \frac{\bar{\sigma}_y + \bar{\sigma}_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\bar{\sigma}_y - \bar{\sigma}_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{y\theta}^2} \\
\sin(2\alpha) &= \frac{2\tau_{y\theta}}{\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3}
\end{aligned}
\tag{2.38}$$

Le contrôle total des contraintes offert par l'appareil de cisaillement sur cylindre creux permet donc la génération de cheminements des contraintes autrement impossibles avec les appareils triaxiaux et de cisaillement simple. En raison de leur configuration axisymétrique, ces derniers ne peuvent faire varier la contrainte principale intermédiaire  $\bar{\sigma}_2$  indépendamment des autres contraintes. Ainsi, l'appareil triaxial ne permet que les configurations suivantes de direction des contraintes principales  $\alpha$  et de ratio des contraintes principales  $b$  :  $\alpha = 0^\circ$  et  $b = 0$  (triaxial compression) ;  $\alpha = 90^\circ$  et  $b = 1$  (triaxial extension). Aucune autre configuration n'est possible entre ces deux extrêmes. Similairement, tel que vu précédemment, l'appareil de cisaillement simple atteindra inévitablement  $\alpha \approx 45^\circ$  et  $b = 0.25$  à grandes déformations.

L'appareil de cisaillement sur cylindre creux, de son côté, permet de contrôler indépendamment la direction des contraintes principales et le ratio des contraintes principales. Il peut de plus simuler un chargement sous conditions de cisaillement simple en servo-contrôlant les pressions cellulaire et forces appliquées de manière à assurer une déformation radiale nulle de l'échantillon.

Afin de mieux comprendre le rôle de  $\alpha$  et  $b$  sur le comportement des sables, deux séries d'essais où ces paramètres sont variés indépendamment sont examinés ci-dessous. Ces essais ont été effectués sur sable Toyoura par Yoshimine *et al.* (1998).

### Essais de cisaillement non drainé à ratio des contraintes principales fixe, direction des contraintes principale variée – Sable Toyoura

L'effet de la variation de la direction des contraintes principale  $\alpha$  sur le comportement du sable Toyoura est montré à la Figure 2-16, pour cinq directions différentes variant de  $\alpha = 15^\circ$  à  $\alpha = 75^\circ$ . Les essais ont été effectués à  $b = 0.5$  et l'indice des vides variait légèrement d'un essai à l'autre, pour une valeur moyenne de  $e = 824$  (voir le résumé des conditions d'essai au Tableau 2-5). À ce ratio des contraintes principales ( $b = 0.5$ ), la contrainte principale intermédiaire  $\bar{\sigma}_2$  prend une valeur moyenne entre les contraintes principales majeure  $\bar{\sigma}_1$  et mineure  $\bar{\sigma}_3$ . Cette condition se trouve à mi-chemin entre le triaxial compression ( $b = 0$ ) et le triaxial extension ( $b = 1$ ).

Tableau 2-5. Conditions d'essai pour les résultats montrés à la Figure 2-16

$\alpha$ [°]	$b$	$e$
15	0.5	0.825
30	0.5	0.824
45	0.5	0.821
60	0.5	0.828
75	0.5	0.823

À la Figure 2-16, les cheminements des contraintes mesurés en laboratoire (traits tiretés) et modélisés par NorSand (traits pleins) sont montrés à la partie A) de la figure, alors que les comportements contrainte-déformation sont montrés à la partie B). Pour la direction des contraintes la plus faible,  $\alpha = 15^\circ$  (courbe bleue), le comportement mesuré en laboratoire est plutôt dilatant, alors que pour la direction des contraintes la plus élevée,  $\alpha = 75^\circ$  (courbe verte), le comportement mesuré en laboratoire est initialement très contractant puis dilatant. Les autres directions des contraintes montrent des comportements mesurés en laboratoire généralement contractant, puis dilatant. Règle générale, plus la direction des contraintes augmente, plus le comportement observé en laboratoire est contractant (il sera question en détail des raisons expliquant cette tendance au chapitre suivant). Les modélisations NorSand correspondantes montrent invariablement le même comportement, peu importe la direction des contraintes modélisée. Seules les légères variations des indices des vides testés font varier les résultats obtenus. Autrement, NorSand est incapable de produire l'effet contractant

associé à une inclinaison plus prononcée de la direction des contraintes principales. En effet, bien que la formulation de NorSand puisse générer un écrouissage suite à la rotation des contraintes principales, elle est tout simplement aveugle quant à la direction elle-même que prennent les contraintes principales. En d'autres mots, NorSand ne peut différencier  $\alpha = 15^\circ$  de  $\alpha = 75^\circ$  si ces directions restent fixes au fil d'un essai. La dépendance de NorSand à la rotation de la direction des contraintes principales explique donc pourquoi tous les essais modélisés se superposent en une seule courbe sur la Figure 2-16.

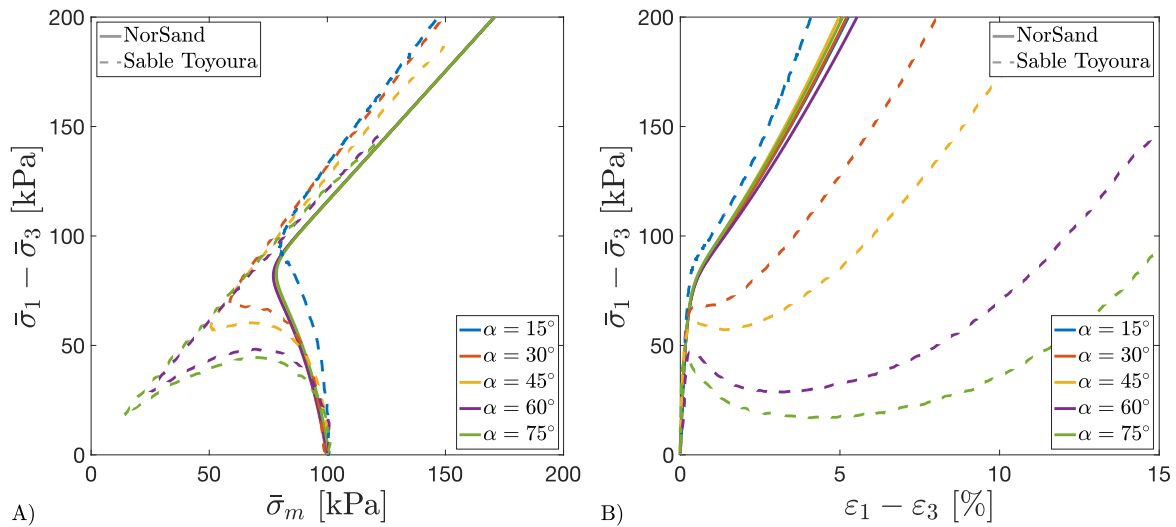


Figure 2-16. NorSand – Cisaillement non drainé à ratio des contraintes principales fixe, direction des contraintes principales variée –  $b = 0.5$  – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine *et al.*, 1998)

### Essais de cisaillement non drainé à direction des contraintes principales fixe, ratio des contraintes principales varié – Sable Toyoura

L'effet de la variation du ratio des contraintes principales  $b$  sur le comportement du sable Toyoura est présenté à la Figure 2-17 pour des valeurs allant de  $b = 0$  (comme pour le triaxial compression) à  $b = 1$  (comme pour le triaxial extension). Les cinq essais montrés ont été effectués à  $\alpha = 45^\circ$  et à des indices des vides variant légèrement entre chaque essai (en moyenne,  $e = 0.855$ , tel que montré au Tableau 2-6).

Tableau 2-6. Conditions d'essai pour les résultats montrés à la Figure 2-17

$\alpha$ [°]	$b$	$e$
45	0	0.853
45	0.25	0.859
45	0.5	0.855
45	0.75	0.849
45	1	0.861

Les résultats des essais de laboratoire (traits tiretés) montrés à la Figure 2-17 montrent tous un comportement contractant, voire très contractant pour l'essai effectué à  $b = 1$  (courbe verte), suivi d'une phase dilatante. Les modélisations NorSand correspondantes (traits pleins) montrent cette fois une certaine séparation, notamment en ce qui a trait à la pente adoptée par les cheminements des contraintes après le passage de la condition image. En effet, les différentes valeurs du ratio des contraintes principales fixées durant ces essais ont un effet sur le ratio à l'état critique  $M$  sur lequel sont basées les modélisations NorSand : plus  $b$  augmente, plus  $M$  décroît. Par exemple, en conditions triaxiales compression, quand  $b = 0$ ,  $M_{tc} = 1.28$  pour le sable Toyoura. À l'opposé, en conditions triaxiales extension, quand  $b = 1$ ,  $M_{te} = 0.90$ . Ainsi, sur la Figure 2-17, cette dépendance de  $M$  envers  $b$  est aisément perceptible alors que la pente suivie par les cheminements des contraintes modélisés par NorSand après le passage de la condition image décroît à mesure que  $b$  augmente.

Malgré la dépendance de  $M$  envers  $b$  clairement visible dans les modélisations NorSand, il demeure que les modélisations montrent toutes un comportement dilatant alors que les résultats de laboratoire montrent plutôt un comportement initialement contractant. Il semblerait de nouveau que le comportement contractant associé à une direction des contraintes principales autre que  $\alpha = 0^\circ$  ( $\alpha = 45^\circ$  dans le cas de ces essais) cause des difficultés importantes à NorSand.



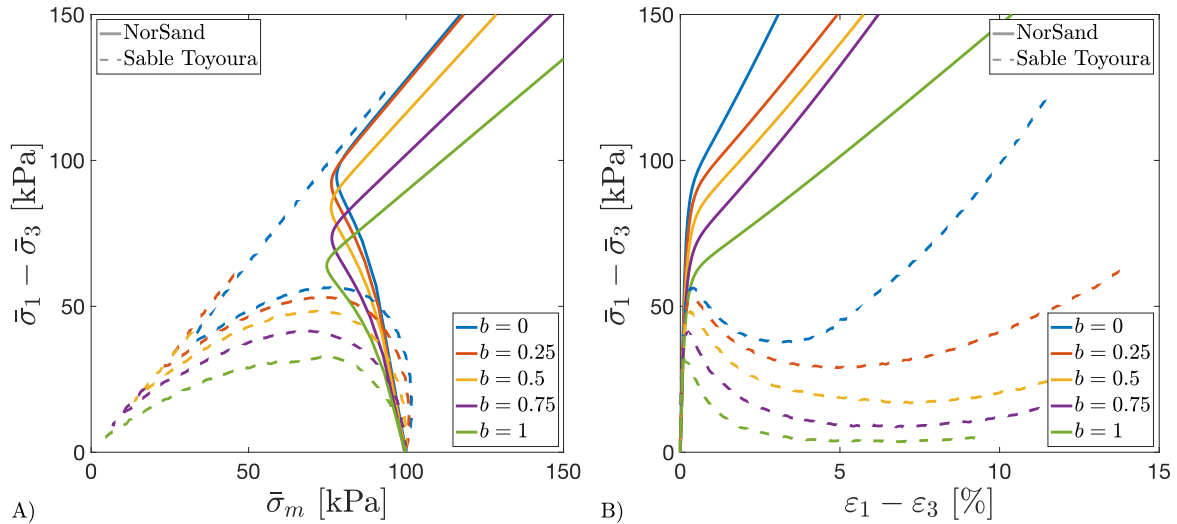


Figure 2-17. NorSand – Cisaillement non drainé à direction des contraintes principales fixe, ratio des contraintes principales varié –  $\alpha = 45^\circ$  – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine *et al.*, 1998)

### Retour sur la performance de NorSand en conditions de cisaillement sur cylindre creux

Les essais de cisaillement sur cylindre creux réalisés sur sable Toyoura par Yoshimine *et al.* (1998) ont montré l'importance de la direction des contraintes principales et du ratio des contraintes principales pour le comportement des sables. Le comportement observé en laboratoire sera plus dilatant lorsque  $\alpha = 15^\circ$  et  $b = 0$  et beaucoup plus contractant lorsque  $\alpha = 75^\circ$  et  $b = 1$ . En conditions triaxiales, pour lesquelles NorSand parvient à bien prédire le comportement des sables,  $\alpha = 0^\circ$  et  $b = 0^\circ$ . En d'autres termes, cet arrangement de direction des contraintes principales et de ratio des contraintes principales produira par défaut le comportement le plus dilatant de la gamme possible pour un sable. Il ne faut peut-être donc pas s'étonner de constater que NorSand montre finalement toujours des comportements très dilatants pour des conditions autres que triaxiales compression. Les conditions de contraintes finissant par prévaloir en cisaillement simple ( $\alpha = 45^\circ$  et  $b = 0.25$ ) amènent donc inévitablement un comportement plus contractant que celui observé en triaxial compression.

## 2.4 Conclusion

Ce chapitre a porté sur une description en profondeur de la loi de comportement NorSand et de sa performance pour la modélisation du comportement des sables sous divers types de

sollicitations. NorSand est un modèle simple, basé sur la mécanique des sols à l'état critique et le concept du paramètre d'état. Son efficacité pour la modélisation du comportement des sables sous conditions triaxiales a été démontrée à de multiples occasions. Ses huit paramètres de base (deux pour l'élasticité, trois pour la ligne d'état critique et trois pour la plasticité) le rendent facile à calibrer ; seuls quelques essais triaxiaux compression drainés et non drainés suffiront pour réussir à générer des modélisations de comportement satisfaisantes, en conditions triaxiales compression.

Dans un désir d'extension des capacités du modèle, Jefferies *et al.* (2015) ont proposé que la rotation de la direction des contraintes principales observée lors de l'essai de cisaillement simple cyclique soit responsable du ramollissement subi par le sol, dont le symptôme serait l'accumulation de surpressions d'eau au fil des cycles de cisaillement. Bien que cette hypothèse permette en effet à NorSand de générer l'augmentation des pressions interstitielles caractéristiques des essais de cisaillement simple cyclique effectués sur les sables, il aura été montré que le comportement prédit par le modèle une fois la condition image franchie ne correspond pas à ce qui est observé en laboratoire. En effet, alors que les essais de laboratoire montrent une augmentation importante des déformations de cisaillement due à l'augmentation substantielle de la pression interstitielle à la suite du passage de la condition image, NorSand montre plutôt une stabilisation du comportement où les cycles de cisaillement suivants produiront toujours les mêmes pressions interstitielles couplées aux mêmes déformations.

L'examen de modélisations du comportement des sables par NorSand pour des essais de cisaillement simple statique a révélé que le modèle était incapable de prédire le comportement contractant observé en laboratoire. Au cours de ces essais, la direction des contraintes principales atteint rapidement  $\alpha = 45^\circ$ , alors que le ratio des contraintes principales se stabilise éventuellement à  $b = 0.25$ . Ces modifications du type de chargement subi par le sol par rapport à l'essai triaxial compression (où  $\alpha = 0^\circ$  et  $b = 0$ ) pourrait potentiellement expliquer pourquoi NorSand peine à performer pour la modélisation du comportement des sables sous condition de cisaillement simple.

Finalement, des essais de cisaillement sur cylindre creux, où les variations de direction des contraintes principales et de ratio des contraintes principales étaient étudiées, ont de nouveau mis en lumière l'incapacité de NorSand à correctement modéliser le comportement des sables sous sollicitations autres que les conditions triaxiales compression. De nouveau, NorSand a continuellement montré des comportements dilatants alors que les essais de laboratoire ont plutôt montré des réponses contractantes.

Ainsi, il semblerait que l'amélioration des performances de NorSand sous cisaillement simple cyclique passe vraisemblablement par une amélioration de ses capacités de modélisation sous cisaillement simple statique. Par ricochet, ces améliorations se feront en tandem avec l'amélioration des capacités de modélisation pour des conditions de chargement impliquant des directions et ratios des contraintes principales variés. Pour ce faire, il est proposé au chapitre suivant d'aborder le rôle de l'anisotropie et de son important impact sur le comportement des sables lors de ces chargements. L'anisotropie, qu'elle soit induite ou inhérente, influence la réponse des sols lorsque le type de chargement varie et que la direction de sollicitation change, tel qu'il en est le cas lors du cisaillement simple.

## Chapitre 3

# Anisotropie des sables

### 3.1 Introduction

L'anisotropie réfère au contraire de l'isotropie. Un sol considéré isotrope aura les mêmes caractéristiques de résistance, peu importe la direction considérée. Ainsi, son comportement ne sera pas influencé par la direction du chargement qui lui est appliqué. Au contraire, un sol considéré anisotrope montrera une réponse différente en fonction de la direction du chargement appliqué, en raison de la dépendance de ses caractéristiques de résistance quant à la direction considérée.

Ce chapitre est dédié à l'anisotropie des sables et à son effet sur la réponse des sables lorsque la direction de chargement varie. Après une brève mise en contexte des éléments importants concernant l'anisotropie, la théorie de l'état critique anisotrope (Li & Dafalias, 2012) est présentée. Cette théorie est finalement implémentée dans NorSand et la performance de cette nouvelle version de la loi de comportement, NorSand anisotrope, est

étudiée pour des essais de cisaillement sur cylindre creux ainsi que des essais de cisaillement simple statiques et cycliques.

## 3.2 Mise en contexte

Il a d'abord été reconnu par Casagrande et Carillo (1944) qu'il existe deux types d'anisotropie dans les matériaux granulaires : l'anisotropie inhérente et l'anisotropie induite. L'anisotropie inhérente existe dans le sol dès le processus de sédimentation, avant que tout épisode de déformation ne perturbe le sol. Cette forme d'anisotropie est à toute fin pratique causée par la forme des grains et est finalement une caractéristique physique du sol (Arthur & Menzies, 1972). L'anisotropie induite, comme son nom l'indique, est le résultat d'une perturbation où les déformations induites par un changement des contraintes appliquées au sol modifient sa structure, causant le développement d'une nouvelle anisotropie (Arthur *et al.*, 1977).

### 3.2.1 Anisotropie inhérente

L'assemblage d'échantillons de sable Leighton Buzzard (un sable à grains ronds) selon différents angles de sédimentation a permis à Arthur et Menzies (1972) d'étudier l'anisotropie inhérente et son influence sur le comportement contrainte-déformation de ce sable. À l'aide d'un appareillage triaxial cubique (*true triaxial*), ces derniers ont bâti des échantillons de sable en faisant varier la direction de sédimentation  $\theta_s$ , tel que montré à la Figure 3-1 (dans leur terminologie,  $\theta_s = 90^\circ$  réfère à un échantillon ayant sédimenté sur un plan orienté à  $90^\circ$  par rapport à la verticale – ceci représente le cas d'une sédimentation usuelle sur terrain plat, alors que  $\theta_s = 0^\circ$  réfère à un échantillon dont le plan de sédimentation est orienté verticalement, ayant donc subi une rotation de  $90^\circ$  par rapport à la sédimentation usuelle).

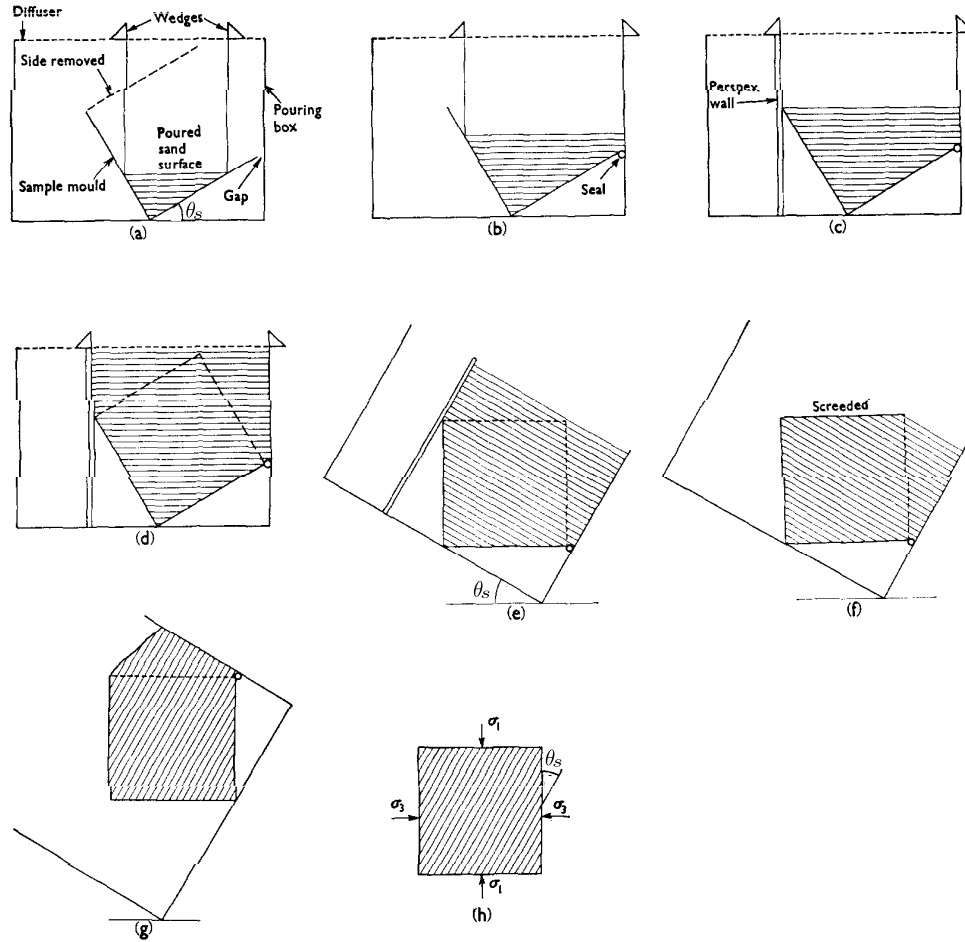


Figure 3-1. Schématisation du processus d'assemblage d'un échantillon de sable selon une direction de sédimentation  $\theta_s$  (Arthur & Menzies, 1972)

En sédimentant, les particules de sables se déposent naturellement de manière à créer un assemblage fort selon un axe perpendiculaire à la direction de sédimentation. Même un sable rond, tel que le Leighton Buzzard, montrera ainsi une certaine anisotropie inhérente. Cette affirmation est supportée par les résultats de Arthur et Menzies (1972) montrés à la Figure 3-2, où les échantillons de sable ayant sédimenté selon un angle  $\theta_s = 90^\circ$  (sédimentation sur un plan orienté à  $90^\circ$  par rapport à la verticale) montrent un comportement moins contractant lors d'un chargement triaxial compression que les échantillons ayant sédimenté selon un angle  $\theta_s = 0^\circ$ , pour les mêmes indices des vides. Des déformations axiales 200% plus importantes sont nécessaires aux échantillons ayant sédimenté à  $\theta_s = 0^\circ$  par rapport aux échantillons ayant sédimenté à  $\theta_s = 90^\circ$  pour atteindre un ratio des contraintes de  $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3 = 3.5$ .

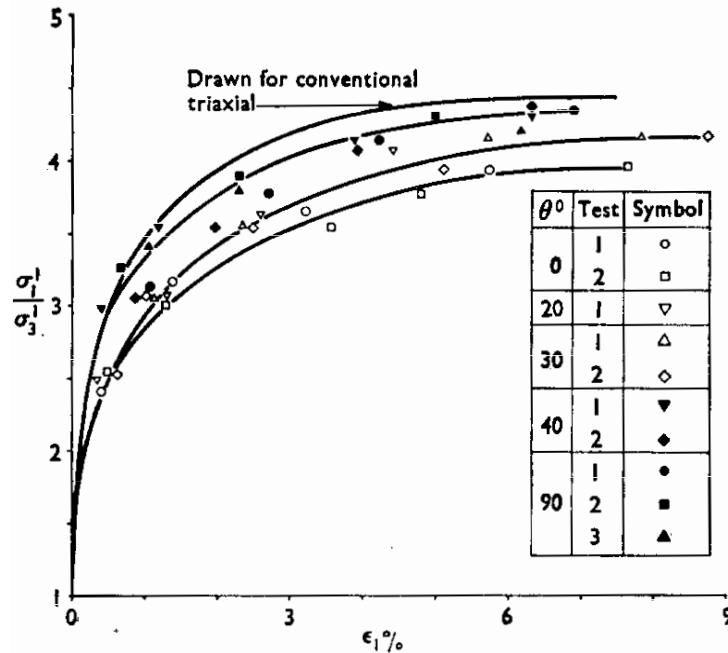


Figure 3-2. Influence de l'angle de sédimentation sur le comportement contrainte-déformation du sable Leighton Buzzard (Arthur & Menzies, 1972)

Ces résultats démontrent l'importance significative de l'anisotropie inhérente, même pour des grains de forme plutôt ronde. Plus un matériau sera angulaire, plus l'effet de l'anisotropie inhérente sera important (Wong & Arthur, 1985).

Le développement des appareils de cisaillement sur cylindre creux au cours de la décennie 1980 a ouvert la voie à de nouvelles procédures de mesure de l'effet de l'anisotropie induite. De manière similaire aux essais de Yoshimine *et al.* (1998) présentés au chapitre précédent, Symes *et al.* (1984) ont étudié le comportement du sable Ham River (un sable aux particules allongées subangulaires) en fixant la direction des contraintes principales  $\alpha$  pendant le chargement. Ces essais (montrés à la Figure 3-3) ont été réalisés à ratio des contraintes principales constant  $b = 0.5$ , à contrainte moyenne totale constante  $\sigma_m = 600kPa$  et en conditions non drainées. Ainsi, tout changement de contrainte effective moyenne mesuré est le résultat direct de la contraction ( $\bar{\sigma}_m$  diminue) ou de la dilatation ( $\bar{\sigma}_m$  augmente) des échantillons.

Le cheminement de contraintes (partie A) de la figure) et le comportement contrainte-déformation (partie B) de la figure) sont montrés à la Figure 3-3 pour trois essais à direction

des contraintes principales différentes :  $\alpha = 0^\circ$  (essai A0),  $\alpha = 24.5^\circ$  (essai A2) et  $\alpha = 45^\circ$  (essai A4). L'essai A0 montre le comportement le plus dilatant, alors que l'essai A4 montre le comportement le plus contractant. Toutes les autres conditions demeurant équivalentes, seules les variations des directions des contraintes appliquées peuvent expliquer ces résultats. Ceci confirme de nouveau l'existence de l'anisotropie inhérente : après consolidation verticale des échantillons, une structure forte se développe selon un axe perpendiculaire à l'axe de consolidation. Cette structure résistera mieux à un chargement orienté dans la direction de l'axe de consolidation ( $\alpha = 0^\circ$  dans ce cas-ci). Si la direction de chargement diffère de la direction de consolidation (lorsque  $\alpha = 24.5^\circ$  ou  $\alpha = 45^\circ$ ), la réponse du sol est plus contractante et le sol se déformera plus sous une charge équivalente.

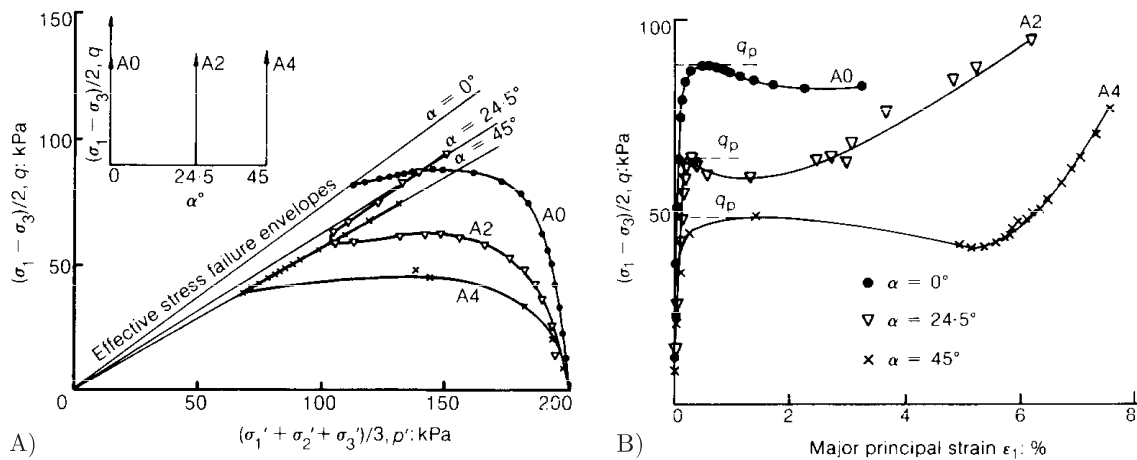


Figure 3-3. Essais de cisaillement sur cylindre creux, direction des contraintes principales  $\alpha$  fixe (Symes *et al.*, 1984)

### 3.2.2 Anisotropie induite

L'effet de l'anisotropie induite a aussi été étudié par Symes *et al.* (1984) grâce à des essais réalisés en trois phases : d'abord, à direction des contraintes principales fixes, puis à contrainte déviatorique constante<sup>7</sup> (rotation pure de la direction des contraintes principales), et finalement à direction des contraintes principales fixes. Les cheminements des contraintes

<sup>7</sup> L'appareil de cisaillement sur cylindre creux permet d'effectuer des essais où la direction des contraintes principales subie une rotation, alors que la contrainte déviatorique, la contrainte moyenne totale et le ratio des contraintes principales  $b$  demeurent à valeur constante. Ces invariants demeurent constants grâce au servo-contrôle des pressions, force et moment appliqués sur le cylindre creux durant l'essai. En conditions non drainées, les pressions interstitielles qui s'accumulent au cours de cet essai sont ainsi la conséquence directe de la rotation des contraintes principales.



pour deux de ces essais sont montrés à la Figure 3-4. L'essai R1 (partie A) de la figure) a été effectué d'abord à  $\alpha = 0^\circ$  du point A au point B, puis en rotation des contraintes principales de  $\alpha = 0^\circ$  à  $\alpha = 45^\circ$  du point B au point E et finalement à  $\alpha = 45^\circ$  du point E au point F. Durant la première phase de l'essai, le cheminement de contrainte de l'essai R1 suit exactement celui de l'essai A0, lui aussi effectué à  $\alpha = 0^\circ$ . Au point B, lorsque la rotation de la direction des contraintes principales débute, la contrainte moyenne effective se met à diminuer (jusqu'au point E), bien que la contrainte moyenne totale demeure constante. La génération de pression interstitielle expliquant la différence entre les contraintes moyennes effective et totale est ainsi uniquement due à la rotation de la direction de chargement. Alors qu'une certaine anisotropie (inhérente) s'était créée lors de la consolidation, le changement graduel de direction de chargement (de  $\alpha = 0^\circ$  à  $\alpha = 45^\circ$ ) induit des déformations plastiques en détruisant la structure existante. Une fois la rotation des contraintes principales achevée (au point E), le chargement reprend à  $\alpha = 45^\circ$  en suivant exactement les traces de l'essai A4 s'étant effectué entièrement à  $\alpha = 45^\circ$ . Ainsi, la rotation de la direction des contraintes principales a modifié la structure s'étant établie lors de la consolidation à  $\alpha = 0^\circ$ , en induisant une anisotropie nouvelle, pour lui faire finalement prendre un arrangement vraisemblablement similaire à celui de l'essai s'étant déroulé à  $\alpha = 45^\circ$ .

L'essai R2 (partie B) de la Figure 3-4) a été effectué en suivant l'inverse de la séquence de l'essai R1 : d'abord à  $\alpha = 45^\circ$  du point D au point E, puis en rotation des contraintes principales de  $\alpha = 45^\circ$  à  $\alpha = 0^\circ$  du point E au point B et finalement à  $\alpha = 0^\circ$  du point B au point C. De nouveau, il est possible d'observer l'effet de l'anisotropie induite alors que le cheminement des contraintes suit initialement l'essai A4 ( $\alpha = 45^\circ$ ) pour finalement rejoindre l'essai A0 ( $\alpha = 0^\circ$ ) après rotation de la direction des contraintes principales du point E au point B. La rotation des contraintes principales modifie la structure s'étant initialement développée lors du chargement, en induisant des déformations plastiques (synonymes de génération de pression interstitielle), pour établir (ou induire) une nouvelle structure (ou anisotropie) sur un plan perpendiculaire à la direction de chargement. L'anisotropie induite se met donc en place grâce aux déformations ou contraintes appliquées sur le sable.

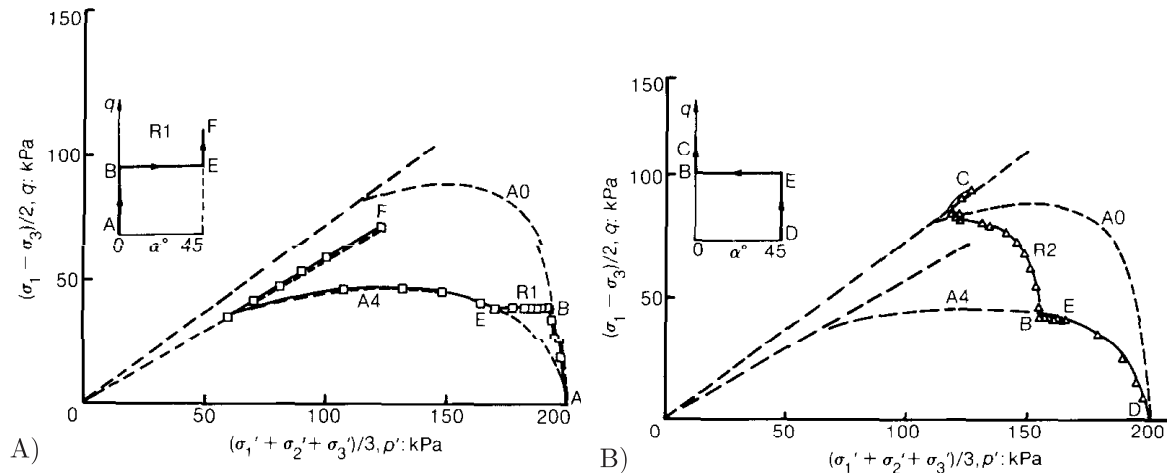


Figure 3-4. Essais de cisaillement non drainés sur cylindre creux en trois phases :  $\alpha$  constant, rotation de  $\alpha$ ,  $\alpha$  constant (Symes *et al.*, 1984)

### 3.2.3 Effet de la rotation de la direction des contraintes principales

Les essais de Symes *et al.* (1984) montrés à la Figure 3-4 comprenaient une séquence de rotation de la direction des contraintes principales, sans changement de contrainte déviatorique ou de contrainte moyenne totale. Ce type d'essai est très particulier et mérite que l'on s'y attarde davantage. En conditions drainées, un tel cheminement des contraintes ne serait finalement qu'un point stationnaire, engrangeant tout de même des déformations plastiques, tel que montré par Symes *et al.* (1988). Les résultats d'essais en trois phases similaires aux essais de Symes *et al.* (1984) sont montrés à la Figure 3-5. Les deux essais montrés ont été effectués à  $\alpha = 0^\circ$  jusqu'à une certaine contrainte déviatorique (point B pour l'essai LR1 et point C pour l'essai LR3), où la direction des contraintes principales a ensuite subi une rotation jusqu'à  $\alpha = 45^\circ$  (point F pour LR1 et point G pour LR3). Le chargement s'est finalement poursuivi jusqu'au point H pour les deux essais. Seule l'accumulation des déformations volumétriques est montrée à la Figure 3-5 puisque la contrainte déviatorique et la contrainte moyenne restent toutes deux constantes durant la rotation de la direction des contraintes principales.

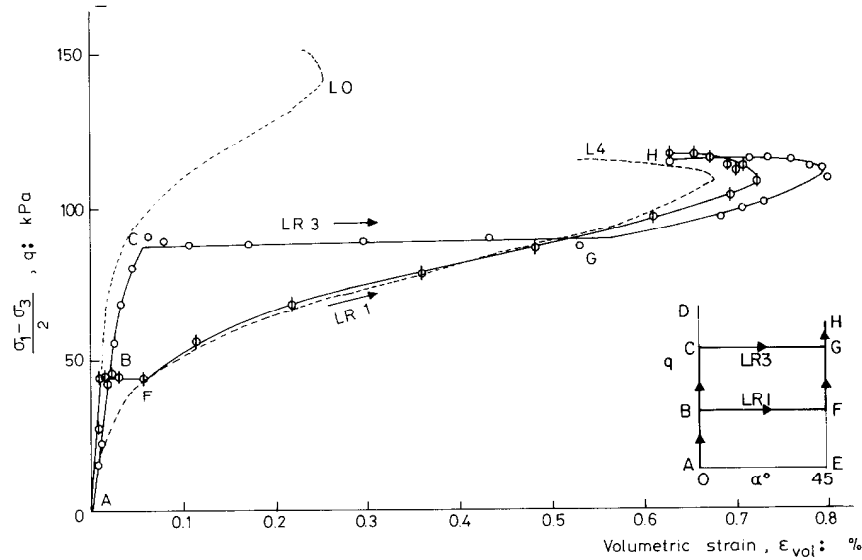


Figure 3-5. Essais de cisaillement drainés sur cylindre creux en trois phases :  $\alpha$  constant, rotation de  $\alpha$ ,  $\alpha$  constant (Symes *et al.*, 1988)

Les segments B-F (pour l'essai LR1) et, de manière plus apparente encore, C-G (pour l'essai LR3) montrent toute l'importance de l'effet de la rotation de la direction des contraintes principales en termes de déformation volumétrique. Alors que les invariants des contraintes demeurent constants, la rotation des contraintes principales mène à la génération de déformations plastiques. Il est aussi intéressant de noter sur la Figure 3-5 l'apparente similitude entre le profil contrainte-déformation de l'essai L4 (qui a été effectué à  $\alpha = 45^\circ$ ) et ceux des essais LR1 et LR3 lorsque ceux-ci atteignent finalement  $\alpha = 45^\circ$ , après la rotation de la direction des contraintes principales. De nouveau, la destruction de la structure des échantillons lors de la rotation des contraintes principales permet la mise en place d'une anisotropie induite qui saura mieux résister à la nouvelle direction de chargement appliquée à partir des points F et G (à  $\alpha = 45^\circ$ ).

D'autres auteurs, tels que Ishihara et Towhata (1983) et Towhata et Ishihara (1985), se sont aussi intéressés à l'effet déstabilisateur de la rotation de la direction des contraintes principales, dans le contexte des chargements cycliques cette fois. Ces derniers ont effectué des essais où  $\alpha$  variait de manière cyclique entre  $\alpha = 45^\circ$  et  $\alpha = -45^\circ$ , alors que les contraintes déviatorique et moyenne totale restaient constantes. Le cheminement des contraintes de l'un de ces essais est montré à la Figure 3-6. Lorsque la direction des contraintes augmente de  $\alpha = 0^\circ$  à  $\alpha = 45^\circ$  ou encore lorsqu'elle diminue de  $\alpha = 0^\circ$  à  $\alpha =$

–45°, des pressions interstitielles sont générées, symboles de la plasticité se développant au passage. Il est intéressant de noter que les phases de « déchargement » (alors que la direction des contraintes principales passe de  $\alpha = 45^\circ$  à  $\alpha = 0^\circ$  ou de  $\alpha = -45^\circ$  à  $\alpha = 0^\circ$ ) ne génèrent pas de surpressions interstitielles, suggérant peut-être un comportement élastique (du moins pour la partie de l'essai se déroulant entre  $\bar{\sigma}_m = 270\text{kPa}$  et  $\bar{\sigma}_m = 120\text{kPa}$ ).

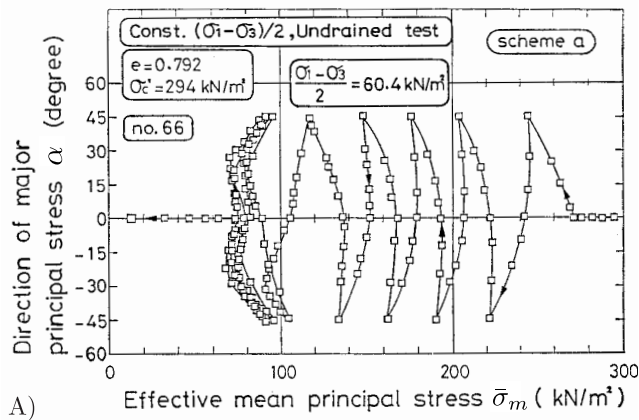


Figure 3-6. Essai de cisaillement non drainé sur cylindre creux avec rotation des contraintes principales (Towhata & Ishihara, 1985)

Ce comportement pourrait s'expliquer de nouveau avec les concepts d'anisotropie inhérente et anisotropie induite. Suite à la consolidation de l'échantillon, une anisotropie inhérente s'est développée, résistante face à une direction de chargement de  $\alpha = 0^\circ$ . Lorsque le chargement par rotation des contraintes principales débute, la déstructuration de cette anisotropie débute. Lorsque  $\alpha = 45^\circ$  est atteint, la rotation de la direction des contraintes principales est renversée pour retourner vers  $\alpha = 0^\circ$ . Ce retour de la direction de chargement vers la direction de consolidation ramène la structure interne du sol vers un état connu et donc plus stable (d'où l'absence de génération de pressions interstitielles durant cette phase du déchargement). L'anisotropie induite qui tentait donc de se développer en raison de la direction de chargement changeante ne parvient finalement pas à s'établir. Une fois  $\alpha = 0^\circ$  atteint, la rotation continue vers  $\alpha = -45^\circ$ , produisant une nouvelle phase de chargement similaire à celle préalablement décrite (vers  $\alpha = 45^\circ$ ).

Yang *et al.* (2007) ont quant à eux étudié le comportement du sable Toyoura lorsque soumis à une rotation en continu (toujours dans la même direction) de la direction des

contraintes principales. Les résultats de ces essais, en termes de génération de surpressions interstitielles, pour des ratios des contraintes principales de  $b = 0$ ,  $b = 0.5$  et  $b = 1$  sont montrés à la partie A) de la Figure 3-7. La rotation en continu de la direction des contraintes principales a pour effet une augmentation soutenue de la pression interstitielle au fil des cycles. Les essais à  $b = 0.5$  et  $b = 1$  atteignent éventuellement la rupture, alors que l'essai à  $b = 0$  a été arrêté avant que la rupture ne se produise (après 40 cycles). Le cheminement des contraintes pour l'essai effectué à  $b = 0.5$  est montré à la partie B) de la figure. L'accumulation des pressions interstitielles a finalement pour effet de diminuer la contrainte moyenne effective, ramollissant le sable jusqu'au point où l'importance des déformations encourues mène à la rupture.

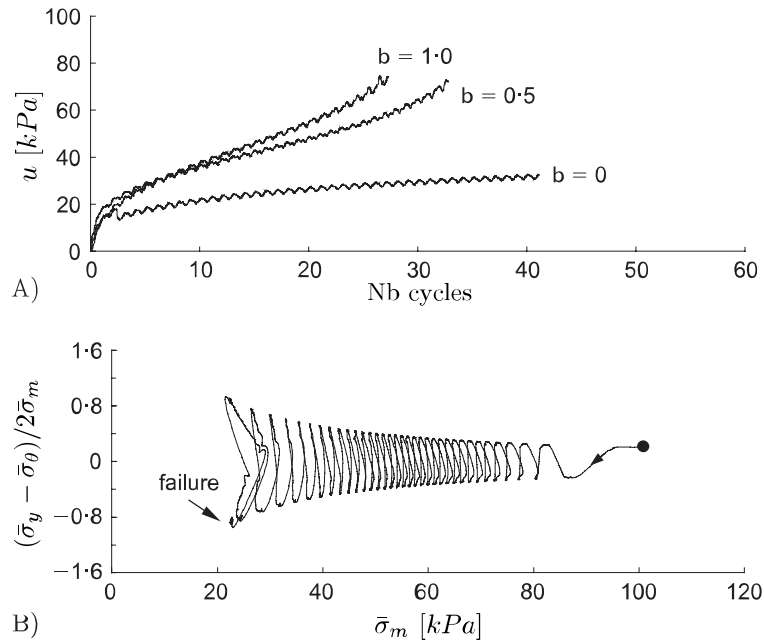


Figure 3-7. Essais de cisaillement non drainés sur cylindre creux avec rotation en continu de la direction des contraintes principales (modifié de Yang *et al.*, 2007)

### 3.2.4 Modélisation numérique par éléments discrets

Une percée plus récente dans la recherche portant sur l'anisotropie des sables s'est avérée possible grâce au développement de la modélisation numérique par éléments discrets (DEM). Contrairement aux techniques de modélisation par éléments finis ou par différences finies où l'on considère le domaine modélisé comme étant un milieu continu, la DEM s'attarde plutôt au comportement particulaire. Des particules discrètes y sont modélisées, permettant l'étude

de la dynamique des assemblages. Au fil des chargements, la structure se développant au sein des assemblages de particules peut être observée et quantifiée de différentes façons.

Li et Li (2009) ont modélisé le comportement de deux assemblages de particules, dont le processus de sédimentation variait lorsque soumis à un chargement à direction des contraintes contrôlée. Les cheminements des contraintes (parties A) et C) de la figure) et les comportements contrainte-déformation (parties B) et D) de la figure) sont montrés à la Figure 3-8. Pour le premier assemblage (parties A) et B) de la figure), la modélisation simulait la chute de particules de sable légèrement allongées au travers d'une colonne d'eau. Ce processus de sédimentation est analogue à celui se produisant lorsqu'un échantillon est assemblé en laboratoire par pluviation sous l'eau. En tombant au fond du domaine modélisé, les particules se plaçaient inévitablement à plat, créant ainsi une structure forte (anisotropie inhérente) perpendiculaire à la verticale. Lorsque chargé à  $\alpha = 0^\circ$  (courbe noire), cet assemblage a montré un comportement plus dilatant que lorsque chargé à  $\alpha = 90^\circ$ . Ces résultats corroborent les observations faites en laboratoire pour des essais à direction des contraintes contrôlée sur différents sables (voir notamment Uthayakumar & Vaid, 1998; Yoshimine *et al.*, 1998; Sivathayalan & Vaid, 2002).

Les particules du deuxième assemblage (parties C) et D) de la Figure 3-8) ont quant à elles été placées de manière aléatoire (position et orientation) dans le domaine modélisé, résultant donc en un échantillon isotrope. Les résultats des essais de cisaillement à direction des contraintes contrôlée montrent finalement des comportements à toute fin pratique identiques, peu importe la direction des contraintes appliquée ( $\alpha = 0^\circ$  en noir et  $\alpha = 90^\circ$  en rouge). La génération artificielle de cet échantillon isotrope a donc mené à une anisotropie inhérente inexistante.

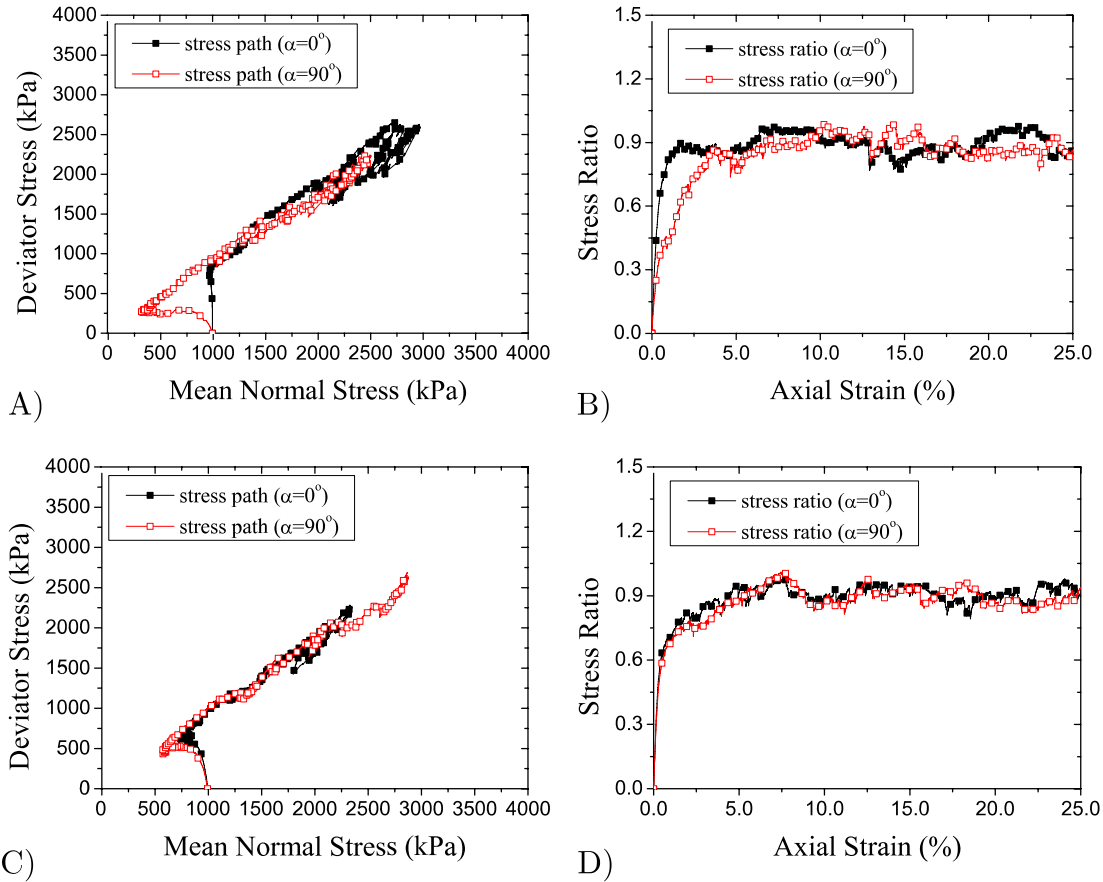


Figure 3-8. Modélisations DEM d'essais de cisaillement par torsion : A) & B) consolidation des particules sous leur poids propre ; C) & D) échantillon isotrope (modifié de Li & Li, 2009)

La modélisation par éléments discrets permet aussi de procéder à des chargements jusqu'à de très importantes déformations, permettant d'étudier l'évolution de la structure interne des échantillons durant le chargement. Alors que l'atteinte de l'état critique en laboratoire n'est possible que pour des conditions très particulières (limitées par des déformations axiales maximales permises d'environ 20% pour l'essai triaxial compression), la DEM permet d'outrepasser ces limitations. Theocharis *et al.* (2017) ont étudié le développement des chaînes de contact entre les grains d'assemblage de particules à différents stades de chargement. Ces résultats sont montrés à la Figure 3-9, où les traits les plus épais représentent les chaînes de force les plus sollicitées. La partie A) de la figure montre les chaînes de forces présentes pour un échantillon généré et consolidé isotropiquement. Aucune structure particulière n'y est apparente, l'agencement des chaînes de force semble aléatoire. Cet échantillon isotrope est ensuite chargé de manière biaxiale jusqu'à l'atteinte de l'état critique. Les chaînes de force à l'état critique sont montrées à la partie B) de la figure. On y voit une

structure très importante où les chaînes de force sont majoritairement orientées selon la verticale. Ainsi, bien que les déformations ayant mené à l'état critique soient très importantes, il semble faux de supposer que toute structure soit inexistante à l'état critique. Au contraire, selon ces modélisations DEM, l'anisotropie est très importante à l'état critique (aussi confirmé par les modélisations DEM de Masson & Martinez, 2001; Fu & Dafalias, 2011).

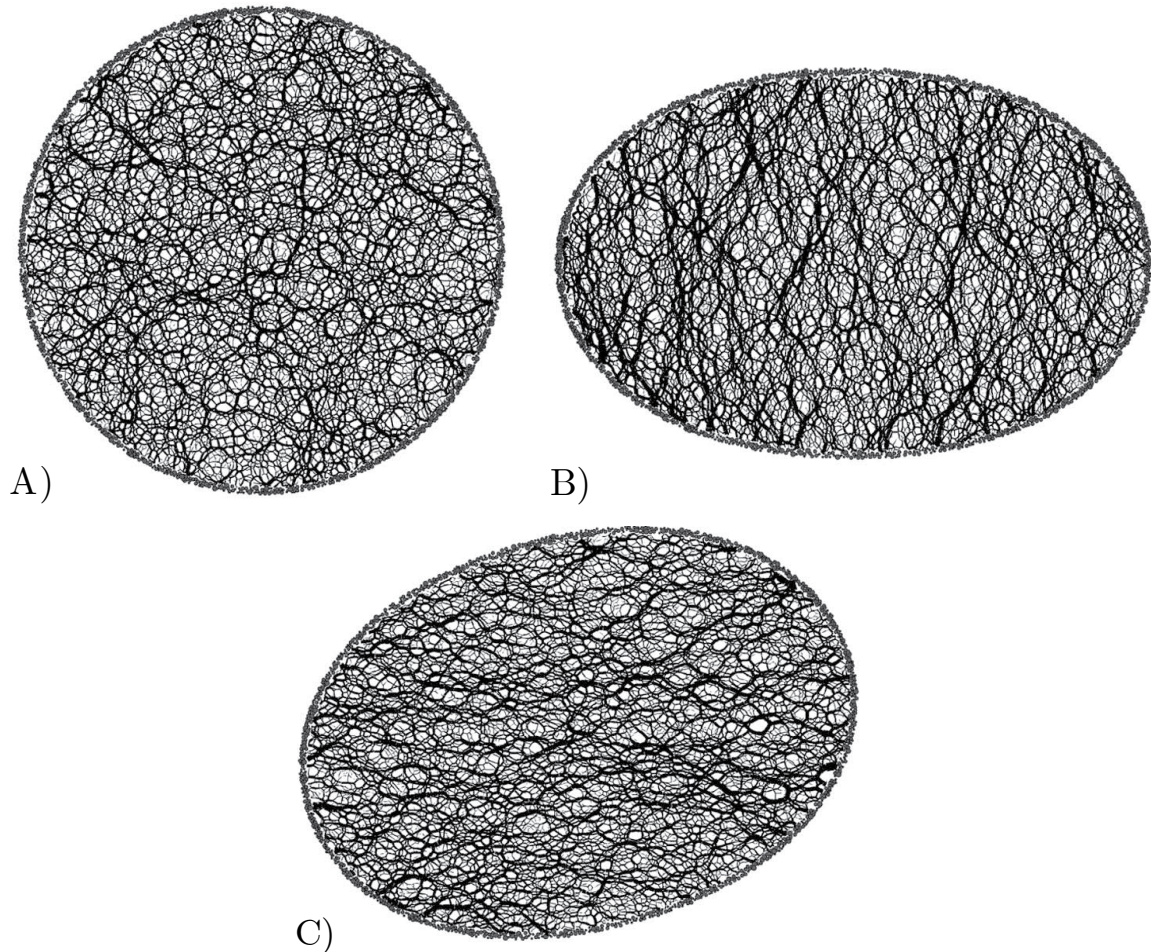


Figure 3-9. Chaînes de force de contact : A) après consolidation isotrope ; B) à l'atteinte de l'état critique après chargement biaxial ; C) après rotation de la direction des contraintes principales  $\alpha = 90^\circ$  (Theocharis *et al.*, 2017)

Finalement, à la partie C) de la Figure 3-9, une fois l'état critique atteint, la direction des contraintes principales est modifiée de façon à obtenir  $\alpha = 90^\circ$ . S'en suit alors de nouvelles déformations volumétriques (l'état critique est donc quitté) et une modification de l'arrangement des chaînes de forces aux contacts des particules. L'atteinte de l'état critique



en maintenant  $\alpha = 90^\circ$  se fera donc à un indice des vides différent de l'état critique précédemment obtenu pour  $\alpha = 0^\circ$ .

### 3.2.5 Modélisation constitutive de l'anisotropie des sols

Les approches de modélisation constitutive de l'anisotropie des sols sont très variées. Les premières lois de comportement développées, par exemple les modèles CamClay (Schofield & Wroth, 1968) ou Duncan et Chang (1970), étaient généralement isotropes afin de favoriser la simplicité des formulations. Certains de ces premiers modèles ont par la suite été révisés pour permettre la prise en compte de l'anisotropie des sols. Dafalias (1986a) a par exemple proposé une version revisitée de CamClay modifié, où une nouvelle formulation de la relation contrainte-dilatance était proposée, menant à une surface de plasticité dont la forme dépendait maintenant d'un paramètre d'anisotropie  $\alpha_a$ . Dans cette version anisotrope de CamClay, la valeur choisie pour  $\alpha_a$  a pour effet d'engendrer une modification de la forme de la surface de plasticité, tel que montré à la Figure 3-10. La sélection d'une valeur nulle pour  $\alpha_a$  entraîne le retour du modèle à sa version originale isotrope.

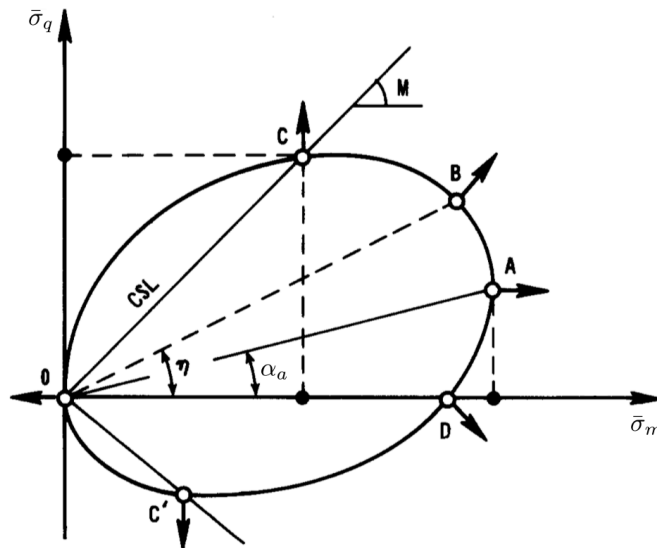


Figure 3-10. Version anisotrope de CamClay (modifié de Dafalias, 1986a)

Une autre approche consiste plutôt à redéfinir un critère de rupture afin d'y incorporer l'effet de l'anisotropie des sols. Cette méthode a été employée par Oda et Nakayama (1989), où le critère de plasticité de Drucker et Prager (1952) a été modifié pour y inclure l'effet de

l'anisotropie via un tenseur de second ordre représentant la direction d'arrangement des grains. L'inclusion d'un tenseur d'anisotropie au cœur de la définition d'une loi de comportement a aussi été effectuée avec succès par d'autres (voir notamment Dafalias *et al.*, 2004).

Les percées récentes dans l'étude de l'anisotropie des sables, notamment via la modélisation par éléments discrets, ont finalement mené à l'émergence de nouvelles théories du comportement des sols prenant en compte l'effet important de l'anisotropie. L'une d'elles est particulièrement élégante et facile d'implémentation dans une loi de comportement isotrope : la théorie de l'état critique anisotrope (Li & Dafalias, 2012). La prochaine section est entièrement dédiée à sa présentation en détail.

### 3.3 Théorie de l'état critique anisotrope

Les travaux des quinze dernières années portant sur l'anisotropie des sables de Dafalias et ses collaborateurs ont mené à la formulation de la théorie de l'état critique anisotrope (Li & Dafalias, 2012). Cette théorie est présentée comme étant une extension de la théorie de l'état critique, visant à en généraliser la formulation. Elle est notamment basée sur les travaux de modélisation par éléments discrets de Li et Li (2009). De nombreux articles prédécesseurs de cette théorie ont, au fil des ans, bâti les fondations de ce qu'allait devenir la théorie de l'état critique anisotrope (voir notamment Li & Dafalias, 2000, 2002; Dafalias *et al.*, 2004; Li & Dafalias, 2004; Fu & Dafalias, 2011).

Tel que vu précédemment, l'une des conséquences de l'anisotropie est un comportement des sables de plus en plus contractant à mesure que l'intensité de l'anisotropie augmente (ou, similairement, à mesure que la direction de chargement s'incline par rapport au plan de consolidation du sol). Afin de prédire le comportement en dilatance d'un sol, il est courant d'utiliser le paramètre d'état  $\psi$ , où un sol sera contractant si  $\psi > 0$  ou au contraire dilatant si  $\psi < 0$ . L'une des idées les plus importantes de la théorie de l'état critique anisotrope est d'influencer artificiellement la valeur du paramètre d'état, afin de prendre en compte le potentiel contractant amené par l'anisotropie. Plus l'anisotropie d'un sol est importante, plus le paramètre d'état sera revu à la hausse, menant ainsi à un comportement

plus contractant. Cette modification du paramètre d'état se fait par l'entremise du paramètre d'anisotropie  $\psi_A$  menant finalement, tel que montré à l'Équation 3.1, à la définition du paramètre de dilatance  $\zeta$ . Ce paramètre prend effectivement la place du paramètre d'état  $\psi$  dans les calculs et modélisations où ce dernier serait normalement utilisé.

$$\zeta = \psi - \psi_A \quad 3.1$$

Graphiquement (voir la Figure 3-11), la ligne d'état critique (CSL) subit une translation verticale apparente d'une valeur  $\psi_A$  pour devenir la ligne de dilatance (DSL). Rappelons que le paramètre d'état  $\psi$  se calcule comme étant la différence entre l'indice des vides actuel  $e$  et l'indice des vides projeté sur la ligne d'état critique  $e_c$  à la même contrainte moyenne. Similairement, le paramètre de dilatance se calcule comme étant la différence entre l'indice des vides actuel  $e$  et l'indice des vides projeté sur la ligne de dilatance  $e_d$  à la même contrainte moyenne. Au fil des déformations déviatoriques plastiques, le sol se dirige vers sa ligne de dilatance, de la même façon qu'un sol se dirige vers sa ligne d'état critique dans la théorie classique de la mécanique des sols à l'état critique. Au fil des déformations, la ligne de dilatance se dirige elle aussi vers la ligne d'état critique pour finalement ne faire plus qu'un avec elle une fois l'état critique atteint. À l'état critique, le paramètre d'état  $\psi$  et le paramètre de dilatance  $\zeta$  prennent ainsi la même valeur (zéro). Le paramètre de dilatance est calculé selon l'Équation 3.2, où  $e_A^{(8)}$  est une constante du modèle à calibrer et  $A$  est la variable d'anisotropie.

$$\psi_A = e_A (A - 1) \quad 3.2$$

L'intensité de la translation apparente subie par la ligne d'état critique pour devenir la ligne de dilatance est donc ultimement une fonction de la variable d'anisotropie  $A$ . Cette dernière est finalement le paramètre clé de la théorie de l'état critique anisotrope. Pour en saisir toute l'importance, il importe de revenir à la définition originale de l'état critique. Tel que mentionné au chapitre précédent, selon la théorie de l'état critique classique (Schofield &

---

<sup>8</sup>  $e_A$  est la variable choisie par Li et Dafalias (2012) pour représenter la constante responsable de la translation de la ligne d'état critique (CSL) vers la ligne de dilatance (DSL). Malgré les apparences peut-être trompeuses,  $e_A$  n'est pas un indice des vides, mais bien une constante.

Wroth, 1968), deux conditions sont nécessaires pour l'atteinte de l'état critique : le ratio des contraintes  $\eta$  et l'indice des vides  $e$  doivent tous deux atteindre leur valeur d'état critique (Équation 3.3).

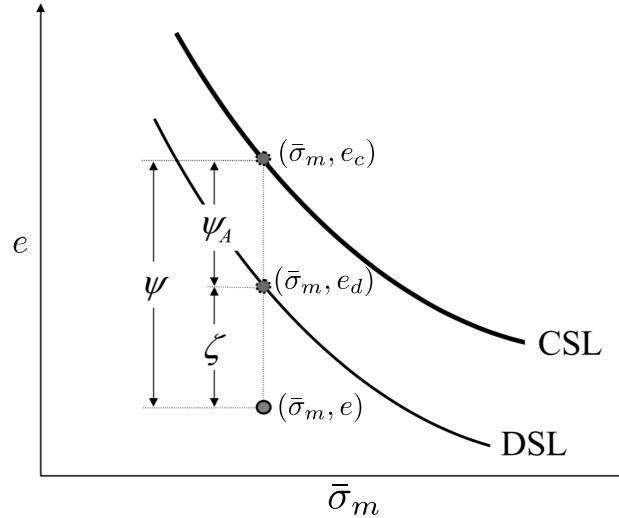


Figure 3-11. Paramètres de la théorie de l'état critique anisotrope (modifié de Li & Dafalias, 2012)

$$\eta = \eta_c = M, \quad e = e_c \quad 3.3$$

Li et Dafalias (2012) proposent d'ajouter une troisième condition nécessaire pour l'atteinte de l'état critique : la variable d'anisotropie  $A$  doit atteindre sa valeur d'état critique, normalisée à l'unité. L'Équation 3.3 définissant l'atteinte de l'état critique doit donc être étendue et devient l'Équation 3.4.

$$\eta = \eta_c = M, \quad e = e_c, \quad A = A_c = 1 \quad 3.4$$

### 3.3.1 Détails mathématiques de la théorie de l'état critique anisotrope

La variable d'anisotropie  $A$  ( $-1 < A < 1$ ) est définie par l'Équation 3.5, où  $\mathbf{F}^{(9)}$  est le tenseur d'anisotropie et  $\mathbf{n}$  est le tenseur de direction du chargement. L'opérateur « : » dénote la trace (somme de la diagonale) du produit des deux tenseurs. La formulation du tenseur

<sup>9</sup> Dans le présent ouvrage, les tenseurs sont en gras et les scalaires sont en italique. Ainsi,  $\mathbf{F}$  est un tenseur et  $F$  est un scalaire.

d'anisotropie  $\mathbf{F}$  utilisée par Li et Dafalias (2012) provient en fait des travaux de modélisation DEM de Li et Li (2009). Ainsi, l'état critique ne peut être obtenu que lorsque  $A = 1$  (et que les deux autres conditions « originales » de l'Équation 3.3 sont aussi respectées). Tel qu'indiqué à l'Équation 3.5,  $A = 1$  sera atteint lorsque le produit des tenseurs d'anisotropie  $\mathbf{F}$  et de direction du chargement  $\mathbf{n}$  égalera l'unité.

$$A = \mathbf{F} : \mathbf{n} \quad 3.5$$

Le tenseur d'anisotropie  $\mathbf{F}$  peut être décomposé selon sa norme  $F$  ( $F \geq 0$ ) et son tenseur de direction  $\mathbf{n}_F$  (Équation 3.6).  $F$  représente l'intensité de l'anisotropie.  $F = 0$  représente le cas limite où le sol est isotrope. À l'opposé,  $F = 1$  représente le cas limite d'un sol où l'anisotropie est maximale (à l'état critique  $F = 1$ ).  $F$  prend une valeur initiale  $F_0$  suite à la consolidation (invariant du modèle à déterminer). Tel que son nom l'indique, le tenseur de direction de l'anisotropie  $\mathbf{n}_F$  représente la direction dans laquelle la structure est orientée.

$$\mathbf{F} = F \mathbf{n}_F \quad 3.6$$

La mesure d'orientation relative entre les tenseurs  $\mathbf{n}_F$  et  $\mathbf{n}$  est caractérisée par la variable  $N_A^{(10)}$  ( $-1 < N_A < 1$ ) selon l'Équation 3.7. En d'autres mots,  $N_A$  est la différence relative entre la direction de l'anisotropie  $\mathbf{n}_F$  et la direction de chargement  $\mathbf{n}$ . Lorsque les deux directions sont alignées,  $N_A = 1$ . Lorsque les deux directions sont diamétralement opposées,  $N_A = -1$ . Les cas intermédiaires sont calculés selon la trace du produit des deux tenseurs.

$$N_A = \mathbf{n}_F : \mathbf{n} \quad 3.7$$

De manière générale, la direction de chargement  $\mathbf{n}$  est un tenseur de norme unitaire représentant le chargement déviatorique, tel qu'indiqué à l'Équation 3.8, où  $\mathbf{s}$  est le tenseur de contrainte déviatorique et  $\|\mathbf{s}\|$  est le déterminant de ce tenseur.

---

<sup>10</sup> Li et Dafalias (2012) utilisent la variable  $N$  pour caractériser l'orientation relative de l'anisotropie. Puisque la variable  $N$  est aussi utilisée dans la formulation de NorSand, la variable  $N_A$  est plutôt utilisée dans cet ouvrage pour caractériser la direction relative de l'anisotropie et ainsi éviter toute confusion.

$$\mathbf{n} = \frac{\mathbf{s}}{\|\mathbf{s}\|} \quad 3.8$$

Lorsque la direction de chargement est orientée selon la direction des contraintes principales,  $\mathbf{n}$  peut simplement se définir selon l'Équation 3.9, où  $b$  est le ratio des contraintes principales (identité du troisième invariant des contraintes, l'angle Lode  $\theta$ ).

$$\mathbf{n} = \frac{1}{\sqrt{6(b^2 - b + 1)}} \begin{bmatrix} 2 - b & 0 & 0 \\ 0 & 2b - 1 & 0 \\ 0 & 0 & -b - 1 \end{bmatrix} \quad 3.9$$

Généralement, le sol sédimente de haut en bas en conditions s'apparentant aux conditions triaxiales compression. Pour ce cas simple, le tenseur de direction de l'anisotropie  $\mathbf{n}_F$  est défini similairement à  $\mathbf{n}$  avec  $b = 0$ , selon l'Équation 3.10.

$$\mathbf{n}_F = \begin{bmatrix} 2/\sqrt{6} & 0 & 0 \\ 0 & -1/\sqrt{6} & 0 \\ 0 & 0 & -1/\sqrt{6} \end{bmatrix} \quad 3.10$$

Lorsque la direction des contraintes principales ne correspond pas aux axes vertical et horizontal, le tenseur de direction du chargement  $\mathbf{n}$  doit être transformé selon l'Équation 3.11 pour prendre en compte la direction des contraintes principales  $\alpha$ .

$$\bar{\mathbf{n}} = \mathbf{a}\mathbf{n}\mathbf{a}^T \quad 3.11$$

À l'Équation 3.11,  $\bar{\mathbf{n}}$  est le tenseur de direction nouvellement orienté et  $\mathbf{a}$  est la matrice de transformation vers le nouveau système de coordonnées prenant en compte la direction des contraintes principales  $\alpha$  (Équation 3.12).

$$\mathbf{a} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & 0 & \sin \alpha \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin \alpha & 0 & \cos \alpha \end{bmatrix} \quad 3.12$$

L'équation générale pour définir la direction de chargement  $\mathbf{n}$ , prenant en compte la direction des contraintes principales, est finalement montrée à l'Équation 3.13.

$$\mathbf{n} = \frac{1}{\sqrt{6(b^2 - b + 1)}} \begin{bmatrix} 3 \cos^2 \alpha - 1 - b & 0 & -3 \cos \alpha \sin \alpha \\ 0 & 2b - 1 & 0 \\ -3 \cos \alpha \sin \alpha & 0 & -3 \cos^2 \alpha + 2 - b \end{bmatrix} \quad 3.13$$

Une fois la direction relative de l'anisotropie  $N_A$  déterminée, la variable d'anisotropie  $A$  peut être exprimée comme étant le produit de l'intensité de l'anisotropie  $F$  et de la direction relative de l'anisotropie  $N_A$  (Équation 3.14).

$$A = \mathbf{F} : \mathbf{n} = F \mathbf{n}_F : \mathbf{n} = FN_A \quad 3.14$$

La variable d'anisotropie  $A$  évolue donc en fonction de l'évolution de  $F$  et  $N_A$ . À mesure que le chargement progresse, la variable d'anisotropie  $A$  tend vers 1 en raison de l'alignement du tenseur de direction de l'anisotropie  $\mathbf{n}_F$  avec le tenseur de direction du chargement  $\mathbf{n}$ . Le tenseur d'anisotropie  $\mathbf{F}$  évolue selon l'équation 3.15, où  $\dot{F}$  est le changement de l'intensité de l'anisotropie et  $\dot{\mathbf{n}}_F$  est le changement de l'orientation du tenseur de l'anisotropie.

$$\dot{\mathbf{F}} = \dot{F} \mathbf{n}_F + F \dot{\mathbf{n}}_F \quad 3.15$$

L'intensité de l'anisotropie évolue lors du chargement selon l'Équation 3.16<sup>(11)</sup>, où  $c$  et  $r$ <sup>(12)</sup> sont des paramètres du modèle à calibrer, l'opérateur  $\langle \rangle$  représente les parenthèses de Macaulay (assurant que si  $\lambda^p < 0$ ,  $\langle \lambda^p \rangle = 0$  et si  $\lambda^p > 0$ ,  $\langle \lambda^p \rangle = \lambda^p$ ) et  $\lambda^p$  est le multiplicateur plastique (égal à  $\dot{\epsilon}_q^p$  pour NorSand). En d'autres termes, l'évolution de

<sup>11</sup> Dans Li et Dafalias (2012), les Équations 3.16 et 3.17 comprennent toutes deux un ensemble de termes de second ordre multiplié par le paramètre  $\chi_A$  (originellement dénoté par la variable  $\chi$  par Li et Dafalias, 2012). Les auteurs proposent de fixer  $\chi_A = 0$ , rendant ainsi inopérants les termes de second ordre. La même proposition est retenue dans le présent ouvrage. Les termes de second ordre ont été omis pour alléger le texte.

<sup>12</sup> Par simplicité, le paramètre  $r$  est fixé à  $r = 1$  par Li et Dafalias (2012). L'effet d'un paramètre  $r \neq 1$  est jugé de second ordre par ces auteurs. La même proposition est retenue dans cet ouvrage afin de simplifier l'implémentation dans NorSand.

l'intensité de l'anisotropie est dictée par la génération de déformations déviatoriques plastiques.

$$\dot{F} = \langle \lambda^p \rangle_c (N - rF) \quad 3.16$$

De manière similaire, le tenseur d'orientation de l'anisotropie évolue lui aussi au rythme de la génération des déformations déviatoriques plastiques (Équation 3.17<sup>(11)</sup>).

$$\dot{\mathbf{n}}_F = \langle \lambda^p \rangle \frac{c}{F} (\mathbf{n} - N\mathbf{n}_F) \quad 3.17$$

### 3.3.2 Résumé du fonctionnement de la théorie de l'état critique anisotrope

La variable d'anisotropie  $A$  dicte la translation apparente de la ligne d'état critique par l'intermédiaire du paramètre d'anisotropie  $\psi_A$ , lequel permet ensuite de calculer le paramètre de dilatance  $\zeta$  (qui reprend le rôle du paramètre d'état  $\psi$  pour la prédiction du comportement en dilatance des sols). L'atteinte de  $A = 1$  est une nouvelle condition nécessaire à l'atteinte de l'état critique. L'évolution de la variable d'anisotropie  $A$  est dictée par l'évolution de l'intensité de l'anisotropie  $F$  et par l'évolution de la direction relative du chargement par rapport à l'orientation de l'anisotropie  $N_A$ . La variable interne  $A$  influence donc en profondeur la réponse obtenue de par son action sur le paramètre de dilatance qui, à son tour, dicte le caractère dilatant ou contractant du comportement du sol.

À l'état critique,  $A = 1$  puisque  $F = 1$  et  $N_A = 1$ . Chacune de ces conditions reflète les observations faites précédemment grâce à la DEM : à l'état critique, l'anisotropie est maximale, donc  $F = 1$  (voir par exemple Li & Li, 2009) ; à l'état critique, la direction du tenseur de l'anisotropie coïncide avec la direction de chargement, donc  $N_A = 1$  (voir notamment Theocharis *et al.*, 2017). Lorsqu'un sol se trouve à son état critique, une modification de la direction de chargement entraînera  $N_A \neq 1$  (puisque la direction du tenseur de l'anisotropie demeure la même et ne coïncidera nécessairement plus avec la nouvelle direction du chargement), ce qui entraînera aussi  $A \neq 1$ . En d'autres mots, une



modification de la direction de chargement engendrera un départ de l'état critique. De nouvelles déformations volumétriques plastiques seront nécessaires pour réaligner la direction du tenseur d'anisotropie avec la nouvelle direction de chargement et ainsi atteindre de nouveau l'état critique (tel que montré par Theocharis *et al.*, 2017).

Cinq paramètres doivent être déterminés pour implémenter la théorie de l'état critique anisotrope dans une loi de comportement. De ces cinq paramètres, deux peuvent être prédéterminés à des fins de simplicité, de manière à éliminer une certaine complexité régissant des termes de second ordre (Li & Dafalias, 2012). Ainsi, il est considéré que  $\chi_A = 0$  et  $r = 1$  en tout temps. Deux des trois paramètres restants doivent être calibrés ( $e_A$  et  $c$ ). Le dernier,  $F_0$ , est finalement une mesure de l'anisotropie initiale de l'assemblage de particules à l'étude. Ce paramètre peut donc être considéré comme une mesure initiale, au même titre que l'indice des vides ou la surconsolidation.

Un attrait important de la théorie de l'état critique anisotrope est qu'elle peut facilement être implémentée dans une loi de comportement basée sur la théorie de l'état critique, telle que NorSand. La prochaine section de ce chapitre est dédiée à l'implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope dans NorSand.

### 3.4 NorSand anisotrope

À la connaissance de l'auteur, il n'existe aucune version anisotrope de la loi de comportement NorSand. Les équations de base régissant NorSand considèrent l'isotropie afin d'en simplifier la formulation. Jefferies et Been (2015) considèrent même que la prédiction du comportement des sols idéaux isotropes est un défi suffisamment important en soi. Tenter de prendre en compte les effets de l'anisotropie ne viendrait qu'amener une difficulté supplémentaire à un problème qui en comporte déjà amplement. Dans une certaine mesure, ils ont raison. La surabondance de lois de comportement diverses, fondées sur des principes différents, tend à démontrer le manque de consensus régnant au sein de la communauté scientifique en ce qui a trait à la compréhension des fondements du comportement des sols et à leur modélisation constitutive.

Par contre, tel qu'il a été démontré au chapitre précédent, le cas particulier de la modélisation du comportement des sables sous conditions de cisaillement simple, statique et cyclique, semble être hors de la portée de NorSand, du moins dans sa formulation actuelle. Le rôle important que jouent la direction des contraintes principales  $\alpha$  et le ratio des contraintes principales  $b$  n'est pas pris en compte par NorSand. Les modélisations NorSand d'essais de cisaillement à différentes valeurs de  $\alpha$  et/ou  $b$  ont révélé que l'absence de considération des effets de l'anisotropie, inhérente et induite, mène NorSand à prédire des comportements dilatants même lorsque des comportements contractants sont observés en laboratoire.

Afin d'améliorer la performance de NorSand pour la modélisation du comportement des sables sous conditions de cisaillement simple, il est proposé d'y implémenter une dépendance aux effets de l'anisotropie, via la théorie de l'état critique anisotrope. Les raisons qui motivent cette approche sont diverses. Notamment, la théorie de l'état critique anisotrope partage les mêmes bases fondamentales que NorSand (la théorie de l'état critique), menant à une compatibilité naturelle entre les deux modèles, et donc à une implémentation simplifiée. De plus, les travaux de Dafalias et ses collaborateurs portant sur l'anisotropie des sols s'échelonnant sur près de vingt ans, la proposition de Li et Dafalias (2012) représente en quelque sorte une agrégation ultime de multiples aspects de leurs travaux. Ces travaux incorporent notamment les concepts d'anisotropies inhérente et induite, généralement reconnus comme étant fondamentaux à toute description de l'anisotropie des sols (Wong & Arthur, 1985; Oda & Nakayama, 1989; Hoque & Tatsuoka, 1998). Finalement, la théorie de l'état critique anisotrope a été implémentée avec succès par d'autres auteurs dans des lois de comportement existantes (voir notamment Gao *et al.*, 2014; Petalas *et al.*, 2019), démontrant bien les capacités adaptatives qu'offre cette approche.

### **3.4.1 Implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope dans NorSand**

L'implémentation d'une composante anisotrope dans NorSand devrait techniquement nécessiter une réécriture des bases de la loi de comportement, notamment en ce qui a trait à la forme de sa surface de plasticité. Si ce travail était entamé, il en résulterait finalement une

loi de comportement très différente de l'originale. Il existe par contre une autre option. Tel que vu précédemment, la théorie de l'état critique anisotrope comporte un avantage important : il est possible de l'implémenter à toute loi de comportement déjà bâtie sur les assises de la mécanique des sols à l'état critique. Son implémentation à l'intérieur d'un modèle existant ne nécessite en fait que quelques additions relativement faciles à exécuter. L'implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope dans NorSand nécessite les modifications suivantes :

- Détermination des paramètres d'entrée reliés à l'anisotropie :
  - $F_0$
  - $c$
  - $e_A$
- À l'intérieur des boucles de calcul, mise à jour des paramètres d'anisotropie en fonction des valeurs actuelles de la direction  $\alpha$  et du ratio  $b$  des contraintes principales, ainsi que de l'incrément de déformations déviatoriques plastiques  $\dot{\epsilon}_q^p$  :
  - $\dot{F} = f(\dot{\epsilon}_q^p, [\dots]) \rightarrow F$ 
    - Calcul de l'incrément de l'intensité de l'anisotropie  $F$ , qui dépend entre autres de  $\dot{\epsilon}_q^p$  (voir l'Équation 3.16), puis mise à jour de  $F$ .
  - $\dot{\mathbf{n}}_F = f(\dot{\epsilon}_q^p, [\dots]) \rightarrow \mathbf{n}_F$ 
    - Calcul de l'incrément du tenseur d'orientation de l'anisotropie  $\mathbf{n}_F$ , qui dépend entre autres de  $\dot{\epsilon}_q^p$  (voir l'Équation 3.17), puis mise à jour de  $\mathbf{n}_F$ .
  - $\mathbf{n} = f(\alpha, b)$ 
    - Actualisation du tenseur de direction du chargement  $\mathbf{n}$ , qui dépend de la direction  $\alpha$  et du ratio  $b$  des contraintes principales (voir l'Équation 3.13).
  - $N_A = f(\mathbf{n}_F, \mathbf{n})$

- Actualisation de la direction relative de l'anisotropie  $N_A$ , qui dépend des tenseurs de direction de l'anisotropie  $\mathbf{n}_F$  et de direction du chargement  $\mathbf{n}$  (voir l'Équation 3.7).
- o  $A = f(F, N_A)$ 
  - Actualisation de la variable d'anisotropie  $A$ , qui dépend de l'intensité de l'anisotropie  $F$  et de la direction relative de l'anisotropie  $N_A$  (voir l'Équation 3.14).
- o  $\psi_A = f(A, [\dots])$ 
  - Calcul du paramètre d'anisotropie  $\psi_A$ , qui dépend entre autres de la variable d'anisotropie  $A$  (voir l'Équation 3.2).
- o  $\zeta = f(\psi, \psi_A)$ 
  - Calcul du paramètre de dilatance  $\zeta$ , qui dépend du paramètre d'état  $\psi$  et du paramètre d'anisotropie  $\psi_A$  (voir l'Équation 3.1).
- À l'intérieur des boucles de calcul, calcul des variables de NorSand utilisant normalement le paramètre d'état  $\psi$ , en le substituant plutôt par le paramètre de dilatance  $\zeta$  (plusieurs autres variables utilisent indirectement le paramètre de dilatance via la dilatance plastique maximale  $D_{min}^p$  ou le ratio d'état critique à la condition image  $M_i$ , les plus importants sont listés ci-dessous).
  - o  $D_{min}^p = f(\zeta, [\dots])$ 
    - Calcul de la dilatance plastique maximale  $D_{min}^p$ , qui dépend entre autres du paramètre de dilatance  $\zeta$  (voir l'Équation 2.25)
  - o  $M_i = f(D_{min}^p, b, [\dots])$ 
    - Calcul du ratio d'état critique à la condition image  $M_i$ , qui dépend entre autres de la dilatance maximale  $D_{min}^p$  et du ratio des contraintes principales  $b$  (voir l'Équation 2.24)
  - o  $D^p = f(M_i, [\dots])$ 
    - Calcul de la dilatance plastique  $D_p$ , qui dépend entre autres du ratio d'état critique à la condition image  $M_i$  (voir l'Équation 2.23)
  - o  $f = f(M_i, [\dots])$

- Calcul de la surface de plasticité  $f$ , qui dépend entre autres du ratio d'état critique à la condition image  $M_i$  (voir l'Équation 2.28)
- o  $\dot{\bar{\sigma}}_{m,i}/\bar{\sigma}_m = f(M_i, D_{min}^p, [\dots])$
- Calcul de la règle d'écroûissage  $\dot{\bar{\sigma}}_{m,i}/\bar{\sigma}_m$ , qui dépend entre autres du ratio d'état critique à la condition image  $M_i$  et de la dilataance plastique maximale  $D_{min}^p$  (voir l'Équation 2.30)

En résumé, l'implémentation de la théorie de l'état critique dans NorSand nécessite la détermination de trois paramètres d'entrée supplémentaires et le calcul de sept variables internes propres à l'anisotropie. Le paramètre de dilataance  $\zeta$  remplace finalement le paramètre d'état  $\psi$  pour le calcul de la dilataance plastique maximale  $D_{min}^p$ , ce qui a ensuite des répercussions sur plusieurs autres variables internes de NorSand. L'effet cumulatif de ces calculs est généralement un ramollissement de la réponse prédite lorsque des conditions autres que  $\alpha = 0^\circ$  et  $b = 0$  sont modélisées.

### Commentaires sur les paramètres d'entrée reliés à l'anisotropie

Des trois paramètres d'entrée à déterminer pour le fonctionnement de la théorie de l'état critique anisotrope, seule l'intensité initiale de l'anisotropie  $F_0$  constitue un paramètre mesurable. Les deux autres paramètres,  $c$  et  $e_A$ , sont des constantes à déterminer par essai-erreur en comparant les modélisations obtenues aux essais de laboratoire correspondants. L'intensité initiale de l'anisotropie  $F_0$  peut être déterminée par simulation DEM d'assemblages utilisant des formes de particules analogues à celles du sable auquel les modélisations devront correspondre. La méthode à suivre pour y arriver est décrite en détail par Li et Li (2009).

Différents auteurs ont utilisé la théorie de l'état critique anisotrope pour modéliser le comportement anisotrope des sols, dont Li et Dafalias (2012) et Gao et al. (2014). Les valeurs proposées par ceux-ci pour les paramètres d'entrée à définir sont indiquées au Tableau 3-1.

Tableau 3-1. Paramètres d'entrée de la théorie de l'état critique anisotrope proposés dans la littérature

Paramètres	Sable Toyoura		Sable Fraser River
	(Gao <i>et al.</i> , 2014)	(Li & Dafalias, 2012)	(Gao <i>et al.</i> , 2014)
$F_0$	0.45	0.4	0.45
$c$	5.7	5.7	5.8
$e_A$	0.10	0.094	0.11

Il est intéressant de remarquer la similitude des paramètres d'entrée proposés par ces auteurs, notamment entre le sable Toyoura et le sable Fraser River. Afin d'alléger le processus de sélection des paramètres d'entrée, il est proposé, pour le présent ouvrage, de fixer les paramètres d'entrée aux valeurs indiquées au Tableau 3-2. Paramètres d'entrée de la théorie de l'état critique anisotrope choisis, tant pour le sable Toyoura que pour le sable Fraser River.

Tableau 3-2. Paramètres d'entrée de la théorie de l'état critique anisotrope choisis

Paramètres	Sable Toyoura & Sable Fraser
$F_0$	0.45
$c$	5.7
$e_A$	0.10

De manière à mesurer l'apport de l'implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope dans NorSand, certaines modélisations réalisées grâce à NorSand isotrope, présentées au Chapitre 2, sont revisitées dans les sections suivantes.

### 3.4.2 Modélisation d'essais de cisaillement sur cylindre creux

L'intérêt principal de l'implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope dans NorSand est de créer une dépendance du modèle envers la direction  $\alpha$  et le ratio  $b$  des contraintes principales de manière à correctement prendre en compte les effets de l'anisotropie lorsque le type de chargement varie (comme lors du cisaillement simple). Deux exemples d'essais à direction et ratio des contraintes principales fixés sont d'abord présentés afin d'exposer le fonctionnement de cette nouvelle version de NorSand comprenant la théorie de l'état critique anisotrope (dorénavant appelée « NorSand anisotrope »). Les essais de

cisaillement sur cylindre creux à direction des contraintes principales variables et à ratio des contraintes variables présentés au chapitre précédent sont ensuite revisités. Les modélisations utilisant NorSand anisotrope sont comparées aux modélisations NorSand précédemment présentées (cette version originale de NorSand est dorénavant appelée « NorSand isotrope » dans ce chapitre) ainsi qu'aux essais de laboratoire correspondants disponibles dans la littérature. Rappelons que les indices des vides des essais de laboratoire utilisés sont listés au chapitre précédent.

### Exemples de fonctionnement de NorSand anisotrope

Un premier exemple de modélisation utilisant NorSand anisotrope est montré à la Figure 3-12 pour un essai de cisaillement non drainé où la direction des contraintes principales  $\alpha = 0^\circ$  et le ratio des contraintes principales  $b = 0$  demeurent fixes. Ces conditions d'essai correspondent à celles d'un essai triaxial compression, effectué à l'aide de l'appareil de cisaillement sur cylindre creux. Le cheminement des contraintes et le comportement contrainte-déformation sont montrés aux parties A) et B) de la figure respectivement. Tel qu'attendu, le comportement est plutôt dilatant, le paramètre d'état au début de l'essai étant d'environ  $\psi = -0.07$ . Les trois variables importantes contrôlant le comportement anisotrope sont montrées à la partie C)<sup>(13)</sup> de la figure, soit la variable d'anisotropie  $A$ , l'intensité de l'anisotropie  $F$  et la direction relative de l'anisotropie  $N_A$ . Cette dernière variable prend une valeur unitaire tout au long de l'essai. En effet, cet essai reproduit des conditions de mise en place analogues à la pluviométrie humide. Les particules de sol sédimentant de haut en bas ( $\alpha = 0^\circ$ ) dans des conditions de contraintes axisymétriques ( $\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_3$ , donc  $b = 0$ ), le tenseur de direction de l'anisotropie  $\mathbf{n}_F$  est finalement égal au tenseur de direction de chargement  $\mathbf{n}$ , où  $\alpha = 0^\circ$  et  $b = 0$  aussi. Le résultat net de ces deux tenseurs égaux est une direction relative de l'anisotropie  $N_A$  unitaire. Hypothétiquement, le cas inverse d'un chargement triaxial extension (où les conditions de sédimentation resteraient les mêmes avec  $\alpha = 0^\circ$  et  $b = 0$ , mais où le chargement se ferait à  $\alpha = 90^\circ$  et  $b = 1$ ) mènerait à une direction relative de l'anisotropie de  $N_A = -1$ . Tel que mentionné plus haut, l'intensité initiale de l'anisotropie

---

<sup>13</sup> À noter que les parties C) et D) de la Figure 3-12 à la Figure 3-15 montrent des déformations très élevées de manière à bien saisir l'évolution des variables et des paramètres d'anisotropie au fil de déformations.

est fixée à  $F = 0.45$ , ce qui mène à une valeur initiale de la variable d'anisotropie  $A = 0.45$  (puisque  $A = FN_A$ ). Puisque  $N_A$  reste constant tout au long de l'essai, la variable d'anisotropie  $A$  évoluera finalement au rythme de l'évolution de l'intensité de l'anisotropie  $F$ . Tel que précédemment montré à l'Équation 3.16,  $F$  se dirige vers l'unité (où l'anisotropie est maximale, à l'état critique) au fil de l'accumulation des déformations déviatoriques plastiques durant le cisaillement.

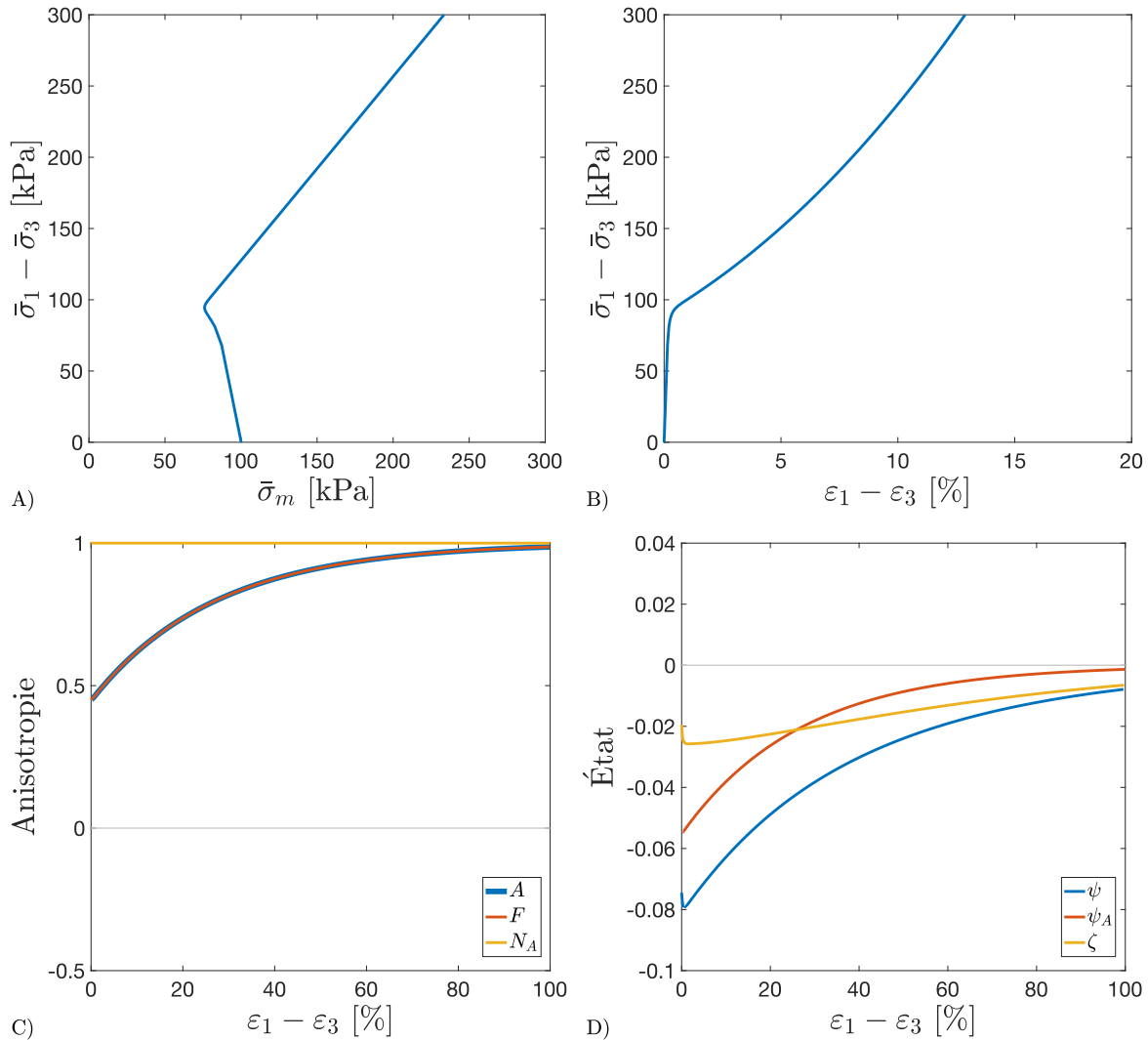


Figure 3-12. NorSand anisotrope – Cisaillement non drainé à direction et ratio des contraintes principales fixes –  $\alpha = 0^\circ$  –  $b = 0$  –  $e = 0.821$  – Sable Toyoura

La valeur de la variable d'anisotropie  $A$  est finalement utilisée pour calculer le paramètre d'anisotropie  $\psi_A$  selon l'Équation 3.2. Le paramètre d'anisotropie  $\psi_A$  est soustrait au



paramètre d'état  $\psi$  pour finalement obtenir le paramètre de dilatance  $\zeta$  qui sera utilisé dans les calculs de NorSand anisotrope, tel que présenté précédemment. L'évolution de ces trois paramètres est montrée à la partie D) de la figure. Initialement, le paramètre d'anisotropie  $\psi_A$  prend une valeur relativement faible (négative), puisque la valeur de la variable d'anisotropie est relativement faible<sup>14</sup> ( $A = 0.45$ ). Ceci résulte donc en une translation d'importance moyenne du paramètre d'état  $\psi$  vers le paramètre de dilatance  $\zeta$  (au début de l'essai  $\psi = -0.07$  alors que  $\zeta = -0.02$ ). Puisque le paramètre de dilatance demeure tout de même négatif tout au long de l'essai, le comportement prédit demeure assez dilatant. Alors que les déformations progressent au cours de l'essai, l'intensité de l'anisotropie s'approche de l'unité et, par ricochet, la variable d'anisotropie aussi. Il en résulte donc que le paramètre de dilatance  $\zeta$  s'approche du paramètre d'état  $\psi$ , puisque le paramètre d'anisotropie  $\psi_A$  tend vers zéro.

Les résultats de modélisation d'un essai à  $\alpha = 60^\circ$  et  $b = 0.5$  sont montrés à la Figure 3-13. Cette fois, le comportement modélisé est initialement contractant pour ensuite devenir dilatant à environ  $\varepsilon_1 - \varepsilon_3 = 10\%$ . De nouveau, l'intensité de l'anisotropie est initialement de  $F = 0.45$ , mais cette fois, la direction relative de l'anisotropie est de  $N_A = -0.43$ , résultant en une valeur de la variable d'anisotropie initiale de  $A = -0.19$ . À l'opposé des résultats montrés à la figure précédente, la direction relative de l'anisotropie n'est plus unitaire puisque la direction et le ratio des contraintes principales du chargement ( $\alpha = 60^\circ$  et  $b = 0.5$ ) ne coïncident pas avec les conditions qui prévalaient durant la consolidation ( $\alpha = 0^\circ$  et  $b = 0$ ). En résulte donc une valeur relativement grande de la variable d'anisotropie qui, à son tour, mènera à une translation importante du paramètre d'état  $\psi$  vers le paramètre de dilatance  $\zeta$  via le calcul du paramètre d'anisotropie  $\psi_A$ . Le paramètre de dilatance demeure positif jusqu'à environ  $\varepsilon_1 - \varepsilon_3 = 10\%$ , dictant ainsi un comportement contractant du sol jusqu'à ce point, puis un comportement dilatant.

---

<sup>14</sup> À l'état critique, la variable d'anisotropie  $A = 1$  et n'a plus d'effet sur le paramètre d'anisotropie  $\psi_A$ . À l'état critique donc,  $\psi_A = 0$  et le paramètre de dilatance  $\zeta$  prend la même valeur que le paramètre d'état  $\psi = \zeta = 0$ . Il résulte donc que la variable d'anisotropie  $A$  est considérée « grande » lorsqu'elle prend des valeurs qui ont un effet important sur le paramètre d'anisotropie. À  $A = -1$ , l'effet est le plus important, alors qu'à  $A = 1$ , l'effet est nul.

À l'inverse de l'essai dilatant montré à la Figure 3-12, NorSand anisotrope montre à la Figure 3-13 un comportement initialement contractant puisque les conditions de chargement ont changé par rapport aux conditions de sédimentation. L'implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope dans NorSand semble donc répondre adéquatement aux besoins de dépendance du modèle envers la direction et le ratio des contraintes principales. Les modélisations NorSand anisotrope sont comparées aux modélisations NorSand isotrope et aux essais de laboratoire correspondants dans les deux sections suivantes pour des essais de cisaillement sur cylindre creux, où  $\alpha$  et  $b$  sont variés.

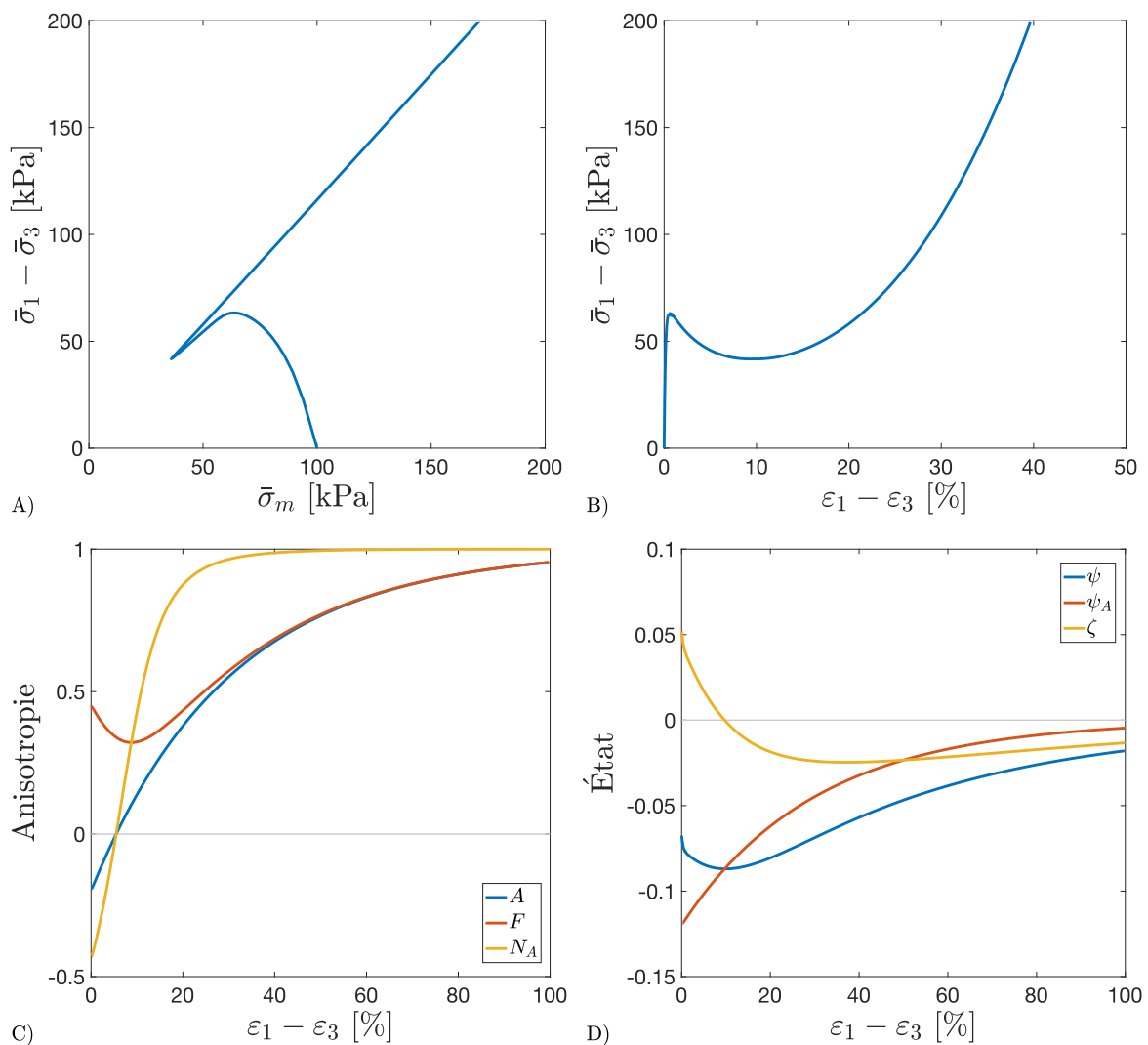


Figure 3-13. NorSand anisotrope – Cisaillement non drainé à direction et ratio des contraintes principales fixes –  $\alpha = 60^\circ$  –  $b = 0.5$  –  $e = 0.821$  – Sable Toyoura

## Essais de cisaillement non drainé à ratio des contraintes principales fixe, direction des contraintes principale variée – Sable Toyoura

Le résultat des modélisations NorSand anisotrope pour les essais de cisaillement à différentes valeurs de direction des contraintes principales  $\alpha$  (où  $b = 0.5$ ) effectués par Yoshimine *et al.* (1998) sont montrés aux parties A) et B) de la Figure 3-14. À des fins de comparaison, les modélisations NorSand isotrope sont aussi montrées, aux parties E) et F) de la figure. Alors que NorSand isotrope montre le même comportement plutôt dilatant, peu importe la direction des contraintes principales, NorSand anisotrope montre plutôt un éventail de comportements de plus en plus contractants à mesure que  $\alpha$  s'incline vers  $\alpha = 75^\circ$ . Les variables contrôlant l'anisotropie ( $A$ ,  $F$  et  $N_A$ ) et les paramètres d'état associés ( $\psi$ ,  $\psi_A$  et  $\zeta$ ) sont montrés aux parties C) et D) de la figure, respectivement, pour trois directions  $\alpha$  ( $15^\circ$ ,  $45^\circ$  et  $75^\circ$ ). Pour ces trois directions de chargement, l'intensité de l'anisotropie initiale est de  $F = 0.45$ , mais la direction relative de chargement  $N_A$  prend des valeurs plus négatives lorsque  $\alpha$  augmente, ce qui entraîne aussi de plus grandes valeurs de la variable d'anisotropie  $A$ . En retour, ces plus grandes valeurs de  $A$  lorsque  $\alpha$  est plus grand entraînent une translation plus importante du paramètre d'état  $\psi$  vers le paramètre de dilatance  $\zeta$  et donc, des comportements prédits plus contractants lorsque  $\alpha$  augmente. Ces mêmes tendances sont évidentes pour les données de laboratoire, alors que lorsque  $\alpha = 15^\circ$  le sable Toyoura est très dilatant, mais lorsque  $\alpha = 75^\circ$  le sable est initialement très contractant, puis dilatant. En ce sens, les modélisations NorSand anisotrope parviennent à bien capturer l'essence du comportement mesuré en laboratoire. Certaines disparités entre les modélisations NorSand anisotrope et les résultats de laboratoire sont toutefois évidentes. Il semble que le modèle nécessite de plus grandes déformations avant que la forte dilatance observée en laboratoire ne se mette en place suite aux phases initialement contractantes prédites pour la majorité des essais. De plus, les comportements montrés par NorSand anisotrope sont contenus dans un fuseau plus étroit que les comportements observés en laboratoire (autant en ce qui a trait aux cheminements des contraintes qu'aux comportements contrainte-déformation). En d'autres termes, des comportements plus dilatants (pour  $\alpha = 15^\circ$ ) et plus contractants (pour  $\alpha = 75^\circ$ ) sont observés en laboratoire que ce qui est montré par le modèle. Malgré les différences de comportements modélisés par NorSand anisotrope par rapport à ceux mesurés en

laboratoire<sup>15</sup>, la performance du modèle est nettement supérieure à celle initialement obtenue grâce à NorSand isotrope.

### **Essais de cisaillement non drainé à direction des contraintes principales fixe, ratio des contraintes principales varié – Sable Toyoura**

Les résultats de modélisations NorSand anisotrope pour des essais de cisaillement non drainé à différents ratios des contraintes principales  $b$  (pour  $\alpha = 45^\circ$ ) sont présentés à la Figure 3-15. Des ratios des contraintes principales allant de  $b = 0$  à  $b = 1$ , par incrément de 0.25, sont modélisés. Similairement à ce qui était observé à la Figure 3-14, le comportement modélisé par NorSand anisotrope est de plus en plus contractant à mesure que la valeur du ratio des contraintes principales augmente vers l'unité. Rappelons que lorsque  $\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_3$  (conditions triaxiales compression),  $b = 0$ , alors que lorsque  $\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_1$ ,  $b = 1$ . Ainsi, lorsque les conditions passent graduellement du triaxial compression jusqu'au triaxial extension, la réponse modélisée ramollie, ce qui correspond à ce qui est observé dans les essais de laboratoire de Yoshimine *et al.* (1998). La comparaison des cheminements des contraintes (partie A) de la figure) et des comportements contrainte-déformation (partie B) de la figure) modélisés par NorSand anisotrope est très satisfaisante, particulièrement lorsque comparés aux modélisations NorSand isotrope reproduites aux parties E) et F) de la figure. L'évolution des variables reliées à l'anisotropie est montrée à la partie C) de la figure, alors que l'évolution des paramètres d'état reliés à l'anisotropie est montrée à la partie D), pour des valeurs de  $b = 0$ ,  $b = 0.5$  et  $b = 1$ . Il est intéressant de noter que l'impact de la variation du ratio des contraintes principales  $b$  sur la direction relative de l'anisotropie  $N_A$  est moindre que ce qui était observé pour des variations de la direction des contraintes principales  $\alpha$  (partie C) de la Figure 3-14). Les valeurs de la variable d'anisotropie  $A$  calculées sont donc plus près les unes des autres, ce qui mène finalement à des paramètres de dilatance  $\zeta$  relativement similaires, et donc à des comportements modélisés assez près les uns des autres pour les différentes valeurs de  $b$  modélisées. Ce constat correspond à ce qui est observé pour les essais de laboratoire alors que le fuseau des comportements mesuré est plus étroit pour

---

<sup>15</sup> À noter qu'il n'a pas été tenté d'ajuster les paramètres de la théorie de l'état critique anisotrope de manière à obtenir des résultats de modélisation peut-être plus près de ce qui est observé en laboratoire. Le but de l'exercice présenté ici était de valider l'apport positif de l'implémentation de cette théorie dans NorSand.

les essais de la Figure 3-15 que pour les essais de la Figure 3-14. Somme toute, les comportements contractants modélisés par NorSand anisotrope correspondent assez bien aux comportements observés en laboratoire. Rappelons que bien que NorSand isotrope possède une dépendance envers le ratio des contraintes principales (par le calcul du ratio d'état critique  $M$ ), le modèle était incapable de correctement prédire la contraction observée en laboratoire (voir les parties E) et F) de la figure).

### 3.4.3 Modélisation d'essais de cisaillement simple statique

Tel que discuté au chapitre précédent, l'absence de dépendance de NorSand isotrope envers la direction  $\alpha$  et le ratio  $b$  des contraintes principales pourrait expliquer les modélisations insatisfaisantes obtenues en cisaillement simple. L'implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope dans NorSand a permis d'obtenir des modélisations en conditions de cisaillement non drainé à  $\alpha$  et  $b$  contrôlés, où l'effet contractant de l'anisotropie était correctement pris en compte. Il est espéré que ces améliorations apportées par NorSand anisotrope auront un impact positif sur la qualité des modélisations obtenues en conditions de cisaillement simple. Les essais de cisaillement simple statique non drainé consolidés isotropiquement et anisotropiquement effectués sur sable Toyoura par Yoshimine *et al.* (1998) sont revisités dans cette section. Les modélisations NorSand anisotrope sont comparées aux résultats de laboratoire ainsi qu'aux modélisations NorSand isotrope.

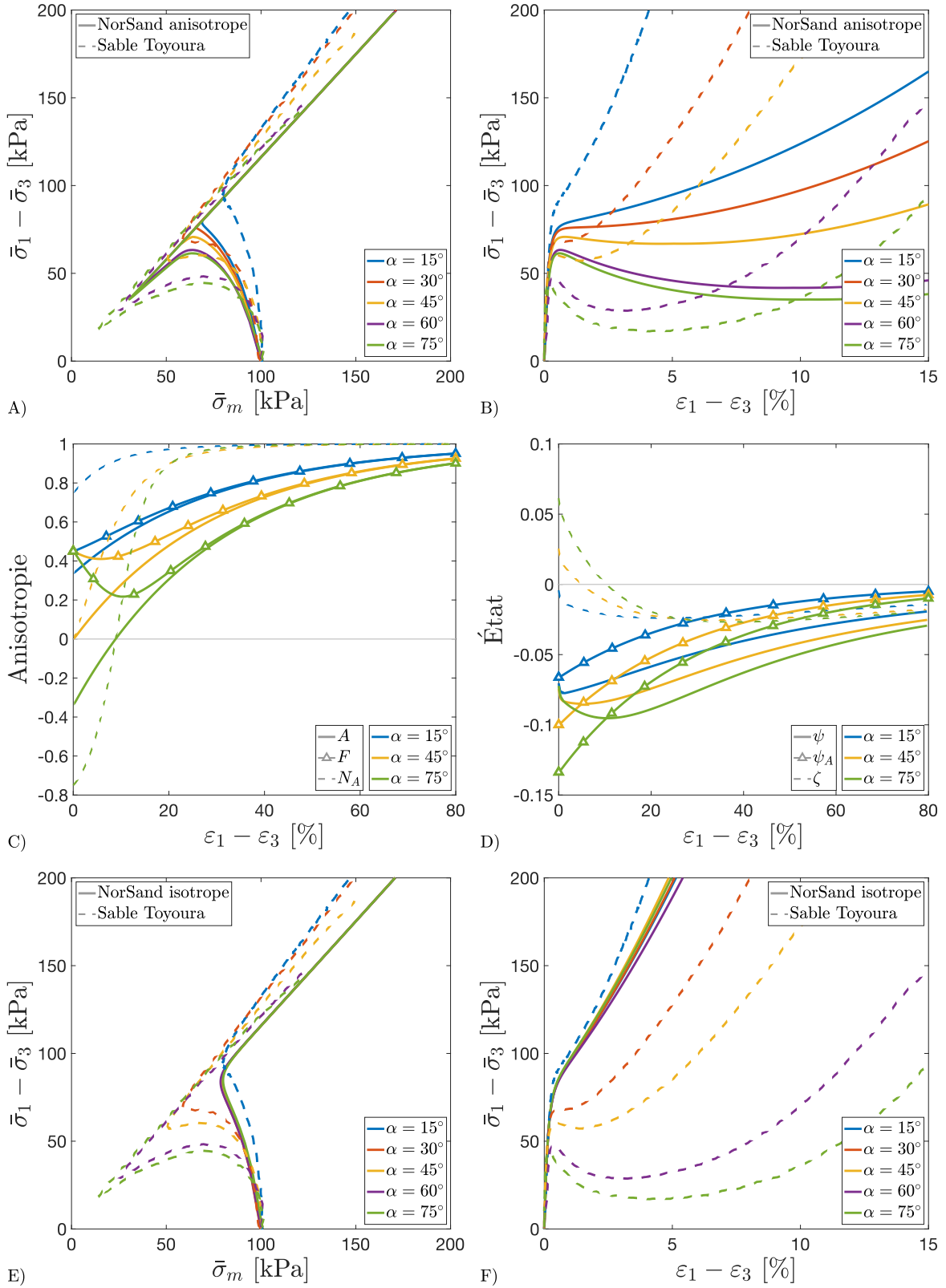


Figure 3-14. Cisaillement non drainé à ratio des contraintes principales fixe, direction des contraintes principales variée –  $b = 0.5$  – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine *et al.*, 1998) – A) à D) : NorSand anisotrope – E) à F) : NorSand isotrope

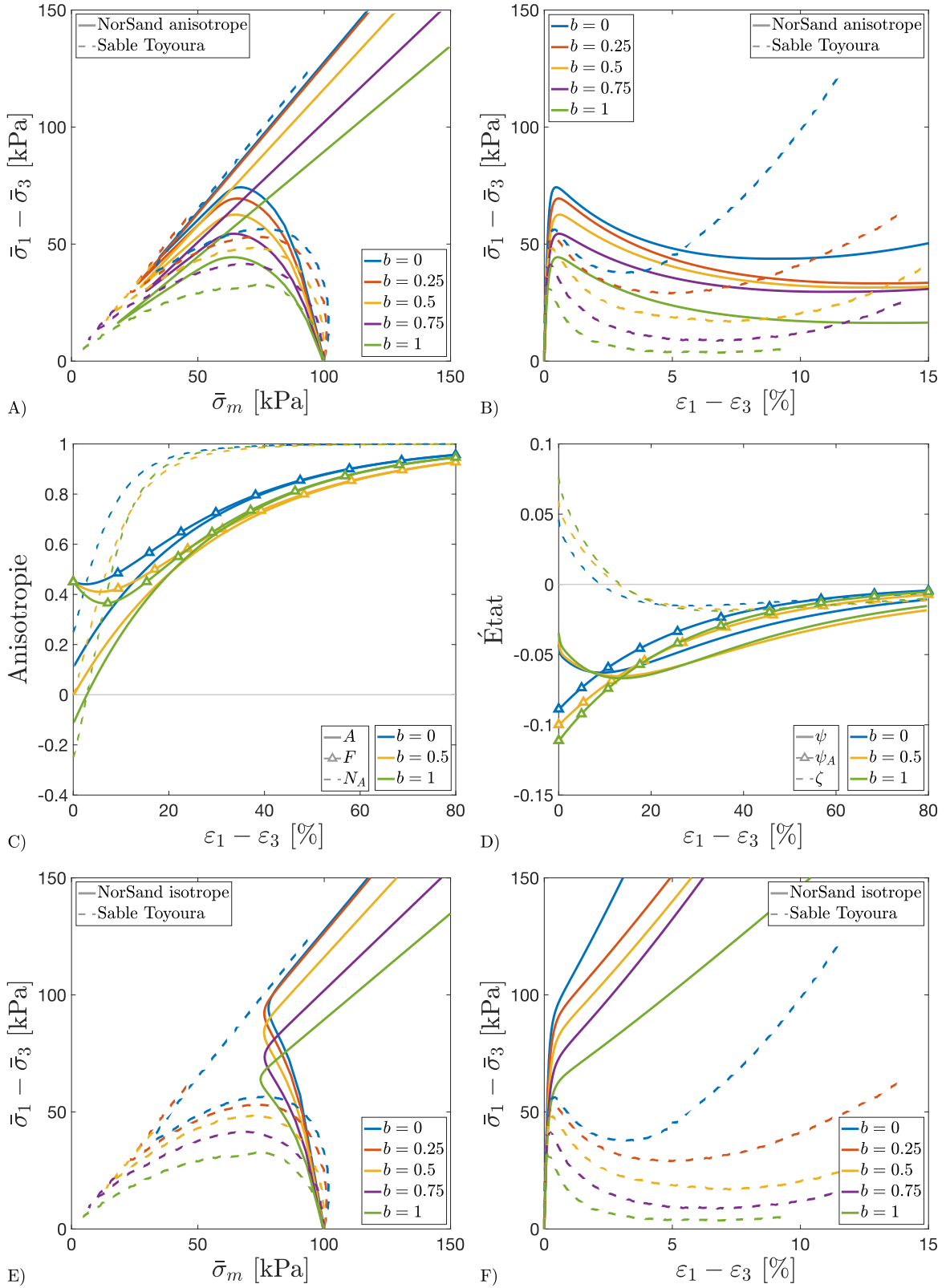


Figure 3-15. Cisaillement non drainé à direction des contraintes principales fixe, ratio des contraintes principales varié –  $\alpha = 45^\circ$  – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine *et al.*, 1998) – A) à D) : NorSand anisotrope – E) à F) : NorSand isotrope

## Essais de cisaillement simple statique non drainé isotrope – Sable Toyoura

Les résultats d'une modélisation NorSand anisotrope pour un essai de cisaillement simple consolidé isotropiquement sont montrés à la Figure 3-16. Aux parties A) et B) de la figure, le comportement contrainte-déformation ainsi que le cheminement de contrainte modélisés par NorSand anisotrope se comparent favorablement aux mesures effectuées par Yoshimine *et al.* (1998). L'essai est initialement plutôt contractant jusqu'à l'atteinte de la condition image (à environ  $\bar{\sigma}_m = 40kPa$ ) pour ensuite dilater fortement. La modélisation NorSand anisotrope et l'essai de laboratoire atteignent la condition image aux mêmes contraintes. Similairement à ce qui était observé pour les essais à différentes valeurs de  $\alpha$  présentés à la section précédente, l'essai de laboratoire dilate plus intensément que la modélisation NorSand anisotrope. Les comparaisons d'évolution de la direction  $\alpha$  et du ratio  $b$  des contraintes principales sont montrées aux parties C) et D) de la figure respectivement. En général, les modélisations rejoignent relativement bien le comportement observé. Il semble par contre qu'une part importante du chargement observé en laboratoire s'effectue à  $b = 0.5$  pour ensuite se diriger vers  $b = 0.25$  après le passage de la condition image. La modélisation NorSand anisotrope montre plutôt une évolution progressive de  $b = 0.4$  à  $b = 0.25$ . Finalement, l'évolution des variables décrivant l'anisotropie et des paramètres d'état est montrée aux parties E) et F) de la figure respectivement. Dès les premières déformations engrangées, la direction des contraintes principales subit une rotation pour rejoindre  $\alpha = 45^\circ$ , ce qui a pour effet de porter la direction relative de l'anisotropie  $N_A$  vers des valeurs près de 0, entraînant donc également un accroissement de l'intensité de la variable d'anisotropie  $A$ . Le paramètre de dilatance  $\zeta$  résultant subit donc une translation positive importante au début de l'essai, ce qui entraîne, correctement, la prédiction d'un comportement contractant. Sans cette translation, le paramètre d'état  $\psi$  (tel qu'utilisé pour les modélisations NorSand isotrope) aurait prédit un comportement dilatant (puisque  $\psi < 0$ ).

Les modélisations NorSand anisotrope pour l'ensemble des essais de cisaillement simple consolidés isotropiquement de Yoshimine *et al.* (1998) sont montrées aux parties A) à D) de la Figure 3-17. En général, les modélisations NorSand anisotrope se comparent favorablement aux essais de laboratoire, spécialement lorsque comparées aux modélisations NorSand isotrope montrées aux parties E) et F) de la figure. Alors que NorSand isotrope ne



parvient pas à prédire la contraction importante observée pour les essais de laboratoire effectués aux indices des vides  $e = 0.844$  à  $e = 0.888$ , NorSand anisotrope y arrive relativement bien grâce aux mécanismes de translation du paramètre de dilatance discutés précédemment. Similairement à ce qui était observé pour les essais à direction des contraintes principales variée montrés à la Figure 3-14, il semble que le fuseau des comportements modélisés par NorSand anisotrope soit plus étroit que ce qui est observé en laboratoire. Les comportements modélisés pour  $e = 0.804$  et  $e = 0.888$  sont respectivement moins dilatant et moins contractant que les essais de laboratoire correspondants. Il demeure par contre manifeste que l'implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope dans NorSand permet d'obtenir des résultats de modélisation beaucoup plus près de ce qui est observé en laboratoire que ce que pouvait produire NorSand isotrope.

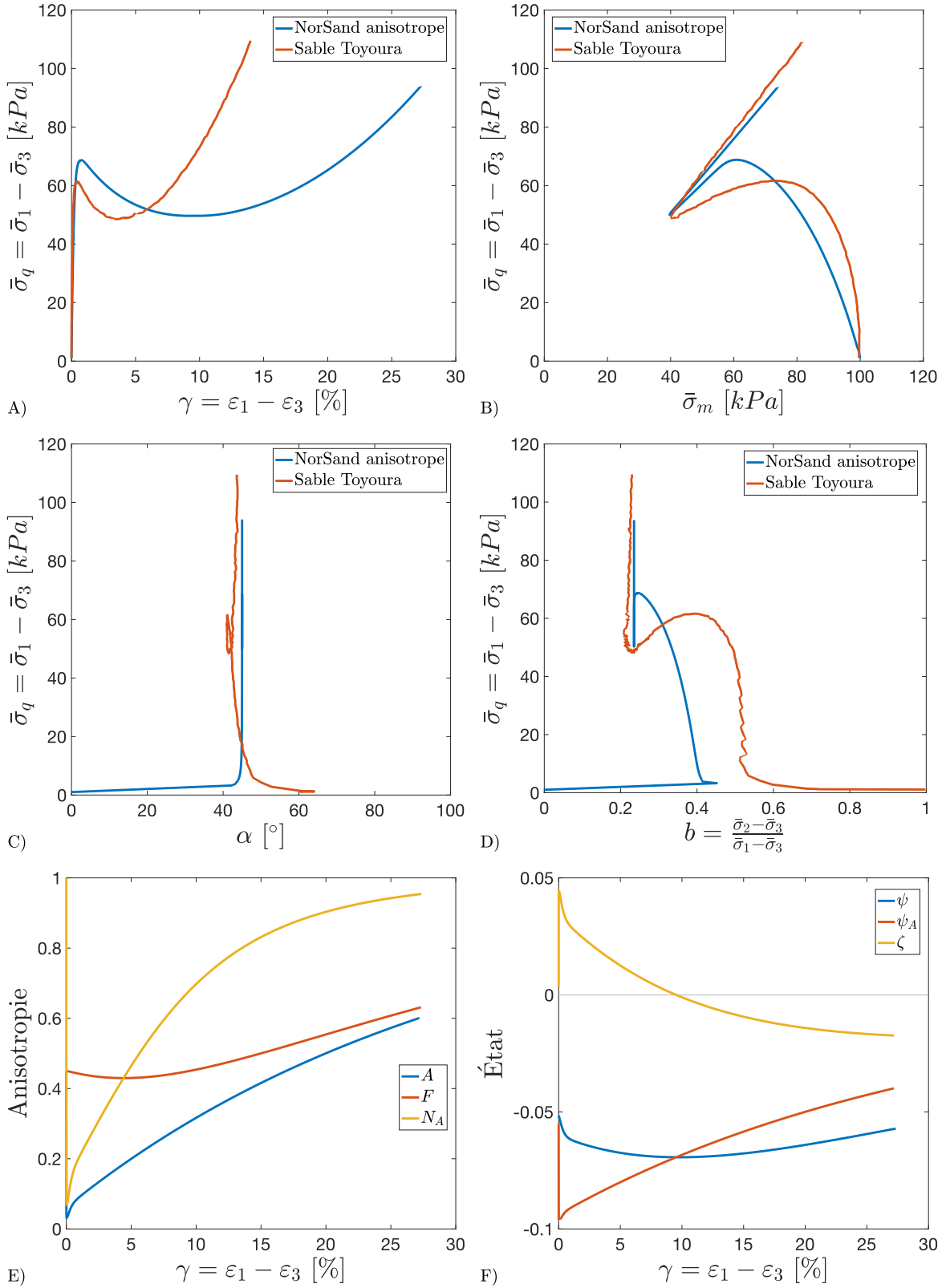


Figure 3-16. NorSand anisotrope – Cisaillement simple statique non drainé isotrope –  $K_h = 1 - e = 0.844$  – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine *et al.*, 1998)

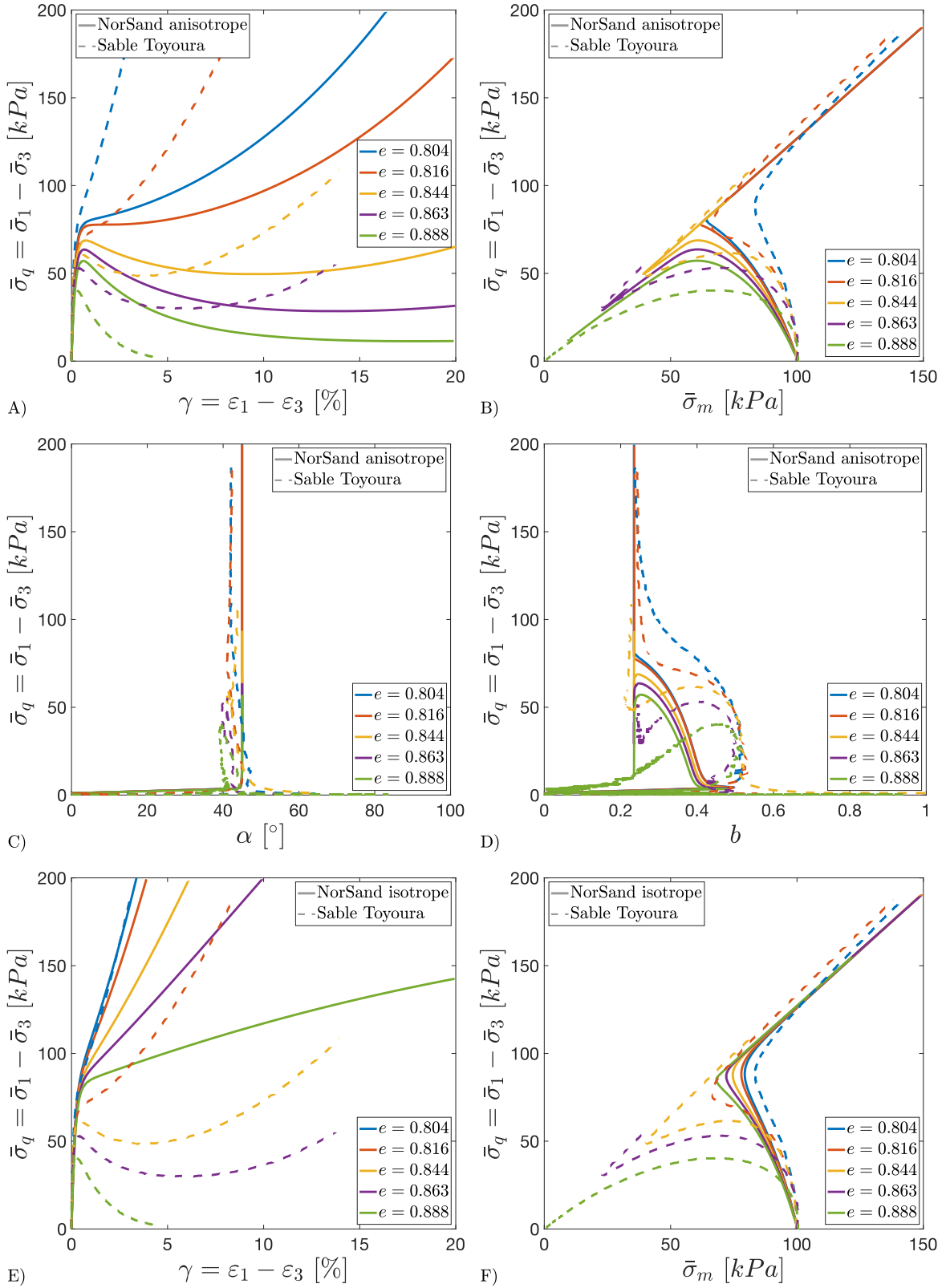


Figure 3-17. Cisaillement simple statique non drainé isotrope –  $K_h = 1$  – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine *et al.*, 1998) – A) à D) : NorSand anisotrope – E) à F) : NorSand isotrope

## Essais de cisaillement simple statique non drainé anisotrope – Sable Toyoura

Les résultats des modélisations NorSand anisotrope pour les essais de cisaillement simple consolidés anisotropiquement de Yoshimine *et al.* (1998) sont montrés aux parties A) à D) de la Figure 3-18. À des fins de comparaison, les modélisations NorSand isotrope sont montrées aux parties E) et F) de la figure. Ces essais causaient d'importants problèmes à NorSand isotrope de par la nature plutôt extrême des réponses mesurées en laboratoire. En effet, bien que les indices des vides testés ne variaient que faiblement (de  $e = 0.835$  à  $e = 0.880$ , ce qui ne correspond qu'à une augmentation de 12% de la densité relative), les comportements mesurés passaient de très dilatants (tout de même précédés d'une brève phase contractante) à extrêmement contractants. Dans tous les cas, NorSand isotrope montrait des comportements très dilatants, où les variations de comportement modélisé étaient pratiquement inexistantes. En revanche, NorSand anisotrope parvient à générer un comportement relativement contractant, beaucoup plus près du comportement attendu. Les cheminements des contraintes modélisés se comparent avantageusement à ceux mesurés en laboratoire (les contraintes déviatoriques minimales atteintes au passage de la condition image sont d'ailleurs bien prédites par le modèle). De nouveau, la dilatance semble se mettre en place beaucoup plus fortement pour les essais de laboratoire que pour les modélisations NorSand anisotrope.

Les résultats montrés aux Figure 3-17 et à la Figure 3-18 semblent confirmer que la prise en compte des effets de l'anisotropie dans NorSand, via l'implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope, permet d'obtenir des modélisations beaucoup plus près des résultats de laboratoire mesurés que ce qui était autrement possible avec la version originale de NorSand. L'impact important des variations de la direction et du ratio des contraintes principales ne peut être négligé pour obtenir des modélisations de qualité.

Les modélisations d'essais de cisaillement simple cyclique présentées au chapitre précédent sont revisitées à la section suivante pour vérifier la performance de NorSand anisotrope dans ces conditions.

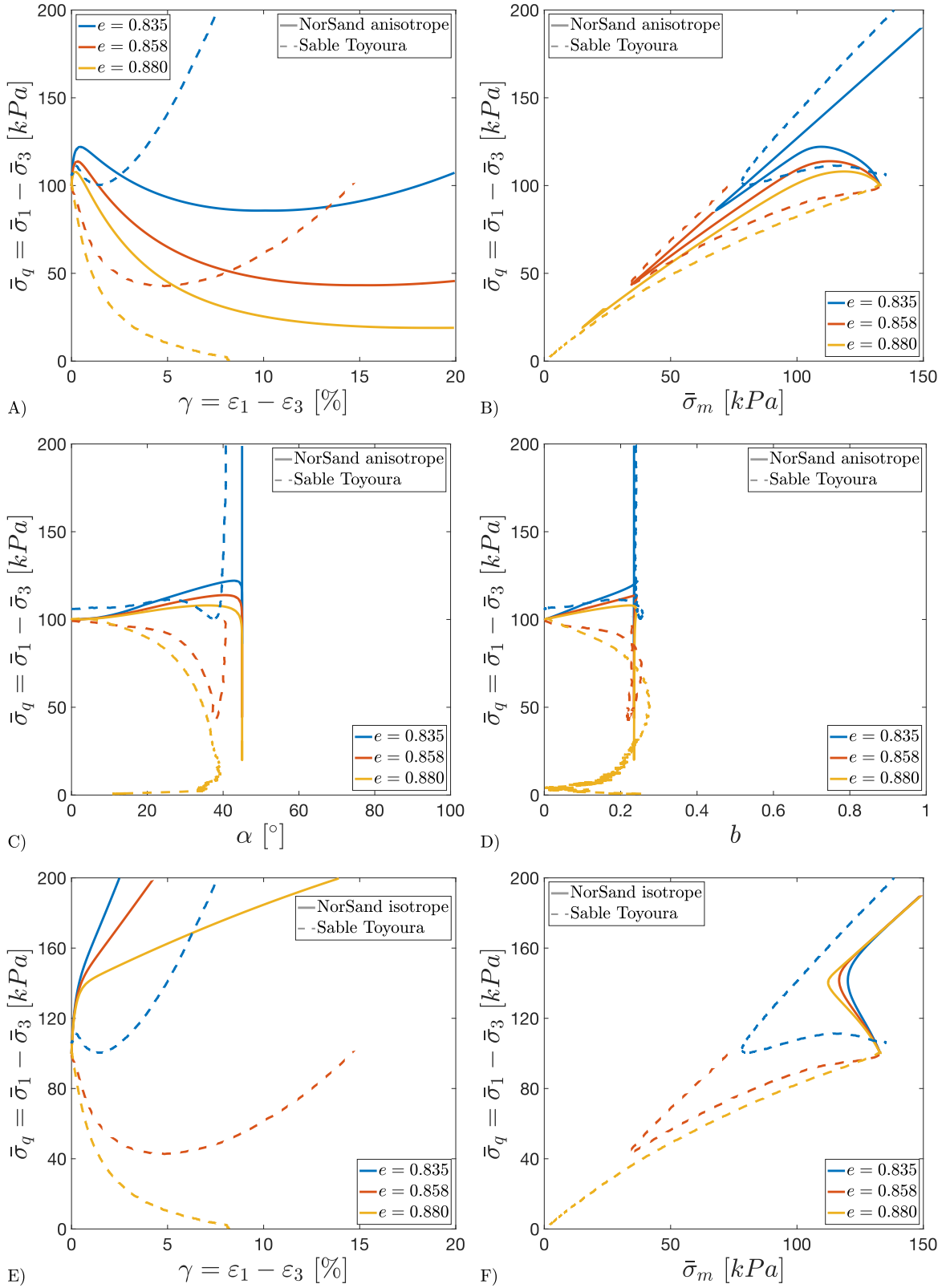


Figure 3-18. Cisaillement simple statique non drainé anisotrope –  $K_h = 0.5$  – Sable Toyoura (données labo. : Yoshimine *et al.*, 1998) – A) à D) : NorSand anisotrope – E) à F) : NorSand isotrope

### 3.4.4 Modélisations d'essais de cisaillement simple cyclique

Il a été établi à la section précédente que l'absence de prise en compte de l'anisotropie dans NorSand semblait responsable de la pauvre performance du modèle pour la modélisation du comportement sous conditions de cisaillement simple statique. Il est donc de mise de se pencher de nouveau sur le cas plus complexe du cisaillement simple cyclique, en utilisant cette fois NorSand anisotrope pour modéliser les essais effectués sur les sables Toyoura et Fraser River, en conditions lâches et denses, analysés au chapitre précédent.

Pour les quatre essais présentés ci-dessous, les cheminements des contraintes sont montrés aux parties A) des figures, les comportements contrainte-déformation aux parties B), l'accumulation des surpressions d'eau au fil des cycles et par rapport aux déformations aux parties C) et D) respectivement, et, finalement, l'évolution des variables reliées à l'anisotropie ainsi que des paramètres d'états aux parties E) et F) respectivement.

#### Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Toyoura lâche

Les résultats de la modélisation NorSand anisotrope d'un essai de cisaillement simple cyclique sur sable Toyoura lâche sont montrés à la Figure 3-19. Au fil des cycles de cisaillement, la contrainte moyenne prédite diminue suite à l'accumulation de surpressions d'eau. Les déformations demeurent faibles jusqu'à ce que la condition image soit atteinte et que l'alternance entre la dilatance et la contraction se mette en place. Les déformations montrées par le modèle correspondent bien à celles mesurées en laboratoire, à l'exception des déformations prédites se situant dans les quadrants II et IV du plan montré à la partie B) de la figure. Il sera question plus en détail de ces déformations prédites à la section 3.4.5. Comme lors d'un essai de cisaillement simple statique, la direction des contraintes principales atteint rapidement  $\alpha = 45^\circ$  durant le chargement, pour ensuite atteindre  $\alpha = -45^\circ$  lorsque le chargement procède dans la direction opposée. Ces variations de la direction des contraintes principales mènent à des variations proportionnelles de la direction relative de l'anisotropie  $N_A$ , entraînant aussi la variable d'anisotropie  $A$  à suivre ce patron. Le paramètre de dilatance  $\zeta$  prend une valeur positive jusqu'à l'atteinte de la condition image (vers le 7<sup>e</sup> cycle), pour ensuite alterner entre des valeurs positives (contraction) et négatives (dilatance). Grâce à  $\zeta$ , le modèle parvient à prédire le comportement observé en laboratoire.

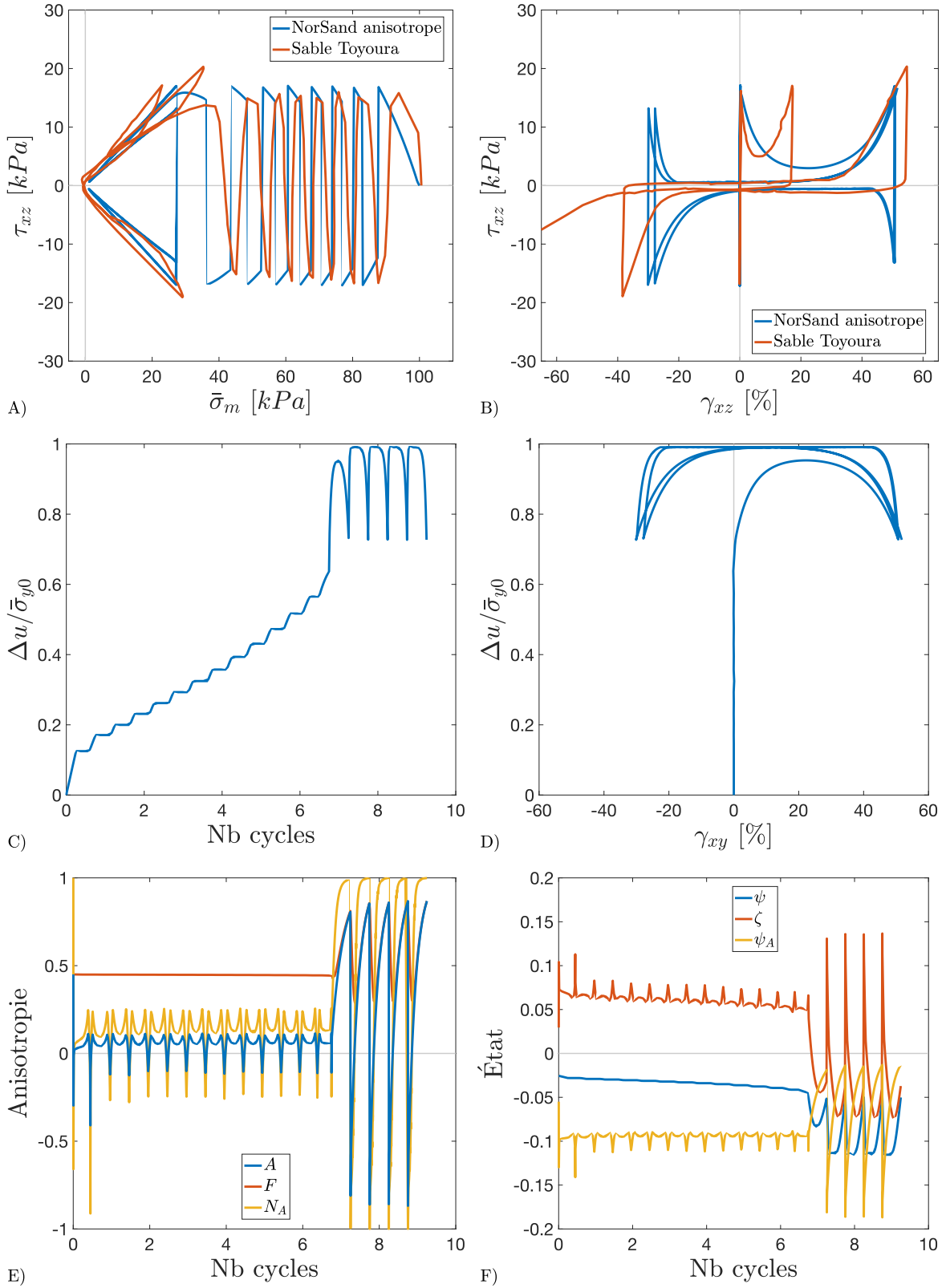


Figure 3-19. NorSand anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 25\%$  –  $CSR = 0.17$  –  $K_h = 1.0$  – Sable Toyoura (données labo. : Kiyota *et al.*, 2008)

### **Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Toyoura dense**

Les résultats de modélisation NorSand anisotrope pour un essai de cisaillement simple cyclique sur sable Toyoura dense sont montrés à la Figure 3-20. Les résultats sont cette fois beaucoup plus mitigés que pour l'essai sur sable lâche. Les surpressions interstitielles sont correctement engrangées au fil des cycles de cisaillement, mais la modélisation est incapable de prédire l'aggravation des déformations observée lorsque la condition image est atteinte (après environ 25 cycles). Bien que le paramètre de dilatance  $\zeta$  profite d'une translation vers des valeurs plus près de zéro, il ne prend des valeurs positives que brièvement en début d'essai. Ainsi, la modélisation ne parvient pas à générer les importantes déformations observées en laboratoire, l'apport de la théorie de l'état critique anisotrope étant donc mitigé.

### **Comparaison des modélisations – Sable Toyoura**

Les modélisations NorSand anisotrope et NorSand isotrope pour les essais de cisaillement simple cyclique sur sable Toyoura sont comparées à la Figure 3-21. Les modélisations pour l'échantillon lâche (parties A) et B) de la figure) sont initialement plutôt semblables, alors que les surpressions d'eau s'accumulent au fil des cycles de cisaillement réduisent la contrainte moyenne. Aux environs de  $\bar{\sigma}_m = 27kPa$ , NorSand anisotrope traverse la condition image, ce qui mène à la génération d'importantes pressions interstitielles, ramollissant significativement la réponse prédite. Il en résulte de très importantes déformations. Au contraire, alors que NorSand anisotrope traverse la condition image, NorSand isotrope poursuit les cycles suivants en répétant le même patron de chargement-déchargement, menant à des déformations prédites très faibles.

Les modélisations NorSand anisotrope et NorSand isotrope pour l'échantillon de sable Toyoura dense (parties C) et D) de la Figure 3-21) sont semblables. La cadence d'accumulation des surpressions d'eau prédites est pratiquement la même pour les deux modèles, menant à des cheminements des contraintes similaires. Puisque la valeur du paramètre d'état  $\psi$  de NorSand isotrope est plus faible que celle du paramètre de dilatance  $\zeta$  de NorSand anisotrope, la réponse modélisée par ce dernier mène à des déformations légèrement supérieures. À toute fin pratique, les comportements modélisés par les deux modèles sont équivalents, et diffèrent donc substantiellement du comportement attendu.



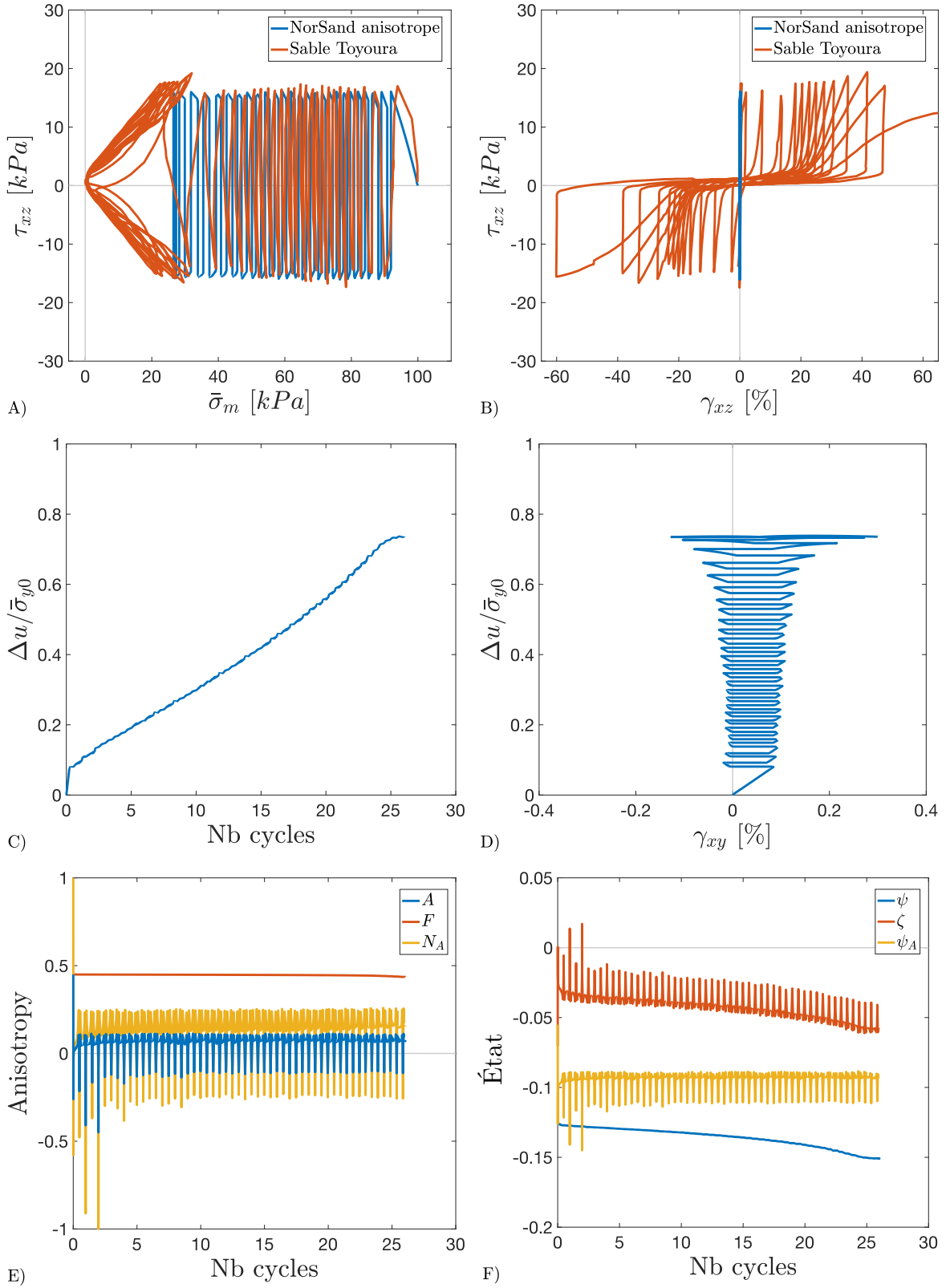


Figure 3-20. NorSand anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 50\%$  –  $CSR = 0.16$  –  $K_h = 1.0$  – Sable Toyoura (données labo. : Kiyota *et al.*, 2008)

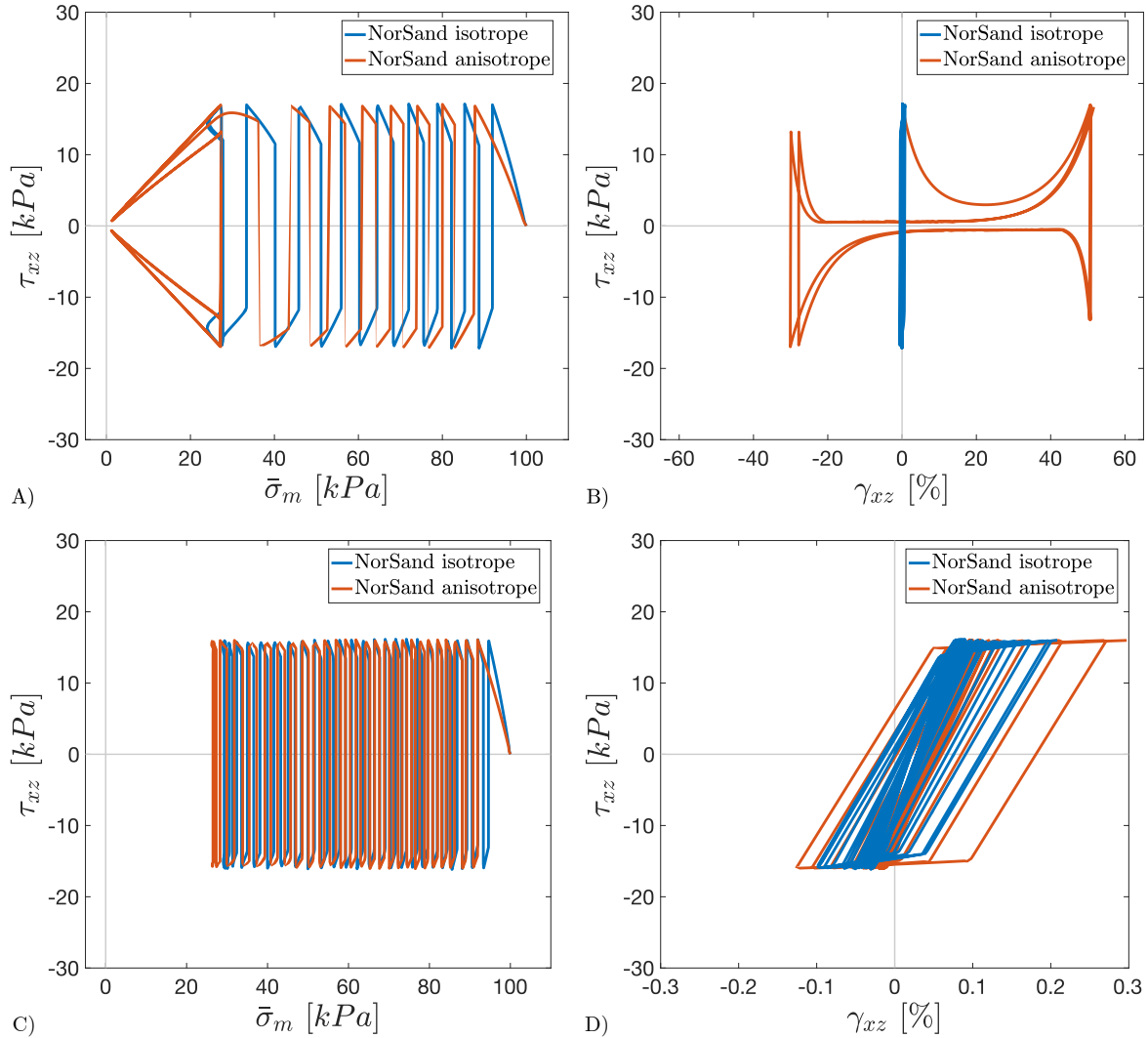


Figure 3-21. Comparaison NorSand isotrope et anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $K_h = 1.0$  – Sable Toyoura– A)  $D_r = 25\%$  –  $CSR = 0.17$  – B)  $D_r = 50\%$  –  $CSR = 0.16$

### Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Fraser River lâche

Les résultats de modélisation NorSand anisotrope pour le sable Fraser River lâche sont montrés à la Figure 3-22. Le cheminement des contraintes modélisé correspond bien à celui mesuré en laboratoire jusqu'à l'atteinte de la condition image aux environs de  $\bar{\sigma}_m = 21kPa$ . Une fois ce point passé, NorSand anisotrope stagne et retrace le même cheminement des contraintes au cours des cycles suivants, alors que les résultats de laboratoire montrent plutôt une augmentation importante des pressions interstitielles. Les déformations prédites sont somme toute similaires au niveau des déformations mesurées, bien que, de nouveau, les déformations prédites dans les cadrans II et IV du plan montré à la partie B) de la figure ne

correspondent pas à ce qui est observé en laboratoire. Contrairement à ce qui était observé à la partie F) de la Figure 3-19 (sable Toyoura lâche), le paramètre de dilatance  $\zeta$  prend cette fois des valeurs négatives pendant la majorité du chargement, n'atteignant des valeurs positives que brièvement au cours de chacun des quatre derniers cycles de cisaillement. Cela n'empêche toutefois pas le modèle de bien prédire les déformations maximales atteintes.

### **Essai de cisaillement simple cyclique non drainé – Sable Fraser River dense**

Les résultats de modélisation NorSand anisotrope pour le sable Fraser River dense sont montrés à la Figure 3-23. Alors que les résultats de laboratoire montrent une accumulation graduelle des surpressions interstitielles, menant à une aggravation graduelle des déformations mesurées, NorSand anisotrope montre plutôt des surpressions d'eau plafonnant rapidement à environ 62% de la contrainte verticale initiale. Les déformations prédites conservent le même ordre de grandeur relatif tout au long du chargement, mais subissent une translation horizontale vers des valeurs de plus en plus grandes de  $\gamma_{xy}$  (parties B) et D) de la figure) au fil des cycles. Cette translation est causée par l'atteinte de valeurs de surpression interstitielle légèrement plus élevées lors du chargement vers  $\tau_{xy}$  positif que vers  $\tau_{xy}$  négatif, entraînant un ramollissement légèrement supérieur pour les déformations  $\gamma_{xy}$  en direction positive. De nouveau, le paramètre de dilatance demeure négatif tout au long du chargement.

### **Comparaison des modélisations – Sable Fraser River**

Finalement, les modélisations NorSand anisotrope et isotrope pour les essais de cisaillement simple cycliques sur sable Fraser River sont comparées à la Figure 3-24. Les modélisations pour le sable lâche sont montrées aux parties A) et B) de la figure, alors que celles pour le sable dense sont montrées aux parties C) et D). Les cheminements des contraintes modélisés par les deux modèles sont pratiquement identiques pour les deux conditions d'essais (parties A) et C) de la figure). Malgré tout, les déformations correspondantes montrent des différences importantes, alors que NorSand anisotrope atteint de plus grandes déformations en raison de l'utilisation du paramètre de dilatance plutôt que le paramètre d'état comme base de calcul pour les modélisations. À contraintes moyennes équivalentes, un paramètre de dilatance plus grand que le paramètre d'état mènera à des incréments de déformations plus importants.

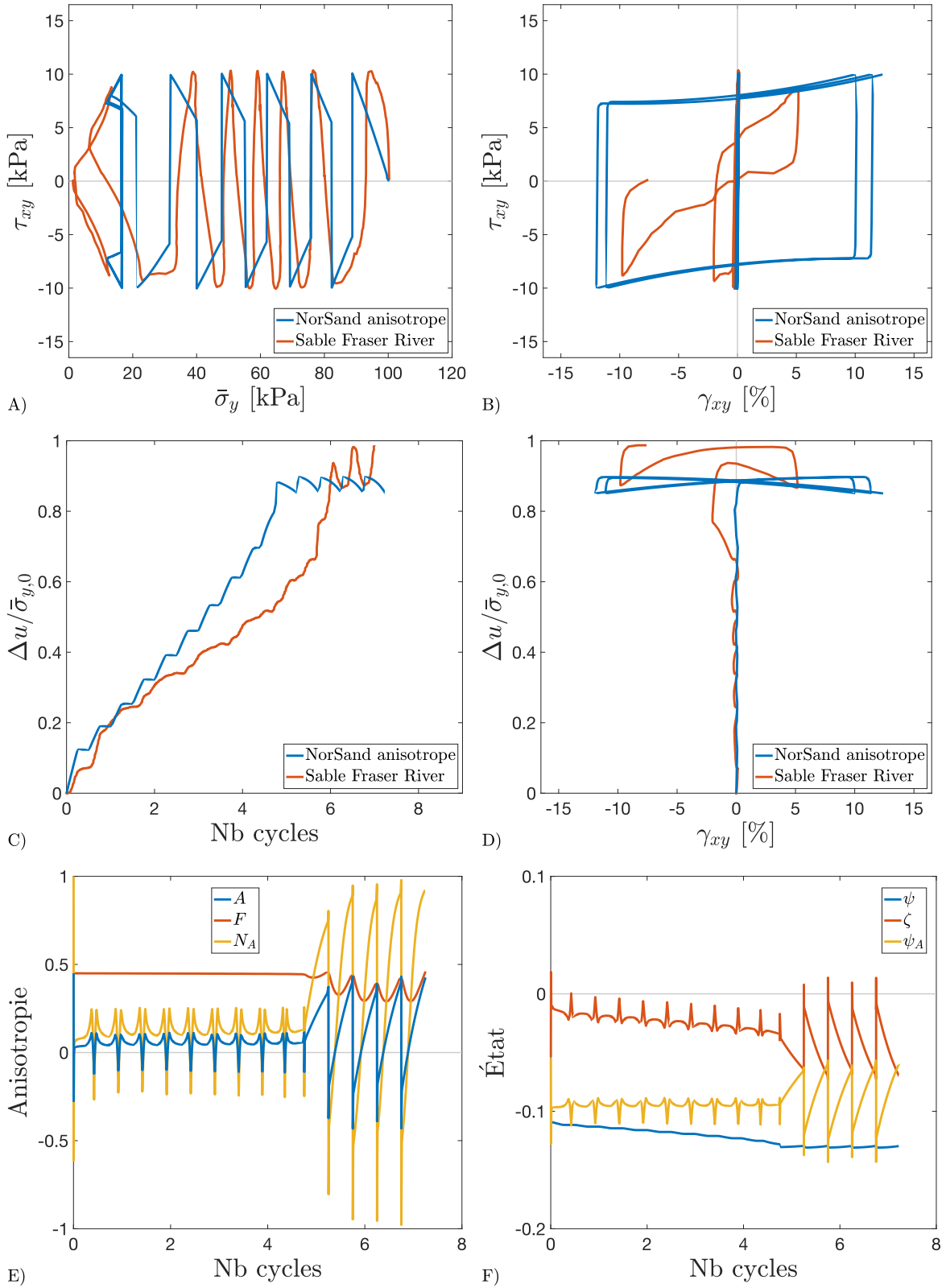


Figure 3-22. NorSand anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 40\%$  –  $CSR = 0.10$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

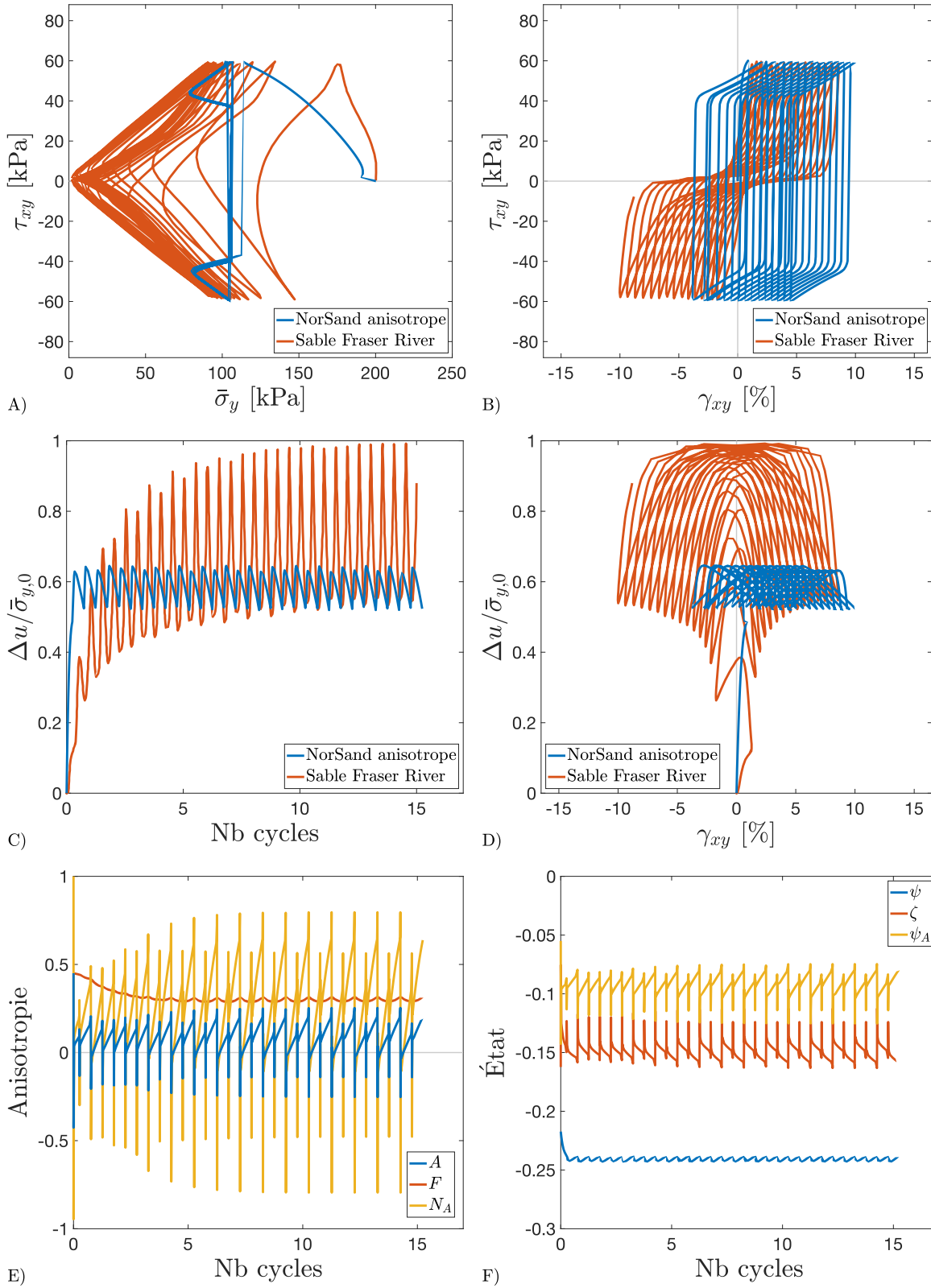


Figure 3-23. NorSand anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 80\%$  –  $CSR = 0.30$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

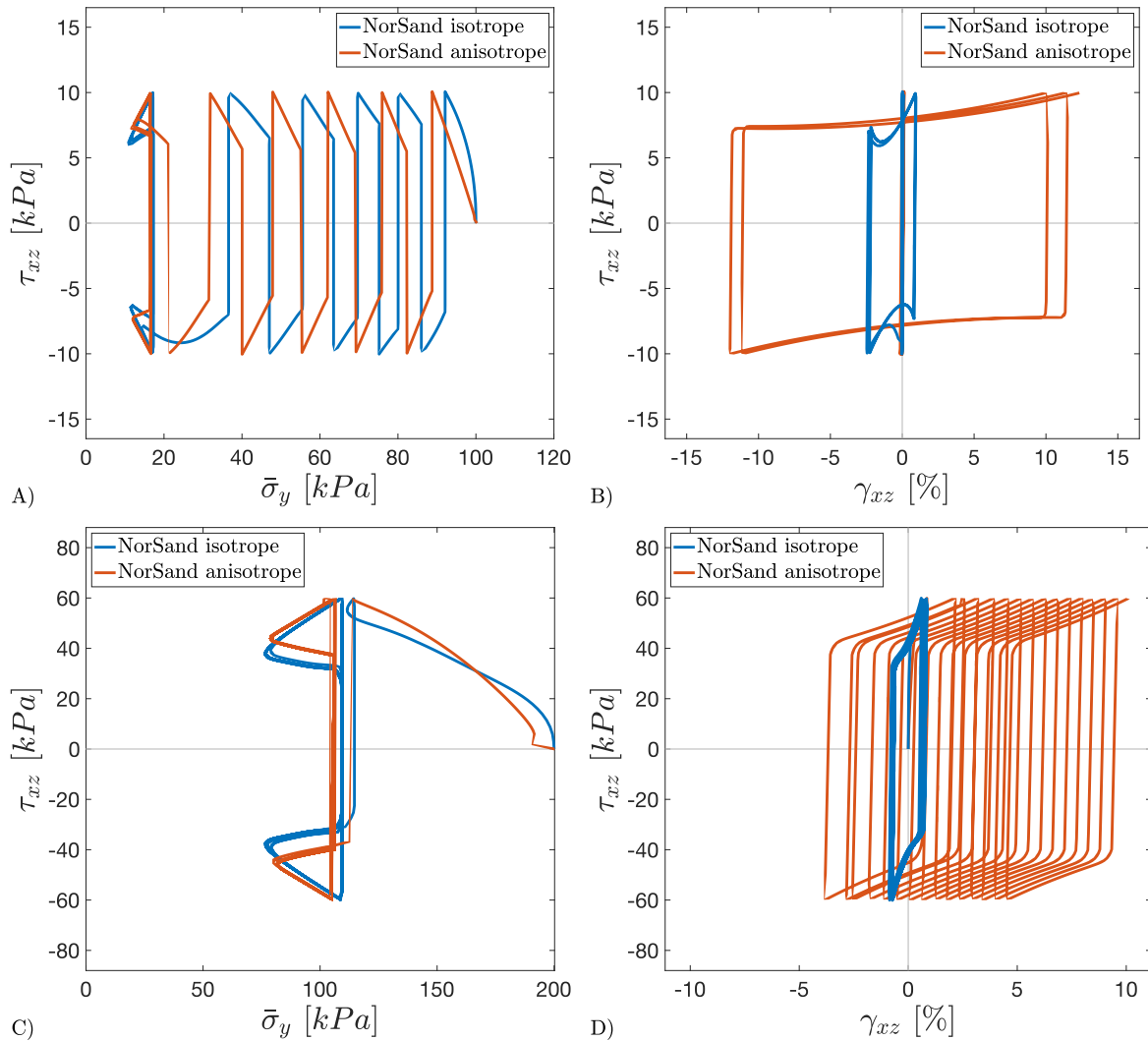


Figure 3-24. Comparaison NorSand isotrope et anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé — Sable Fraser River– A)  $D_r = 40\%$  –  $CSR = 0.10$  – B)  $D_r = 80\%$  –  $CSR = 0.30$

### 3.4.5 Discussion

Il semble donc que l'implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope dans NorSand ait apporté un certain bénéfice au modèle pour la modélisation du comportement des sables sous cisaillement simple cyclique. Les améliorations sont particulièrement évidentes pour les sables lâches (surtout pour l'essai sur sable Toyoura lâche), alors que les gains pour les sables plus denses sont plus modestes (voire inexistantes pour le sable Toyoura dense). Ces résultats indiquent sans aucun doute que l'absence d'anisotropie dans NorSand n'est pas le seul responsable des difficultés du modèle à correctement prédire le comportement des sables sous cisaillement simple cyclique.

Un élément important a volontairement été mis à l'écart des analyses effectuées jusqu'à présent afin de l'aborder en détail ici. Le cheminement des contraintes de la modélisation NorSand anisotrope pour l'essai effectué sur sable Toyoura lâche est reproduit à la partie A) de la Figure 3-25. Au 7<sup>e</sup> cycle de la modélisation (indiqué en jaune sur cette figure), la condition image est brièvement atteinte, déclenchant un changement de comportement important (de la contraction à la dilatance). Le cheminement des contraintes pour ce 7<sup>e</sup> cycle est isolé à la partie B) de la figure et certaines étapes importantes du chargement sont identifiées par des lettres. Afin de faciliter l'analyse, l'évolution de la contrainte de cisaillement  $\tau_{xy}$  au cours de ce 7<sup>e</sup> cycle est détaillée à la partie C) de la figure. Les déformations correspondantes sont aussi montrées à la partie D) de la figure. Le cycle démarre au point A, le chargement se poursuivant de manière élastique jusqu'au point B<sup>(16)</sup>. Au point B, le modèle touche la surface de plasticité et tente ensuite d'atteindre la contrainte de cisaillement requise pour déclencher l'inversion de la direction de chargement ( $\tau_{xy,max} = 17kPa$  pour cet essai). Avant de pouvoir atteindre la contrainte de cisaillement requise, l'approche de la condition image mène le sable à contracter fortement, à la manière d'une liquéfaction statique limitée, entraînant d'importantes surpressions d'eau et provoquant un déchargement important de la contrainte de cisaillement (jusqu'au point C). Au point C, la condition image est franchie et le sol cesse de contracter pour plutôt dilater. Il en résulte une diminution de la pression interstitielle (synonyme d'augmentation de la contrainte moyenne), permettant à la contrainte de cisaillement d'augmenter jusqu'à l'atteinte de la valeur requise pour l'inversion de la direction du chargement (au point D). Lorsque la direction de chargement s'inverse, l'incrément de contrainte de cisaillement devient négatif, entraînant une diminution de la contrainte de cisaillement. Cette diminution de la contrainte de cisaillement est perçue par le modèle comme un relâchement de l'effort appliqué, entraînant un déchargement élastique jusqu'au point E. Cette phase de déchargement diffère significativement de ce qui est observé à la partie A) de la figure pour l'essai de laboratoire. En effet, à l'amorce du déchargement du 7<sup>e</sup> cycle, l'essai de laboratoire semble plutôt engranger de nouveau les surpressions interstitielles, amenant le cheminement des

---

<sup>16</sup> La question du chargement élastique sera discutée en profondeur au chapitre suivant. Brièvement, les conditions aux limites de l'essai de cisaillement simple non drainé obligent qu'un cheminement des contraintes vertical témoigne d'une réponse élastique du modèle.

contraintes près de l'origine. Du point E au point F, le modèle entame un chargement élastique dans la direction négative. La surface de plasticité est touchée de nouveau au point F, entraînant une très forte contraction jusqu'à ce que la condition image soit de nouveau atteinte au point G. Similairement à la première partie du cycle, le passage de la condition image s'accompagne d'une forte dilatance, entraînant une augmentation (vers des valeurs plus négatives) de la contrainte de cisaillement jusqu'à l'atteinte de la contrainte maximale requise pour un nouveau renversement de la direction de chargement (le point H). Finalement, le sable est déchargé élastiquement du point H au point I.

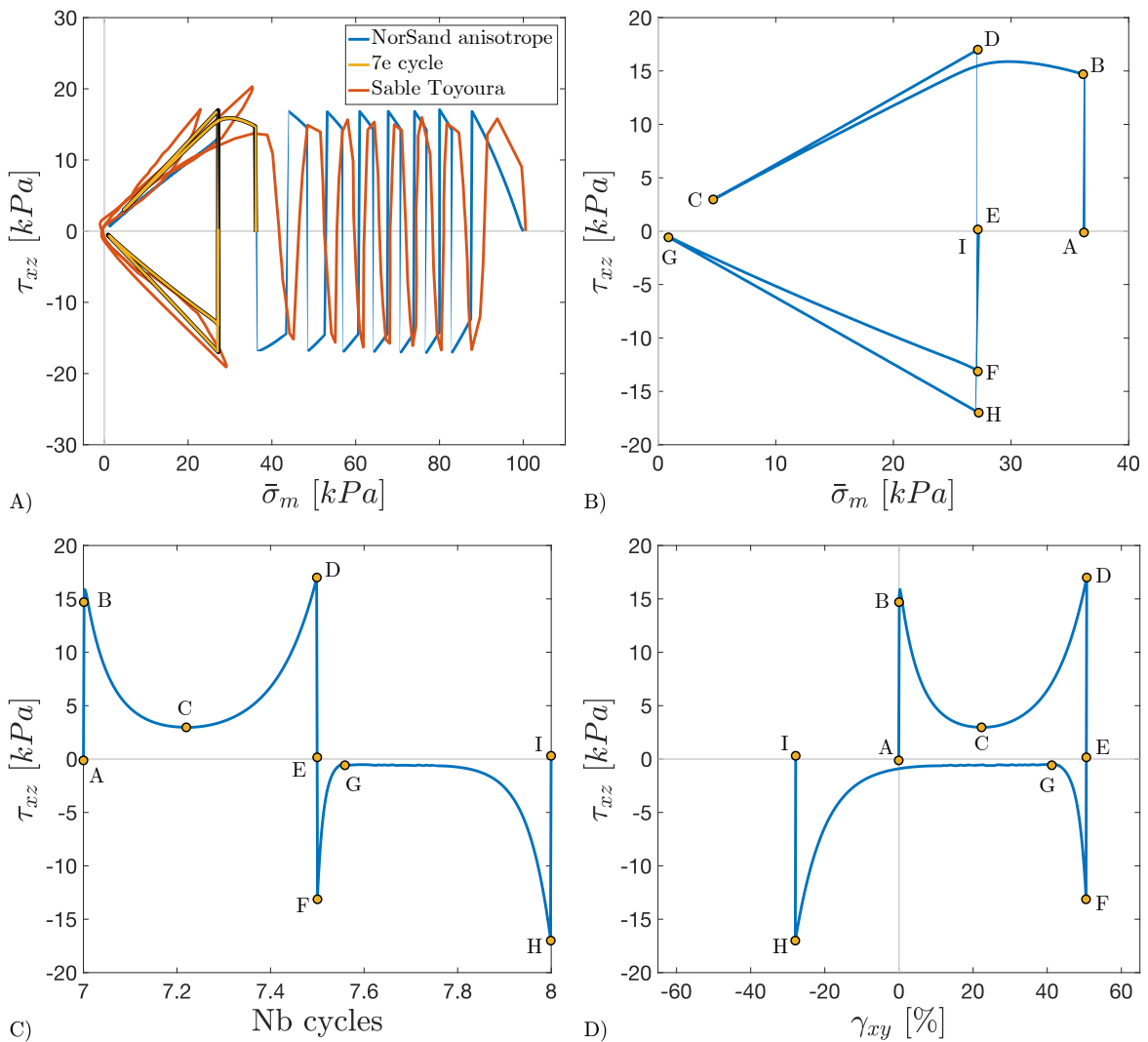


Figure 3-25. NorSand anisotrope – Cisaillement simple cyclique non drainé – 7<sup>e</sup> cycle –  $D_r = 50\%$  –  $CSR = 0.16$  –  $K_h = 1.0$  – Sable Toyoura (données labo. : Kiyota *et al.*, 2008)



Ces phases de déchargement élastique, suivies d'importantes phases de chargement élastique, produisent les pans verticaux de déformation (points D à F de la partie D) de la figure) ayant été identifiés précédemment (à la partie B) de la Figure 3-19 ou encore à la partie B) de la Figure 3-22). Ces pans verticaux sont absents des résultats de laboratoire correspondants. Cette différence majeure de comportement entre les modélisations NorSand (isotrope et anisotrope) et les résultats de laboratoire pourrait potentiellement expliquer les difficultés rencontrées jusqu'à maintenant. La question du déchargement sera abordée en profondeur au chapitre suivant.

### 3.5 Conclusion

L'impact de l'anisotropie sur le comportement des sables a été étudié dans ce chapitre à l'intérieur du cadre proposé par la théorie de l'état critique anisotrope. Cette théorie permet de prendre en compte l'impact de la direction et du type de chargement sur le comportement des sables, respectant les notions d'anisotropie inhérente et induite. Ce concept a été implémenté dans NorSand, menant à la formulation d'une version anisotrope de ce modèle, une première à la connaissance de l'auteur. Cette implémentation nécessite le calcul de la direction relative de l'anisotropie (par rapport à la direction du chargement) et de son intensité pour en déduire un paramètre de dilatance  $\zeta$  appelé à remplacer le paramètre d'état  $\psi$  à l'intérieur des boucles de calcul du modèle. Il en résulte généralement un ramollissement de la réponse prédite à mesure que la direction de chargement s'éloigne des conditions de consolidation. Trois nouveaux paramètres doivent être déterminés pour assurer le fonctionnement de l'aspect anisotrope du modèle : l'intensité initiale de l'anisotropie  $F_0$  (un intrant qui devrait techniquement être mesuré, au même titre que l'indice des vides initial par exemple), ainsi que les paramètres d'ajustement  $c$  et  $e_A$ .

NorSand anisotrope a été utilisé pour revisiter les modélisations faites au chapitre précédent grâce au modèle NorSand dans sa version originale (isotrope). Alors que NorSand isotrope est incapable de prendre en compte l'influence de la direction des contraintes principales  $\alpha$ , NorSand anisotrope est en mesure de prédire un éventail de comportements se rapprochant de ce qui est mesuré en laboratoire pour le sable Toyoura pour des essais de cisaillement sur cylindre creux à direction des contraintes principales contrôlée. Des

améliorations importantes sont aussi apparentes pour des essais de cisaillement sur cylindre creux où différentes valeurs du ratio des contraintes principales  $b$  sont appliquées.

Les résultats prometteurs des modélisations NorSand anisotrope effectuées pour les essais de cisaillement sur cylindre creux se sont aussi transposés pour les modélisations des essais de cisaillement simple statiques isotropes et anisotropes. De nouveau, l'effet ramollissant amené par l'apport de la théorie de l'état critique anisotrope a permis à NorSand anisotrope de prédire des comportements se rapprochant de ce qui était observé pour les essais de laboratoire. Au contraire de NorSand isotrope, qui montre systématiquement une réponse plutôt dilatante peu importe l'indice des vides modélisé, NorSand anisotrope permet de correctement atteindre les comportements attendus, notamment une importante contraction dans certains cas.

L'effet bénéfique de l'inclusion de la théorie de l'état critique anisotrope dans NorSand est plus mitigé pour les essais de cisaillement simple cyclique. Les déformations prédites par NorSand anisotrope sont en général relativement similaires à celles mesurées en laboratoire pour trois des quatre essais analysés. Pour le quatrième cas (le sable Toyoura dense), aucune différence significative n'a été observée entre les modélisations NorSand isotrope et anisotrope, toutes deux n'étant pas conformes aux résultats de laboratoire.

Il a finalement été identifié que le comportement prédit durant les phases de déchargement ayant lieu deux fois par cycle durant le cisaillement simple cyclique ne semble pas correspondre à ce qui est observé en laboratoire. Alors que NorSand anisotrope (et isotrope) décharge de manière élastique, il semble que les essais de laboratoire se comportent tout autrement. La mécanique du déchargement est abordée en détail au chapitre suivant.

## Chapitre 4

# Plasticité en déchargement

### 4.1 Introduction

Tel que vu au chapitre précédent, les difficultés de modélisation du comportement des sables sous sollicitations cycliques qui affectent NorSand ne sont pas uniquement dues à l'absence de l'effet important de l'anisotropie. Les résultats de modélisation de cisaillement simple cyclique montrés précédemment ont notamment révélé que les phases de déchargement semblent problématiques pour NorSand. Le développement de NorSand s'étant d'abord et avant tout effectué en prenant l'essai triaxial compression comme base de modélisation, il n'est pas surprenant de retrouver des lacunes lorsqu'il s'agit d'autres modes de chargement plus complexes.

Jefferies et Been (2015) ont proposé que la rotation de la direction des contraintes principales lors du cisaillement simple cyclique non drainé était essentiellement responsable de l'accumulation de surpressions d'eau, entraînant la génération de déformations importantes. Bien que cette proposition ait un certain mérite, il a été montré au chapitre

précédent qu'au-delà de la rotation de la direction des contraintes, la direction elle-même des contraintes principales influence grandement la réponse du sol, que ce soit lors de chargements statiques ou encore cycliques.

Dans le cas spécifique des chargements cycliques, il importe de prendre la mesure de l'importance relative des différentes phases composant ces types de chargement. Ainsi, tel que montré à la Figure 4-1, un chargement cyclique symétrique (par rapport à l'axe des abscisses) peut être divisé en quatre phases (voir Tableau 4-1) : deux phases de chargement et deux phases de déchargement.

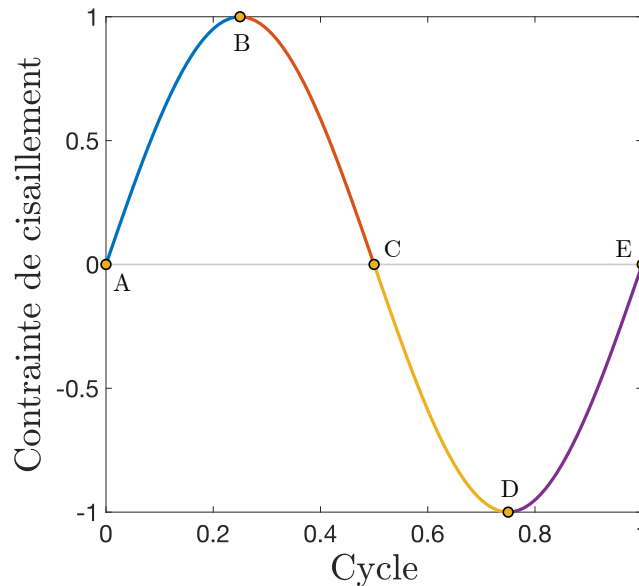


Figure 4-1. Dissection d'un chargement cyclique

À la Figure 4-1, la première phase de chargement débute en A et se poursuit jusqu'en B, entraînant un incrément positif de la contrainte de cisaillement. La première phase de déchargement a ensuite lieu, du point B au point C (incrément négatif de la contrainte de cisaillement). Au point C, l'axe des abscisses est croisé et la deuxième phase de chargement débute (toujours avec un incrément négatif de la contrainte de cisaillement), et se prolonge jusqu'à l'atteinte de la contrainte de cisaillement maximale visée, en D. Finalement, la deuxième phase de déchargement a lieu du point D au point E, cette fois-ci accompagnée d'un incrément positif de la contrainte de cisaillement. Cet arrangement des séquences de

chargement et déchargement est ensuite répété autant de fois que désiré pour bâtir l'ensemble des cycles du chargement cyclique.

Tableau 4-1. Dissection du chargement cyclique montré à la Figure 4-1

Segment	Points	Chargement?	Déchargement?	$\Delta$ Contrainte de cisaillement
Bleu	A-B	X		+
Rouge	B-C		X	-
Jaune	C-D	X		-
Mauve	D-E		X	+

Ainsi, les chargements cycliques symétriques sont bâtis à 50% de phases de chargement et à 50% de phases de déchargement. Lors du développement d'une loi de comportement, l'attention porte en général surtout sur le comportement des sols en situation de chargement ; nous nous intéressons généralement à la manière dont le sol réagira lorsque soumis à de nouvelles charges. Par contre, en considérant l'importance relative du déchargement lors des chargements cycliques, il semble nécessaire de se pencher plus sérieusement sur le comportement des sols, plus particulièrement des sables dans le cadre de cette recherche, lors du déchargement.

Ce chapitre est entièrement consacré à la mécanique du déchargement, plus spécifiquement à la plasticité qui peut y être engendrée. Quelques considérations théoriques sont d'abord présentées pour établir un référentiel d'analyse qui servira ensuite à l'examen du comportement des sables en déchargement, tel que mesuré en laboratoire par différents auteurs. La manière dont la plasticité en déchargement est abordée dans NorSand ainsi que les problèmes découlant de cette formulation sont ensuite présentés. Une nouvelle approche est finalement proposée pour pallier les problématiques soulevées, accompagnée des quelques exemples d'application. À des fins de simplicité, la version isotrope de NorSand, telle que présentée au Chapitre 2, est utilisée dans ce chapitre pour étudier la plasticité en déchargement. Les propositions présentées au Chapitre 3 ainsi que celles présentées dans ce chapitre seront réunies au Chapitre 5.

## 4.2 Considérations théoriques

Afin d'aborder la question du déchargement, et de la plasticité qui peut y être engendrée, il importe de revenir sur quelques considérations théoriques, notamment en ce qui a trait à la surface de plasticité, au comportement élasto-plastique des sols et au déchargement élastique.

### 4.2.1 Surface de plasticité

L'élasto-plasticité telle qu'abordée depuis le début du présent ouvrage est basée sur le concept de surface de plasticité délimitant les territoires élastique et plastique. Lorsque l'état de contraintes d'un sol se situe à l'intérieur de la surface de plasticité, le sol se comporte de manière élastique : l'entièreté des déformations induites sera élastique et récupérable en cas de déchargement. Lorsque l'état de contraintes est situé sur la surface plastique, le sol se comporte de manière élasto-plastique : une part des déformations induites par le chargement sera élastique et récupérable lors du déchargement, l'autre sera plastique et irréversible. De nombreuses lois de comportement, telles CamClay ou NorSand, comprennent une telle surface de plasticité.

La position de la surface de plasticité est déterminée par l'intensité des contraintes ayant affecté le sol précédemment. Tel que montré à la Figure 4-2 A), à mesure que la contrainte effective moyenne  $\bar{\sigma}_m$  augmente durant la consolidation isotrope, la surface de plasticité s'agrandit pour accommoder le nouvel état des contraintes (du point A, à B, puis C et finalement D). Si un essai triaxial compression démarrait à la fin de la consolidation, au point D de la Figure 4-2 B), le sol se comporterait de manière élasto-plastique dès le début du chargement puisque son état de contrainte au début du chargement se situe directement sur la surface de plasticité.

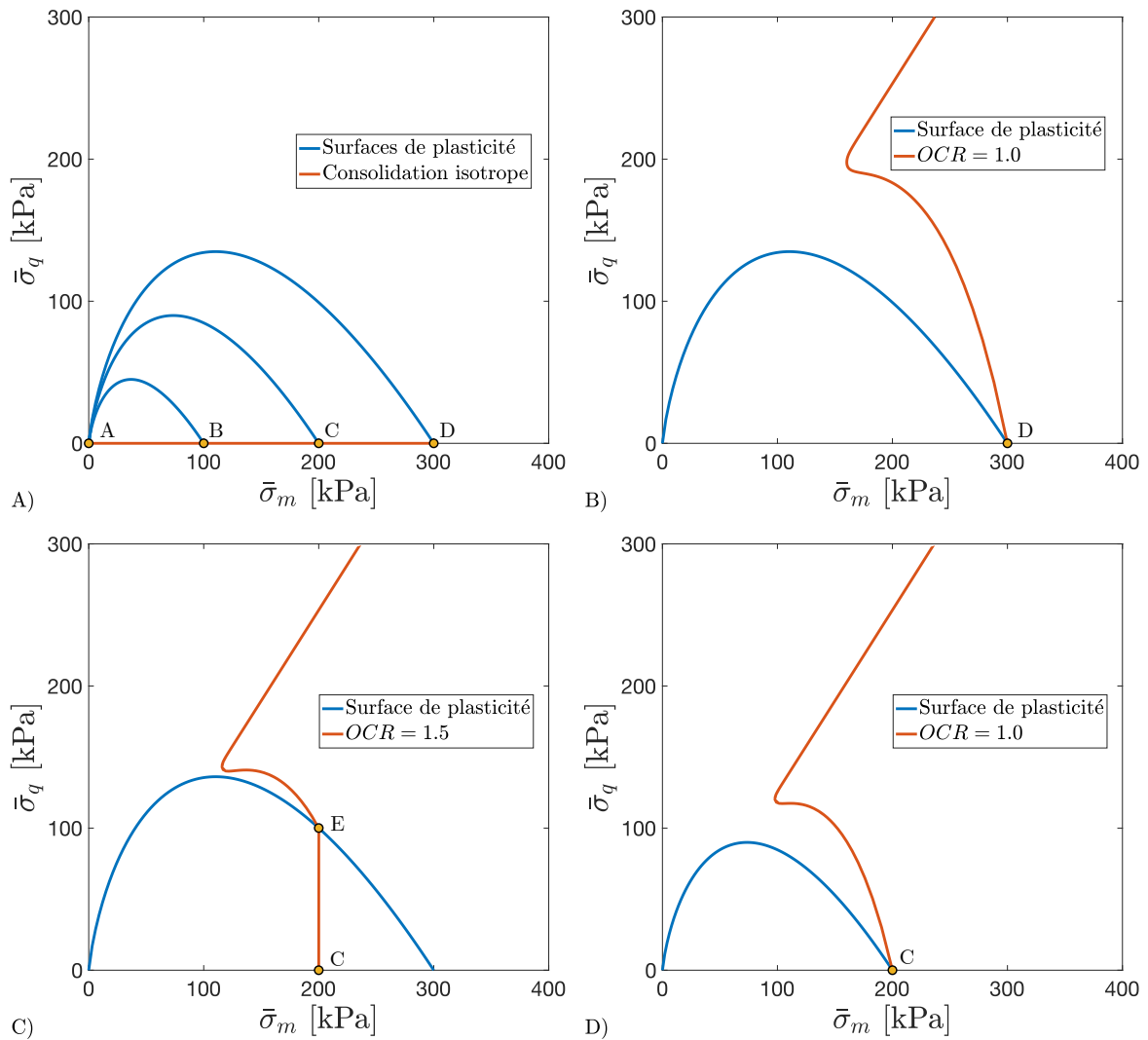


Figure 4-2. Position de la surface de plasticité

Suivant la consolidation montrée à la Figure 4-2 A), si une fois le point D atteint le sol est déchargé de manière isotropique pour rejoindre le point C, une surconsolidation sera engendrée. La surconsolidation est généralement exprimée selon le ratio de surconsolidation  $OCR$  (Équation 4.1), calculé comme étant le ratio de la contrainte effective verticale la plus élevée que le sol a préalablement subie sur la contrainte effective verticale actuellement affectant le sol. Plus les contraintes ayant affecté le sol sont importantes, plus le ratio de surconsolidation sera élevé. Dans l'exemple de la Figure 4-2 C), la contrainte effective moyenne maximale<sup>17</sup> atteinte durant la consolidation est  $300\text{kPa}$  tandis que la contrainte

<sup>17</sup> En consolidation isotrope, la contrainte effective verticale  $\bar{\sigma}_y$  est égale à la contrainte effective moyenne  $\bar{\sigma}_m$ .

effective moyenne au début de l'essai triaxial compression est de  $200kPa$ . Le ratio de surconsolidation est donc de  $OCR = 1.5$ . Cette surconsolidation signifie que l'état de contrainte au début de l'essai se situe à l'intérieur de la surface de plasticité, puisque la position de cette dernière a été déterminée par l'atteinte de contraintes plus élevées durant la consolidation. Sur la Figure 4-2 C), le chemin des contraintes suivi par le sol sera ainsi entièrement élastique à partir du point C jusqu'à l'atteinte de la surface de plasticité au point E. Jusqu'à ce point, la surface de plasticité ne changera pas d'emplacement, d'orientation ou de dimension, en d'autres mots elle ne subira aucun écrouissage, puisqu'aucune déformation plastique ne sera générée par le sol durant cette phase de chargement élastique. À l'atteinte du point E, l'état de contrainte du sol touchera la surface de plasticité, engendrant des déformations plastiques et un écrouissage de la surface de plasticité.

$$OCR = \frac{\bar{\sigma}_y|_{\text{maximale}}}{\bar{\sigma}_y|_{\text{actuelle}}} \quad 4.1$$

À des fins de comparaison, le cheminement des contraintes que suivrait le sol pour un même essai triaxial compression démarré à  $\bar{\sigma}_m = 200kPa$ , mais où aucune surconsolidation n'est présente ( $OCR = 1$ ) est montré à la Figure 4-2 D). Dès le premier instant du chargement, le sol se situe sur sa surface de plasticité au point C et montre un comportement élasto-plastique, au contraire du cheminement des contraintes montré à la Figure 4-2 C) où une réponse élastique s'étendait du point C au point E.

#### 4.2.2 Cheminement des contraintes en conditions élastiques

Le cheminement des contraintes suivi par un sol se comportant de manière élastique en conditions non drainées est nécessairement aligné sur une droite verticale (dans l'espace Cambridge  $\bar{\sigma}_m - \bar{\sigma}_q$ ), lorsque la théorie de l'élasticité isotrope est considérée (Hooke, 1675). Un tel exemple est montré à la Figure 4-2 C), entre les points C et E. En conditions non drainées, l'incrément de déformation volumétrique  $\dot{\epsilon}_v$  doit demeurer nul, entraînant la condition montrée à l'Équation 4.2 où  $\dot{\epsilon}_v^e$  et  $\dot{\epsilon}_v^p$  sont respectivement les composantes élastiques et plastiques de l'incrément de déformation volumétrique.



$$\begin{aligned}\dot{\epsilon}_v &= \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^p = 0 \\ \Rightarrow \dot{\epsilon}_v^e &= -\dot{\epsilon}_v^p\end{aligned}\quad 4.2$$

Selon la théorie de l'élasticité isotrope (implémentée dans NorSand), l'incrément de contrainte effective moyenne  $\dot{\sigma}_m$  est directement proportionnel à l'incrément de déformation volumétrique élastique  $\dot{\epsilon}_v^e$  (voir l'Équation 4.3, où  $K$  est le module de compressibilité volumétrique).

$$\dot{\sigma}_m = \dot{\epsilon}_v^e K \quad 4.3$$

Ainsi, lorsque l'état des contraintes du sol se trouve à l'intérieur de sa surface de plasticité et que seules des déformations élastiques sont encourues, les conditions non drainées entraînent un incrément de déformation volumétrique nul, tel que montré à l'Équation 4.4 (où  $\dot{\epsilon}^p$  est l'incrément de déformation plastique).

$$\begin{aligned}\dot{\epsilon}^p &= 0 \\ \Rightarrow \dot{\epsilon}_v^p &= 0 \\ \Rightarrow \dot{\epsilon}_v^e &= -\dot{\epsilon}_v^p = 0\end{aligned}\quad 4.4$$

Finalement, il résulte que l'incrément de contrainte effective moyenne doit lui aussi demeurer nul tout au long d'un chargement purement élastique (Équation 4.5). Ainsi, un tel chargement élastique, où la contrainte déviatorique augmente, est caractérisé par un cheminement des contraintes suivant la verticale.

$$\dot{\sigma}_m = \dot{\epsilon}_v^e K = 0 \quad 4.5$$

### 4.2.3 Déchargement élastique

Les considérations théoriques vues aux sections précédentes ne concernaient que des cas de chargement, ce qui est plus usuel en mécanique des sols. Dans le cas des chargements cycliques, il faut aussi de considérer l'effet du déchargement. Le déchargement d'un sol peut prendre plusieurs formes. La surconsolidation isotrope (tel que montré précédemment à la Figure 4-2) est produite par déchargement : le sol est chargé jusqu'au point D, puis déchargé

jusqu'au point C. En résulte une surconsolidation qui fait reposer l'état de contrainte du sol à l'intérieur de sa surface de plasticité, engendrant ainsi des déformations uniquement élastiques lors d'un chargement subséquent, et ce jusqu'à l'atteinte de la surface de plasticité au point E.

Un autre exemple de déchargement est montré à la Figure 4-3. Dans ce cas, l'état de contrainte initial du sol se trouve au point A après une phase de chargement, sur la surface de plasticité. Le chargement non drainé qui était en cours est arrêté à ce point et le sol est déchargé jusqu'au point C, en passant par le point B (toujours en conditions non drainées). Cette situation est analogue à un essai triaxial compression où l'on arrête le déplacement du plateau en cours de chargement pour ensuite abaisser le plateau de chargement jusqu'à ce qu'aucune contrainte déviatorique ne subsiste. À partir du moment où le déchargement débute, le point de contrainte A s'abaisse jusqu'au point de contrainte B. Ce faisant, le point de contrainte quitte la surface de plasticité, sans entraîner d'écrouissage de cette dernière qui reste donc exactement à la même position. Le point de contrainte se situe dorénavant à l'intérieur de la surface de plasticité (point B), n'entraînant que des déformations élastiques. Ainsi, en conditions non drainées et si la théorie de l'élasticité isotrope est considérée, le cheminement des contraintes suivi par le sol se doit d'être aligné à la verticale, selon le même raisonnement mathématique que présenté à la section précédente.

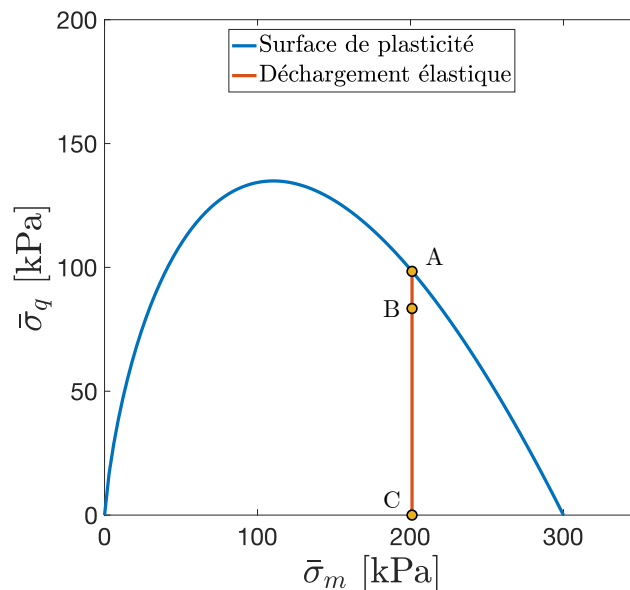


Figure 4-3. Déchargement élastique en conditions non drainées

Les lois de comportement dont la formulation est articulée autour d'une surface de plasticité unique telle que montrée à la Figure 4-3 (par exemple CamClay original ou CamClay modifié), ne peuvent générer que des déformations élastiques lors du déchargement. En effet, la génération de déformations plastiques n'est possible que lorsque le point de contrainte touche la surface de plasticité. Par définition, un déchargement implique un cheminement des contraintes s'orientant vers l'intérieur des frontières de la surface de plasticité, rendant donc impossible l'atteinte de la surface de plasticité.

### 4.3 Comportement des sables en déchargement

Tel que mentionné à la section précédente, les lois de comportement à surface de plasticité unique ne peuvent, de par leur formulation, générer de déformations plastiques en déchargement. Cette limitation de modélisation se trouve en contradiction avec ce qui est observé du comportement des sables. Les essais de Verdugo et Ishihara (1996) ainsi que ceux de Dabeet et Shuttle (2008) seront abordés dans cette section afin d'illustrer clairement la présence de plasticité durant le déchargement des sables.

#### 4.3.1 Essais triaxiaux de Verdugo et Ishihara (1996)

Les essais triaxiaux drainés et non drainés de Verdugo et Ishihara (1996) sont couramment cités dans la littérature pour comparer les prédictions des lois de comportement aux essais de laboratoire correspondant. Ces essais ont été effectués sur le sable Toyoura, à divers indices de vides et contraintes moyennes initiaux. Contrairement aux essais triaxiaux généralement présentés dans la littérature, les essais de Verdugo et Ishihara comprennent autant les séquences de chargement que de déchargement ce qui permet d'apprécier les spécificités du comportement des sables en déchargement.

Les essais triaxiaux compression drainés de Verdugo et Ishihara (1996) sont présentés à la Figure 4-4, sections A) et B) pour une contrainte effective moyenne initiale de  $\bar{\sigma}_{m,0} = 100kPa$ , sections C) et D) pour  $\bar{\sigma}_{m,0} = 500kPa$  et où  $\varepsilon_y$  est la déformation verticale. Tous ces essais ont en commun une séquence de chargement, suivie d'une séquence de déchargement. Un exemple est détaillé aux sections A) et B) de la Figure 4-4 pour l'essai

débutant à une contrainte initiale  $\bar{\sigma}_{m,0} = 100\text{kPa}$  et un indice des vides initial de  $e_0 = 0.831$  : le chargement débute au point A, la contrainte déviatorique  $\bar{\sigma}_q$  augmente jusqu'à environ  $250\text{kPa}$  pour ensuite diminuer jusqu'au point B, marquant la fin du chargement (comportement typique d'un sable dense, dilatant). Le sol est ensuite déchargé du point B au point C. Ce déchargement est accompagné d'une densification du sable, l'indice des vides passant de  $e = 0.881$  au point B à  $e = 0.869$  au point C (représentant un changement de densité relative de 3.7%). Tous les essais montrés à la Figure 4-4 sont caractérisés par une densification similaire lors des phases de déchargement.

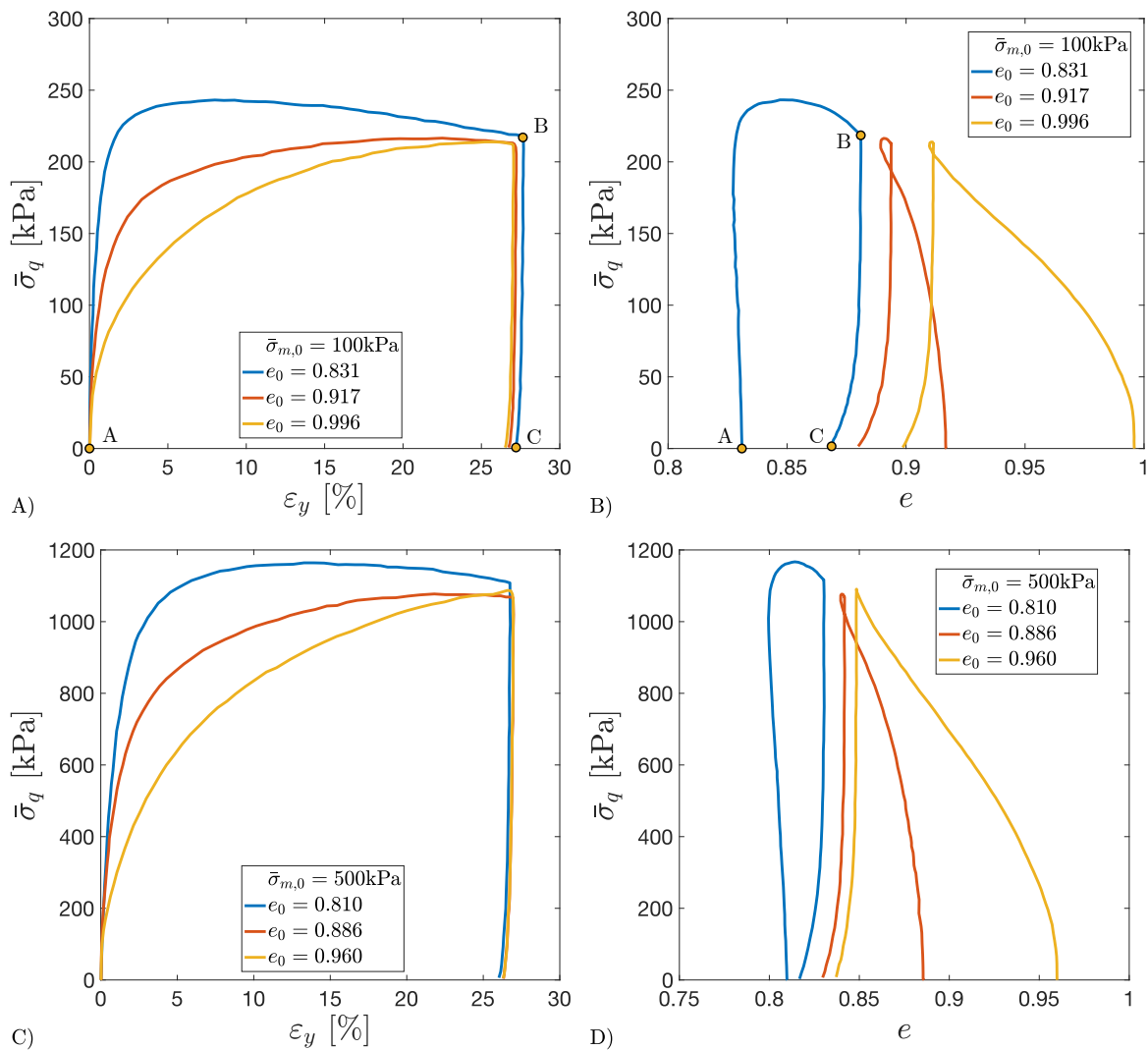


Figure 4-4. Essais triaxiaux drainés sur sable Toyoura (modifié de Verdugo & Ishihara, 1996)

La densification subie par le sable lors du déchargement à la Figure 4-4 B) est présentée plus en détail à la Figure 4-5, pour  $\bar{\sigma}_{m,0} = 100\text{kPa}$ , où seules les séquences de déchargement sont présentées. Le début de chaque séquence de déchargement, pour chacun des indices des vides initiaux considérés, est indiqué par le point D. Les traits pleins sur la figure représentent le déchargement observé selon les données de Verdugo et Ishihara (1996). Si ce déchargement était bel et bien élastique, tel que prédit par le concept de surface de plasticité unique, les courbes de déchargement suivraient les lignes pointillées de la Figure 4-5, où la théorie de l'élasticité isotrope est considérée (avec modules de déformation dépendant de la contrainte moyenne). Le déchargement élastique prédit sur la Figure 4-5 B) montre un léger gonflement (augmentation de l'indice des vides), ce qui est en contradiction avec la densification plutôt observée en laboratoire.

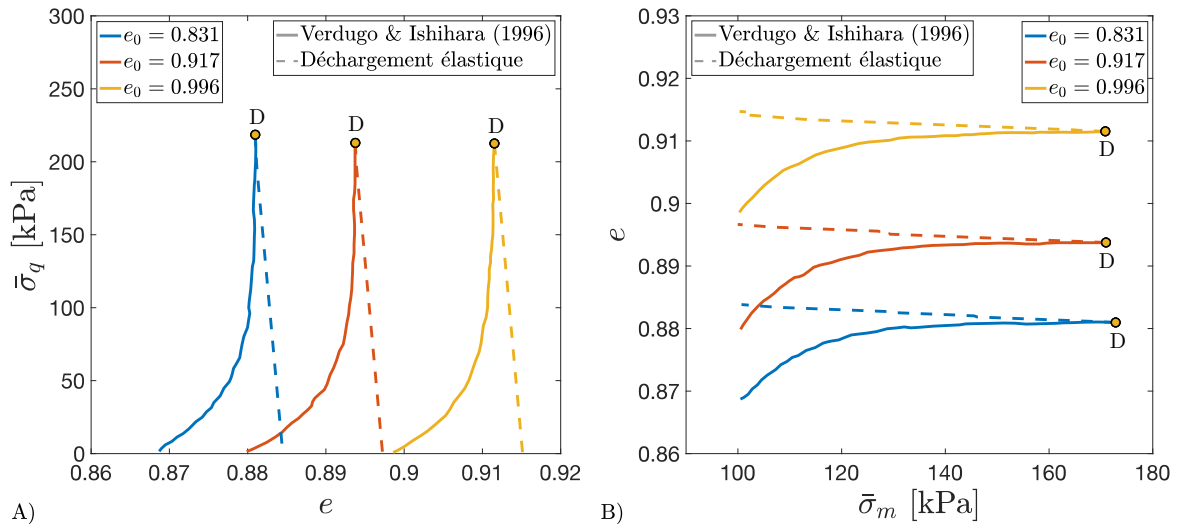


Figure 4-5. Simulation de déchargement élastique à partir des essais triaxiaux drainés de Verdugo et Ishihara (1996) pour  $\bar{\sigma}_{m,0} = 100\text{kPa}$

Les essais triaxiaux compression drainés de Verdugo et Ishihara (1996) semblent démontrer que le comportement du sable en déchargement n'est pas élastique linéaire. Ces auteurs ont aussi effectué de nombreux essais triaxiaux compression non drainés, présentés à la Figure 4-6, où les séquences de déchargement sont aussi montrées. Les résultats pour un indice des vides initial de  $e_0 = 0.735$  (équivalent à une densité relative de  $D_r = 92.5\%$ ) sont montrés aux sections A) et B) de la figure, tandis que les résultats pour un indice des vides initial de  $e_0 = 0.833$  ( $D_r = 63\%$ ) sont montrés aux sections C) et D). Une variété de comportements

en dilatance est observable sur à la Figure 4-6 : très dense et dilatant (courbe bleue de la Figure 4-6 A) et B) avec  $\psi_0 = -0.180$ ) ; lâche et contractant (courbe mauve de la Figure 4-6 C) et D) avec  $\psi_0 = 0.104$ ). Dans tous les cas, lorsque les séquences de chargement sont arrêtées (après environ 25% de déformation verticale  $\varepsilon_y$ ), le déchargement s'en suivant provoque inévitablement une forte diminution de la contrainte effective moyenne (Figure 4-6 parties B) et D)). Tel que discuté à la section 4.2.3, lors d'un déchargement élastique (en élasticité linéaire), le cheminement des contraintes dans l'espace Cambridge se doit d'être une droite verticale.

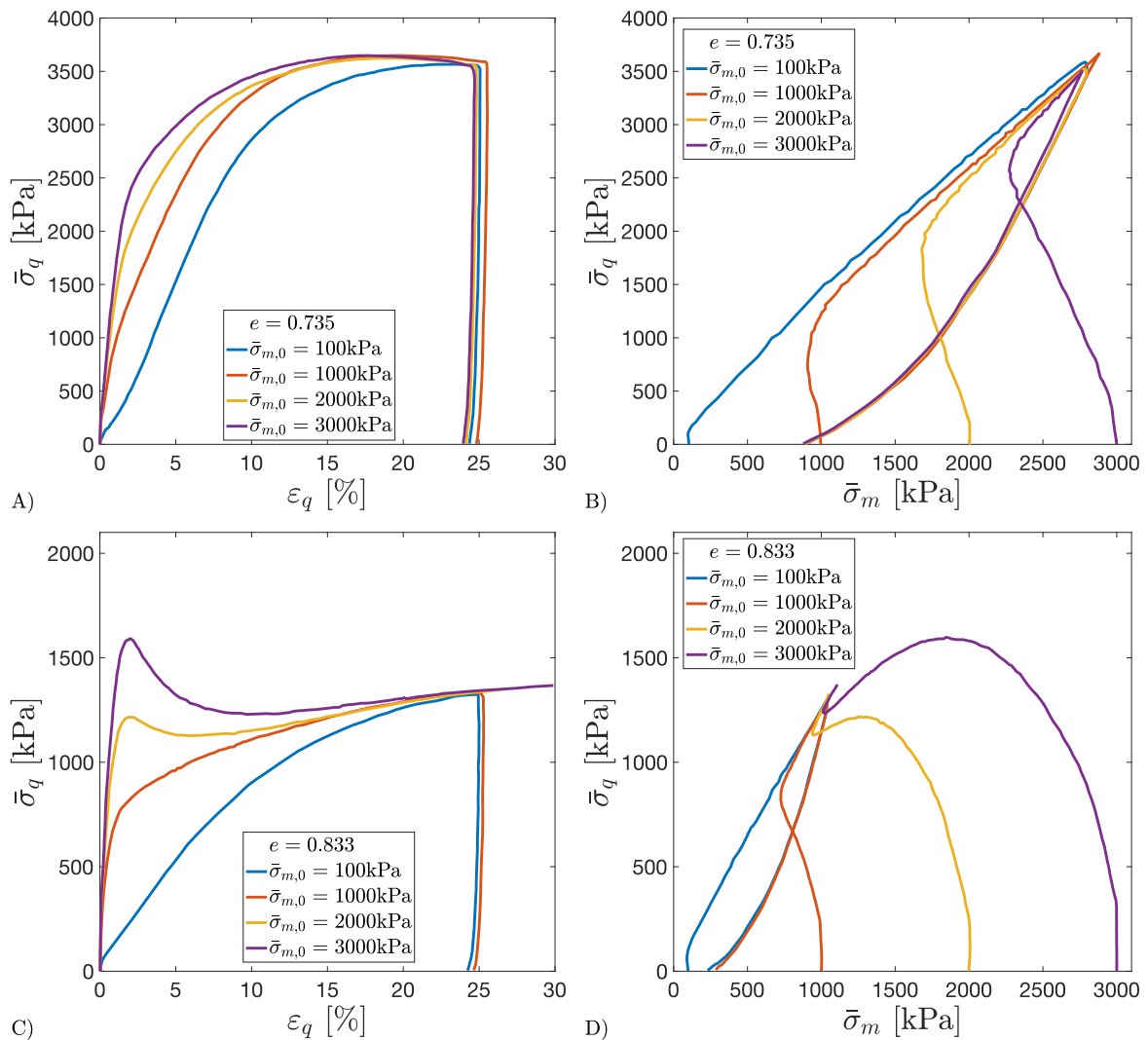


Figure 4-6. Essais triaxiaux non drainés sur sable Toyoura (modifié de Verdugo & Ishihara, 1996)

Un exemple de cheminement des contraintes ( $\bar{\sigma}_{m,0} = 100kPa$  et  $e = 0.833$ ) est montré à la Figure 4-7. Le chargement non drainé débute au point A et se poursuit jusqu'au point B. À partir de ce point, le chargement est arrêté et le déchargement débute. Le cheminement des contraintes suivi par l'échantillon va ensuite du point B au point C, alors qu'un déchargement purement élastique linéaire irait plutôt du point B au point D. La zone identifiée en jaune montre la différence de contrainte moyenne entre le déchargement élastique supposé et le déchargement réel. À la fin du déchargement, la contrainte effective moyenne n'est plus que de  $\bar{\sigma}_m = 285kPa$  alors qu'un déchargement élastique linéaire aurait prédit une contrainte de  $\bar{\sigma}_m = 1037kPa$ . Ainsi, plus de  $750kPa$  de pressions interstitielles  $u$  se sont développées durant le déchargement (au-delà de celles qui se seraient développées avec un déchargement purement élastique), ce qui représente une augmentation normalisée  $r_u = \dot{u}/\bar{\sigma}_{m,0}$  de plus de 75%. Cette importante augmentation de pression interstitielle dénote une tendance à la contraction durant le déchargement : le sable désire se contracter, mais la condition non drainée l'en empêche, ce qui se transfère en une augmentation des pressions interstitielles. Ce comportement est tout à fait analogue à celui observé dans les essais drainés présentés à la Figure 4-5 : alors qu'un gonflement (dilatance) est attendu lors d'un déchargement élastique, une contraction des échantillons est plutôt observée.

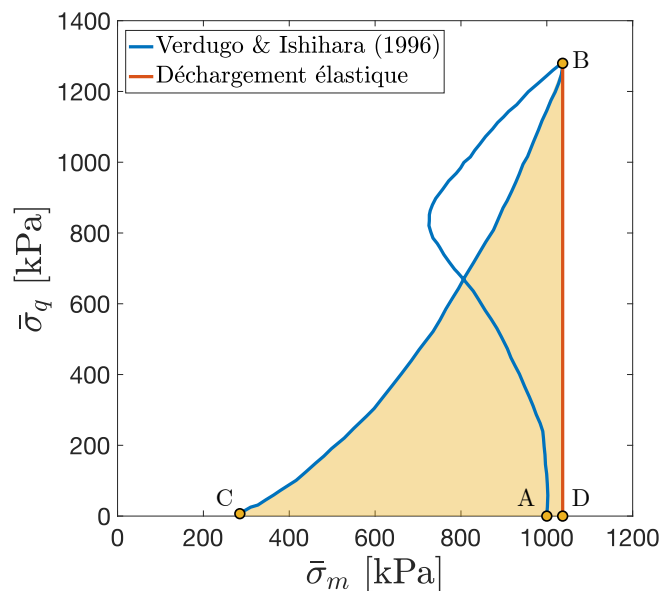


Figure 4-7. Simulation de déchargement élastique à partir des essais triaxiaux non drainés de Verdugo et Ishihara (1996) pour  $\bar{\sigma}_{m,0} = 100kPa$  et  $e = 0.833$

À la lumière des essais triaxiaux compression drainés et non drainés analysés dans cette section, il semblerait que le comportement du sable Toyoura en déchargement ne puisse être catégorisé comme étant élastique linéaire. En conditions drainées, alors qu'un déchargement entraîne généralement un gonflement (comme chez les argiles durant les essais de consolidation), une contraction est plutôt observée (diminution de l'indice des vides). En conditions non drainées, les pressions interstitielles générées durant le déchargement excèdent largement celles prédites par la théorie de l'élasticité linéaire. Encore une fois, une importante tendance à la contraction semble présente durant les phases de déchargement.

#### **4.3.2 Essais triaxiaux de Dabeet (2008)**

Un important travail de recherche en laboratoire sur le comportement des sables en déchargement a été entrepris par Dabeet et Shuttle (2008) et plus largement par Dabeet (2008). Ces auteurs ont effectué de nombreux essais triaxiaux compression drainés, notamment sur le sable Erksak (un sable propre de la mer de Beaufort). Ces essais comprenaient d'un à trois cycles de chargement-déchargement où un soin particulier était apporté à la mesure des déformations et du comportement en dilatance des sables.

Une portion des essais de Dabeet (2008) est montrée à la Figure 4-8, où trois séries d'essais à différentes contraintes effectives moyennes initiales  $\bar{\sigma}_{m,0}$  sont présentées (Figure 4-8 sections A-B, sections C-D et sections E-F) pour différents indices des vides initiaux  $e_0$ . Le comportement contrainte-déformation est montré sur la portion gauche de la figure, alors que le comportement en dilatance est montré à droite. En général, les échantillons testés montrent une tendance à la contraction durant le chargement initial (plus importante pour les échantillons moins denses), suivi de phases de dilatance (déformation volumétrique  $\varepsilon_v$  négative).



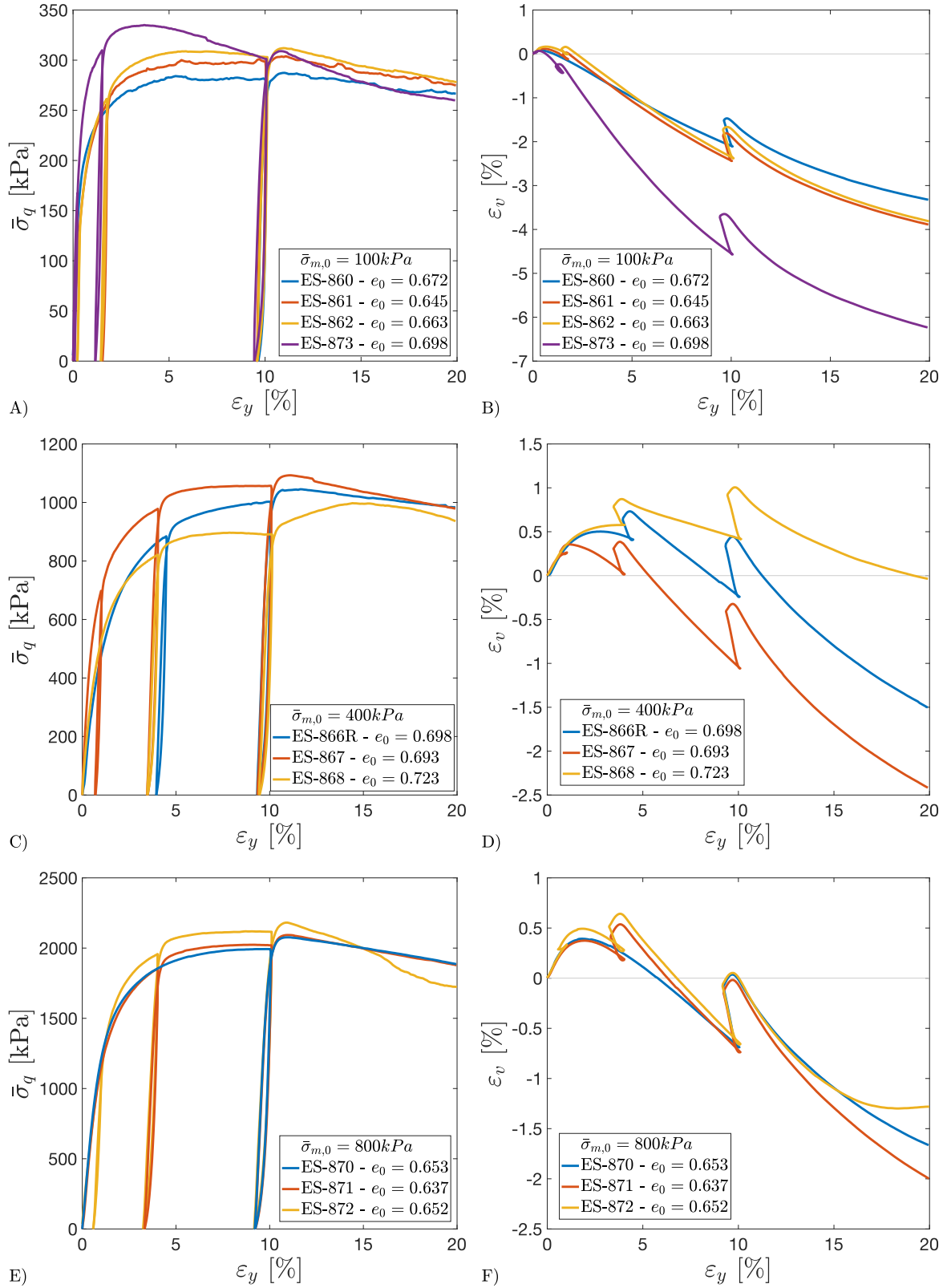


Figure 4-8. Essais triaxiaux compression drainés sur sable Erksak (modifié de Dabeet, 2008)

Afin d'explorer plus en détail le comportement observé à la Figure 4-8, l'essai E-866R ( $\bar{\sigma}_{m,0} = 400kPa$  et  $e_0 = 0.698$ ) est isolé à la Figure 4-9. Le chargement en entier est montré aux parties A) et B) de la figure, alors que les parties C) et D) se concentrent sur la première boucle de déchargement-rechargement. Le chargement débute au point A et se poursuit jusqu'au point B. Cette première séquence de chargement débute par une tendance à la contraction, alors que des déformations volumétriques positives s'accumulent. À environ 3% de déformation verticale  $\varepsilon_y$ , cette tendance s'inverse et l'incrément de déformation volumétrique devient négatif (les déformations volumétriques diminuent sur la Figure 4-9 B), dénotant un comportement désormais dilatant. À l'atteinte du point B, le sable est déchargé, toujours en conditions drainées, jusqu'à l'atteinte d'une contrainte déviatorique nulle au point C. Lors de l'initiation du déchargement, un léger gonflement de l'échantillon est d'abord observé (les déformations volumétriques diminuent légèrement tout de suite après le point B), suivi d'une importante contraction (densification) de l'échantillon jusqu'au point C. Cette densification est irréconciliable avec l'hypothèse d'un déchargement élastique. En effet, et tel qu'expliqué à la section précédente, une diminution de la contrainte effective moyenne entraîne automatiquement un incrément des déformations volumétriques négatif (donc un gonflement). À partir du point C, le chargement débute à nouveau. Il est intéressant de remarquer sur la partie D) de la Figure 4-9 qu'à l'initiation du rechargement, et ce jusqu'au point D), la contraction domine encore le comportement du sol (tel qu'il en était également le cas durant la majeure partie du déchargement). Cette contraction pourrait dénoter un rechargement initialement élastique jusqu'à ce que la dilatance reprenne le contrôle du comportement au point D. Il est intéressant de noter sur la partie C) de la figure que la pente du comportement contrainte-déformation est linéaire entre les points C et D pour ensuite s'incurver dramatiquement. Le point D pourrait ainsi dénoter la transition entre le comportement élastique au rechargement, vers le comportement élasto-plastique. Finalement, il est intéressant de remarquer que les boucles de chargement-déchargement semblent avoir peu d'effet sur le comportement global du sol : en reliant les points A-B-E-G, il est facile d'imaginer une courbe contrainte-déformation lisse, comme si les boucles de déchargement n'avaient pas eu lieu. Le même constat peut également être fait pour les courbes présentées aux sections A), C) et E) de la Figure 4-8.

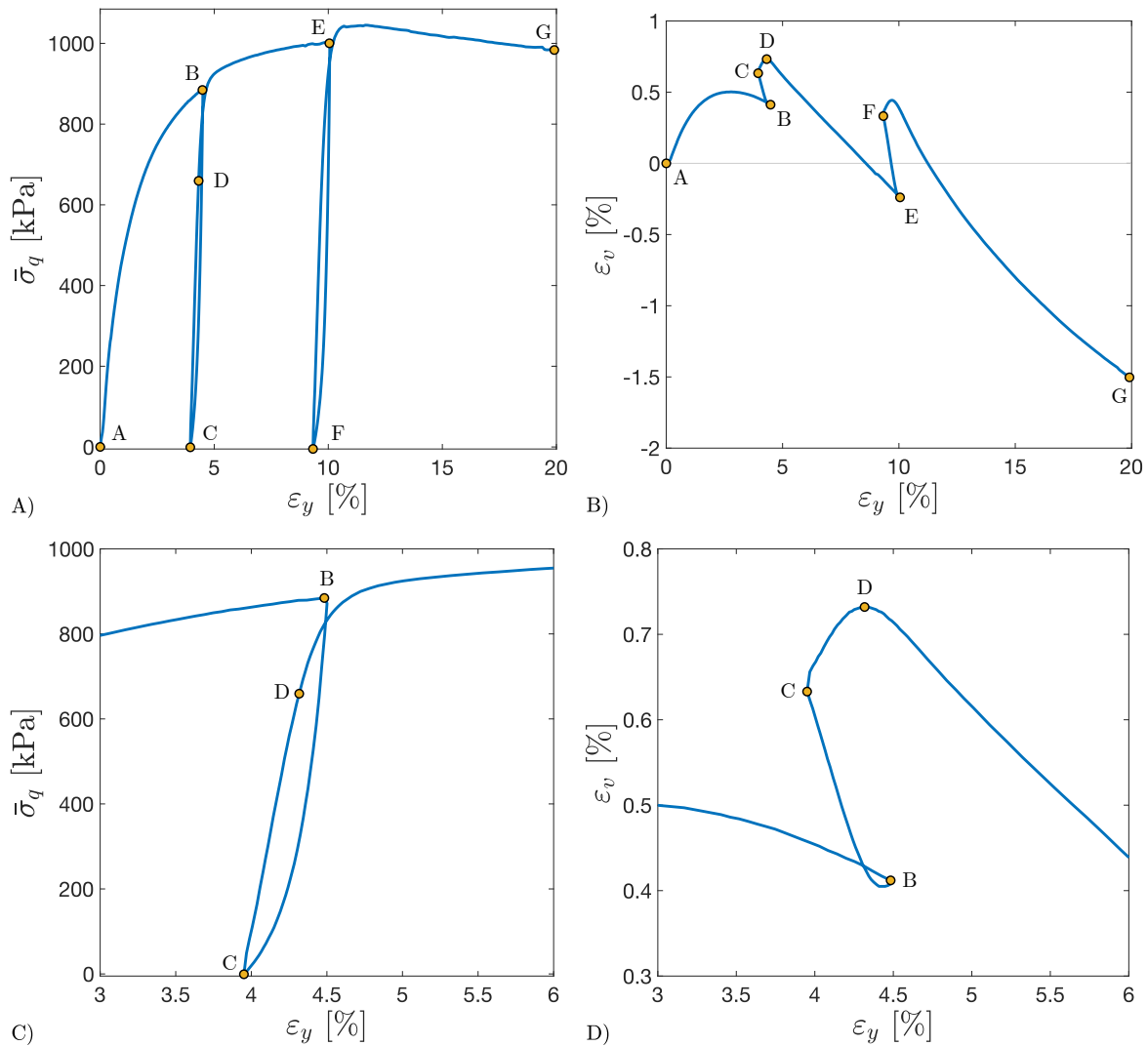


Figure 4-9. Essai triaxial drainé ES-866R ( $\bar{\sigma}_{m,0} = 400 \text{ kPa}$ ,  $e_0 = 0.698$ ) sur sable Erksak (modifié de Dabeet, 2008)

De manière similaire à l'analyse effectuée à la section 4.3.1, une simulation de déchargement élastique linéaire est montrée à la Figure 4-10 pour la première boucle de déchargement de l'essai ES-866R. Pour cette simulation, les paramètres NorSand proposés par Dabeet (2008) sont employés pour la modélisation d'un déchargement élastique isotrope. La courbe bleue représente le comportement réel observé en laboratoire, tel que présenté à la Figure 4-9, tandis que la courbe rouge est une simulation de déchargement élastique. La courbe bleue s'étend avant et après le déchargement afin de faciliter la compréhension alors que la courbe rouge ne représente que la portion de déchargement de l'essai. Le déchargement débute au point A et se termine au point B pour le comportement réel du sable Erksak, tandis qu'il se

termine au point C pour la simulation de déchargement élastique. Il est évident de constater sur la portion B) de la figure que le comportement en dilatance de sol est littéralement à l'opposé de celui prédit par un déchargement élastique linéaire. En effet, la diminution de la contrainte effective moyenne engendrée par le déchargement entraîne automatiquement une diminution de la déformation volumétrique (du point A au point C). Au contraire, le sol subit un important gonflement (du point A au point B).

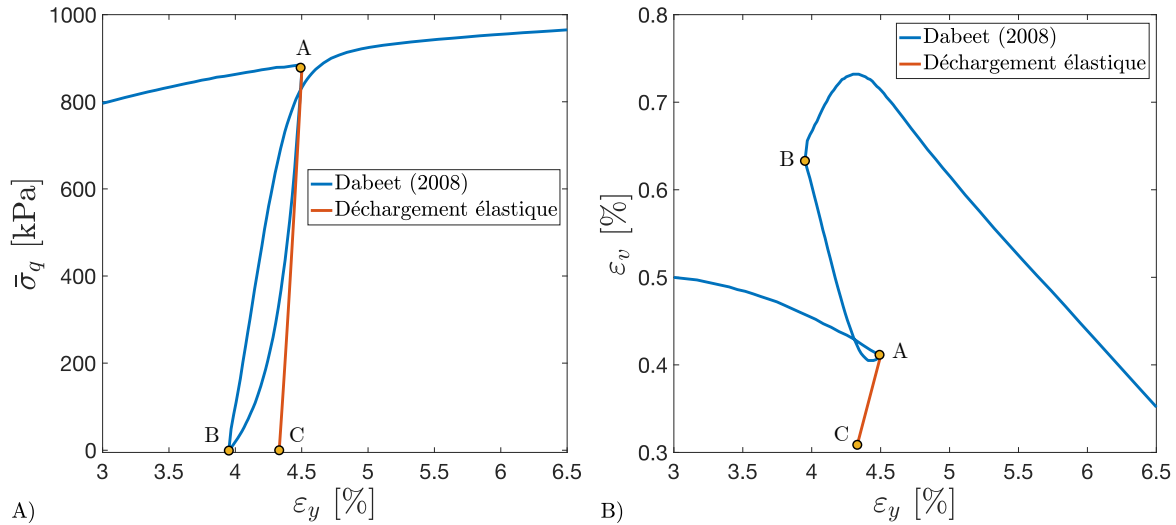


Figure 4-10. Simulation de déchargement élastique à partir de l'essai ES-666R de Dabeet (2008)

Enfin, les essais de Dabeet (2008) fournissent de précieux renseignements sur le comportement en dilatance des sables durant le déchargement. Les boucles de chargement-déchargement de l'essai ES-867 sont montrées à la Figure 4-11. Le comportement contrainte-déformation est montré à la section A) et les déformations sont montrées à la section B) pour trois cycles de chargement-déchargement, suivi d'un chargement jusqu'à  $\varepsilon_y = 20\%$ . La dilatance  $D$  (ratio des incréments de déformation volumétrique  $\dot{\varepsilon}_v$  et déviatorique  $\dot{\varepsilon}_q$ <sup>18</sup>) et le ratio des contraintes  $\eta$  sont mis en relation à la section C) À la section C), chaque boucle de

<sup>18</sup> Au début des phases de chargement, le calcul de la dilatance ne peut être effectué puisqu'il nécessite le calcul de l'incrément de déformation (momentanément nul au début du chargement). Ainsi, les premières valeurs de dilatance en chargement (points jaunes de la Figure 4-11 A) apparaissent alors que le chargement a déjà progressé (valeurs du ratio des contraintes plus grandes que zéro). Au début des phase de déchargement le résultat du calcul de la dilatance donne généralement des valeurs improbables en raison de l'instabilité des incréments de déformation. En effet, à la suite de l'inversement de la direction de chargement, l'incrément de déformation volumétrique change généralement de signe momentanément, entraînant des valeurs de dilatance calculée plusieurs ordres de grandeur au-delà des valeurs normalement calculées. Ces valeurs jugées erronées ont été enlevées de la Figure 4-11 pour en faciliter la compréhension.

chargement-déchargement est indiquée par une couleur (bleu, rouge et jaune). Les phases de chargement (traits pleins) débutent aux points indiqués en jaune et se terminent aux points indiqués en rouge. Les phases de déchargement (traits pointillés) débutent aux points indiqués en gris et se terminent aux points indiqués en vert. Au début des séquences de chargement, la dilatance est positive (contraction de l'échantillon) pour ensuite traverser l'axe neutre vers des valeurs négatives (dilatance de l'échantillon) à  $\eta \approx 1.1$ . Lorsque les séquences de déchargement sont initiées, la dilatance change généralement de signe (passant du point rouge en fin de chargement vers le point gris en début de déchargement) pour éventuellement reprendre des valeurs négatives au cours du déchargement. En d'autres termes, à l'initiation du déchargement, le sable sera initialement brièvement contractant pour rapidement passer à la dilatance pendant la majeure partie du déchargement (comportement contraire à celui attendu en cas de déchargement élastique, tel que montré à la Figure 4-5 et la Figure 4-10).

### 4.3.3 Théorie de l'élasticité isotrope

Depuis le début de ce chapitre, la théorie de l'élasticité isotrope a été employée afin de prédire le comportement des sables lors des phases de déchargement supposées élastiques (notamment à la Figure 4-5, à la Figure 4-7 et à la Figure 4-10). Cette théorie est de loin la plus couramment employée dans la définition des lois de comportements des sables (voir notamment Jefferies, 1993; Manzari & Dafalias, 1997; Gajo & Muir Wood, 1999; Taiebat & Dafalias, 2008; Beaty & Byrne, 2011; Boulanger & Ziotopoulou, 2013). Il existe par contre d'autres formulations de théories d'élasticité. Il est notamment possible de considérer l'effet de l'anisotropie en élasticité par l'introduction de modules d'élasticité dépendant de la direction considérée (par exemple, l'élasticité orthotrope). Certains autres modèles sont plutôt basés sur la théorie de l'hyper-élasticité pour laquelle les relations contrainte-déformation sont basées sur des fonctions de densité d'énergie, amenant ainsi une interdépendance entre les différents invariants de contrainte et déformation (Lashkari & Golchin, 2014).

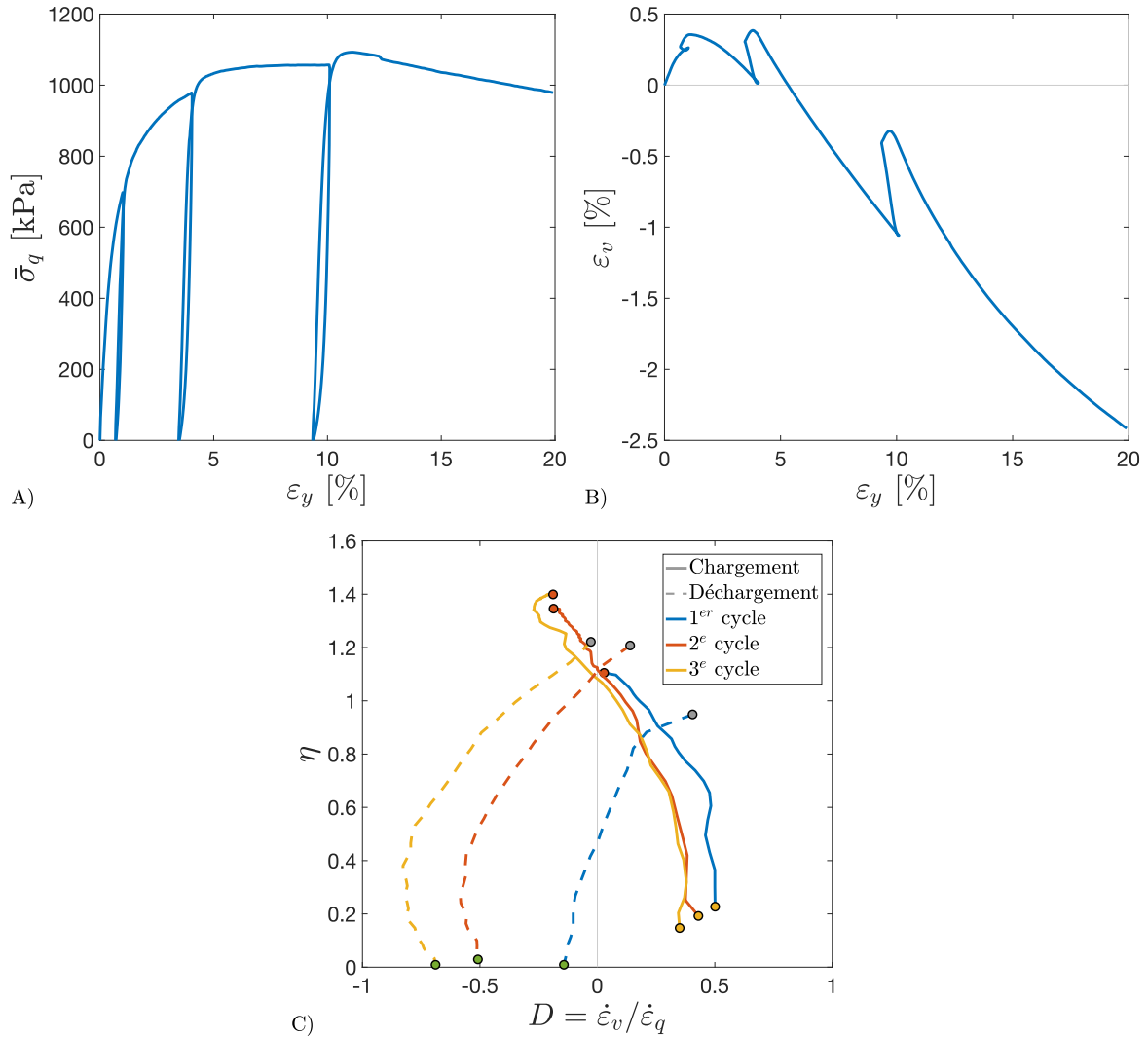


Figure 4-11. Essai triaxial compression ES-867 sur sable Erksak, comprenant 3 cycles de chargement-déchargement et un chargement final (modifié de Dabeet, 2008)

À la lumière des points de discussion amenés dans ce chapitre, il importe de réaliser qu'une formulation différente de l'élasticité ne mènerait pas à des changements drastiques de comportement prédit pouvant résoudre les problèmes soulevés précédemment. Par exemple, deux modélisations NorSand du même essai triaxial compression chargement-déchargement non drainé sont montrées à la Figure 4-12, l'une utilisant une formulation hypo-élastique (la théorie de l'élasticité isotrope) et l'autre utilisant une formulation hyper-élastique (Lashkari & Golchin, 2014). À la partie B) de la figure, le cheminement des contraintes prédit par la formulation hypo-élastique montre un déchargement en ligne droite, caractéristique d'élasticité isotrope. Le cheminement des contraintes du déchargement de la formulation hyper-élastique est quant à lui légèrement incurvé vers la gauche, symptôme de la génération

de pressions interstitielles générée pendant le déchargement. Ces pressions interstitielles sont produites par la dépendance de l'incrément des déformations volumétriques élastiques autant à l'incrément de contrainte moyenne (comme pour l'élasticité isotrope hypo-élastique) qu'à l'incrément de contrainte déviatorique. Le cheminement des contraintes résultant n'est par contre pas particulièrement plus près du cheminement des contraintes mesuré en laboratoire, amenant de nouveau à conclure que l'absence de plasticité générée en déchargement en finalement l'élément manquant au modèle.

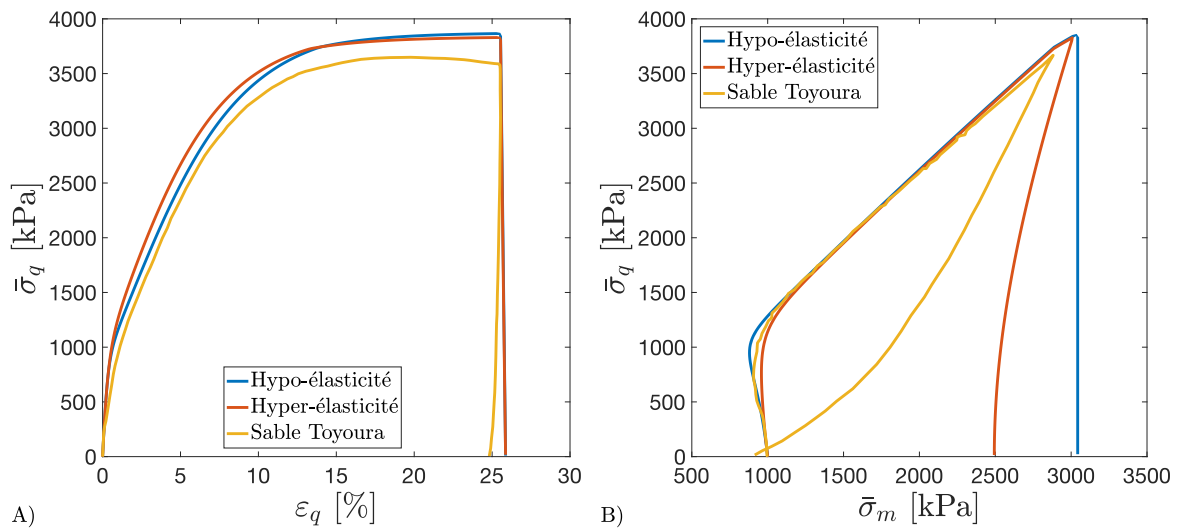


Figure 4-12. Hypo-élasticité vs hyper-élasticité ; essais triaxiaux non drainés sur sable Toyoura (données labo. : Verdugo & Ishihara, 1996)

#### 4.3.4 Conclusion

Les analyses effectuées à la section 4.3 tendent vers une même conclusion : les sables Toyoura et Erksak ne montrent pas un comportement élastique lors du déchargement. Les essais de Dabeet (2008) ont aussi porté sur le sable Fraser (un sable deltaïque uniforme) et ont révélé des tendances similaires. Il apparaît clair qu'en l'absence d'élasticité au déchargement, la seule autre option possible est l'élasto-plasticité. Mais voilà, pour qu'il y ait élasto-plasticité, un critère de plasticité doit être atteint, ce qui signifie que l'état de contrainte du sol doit toucher une surface de plasticité lors du déchargement. Cette nécessité n'est certainement pas triviale pour les lois de comportement à une seule surface de plasticité, tel que montré à la Figure 4-13. Dans cet exemple, le sol est déchargé à partir du point A se trouvant sur la surface de plasticité identifiée en bleu. À l'initiation du déchargement, le sol

se comporte de manière élastique puisque l'état de contrainte se situe à l'intérieur de la surface de plasticité. Les cheminements des contraintes identifiés en rouge (A-B et A-C) demeureront entièrement élastiques jusqu'à la fin du déchargement. Le cheminement identifié en jaune montrera un comportement élastique jusqu'au point D, où l'état de contrainte touche alors la surface de plasticité. À partir de ce point, le sol se comportera de manière élasto-plastique, entraînant l'écroutissement de la surface de plasticité.

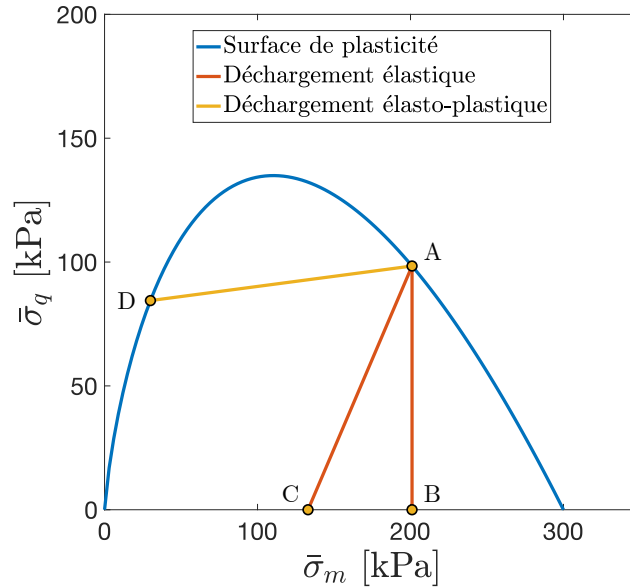


Figure 4-13. Exemples de déchargements élastique et élasto-plastique

Ainsi, pour que soit générée de la plasticité en déchargement, un cheminement des contraintes doit potentiellement traverser une importante partie de la zone élastique délimitée par la surface de plasticité pour éventuellement atteindre l'autre côté de la surface. Encore faut-il que le cheminement des contraintes le permette. Dans l'exemple montré à la Figure 4-13, le cheminement A-C se déroule selon une pente 3/1 correspondant à un chargement triaxial compression drainé. Dans cette configuration, le sol ne pourrait tout simplement pas atteindre la portion gauche de la surface de plasticité (près du point D par exemple) et générer des déformations plastiques en déchargement. Même constant pour le cheminement A-B qui pourrait être interprété comme un déchargement en conditions triaxiales compression non drainées (élasticité linéaire assumée). De nouveau, il serait impossible pour un tel cheminement d'atteindre la surface de plasticité en déchargement et ainsi générer des



déformations plastiques. Évidemment, différentes configurations de surface de plasticité et d'états des contraintes initiaux pourront donner des résultats différents.

Il demeure finalement potentiellement difficile pour une loi de comportement comprenant une seule surface de plasticité lisse d'arriver à réunir les conditions nécessaires à l'atteinte de plasticité en déchargement. Le cas particulier de NorSand est abordé à la prochaine section.

## 4.4 Plasticité en déchargement dans NorSand

Il a été démontré à la section précédente que la plasticité en déchargement existe pour les sables. Le comportement en dilatance observé en déchargement ne correspond pas à celui d'un matériau élastique. Tel que mentionné au début de ce chapitre, les sollicitations cycliques étant composées à 50% de phases de déchargement, cette plasticité supplémentaire engendrée lors du déchargement peut potentiellement affecter grandement la réponse du sol. Ne pas en prendre compte et supposer une réponse élastique en déchargement mène certainement à une sous-évaluation des déformations totales engendrées lors des cycles de chargement-déchargement.

La formulation initiale de NorSand (Jefferies, 1993) se concentrait uniquement sur les cas de chargement triaxial compression. Jefferies (1997) a plus tard abordé la question de la plasticité en déchargement et a proposé un changement au modèle, la formulation d'un cap interne.

### 4.4.1 Cap interne

Pour expliquer la présence du cap interne dans la formulation de NorSand, il est nécessaire de revenir en arrière jusqu'à la formulation initiale de NorSand (Jefferies, 1993). Elle comprenait alors une surface de plasticité unique et lisse (Figure 4-14 A), similaire à la surface de plasticité de la loi CamClay original (Roscoe & Schofield, 1963). Cette surface est définie selon l'Équation 4.6 où  $\bar{\sigma}_{m,i}$  et  $M_i$  sont respectivement la contrainte effective moyenne et le ratio d'état critique à la condition image (dilatance momentanément nulle durant le chargement).

$$\frac{\eta}{M_i} = 1 - \ln \left( \frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m} \right) \quad 4.6$$

Tel que présenté au Chapitre 2, l'écroissage de cette surface de plasticité est régi par l'Équation 2.30. Trois groupes de termes sont multipliés ensemble dans cette équation pour calculer l'écroissage lors d'un chargement plastique. Le terme du centre est fonction de la dilatance en pic que le sol peut développer. Il s'agit ici de l'une des innovations principales de NorSand, qui vient notamment combler l'une des lacunes importantes de son ancêtre CamClay. Il est généralement reconnu que CamClay ne peut être utilisé pour prédire le comportement des sables denses puisque la dilatance prédite par cette dernière est généralement grandement exagérée par rapport à ce qui est mesuré en laboratoire (Jefferies & Been, 2015). La dilatance en pic ( $D_{min}$ <sup>19</sup>) est mesurée lors d'essais triaxiaux drainés sur sable dense (un exemple est montré à la Figure 4-15 A). Jefferies (1993) a remarqué que la dilatance en pic et le paramètre d'état à la condition image ( $\psi_i$ ) lorsque cette dilatance en pic est atteinte sont intimement liés par le paramètre interne de NorSand  $\chi_i$  (Figure 4-15 B). Le paramètre de dilatance  $\chi_i$  est calibré à partir d'essais triaxiaux drainés pour le sable à l'étude et est ensuite utilisé pour exprimer la dilatance en pic projetée en fonction de la valeur du paramètre d'état au moment du calcul (Équation 2.31).

$$\frac{\dot{\bar{\sigma}}_{m,i}}{\bar{\sigma}_{m,i}} = \left[ H \frac{M_i}{M_{i,tc}} \left( \frac{\bar{\sigma}_m}{\bar{\sigma}_{m,i}} \right)^2 \right] \left( \frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m} \Big|_{max} - \frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m} \right) \dot{\epsilon}_q^p \quad 4.7$$

$$\frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m} \Big|_{max} = \exp \left( - \frac{D_{min}^p}{M_{i,tc}} \right) = \exp \left( - \frac{\psi_i \chi_i}{M_{i,tc}} \right) \quad 4.8$$

---

<sup>19</sup> La dilatance en pic est négative, d'où l'utilisation du symbole  $D_{min}$

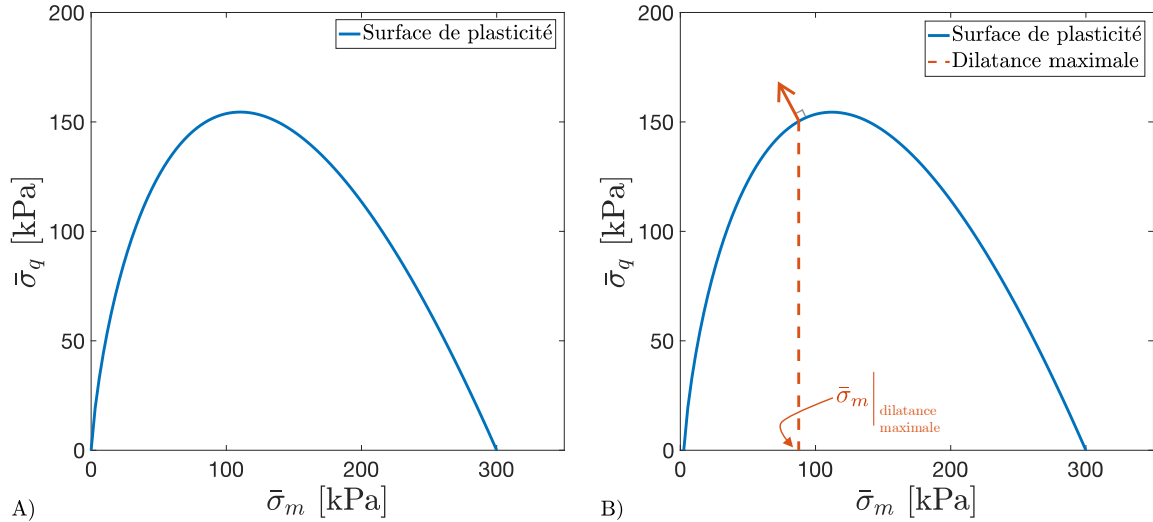


Figure 4-14. Surface de plasticité (A) et cap interne de NorSand (B)

Concrètement, la dilatance en pic ainsi calculée définit l'orientation du vecteur d'incrément des déformations plastiques, il s'agit en d'autres termes de la règle d'écoulement plastique de NorSand. NorSand est une loi de comportement dont la règle d'écoulement plastique répond à la règle de normalité (le vecteur d'orientation des déformations plastiques se doit d'être perpendiculaire à la surface de plasticité). Ainsi, en définissant la direction de l'écoulement plastique par l'intermédiaire de la dilatance en pic calculée à l'Équation 2.31, la contrainte moyenne  $\bar{\sigma}_m$  où ce vecteur d'orientation de l'écoulement plastique doit être placé se trouve automatiquement définie (Équation 4.9), tel que montré à la Figure 4-14 B).

$$\bar{\sigma}_{m, \text{dilatance maximale}} = \frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\left. \frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m} \right|_{max}} \quad 4.9$$

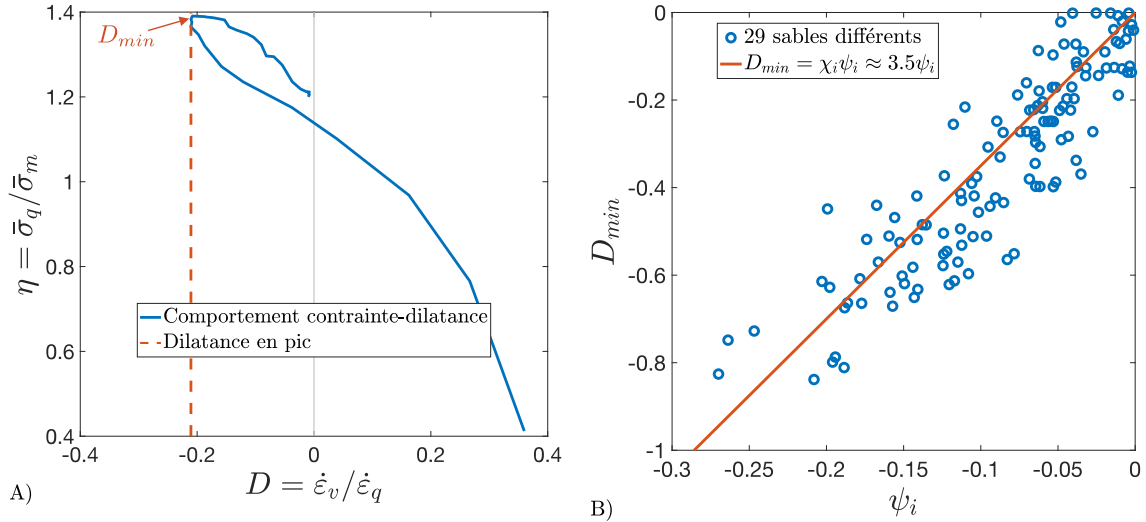


Figure 4-15. Dilatance en pic : A) sable d'Alaska ; B) mesurée pour 29 sables (modifié de Jefferies, 1993)

### Une nouvelle surface de plasticité

Dans une tentative d'explication de la plasticité observée en déchargement d'essais triaxiaux drainés sur le sable Erksak (les mêmes essais que Dabeet, 2008), Jefferies (1997) a proposé d'utiliser cette contrainte moyenne où la dilatance en pic est projetée (Équation 4.9) pour modifier la surface de plasticité de NorSand en y ajoutant ce qu'il a appelé un cap interne (Figure 4-16 A). Ce cap interne fait donc partie intégrante de la surface de plasticité de NorSand : un cheminement des contraintes qui atteindrait ce cap interne générerait un comportement élasto-plastique. Un tel exemple est montré à la Figure 4-16 B : le déchargement débutant au point A sera élastique jusqu'à l'atteinte du cap interne au point B. À partir de ce point et jusqu'à la fin du déchargement au point C, le sol se comportera de manière élasto-plastique.

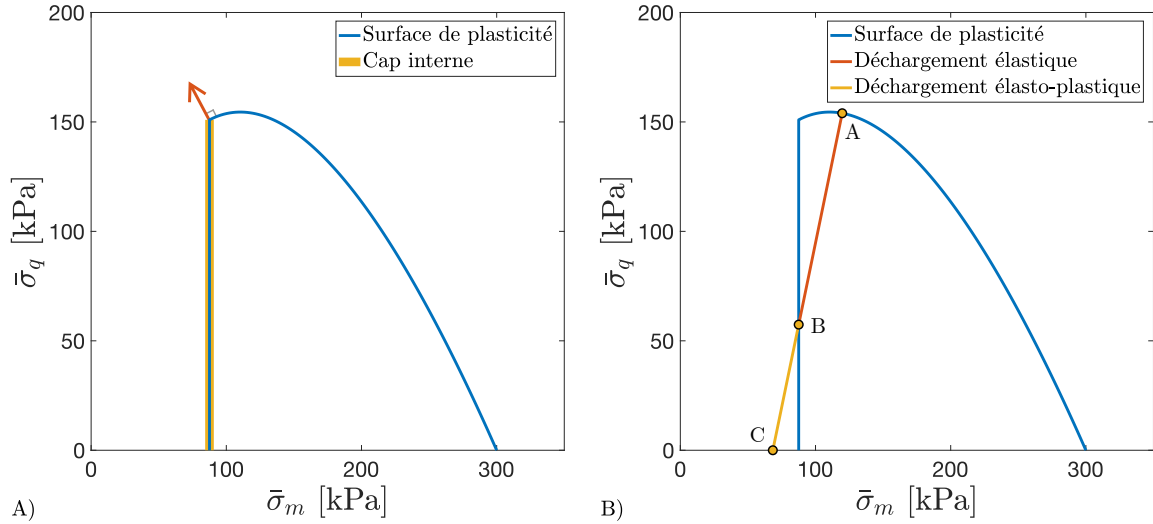


Figure 4-16. A) Surface de plasticité et cap interne de NorSand ; B) exemple de déchargement élasto-plastique

### Règle d'écrouissage

Accompagnant cette nouvelle définition de la surface de plasticité, Jefferies (1997) propose une équation régissant l'écrouissage de la surface de plasticité en fonction de l'accumulation de déformations volumétriques plastiques. Dabebet (2008) propose finalement une expression similaire à celle de Jefferies, cette fois dépendant de l'accumulation des déformations déviatoriques plastiques (Équation 4.10, où  $\dot{\varepsilon}_q^p$  est l'incrément de déformation déviatorique plastique,  $\bar{\sigma}_{m,fy}$  est la contrainte effective moyenne à laquelle le premier contact avec le cap interne a eu lieu,  $H_u$  est un nouveau module de ramollissement de NorSand). Cette équation assure que le point de contrainte demeure sur la surface de plasticité lors de déformations plastiques ayant lieu sur le cap interne.

$$\frac{\dot{\bar{\sigma}}_{m,i}}{\bar{\sigma}_{m,i}} = \frac{\dot{\varepsilon}_q^p H_u}{\ln\left(\frac{\bar{\sigma}_{m,fy}}{\bar{\sigma}_m}\right)} \quad 4.10$$

### Règle d'écoulement

Finalement, Dabebet (2008) propose une règle d'écoulement propre au déchargement reflétant le comportement en dilatance observé à la Figure 4-11 (Équation 4.11 où  $M_u$  est un ratio

d'état critique exprimé selon l'Équation 4.12 et où  $\eta_L$  est le ratio des contraintes au moment de l'initiation du déchargement). Cette portion du modèle s'avère cruciale afin de correctement prédire le comportement en dilatance, tel que montré à la Figure 4-17.

$$D_u^p = \max \left\{ \begin{array}{l} \eta - M_u \\ 0.5 - M_u \end{array} \right\} \quad 4.11$$

$$M_u = 2\eta_L - 1.5 \quad 4.12$$

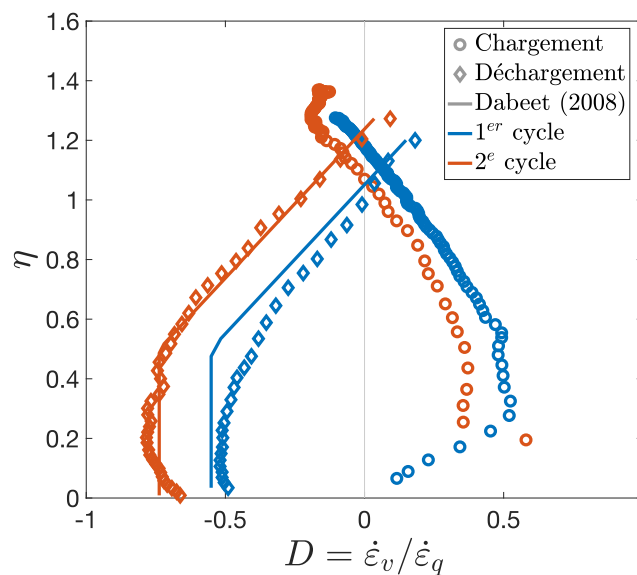


Figure 4-17. Modélisation de la dilatance en déchargement pour l'essai ES-866R (modifié de Dabeet, 2008)

### Autres modifications à NorSand

D'autres modifications mineures sont aussi proposées par Dabeet (2008) pour parfaire la modélisation du comportement en déchargement avec NorSand. Notamment, il est proposé de réduire la valeur du module d'écroissage  $H_L$  lors des phases de rechargement. En effet, il a été remarqué par Dabeet (2008) ainsi que par Jefferies (1997) que l'écroissage généré lorsque les sables sont rechargés (c'est-à-dire une phase de chargement qui suit une phase de déchargement) est moins important que lors d'un chargement « vierge » (lorsque le sol est chargé sans avoir subi de cycle de chargement-déchargement auparavant). Ces deux auteurs

proposent donc que la valeur de  $H_L$  soit multipliée par 4 lors des rechargements et ce, jusqu'à ce que la surface de plasticité retrouve sa position originale (avant le déchargement).

Finalement, le coefficient de dilatance maximale  $\chi$  lors du déchargement et des séquences de rechargement subséquentes est aussi modifié par Dabeet (2008). Ces modifications sont mineures et ne sont pas discutées ici à des fins de brièveté.

#### **4.4.2 Exemples d'utilisation du modèle de Dabeet (2008)**

Des exemples de modélisations effectuées par Dabeet (2008) pour des essais triaxiaux compression drainé de type « chargement-déchargement-rechargement » sur le sable Erksak sont montrés à la Figure 4-18 et à la Figure 4-19. Dans les deux cas, le modèle est en mesure de capturer l'essence du comportement en déchargement : plutôt que de prédire des séquences de déchargement élastique accompagnées de déformations volumétriques négatives (dilatance), tel que montré précédemment à la Figure 4-10, les séquences de déchargement prédites sont plutôt plastiques (contraction). Ces modélisations concordent bien avec le comportement observé en laboratoire pour ces deux essais, tant en termes de comportement contrainte-déformation qu'en termes de comportement en dilatance. Ces conclusions tendent à démontrer que la génération de plasticité en déchargement pourrait finalement être d'une importance primordiale pour obtenir des modélisations concordant avec les comportements observés en laboratoire.

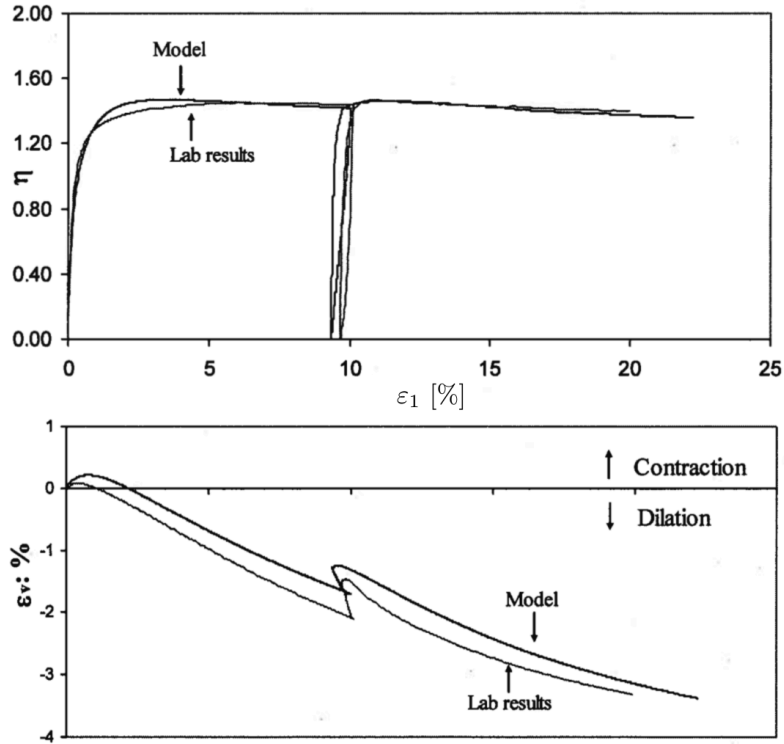


Figure 4-18. Comparaison modélisation NorSand avec plasticité sur cap interne vs essai triaxial compression drainé sur sable Erksak – ES-860 –  $e_0 = 0.672 - \bar{\sigma}_{m,0} = 100kPa$  (Dabeet, 2008)

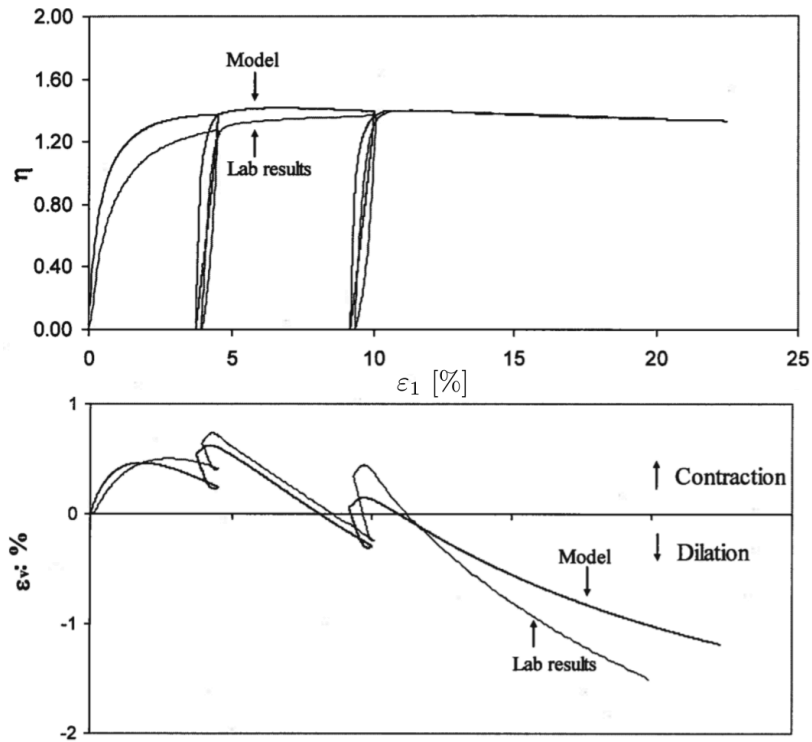


Figure 4-19. Comparaison modélisation NorSand avec plasticité sur cap interne vs essai triaxial compression drainé sur sable Erksak – ES-866R –  $e_0 = 0.698 - \bar{\sigma}_{m,0} = 400kPa$  (Dabeet, 2008)



### 4.4.3 Une formulation erronée

Tel que montré aux sous-sections précédentes, NorSand peut générer un comportement plastique en déchargement grâce à la présence du cap interne, considéré partie intégrante de la surface de plasticité de la loi de comportement. Cette plasticité en déchargement ne peut exister qu'en cas de contact entre le point de contrainte et la surface de plasticité (sur le cap interne). Cette formulation est simple et élégante, mais elle comporte toutefois quelques problèmes majeurs qui compromettent son utilisation pour des problèmes plus complexes (comme la prédiction du comportement des sables sous sollicitations cycliques).

Tout d'abord, tel qu'il est démontré à la Figure 4-20, l'atteinte du cap interne en déchargement est possible uniquement en conditions triaxiales drainées. En A), le déchargement se déroule en conditions drainées et le cheminement des contraintes suit la pente typique 1/3 de l'espace Cambridge. Le déchargement débute au point A et est élastique jusqu'au contact du point de contrainte avec le cap interne au point B. Le déchargement est ensuite élasto-plastique du point B au point C. Par opposition, le déchargement en conditions non drainées montré à la section B) de la Figure 4-20 est élastique du point A jusqu'au point C et suit une pente verticale. En aucun cas ce cheminement ne peut donc toucher au cap interne puisque l'élasticité isotrope dicte un cheminement des contraintes parfaitement vertical en cas d'élasticité.

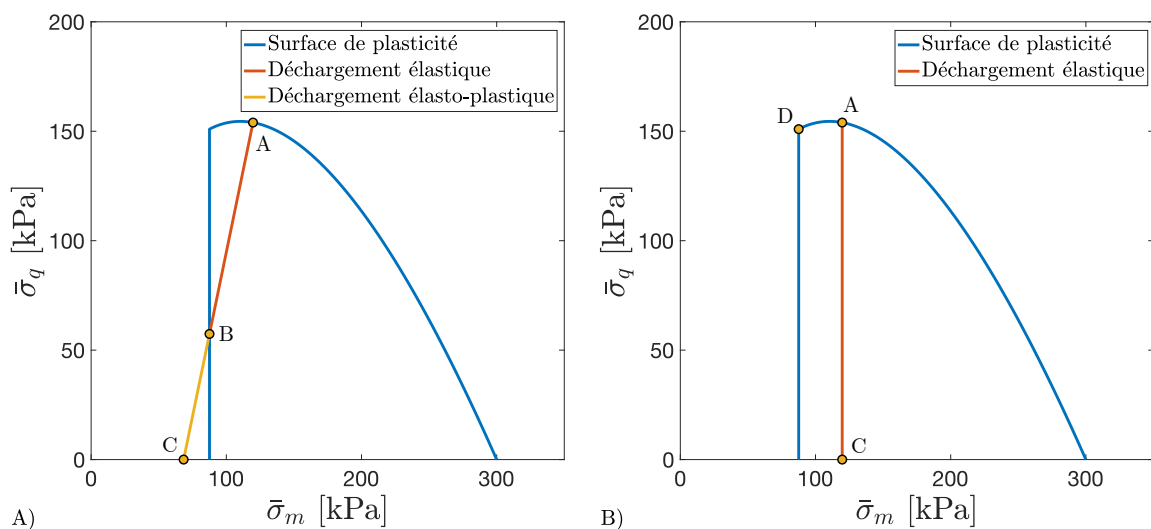


Figure 4-20. Triaxial compression, déchargement en conditions drainées (A) et non drainées (B)

Pour que l'avènement d'un comportement élasto-plastique soit possible en conditions non drainées, le point de contrainte au début du déchargement devrait se trouver exactement à la jonction entre le cap interne et le reste de la surface de plasticité (au point D de la Figure 4-20 B). Cette situation peut se produire lorsque le sol passe d'un comportement contractant à un comportement dilatant. À toute fin pratique, il est par contre numériquement presque impossible que le point de contrainte coïncide parfaitement avec le cap interne, même à ce moment. Le moindre arrondi présent dans les modélisations viendra inévitablement faire en sorte que deux valeurs qui devraient être identiques seront finalement très légèrement différentes, rendant inopérant le déclenchement d'un comportement élasto-plastique.

La situation décrite ci-haut pourrait potentiellement être corrigée dans la formulation du modèle en permettant à un point de contrainte se situant suffisamment près du cap interne d'y être considéré coïncidant. Cette façon de procéder entraînerait par contre son lot de difficultés (par exemple : à quel moment un point est-il suffisamment près du cap interne pour être considéré coïncidant avec celui-ci ?).

Une deuxième difficulté vient toutefois définitivement empêcher l'utilisation du cap interne comme générateur de plasticité en déchargement non drainé. Pour bien saisir d'où provient ce problème, il faut par contre revenir légèrement en arrière et considérer la façon dont se calculent les valeurs des contraintes moyenne et déviatorique, ainsi que la position de la surface de plasticité pour tout incrément de chargement. Lors d'un chargement en conditions triaxiales drainées (compression), un incrément de contrainte déviatorique est toujours accompagné d'un incrément de contrainte moyenne proportionnel ( $\dot{\sigma}_m = 3\dot{\sigma}_q$ ). En ayant ainsi en main les nouvelles contraintes déviatoriques et moyennes, la nouvelle position de la surface de plasticité (sa partie courbe) peut facilement être calculée puisque chaque point de cette courbe est représenté par une paire unique de contraintes déviatorique et moyenne. En conditions non drainées, des pressions interstitielles seront générées et la pente 3/1 des incréments de contraintes déviatorique et moyenne ne pourra plus être utilisée pour relier ces deux incréments de contrainte ensemble. Heureusement, la condition aux limites non drainée ( $\dot{\epsilon}_v = 0$ ) permet le calcul de la position de la surface de plasticité. En ayant en main la nouvelle valeur de contrainte déviatorique (appliquée au début du chargement) et la nouvelle position de la surface de plasticité, la nouvelle contrainte moyenne associée à ce

chargement peut finalement être calculée (puisque chaque point de la surface de plasticité correspond à une paire unique de contraintes). Finalement, les pressions interstitielles sont déduites comme étant la différence entre la nouvelle contrainte effective moyenne et la contrainte totale moyenne associée à la même contrainte déviatorique.

Dans le cas du déchargement, la procédure de calcul de la position de la surface de plasticité est similaire pour le cas drainé. Ainsi, tel que montré à la Figure 4-21 A), en appliquant un incrément de déchargement de contrainte déviatorique à partir du point A se trouvant sur le cap interne, il est trivial de calculer la nouvelle contrainte moyenne au point B grâce au ratio 1/3. La nouvelle position du cap interne correspond finalement à la valeur de la contrainte moyenne précédemment calculée. Le cap interne et le reste de la surface de plasticité étant intimement lié, il est possible de finalement calculer la position du reste de la surface de plasticité à partir de la position du cap interne. Le déchargement se poursuit ainsi jusqu'au point C. Cette méthode de calcul est employée par Dabeet (2008). Le cas d'un déchargement en conditions non drainées est montré à la section B) de la Figure 4-21. Le déchargement débute au point A se situant sur le cap interne. Un incrément de déchargement de contrainte moyenne est appliqué amenant ainsi la position du cap interne à la position B1-B2<sup>20</sup>. À ce stade du calcul, la condition aux limites non drainée  $\dot{\epsilon}_v = 0$  est utilisée pour déterminer la nouvelle position de la surface de plasticité. L'os du problème se trouve finalement ici. En chargement, puisque le point de contrainte se trouve sur la surface de plasticité, il suffit d'en connaître la position ainsi que l'un des deux invariants de contrainte ( $\bar{\sigma}_m$  et  $\bar{\sigma}_q$ ) pour être en mesure de déduire l'autre. Dans le cas du déchargement, le point de contrainte se trouve sur le cap interne et, contrairement à la surface de plasticité courbe de NorSand, il n'existe pas de paires de contraintes uniques définies sur le cap interne. Au contraire, pour une valeur de contrainte moyenne donnée (la position du cap interne), il existe une infinité de valeurs de contrainte déviatorique possibles (puisque le cap interne est une droite verticale), symbolisées ici par les valeurs B1 et B2. Il en résulte donc qu'il est impossible lors du déchargement en conditions triaxiales non drainées de déterminer lequel des cheminement de contraintes, A-B1-C1 ou encore A-B2-C2, le sol empruntera-t-il. Cette

---

<sup>20</sup> Un incrément de déchargement de contrainte moyenne, plutôt que de contrainte déviatorique, est appliqué ici afin de simplifier la visualisation. Le même raisonnement aurait pu suivre en appliquant un incrément de déchargement de la contrainte déviatorique, mais la visualisation des idées proposées aurait été plus difficile.

limitation rend tout à fait impossible l'utilisation du cap interne comme générateur de plasticité en déchargement.

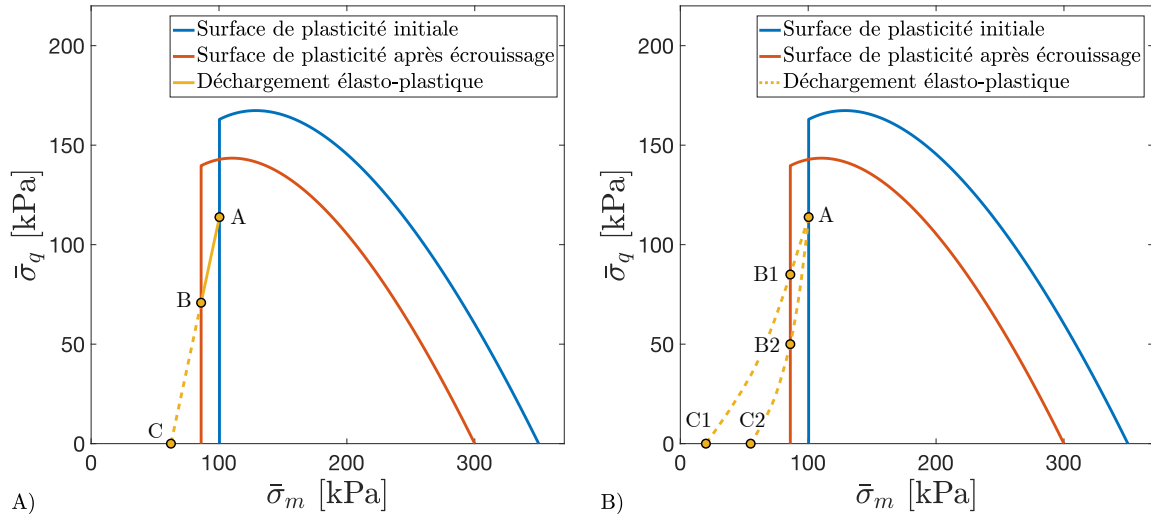


Figure 4-21. Calcul de la position de la surface de plasticité en déchargement, en conditions drainées (A) et non drainées (B)

#### 4.4.4 Plasticité en déchargement dans NorSand pour le cisaillement simple cyclique non drainé

Bien que la formulation du cap interne de NorSand ait cheminé au cours au fil des ans pour améliorer la prédiction du comportement des sables en déchargement, on ne retrouve aucune trace de plasticité en déchargement provoquée par contact avec le cap interne dans la formulation de NorSand adaptée au cisaillement simple cyclique non drainé (Jefferies *et al.*, 2015). Il est probable que les difficultés liées à l'utilisation du cap interne comme surface de plasticité identifiées à la section précédente aient poussé les auteurs à ignorer le cap interne pour ces modélisations.

### 4.5 Autres approches de la littérature

Avant d'aborder la nouvelle approche proposée dans cette étude pour la gestion de la plasticité en déchargement, il est opportun de d'abord réviser quelques autres approches proposées dans la littérature.

### 4.5.1 Travail plastique emmagasiné

Plusieurs auteurs se sont intéressés au comportement en déchargement, certains plus spécifiquement aux composantes plastiques des déformations s'y développant. Les travaux de Collins (2005) s'avèrent particulièrement intéressants. Ce dernier propose le concept de travail plastique emmagasiné (aussi appelé « énergie gelée »). Ce concept s'inscrit dans une volonté de réconcilier la modélisation constitutive du comportement des sols avec les bases de la thermodynamique (à ce sujet, voir notamment Collins & Houlsby, 1997; Houlsby & Puzrin, 2000). Initialement proposé par Mróz (1973) dans le contexte général de la plasticité des matériaux, le concept de travail plastique emmagasiné a aussi été abordé par Jefferies (1997).

Tel que décrit par Collins (2005), le travail  $w$  engendré par un incrément de déformation appliqué à un élément de volume de sol est composé de deux parties : une fonction d'énergie libre  $\Psi$  et une fonction de dissipation d'énergie  $\Phi$  (Équation 4.13). La seconde loi de la thermodynamique oblige la fonction de dissipation d'énergie à être non-négative.

$$\delta w = d\Psi + \delta\Phi = \bar{\sigma}_m \dot{\epsilon}_v + \bar{\sigma}_q \dot{\epsilon}_q \quad 4.13$$

Certaines lois de comportement, par exemple CamClay original, négligent l'existence de la fonction d'énergie libre (Collins & Kelly, 2002) et assument que l'entièreté du travail plastique  $w^p$  est dissipée par la fonction de dissipation d'énergie  $\Phi$  (Équation 4.14). Cette approche simpliste rend impossible la modélisation d'un déchargement plastique puisque l'incrément du travail plastique  $y$  est automatiquement négatif, ce qui est impossible à réconcilier avec une fonction de dissipation d'énergie obligatoirement non-négative.

$$\delta w^p = \delta\Phi \geq 0 \quad 4.14$$

L'inclusion d'une fonction d'énergie libre  $\Psi$  dans la formulation de la quantité de travail effectuée par le sol soumis à des déformation permet d'emmagasiner une certaine partie du travail lors d'un chargement, qui pourra être relâchée lors d'un déchargement. Cette quantité de travail plastique emmagasinée correspond au terme  $\Psi^p$  de l'Équation 4.15.

$$\delta w^p = d\Psi^p + \delta\Phi$$

4.15

Cette révision a été effectuée par Collins et Kelly (2002) pour un certain nombre de lois de comportement simples (notamment CamClay original et modifiée). Bien que très prometteuse, cette avenue oblige la réécriture des équations les plus fondamentales d'une loi de comportement, ce qui entraîne des modifications significatives notamment au niveau de la forme de la surface de plasticité.

#### 4.5.2 Modèles à surfaces multiples

Une autre approche ayant couramment été utilisée en modélisation constitutive pour permettre la génération de plasticité lors du déchargement consiste à recourir à plusieurs surfaces de plasticité, certaines nichées à l'intérieur des autres. Cette approche a notamment été mise de l'avant par Dafalias et Popov (1975) et Mróz *et al.* (1981) par la formulation de lois de comportement comprenant une ou des surfaces de plasticité nichée(s) à l'intérieur d'une surface limite. L'approche proposée par Mróz *et al.* (1981), illustrée à la Figure 4-22, comprend ainsi une surface de plasticité  $f_0$ , laquelle est située à l'intérieur de la surface de consolidation  $F$ . Un état de contrainte se situant sur la surface de plasticité  $f_0$  pourrait ainsi, lors d'un déchargement, atteindre l'autre côté de la surface de plasticité et générer un écrouissage dû à des déformations plastiques.

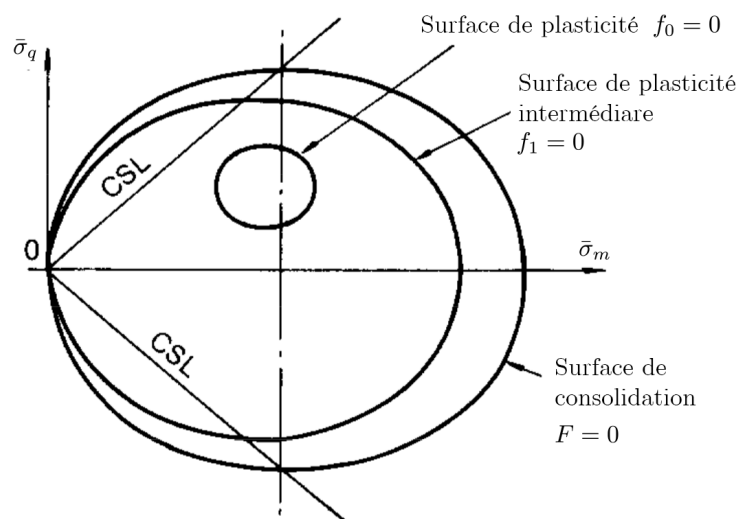


Figure 4-22. Illustration du concept des multiples surfaces de plasticité (modifié de Mróz *et al.*, 1981)

### **4.5.3 Comportement hystérétique**

Nova et Hueckel (1981) ont proposé une approche distincte pour la modélisation du comportement en déchargement-rechargement. À leurs yeux, cette portion du comportement des sols ne peut être décrite par une loi de comportement élastique, même non linéaire. Les phases de déchargement-rechargement doivent ainsi faire l'objet d'une description constitutive distincte. Leur approche se base en partie sur les travaux de Mróz et Lind (1975) qui identifient que le comportement en déchargement-rechargement à l'intérieur d'une surface de plasticité dépend des conditions prévalant au moment de l'initiation du déchargement, et non de l'historique de déformation ayant préalablement mené au déchargement. Nova et Hueckel (1981) identifient ainsi les points de changements importants des incréments des contraintes selon les définitions proposées par Mróz et Lind (1975) pour formuler une mécanique de déchargement-rechargement qui montrera un comportement hystérétique. Selon cette approche, un déchargement initiera un comportement et des relations constitutives distincts de ce qui est observé en chargement.

## **4.6 Nouvelle approche proposée**

Les problèmes reliés à la formulation du cap interne de NorSand comme frontière de la surface de plasticité, telle que proposée par Dabee (2008), doivent être résolus si le modèle est appelé à être utilisé pour la modélisation du comportement des sables en situation de déchargement. Une nouvelle approche est ainsi proposée dans ce sous-chapitre. Cette approche aura comme fondement le comportement en déchargement observé dans les essais précédemment étudiés dans cet ouvrage. Ultimement, cette nouvelle formulation de la loi NorSand permettra des modélisations adéquates du comportement des sables sous sollicitations cycliques.

### **4.6.1 Surface de plasticité arrière**

À la lumière des constats faits à la section 4.4.3, certains aspects importants devront être pris en compte pour qu'une nouvelle approche proposée soit en effet utilisable. D'abord, la nouvelle approche devra être valide peu importe le cheminement des contraintes appliqué et peu importe les conditions aux limites employées (drainées vs non drainées). Ensuite,

l'approche se devra d'être simple et facilement intégrable à la formulation actuelle de NorSand. La beauté d'une loi de comportement comme NorSand réside en partie dans sa simplicité et sa facilité d'utilisation. Il est désirable que l'approche proposée permettant la plasticité en déchargement respecte cette qualité du modèle original.

L'approche proposée repose sur la création d'une nouvelle « surface de plasticité arrière », associée à la surface de plasticité usuelle de NorSand (appelons-là la « surface de plasticité avant » pour les différencier l'une de l'autre). Tel que montré à la Figure 4-23 A), cette surface de plasticité arrière est de même forme que la portion courbe de la surface de plasticité avant et en respecte les proportions ; la surface de plasticité arrière est une homothétie de la surface de plasticité avant. Cette nouvelle surface de plasticité arrière, toujours de dimension plus petite ou égale à la surface de plasticité avant, se retrouve confinée entre cette dernière et le cap interne. La surface de plasticité arrière possède les mêmes qualités qu'une surface de plasticité usuelle : lorsqu'un point de contrainte s'y trouve, des déformations plastiques sont encourues, entraînant un écrouissage de la surface. L'espace identifié en jaune sur la Figure 4-23 A) délimite ainsi la zone à l'intérieur de laquelle le sol se comportera de manière élastique. En chargement, un point de contrainte se dirigera vers la surface avant (en bleu). À l'inverse, un point de contrainte se dirigera vers la surface arrière (en rouge) lors d'un déchargement. Généralement, l'écrouissage subi par la surface de plasticité avant est positif lorsqu'un point de contrainte la touche : elle augmente de dimension puisque le point de contrainte la pousse vers de plus grandes valeurs de contrainte. À l'opposé, l'écrouissage subi par la surface de plasticité arrière est généralement négatif : sa dimension diminue puisque le point de contrainte se dirige vers de plus petites valeurs de contrainte. Ce concept proposé de surface de plasticité arrière (accompagnée de son homologue « avant ») est tout à fait analogue au concept de surfaces limites (*bounding surface* en anglais) de Manzari et Dafalias (1997) tel que montré à la section B) de la Figure 4-23. En effet, on y retrouve aussi deux surfaces délimitant l'espace élastique (illustré en jaune) : la surface de plasticité vers laquelle le sol se dirige en chargement (illustrée en bleu) et la surface de plasticité vers laquelle le sol se dirige en déchargement (illustrée en rouge).



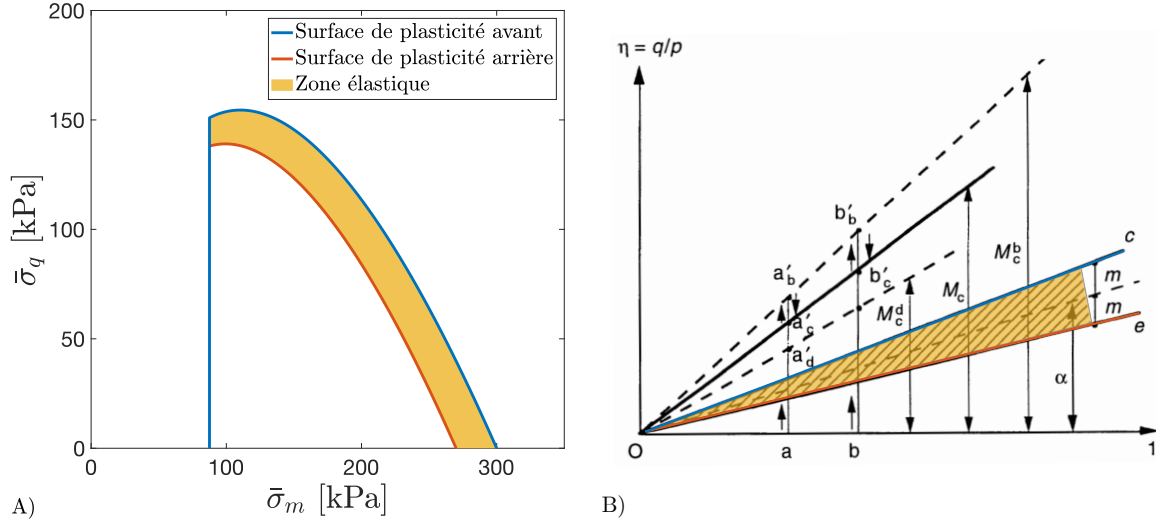


Figure 4-23. Illustration du concept de surface de plasticité arrière : A) nouvelle formulation proposée pour NorSand ; B) concept des surfaces limites (*bounding surfaces*) de Manzari et Dafalias (1997)

Les formulations des surfaces de plasticité avant et arrière sont indiquées aux Équations 4.16 et 4.17 respectivement. La surface de plasticité arrière est générée en appliquant le multiplicateur  $W$  au numérateur du logarithme naturel. Cette simple modification à l'équation de la surface de plasticité originale de NorSand permet de créer une surface de plasticité plus petite (ou plus grande) grâce à l'ajout d'un seul paramètre au modèle. Le sol se comportera de manière élastique si  $f_{av} < 0$  et  $f_{ar} > 0$ .

$$f_{av} = \frac{\eta}{M_i} - 1 - \ln\left(\frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m}\right) = 0 \quad 4.16$$

$$f_{ar} = \frac{\eta}{M_i} - 1 - \ln\left(\frac{W\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m}\right) = 0 \quad 4.17$$

Le multiplicateur  $W$  prend des valeurs comprises entre  $0 < W \leq 1$ . Lorsque  $W = 1$ , la surface de plasticité arrière coïncide parfaitement avec la surface de plasticité avant puisque les Équations 4.16 et 4.17 sont identiques. Tel que montré à la Figure 4-24, plus  $W$  est petit, plus la zone élastique, comprise entre la surface de plasticité arrière et la surface de plasticité avant, est grande, permettant un déchargement élastique plus important. Ainsi, du point A au point B, le déchargement est élastique, et du point B au point C, le déchargement est élasto-

plastique. Le segment A-B est donc plus long (la zone élastique étant plus étendue) lorsque  $W = 0.8$  sur la section A) de la Figure 4-24, que lorsque  $W = 0.9$  sur la section B).

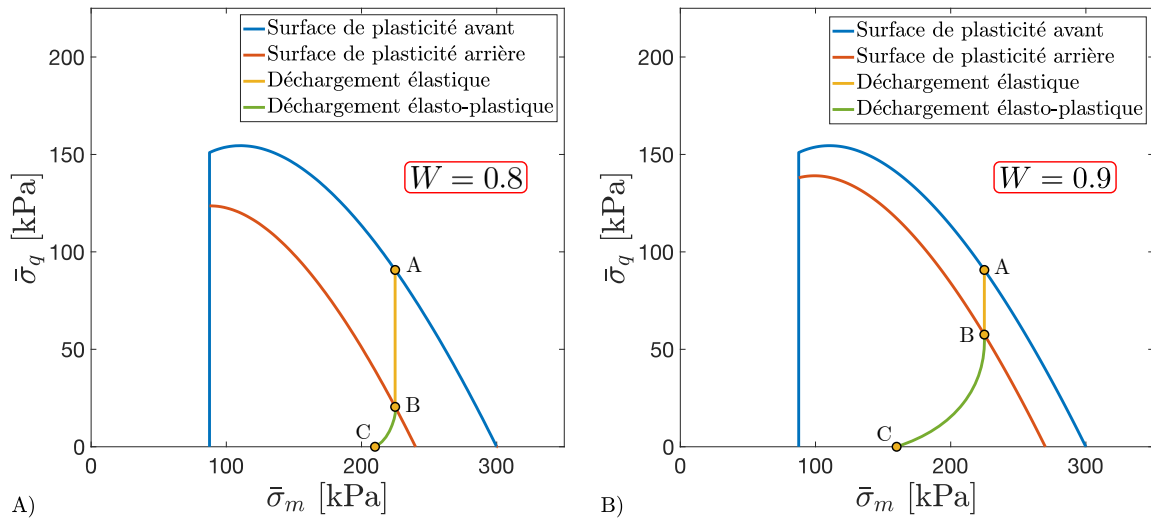


Figure 4-24. Illustration de l'effet de la réduction de la valeur de  $W$  sur la dimension de la zone élastique

Pour illustrer comportement de la surface de plasticité arrière en situation d'écrouissage, deux exemples sont montrés à la Figure 4-25. D'abord, un exemple de consolidation isotrope est montré à la section A) de la Figure 4-25. Le point de contrainte passe du point A au point B puis au point C, entraînant avec lui la surface de plasticité avant par écrouissage. Puisque la valeur du multiplicateur  $W$  demeure constante, le ratio de dimension entre les deux surfaces de plasticité demeure lui aussi constant (il s'agit toujours d'une homothétie). Ainsi, l'écrouissage de la surface de plasticité avant s'applique par défaut à la surface de plasticité arrière. Un exemple de déchargement est montré à la section B) de la Figure 4-25. Le déchargement débute au point A situé sur la surface de plasticité avant. Le déchargement sera élastique tant que le point de contrainte se trouvera entre les deux surfaces, jusqu'au point B. À partir du contact entre le point de contrainte et la surface de plasticité arrière, au point B, le déchargement sera élasto-plastique et entraînera un écrouissage de la surface de plasticité arrière. Cet écrouissage négatif signifie une diminution de dimension pour la surface de plasticité arrière. Puisque le multiplicateur  $W$  demeure constant, le ratio de dimension entre les deux surfaces de plasticité doit lui aussi demeurer constant, signifiant qu'un écrouissage

négalif proportionnel s'appliquera aussi à la surface de plasticité avant. À la fin du déchargement, au point C, les deux surfaces sont plus petites en raison de l'écroutissement subi.

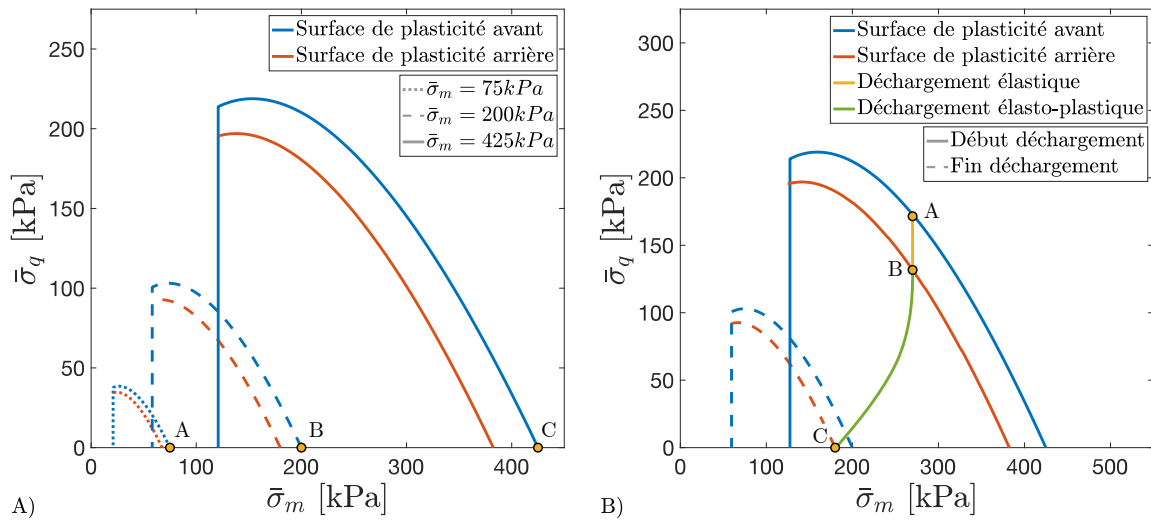


Figure 4-25. Écroutissement des surfaces de plasticité en : A) chargement/consolidation ; B) déchargement

L'écroutissement proportionnel des deux surfaces de plasticité en chargement et en déchargement constitue l'une des propriétés capitales de l'approche proposée. Un exemple de cycle de chargement-déchargement est montré à la Figure 4-26 pour en illustrer l'importance. À la section A) de la figure, après un chargement quelconque, l'état des contraintes se trouve au point A. À ce point, le déchargement débute et sera élastique jusqu'au point B, au contact avec la surface de plasticité arrière. Du point B au point C, le déchargement est élasto-plastique, entraînant l'écroutissement de la surface de plasticité arrière et, par défaut puisque le multiplicateur  $W$  demeure constant, l'écroutissement proportionnel de la surface de plasticité avant. Au point C, le déchargement se termine et un nouveau chargement débute. Ce nouveau chargement sera élastique jusqu'à ce que le point de contrainte touche la surface de plasticité avant, au point D. Afin de faciliter l'illustration du propos, cette portion du chargement élastique est reportée sur la partie B) de la Figure 4-26. Ainsi, lorsque le point de contrainte touche la surface de plasticité avant en D, la plasticité se met en place et le chargement sera dorénavant élasto-plastique jusqu'au point E, marquant la fin du chargement. Tout au long du segment D-E, le chargement élasto-plastique entraîne l'écroutissement de la surface de plasticité avant. La surface de plasticité arrière subit un écroutissement équivalent. Finalement, si un autre cycle de déchargement-chargement avait lieu

à partir du point E, la proximité de la surface de plasticité arrière par rapport au point de contrainte assurerait un déchargement élasto-plastique, après un court déchargement élastique.

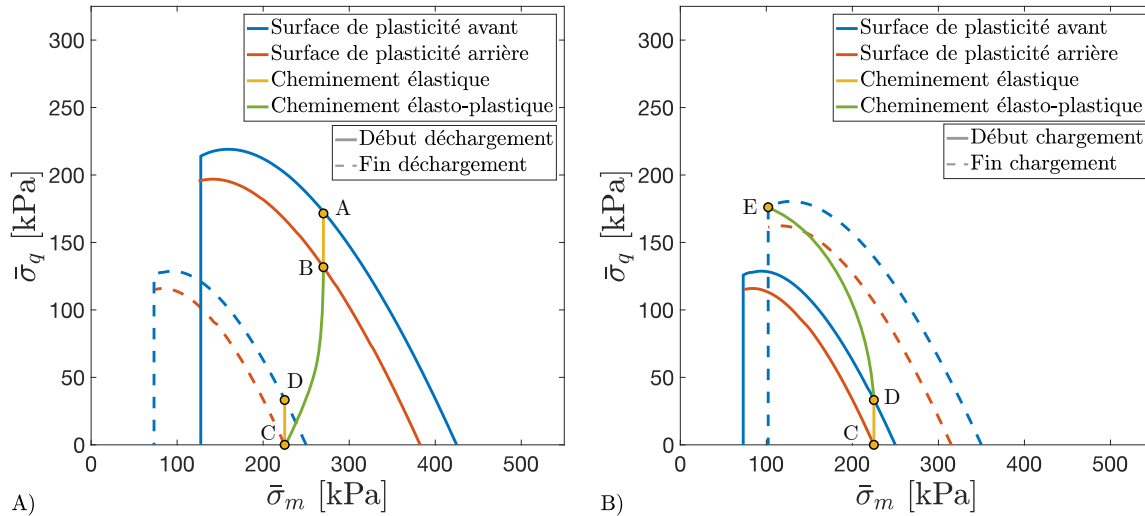


Figure 4-26. Exemple de cycle chargement-déchargement

#### 4.6.2 Règle d'écrouissage

Pour compléter la description de la nouvelle approche proposée, il importe de définir les mécanismes régissant l'écrouissage de la surface de plasticité arrière. Ceci représente un travail d'observation et de réflexion des plus intenses. Pour comparaison, la règle d'écrouissage de la surface avant de NorSand a été initialement proposée par Jefferies (1993) après de nombreuses années de cueillette et d'analyse de données d'essais triaxiaux. La règle d'écrouissage actuelle du modèle a finalement été proposée par Jefferies et Shuttle (2005). Plus de dix années de recherche et développement se sont donc écoulées entre les deux propositions.

Il est attendu que la règle d'écrouissage de la surface de plasticité arrière proposée ici subira un sort similaire. Idéalement, les mécanismes d'écrouissage proposés devraient être basés sur une compréhension aiguisée du comportement des sables en déchargement et sur l'observation de tendances apparentes pour de nombreux sols, soumis à de nombreux types de sollicitations. Malheureusement, un tel ensemble de données à consulter n'existe pas présentement, à la connaissance de l'auteur. Les études se concentrant spécifiquement sur le

comportement des sables en déchargement sont rares. Celle effectuée par Dabeet (2008) ne concernait que deux sables et ne portait que sur des essais effectués en conditions triaxiales compression. Afin qu'un portrait clair des mécanismes à l'œuvre puisse être proposé avec confiance, des nombreuses autres études devront être effectuées dans le futur, notamment en conditions de cisaillement diverses (cisaillement simple, cisaillement en déformations planes, cisaillement à direction des contraintes contrôlées, etc.). Malgré ces limitations, une première tentative de formulation d'une règle d'écrouissage appropriée est effectuée ci-dessous.

La règle d'écrouissage de la surface de plasticité arrière proposée, en conditions de déchargement, est présentée à l'Équation 4.18. Cette équation prend une forme très simple et met en relation directe l'incrément du ratio des contraintes  $\dot{\eta}$  (qui sera négatif pour le cas particulier du déchargement) et l'incrément des déformations déviatoriques plastiques  $\dot{\epsilon}_q^p$ . Le paramètre  $U$  assure la proportionnalité entre ces deux incréments. Cette forme simple de règle d'écrouissage est fréquemment utilisée dans les formulations de loi de comportement (voir notamment Manzari & Dafalias, 1997) car elle concentre toute la complexité du mécanisme proposée dans la définition du terme  $U$ .

$$\dot{\epsilon}_q^p = \frac{\dot{\eta}}{U} \quad 4.18$$

Le terme  $U$  de l'Équation 4.18 se trouvant au dénominateur de cette expression régit le développement des déformations déviatoriques plastiques, il s'en suit qu'une plus grande valeur de  $U$  entraînera de plus faibles déformations plastiques pour un même incrément de déchargement  $\dot{\eta}$ . Le terme  $U$  est défini selon l'Équation 4.19. Le module d'écrouissage en déchargement  $H_u$  (un nouvel intrant de la loi à définir) multiplie un ensemble de termes définis au moment de l'initiation du déchargement (d'où l'indice « @ unl » pour *unloading* en anglais). Ainsi, la valeur du ratio de la contrainte moyenne  $\bar{\sigma}_m$  sur la contrainte moyenne à la condition image  $\bar{\sigma}_{m,i}$  et la valeur du ratio d'état critique à la condition image  $M_i$  sur le ratio d'état critique normalisé en condition triaxiale compression  $M_{tc}$  au moment de

l'initiation du déchargement conditionnent l'intensité de l'écroissage subi par la surface de plasticité arrière lors du déchargement.

$$U = H_U \left( \frac{\bar{\sigma}_m}{\bar{\sigma}_{m,i}} \frac{M_i}{M_{tc}} \right)_{@unl} \quad 4.19$$

Puisque  $U$  est directement proportionnel au module d'écroissage en déchargement  $H_U$ , c'est finalement ce module qui contrôle l'importance de la plasticité développée en déchargement. Afin de simplifier la formulation proposée ici,  $H_U$  est supposé constant dans cet ouvrage. De plus, l'intérieur de la parenthèse de l'Équation 4.19 comprend deux ratios servant à contrôler l'ampleur du terme  $U$ . Ainsi, lorsque la contrainte moyenne  $\bar{\sigma}_m$  est supérieure à la contrainte moyenne projetée à la condition image  $\bar{\sigma}_{m,i}$ , le ratio de ces deux termes est supérieur à l'unité, ce qui vient augmenter la valeur  $U$  et ainsi atténuer l'ampleur de la plasticité générée en déchargement. Cette situation est analogue à un déchargement se produisant tôt dans une séquence de chargement (ce qui mène généralement à peu de plasticité générée en déchargement). Le deuxième ratio présent à l'intérieur de la parenthèse de l'Équation 4.19 joue un rôle similaire en assurant une dépendance de l'écroissage de la surface de plasticité arrière par rapport au mode de cisaillement en cours. Ainsi, lorsque  $M_i$  à l'initiation du déchargement est égal à  $M_{tc}$  (il s'agit donc de conditions triaxiales compression), ce ratio est égal à un. En revanche, si  $M_i$  est plutôt égal à  $M_{te}$  à l'initiation du déchargement, tel que lorsque des conditions triaxiales extensions sont appliquées, le ratio  $M_i/M_{tc}$  prendra une valeur plus petite que l'unité, ce qui viendra amplifier l'importance de la plasticité générée en déchargement. Une formulation similaire est employée dans la règle d'écroissage de la surface de plasticité avant de NorSand.

### 4.6.3 Évolution de $W$ durant le chargement

La dimension de la zone élastique comprise entre les surfaces de plasticité avant et arrière est régie par la valeur de  $W$ . Plus  $W$  est grand, plus la surface de plasticité arrière est petite et plus la zone élastique s'en trouve étendue. L'évolution de la dimension de  $W$  au fil du chargement est contrôlée par l'Équation 4.20, où une constante positive  $H_W$  (à définir

comme intrant au modèle) multiplie un terme inclus dans les parenthèses de Macaulay (toujours plus grand ou égal à zéro).

$$\dot{W} = H_W \left\langle -M_i \dot{\epsilon}_v^p \right\rangle \quad 4.20$$

La forme de l'Équation 4.20 stipule donc que  $\dot{W}$  ne peut être que positif, menant ainsi obligatoirement à une augmentation de la valeur de  $W$  (donc à un rétrécissement de la dimension de la zone élastique). L'intérieur des parenthèses de Macaulay est composé du produit du ratio d'état critique à la condition image  $M_i$  et de l'incrément de déformation volumétrique plastique  $\dot{\epsilon}_v^p$ , le tout affecté d'un signe négatif. Puisque  $M_i$  est toujours positif, seules des valeurs négatives de  $\dot{\epsilon}_v^p$  mèneront à un accroissement de  $\dot{W}$  (puisque le résultat d'une parenthèse de Macaulay négative est zéro). Ainsi, pour que la zone élastique se rétrécisse, l'incrément des déformations volumétriques plastiques doit être négatif, en d'autres termes le sol doit être en dilatance plastique.

Puisque le multiplicateur  $W$  change de valeur au fil du chargement, il importe donc de définir sa valeur au début d'un essai, appelée  $W_0$ . Ce paramètre initial constitue en fait un nouvel intrant du modèle caractérisant l'état initial du sol, au même titre que le ratio de surconsolidation  $OCR$  ou l'indice des vides initial  $e_0$ .

Cette formulation proposée corrobore les observations faites à la Figure 4-27 où un essai triaxial cyclique compression-extension débutant au point A est montré. Il est manifeste que les premières phases de déchargement de cet essai cyclique comportent de larges pans élastiques (déchargement à  $\bar{\sigma}_m$  plus ou moins constant) et ce, jusqu'à ce que le cheminement des contraintes passe par le point B. Ce point marque le passage de la condition image, où  $D^p = 0$ , délimitant la frontière entre le comportement en contraction (du point A au point B) et le comportement en dilatance (du point B jusqu'à la fin de l'essai). À partir du point B, l'incrément des déformations volumétriques plastiques est donc négatif (dilatance). Ce changement de comportement semble affecter de manière importante la structure du sable puisque les phases de déchargement se déroulant suite au passage de la condition image génèrent manifestement plus de déformations plastiques (mis en évidence par l'importante

accumulation de pressions interstitielles s'y générant). Ce changement de structure pourrait être interprété comme une disparition graduelle de la zone élastique, causée par le passage vers un comportement en dilatance. Ainsi, l'accumulation des déformations volumétriques plastiques négatives (associées à la dilatance) semble être un bon indicateur de la réduction graduelle de la zone élastique au courant du chargement (tel que proposé à l'Équation 4.20.

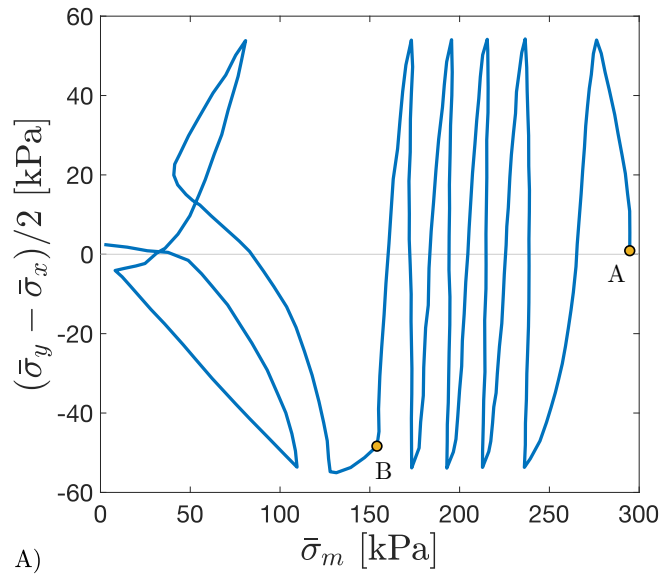


Figure 4-27. Essai triaxial cyclique compression-extension non drainé (Ishihara & Towhata, 1983)

Rappelons aussi, tel que discuté précédemment (et montré à la Figure 4-6), que les essais triaxiaux non drainés de Verdugo et Ishihara (1996) ne semblent pas montrer de zone élastique lors de l'initiation du déchargement. Pour ces essais, et à la différence des essais de Dabeet (2008), le déchargement n'était déclenché qu'après l'atteinte d'environ 20% de déformations axiales. À ce stade du chargement, la dilatance plastique domine le comportement du sol. Suivant la formulation proposée ici, la dimension de la zone élastique au moment de l'initiation du déchargement serait finalement réduite à zéro en raison de l'accumulation d'implorantes déformations volumétriques plastiques négatives (puisqu'en dilatance), ce qui expliquerait l'accumulation de déformations plastiques (sous la forme de surpressions d'eau) dès le début du déchargement.



#### 4.6.4 Règle d'écoulement plastique

La règle d'écoulement de la surface de plasticité arrière établit l'incrément des déformations déviatoriques plastiques  $\dot{\epsilon}_q^p$  engendrées par l'écrouissage de la surface. La règle d'écoulement relie finalement  $\dot{\epsilon}_q^p$  à l'incrément des déformations volumétriques plastiques  $\dot{\epsilon}_v^p$ . La règle d'écoulement prend la forme d'une relation contrainte-dilatance. En conditions de chargement (donc lorsque l'état de contrainte se situe sur la surface de plasticité avant), la règle d'écoulement de NorSand prend la forme montrée à l'Équation 4.21., où  $\eta$  est le ratio des contraintes et  $M_i$  est le ratio des contraintes à l'état critique pour la condition image.  $M_i$  varie notamment en fonction du type de chargement en cours :  $M_i$  sera maximal en conditions triaxiales compression et minimal en conditions triaxiales extension.

$$D^p = \frac{\dot{\epsilon}_v^p}{\dot{\epsilon}_q^p} = M_i - \eta \quad 4.21$$

Ainsi, pour un chargement identique, la dilatance maximale (atteinte lorsque  $D^p$  atteint sa valeur minimale) sera plus grande en conditions triaxiales extension qu'en conditions triaxiales compression. Un exemple fictif est montré à la Figure 4-28. En triaxial compression (courbe bleue), le chargement débute au point A, pour atteindre une dilatance maximale au point B et finalement atteindre la valeur du ratio des contraintes à l'état critique  $M_{tc}$  au point C. Pour un chargement équivalent (comprenant le même changement d'état  $\psi$  utilisé pour calculer  $M_i$ ), la dilatance calculée en conditions triaxiales extension est montrée par la courbe rouge. Le chargement débute au point D, atteint la dilatance maximale au point E et se termine finalement à l'état critique où  $\eta = M_{te}$  (point F). Tout au long du chargement, la dilatance calculée en conditions triaxiales extension est strictement plus grande que la dilatance prédite pour les conditions triaxiales compression (à ratio des contraintes  $\eta$  égal). Cette prédiction résulte directement de la formulation proposée à l'Équation 4.21 où l'on reconnaît explicitement que la dilatance sera plus importante en conditions triaxiales extension qu'en conditions triaxiales compression. Pour des modes de chargement mitoyens entre la compression et l'extension, la dilatance prédite se retrouvera entre les deux extrêmes déjà discutés.

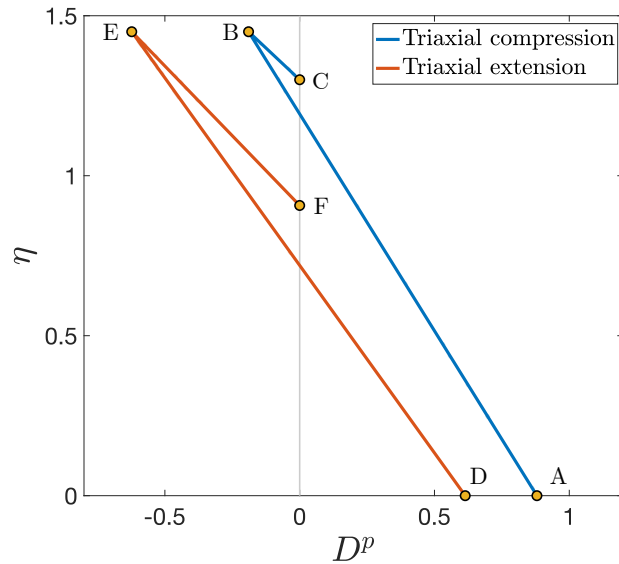


Figure 4-28. Exemple de dilatance observée en triaxial compression vs triaxial extension

Tandis que la relation règle d'écoulement en chargement proposée pour NorSand (Équation 4.21) est basée sur de nombreuses observations empiriques, il n'existe malheureusement que très peu de données de laboratoire sur le comportement en dilatance des sables durant le déchargement. Les essais triaxiaux compression effectués par Dabebet (2008) sur le sable Erksak sont l'une des rares sources de données de qualité sur lesquelles un développement théorique peut se baser. Ces essais sont montrés à la partie A) de la Figure 4-29. Un exemple de déchargement est identifié pour la courbe orange, où le déchargement débute au point A et se termine au point B. Pour cet exemple, la dilatance mesurée au début du déchargement est négative. Certains autres essais montrent plutôt une dilatance positive en début de déchargement, pour ensuite traverser l'axe des ordonnées et prendre des valeurs négatives pour le reste du déchargement.

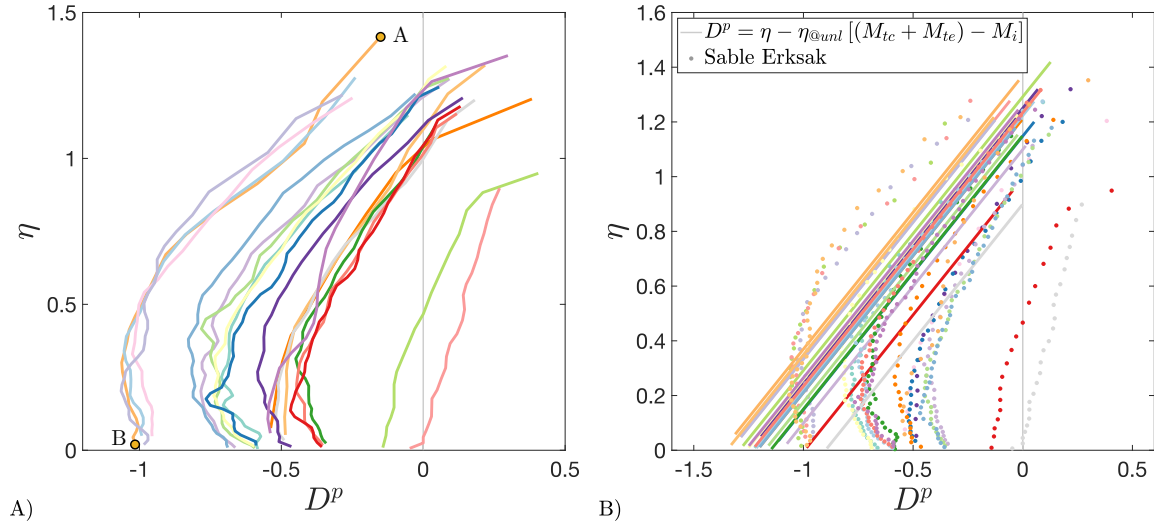


Figure 4-29. A) Relation contrainte-dilatance en déchargement pour le sable Erksak, plusieurs essais triaxiaux compression (Dabeet, 2008) ; B) Règle d'écoulement proposée (données de laboratoire provenant de Dabeet, 2008)

À première vue, la forme des courbes du comportement contrainte-dilatance observées en déchargement à la Figure 4-29 A) semble être plus ou moins à l'inverse de ce qui est généralement observé en chargement. Il serait ainsi tentant de proposer une règle d'écoulement simpliste régissant le comportement en déchargement qui prendrait la forme de l'Équation 4.22 (qui n'est finalement que l'Équation 4.21 multipliée par  $-1$ ).

$$D^p = \eta - M_i \quad 4.22$$

En raison du signe «  $-$  » affectant le terme  $M_i$ , cette équation aurait par contre pour effet de sous-évaluer la dilatance pour des conditions de chargement autres que triaxial compression. En effet, le ratio d'état critique  $M$  étant maximal en conditions triaxiales compression ( $M_{tc}$ ) et minimal en conditions triaxiales extension ( $M_{te}$ ), la dilatance prédite par l'Équation 4.22 serait plus importante (valeur négative plus grande) en compression qu'en extension. Cette tendance est donc l'inverse de l'effet voulu, où la dilatance est maximale en conditions triaxiales extension. Afin de corriger ce problème, l'Équation 4.23 est donc plutôt proposée pour régir la dilatance en déchargement, où  $\eta_{@unl}$  est la valeur du ratio des contraintes au moment où le déchargement est déclenché.

$$D^p = \eta - \eta_{@unl} \left[ (M_{tc} + M_{te}) - M_i \right] \quad 4.23$$

Les prédictions de la dilatance en déchargement obtenues grâce à l'Équation 4.23 pour les essais triaxiaux compression sur sable Erksak de Dabeet (2008) sont montrées à la partie B) de la Figure 4-29. Cette équation se voulant la plus simple possible, afin d'éviter l'addition de nouveaux paramètres d'entrée à la loi de comportement, les prédictions se comparent favorablement aux résultats de laboratoire.

#### 4.6.5 Module d'écrouissage plastique en rechargement

La valeur du module d'écrouissage plastique de NorSand  $H_L$  est supposée constante tout au long du chargement. Par contre, Dabeet (2008) et Jefferies (1997) ont tous deux proposé d'augmenter la valeur de  $H_L$  lors du rechargement (c'est-à-dire lorsqu'un déchargement a eu lieu et que le sol est rechargé de nouveau) en la multipliant par 4. Il semblerait en quelque sorte que le sable puisse retenir une certaine rigidité lors du rechargement et ce, jusqu'à ce que la surface de plasticité se développant durant le rechargement atteigne éventuellement la même position qu'elle occupait au début du déchargement. Une fois ce point passé, le module d'écrouissage reprend sa valeur initiale. Le même raisonnement est suivi pour la formulation proposée : le module d'écrouissage plastique  $H_L$  devient  $4H_L$  pendant le rechargement. Le choix de la valeur du multiplicateur « 4 » (versus 3 ou 6 par exemple) n'a somme toute que peu d'impact sur le résultat des modélisations et il n'est pas jugé pertinent de définir ce paramètre en tant que nouveau paramètre d'entrée pour NorSand.

#### 4.6.6 Ajustement des paramètres de la formulation proposée

L'une des grandes qualités de NorSand (dans sa formulation originale) réside dans la simplicité de la méthode d'ajustement de ses paramètres de fonctionnement. Tel que présenté à l'Annexe A, trois des quatre paramètres de gestion de la plasticité dans le modèle sont en fait des mesures directes reliées à la dilatance observée lors d'essais triaxiaux drainés. Seul le module d'écrouissage plastique  $H_L$  est finalement ajusté visuellement afin d'obtenir des modélisations en accord avec les essais de laboratoire servant à la calibration (généralement, des essais triaxiaux drainés et non drainés). Les autres paramètres à déterminer pour faire

fonctionner NorSand (deux pour l'élasticité et deux pour la position de la ligne d'état critique) ne sont pas spécifiques au modèle et sont généralement assez simples à calibrer.

Il serait certainement souhaitable que l'ajustement des paramètres de fonctionnement de la formulation proposée emprunte une méthode similaire, c'est-à-dire des observations directes d'un aspect du comportement des sables mesuré en laboratoire (probablement la dilatance en déchargement). Malheureusement, cette avenue est pour l'instant difficile à mettre en place en raison du peu de données de ce genre disponibles dans la littérature. À la connaissance de l'auteur, seules les recherches de Dabeet (2008) constituent pour l'instant une base de données intéressante à étudier. La calibration des paramètres de fonctionnement de la formulation proposée doit donc, pour l'instant, se faire par ajustement visuel en comparant modélisations constitutives et résultats de laboratoire correspondants.

### **Calibration de $W_0$**

Le paramètre  $W_0$  est un intrans servant à définir les conditions initiales de l'essai, au même titre que le ratio de surconsolidation  $OCR$  ou l'indice des vides initial  $e_0$ . Le paramètre  $W_0$  définit la valeur initiale du multiplicateur  $W$  servant à établir la dimension initiale de la surface de plasticité arrière par rapport à la dimension de la surface de plasticité avant. Tel que discuté précédemment, plus  $W$  est petit (valeurs comprises entre 0 et 1), plus la zone élastique comprise entre les deux surfaces de plasticité est étendue. Une inspection visuelle d'un cheminement des contraintes en conditions non drainées permet de facilement déterminer la valeur de  $W_0$ , similairement à l'exemple montré à la Figure 4-24. En général, pour les sables étudiés dans cette thèse, la valeur de  $W_0$  se situe entre 0.85 et 0.95.

### **Calibration de $H_U$**

Le module d'écrouissage en déchargement  $H_U$  dicte l'importance de l'écrouissage subi lorsque le point de contrainte pousse la surface de plasticité arrière, générant des déformations plastiques. Similairement au module d'écrouissage plastique de NorSand ( $H_L$ ), plus le module d'écrouissage est grand, moins l'écrouissage subi est important pour une même déformation déviatorique plastique. De nouveau, ce paramètre est calibré visuellement

en ajustant sa valeur de manière à obtenir un écrouissage proportionnel à l'écrouissage observé en laboratoire pour l'essai modélisé.  $H_U$  varie généralement entre 500 et 2500.

### **Calibration de $H_W$**

La valeur  $H_W$  rythme l'évolution du multiplicateur  $W$  au fil de l'accumulation des déformations volumétriques plastiques. Plus  $H_W$  est grand, plus  $W$  augmente de manière importante pour le même incrément de déformation volumétrique plastique et plus la zone élastique comprise entre les deux surfaces de plasticité se referme rapidement. Une valeur nulle de  $H_W$  aurait pour effet rendre inopérante cette caractéristique du modèle. Lorsque  $W$  atteint finalement l'unité, les deux surfaces de plasticité coïncident. En règle générale,  $H_W$  vaut environ 5. Cette valeur pourrait être utilisée par défaut, diminuant le nombre de paramètres à déterminer pour le fonctionnement du modèle.

## **4.7 Exemples d'application de la formulation proposée**

Une nouvelle formulation de NorSand a été proposée à la section 0 pour prédire le comportement des sables en déchargement. Appelons cette itération « NorSand modifié » pour l'instant afin de la différencier de la loi NorSand originale dans la présente section. Afin de démontrer la pertinence de la formulation proposée pour permettre la génération de plasticité lors du déchargement, les essais triaxiaux compression de Verdugo et Ishihara (1996) et de Dabeet (2008), présentés antérieurement, sont revisités. Un exemple d'application pour un essai triaxial cyclique compression-extension est aussi montré.

### **4.7.1 Essais triaxiaux compression chargement-déchargement, drainés et non drainés, de Verdugo et Ishihara (1996)**

Une comparaison de comportement entre un essai triaxial compression drainé de Verdugo et Ishihara (1996) et la modélisation correspondante en utilisant la loi de comportement NorSand modifiée selon la formulation proposée dans ce chapitre pour la gestion du déchargement est montrée à la Figure 4-30, parties A et B. L'évolution des surfaces de plasticité avant et arrière sont montrées aux parties C et D de la figure. Le chargement

démarre au point A et se poursuit jusqu'au point B, où le déchargement débute. Du point B au point C, le déchargement est élastique puisque l'état de contraintes du sol se trouve entre les deux surfaces de plasticité (voir l'agrandissement montré à la partie D de la figure). Du point C jusqu'à la fin du déchargement, au point D, le sol se comporte de manière élasto-plastique puisque l'état de contrainte se situe en tout temps sur la surface de plasticité arrière. Tout au long du déchargement élasto-plastique, la surface de plasticité arrière subie un écrouissage, entraînant avec elle la surface de plasticité avant puisque le multiplicateur  $W$  demeure constant (et que le ratio de dimension des deux surfaces demeure donc lui aussi constant).

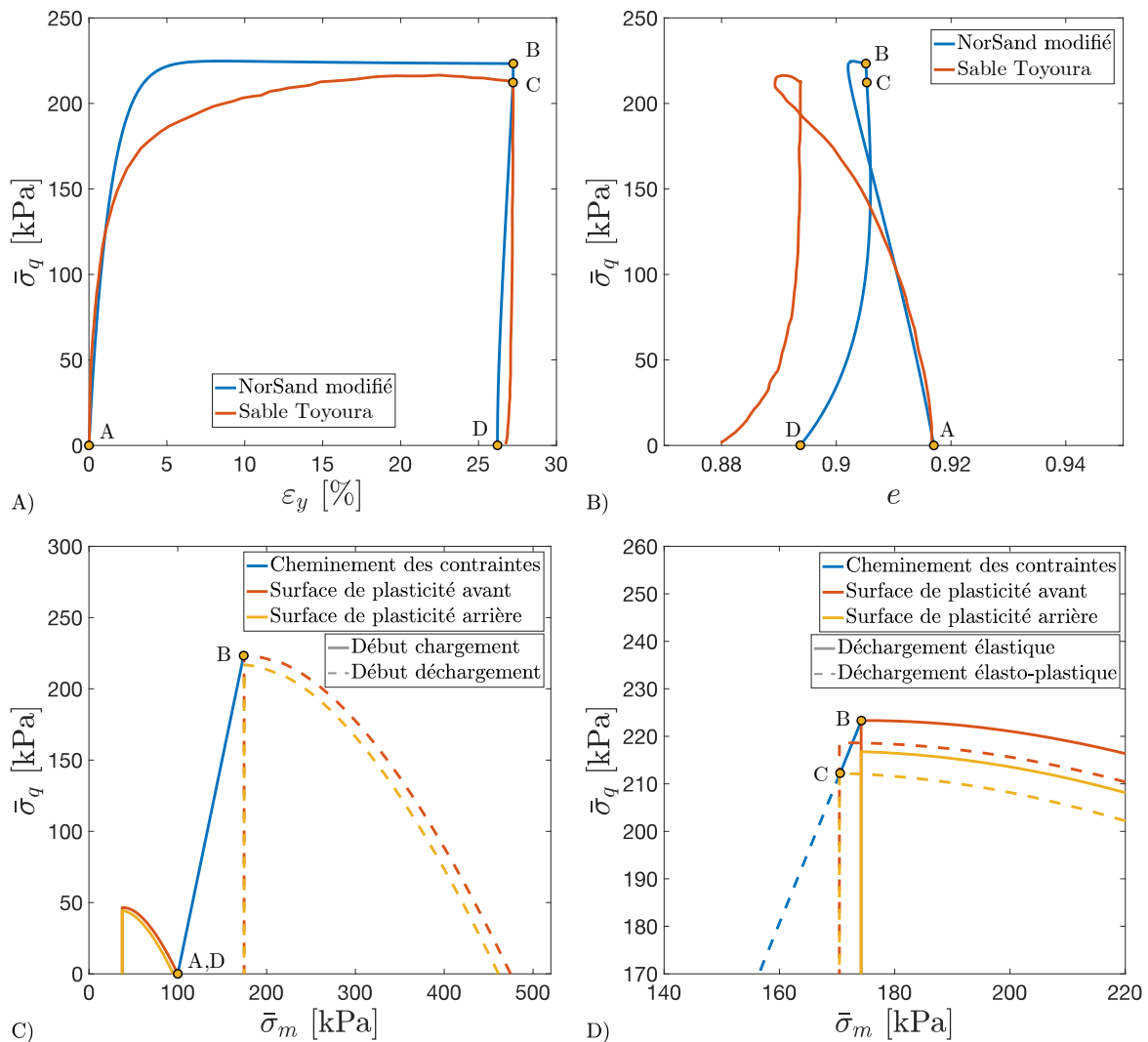


Figure 4-30. Comparaison modélisation NorSand avec déchargement vs essai triaxial compression drainé sur sable Toyoura –  $e_0 = 0.917 - \bar{\sigma}_{m,0} = 100\text{kPa}$  (données labo. : Verdugo & Ishihara, 1996)

Le comportement en déchargement modélisé par la loi NorSand modifiée à la Figure 4-30 se rapproche du comportement mesuré par Verdugo et Ishihara (1996). Bien que le déchargement de la modélisation ne débute pas exactement au même point que l'essai de laboratoire à la partie B de la figure, la forme des courbes est très similaire, les deux courbes de déchargement étant parallèles, ce qui mène à conclure que la formulation proposée se rapproche probablement du comportement réel du sol.

Tous les essais triaxiaux compression en conditions drainées de Verdugo et Ishihara (1996) ainsi que les modélisations NorSand modifié correspondantes sont montrées à la Figure 4-31 (les essais de laboratoire sont en traits tirés et les modélisations sont en traits pleins). Les sections A) et B) concernent les essais effectués à une contrainte moyenne initiale de  $\bar{\sigma}_{m,0} = 100kPa$ , tandis que les sections C) et D) concernent les essais effectués à  $\bar{\sigma}_{m,0} = 500kPa$ . Dans tous les cas modélisés, le comportement du modèle en déchargement s'approche du comportement mesuré en laboratoire. Sur les parties B) et D) de la figure, les portions en déchargement modélisées par NorSand modifié sont généralement parallèles aux données de laboratoire. Certaines disparités de comportement en chargement influencent l'allure globale des comparaisons puisque les phases de déchargement des modélisations ne débutent pas nécessairement aux mêmes contraintes que leurs essais de laboratoire correspondants. Malgré tout, la performance du modèle en déchargement est satisfaisante pour des contraintes et indices des vides initiaux variés.

Une comparaison du comportement modélisé par NorSand modifié avec un essai triaxial compression non drainé de Verdugo et Ishihara (1996) est montré à la Figure 4-32. Cette modélisation d'un déchargement en conditions non drainées est une première pour NorSand, seules des modélisations en conditions drainées ayant été effectuées par le passé. À l'amorce du déchargement, NorSand modifié accumule brièvement des pressions interstitielles négatives (caractérisées par un déplacement vers la droite du cheminement des contraintes sur la partie B) de la figure). Ce comportement observé est causé par la valeur initialement positive de  $D^p$  telle que calculée par l'Équation 4.23 définissant la règle d'écoulement en déchargement. Lorsque  $D^p$  traverse finalement l'axe des ordonnées pendant le déchargement pour prendre des valeurs négatives, les pressions interstitielles accumulées



sont positives, déplaçant le cheminement des contraintes vers la gauche. L'essai triaxial de Verdugo et Ishihara (1996) ne montre pas cette brève phase d'accumulation de pressions interstitielles négatives. Le comportement global en déchargement modélisé par NorSand modifié s'approche du comportement mesuré en laboratoire. Rappelons que la loi NorSand originale aurait prédit un déchargement élastique en conditions non drainées, caractérisé par un cheminement des contraintes vertical (voir la Figure 4-7).

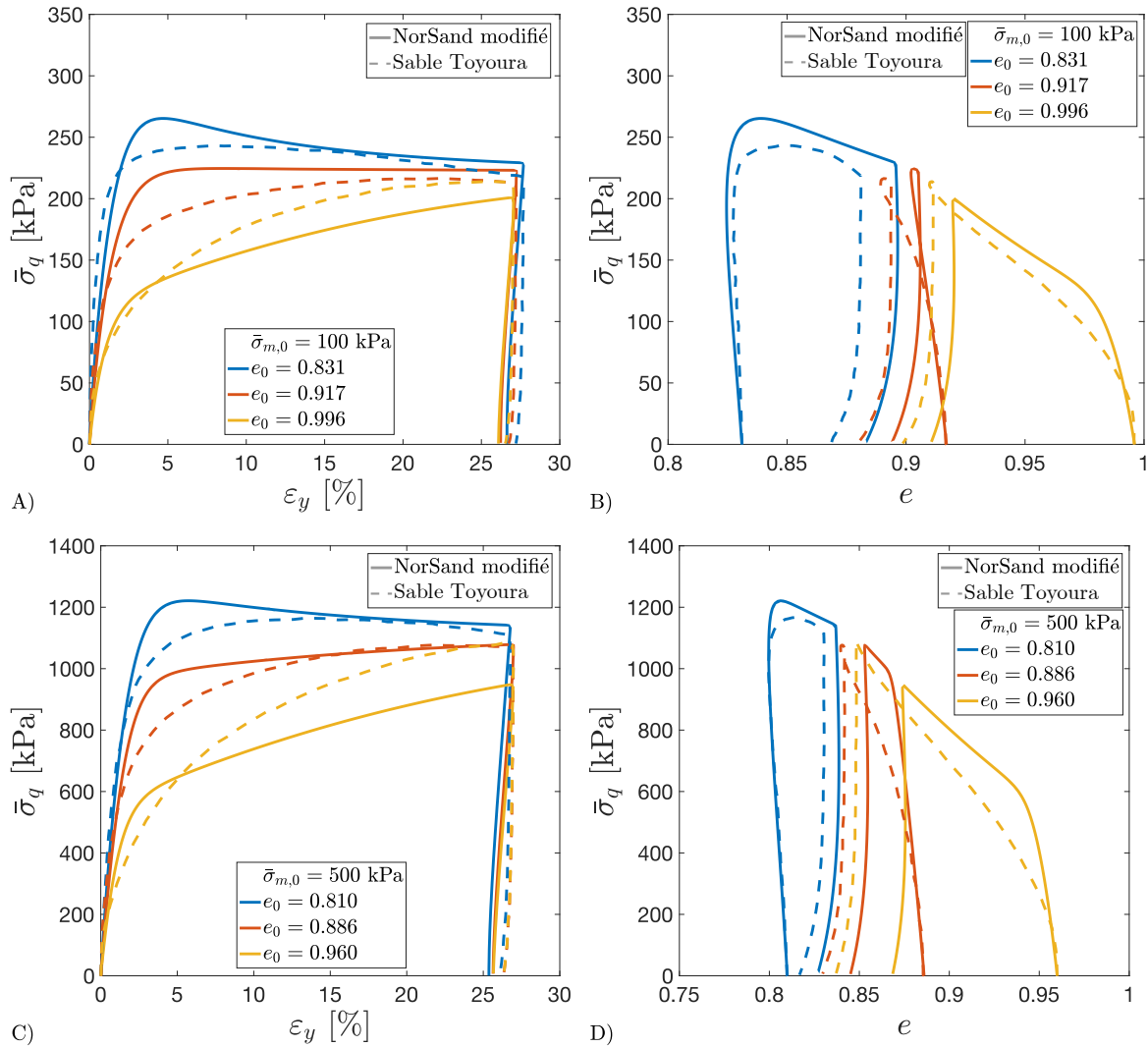


Figure 4-31. Comparaison modélisations NorSand avec déchargement vs essais triaxiaux compression drainés sur sable Toyoura (données labo. : Verdugo & Ishihara, 1996)

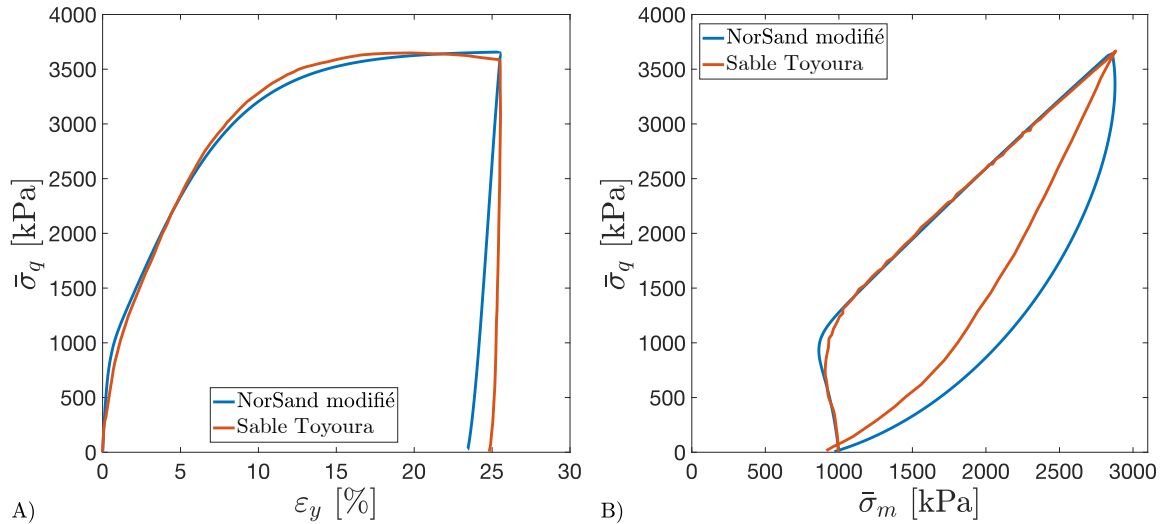


Figure 4-32. Comparaison modélisation NorSand avec déchargement vs essai triaxial compression non drainé sur sable Toyoura –  $e = 0.735$  –  $\bar{\sigma}_{m,0} = 1000 \text{ kPa}$  (données labo. : Verdugo & Ishihara, 1996)

Les modélisations effectuées à l'aide de NorSand modifié pour l'ensemble des essais triaxiaux compression non drainés de Verdugo et Ishihara (1996) sont montrées à la Figure 4-33. Les parties A) et B) de la figure concernent des essais effectués à différentes contraintes moyennes initiales pour un indice des vides de  $e = 0.735$ . Similairement, les parties C) et D) concernent des essais effectués à un indice des vides initial de  $e = 0.833$ . Dans tous les cas, le comportement en déchargement est généralement similaire à celui décrit pour l'essai montré à la Figure 4-32 (spécialement pour les essais effectués à  $e = 0.735$ ) : une brève phase d'accumulation de pressions interstitielles négatives est rapidement suivie d'accumulation de pressions interstitielles positives, caractéristiques de plasticité en déchargement. Le comportement modélisé est en général très près du comportement mesuré en laboratoire.

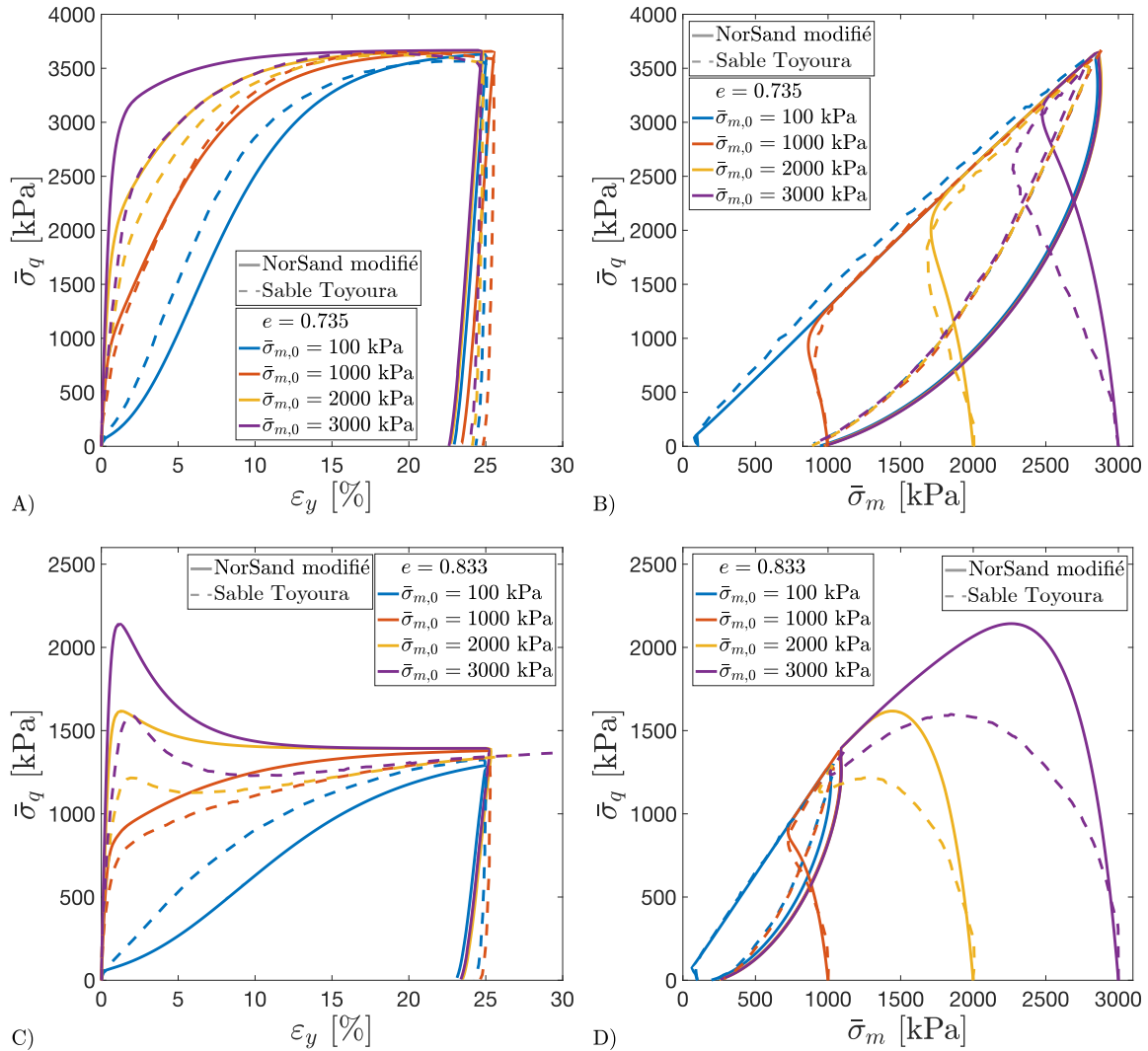


Figure 4-33. Comparaison modélisations NorSand avec déchargement vs essais triaxiaux compression non drainés sur sable Toyoura (données labo. : Verdugo & Ishihara, 1996)

#### 4.7.2 Essais triaxiaux drainés chargement-déchargement-rechargement de Dabeet (2008)

La performance de NorSand modifié en conditions de chargement-déchargement-rechargement est étudiée pour deux essais triaxiaux drainés effectués par Dabeet (2008) sur le sable Erksak. Les mêmes paramètres internes de NorSand modifié régissant le comportement ont été choisis pour ces deux essais. L'essai ES-860 est montré à la Figure 4-34 où un cycle complet de déchargement-rechargement est montré. Les parties C) et D) de la figure sont un agrandi de ce cycle. Le comportement modélisé par NorSand modifié est très près du comportement mesuré en laboratoire : le comportement contrainte-déformation

(parties A) et C) de la figure) est en tout point similaire, le comportement en dilatance (parties B) et D) de la figure) suit les mêmes tendances. Il est intéressant de remarquer la similitude des pentes de rechargement sur la partie C) de la figure, confirmant ici la pertinence de l'augmentation momentanée du module d'écroutissage plastique ( $4H_L$ ) lors du rechargement.

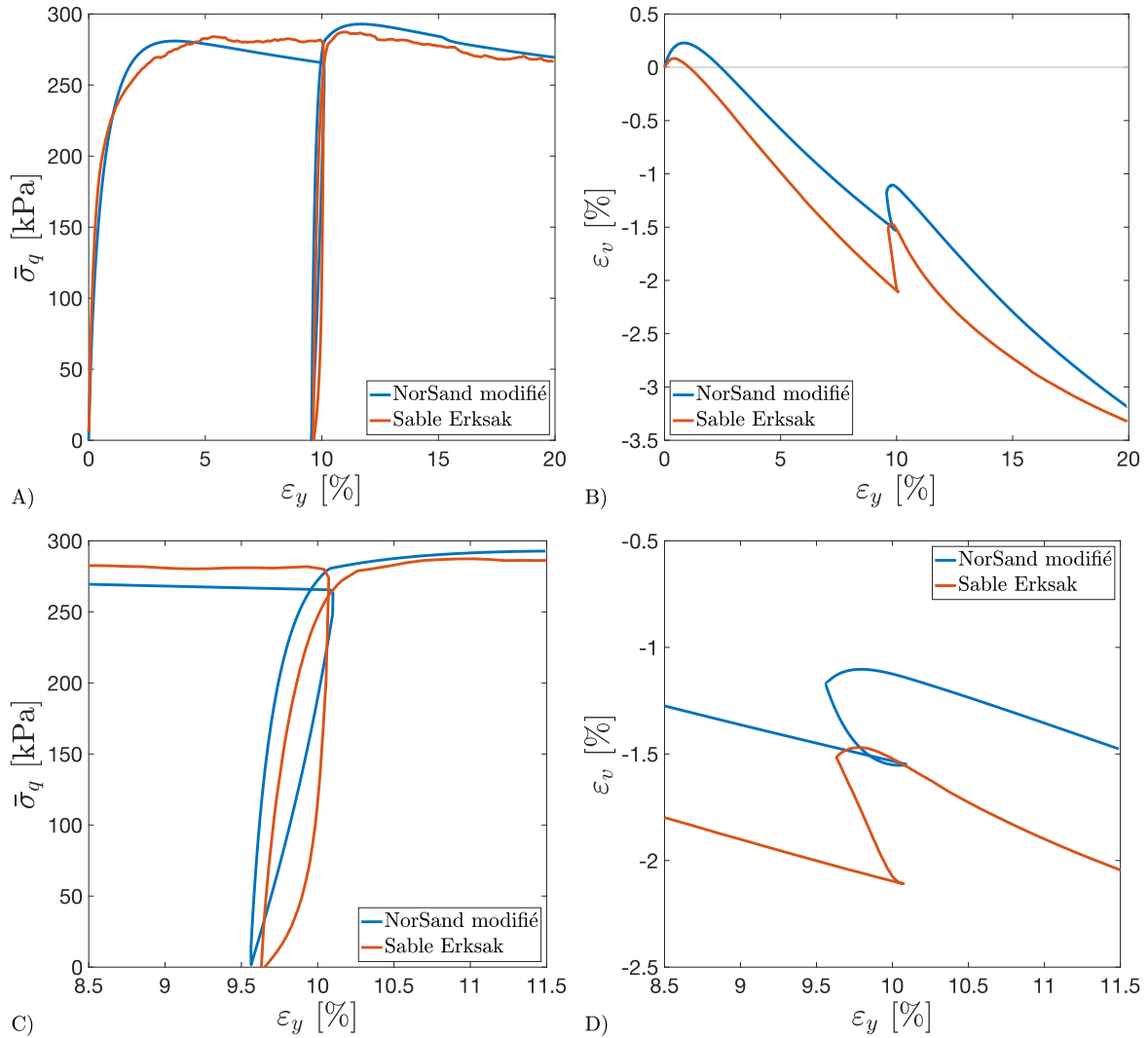


Figure 4-34. Comparaison modélisation NorSand avec déchargement vs essai triaxial compression drainé sur sable Erksak – ES-860 –  $e_0 = 0.672$  –  $\bar{\sigma}_{m,0} = 100kPa$  (données labo. : Dabeet, 2008)

L'essai ES-866R est montré à la Figure 4-35. Cet essai comprend deux cycles complets de déchargement-rechargement (les parties C) et D) montrent un agrandi du deuxième cycle). Encore une fois, le comportement modélisé par NorSand modifié se rapproche grandement du comportement observé en laboratoire. Des subtilités de comportement en dilatance sont même visibles à la partie D) de la figure : suite au déclenchement du déchargement, le sol

dilata momentanément (caractérisé par décroissement des déformations volumétriques  $\varepsilon_v$  pour ensuite se contracter en raison du déclenchement de la plasticité en déchargement. Cette séquence de comportement correspond à la boucle observée à la partie D) de la figure, à la fois pour l'essai de laboratoire et pour la modélisation NorSand modifié.

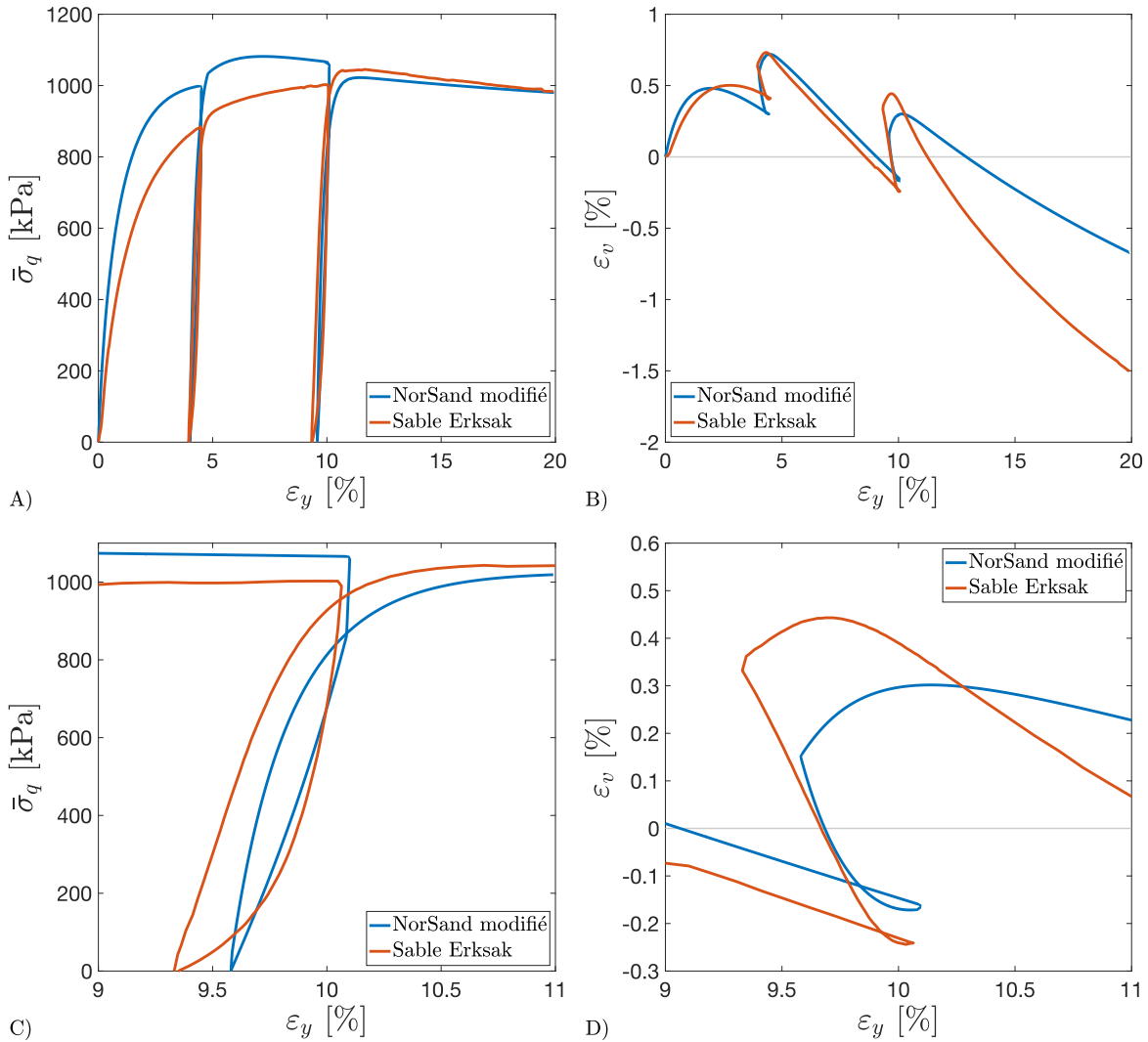


Figure 4-35. Comparaison modélisation NorSand avec déchargement vs essai triaxial compression drainé sur sable Erksak – ES-866R –  $e_0 = 0.698$  –  $\bar{\sigma}_{m,0} = 400kPa$  (données labo. : Dabeet, 2008)

Pour les deux essais montrés dans cette section, le comportement modélisé par NorSand modifié se compare favorablement aux essais de laboratoire, de même qu'aux modélisations effectuées par Dabeet (2008) et montrées précédemment à la Figure 4-18 et à la Figure 4-19.

### 4.7.3 Essai triaxial cyclique compression-extension non drainé de Ishihara et Towhata (1983)

Un dernier exemple d'application simple de la nouvelle formulation de la plasticité en déchargement proposée dans ce chapitre est présenté à la Figure 4-36. Un essai triaxial cyclique compression-extension en conditions non drainées effectué sur le sable Toyoura par Ishihara et Towhata (1983) y est montré. La modélisation NorSand original (incluant l'effet de la rotation des contraintes principales) est montrée aux parties A) et B) de la figure. Après le premier chargement, le déchargement se produit de manière élastique, c'est-à-dire en suivant une ligne verticale sur le diagramme de cheminement des contraintes (partie A) de la figure). Lors du passage de la compression (valeurs positives de l'axe des ordonnées du cheminement des contraintes) vers l'extension (valeurs négatives), la direction des contraintes principales passe instantanément de  $\alpha = 0^\circ$  à  $\alpha = 90^\circ$ . Cette rotation brusque provoque l'écrouissage de la surface de plasticité de NorSand. Puisque cet écrouissage se produit d'un seul coup (au contraire de la rotation plus lente de la direction des contraintes principales observée en cisaillement simple cyclique), l'effet sur le comportement du sable est à toute fin pratique imperceptible après le premier cycle de chargement. Ainsi, sur les parties A) et B) de la figure, le comportement modélisé par NorSand original se stabilise et le passage des cycles de cisaillement n'entraîne pas de modification du comportement. À toute fin pratique, NorSand original est incapable de modéliser l'accumulation des surpressions d'eau générée en laboratoire, causée par le passage successif de la compression à l'extension.

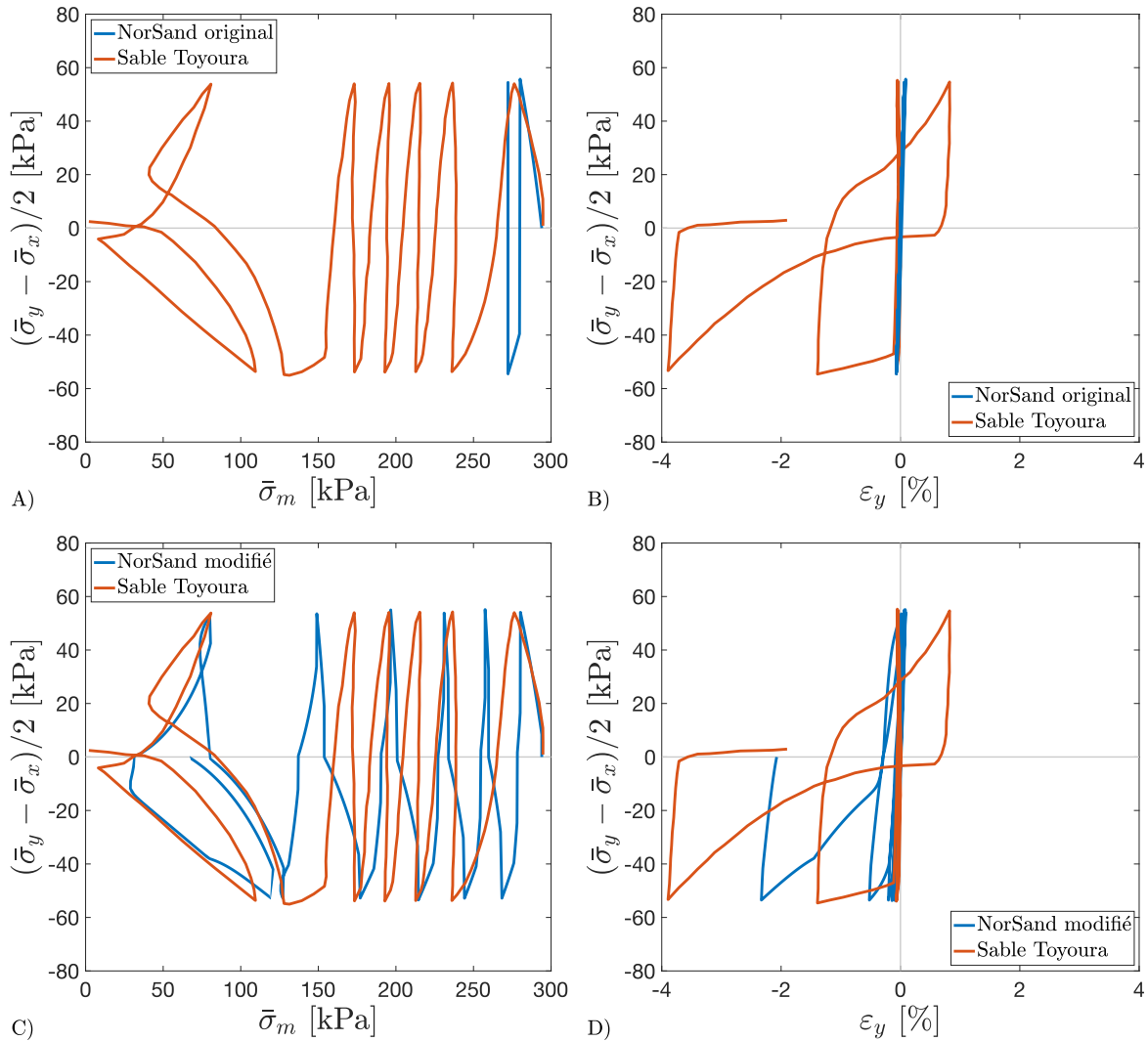


Figure 4-36. Comparaison de modélisations NorSand vs essai triaxial cyclique compression-extension non drainé sur sable Toyoura –  $e = 0.800 - \bar{\sigma}_{m,0} = 294kPa$  (données labo. : Ishihara & Towhata, 1983)

Au contraire des modélisations NorSand original, les modélisations NorSand modifié montrées aux parties C) et D) de la Figure 4-36 rejoignent le comportement mesuré en laboratoire. L’alternance des épisodes de chargement et de déchargement produit l’accumulation des pressions interstitielles et ce, sans l’aide d’artifices reliés à la rotation de la direction des contraintes principales. En raison de la concordance des cheminements des contraintes modélisés et mesurés en laboratoire, les déformations prédites à la partie D) de la figure sont du même ordre de grandeur que celle mesurées.

## 4.8 Conclusion

Ce chapitre s'est voulu une étude détaillée du comportement des sables en déchargement. Il a été démontré, par l'examen d'essais de laboratoire réalisés par différents auteurs, que les sables accumulent des déformations plastiques en déchargement. Cette plasticité en déchargement explique le comportement en contraction notamment observé dans les essais triaxiaux compression drainés de Dabeet (2008), ainsi que les essais triaxiaux compression drainés et non drainés de Verdugo et Ishihara (1996).

Par deux occasions passées, NorSand a été modifié afin de prendre en compte cette plasticité en déchargement. D'abord, superficiellement par Jefferies (1997) grâce à l'introduction du cap interne comme nouvelle frontière de la surface de plasticité du modèle. Ensuite, de manière plus détaillée par Dabeet (2008), suite à l'analyse de nombreux essais triaxiaux compression drainés de type chargement-déchargement-rechargement sur sable Erksak et Fraser River. Dans les deux cas, les travaux de ces auteurs se limitaient au cas particulier du déchargement en conditions triaxiales compression drainé. Les formulations proposées ne permettaient pas l'extension du modèle vers d'autres types de chargement (non drainé, cisaillement simple, etc.).

Une nouvelle formulation a été proposée dans ce chapitre pour permettre la génération de plasticité en déchargement dans NorSand. Il est proposé de créer une nouvelle surface de plasticité (appelée la surface de plasticité arrière) située à l'intérieur de la surface de plasticité originale de NorSand. Cette dernière est dorénavant appelée la surface de plasticité avant. Un sable en situation de déchargement viendra intercepter cette surface de plasticité arrière, si les conditions le permettent, et l'écrouissage de la surface de plasticité arrière s'en suivant générera des déformations plastiques. La dimension initiale de cette surface de plasticité arrière est définie par le paramètre  $W_0$ . Ce paramètre est un nouvel intrant à NorSand, au même titre qu'un ratio de surconsolidation  $CSR$  ou un indice des vides initial  $e_0$ .

Accompagnant la formulation de la nouvelle surface de plasticité arrière, une règle d'écrouissage simple a été proposée, de même qu'une règle d'écoulement. Deux nouveaux paramètres de fonctionnement du modèle doivent être calibrés :



- $H_U$  : le module d'écrouissage plastique en déchargement ;
- $H_W$  : le module d'évolution du multiplicateur  $W$  (par simplicité, cette valeur peut généralement être fixée à 5).

La formulation proposée pour la génération de la plasticité lors du déchargement a été ajoutée à NorSand (devenant ainsi « NorSand modifié ») et des exemples d'utilisation simples ont été montrés. La bonne performance du modèle a été validée en conditions triaxiales compression drainées avec les essais de Verdugo et Ishihara (1996) et de Dabeet (2008), ainsi qu'en conditions non drainées grâce à d'autres essais de Verdugo et Ishihara (1996). Finalement, un exemple d'utilisation de NorSand modifié en conditions triaxiales cycliques (compression-extension) non drainés a été étudié en comparant les modélisations de NorSand et de NorSand modifié face au même essai de Ishihara et Towhata (1983). Dans tous les cas analysés, NorSand modifié pouvait modéliser correctement le comportement attendu.

## Chapitre 5

# NorSand-aUL pour la modélisation du cisaillement simple cyclique

### 5.1 Introduction

Les deux chapitres précédents ont porté sur quelques modifications importantes proposées à NorSand afin d'en améliorer les performances pour la modélisation du comportement des sables en situation de cisaillement simple et lors du déchargement : l'inclusion de la théorie de l'état critique anisotrope et un nouveau mécanisme de génération de plasticité lors du déchargement. Il est proposé, dans ce chapitre final, de réunir ces deux modifications afin d'établir NorSand-aUL, une version anisotrope (symbolisé par la lettre « a ») et adaptée aux mécanismes du déchargement (symbolisé par les lettres « UL », *unloading* en anglais) de la loi de comportement NorSand. Les lettres « UL » indiquent aussi que cette version mise à jour de NorSand a été développée à l'Université Laval.

La formulation de NorSand-aUL est basée entièrement sur celle de NorSand (telle que décrite au Chapitre 2), à l'exception des modifications proposées aux deux chapitres précédents ayant trait à l'anisotropie et au déchargement. Aucune modification supplémentaire au modèle n'est nécessaire pour assurer le fonctionnement de la loi de comportement tel que montré dans ce chapitre.

L'objectif de ce chapitre est d'utiliser NorSand-aUL pour la modélisation du comportement des sables sous cisaillement simple cyclique et de comparer la performance obtenue à celle de NorSand dans sa formulation originale (dorénavant appelé « NorSand original » dans ce chapitre), pour ainsi apprécier les améliorations obtenues grâce aux modifications proposées. Finalement, certains points de discussion seront abordés, notamment en ce qui a trait aux paramètres d'entrée, aux limitations de NorSand-aUL et aux perspectives d'amélioration du modèle. Mais d'abord, un exemple d'utilisation de NorSand-aUL pour la modélisation d'un essai de cisaillement simple cyclique est présenté.

## 5.2 Exemple d'utilisation de NorSand-aUL

La modélisation NorSand-aUL d'un essai de cisaillement simple cyclique est montrée en détail à la Figure 5-1. Le cheminement des contraintes est illustré à la partie A) de la figure. La première phase de chargement débute au point A et se poursuit jusqu'au point B. Tel que montré à la partie F) de la figure, la valeur initiale du multiplicateur  $W^{(21)}$  est de  $W = 0.85$ , indiquant qu'une zone élastique sépare les surfaces de plasticité avant et arrière. Ainsi, le déchargement est initialement élastique, du point B au point C. À partir de ce point, l'état des contraintes touche la surface de plasticité arrière, entraînant la génération de déformations plastiques par l'écrouissage de la surface de plasticité. Le déchargement plastique se termine au point D, lorsque le chargement cyclique change de direction. Tous les points rouges identifiés à la partie A) de la figure représentent le début des phases de déchargement plastique.

---

<sup>21</sup> Rappelons que la valeur du multiplicateur  $W$  dicte l'étendue de la zone élastique séparant les surfaces de plasticité avant et arrière. Plus  $W$  est petit, plus la zone élastique est grande. Lorsque  $W = 1$ , les deux surfaces de plasticité coïncident et le sol décharge de manière plastique dès l'initiation du déchargement.

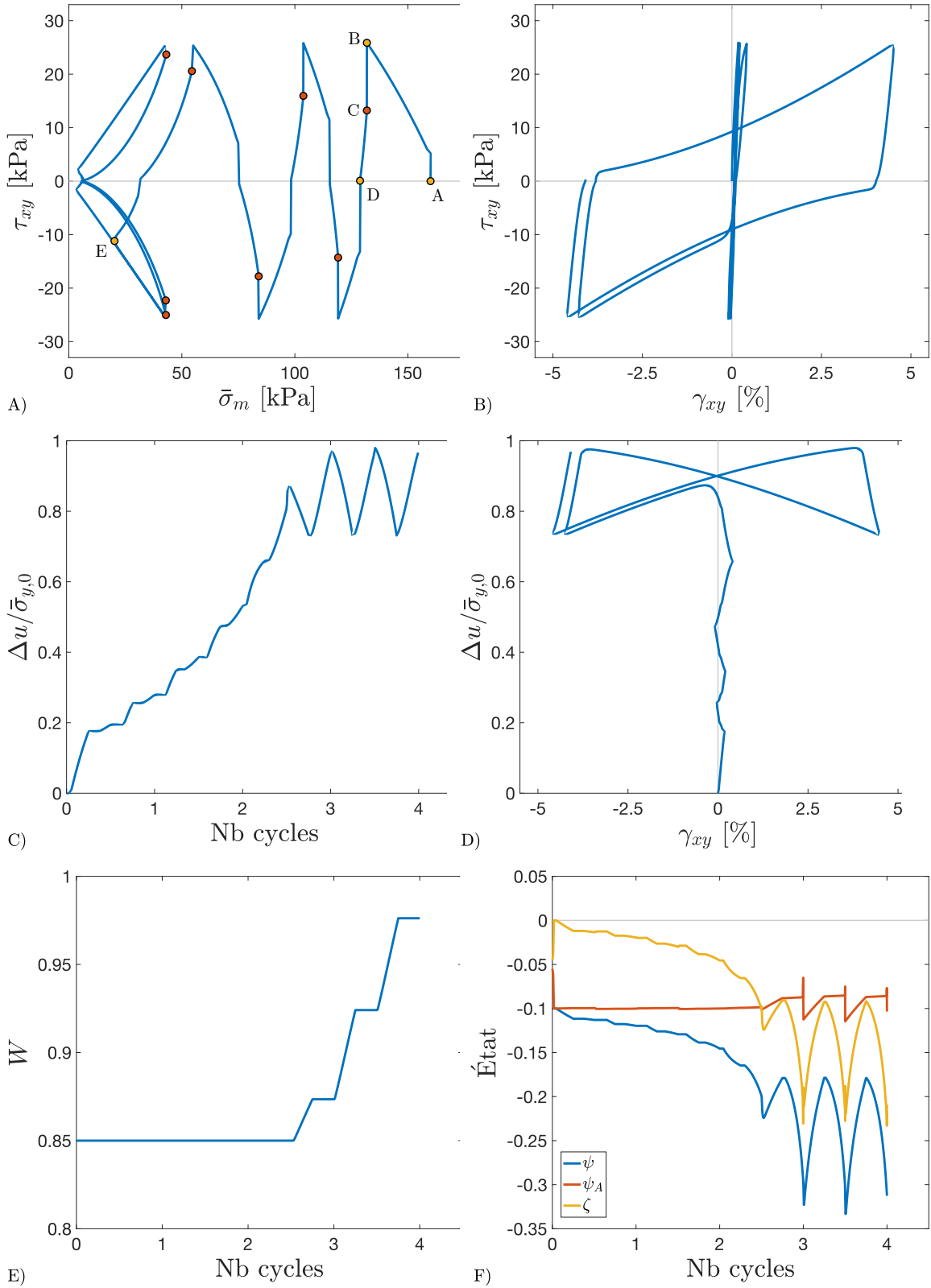


Figure 5-1. Modélisation NorSand-aUL d'un essai de cisaillement simple cyclique non drainé

Tel que montré à la partie C) de la Figure 5-1, les surpressions interstitielles augmentent graduellement au cours des deux premiers cycles de chargement. Au cours du troisième cycle, la condition image est momentanément atteinte (point E de la partie A) de la figure), le sol se mettant alors à dilater lors du chargement. Au cours du déchargement suivant, le sol contracte fortement, créant d'importantes surpressions d'eau, synonymes de déformations importantes (parties B) et D) de la figure). L'évolution de la valeur du multiplicateur  $W$  au fil des cycles de cisaillement est montrée à la partie E) de la figure. Au cours des deux premiers cycles, la valeur de  $W$  reste inchangée puisque l'incrément des déformations plastiques volumétriques  $\dot{\epsilon}_v^p$  demeure positif en tout temps. Une fois la condition image traversée,  $\dot{\epsilon}_v^p$  prend des valeurs négatives, entraînant donc le rétrécissement de la zone élastique séparant les surfaces de plasticité avant et arrière par l'intermédiaire d'une augmentation de la valeur du multiplicateur  $W$ . Les points rouges indiquant le début des phases de déchargement plastique à la partie A) de la figure montrent bien que la plasticité se met plus rapidement en place lors du déchargement une fois la condition image dépassée (point E). Finalement, l'évolution du paramètre d'état  $\psi$ , du paramètre d'anisotropie  $\psi_A$  et du paramètre de dilataance  $\zeta$  est montrée à la partie F) de la figure. Tel que discuté au Chapitre 3, la rotation de la direction des contraintes principales durant l'essai de cisaillement simple ainsi que le changement de ratio des contraintes principales (de  $b = 0$  durant la consolidation à  $b = 0.5$  au fil de l'essai) ont pour effet d'augmenter artificiellement la valeur du paramètre de dilataance utilisée dans les calculs. La réponse prédite par NorSand-aUL sera donc plus contractante que celle prédite par NorSand original pour les mêmes conditions initiales.

### 5.3 Modélisation NorSand-aUL d'essais de cisaillement simple cyclique

Les essais de cisaillement simple cyclique étudiés précédemment dans cette thèse sont de nouveau employés dans ce chapitre, cette fois pour mesurer les performances de NorSand-aUL et les comparer à celles de NorSand original. En plus des deux essais sur sable Fraser River de Jefferies *et al.* (2015) déjà présentés aux chapitres précédents, cinq autres essais de

cisaillement simple cyclique réalisés sur ce sable sont aussi étudiés dans ce chapitre<sup>22</sup>. Afin de faciliter l'analyse de ces nombreux essais, les noms des essais tels que publiés par Jefferies *et al.* (2015) sont employés dans ce chapitre et résumés au Tableau 5-1. Les conditions initiales ( $D_r$ ,  $\bar{\sigma}_{y,0}$ ,  $\psi_0$  et  $CSR$ ) des essais à l'étude et un résumé des paramètres d'entrée spécifiques à NorSand-aUL ( $H_L$ ,  $H_U$ ,  $W_0$  et  $H_W$ ) sont montrés au Tableau 5-1. Rappelons que les paramètres d'entrée spécifiques à la théorie de l'état critique anisotrope sont identiques pour le sable Fraser River et le sable Toyoura, et sont considérés constants, peu importe l'essai modélisé :  $F_0 = 0.45$ ,  $c = 5.7$ ,  $e_A = 0.10$ .

Tableau 5-1. Conditions initiales et valeurs des paramètres d'entrée de NorSand-aUL pour les essais de cisaillement simple cyclique présentés au Chapitre 5

Essais	$D_r$	$\bar{\sigma}_{y,0}$ [kPa]	$\psi_0$	$CSR$	$H_L$	$H_U$	$W_0$	$H_W$
<i>Sable Fraser River lâche</i>								
FRS-3	38%	50	-0.115	0.12	35	700	0.95	5
FRS-5	40%	100	-0.122	0.10	60	800	0.90	5
FRS-8	44%	200	-0.107	0.10	45	600	0.88	5
FRS-9	44%	200	-0.107	0.12	45	600	0.91	5
<i>Sable Fraser River dense</i>								
FRS-13	80%	100	-0.240	0.35	90	550	0.75	3
FRS-15	81%	200	-0.221	0.25	90	550	0.75	3
FRS-16	80%	200	-0.222	0.30	90	500	0.75	3
<i>Sable Toyoura</i>								
Lâche	25%	100	-0.025	0.170	305	900	0.76	20
Dense	50%	100	-0.125	0.165	305	2000	0.73	20

Les essais de cisaillement simple cyclique sont présentés ci-après selon leur ordre d'apparition dans le Tableau 5-1 : essais sur sable Fraser lâche, essais sur sable Fraser dense, essai sur sable Toyoura lâche et finalement essai sur sable Toyoura dense. Toutes les comparaisons de comportement sont présentées sur deux figures : pour chaque essai, la modélisation NorSand-aUL (en bleu) est d'abord comparée à l'essai effectué en laboratoire (en rouge) sur une première figure, puis la modélisation NorSand original (en vert) est à son

<sup>22</sup> Les résultats d'un total de 27 essais de cisaillement simple cyclique réalisés sur sable Fraser River ont été rendus disponibles en ligne par Jefferies *et al.* (2015) comme complément à la publication de l'article cité.

tour comparée au même essai de laboratoire (en rouge) sur une deuxième figure. La présentation des deux modélisations numériques sur figures séparées permet de mieux discerner et comparer les résultats aux essais de laboratoire correspondants. En raison du nombre important d'essais présentés, les commentaires accompagnant chaque figure sont restreints à l'essentiel.

Chacune des figures présentées est séparée en quatre parties : le cheminement des contraintes est présenté en A) ; le comportement contrainte-déformation est présenté en B) ; l'évolution de la pression interstitielle normalisée  $\Delta u/\bar{\sigma}_{y,0}$  au fil des cycles et en fonction des déformations de cisaillement  $\gamma_{xy}$  est présentée en C) et en D) respectivement. Ces informations ne seront pas répétées pour chaque figure par souci de brièveté.

### 5.3.1 Essais de cisaillement simple cyclique sur sable Fraser River lâche

Les essais de cisaillement simple cyclique effectués sur sable Fraser River lâche ont été effectués à des contraintes verticales de consolidation variant de  $\bar{\sigma}_{y,0} = 50kPa$  à  $\bar{\sigma}_{y,0} = 200kPa$ , pour des densités relatives variant entre  $D_r = 38\%$  à  $D_r = 44\%$ . Ces conditions d'essai initiales produisent des paramètres d'état initiaux de  $\psi_0 = -0.107$  à  $\psi_0 = -0.122$ .

#### Essai FRS-3

L'essai FRS-3 est montré à la Figure 5-2 et la Figure 5-3. Cet essai a été consolidé à une contrainte verticale faible ( $\bar{\sigma}_{y,0} = 50kPa$ ) amenant l'échantillon à accumuler de grandes déformations dès le deuxième cycle de cisaillement, alors que la pression interstitielle normalisée  $y$  atteint pratiquement l'unité. La condition image est atteinte aux alentours de  $\bar{\sigma}_y = 12kPa$ , durant le chargement en direction négative du deuxième cycle. La modélisation NorSand-aUL (Figure 5-2) suit de manière générale assez bien le comportement observé en laboratoire, malgré le fait que le modèle atteint la condition image un demi-cycle après l'essai de laboratoire. Suite au passage de la condition image (à encore  $\bar{\sigma}_y = 10kPa$ ), le cheminement des contraintes modélisé tire profit de la plasticité générée en déchargement par le modèle en prédisant une accumulation importante de surpressions interstitielles

(réduction de la contrainte verticale). Les déformations maximales prédites par le modèle s'alignent finalement tout à fait avec celles mesurées en laboratoire. Les profils de génération des surpressions interstitielles au fil des cycles correspondent aussi très bien, tant au niveau de la cadence d'accumulation que des valeurs maximales atteintes.

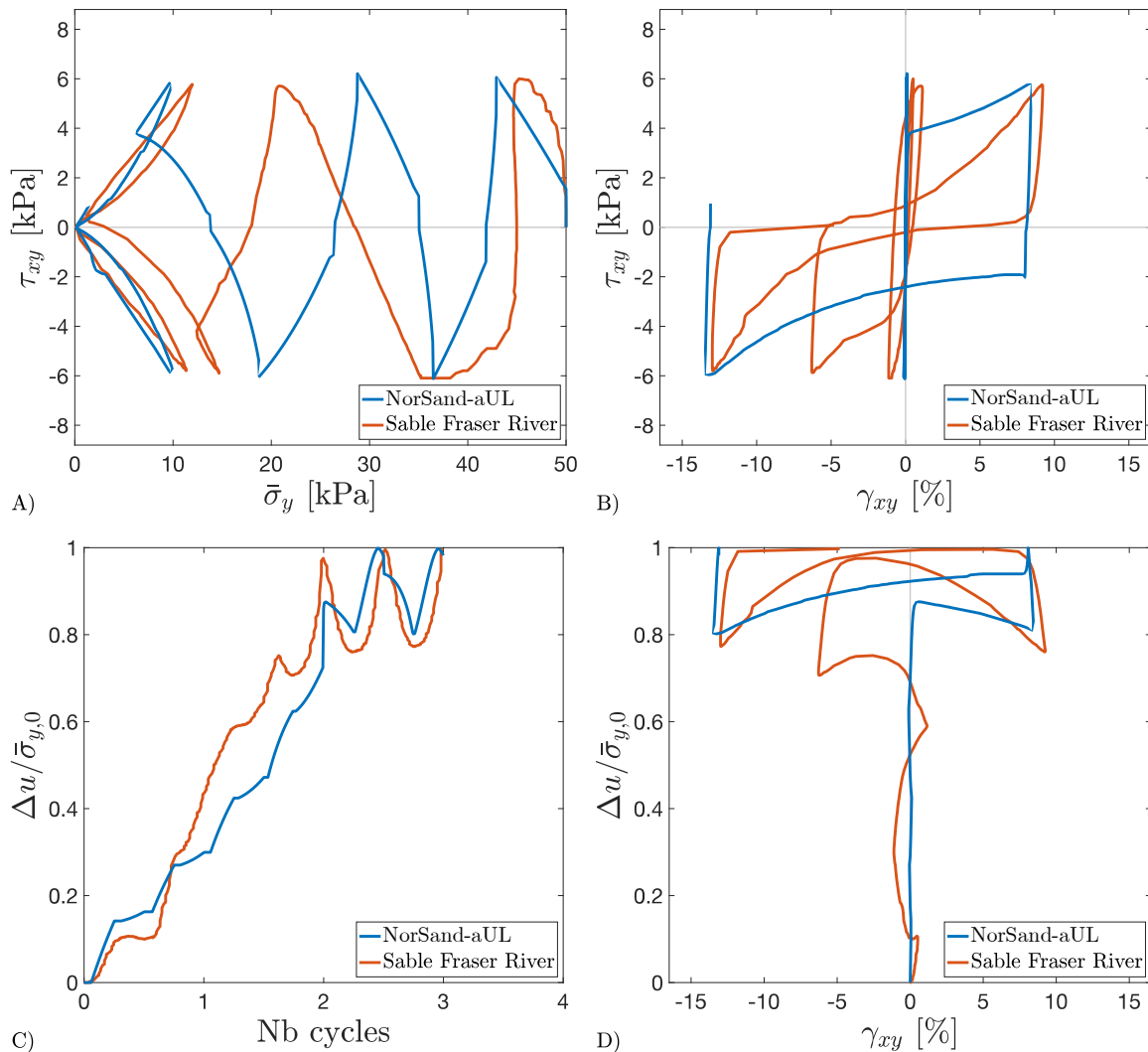


Figure 5-2. FRS-3 – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 38\%$  –  $CSR = 0.12$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

La modélisation NorSand original (Figure 5-3) suit initialement bien le comportement laboratoire, jusqu'à l'atteinte de la condition image durant la deuxième moitié du deuxième cycle. À partir de ce point, le déchargement élastique empêche le modèle de correctement prédire la forte accumulation de surpression d'eau observable pour l'essai de laboratoire. En



résultent donc des déformations prédites beaucoup plus faibles ( $|\gamma_{xy}| = 2.5\%$ ) que celles mesurées en laboratoire ( $|\gamma_{xy}| = 13\%$ ).

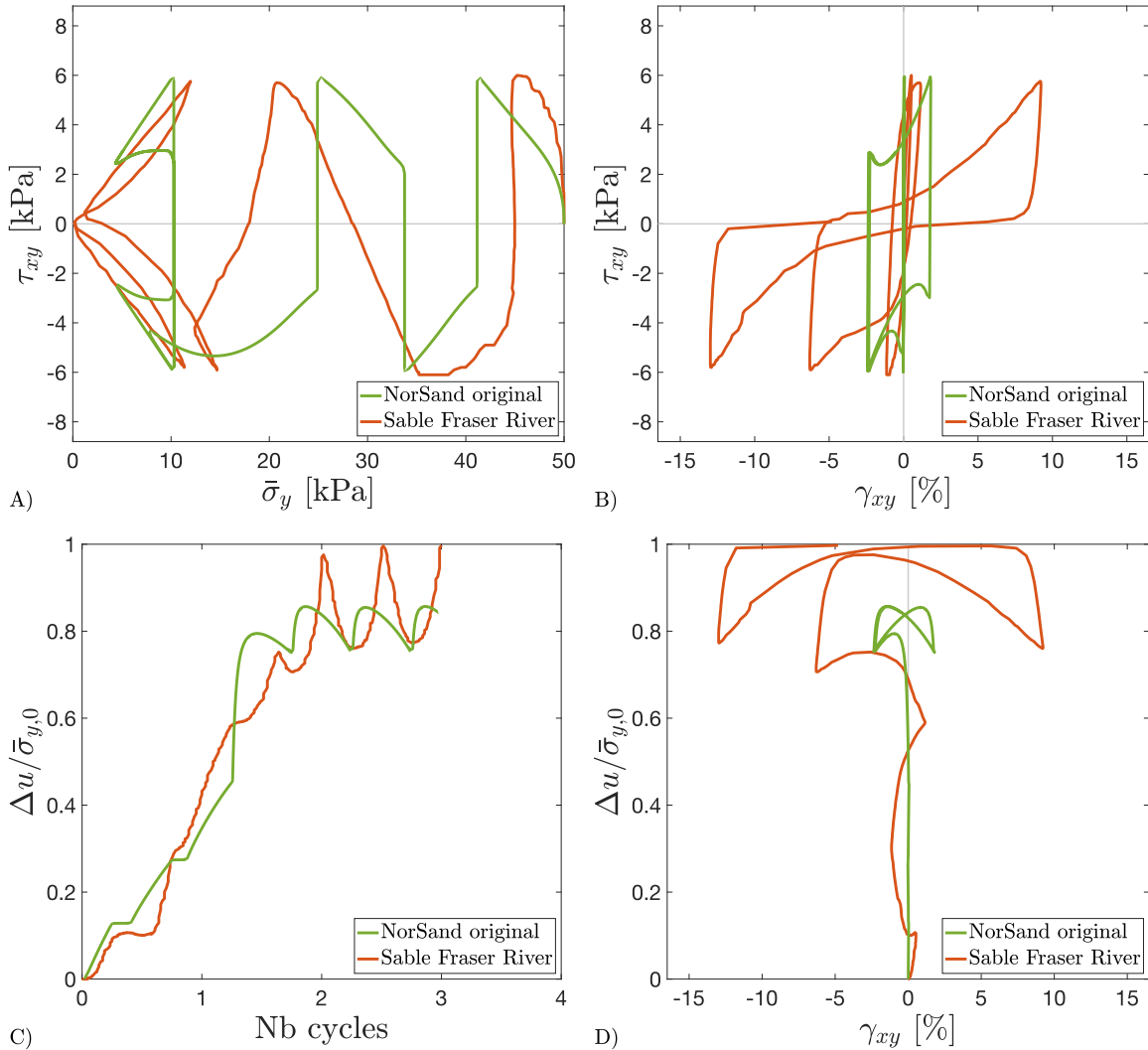


Figure 5-3. FRS-3 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 38\%$  –  $CSR = 0.12$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

### Essai FRS-5

L'essai FRS-5 est montré à la Figure 5-4 et la Figure 5-5. Cet essai a été réalisé à une densité relative similaire à celle de l'essai FRS-3, mais a été consolidé à une contrainte verticale plus élevée ( $\bar{\sigma}_{y,0} = 100\text{kPa}$ ). La condition image y est atteinte au cours de la portion négative du 6<sup>e</sup> cycle, enclenchant ensuite l'accumulation de déformations importantes. La modélisation NorSand-aUL correspondante suit de nouveau assez fidèlement le comportement mesuré en

laboratoire, spécialement en ce qui a trait à l'augmentation normalisée de la pression interstitielle au fil des cycles. La condition image est atteinte au 6<sup>e</sup> cycle par NorSand-aUL, entraînant ensuite des déformations importantes, similaires à celle mesurées. Les déformations maximales prédites par NorSand-aUL sont toutefois supérieures à celles mesurées en laboratoire.

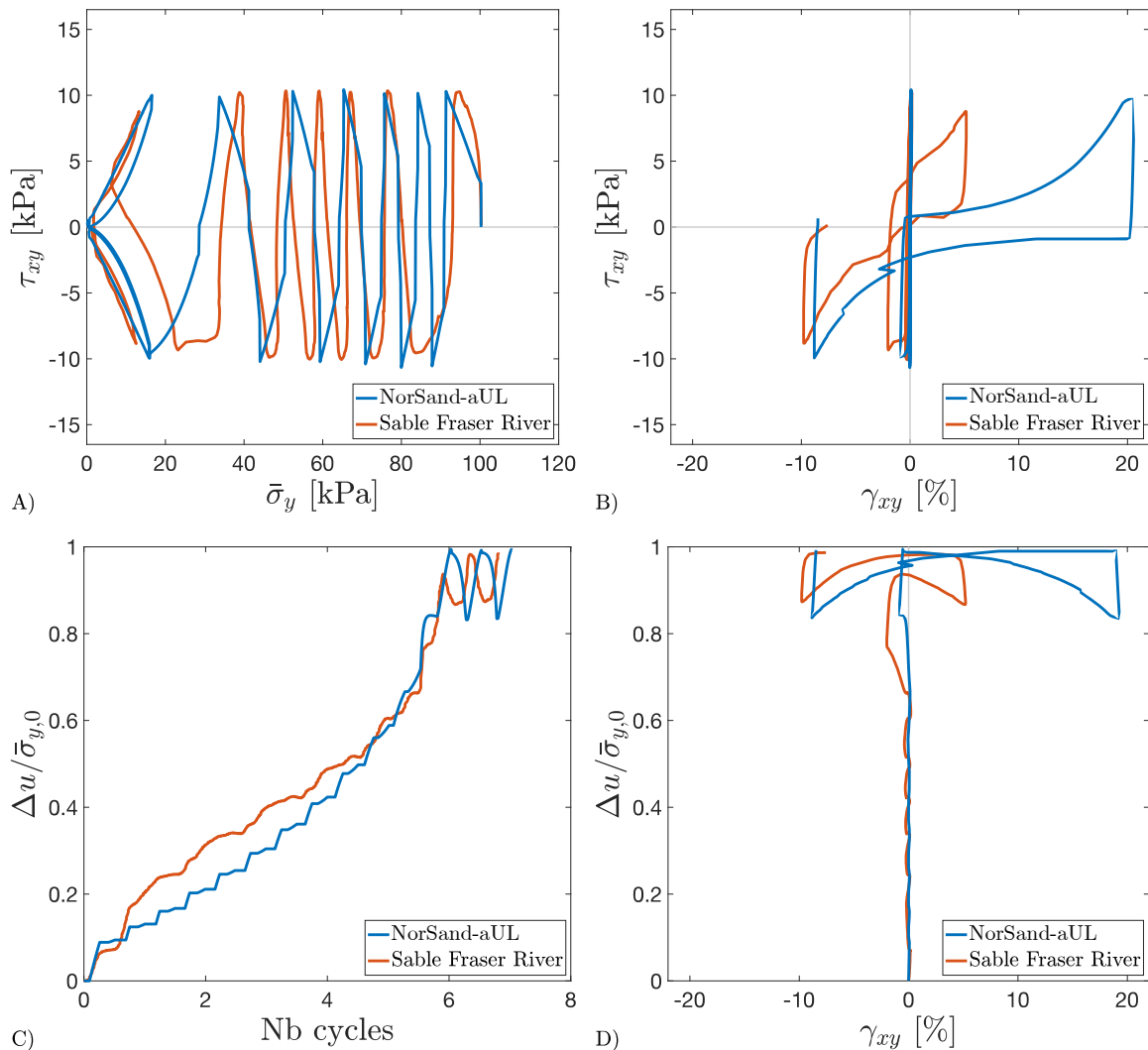


Figure 5-4. FRS-5 – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 40\%$  –  $CSR = 0.10$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

La modélisation NorSand de l'essai FRS-5 (Figure 5-5) montre des résultats mitigés. Alors que les surpressions d'eau prédites augmentent initialement plus lentement que celles mesurées, l'atteinte de la condition image au cours du 5<sup>e</sup> cycle de la modélisation (un cycle plus tôt que le laboratoire) provoque une augmentation soudaine des surpressions d'eau

menant finalement à une stabilisation du comportement modélisé. À partir du 5<sup>e</sup> cycle, NorSand original prédit continuellement les mêmes patrons de chargement et déchargement, sans accroissement des déformations au-delà des maxima déjà atteints ( $|\gamma_{xy}| = 2\%$ ). Ce comportement modélisé est en contradiction avec les mesures de laboratoire où le passage de la condition image provoque des séquences de déchargement où de fortes surpressions d'eau sont générées, menant à la génération d'importantes déformations.

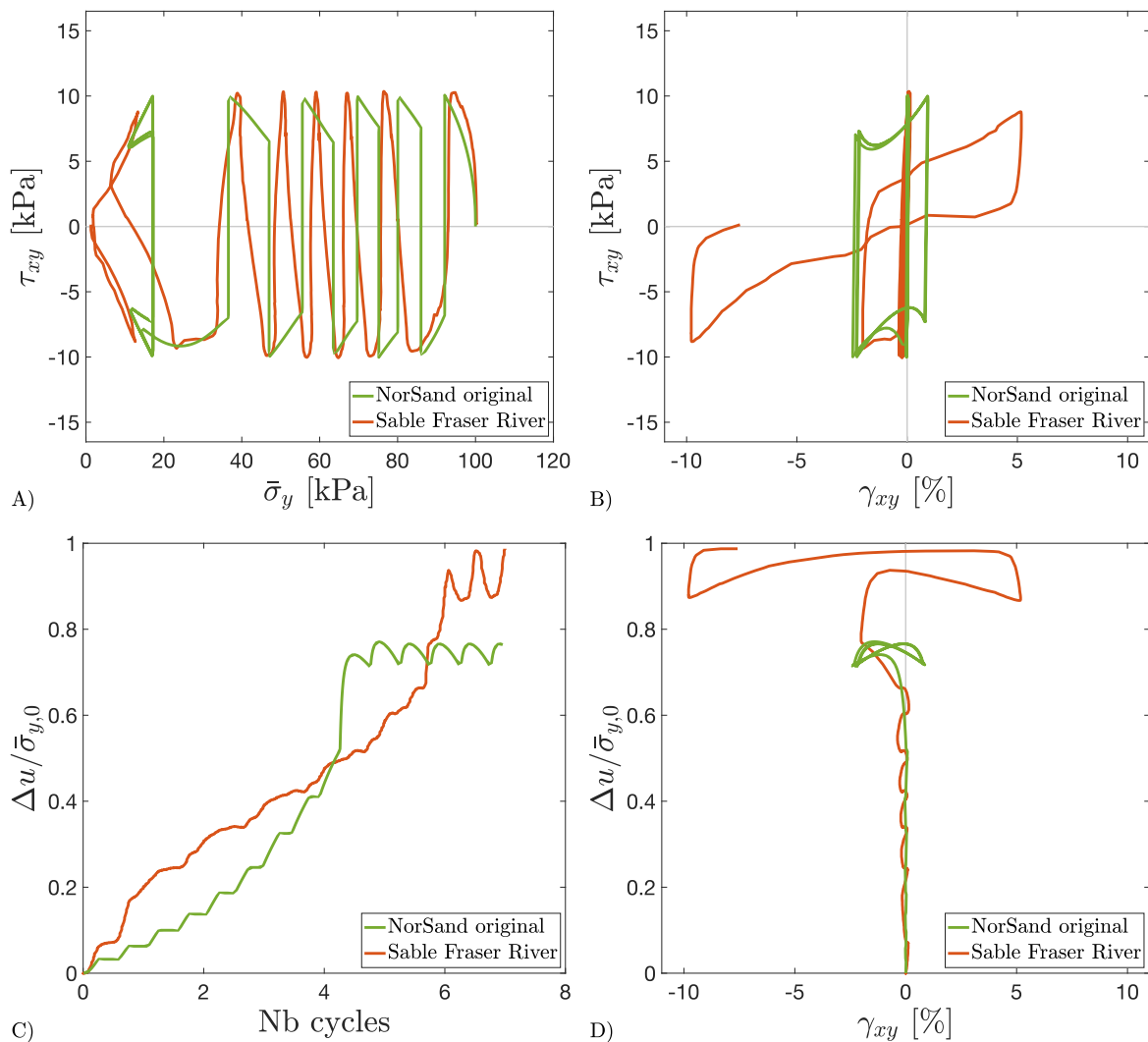


Figure 5-5. FRS-5 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 40\%$  –  $CSR = 0.10$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

## Essai FRS-8

L'essai FRS-8 (Figure 5-6 et la Figure 5-7), semblable à l'essai FRS-5, a été consolidé à  $\bar{\sigma}_{y,0} = 200\text{kPa}$ . Bien que la modélisation NorSand-aUL accumule initialement plus lentement les surpressions d'eau que l'essai de laboratoire, la modélisation rejoint finalement les résultats de laboratoire au cours du 7<sup>e</sup> cycle, lorsque la condition image est atteinte. À partir de ce cycle, les déformations augmentent rapidement, tant pour NorSand-aUL que pour l'essai de laboratoire. La modélisation réussit de nouveau à bien reproduire l'ampleur des déformations mesurées en laboratoire grâce au comportement en déchargement correctement modélisé.

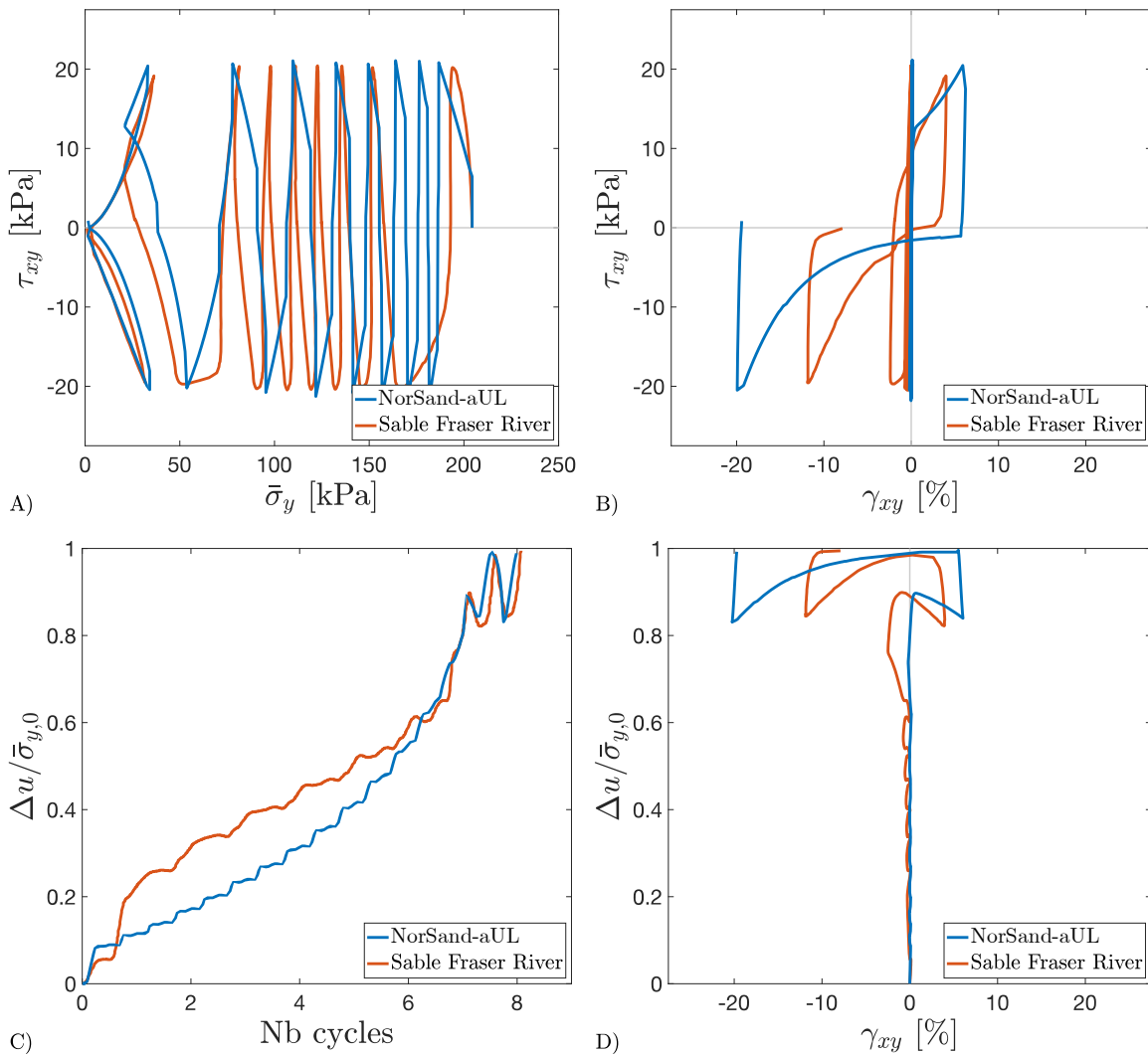


Figure 5-6. FRS-8 – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 44\%$  –  $CSR = 0.10$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

La modélisation NorSand original de l'essai FRS-8 (Figure 5-7) ne parvient pas initialement à suivre la cadence d'augmentation des surpressions d'eau mesurées en laboratoire. Après le passage de la condition image, NorSand original décharge élastiquement, provoquant des déformations substantiellement plus petites que celles mesurées en laboratoire.

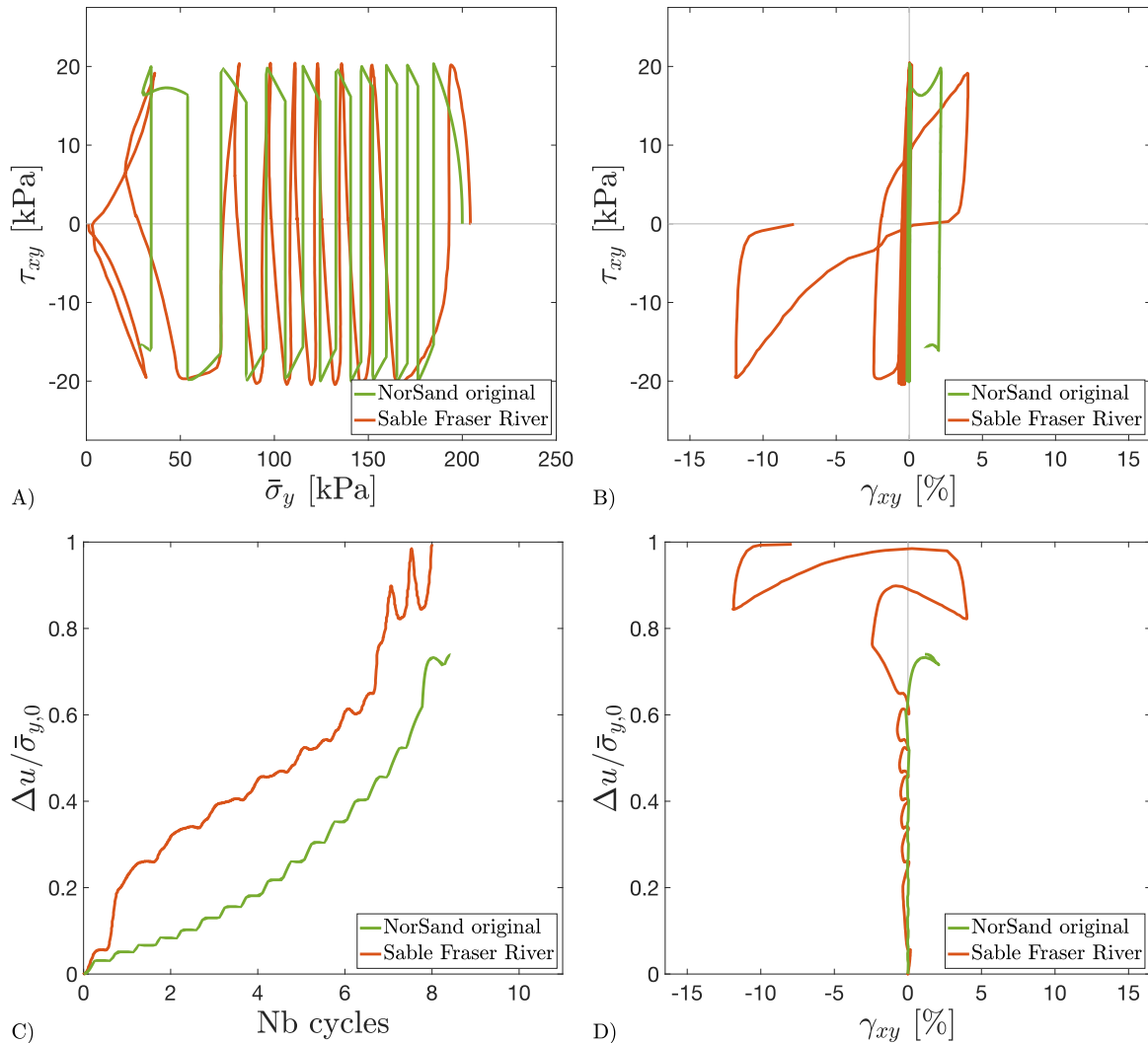


Figure 5-7. FRS-8 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 44\%$  –  $CSR = 0.10$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

### Essai FRS-9

L'essai FRS-9 (Figure 5-8 et Figure 5-9) a aussi été consolidé à  $\bar{\sigma}_{y,0} = 200\text{kPa}$ , mais un ratio de cisaillement cyclique ( $CSR$ ) plus élevé que l'essai FRS-8 a été appliqué, amenant le sable à générer de grandes déformations dès le 4<sup>e</sup> cycle de cisaillement. Encore une fois,

NorSand-aUL parvient à bien suivre le rythme d'accumulation des surpressions d'eau et atteint la condition image au même moment que l'essai de laboratoire. Les déformations maximales prédites sont tout à fait en accord avec les mesures de laboratoire grâce à l'accumulation des surpressions d'eau générées durant le déchargement plastique.

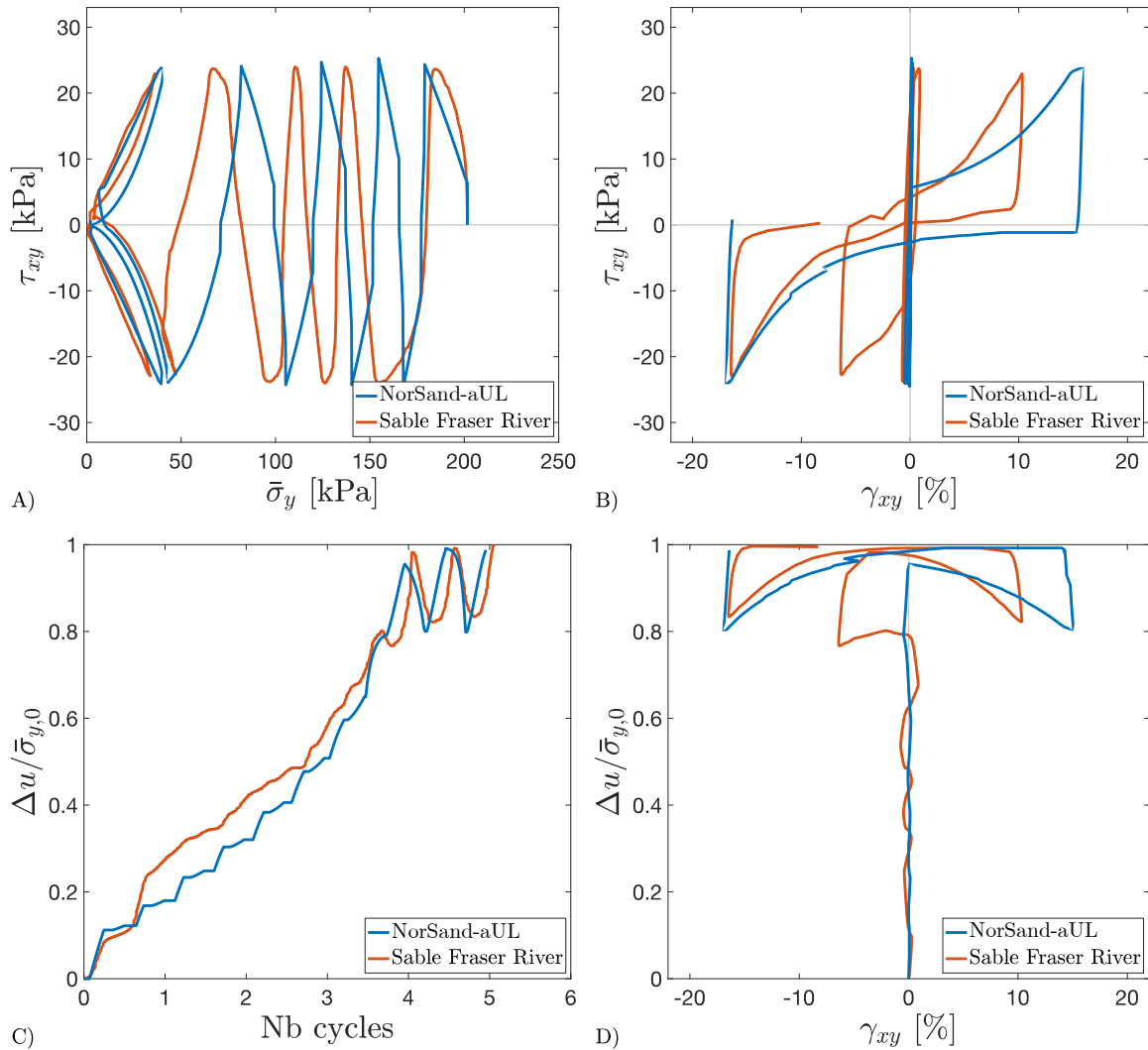


Figure 5-8. FRS-9 –NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 44\%$  –  $CSR = 0.12$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

Similairement à ce qui était observé pour l'essai FRS-5, la modélisation NorSand original de l'essai FRS-9 (Figure 5-9) montre une stabilisation du comportement en raison du déchargement élastique caractérisant les derniers cycles modélisés suite au passage de la condition image. À partir du 4<sup>e</sup> cycle, tous les cycles supplémentaires modélisés repassent systématiquement sur les traces du cycle précédent (à quelques détails près). De nouveau, les

déformations maximales prédites sont bien en deçà des déformations mesurées en laboratoire en raison des faibles surpressions d'eau maximales atteintes.

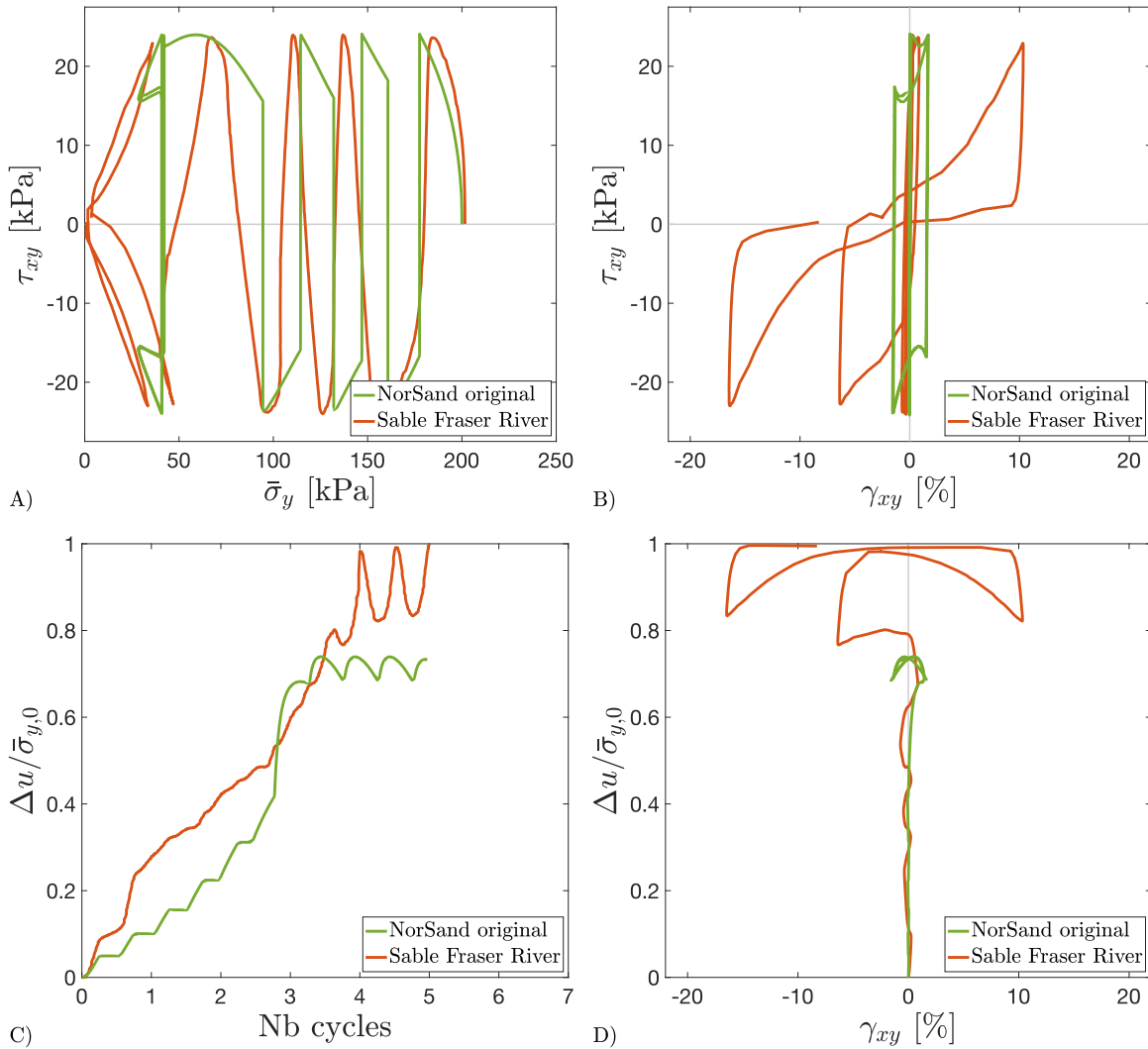


Figure 5-9. FRS-9 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 44\%$  –  $CSR = 0.12$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

### Retour sur les performances de NorSand-aUL et NorSand original pour la modélisation du comportement du sable Fraser River lâche

Les quatre essais de cisaillement simple cyclique effectués sur sable Fraser River lâche étudiés dans cette section ont mis en évidence la bonne performance de NorSand-aUL et l'apport majeur de la plasticité en déchargement pour en arriver à des modélisations correspondant bien aux observations effectuées en laboratoire. Dans chacun des cas, la plasticité générée en déchargement suite au passage de la condition image a permis de

générer les surpressions interstitielles nécessaires à l'atteinte momentanée de conditions de boullance, accompagnée par la génération de déformations importantes. Dans la majorité des cas, NorSand-aUL prédit des déformations maximales proches des observations faites en laboratoire. Le modèle semble ainsi efficace pour la modélisation du comportement du sable Fraser River lâche sous cisaillement simple cyclique.

À l'opposé, les modélisations NorSand original ont toutes souffert de problèmes similaires. Les phases de déchargement élastique ont empêché le modèle de générer des surpressions interstitielles permettant d'atteindre la boullance momentanée. Des déformations prédites toujours de loin inférieures aux mesures de laboratoire rendent hasardeuse l'utilisation de NorSand original pour la modélisation du comportement du sable Fraser River lâche sous sollicitation de type cisaillement simple cyclique.

### 5.3.2 Essais de cisaillement simple cyclique sur sable Fraser River dense

Les essais de cisaillement simple cyclique effectués sur sable Fraser River dense présentés ci-après ont été consolidés à des contraintes verticales de  $\bar{\sigma}_{y,0} = 100kPa$  et  $\bar{\sigma}_{y,0} = 200kPa$  et des densités relatives d'environ  $D_r = 80\%$ , menant à des paramètres d'état initiaux variant de  $\psi_0 = -0.221$  à  $\psi_0 = -0.240$ .

#### Essai FRS-13

L'essai FRS-13 (Figure 5-10 et Figure 5-11) a été consolidé à  $\bar{\sigma}_{y,0} = 100kPa$  et montre un comportement typique de mobilité cyclique. À chaque cycle, des déformations de plus en plus importantes sont progressivement engrangées, sans changement de comportement soudain (tel que précédemment observé pour les essais effectués sur sable lâche lors du passage de la condition image). Après environ 20 cycles de cisaillement, les déformations de cisaillement atteignent environ  $|\gamma_{xy}| = 10\%$ . La modélisation NorSand-aUL correspondante montre un cheminement des contraintes qui contracte plus fortement lors de la première phase de chargement que l'essai de laboratoire, menant à un déchargement où des déformations plastiques très importantes sont générées très tôt dans l'essai. Ainsi, les surpressions d'eau montrées par le modèle augmentent très rapidement pour atteindre l'unité



après trois cycles, alors que l'essai de laboratoire montrera une augmentation des surpressions d'eau beaucoup plus graduelle au cours des cycles (n'atteignant pas encore l'unité après 20 cycles). Au fil des cycles de cisaillement, la valeur du multiplicateur  $W$  s'approche graduellement de l'unité, causant une fermeture progressive de la zone élastique située entre les surfaces de plasticité avant et arrière. Cette réduction de la taille de la zone élastique entraîne une augmentation graduelle des déformations maximales atteintes au fil des cycles. Les déformations maximales atteintes par le modèle sont par contre plus faibles que celles mesurées en laboratoire. Il est aussi possible de constater que les déformations prédites subissent un décentrage (vers  $\gamma_{xy}$  négatif).

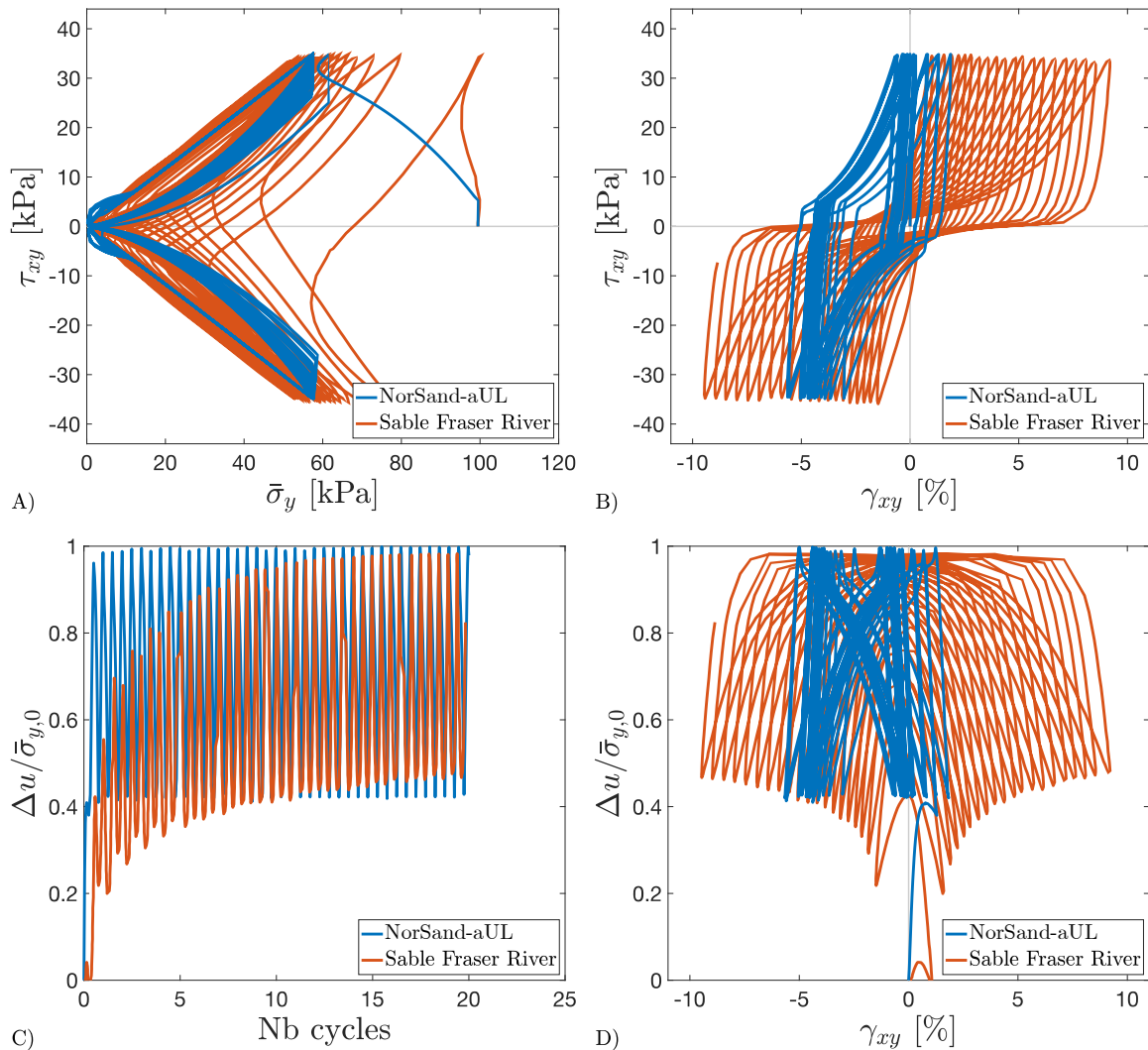


Figure 5-10. FRS-13 – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 80\%$  –  $CSR = 0.35$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

La modélisation NorSand original (Figure 5-11) de l'essai FRS-13 montre elle aussi une contraction initiale plus forte que l'essai de laboratoire. Dès le deuxième cycle de cisaillement, la modélisation NorSand original se stabilise : tous les cycles subséquents ne feront que retracer exactement le chemin précédemment emprunté. En raison des faibles suppressions d'eau modélisées, les déformations maximales prédites sont inférieures à  $|\gamma_{xy}| = 1\%$ , ce qui est bien en deçà des valeurs mesurées en laboratoire. De nouveau, le déchargement élastique inévitablement prédit par NorSand original (cheminement des contraintes suivant une ligne verticale) diffère du cheminement des contraintes observé en laboratoire où une forte contraction est facilement observable en déchargement.

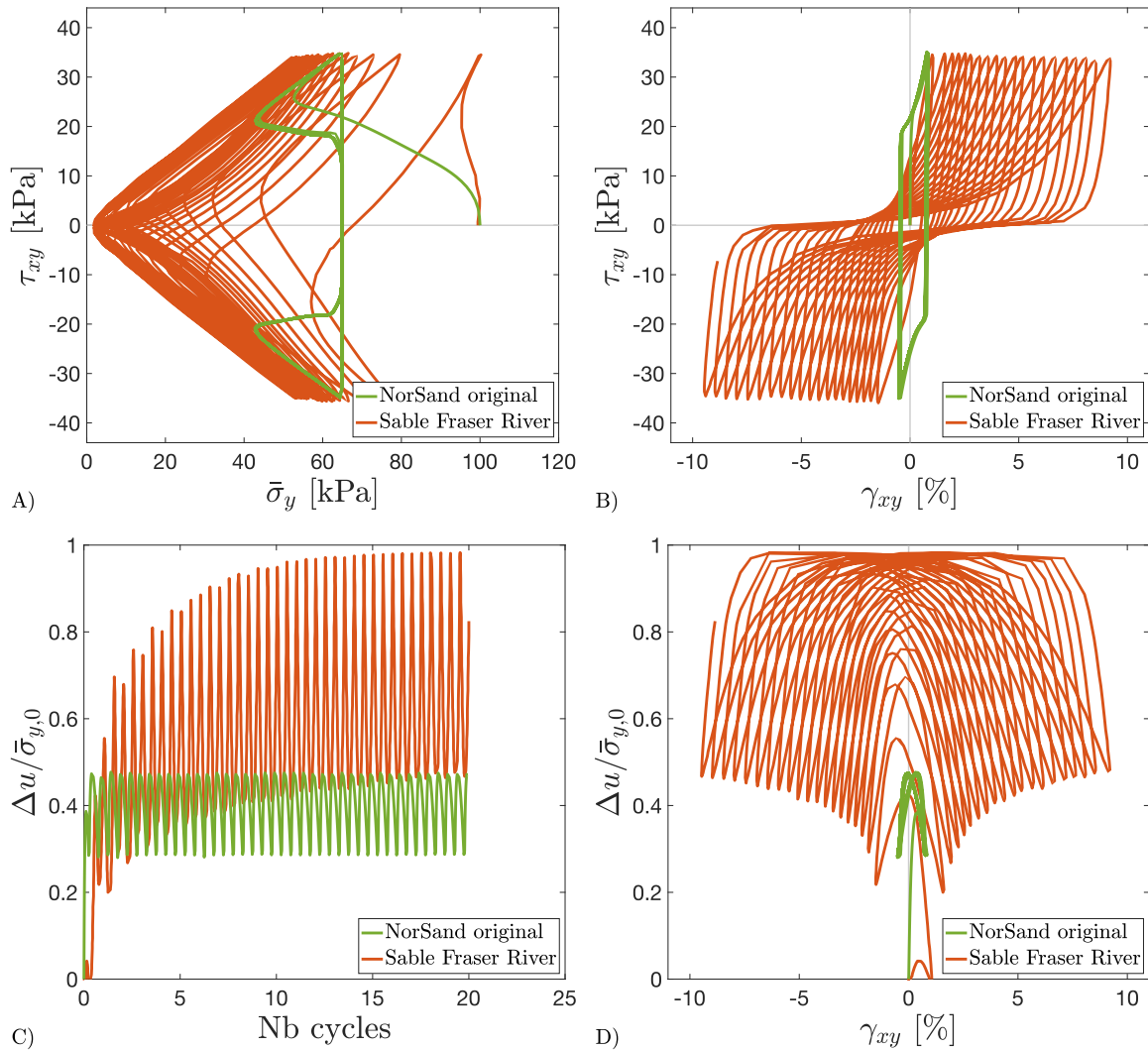


Figure 5-11. FRS-13 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 80\%$  –  $CSR = 0.35$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

## Essai FRS-15

L'essai FRS-15 (Figure 5-12 et Figure 5-13) a été consolidé à  $\bar{\sigma}_{y,0} = 200\text{kPa}$  et montre un comportement similaire à celui de l'essai FRS-13. De nouveau, NorSand-aUL montre un comportement où une forte contraction se met en place plus rapidement que pour l'essai de laboratoire. Le modèle génère très rapidement des surpressions d'eau atteignant l'unité lors du déchargement, alors que l'essai de laboratoire nécessitera environ 25 cycles pour y arriver. Des déformations maximales de  $|\gamma_{xy}| = 6\%$  sont prédites par le modèle, bien qu'un certain décentrage des déformations modélisées soit de nouveau évident.

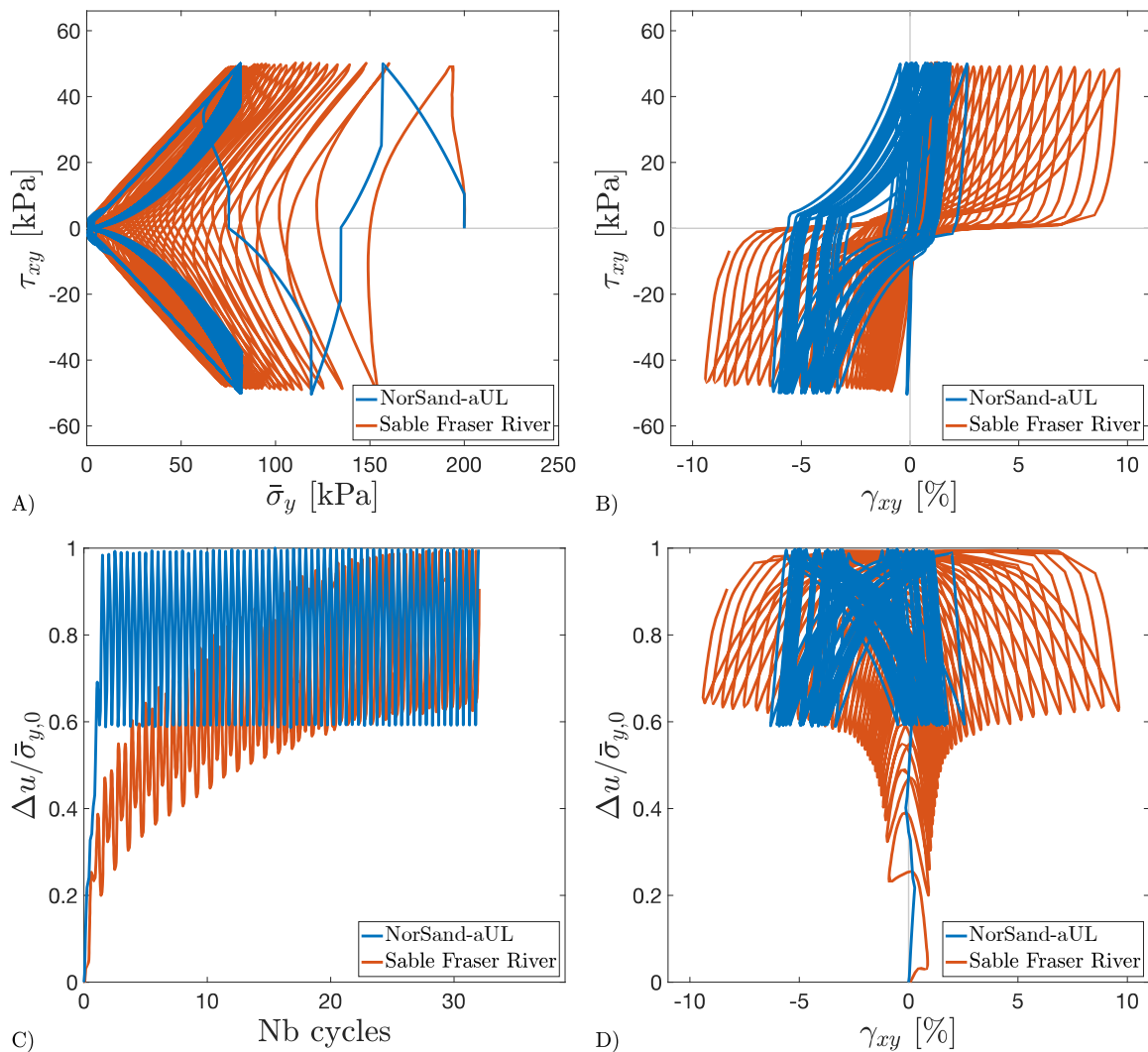


Figure 5-12. FRS-15 – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 81\%$  –  $CSR = 0.25$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

La modélisation NorSand original (Figure 5-13) de l'essai FRS-15 est très similaire à celle de l'essai FRS-13. Cette fois, la modélisation se stabilise après le deuxième cycle, permettant l'atteinte de surpressions d'eau légèrement supérieures à celles de l'essai FRS-13. Il en résulte tout de même un niveau de déformations bien moindre que ce qui est mesuré en laboratoire. De nouveau, le cheminement des contraintes modélisé diffère grandement de celui montré par l'essai de laboratoire.

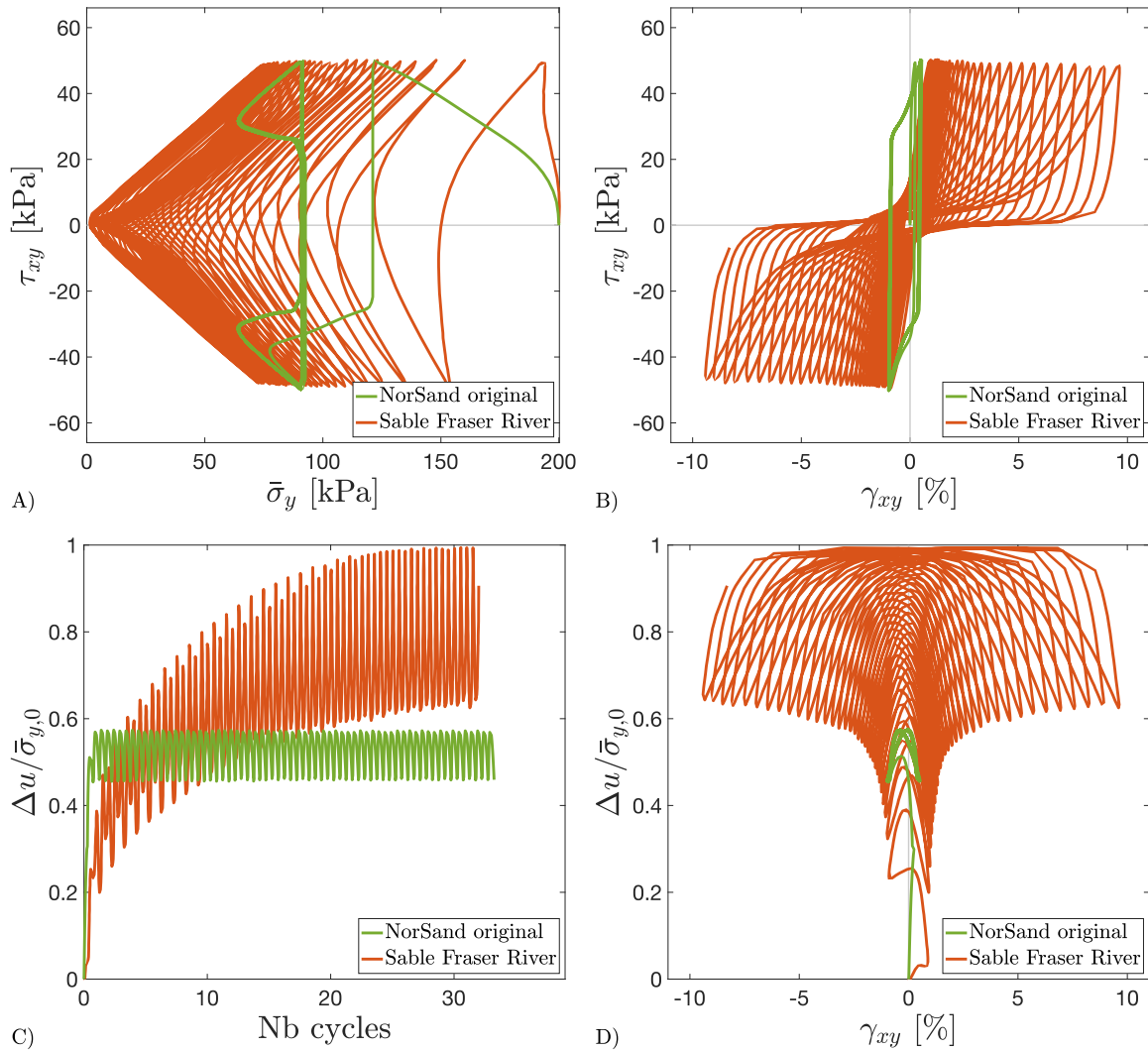


Figure 5-13. FRS-15 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 81\%$  –  $CSR = 0.25$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

## Essai FRS-16

Les conditions initiales de l'essai FRS-16 (Figure 5-14 et Figure 5-15) sont semblables à celles de l'essai FRS-15 présenté ci-haut. Le ratio de cisaillement cyclique de l'essai FRS-16 est par contre plus élevé ( $CSR = 0.30$ ) que pour l'essai FRS-15 ( $CSR = 0.25$ ). Ainsi, l'atteinte de déformations maximales de  $|\gamma_{x,y}| = 10\%$  n'a nécessité que 15 cycles pour l'essai FRS-16, contre 30 cycles pour l'essai FRS-15. Autrement, le comportement mesuré en laboratoire est similaire aux autres essais effectués sur sable Fraser River dense. La modélisation NorSand-aUL montre une accumulation des surpressions d'eau plus rapide que celle mesurée en laboratoire, bien que le décalage observé cette fois-ci entre la modélisation NorSand-aUL et l'essai de laboratoire soit moins important que pour les deux autres essais effectués sur sable Fraser River dense précédemment discutés. Encore une fois, les déformations maximales atteintes par le modèle sont inférieures à celles mesurées en laboratoire, bien que le cheminement des contraintes modélisé se rapproche assez bien de celui mesuré. Un certain décentrage des déformations prédites est encore une fois observable.

Comme pour les deux essais effectués sur sable Fraser River dense précédemment étudiés, la modélisation NorSand original (Figure 5-15) de l'essai FRS-16 ne parvient pas à correctement prédire le comportement attendu. Les résultats obtenus montrent des caractéristiques similaires à ceux précédemment discutés : NorSand original prédit des déformations trop faibles en raison des faibles surpressions d'eau générées ; suite aux premiers cycles de cisaillement, le modèle repasse ensuite sans cesse sur ses traces pour générer des patrons de contraintes et déformations répétitifs.

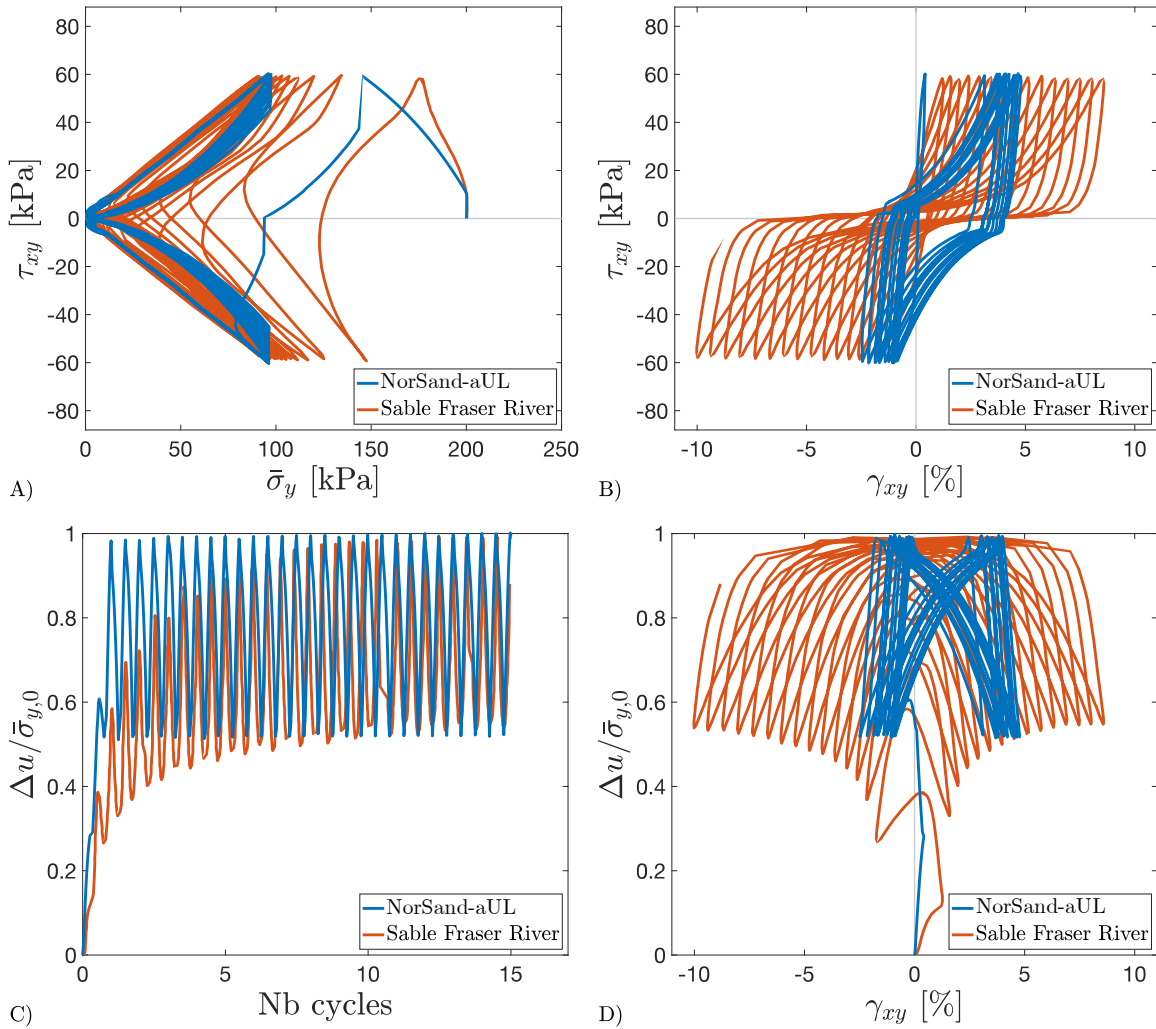


Figure 5-14. FRS-16 – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 80\%$  –  $CSR = 0.30$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

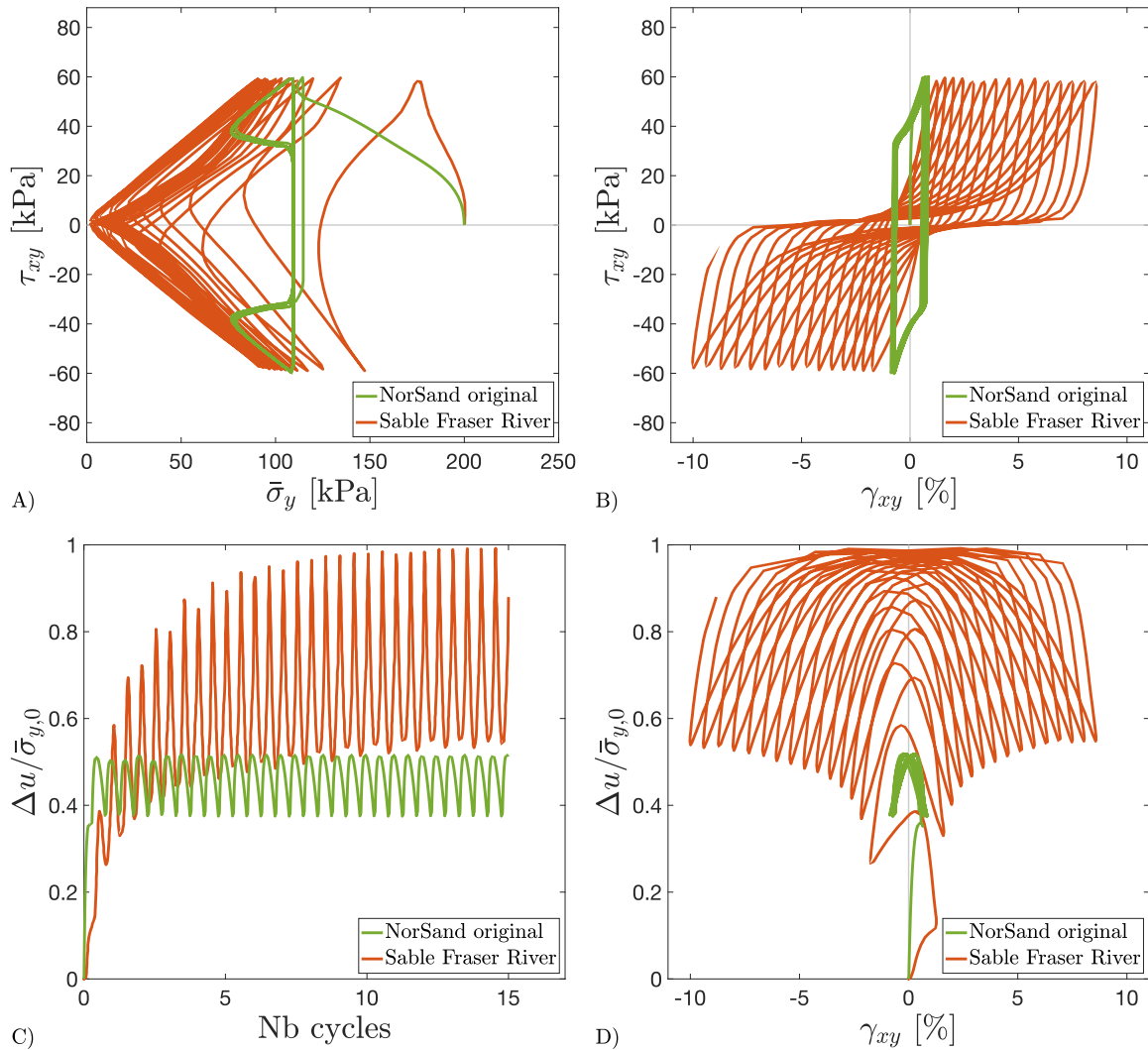


Figure 5-15. FRS-16 – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 80\%$  –  $CSR = 0.30$  – Sable Fraser River (données labo. : Jefferies *et al.*, 2015)

### Retour sur les performances de NorSand-aUL et NorSand original pour la modélisation de comportement du sable Fraser River dense

Les essais de cisaillement simple cyclique effectués sur le sable Fraser River dense analysés dans cette section ont permis d'identifier certaines lacunes de NorSand-aUL. Il semble que le processus d'accumulation progressive des surpressions d'eau, couplé à l'augmentation progressive des déformations de cisaillement, caractéristique de la mobilité cyclique, soit pour l'instant mal pris en compte dans le modèle. Au contraire, les surpressions d'eau maximales sont atteintes dès les premiers cycles de cisaillement. S'en suit alors une augmentation lente du niveau des déformations causée par le rétrécissement de la zone

élastique. Ce mécanisme rendu disponible par la redéfinition du mécanisme de génération de la plasticité en déchargement dans NorSand-aUL représente par contre un potentiel intéressant pour raffiner le modèle afin de mieux capter les comportements typiques de la mobilité cyclique.

Lorsque comparées aux modélisations NorSand original, les modélisations NorSand-aUL pour les essais de cisaillement simple cyclique effectués sur sable Fraser River dense représentent une amélioration substantielle. En effet, NorSand original aura invariablement prédit des niveaux de déformations bien en deçà de ce qui était mesuré en laboratoire. Pour tous les essais modélisés, les modélisations NorSand original se seront stabilisées au cours des deux ou trois premiers cycles, rendant superflue la modélisation des cycles supplémentaires. Ainsi, pour NorSand original, il n'y avait pas de différence de comportement notable pour la modélisation d'essais s'échelonnant sur 5, 20 ou 40 cycles.

### 5.3.3 Essai de cisaillement simple cyclique sur sable Toyoura lâche

L'essai de cisaillement simple cyclique effectué sur sable Toyoura lâche a été consolidé à  $\bar{\sigma}_m = 100kPa$ , résultant en un paramètre d'état initial de  $\psi_0 = -0.025$ . Les résultats de modélisation pour cet essai sont montrés à la Figure 5-16 et la Figure 5-17. Au cours du 8<sup>e</sup> cycle de chargement, l'essai de laboratoire traverse la condition image, déclenchant l'accumulation de déformations importantes. La modélisation NorSand-aUL correspondante suit relativement bien le comportement observé en laboratoire. Le modèle traverse la condition image un demi-cycle plus tôt par rapport à l'essai de laboratoire (au cours de la seconde moitié du 7<sup>e</sup> cycle) sans que cela n'ait d'impact négatif majeur sur la comparaison entre les deux essais. Les déformations maximales prédites par le modèle se rapprochent bien de celles mesurées en laboratoire. Il est par contre notable que le cheminement des contraintes modélisé lors du déchargement plastique (pour des valeurs de  $\bar{\sigma}_m < 30kPa$ ) ne semble pas précisément correspondre au cheminement mesuré en laboratoire (des surpressions d'eau plus importantes sont générées lors du déchargement de l'essai de laboratoire que ce qui est montré par le modèle). Suite au déchargement jusqu'à environ  $\bar{\sigma}_m = 11kPa$ , le modèle recharge ensuite en direction opposée et prédit un comportement initialement très contractant puis très dilatant, jusqu'à la prochaine phase de déchargement. Ces phases très contractantes



ne sont pas visibles pour les essais de laboratoire puisque le déchargement s'effectue jusqu'à  $\bar{\sigma}_m \approx 0$ , entraînant ensuite un chargement en direction opposé instantanément dilatant.

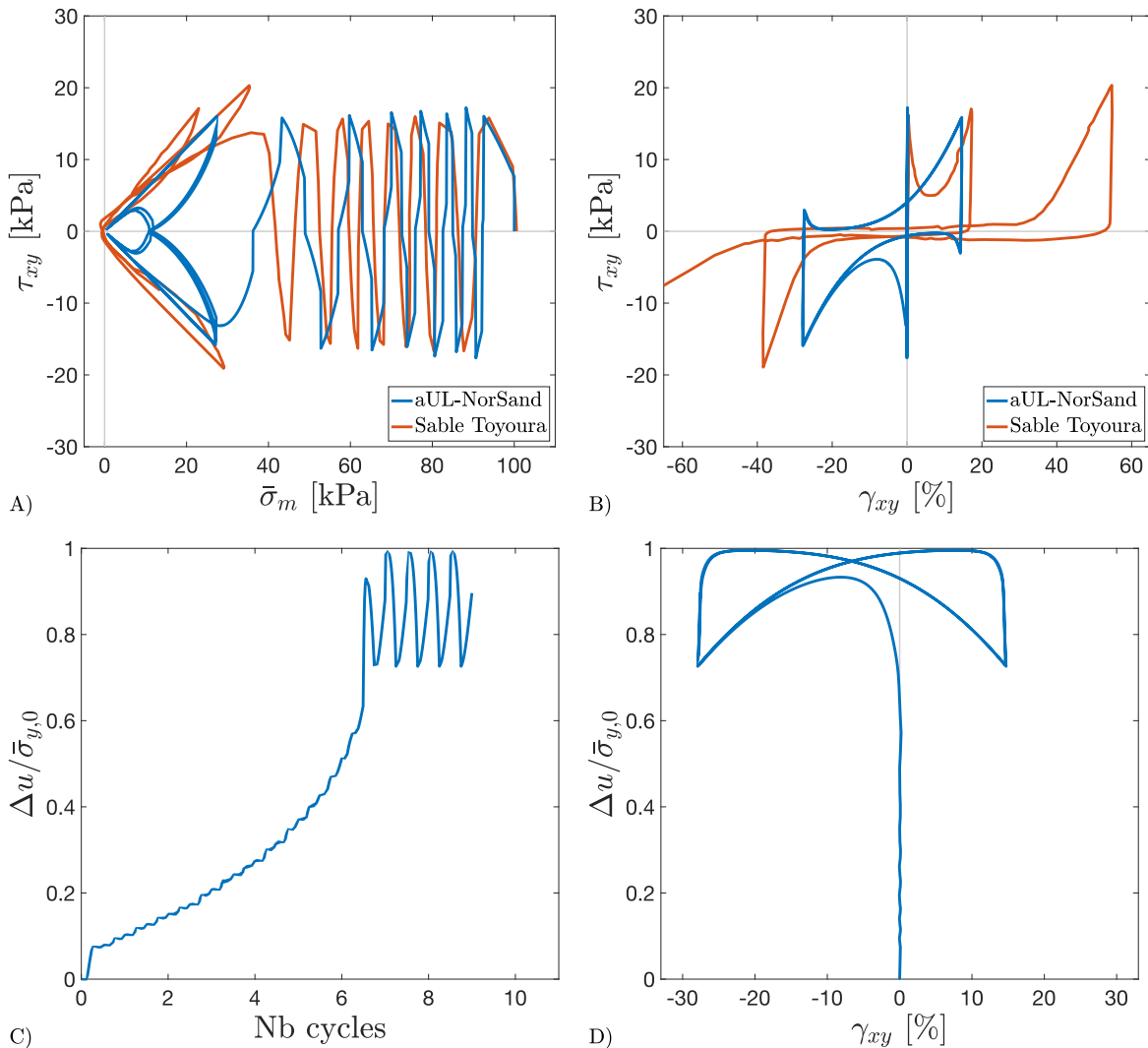


Figure 5-16. Sable Toyoura lâche – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 25\%$  –  $CSR = 0.17$  –  $K_h = 1.0$  (données labo. : Kiyota *et al.*, 2008)

La modélisation NorSand original de l'essai sur sable Toyoura lâche (Figure 5-17) montre un cheminement des contraintes qui suit initialement bien les mesures de laboratoire, mais se stabilise éventuellement durant le 8<sup>e</sup> cycle, aux environs de  $\bar{\sigma}_m = 30kPa$ . Comme il semble être chronique pour NorSand original, les cycles subséquents retraceront exactement le comportement modélisé pour le cycle précédent, menant à de très faibles déformations ( $|\gamma_{xy}| < 1\%$ ), bien inférieures aux déformations mesurées.

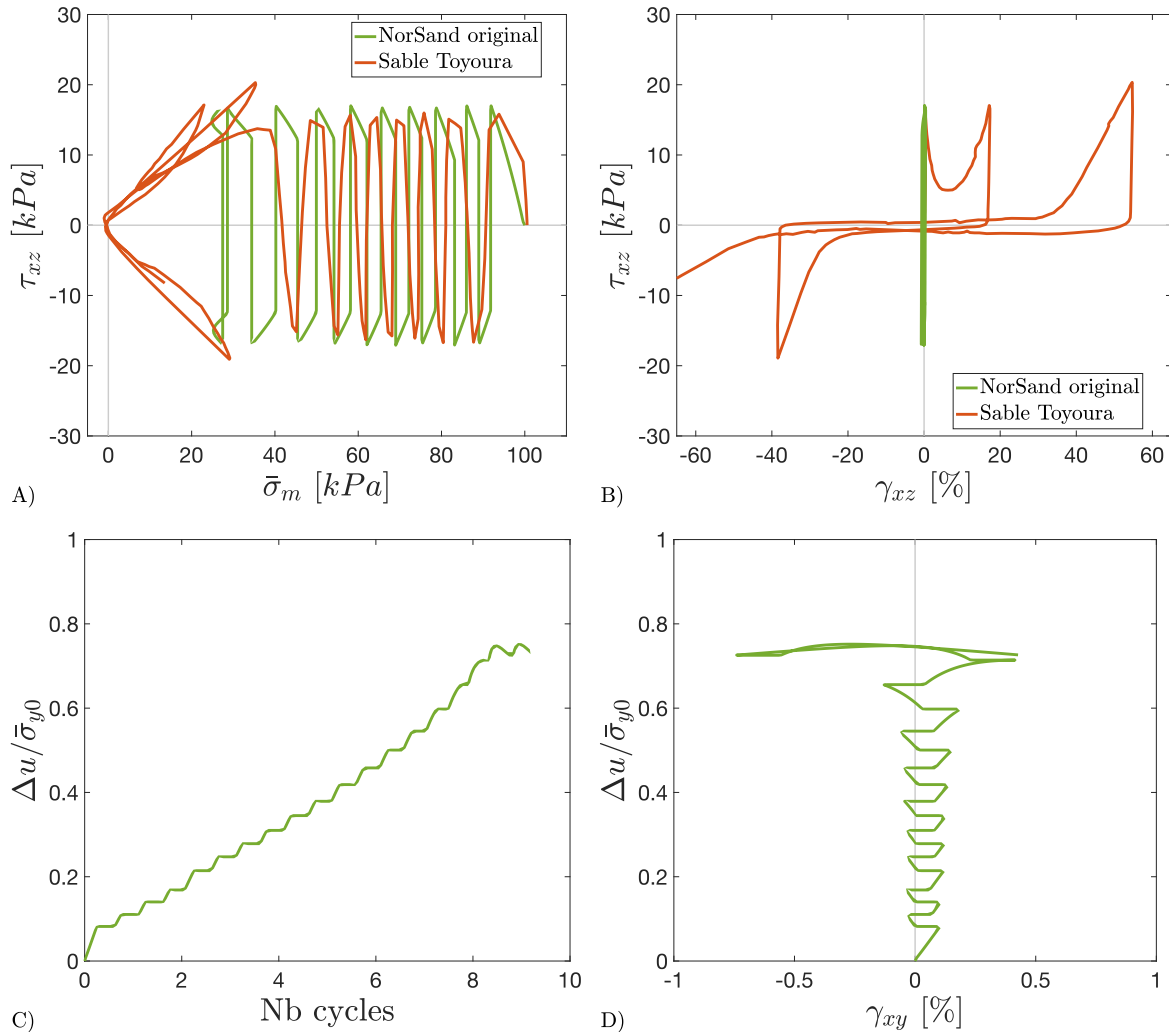


Figure 5-17. Sable Toyoura lâche – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 25\%$  –  $CSR = 0.17$  –  $K_h = 1.0$  (données labo. : Kiyota *et al.*, 2008)

### 5.3.4 Essai de cisaillement simple cyclique sur sable Toyoura dense

L'essai de laboratoire effectué sur sable Toyoura dense (Figure 5-18 et Figure 5-19) nécessite de nombreux cycles de cisaillement avant la mise en place de déformations importantes (plus de 20 cycles). Aux environs de  $\bar{\sigma}_m = 24kPa$ , la condition image est traversée, entraînant l'accumulation progressive de déformations de plus en plus importantes. La modélisation NorSand-aUL correspondante traverse la condition image plus tôt que l'essai de laboratoire (au 15<sup>e</sup> cycle de cisaillement). Il est notable que, malgré l'apport positif de la plasticité en déchargement, le modèle est incapable de générer d'importantes déformations (plafonnant à environ  $|\gamma_{xy}| = 1.2\%$ ). À partir du 15<sup>e</sup> cycle, le modèle prédit un léger accroissement des

déformations au fil des cycles subséquents en raison de la fermeture progressive de la zone élastique. Ces accumulations sont par contre insuffisantes pour réellement produire un niveau de déformations acceptable en comparaison avec les résultats de laboratoire. Il semble que l'intensité des surpressions d'eau produites par le modèle lors du déchargement soit trop faible par rapport à ce qui est observé en laboratoire. Cet aspect du modèle est généralement dicté par la valeur du module de déchargement  $H_U$ . Choisir une valeur de  $H_U$  plus petite pour cet essai, afin d'augmenter les pressions d'eau générées en déchargement, mène par contre à une accumulation encore plus rapide des surpressions d'eau lors des premiers cycles de cisaillement, ce qui ne correspond pas non plus aux résultats observés en laboratoire.

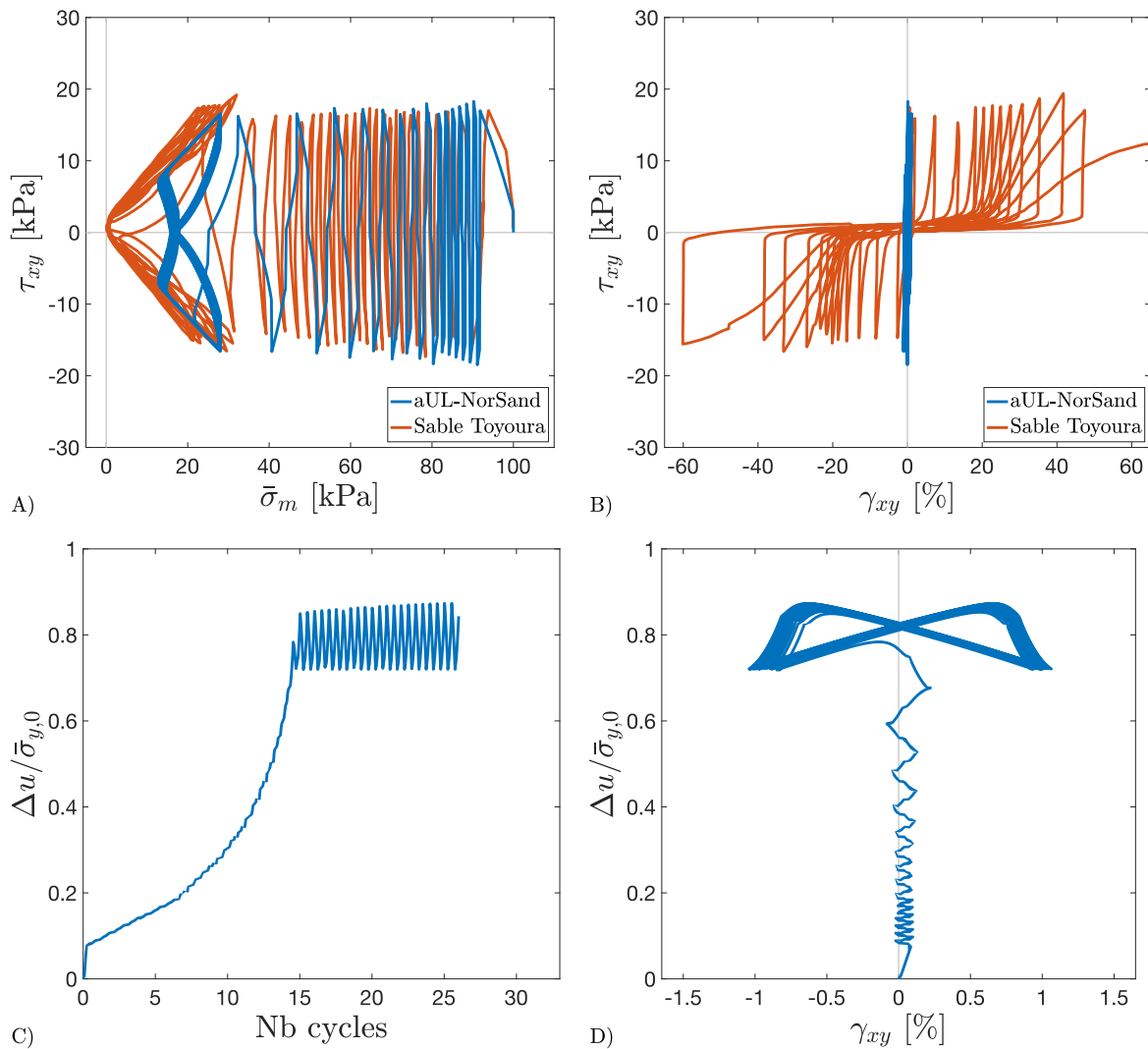


Figure 5-18. Sable Toyoura dense – NorSand-aUL – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 50\%$  –  $CSR = 0.165$  –  $K_h = 1.0$  (données labo. : Kiyota *et al.*, 2008)

La modélisation NorSand original (Figure 5-19) pour l'essai de cisaillement simple cyclique effectué sur sable Toyoura dense montre un cheminement des contraintes qui correspond bien à celui mesuré en laboratoire jusqu'au passage de la condition image. Subséquemment, les phases de déchargement élastique empêchent la génération de surpression d'eau suffisante pour permettre une accumulation de déformations à la hauteur de ce qui est observé en laboratoire. De nouveau, les déformations maximales prédites par le modèle sont très faibles par rapport à celles mesurées dans l'essai de laboratoire.

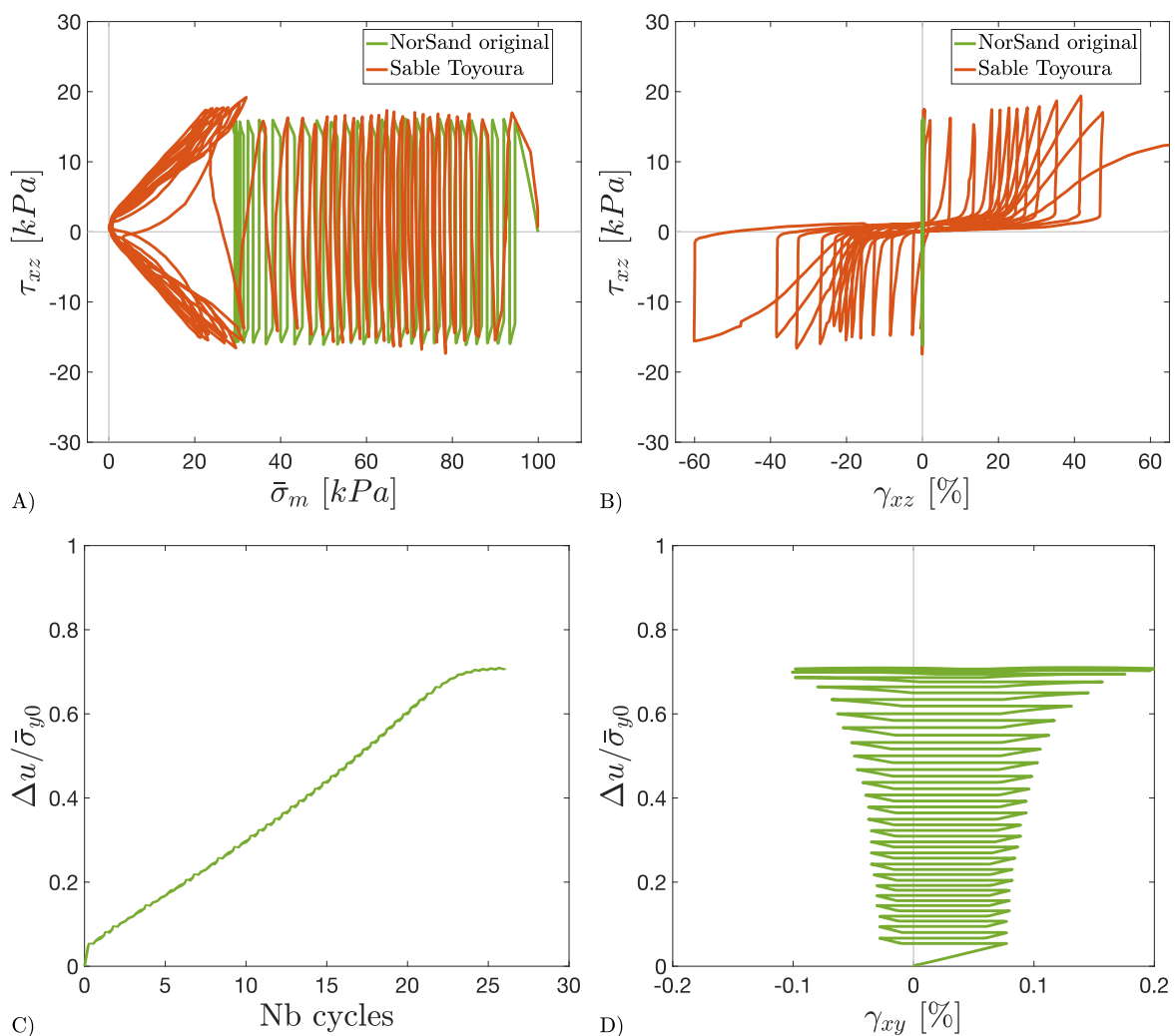


Figure 5-19. Sable Toyoura dense – NorSand original – Cisaillement simple cyclique non drainé –  $D_r = 50\%$  –  $CSR = 0.165$  –  $K_h = 1.0$  (données labo. : Kiyota *et al.*, 2008)

Deux modifications ont mené NorSand-aUL à surclasser NorSand original pour la modélisation d'essais de cisaillement simple cyclique : l'implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope et l'ajout d'une mécanique de génération de plasticité en déchargement efficace. Ces modifications ont été justifiées par l'analyse de nombreux essais effectués en laboratoire et par des modélisations correspondantes du comportement des sables sous différents modes de sollicitations : triaxial compression, cisaillement simple statique consolidé isotropiquement et anisotropiquement, cisaillement à direction des contraintes et à ratio des contraintes principales contrôlés, cisaillement simple cyclique.

Certains points de discussion importants sont abordés dans cette section, notamment en ce qui a trait aux paramètres d'entrée de NorSand-aUL et aux limitations de cette nouvelle version de NorSand. Finalement, quelques perspectives futures sont abordées.

### 5.3.5 Paramètres d'entrée de NorSand-aUL

Deux des qualités les plus remarquables de la version originale de NorSand sont le faible nombre de paramètres d'entrée nécessaires à son fonctionnement et la facilité de calibration de ces paramètres. Des huit paramètres à calibrer pour l'utilisation de NorSand, cinq sont des paramètres communs à un grand nombre de lois de comportement (deux pour l'élasticité, trois pour le positionnement de la ligne d'état critique). Deux des trois paramètres restants se calibrent facilement grâce à quelques essais triaxiaux drainés. Le dernier paramètre ( $H_L$ ) sert finalement à ajuster la modélisation sur l'essai à modéliser<sup>23</sup>. Un neuvième paramètre ( $Z$ ) a été proposé par Jefferies *et al.* (2015), afin de tenter d'accroître les performances du modèle pour la modélisation d'essais de cisaillement simple cyclique. Tel que vu dans cette thèse, les performances du modèle pour ces conditions d'essai demeurent très mitigées.

Le modèle NorSand-aUL retient les mêmes huit paramètres de base que NorSand original, mais laisse de côté le paramètre  $Z$  responsable de l'écroutissage de la surface de plasticité en situation de rotation de la direction des contraintes principales. Tel que vu au Chapitre 3, l'inclusion de la théorie de l'état critique anisotrope entraîne plutôt la nécessité de définir trois nouveaux paramètres d'entrée ( $F_0$ ,  $e_A$  et  $c$ ) afin de correctement prendre en

---

<sup>23</sup> Voir l'Annexe A pour un exemple de calibration complète de NorSand original pour le sable d'Alaska.

compte l'impact de l'anisotropie sur le comportement des sables, notamment pour la modélisation de l'essai de cisaillement simple. La calibration de ces paramètres n'est malheureusement pas simple. La valeur de l'intensité initiale de l'anisotropie  $F_0$  peut certes être mesurée par simulation DEM, mais il ne s'agit certainement pas d'une procédure facile à exécuter. Les deux autres paramètres ( $e_A$  et  $c$ ) n'ont pas de signification physique particulière et doivent être calibrés par essai-erreur. Les modélisations montrées au Chapitre 3 ont par contre confirmé qu'il était possible d'obtenir des résultats satisfaisants en utilisant les calibrations précédemment effectuées par d'autres auteurs ; le but ici étant de créer une dépendance de NorSand envers la direction et le ratio des contraintes principales et non pas de tenter de reproduire le plus parfaitement possible des résultats de laboratoire. Il est aussi très intéressant de noter que les mêmes paramètres d'entrée de la théorie de l'état critique anisotrope ont pu être utilisés tant pour le sable Toyoura que pour le sable Fraser.

Tel que décrit au Chapitre 4, l'implémentation de la nouvelle mécanique de génération de la plasticité en déchargement nécessite l'ajustement de trois paramètres d'entrée supplémentaires :  $H_U$ ,  $W_0$  et  $H_W$ . Dans le cadre de cette thèse, il n'a pas été tenté d'élaborer une procédure de calibration particulière pour ces paramètres. La technique d'ajustement visuel a plutôt été utilisée pour déterminer la valeur de chacun de ces paramètres. Il s'agit évidemment d'une approche qu'il serait souhaitable de raffiner. Il demeure par contre que chaque paramètre a un effet facilement discernable sur les résultats obtenus, rendant la calibration relativement facile. Ainsi, plus la valeur de  $H_U$  est faible, plus l'écroutissement subi lors du déchargement plastique sera important, générant plus de surpressions d'eau en conditions non drainées par exemple. Autrement, plus la valeur de  $W_0$  s'approche de l'unité, plus la dimension de la zone élastique séparant les surfaces de plasticité avant et arrière sera petite, menant à un déclenchement plus rapide de la plasticité lors du déchargement. Finalement, plus la valeur de  $H_W$  est grande, plus la dimension de la zone élastique se refermera rapidement au fil de l'accumulation des déformations déviatoriques plastiques négatives (en dilatance).

Les paramètres d'entrée spécifiques à la mécanique du déchargement utilisés pour la modélisation des essais de cisaillement simple cyclique effectués sur sable Fraser River

présentés dans ce chapitre sont résumés au Tableau 5-1, présenté antérieurement. Ces paramètres (ainsi que le module d'écrouissage en chargement  $H_L$  utilisé pour chaque modélisation) sont présentés à la Figure 5-20 en fonction du paramètre d'état initial  $\psi_0$  pour chaque essai et sont accompagnés d'une régression linéaire. Seuls les paramètres d'entrée utilisés pour le sable Fraser River sont montrés ici en raison du faible nombre d'essais réalisés sur le sable Toyoura analysés dans ce chapitre. Le but ici n'est pas de fournir des courbes de calibration pour chaque paramètre, mais plutôt de faciliter l'interprétation visuelle de ces résultats. Il semble ainsi que chacun de ces paramètres montre une certaine dépendance envers l'état initial (ou dans une certaine mesure, la densité) des sables testés. Les valeurs choisies du module d'écrouissage en chargement  $H_L$  sont montrées à la partie A) de la figure. Tel que suggéré par Jefferies *et al.* (2015),  $H_L$  prend des valeurs plus élevées pour les sables plus denses ( $\psi_0 < 0$ ). Le module d'écrouissage en déchargement  $H_U$  est montré à la partie B) de la figure. Malgré une dispersion quelque peu élevée des données, il est possible de suggérer que les sables initialement plus denses montreront un écrouissage plastique plus important en déchargement. L'ouverture initiale de la zone élastique  $W_0$  est montrée à la partie C) de la figure. Les sables plus denses montrent une valeur de  $W_0$  plus faible, c'est-à-dire que l'étendue de leur zone élastique est plus grande. Ce résultat semble cohérent puisqu'il pourrait être attendu qu'un sable plus dense nécessite des déformations plus importantes avant d'exhiber un comportement plastique. Finalement, la valeur de  $H_W$  (régissant la fermeture de la zone élastique au rythme de l'accumulation des déformations plastiques) est présentée à la partie D) de la figure. De nouveau, il semble qu'une bonne corrélation existe entre ce paramètre et l'état initial du sable : des valeurs de  $W_0$  moins élevées ont été utilisées par les sables denses que pour les sables lâches.

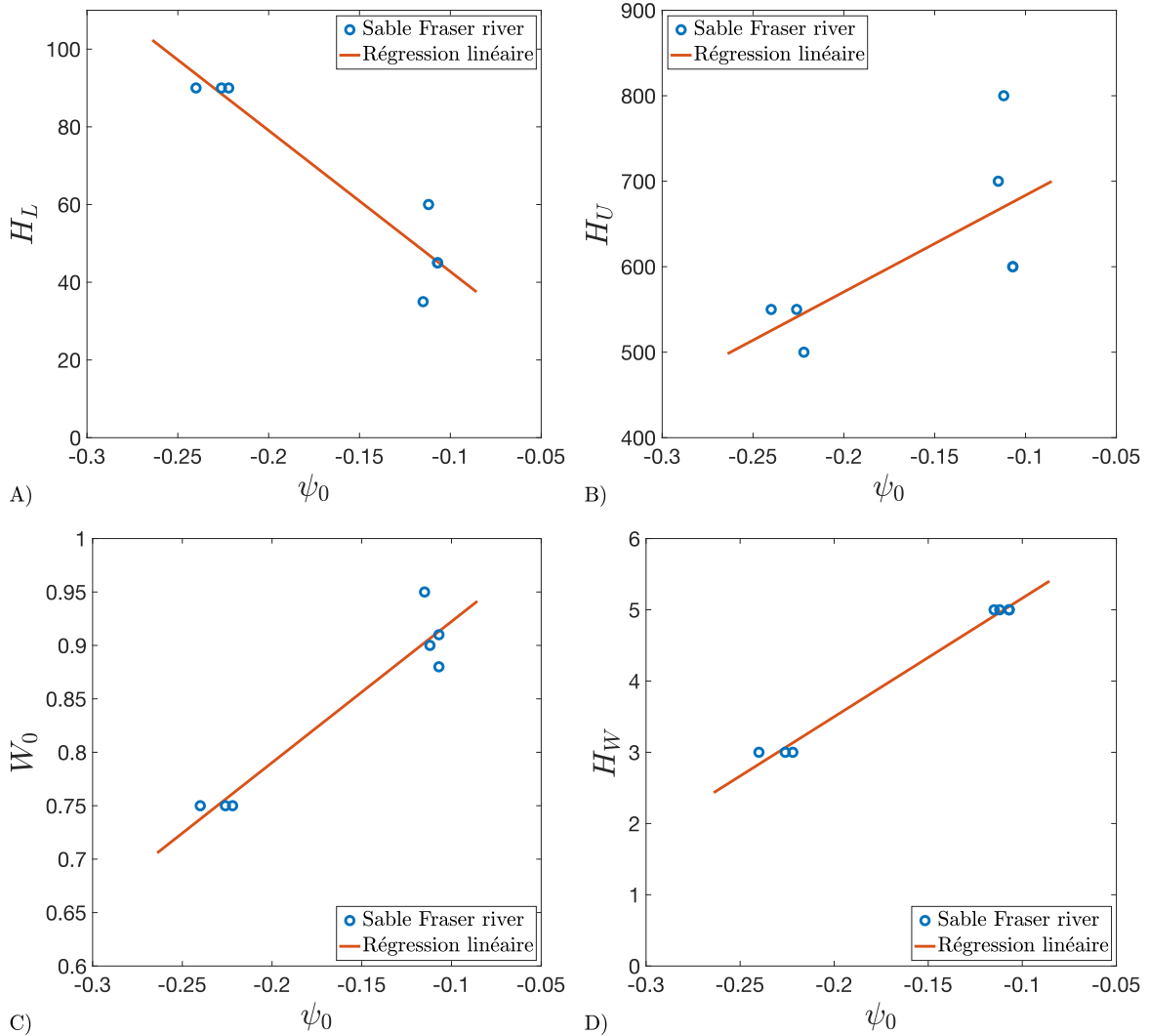


Figure 5-20. Paramètres d'entrée de NorSand-aUL pour les modélisations d'essais de cisaillement simple cyclique sur sable Fraser River

Les améliorations réalisées par NorSand-aUL par rapport à NorSand original pour la modélisation du comportement des sables sous cisaillement simple cyclique se sont donc faites au coût de six paramètres d'entrée supplémentaires. Il s'agit d'une augmentation substantielle pour un modèle qui ne comptait initialement que huit paramètres d'entrée. Il est par contre manifeste que NorSand original n'est tout simplement pas adapté (même avec l'utilisation du paramètre  $Z$ ) à la modélisation d'essais de cisaillement complexes, tel le cisaillement simple cyclique. Il serait certainement désirable de réduire le nombre de paramètres nécessaires à NorSand-aUL, ou, à tout le moins, de rendre la calibration de ces paramètres plus simple. Idéalement, chacun des paramètres nécessaires devrait aussi avoir



une signification physique claire, menant à une calibration pouvant être réalisée par la mise en commun de mesures simples effectuées sur des essais de laboratoire.

### 5.3.6 Interaction entre les nouvelles additions proposées

L'implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope et de la nouvelle mécanique de déchargement proposée a été effectuée dans NorSand-aUL de manière à minimiser les modifications nécessaires par rapport à la formulation originale de NorSand. Ainsi, il est tout à fait possible de désactiver l'une, l'autre ou même les deux additions proposées (l'anisotropie ou la mécanique du déchargement), de manière à retomber sur la formulation originale de NorSand et à obtenir les résultats de modélisations correspondants.

Une modélisation aUL-NorSand impliquant une ou des séquences de déchargement (comme le cisaillement simple cyclique) fait intervenir tant la portion anisotropie que celle du déchargement plastique du modèle. Ces deux pans du modèle fonctionnent de manière séparée, chacun influençant indépendamment la réponse obtenue et pouvant se superposer aux autres mécanismes de NorSand. En conséquence, si une séquence de déchargement plastique était, par exemple, combinée à un changement de direction du chargement, l'effet de l'anisotropie viendrait modifier le paramètre d'état (paramètre de dilatance dans ce cas-ci) utilisé à même les calculs du déchargement.

### 5.3.7 Limitations de NorSand-aUL

Les modélisations d'essais de cisaillement simple cyclique sur sable dense ont mis en lumière les difficultés éprouvées par NorSand-aUL à correctement prédire les nuances observées dans le comportement de type mobilité cyclique. En effet, bien que le modèle ait été en mesure de prédire des déformations importantes (par exemple, pour l'essai FRS-15, les déformations prédites étaient de  $\gamma_{xy} = 9\%$  pic à pic, pour des déformations maximales mesurées en laboratoire de  $\gamma_{xy} = 19\%$ ), il demeure que le nombre de cycles requis pour atteindre ces déformations était substantiellement plus faible que ce qui était observé en laboratoire. Pour les essais effectués sur sable Fraser River dense, NorSand-aUL atteignait en général des surpressions d'eau environ égales à la contrainte verticale effective dès le deuxième ou troisième cycle. Les essais de laboratoire correspondants montraient au contraire une

augmentation beaucoup plus lente et progressive des surpressions d'eau. Ce processus n'est vraisemblablement pas correctement pris en compte dans NorSand-aUL (ni dans NorSand original d'ailleurs). Il est probable que la relation contrainte-dilatance utilisée lors du déchargement ne soit pas particulièrement bien adaptée au cisaillement simple cyclique. De plus amples recherches sur ce point précis sont nécessaires et souhaitées, afin d'améliorer la performance du modèle.

La modélisation du comportement de l'essai de cisaillement simple cyclique effectuée sur sable Toyoura dense s'est avérée problématique pour NorSand-aUL (de même que pour NorSand original), le modèle n'arrivant pas à prédire les importantes déformations observées en laboratoire pour cet essai. Malgré le nombre respectable d'essais de cisaillement simple cyclique modélisés dans cette thèse (neuf essais, sur deux sables différents), il n'est certainement pas exclu que d'autres modélisations erronées puissent survenir pour d'autres sables. La validation d'une loi de comportement pour plusieurs matériaux et selon plusieurs modes de chargement est un passage obligé qui permet d'établir une certaine confiance en un modèle donné. Ce n'est qu'en étendant le catalogue des essais modélisés avec NorSand-aUL qu'une plus grande confiance envers le modèle pourra être développée.

### **5.3.8 Perspectives**

Le développement de NorSand-aUL, comme pour toute autre loi de comportement, est un processus itératif qui nécessitera plusieurs révisions et améliorations subséquentes au fil du temps. Les limitations du modèle identifiées précédemment fournissent un premier aperçu de certains axes de travail à explorer. Certaines perspectives de recherche spécifiques sont identifiées dans cette section.

#### **Essais de laboratoire à effectuer**

De nombreux essais de laboratoire effectués par d'autres chercheurs ont été analysés dans cette thèse et ont permis d'apprécier les subtilités du comportement des sables sous différentes sollicitations. Certains essais, notamment les essais triaxiaux en déchargement de Dabeet (2008), ont pu fournir de l'information très précieuse sur le comportement contrainte-dilatance des sables. Il est rare que ce genre de détails soit publié et il serait souhaitable que

plus de recherche soit consacrée à ces aspects fondamentaux du comportement des sols. Plus spécifiquement, il serait particulièrement intéressant d'effectuer des essais dédiés à la mesure de la dilatance se développant durant le déchargement, en condition drainée, pour différents modes de chargement : triaxial extension, cisaillement simple statique, cisaillement à direction des contraintes contrôlée, etc. Un raffinement de la relation contrainte-dilatance proposée pour NorSand-aUL en déchargement serait certainement souhaitable, mais les données de laboratoire disponibles sont pour l'instant insuffisantes pour y arriver.

### **Modélisations à effectuer**

Une fois les essais de laboratoire mentionnés ci-haut réalisés, il sera pertinent d'en effectuer la modélisation à l'aide du modèle NorSand-aUL pour en vérifier les performances sous ces conditions diverses. Il est à prévoir qu'à la lumière de ces nouvelles données, des modifications au modèle pourront être proposées pour en améliorer les performances.

Dans l'immédiat, les essais réalisés par Symes *et al.* (1984) concernant le comportement des sables sous rotation pure de la direction des contraintes principales (à contrainte déviatorique constante) constitue un axe de recherche particulièrement intéressant et très peu exploité jusqu'ici. Les essais similaires réalisés par Yang *et al.* (2007), où la direction des contraintes principales subissait une rotation continue, mériteraient aussi de faire l'objet de modélisations pour vérifier la performance du modèle dans ces conditions très particulières. Ce travail a partiellement été débuté au cours des années sur lesquelles s'est échelonné ce projet de recherche. Ces résultats n'ont par contre pas été inclus dans cette thèse par souci de brièveté.

Les essais de cisaillement simple cyclique avec précisaillement statique représentent relativement bien le cas particulier des sols situés dans les pentes (naturelles, barrages, remblais, etc.) et soumis à des sollicitations cycliques (tels les séismes). La validation de NorSand-aUL pour ces conditions serait certainement intéressante dans une perspective d'utilisation éventuelle du modèle pour des études de cas réels. La banque d'essais réalisés sur sable Fraser River rendue disponible par Jefferies *et al.* (2015) contient justement une dizaine d'essais de ce type et constituerait un excellent point de départ pour étendre les capacités de modélisation du modèle.

Finalement, bien que NorSand ait été développé d'abord et avant tout pour la prédiction du comportement des sables, il n'y a à priori aucune raison pour en limiter l'utilisation uniquement aux sables. En effet, ce modèle est basé sur la théorie de l'état critique, elle-même initialement développée pour des argiles reconstituées en laboratoire. Il serait très pertinent de vérifier la performance du modèle pour des argiles naturelles présentant un comportement très contractant. Rappelons que la loi de comportement CamClay (formulation originale) est un cas particulier de NorSand lorsque les paramètres d'entrée de ce dernier sont judicieusement choisis.

### **Application aux barrages**

Tel qu'exposé au début de cet ouvrage, ce projet de recherche s'insère dans le cadre de la chaire de recherche Cribar visant l'optimisation du cycle de vie des barrages en remblai. L'une des applications désirées pour le travail effectué dans cette étude concernait donc naturellement l'application potentielle au domaine des barrages. À cet effet, les limitations identifiées ci-haut permettent d'ouvrir la porte à une certaine application circonscrite de NorSand-aUL pour les barrages. L'analyse de la performance d'un barrage présentant des zones de faible compacité pourrait vraisemblablement être effectuée à l'aide du modèle, puisque celui-ci a présenté des capacités intéressantes de modélisation pour les essais de cisaillement simple cyclique effectués sur sable lâche. Par contre, un barrage dont la compacité serait très élevée se heurterait potentiellement à une réponse de NorSand-aUL qui reflèterait mal le comportement attendu, tel qu'identifié plus tôt dans ce chapitre. Dans ces cas précis, il serait avisé d'effectuer de nombreuses modélisations de contrôle où le comportement modélisé serait comparé à plusieurs essais de laboratoire de manière à confirmer la bonne performance de NorSand-aUL.

Il est opportun de mentionner ici que bien que NorSand-aUL ait été développé en ayant comme arrière-plan le comportement des barrages soumis à des séismes, rien n'en prohibe l'application à d'autres domaines connexes. Il serait ainsi pertinent d'en envisager l'application aux structures en mer, aux éoliennes et autres structures soumises à des sollicitations cycliques.

## 5.4 Conclusion

Suite aux modifications du modèle NorSand proposées dans les chapitres précédents, le modèle NorSand-aUL a été introduit dans ce chapitre. Ce modèle se veut une évolution de NorSand en ce sens qu'il en retient la formulation originale tout en y proposant deux additions majeures afin d'en corriger les failles discutées dans cette thèse. La théorie de l'état critique anisotrope y est ainsi implémentée de manière à correctement prédire le comportement des sables lorsque le mode de chargement ne correspond pas au triaxial compression (essai sur lequel la formulation de NorSand est presque entièrement basée). L'autre modification majeure qui distingue NorSand-aUL de NorSand « original » est la gestion de la plasticité lors du déchargement. Tel que présenté au chapitre précédent, NorSand-aUL propose une surface de plasticité arrière pouvant déclencher l'accumulation de déformations plastiques lors du déchargement.

Le modèle NorSand-aUL a été utilisé dans ce chapitre afin de modéliser des essais de cisaillement simple cyclique effectués sur les sables Fraser River et Toyoura. La performance du modèle a été comparée à celle de NorSand original pour chaque essai modélisé. Dans tous les cas, NorSand-aUL s'est montré supérieur à son prédécesseur pour la modélisation des comportements observés en laboratoire, que ce soit au niveau des cheminements des contraintes ou des déformations prédites. Les modifications proposées à NorSand ont su permettre le développement d'un modèle plus fiable pour la modélisation du comportement des sables sous sollicitations cycliques.

En conclusion à ce chapitre, certains éléments de discussion importants ont été apportés afin de porter un regard juste sur le travail réalisé. Bien que NorSand-aUL constitue certainement une amélioration par rapport à NorSand original, ce perfectionnement se fait au prix de six nouveaux paramètres d'entrée à déterminer. Certains de ces paramètres ont pris des valeurs identiques pour tous les essais modélisés, peu importe le sable considéré (les paramètres de la théorie de l'état critique anisotrope). D'autres ont dû être ajustés pour chaque essai et ont montré une certaine dépendance envers l'état initial de chaque essai (les paramètres liés à la plasticité en déchargement). Il a aussi été reconnu que la performance de NorSand-aUL pour la modélisation du comportement des sables denses sous cisaillement

simple cyclique nécessitait encore un certain raffinement. Ces améliorations futures, souhaitables pour le modèle, se feront par la modélisation de nouveaux essais de laboratoire, pour de nouveaux sols.

# Conclusion

Cette thèse de doctorat a porté sur la modélisation du comportement des sables à l'aide de la loi de comportement NorSand, où une attention particulière a été accordée au comportement sous sollicitations cycliques. Basée sur la mécanique des sols à l'état critique, cette loi comporte plusieurs avantages : elle est relativement simple de compréhension et d'utilisation, sept de ses huit paramètres d'entrée peuvent être calibrés grâce à quelques essais triaxiaux drainés et non drainés ; son implémentation peut facilement se faire dans un tableur informatique ; et son efficacité a été démontrée à de différentes reprises au fil des ans, par divers chercheurs.

NorSand excelle pour la modélisation du comportement des sables sous conditions triaxiales compression. Tant en conditions drainées que non drainées, le modèle est capable de prédire correctement des comportements très dilatants et très contractants, allant même jusqu'à la liquéfaction statique. Pour le cas spécifique de la modélisation des sables en conditions de cisaillement simple cyclique, Jefferies *et al.* (2015) ont proposé d'introduire une nouvelle règle d'écrouissage de la surface de plasticité prenant en compte la rotation de la direction des contraintes principales. Cette modification simple permet la génération de surpressions interstitielles au fil des cycles de cisaillement lors des chargements cycliques.

Cette thèse a d'abord eu pour objet l'analyse des performances de NorSand en conditions de cisaillement simple cyclique. Il a été démontré que, malgré l'apport intéressant du mécanisme d'écrouissage proposé par Jefferies *et al.* (2015), NorSand était incapable de correctement prédire l'accumulation importante de surpressions interstitielles se développant suite au franchissement de la condition image. Les déformations maximales générées par le modèle étaient conséquemment toujours bien en deçà de celles mesurées en laboratoire. La modélisation d'essais de cisaillement simple statique à l'aide de NorSand a révélé que le modèle était incapable de correctement prédire le comportement des sables selon ce mode de déformation. Finalement, la modélisation d'essais de cisaillement à direction et à ratio des contraintes principales contrôlés (appareil de cisaillement sur cylindre creux) a permis de conclure que l'absence de dépendance directe de NorSand envers ces éléments empêchait possiblement le modèle de correctement fonctionner sous cisaillement simple.

La première modification proposée à NorSand a porté sur l'implémentation de la théorie de l'état critique anisotrope (Li & Dafalias, 2012) au sein du modèle. L'essence de cet ajout se résumait en un remplacement du paramètre d'état  $\psi$  utilisé dans NorSand par le paramètre de dilatance  $\zeta$ . Ce paramètre remplit des fonctions similaires au paramètre d'état, en ce sens qu'il renseigne sur la densité et le confinement du sol, tout en apportant une dépendance à l'anisotropie : le paramètre de dilatance est fonction de l'anisotropie initiale du sol (anisotropie inhérente) et de l'anisotropie se développant au cours du chargement à mesure que la structure du sol s'aligne en fonction de la direction du chargement (anisotropie induite). Des modélisations d'essais de cisaillement à direction et ratio des contraintes principales contrôlés à l'aide de cette version anisotrope de NorSand ont permis d'apprécier l'apport significatif de la modification proposée pour la modélisation d'essais au cours desquels les conditions de chargement ne correspondent pas à celles de l'essai triaxial compression (sur lequel la formulation de NorSand est basée). Des modélisations d'essais de cisaillement simple statique ont aussi montré la supériorité de la version anisotrope de NorSand versus sa version originale isotrope pour ce type de chargement. Finalement, les modélisations d'essais de cisaillement simple cyclique à l'aide de NorSand anisotrope ont montré une certaine amélioration des capacités de modélisation du modèle, sans que les performances aient pu être jugées suffisantes.



La deuxième modification à NorSand proposée dans cette thèse concernait le mécanisme de génération des déformations plastiques au cours du déchargement. Grâce à la présence d'un « cap interne », NorSand est en mesure de prédire les déformations plastiques observées dans certains essais triaxiaux drainés. Par contre, la formulation proposée par Jefferies (1997), et ultérieurement raffinée par Dabeet (2008), se montre incapable de fonctionner adéquatement pour tout autre type de chargement. Ainsi, il a été proposé dans cette thèse de revoir complètement ce mécanisme de génération de la plasticité lors du déchargement en employant une deuxième surface de plasticité, située à l'intérieur de la surface de plasticité originale de NorSand. Lorsqu'un point de contrainte entre en contact avec cette surface de plasticité, des déformations plastiques accompagnent l'écrouissage de la surface. Cette formulation a l'avantage de ne pas être spécifique à un type de chargement en particulier. Des essais triaxiaux drainés et non drainés comportant des phases de déchargement ainsi qu'un essai triaxial cyclique ont été modélisés afin de montrer les bonnes performances de NorSand lorsque couplé au concept proposé.

Enfin, une formulation améliorée de la loi de comportement NorSand incluant les deux modifications suggérées dans cette thèse a été proposée : NorSand-aUL. Cette nouvelle version de la loi de comportement a été développée spécifiquement en vue d'améliorer les capacités de modélisation de NorSand pour les essais de cisaillement simple cyclique et, éventuellement, les chargements dynamiques, tels les séismes. Les performances de NorSand-aUL ont été comparées à celles de NorSand par la modélisation de neuf essais de cisaillement simple cyclique ayant été effectués sur deux sables différents. Dans tous les cas, NorSand-aUL a mieux fait que son prédécesseur, particulièrement pour les essais réalisés sur sables lâches. Pour ces cas, l'accumulation des surpressions interstitielles au fil des cycles et les déformations maximales atteintes par NorSand-aUL correspondaient bien aux mesures effectuées en laboratoire. Pour les essais réalisés sur sable dense, NorSand-aUL a démontré un potentiel intéressant, mais prévoyait inévitablement une accumulation des surpressions interstitielles plus rapide et des déformations plus faibles que ce qui était mesuré en laboratoire. En somme, cette nouvelle version de NorSand bâtit sur les fondations solides apportées par le modèle original, tout en proposant l'ajout de nouveaux paramètres qui en améliorent grandement les performances sous sollicitations cycliques.

## Contributions du projet de recherche

Ce projet de recherche s'est déroulé en quatre phases distinctes, chacune ayant fait l'objet d'un chapitre dans cette thèse. Les contributions du projet de recherche seront listées selon ces phases.

Dans un premier temps, la loi de comportement NorSand, dans sa formulation la plus à jour (telle que publiée par Jefferies & Been, 2015; Jefferies *et al.*, 2015), a été utilisée pour prédire le comportement des sables sous différents types de sollicitation. À la connaissance de l'auteur, au moment d'écrire cette thèse, seules des modélisations du comportement des sables pour des essais triaxiaux compression, des essais de cisaillement en déformations planes et des essais de cisaillement simple cyclique avaient été publiées dans la littérature. Les modélisations suivantes, ayant permis d'ausculter le modèle pour en révéler les faiblesses, sont des premières :

- Modélisation NorSand d'essais de cisaillement simple statique, consolidés isotropiquement et anisotropiquement ;
- Modélisation NorSand d'essais de cisaillement sur cylindre creux, pour différentes valeurs de direction  $\alpha$  et ratio  $b$  des contraintes principales.

Dans un deuxième temps, la théorie de l'état critique anisotrope a été implémentée dans NorSand afin de tenter d'en corriger les faiblesses identifiées quant à la prise en compte de l'effet des variations de la direction et du type de chargement. En ont donc résulté les contributions suivantes :

- Formulation d'une version anisotrope de la loi de comportement NorSand ;
- Modélisation d'essais de cisaillement sur cylindre creux ainsi que d'essais de cisaillement simple statique et cyclique grâce à une version anisotrope de la loi de comportement NorSand.

Dans un troisième temps, la plasticité pouvant se développer pendant le déchargement des sables a été étudiée. La formulation actuelle de NorSand s'est de nouveau montrée incapable de prédire les comportements observés en laboratoire, spécialement en conditions triaxiales

compression non drainées. Pour corriger ces lacunes, les contributions suivantes ont été faites :

- Proposition d'un nouveau mécanisme de génération de la plasticité lors du déchargement des sables, faisant appel à une deuxième surface de plasticité ;
- Proposition des règles d'écrouissage et d'écoulement permettant la formulation d'une modification proposée à la loi de comportement NorSand ;
- Modélisation d'essais triaxiaux statiques et cycliques, drainés et non drainés, comportant des phases de déchargement à l'aide d'une version de NorSand incorporant la nouvelle formulation proposée.

Finalement, les deux ensembles de modifications proposées à NorSand, à savoir l'incorporation des effets de l'anisotropie et une nouvelle formulation pour la génération de la plasticité en déchargement, ont été mis en commun. En ont résulté les contributions suivantes :

- Formulation d'une nouvelle version de la loi de comportement NorSand incorporant les modifications mentionnées précédemment : NorSand-aUL ;
- Modélisation d'essais de cisaillement simple cyclique à l'aide de la loi de comportement NorSand-aUL.

## Conclusion

L'objectif principal de ce projet de recherche était de proposer un outil de modélisation du comportement des sables qui serait adapté tant aux sollicitations statiques que cycliques. Le développement de la loi de comportement NorSand-aUL répond à cet objectif, bien qu'un perfectionnement de la mécanique régissant les chargements cycliques des sables denses demeure souhaitable. Les modélisations d'essais de cisaillement simple cyclique effectuées à l'aide de la version originale de NorSand ont permis d'identifier les lacunes du modèle et ainsi de proposer des modifications adéquates, remplissant les sous-objectifs définis en début de projet.

Tel que discuté en détail en conclusion du chapitre final de cette thèse, les perspectives de poursuite de ce projet de recherche sont nombreuses. Le point de départ de tout effort de compréhension de la mécanique régissant le comportement fondamental des sols se situe en des données de laboratoire de bonne qualité. Il est souhaité que de nouvelles études s'intéressant au comportement contrainte-dilatance des sables soient rendues disponibles, particulièrement pour des modes de déformation autres que le triaxial compression et en situation de déchargement. Ces nouvelles données rendront possible le développement de la prochaine itération de NorSand-aUL et permettront une nouvelle vague de modélisations pour des essais divers.

Finalement, ce travail de recherche a porté sur le perfectionnement d'une loi de comportement simple, basée sur une mécanique à la portée de la majorité des ingénieurs en géotechnique (la théorie de l'état critique). D'autres lois de comportement plus complexes, et potentiellement plus performantes sous sollicitations cycliques, existent mais comprennent des mécanismes souvent difficiles de compréhension. Il est de l'avis de l'auteur que l'utilisation de lois de comportement plus simples est à prioriser pour la pratique de la géotechnique, en dehors de la recherche fondamentale. Autrement, l'usage de modèles complexes par des ingénieurs n'en comprenant pas toutes les subtilités peut mener à des utilisations mal avisées, potentiellement problématiques. Les études réalisées par modélisation numérique étant désormais monnaie courante en géotechnique, il semble important de continuer à développer des outils dont les mécanismes de fonctionnement sont simples, mais efficaces. Cette thèse s'inscrit dans cette ligne de pensée.

## Publications liées au projet de recherche

Des articles publiés dans des conférences ont été écrits par l'auteur au cours de la réalisation de ce projet de doctorat. Les notices bibliographiques de ces publications sont incluses ci-dessous à titre de référence :

- Castonguay, V. & Konrad, J. M. (2019a). *A modified NorSand model for the prediction of static and cyclic behaviour of sands under simple shear loading*. Paper presented at the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE 2019), Rome (Italy).
- Castonguay, V. & Konrad, J. M. (2019b). *Modifying the NorSand soil model to improve static simple shear numerical predictions*. Paper presented at the 72th Canadian Geotechnical Conference, St. John's (Canada).
- Castonguay, V. & Konrad, J. M. (2018). *Anisotropic behaviour of a sand predicted by a modified NorSand soil model*. Paper presented at the 71th Canadian Geotechnical Conference, Edmonton (Canada).
- Castonguay, V. & Konrad, J. M. (2017). *Numerical modelling of hollow cylinder cyclic torsional shear tests using the NorSand soil model*. Paper presented at the 70th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa (Canada).
- Castonguay, V. & Konrad, J. M. (2016). *Prediction of the Fraser River sand response to oedometric loading using the NorSand soil model*. Paper presented at the 69th Canadian Geotechnical Conference, Vancouver (Canada).

## Bibliographie

- Adalier, K. & Sharp, M. K. (2002). *Dynamic Centrifuge Modeling of Earth Dams on Liquefiable Foundation*. Paper presented at the 3rd U.S.-Japan Workshop on Advanced Research on Earthquake Engineering for Dams, San Diego (United States).
- Andersen, K. H. (2009). Bearing capacity under cyclic loading - offshore, along the coast, and on land. The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo, 23 November 2007. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(5), 513-535.
- Arthur, J. R. F., Chua, K. S. & Dunstan, T. (1977). Induced anisotropy in a sand. *Géotechnique*, 27(1), 13-30.
- Arthur, J. R. F. & Menzies, B. K. (1972). Inherent anisotropy in a sand. *Géotechnique*, 22(1), 115-128.
- Beaty, M. H. & Byrne, P. M. (1998). *Effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand*. Paper presented at the Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Seattle(USA).
- Beaty, M. H. & Byrne, P. M. (2011). UBCSAND Constitutive Model: Version 904aR (pp. 71): Itasca UDM Website.
- Been, K., Hachey, J. E. & Rothenburg, L. (1993). *Class A prediction for model 2*. Paper presented at the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems (VELACS), Davis (United States).
- Been, K. & Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2), 99-112.
- Bjerrum, L. (1973). Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea. *Géotechnique*, 23(3), 319-358.
- Boulanger, R. W. (1990). *Liquefaction behavior of saturated cohesionless soils subjected to unidirectional and bidirectional static and cyclic simple shear stresses*. Ph.D. thesis. University of California, Berkeley, United States.
- Boulanger, R. W. & Ziotopoulou, K. (2013). Formulation of a sand plasticity plane-strain model for earthquake engineering applications. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 53, 254-267.
- Boulanger, R. W. & Ziotopoulou, K. (2015). PM4Sand (version 3): A sand plasticity model for earthquake engineering applications (pp. 113): University of California at Davis.
- Casagrande, A. (1971). On liquefaction phenomena. *Géotechnique*, 21(3), 197-202.

- Casagrande, A. & Carillo, N. (1944). Shear failure of anisotropic material. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 31, 74-87.
- Castonguay, V. & Konrad, J. M. (2016). *Prediction of the Fraser River sand response to oedometric loading using the NorSand soil model*. Paper presented at the 69th Canadian Geotechnical Conference, Vancouver (Canada).
- Castonguay, V. & Konrad, J. M. (2017). *Numerical modelling of hollow cylinder cyclic torsional shear tests using the NorSand soil model*. Paper presented at the 70th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa (Canada).
- Castonguay, V. & Konrad, J. M. (2018). *Anisotropic behaviour of a sand predicted by a modified NorSand soil model*. Paper presented at the 71st Canadian Geotechnical Conference, Edmonton (Canada).
- Castonguay, V. & Konrad, J. M. (2019a). *A modified NorSand model for the prediction of static and cyclic behaviour of sands under simple shear loading*. Paper presented at the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE 2019), Rome (Italy).
- Castonguay, V. & Konrad, J. M. (2019b). *Modifying the NorSand soil model to improve static simple shear numerical predictions*. Paper presented at the 72nd Canadian Geotechnical Conference, St. John's (Canada).
- Collins, I. F. (2005). The concept of stored plastic work or frozen elastic energy in soil mechanics. *Géotechnique*, 55(5), 373-382.
- Collins, I. F. & Houlsby, G. T. (1997). Application of thermomechanical principles to the modelling of geotechnical materials. *Proceedings of the Royal Society of London, Series A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 453(1964), 1975-2001.
- Collins, I. F. & Kelly, P. A. (2002). A thermomechanical analysis of a family of soil models. *Géotechnique*, 52(7), 507-518.
- Dabeet, A. (2008). *A practical model for load-unload-reload cycles on sand*. M.Sc. thesis. University of British Columbia, Canada.
- Dabeet, A. & Shuttle, D. (2008). *Deformation characteristics of sands in unloading*. Paper presented at the 61st Canadian Geotechnical Conference, Edmonton, Canada.
- Dafalias, Y. & Popov, E. (1975). A model of nonlinearly hardening materials for complex loading. *Acta Mechanica*, 21(3), 173-192.
- Dafalias, Y. F. (1986a). An anisotropic critical state soil plasticity model. *Mechanics Research Communications*, 13(6), 341-347.
- Dafalias, Y. F. (1986b). Bounding surface plasticity. I: Mathematical foundation and hypoplasticity. *Journal of Engineering Mechanics*, 112(9), 966-987.

- Dafalias, Y. F., Papadimitriou, A. G. & Li, X. S. (2004). Sand plasticity model accounting for inherent fabric anisotropy. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(11), 1319-1333.
- Day, R. W. (2002). *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*. New York: McGraw-Hill.
- Drucker, D. C. & Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, 10(2), 157-165.
- Duncan, J. M. & Chang, C.-Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(SM5), 1629-1653.
- Dyvik, R., Berre, T., Lacasse, S. & Raadim, B. (1987). Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests. *Géotechnique*, 37(1), 3-10.
- Finn, W. D. L., Gillon, M. D., Yogendrakumar, M. & Newton, C. J. (1992). *Simulating the seismic response of a rockfill dam*. Paper presented at the Fourth international symposium on numerical models in geomechanics, Swansea (United Kingdom).
- Finn, W. D. L., Lee, K. W. & Martin, G. R. (1977). An effective stress model for liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(GT6), 517-533.
- Fu, P. & Dafalias, Y. F. (2011). Fabric evolution within shear bands of granular materials and its relation to critical state theory. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(18), 1918-1948.
- Gajo, A. & Muir Wood, D. (1999). Severn-Trent Sand: A kinematic-hardening constitutive model: The q-p formulation. *Géotechnique*, 49(5), 595-614.
- Gao, Z., Zhao, J., Li, X. S. & Dafalias, Y. F. (2014). A critical state sand plasticity model accounting for fabric evolution. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 38(4), 370-390.
- Ghafghazi, M. & Shuttle, D. A. (2008). Interpretation of sand state from cone penetration resistance. *Géotechnique*, 58(8), 623-634.
- Hight, D. W., Gens, A. & Symes, M. J. (1983). The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. *Géotechnique*, 33(4), 355-383.
- Hooke, R. (1675). *A description of helioscope and some other instruments*. London.
- Hoque, E. & Tatsuoka, F. (1998). Anisotropy in elastic deformation of granular materials. *Soils and Foundations*, 38(1), 163-179.



- Houlsby, G. T. & Puzrin, A. M. (2000). Thermomechanical framework for constitutive models for rate-independent dissipative materials. *International journal of plasticity*, 16(9), 1017-1047.
- Ishihara, K. (1983). *Soil response in cyclic loading induced by earthquakes, traffic and waves*. Paper presented at the 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa (Israel).
- Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. *Proc. 11th international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, August 1985. Vol. 1, (Balkema)*, 321-376.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and Foundations*, 15(1), 29-44.
- Ishihara, K. & Towhata, I. (1983). Sand response to cycle rotation of principal stress directions as induced by wave loads. *Soils and Foundations*, 23(4), 11-26.
- Jefferies, M. G. (1993). Nor-Sand: A simple critical state model for sand. *Géotechnique*, 43(1), 91-103.
- Jefferies, M. G. (1997). Plastic work and isotropic softening in unloading. *Géotechnique*, 47(5), 1037-1042.
- Jefferies, M. G. & Been, K. (1992). Undrained response of Nor-Sand. *Canadian Geotechnical Conference*, 2/1-2/8.
- Jefferies, M. G. & Been, K. (2000). Implications for critical state theory from isotropic compression of sand. *Géotechnique*, 50(4), 419-429.
- Jefferies, M. G. & Been, K. (2015). *Soil liquefaction: A critical state approach* (2nd ed.). New York, NY, USA: Taylor & Francis Group.
- Jefferies, M. G. & Shuttle, D. A. (2002). Dilatancy in general Cambridge-type models. *Géotechnique*, 52(9), 625-638.
- Jefferies, M. G. & Shuttle, D. A. (2005). *NorSand: Features, calibration and use*. Paper presented at the Soil Constitutive Models - Evaluation, Selection, and Calibration, Austin, TX, USA.
- Jefferies, M. G., Shuttle, D. A. & Been, K. (2015). Principal stress rotation as cause of cyclic mobility. *Geotechnical Research*, 2(2), 66-96.
- Kammerer, A. M., Wu, J., Riemer, M., Pestana, J. M. & Seed, R. B. (2000). Cyclic simple shear testing of Nevada sand for PEER Center project 2051999: University of California (Berkeley).

- Kim, M.-K., Lee, S.-H., Choo, Y. W. & Kim, D.-S. (2011). Seismic Behaviors of Earth-core and Concrete-faced Rock-fill Dams by Dynamic Centrifuge Tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(11), 1579-1593.
- Kiyota, T., Sato, T., Koseki, J. & Abadimarand, M. (2008). Behavior of liquefied sands under extremely large strain levels in cyclic torsional shear tests. *Soils and Foundations*, 48(5), 727-739.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall.
- Lade, P. V. (2005). *Overview of Constitutive Models for Soils*. Paper presented at the Geo-Frontiers, Austin (United states).
- Lashkari, A. & Golchin, A. (2014). On the influence of elastic-plastic coupling on sands response. *Computers and Geotechnics*, 55, 352-364.
- Lee, K. L. (1974). Seismic permanent deformations in earth dams (pp. 33): National Science Foundation.
- Li, X. & Li, X. S. (2009). Micro-macro quantification of the internal structure of granular materials. *Journal of Engineering Mechanics*, 135(7), 641-656.
- Li, X. S. & Dafalias, Y. F. (2000). Dilatancy for cohesionless soils. *Géotechnique*, 50(4), 449-460.
- Li, X. S. & Dafalias, Y. F. (2002). Constitutive modeling of inherently anisotropic sand behavior. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(10), 868-880.
- Li, X. S. & Dafalias, Y. F. (2004). A constitutive framework for anisotropic sand including non-proportional loading. *Géotechnique*, 54(1), 41-55.
- Li, X. S. & Dafalias, Y. F. (2012). Anisotropic critical state theory: Role of fabric. *Journal of Engineering Mechanics*, 138(3), 263-275.
- Li, X. S. & Wang, Y. (1998). Linear representation of steady-state line for sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(12), 1215-1217.
- Locat, J. (2011). La localisation et la magnitude du seisme du 5 fevrier 1663 (Charlevoix) revues a l'aide des mouvements de terrain. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(8), 1266-1286.
- Makdisi, F. I. & Seed, H. B. (1978). Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(GT7), 849-867.

- Manzari, M. T. & Dafalias, Y. F. (1997). A critical state two-surface plasticity model for sands. *Géotechnique*, 47(2), 255-272.
- Manzari, M. T., El Ghoraiby, M. A., Kutter, B. L. & Zeghal, M. (2019). *Modeling the cyclic response of sands for liquefaction analysis*. Paper presented at the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE 2019), Rome (Italy).
- Masson, S. & Martinez, J. (2001). Micromechanical analysis of the shear behavior of a granular material. *Journal of Engineering Mechanics*, 127(10), 1007-1016.
- Morgenstern, N. R., M., J., Van Zyl, D. & Wates, J. (2019). Report on NTSF embankment failure - Cadia Valley Operations for Ashurst Australia (pp. 1857): Independent Technical Review Board.
- Morgenstern, N. R., Vick, S. G., Viotti, C. B. & Watts, B. D. (2016). Report on the immediate causes of the failure of the Fundão dam (pp. 88): Fundão Tailings Dam Review Panel.
- Mróz, Z. (1973). *Mathematical models of inelastic material behaviour*. Waterloo, Ont: Solid Mechanics Division, University of Waterloo.
- Mróz, Z. & Lind, N. C. (1975). Simplified theories of cyclic plasticity. *Acta Mechanica*, 22(1-2), 131-152.
- Mróz, Z., Norris, V. A. & Zienkiewicz, O. C. (1981). An anisotropic, critical state model for soils subject to cyclic loading. *Geotechnique*, 31(4), 451-469.
- Muir Wood, D. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge England ; New York: Cambridge University Press.
- Naesgaard, E., Byrne, P. M. & Seid-Karbasi, S. M. (2006). *Modeling flow liquefaction and pore water redistribution mechanisms*. Paper presented at the 8th US National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco (United states).
- Newmark, N. M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique*, 15(2), 139-160.
- Nova, R. & Hueckel, T. (1981). Unified approach to the modelling of liquefaction and cyclic mobility of sands. *Soils and Foundations*, 21(4), 13-28.
- Oda, M. & Nakayama, H. (1989). Yield function for soil with anisotropic fabric. *Journal of Engineering Mechanics*, 115(1), 89-104.
- Pace, T. G., Schaefer, J. A., O'Leary, T. M. & Rauch, A. F. (2008). *Simplified Estimation of Seismic Deformation for Risk Analysis*. Paper presented at the 28th Annual USSD Conference, Portland (United States).

- Peacock, W. H. & Seed, H. B. (1968). Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(SM3), 689-708.
- Petalas, A. L., Dafalias, Y. F. & Papadimitriou, A. G. (2019). SANISAND-FN: An evolving fabric-based sand model accounting for stress principal axes rotation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 43(1), 97-123.
- Plaisant, A. & James, M. (2013). *Numerical Analysis of the Seismic Response of an Asphalt Core Rockfill Dam to Large Magnitude North American Earthquakes*. Paper presented at the 66th Canadian Geotechnical Conference, Montréal (Canada).
- Puzrin, A. M. (2012). *Constitutive Modelling in Geomechanics* (1st ed.). New York: Springer.
- Richart, F. E., Jr., Hall, J. R., Jr. & Woods, R. D. (1970). *Vibrations of soils and foundations*. Englewood Cliffs (USA): Prentice-Hall.
- Roscoe, K. H. & Burland, J. B. (1968). *On the generalized stress-strain behaviour of wet clay*. Paper presented at the Engineering Plasticity, Cambridge (United Kingdom).
- Roscoe, K. H. & Schofield, A. N. (1963). *Mechanical behaviour of an idealized 'wet' clay*. Paper presented at the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden (Germany).
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. & Wroth, C. P. (1958). On the yielding of soils. *Géotechnique*, 8(1), 22-53.
- Schofield, A. N. & Wroth, C. P. (1968). *Critical state soil mechanics*. Toronto: McGraw-Hill.
- Seed, H. B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(GT2), 201-255.
- Seed, H. B., Lee, K. L. & Idriss, I. M. (1969). Analysis of Sheffield Dam failure. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95(SM6), 1453-1490.
- Seed, H. B., Lee, K. L., Idriss, I. M. & Makdisi, F. I. (1975). The slides in the San Fernando Dams during the earthquake of February 9, 1971. *American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(7), 651-688.
- Seed, H. B. & Martin, G. R. (1966). The seismic coefficient in earth dam design. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92(SM3), 25-58.

- Seed, H. B. & Peacock, W. H. (1971). Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics. *Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(SM8), 1099-1119.
- Sivathayalan, S. & Vaid, Y. P. (2002). Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 63-76.
- Stark, T. D., Beaty, M. H., Byrne, P. M., Castro, G., Walberg, F. C., Perlea, V. G., Axtell, P. J., Dillon, J. C., Empson, W. B. & Mathews, D. L. (2012). Seismic Deformation Analysis of Tuttle Creek Dam. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(3), 323-343.
- Swaisgood, J. R. (2003). *Embankment Dam Deformations Caused by Earthquakes*. Paper presented at the Pacific Conference on Earthquake Engineering, Christchurch (New Zealand).
- Symes, M. J., Gens, A. & Hight, D. W. (1988). Drained principal stress rotation in saturated sand. *Géotechnique*, 38(1), 59-81.
- Symes, M. J. P. R., Gens, A. & Hight, D. W. (1984). Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand. *Géotechnique*, 34(1), 11-27.
- Taiebat, M. & Dafalias, Y. F. (2008). SANISAND: Simple anisotropic sand plasticity model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(8), 915-948.
- Theocharis, A. I., Vairaktaris, E., Dafalias, Y. F. & Papadimitriou, A. G. (2017). Proof of incompleteness of critical state theory in granular mechanics and its remedy. *Journal of Engineering Mechanics*, 143(2), 04016117 (04016111-04016112).
- Towhata, I. & Ishihara, K. (1985). Undrained strength of sand undergoing cyclic rotation of principal stress axes. *Soils and Foundations*, 25(2), 135-147.
- Uthayakumar, M. & Vaid, Y. P. (1998). Static liquefaction of sands under multiaxial loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(2), 273-283.
- Verdugo, R. & Ishihara, K. (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, 36(2), 81-91.
- Wang, Z.-L., Dafalias, Y. F. & Shen, C.-K. (1990). Bounding surface hypoplasticity model for sand. *Journal of Engineering Mechanics*, 116(5), 983-1001.
- Wong, R. K. S. & Arthur, J. R. F. (1985). Induced and inherent anisotropy in sand. *Géotechnique*, 35(4), 471-481.
- Yang, Z. X., Li, X. S. & Yang, J. (2007). Undrained anisotropy and rotational shear in granular soil. *Géotechnique*, 57(4), 371-384.

Yoshimine, M., Ishihara, K. & Vargas, W. (1998). Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand. *Soils and Foundations*, 38(3), 179-188.

Yu, H.-S. (2006). *Plasticity and Geotechnics*. New York: Springer.

Ziotopoulou, K. & Boulanger, R. W. (2013). Calibration and implementation of a sand plasticity plane-strain model for earthquake engineering applications. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 53, 268-280.

## **Annexe A** Exemple de calibration de NorSand

## A.1 Essais de laboratoire requis

Tel que montré au Tableau A-1, huit paramètres d'entrée sont nécessaires au fonctionnement de NorSand (pour la version adaptée à l'essai triaxial compression). De ces paramètres, deux concernent l'élasticité ( $I_r$  et  $\nu$ ) et peuvent être estimés grâce à des relations empiriques (voir notamment Kramer, 1996), si des mesures directes sont impossibles. La calibration des autres paramètres d'entrée de NorSand nécessite au minimum trois essais triaxiaux compression drainés sur sable dense et trois essais triaxiaux compression non drainés sur sable lâche. Un plus grand nombre d'essais permettra une meilleure définition des paramètres.

Tableau A-1. Paramètres d'entrée de NorSand

Paramètres d'entrée	Remarques
<i>Élasticité</i>	
$I_r$	Rigidité relative de distorsion
$\nu$	Coefficient de Poisson
<i>Ligne d'état critique</i>	
$\Gamma$	Altitude de la ligne d'état critique à $\bar{\sigma}_m = 1kPa$
$\lambda$	Pente de la ligne d'état critique (base $e$ )
$M_{tc}$	Ratio d'état critique (triaxial compression)
<i>Plasticité</i>	
$N$	Coefficient de couplage volumétrique
$\chi_{tc}$	Coefficient de dilatance maximale (triaxial compression)
$H$	Module d'écroutissage plastique

Les essais triaxiaux non drainés sont utilisés pour localiser la ligne d'état critique dans un diagramme  $\bar{\sigma}_m - \ln(e)$ . Les essais triaxiaux drainés sont utilisés pour déterminer les paramètres liés à la dilatance des sables ( $M_{tc}$ ,  $N$  et  $\chi_{tc}$ ). Une fois ces paramètres déterminés, le module d'écroutissage plastique  $H$  peut finalement être déterminé en comparant les modélisations NorSand aux essais triaxiaux (drainés et non drainés) et en ajustant la valeur de  $H$  afin d'obtenir les meilleures modélisations possibles.

Un exemple de calibration complète pour le sable Alaska est présenté ci-dessous.



## A.2 Calibration des paramètres de NorSand pour le sable Alaska

La position de la ligne d'état critique est déterminée grâce aux paramètres  $\Gamma$  et  $\lambda$ . Le paramètre  $\Gamma$  est une mesure de l'altitude (en termes d'indice des vides) de la ligne d'état critique à  $\bar{\sigma}_m = 1kPa$ , alors que  $\lambda$  est la mesure de la pente de la ligne d'état critique (généralement exprimée en base  $ln$ ). Tel que montré à la Figure A-1, la détermination de la valeur de ces deux paramètres s'effectue grâce aux essais triaxiaux non drainés (tracés en bleu). Un essai triaxial non drainé amené à grandes déformations se terminera habituellement près de son état critique, ou, du moins, il sera en train de s'y diriger. Les essais triaxiaux non drainés montrés à la Figure A-1 se dirigent de droite à gauche, à indice des vides constant, c'est-à-dire que leurs contraintes moyennes diminuent au fil des essais. En positionnant la ligne d'état critique (montrée en rouge sur la figure) aux environs de la fin de chaque essai triaxial non drainé, une estimation raisonnable de la position de la ligne d'état critique peut être obtenue. Les essais triaxiaux drainés (montrés en vert sur la figure) sont aussi inclus sur la Figure A-1, à titre indicatif seulement, puisque la majorité de ces essais est encore loin d'atteindre l'état critique après  $\varepsilon_y = 20\%$ .

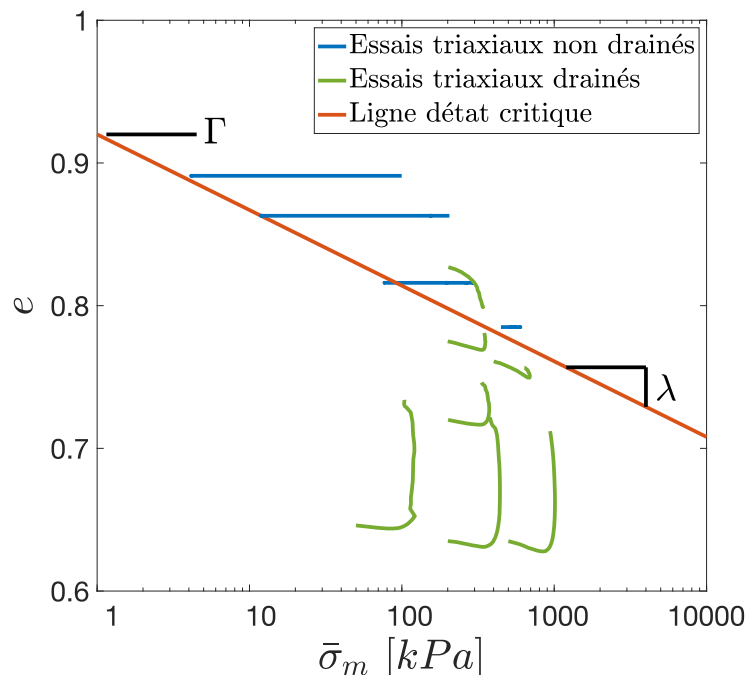


Figure A-1. Détermination de la position de la ligne d'état critique à l'aide d'essais triaxiaux

Une fois la ligne d'état critique positionnée, il est possible de calculer la valeur du paramètre d'état initial ( $\psi_0$ ) pour chaque essai triaxial drainé effectué sur sable dense. Cette donnée sera utile subséquemment.

La détermination de la valeur des paramètres  $M_{tc}$ ,  $N$  et  $\chi_{tc}$  s'effectue grâce aux essais triaxiaux drainés effectués sur sable dense. Pour chacun de ces essais, le point d'atteinte de la dilatance maximale doit être déterminé, tel que montré à la Figure A-2. Rappelons que la dilatance est calculée comme étant le ratio de l'incrément des déformations volumétrique  $\dot{\epsilon}_v$  sur l'incrément des déformations déviatoriques  $\dot{\epsilon}_q$ . L'essai montré à la Figure A-2 débute à la portion inférieure droite de la figure et atteint la dilatance maximale aux environs de  $D = -0.21$  et  $\eta = 1.39$ . Par la suite, le ratio des contraintes  $\eta$  diminue pour se diriger vers sa valeur à l'état critique  $M_{tc}$  (qui serait atteint à  $D = 0$  si de plus grandes déformations avaient été possibles).

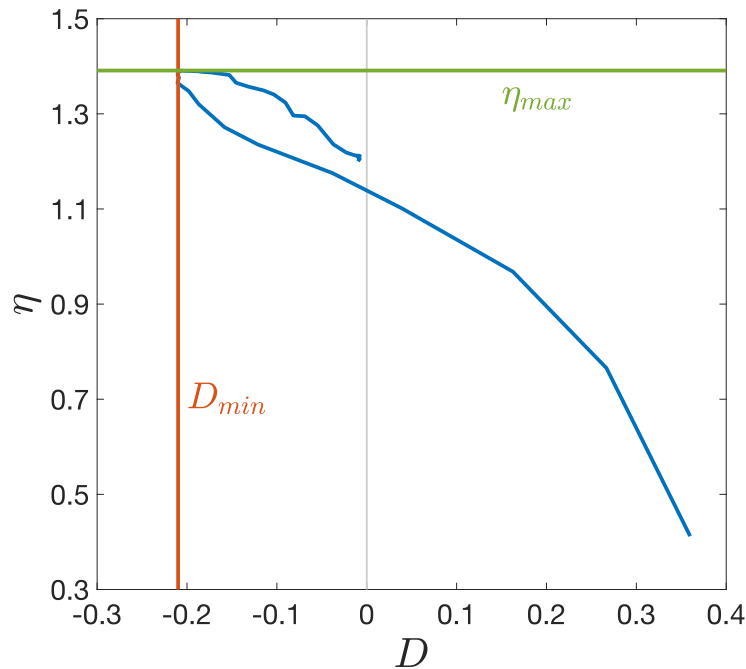


Figure A-2. Exemple de mesure de la dilatance maximale pour un essai triaxial drainé

Tel que montré à la Figure A-3, le point d'atteinte de la dilatance maximale est ensuite reporté sur un graphique mettant en relation la valeur de la dilatance maximale  $D_{min}$  et le ratio des contraintes auquel cette valeur a été atteinte  $\eta_{max}$ . Les valeurs mesurées pour chaque essai

triaxial drainé ainsi analysé sont reportées sur un même graphique et une droite de tendance peut finalement être tracée. Les valeurs de la pente et de l'ordonnée à l'origine de cette droite sont les paramètres d'entrée  $N$  et  $M_{tc}$  (le ratio d'état critique), respectivement.

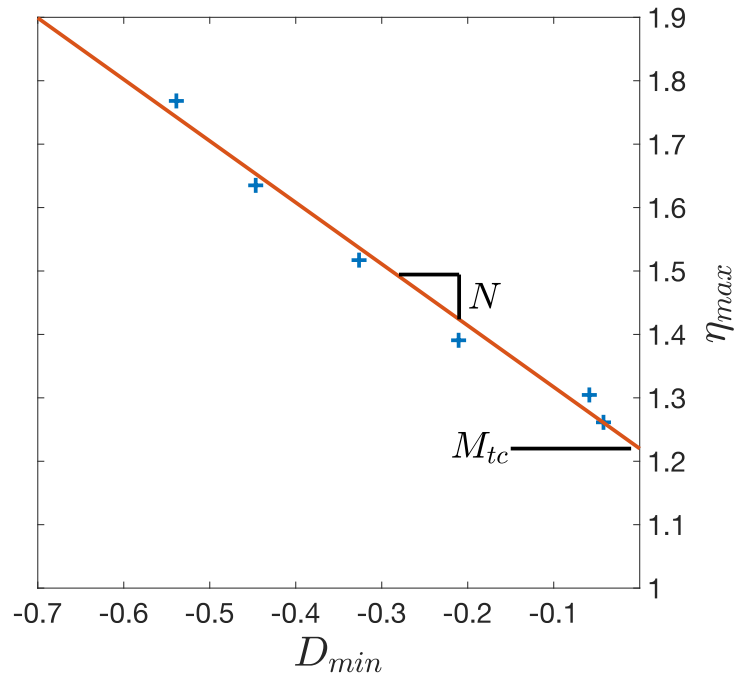


Figure A-3. Mise en commun des points d'atteinte de la dilatance maximale

La valeur du paramètre d'état initial  $\psi_0$  pour chaque essai triaxial drainé est mise en relation avec la valeur de la dilatance maximale atteinte au cours de l'essai, tel que montré à la Figure A-4. Une droite de tendance est ensuite tracée, à partir de laquelle le paramètre  $\chi_{tc}$  peut être déterminé (pente de la droite). Puisque la dilatance est nulle à l'état critique, et puisque  $\psi = 0$  à l'état critique, la droite de tendance est forcée de passer par le point 0,0.

Ne reste plus finalement qu'à déterminer la valeur du module d'érouissage plastique  $H$  pour chaque essai triaxial (drainé et non drainé). Pour ce faire, une valeur de départ plausible est choisie (disons  $H = 100$ ) et une modélisation NorSand effectuée, en utilisant les paramètres d'entrée précédemment déterminés.

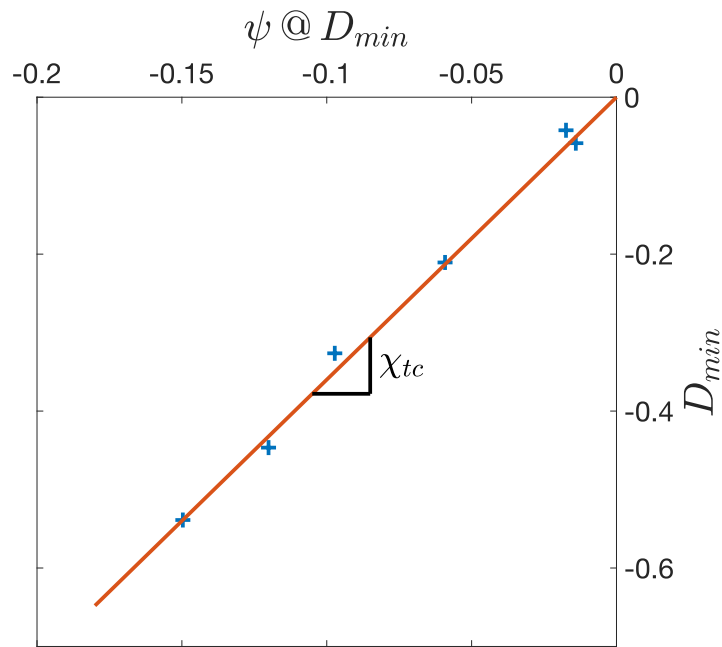


Figure A-4. Mise en commun des valeurs de dilatance maximale et des paramètres d'état initiaux

Dans le cas de l'essai triaxial drainé CID-S070, cette première modélisation mène aux résultats montrés à la Figure A-5. Bien que le cheminement contrainte-déformation modélisé (partie A) de la figure) corresponde bien à celui mesuré en laboratoire, le comportement en dilatance prédit (partie C) de la figure) est erroné. La dilatance prédite par le modèle est trop importante ; une valeur du module d'érouissage plastique  $H$  supérieure doit être choisie. Après quelques essais, la valeur  $H = 250$  mène aux résultats les plus satisfaisants (voir la Figure A-6).

Finalement, ce processus de calibration de  $H$  est répété pour tous les essais. Pour certains sables,  $H$  prendra une valeur relativement similaire pour tous les essais et une valeur constante pourra lui être attribuée. Pour d'autres sables,  $H$  prendra des valeurs variables. Il est généralement possible de discerner une certaine dépendance de  $H$  envers le paramètre d'état initial  $\psi_0$ , comme c'est le cas pour le sable Alaska (voir la Figure A-7).

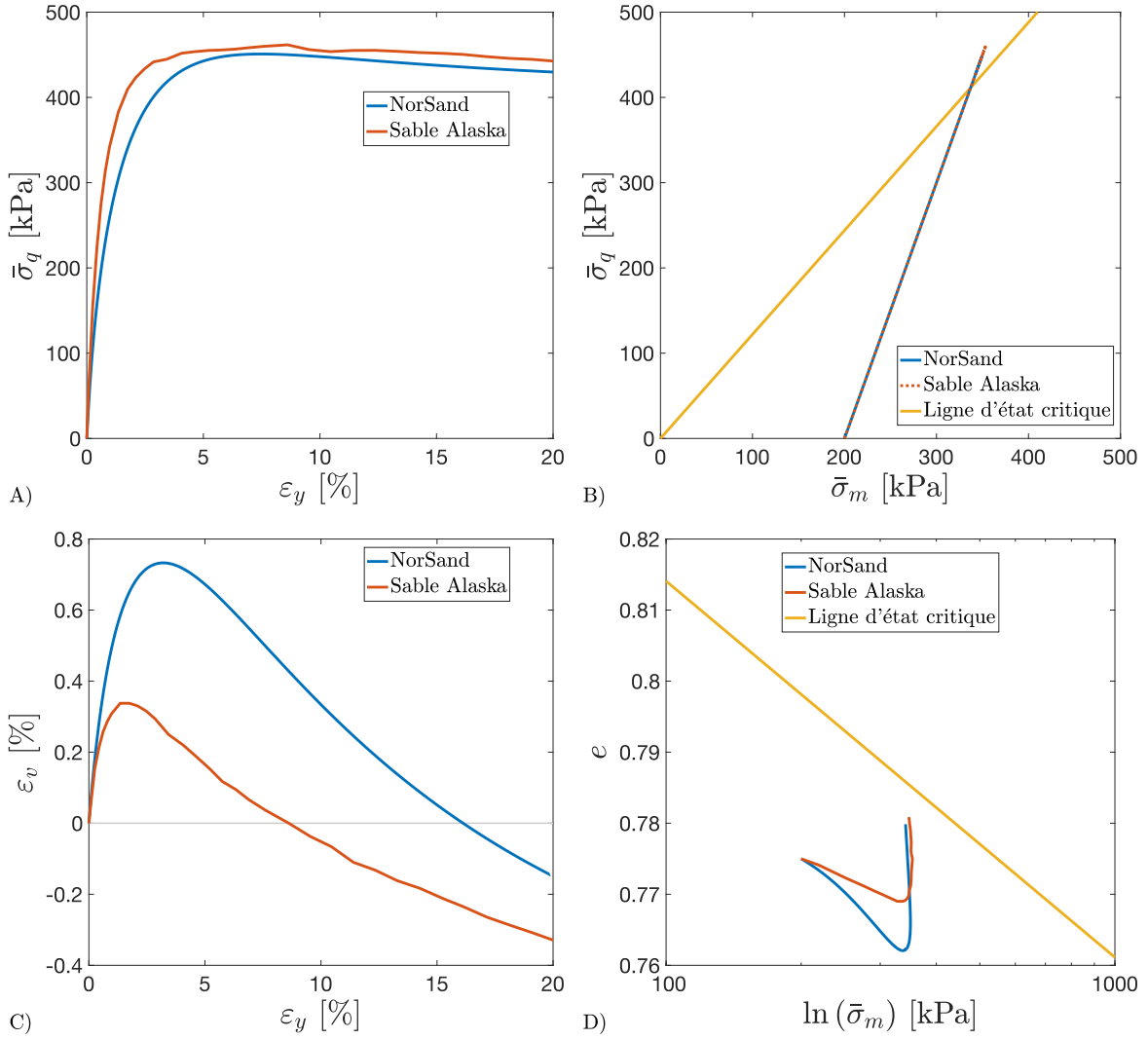


Figure A-5. NorSand – Essai triaxial compression drainé – Sable Alaska –  $e_0 = 0.775$  –  $H = 100$

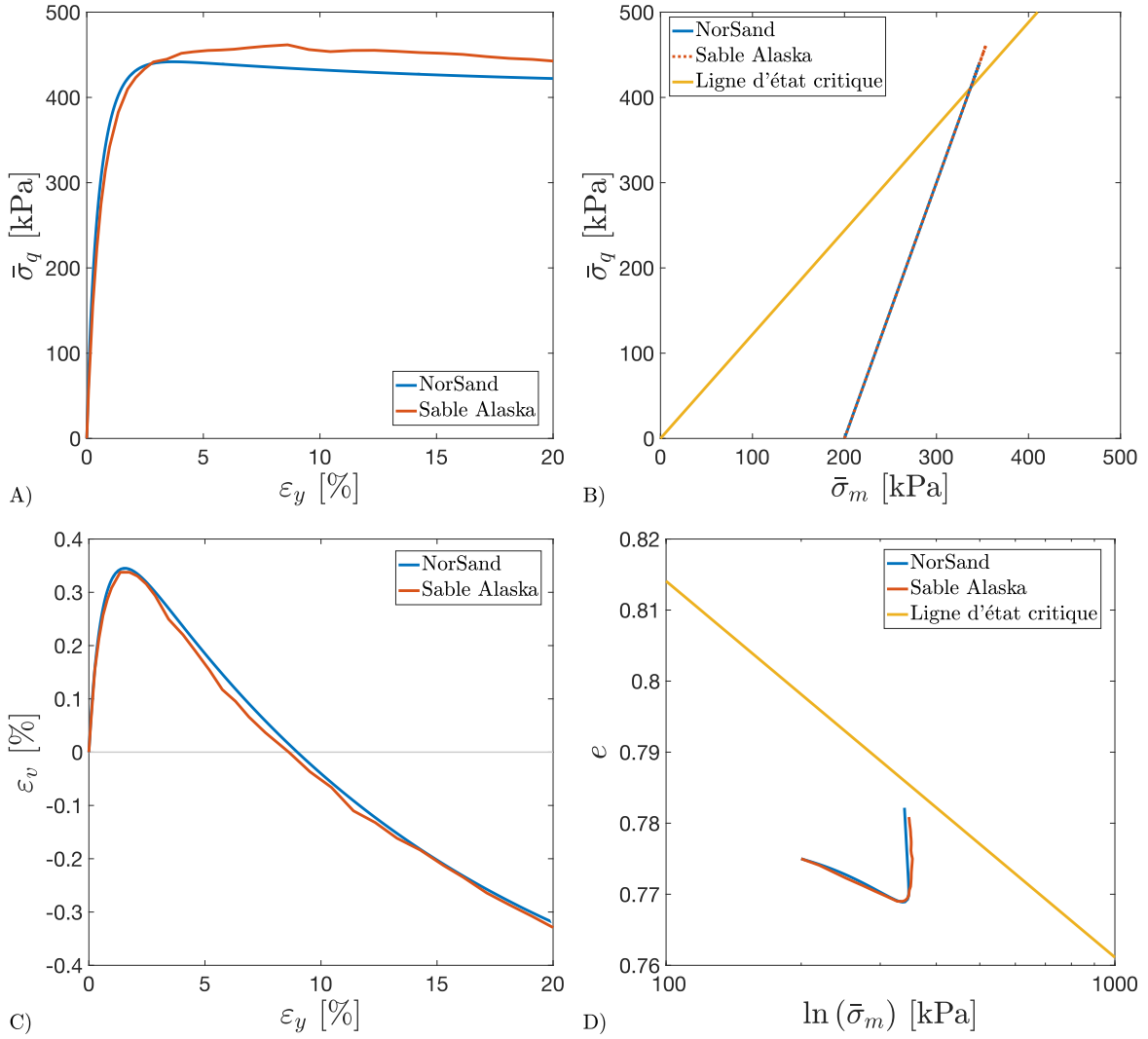


Figure A-6. NorSand – Essai triaxial compression drainé – Sable Alaska –  $e_0 = 0.775$  –  $H = 250$

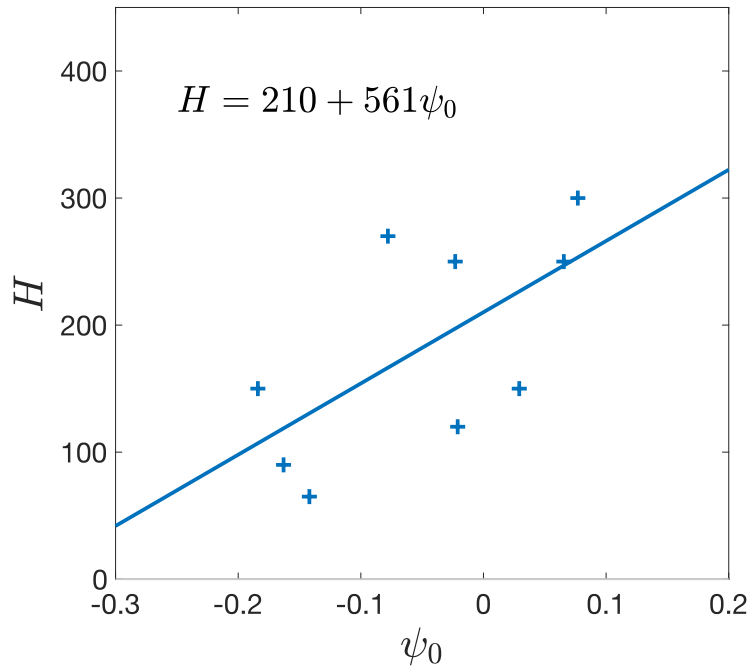


Figure A-7. Mise en commun des valeurs de module d'érouissage plastique  $H$

**Annexe B** Paramètres d'entrée des modélisations NorSand  
présentées dans la thèse



Tableau B-1. Index de correspondance des figures et tableaux

<i>Chapitre 2</i>			
Figure 2-6	Tableau B-2	Figure 2-12	Tableau B-4
Figure 2-7	Tableau B-2	Figure 2-13	Tableau B-4
Figure 2-9	Tableau B-3	Figure 2-14	Tableau B-4
Figure 2-10	Tableau B-3	Figure 2-16	Tableau B-4
Figure 2-11	Tableau B-4	Figure 2-17	Tableau B-4
<i>Chapitre 3</i>			
Figure 3-12	Tableau B-5	Figure 3-18 A) à D)	Tableau B-5
Figure 3-13	Tableau B-5	Figure 3-18 E) et F)	Tableau B-4
Figure 3-14 A) à D)	Tableau B-5	Figure 3-19	Tableau B-5
Figure 3-14 E) et F)	Tableau B-4	Figure 3-20	Tableau B-5
Figure 3-15 A) à D)	Tableau B-5	Figure 3-21	Tableau B-4
Figure 3-15 E) et F)	Tableau B-4	Figure 3-22	Tableau B-6
Figure 3-16	Tableau B-5	Figure 3-23	Tableau B-6
Figure 3-17 A) à D)	Tableau B-5	Figure 3-24	Tableau B-3
Figure 3-17 E) et F)	Tableau B-4	Figure 3-25	Tableau B-6
Figure 3-25			Tableau B-5
<i>Chapitre 4</i>			
Figure 4-12	Tableau B-4	Figure 4-34	Tableau B-8
Figure 4-30	Tableau B-7	Figure 4-35	Tableau B-8
Figure 4-31	Tableau B-7	Figure 4-36 A) et B)	Tableau B-9
Figure 4-32	Tableau B-7	Figure 4-36 C) et D)	Tableau B-10
Figure 4-33	Tableau B-7		
<i>Chapitre 5</i>			
Figure 5-1	Tableau B-11	Figure 5-11	Tableau B-14
Figure 5-2	Tableau B-12	Figure 5-12	Tableau B-12
Figure 5-3	Tableau B-14	Figure 5-13	Tableau B-14
Figure 5-4	Tableau B-12	Figure 5-14	Tableau B-12
Figure 5-5	Tableau B-14	Figure 5-15	Tableau B-14
Figure 5-6	Tableau B-12	Figure 5-16	Tableau B-16
Figure 5-7	Tableau B-14	Figure 5-17	Tableau B-4
Figure 5-8	Tableau B-12	Figure 5-18	Tableau B-16
Figure 5-9	Tableau B-14	Figure 5-19	Tableau B-4
Figure 5-10	Tableau B-12		

## B.1 Figures du Chapitre 2

Tableau B-2. Essais triaxiaux compression de *Golder & Associates*, sable Alaska

Paramètres d'entrée	Sable Alaska
<i>Élasticité</i>	
$G$	$625 \left(\frac{1}{e}\right)^{1.3} (\bar{\sigma}_m P_{atm})^{0.5}$
$\nu$	0.2
<i>Ligne d'état critique</i>	
$\Gamma$	0.920
$\lambda$	0.023
$M_{tc}$	1.22
<i>Plasticité</i>	
$N$	0.03
$\chi_{tc}$	3.6
$H_L$	250

Tableau B-3. Essais de cisaillement simple cyclique non drainé de Jefferies *et al.* (2015), sable Fraser River

Paramètres d'entrée	Sable Fraser River
<i>Élasticité</i>	
$G_0$	125
$\nu$	0.2
<i>Ligne d'état critique</i>	
$a$	0.95 <sup>(24)</sup>
$b$	0.00062 <sup>(24)</sup>
$c$	0.81 <sup>(24)</sup>
$M_{tc}$	1.45
<i>Plasticité</i>	
$N$	0.43
$\chi_{tc}$	3.4
$H_L$	Voir ci-dessous
$Z$	Voir ci-dessous

### Notes

- Figure 2-9 :  $H = 40$  et  $Z = 8.5$
- Figure 2-10 :  $H = 70$  et  $Z = 6.0$

<sup>24</sup> Pour le sable Fraser, Jefferies *et al.* (2015) préconisent une équation de la forme  $e_c = a - b(\bar{\sigma}_m)^c$  pour le calcul de l'indice des vides à l'état critique plutôt que la forme habituelle  $e_c = \Gamma - \lambda \ln(\bar{\sigma}_m)$ .

Tableau B-4. Essais de cisaillement simple cycliques de Kiyota *et al.* (2008) ainsi qu'essais de cisaillement simple statique et essais de cisaillement sur cylindre creux de Yoshimine *et al.* (1998), sable Toyoura

Paramètres d'entrée	Sable Toyoura
<i>Élasticité</i>	
$G_0$	125
$\nu$	0.2
<i>Ligne d'état critique</i>	
$\Gamma$	0.983
$\lambda$	0.019
$M_{tc}$	1.28
<i>Plasticité en chargement</i>	
$N$	0.41
$\chi_{tc}$	4.4
$H_L$	305
$Z$	Voir ci-dessous

#### Notes

- Figure 2-11 :  $Z = 15$
- Figure 2-12 :  $Z = 2.8$
- Figure 2-13 et Figure 2-14 :  $Z = 10$ 
  - o Aucun effet perceptible du changement de la valeur de  $Z$ , pour des valeurs plausibles ( $Z = 0.1$  à  $Z = 50$ ).
- Figure 2-16 et Figure 2-17 : la valeur de  $Z$  n'a pas d'importance puisque la direction des contraintes principales est fixe pour ces essais.

## B.2 Figures du Chapitre 3

Tableau B-5. Essais de cisaillement en torsion et essais de cisaillement simple statique de Yoshimine *et al.* (1998), ainsi qu'essais de cisaillement simple cycliques de Kiyota *et al.* (2008), sable Toyoura, NorSand anisotrope

Paramètres d'entrée	Sable Toyoura
<i>Élasticité</i>	
$G_0$	125
$\nu$	0.2
<i>Ligne d'état critique</i>	
$e_\Gamma$	0.983
$\lambda$	0.019
$M_{tc}$	1.28
<i>Plasticité en chargement</i>	
$N$	0.41
$\chi_{tc}$	4.4
$H_L$	305
$Z$	Variable
<i>Anisotropie</i>	
$c$	5.7
$e_A$	0.10
$F_0$	0.45

### Notes

- Figure 3-12 à Figure 3-15 : la valeur de  $Z$  n'a pas d'importance puisque la direction des contraintes principales est fixe pour ces essais.
- Figure 3-16 à Figure 3-18 :  $Z = 10$ 
  - Aucun effet perceptible du changement de la valeur de  $Z$ , pour des valeurs plausibles ( $Z = 0.1$  à  $Z = 50$ ).
- Figure 3-19 :  $Z = 0.4$
- Figure 3-20 :  $Z = 0.22$

Tableau B-6. Essais de cisaillement simple cyclique non drainé de Jefferies *et al.* (2015), sable Fraser River, NorSand anisotrope

<b>Paramètres d'entrée</b>	<b>Sable Fraser River</b>
<i>Élasticité</i>	
$G_0$	125
$\nu$	0.2
<i>Ligne d'état critique</i>	
$a$	0.95
$b$	0.00062
$c$	0.81
$M_{tc}$	1.45
<i>Plasticité</i>	
$N$	0.43
$\chi_{tc}$	3.4
$H_L$	40
$Z$	1.0
<i>Anisotropie</i>	
$c$	5.7
$e_A$	0.10
$F_0$	0.45

### B.3 Figures du Chapitre 4

Tableau B-7. Essais triaxiaux compression chargement-déchargement de Verdugo et Ishihara (1996), sable Toyoura – NorSand modifié

Paramètres d'entrée	Sable Toyoura
<i>Élasticité</i>	
$G_0$	125
$\nu$	0.2
<i>Ligne d'état critique</i>	
$e_\Gamma$	0.934 <sup>(25)</sup>
$\lambda$	0.019 <sup>(25)</sup>
$\xi$	0.7 <sup>(25)</sup>
$M_{tc}$	1.28
<i>Plasticité en chargement</i>	
$N$	0.41
$\chi_{tc}$	4.4
$H_L$	150
<i>Plasticité en déchargement</i>	
$H_U$	225
$H_W$	10
$W_0$	0.95

#### Notes

- Tous les paramètres, excepté ceux associés à la plasticité en déchargement et  $H_L$ , sont tirés de Ghafghazi et Shuttle (2008).
- Les paramètres associés à la plasticité en déchargement ainsi que  $H_L$  ont été déterminés par ajustement de façon à obtenir des résultats de modélisation satisfaisant pour l'ensemble des essais modélisés.

<sup>25</sup> Certains des essais triaxiaux de Verdugo et Ishihara (1996) se déroulaient à de fortes contraintes de confinement, laissant paraître la forme courbe de la ligne d'état critique dans l'espace  $e - \ln(\bar{\sigma}_m)$  à ces contraintes élevées. Pour ces essais, la ligne d'état critique est mieux définie en utilisant la forme proposée par Li et Wang (1998) plutôt que la forme habituelle ( $e_c = \Gamma - \lambda \ln(\bar{\sigma}_m)$ ). Ainsi, l'expression suivante est utilisée pour les modélisations des essais de Verdugo et Ishihara (1996) :  $e_c = e_\Gamma - \lambda(\bar{\sigma}_m/P_{atm})^\xi$ .

Tableau B-8. Essais triaxiaux compression chargement-déchargement-rechargement de Dabeet (2008), sable Erksak – NorSand modifié

Paramètres d'entrée	Sable Erksak
<i>Élasticité</i>	
$C$	750 <sup>(26)</sup>
$e_s$	0.355 <sup>(26)</sup>
$\nu$	0.2
<i>Ligne d'état critique</i>	
$\Gamma$	0.934
$\lambda$	0.019
$M_{tc}$	1.286
<i>Plasticité en chargement</i>	
$N$	0.2
$\chi_{tc}$	3.34
$H_L$	$-1727.3\psi_0 + 75.9$
<i>Plasticité en déchargement</i>	
$H_U$	500
$H_W$	5
$W_0$	0.85

## Notes

- Tous les paramètres, excepté ceux associés à la plasticité en déchargement, sont tirés de Dabeet (2008).
- Les paramètres associés à la plasticité en déchargement ont été déterminés par ajustement de façon à obtenir des résultats de modélisation satisfaisant pour l'ensemble des essais modélisés.

<sup>26</sup> Selon Dabeet (2008), le module de cisaillement du sable Erksak peut être estimé selon l'équation suivante :

$$G = \frac{3C\bar{\sigma}_m}{4(e-e_s)} \left( \frac{\bar{\sigma}_m}{p_{atm}} \right)^{0.5}$$



Tableau B-9. Essai triaxial cyclique compression-extension de Ishihara et Towhata (1983), sable Toyoura, NorSand original

Paramètres d'entrée	Sable Toyoura
<i>Élasticité</i>	
$G_0$	125
$\nu$	0.2
<i>Ligne d'état critique</i>	
$\Gamma$	0.983
$\lambda$	0.019
$M_{tc}$	1.28
<i>Plasticité</i>	
$N$	0.41
$\chi_{tc}$	4.4
$H_L$	300
$Z$	100

#### Notes

- La valeur du module de ramollissement cyclique  $Z$  a été expressément exagérée afin de tenter de percevoir un effet de la rotation de la direction des contraintes principales en triaxial cyclique.
- Les valeurs plus communes de  $Z$  se situent généralement entre 1 et 30.

Tableau B-10. Essai triaxial cyclique compression -extension de Ishihara et Towhata (1983), sable Toyoura, NorSand modifié

<b>Paramètres d'entrée</b>	<b>Sable Toyoura</b>
<i>Élasticité</i>	
$G_0$	125
$\nu$	0.2
<i>Ligne d'état critique</i>	
$\Gamma$	0.983
$\lambda$	0.019
$M_{tc}$	1.28
<i>Plasticité en chargement</i>	
$N$	0.41
$\chi_{tc}$	4.4
$H_L$	250
<i>Plasticité en déchargement</i>	
$H_U$	850
$H_W$	7
$W_0$	0.80

## B.4 Figures du Chapitre 5

Tableau B-11. Essais de cisaillement simple cyclique non drainé hypothétique (Figure 5-1), NorSand-aUL

Paramètres d'entrée	Sable hypothétique
<i>Élasticité</i>	
$G_0$	125
$\nu$	0.2
<i>Ligne d'état critique</i>	
$\Gamma$	1.22
$\lambda$	0.06
$M_{tc}$	1.40
<i>Plasticité en chargement</i>	
$N$	0.40
$\chi_{tc}$	3.5
$H_L$	50
<i>Anisotropie</i>	
$c$	5.7
$e_A$	0.10
$F_0$	0.45
<i>Plasticité en déchargement</i>	
$H_U$	70
$H_W$	25
$W_0$	0.85

Tableau B-12. Essais de cisaillement simple cyclique non drainé de Jefferies *et al.* (2015), sable Fraser River, NorSand-aUL

<b>Paramètres d'entrée</b>	<b>Sable Fraser River</b>
<i>Élasticité</i>	
$G_0$	125
$\nu$	0.2
<i>Ligne d'état critique</i>	
$a$	0.95
$b$	0.00062
$c$	0.81
$M_{tc}$	1.45
<i>Plasticité en chargement</i>	
$N$	0.41
$\chi_{tc}$	4.4
$H_L$	Voir le Tableau B-13
<i>Anisotropie</i>	
$c$	5.7
$e_A$	0.10
$F_0$	0.45
<i>Plasticité en déchargement</i>	
$H_U$	Voir le Tableau B-13
$H_W$	Voir le Tableau B-13
$W_0$	Voir le Tableau B-13

Tableau B-13. Paramètres complémentaires au Tableau B-12

<b>Essais</b>	$H_L$	$H_U$	$W_0$	$H_W$
FRS-3	60	700	0.95	5
FRS-5	60	800	0.90	5
FRS-8	45	600	0.88	5
FRS-9	45	600	0.91	5
FRS-13	90	550	0.75	3
FRS-15	90	550	0.75	3
FRS-16	90	500	0.75	3

Tableau B-14. Essais de cisaillement simple cyclique non drainé de Jefferies *et al.* (2015), sable Fraser River, NorSand original

<b>Paramètres d'entrée</b>	<b>Sable Fraser River</b>
<i>Élasticité</i>	
$G_0$	125
$\nu$	0.2
<i>Ligne d'état critique</i>	
$a$	0.95
$b$	0.00062
$c$	0.81
$M_{tc}$	1.45
<i>Plasticité en chargement</i>	
$N$	0.41
$\chi_{tc}$	4.4
$H_L$	Voir le Tableau B-15
$Z$	Voir le Tableau B-15

Tableau B-15. Paramètres complémentaires au Tableau B-14

<b>Essais</b>	<b><math>H_L</math></b>	<b><math>Z</math></b>
FRS-3	45	14.3
FRS-5	40	8.5
FRS-8	45	5.3
FRS-9	45	8.6
FRS-13	75	6.0
FRS-15	70	6.0
FRS-16	70	6.0

Tableau B-16. Essais de cisaillement simple cyclique non drainé de Kiyota *et al.* (2008), sable Toyoura, NorSand-aUL

Paramètres d'entrée	Sable Toyoura
<i>Élasticité</i>	
$G_0$	125
$\nu$	0.2
<i>Ligne d'état critique</i>	
$e_\Gamma$	0.983
$\lambda$	0.019
$M_{tc}$	1.28
<i>Plasticité en chargement</i>	
$N$	0.41
$\chi_{tc}$	4.4
$H_L$	305
<i>Anisotropie</i>	
$c$	5.7
$e_A$	0.10
$F_0$	0.45
<i>Plasticité en déchargement</i>	
$H_U$	Variable
$H_W$	20
$W_0$	Variable

### Notes

- Figure 5-16 :  $H_U = 900$ ,  $W_0 = 0.76$
- Figure 5-18 :  $H_U = 2000$ ,  $W_0 = 0.73$