



Titre: Comportement dynamique du sol pulvérulent "résidus miniers"
Title:

Auteur: Carlos Andrés Contreras Romero
Author:

Date: 2013

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Contreras Romero, C. A. (2013). Comportement dynamique du sol pulvérulent
Citation: "résidus miniers" [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].
PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/1254/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/1254/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Michael James
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

COMPORTEMENT DYNAMIQUE DU SOL PULVÉRULENT « RÉSIDUS MINIER »

CARLOS ANDRÉS CONTRERAS ROMERO

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DE MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

SEPTEMBRE 2013

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

COMPORTEMENT DYNAMIQUE DU SOL PULVÉRULENT « RÉSIDUS MINIERES »

présenté par : CONTRERAS ROMERO Carlos Andrés

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. SILVESTRI Vincenzo, Ph.D, président

M. JAMES Michael, Ph.D, membre et directeur de recherche

Mme LEAHY Denise, Dr. Ing., membre

DÉDICACE

À ma famille et Paola.

REMERCIEMENTS

Je voudrais remercier le Professeur Michael James pour l'encouragement et le soutien qu'il m'a apporté tout au long de mon parcours à l'École Polytechnique, pour tout son temps, son savoir et ses explications.

Je voudrais aussi remercier David Landry, ancien technicien du laboratoire de mécanique des sols de l'École Polytechnique, pour m'avoir aidé à réaliser mes essais correctement et à réparer tout ce que j'ai brisé. Je remercie également Monsieur André Ducharme technicien (retraité).

RÉSUMÉ

La réponse dynamique des résidus miniers provenant des roches dures a été étudiée en utilisant des essais triaxiaux cycliques soumis à une gamme de contraintes de confinement isotropes et anisotropes ($K_0=0.4$) variant de 100kPa à 400kPa, à des rapports de contrainte cyclique variant de 0,075 à 0,17 et à des fréquences de chargement de 0.2, 1.0 et 2.0 Hz. La méthode de préparation de l'échantillon développé par Poncelet (2012) a été utilisée pour simuler la déposition hydraulique et afin d'assurer la saturation des échantillons sans utiliser la méthode de contrepression. L'analyse des résultats indique que la résistance cyclique augmente avec la contrainte de consolidation pour des conditions de consolidation isotrope. Cependant, la résistance cyclique des résidus diminue légèrement avec l'augmentation de la contrainte de consolidation pour des conditions de consolidation anisotrope. La résistance cyclique a été légèrement affectée par la consolidation anisotrope, mais elle n'a pas été affectée par la fréquence de chargement.

En condition de consolidation isotrope, les résidus miniers ont eu une réponse dynamique variable ; plusieurs échantillons ont montré un comportement associé à la liquéfaction (perte de résistance très importante) tandis que d'autres ont montré un comportement associé à la mobilité cyclique (perte de résistance modérée). En condition de consolidation anisotrope, tous les échantillons ont eu une réponse associée à un phénomène de mobilité cyclique. L'état initial des échantillons par rapport à la ligne d'état limite ne permet pas d'établir si les échantillons seront sujets à liquéfaction ou à la mobilité cyclique. L'apparition de la liquéfaction ou de la mobilité cyclique dépendait du cheminement des contraintes (espace p' vs q), c'est-à-dire si celui-ci interceptait la ligne de transformation de phase.

La réponse non drainée postcyclique des résidus miniers $(S_u/\sigma'_{vc})_{\text{post-cyc}}$, montre des valeurs comprises entre 0.05 à 1.3. Pendant les essais de cisaillement postcyclique les faibles valeurs obtenues (0.05 à 0.3) correspondent à une réponse contractante (augmentation de la pression interstitielle), tandis que les valeurs plus hautes (0.85 à 1.3) correspondent à une réponse dilatante (diminution de la pression interstitielle).

ABSTRACT

The dynamic response of tailings from hard rock was studied using cyclic triaxial testing using a range of isotropic and anisotropic ($K_0=0.4$) confining stresses varying from 100 kPa to 400 kPa, CSR values varying from 0.075 to 0.17 and loading frequencies of 0.2, 1.0 and 2.0 Hz. The sample preparation method developed by Poncelet (2012) was used to simulate hydraulic deposition and to ensure saturation of specimens without the use back-pressure. Analysis of the results indicates that the cyclic resistance increased with increasing confining stress for isotropic consolidation. However, the cyclic resistance decreased slightly with increasing confining stress for anisotropic consolidation. The cyclic resistance was slightly affected by anisotropic consolidation but unaffected by the loading frequency.

For isotropic consolidation, the tailings have a variable dynamic response; several specimens exhibited a behavior associated with liquefaction (a very significant loss in shear strength) while others exhibited behavior associated with cyclic mobility (a moderate loss in shear strength). For anisotropic consolidation, all of the specimens had a response associated with cyclic mobility. The state of the samples with respect to the critical state line did not allow determination of whether the specimens would be subject to liquefaction or cyclic mobility. The occurrence of liquefaction or cyclic mobility was dependent if the path stress (space p' vs. q) reached the line of phase transformation phase.

The postcyclic response of specimens gave $(S_u/\sigma'_{vc})_{\text{post-cyc}}$ values between 0.05 to 1.3. The lower values (0.05 to 0.3) were associated with specimens that exhibited contractive behavior (porewater pressure increase), while the higher values (0.85 to 1.3) were associated with specimens that exhibited dilative post-cyclic behavior (porewater pressure decrease) during post-cyclic loading.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES	XIV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XX
LISTE DES ANNEXES	XXIII
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE.....	2
1.1 Les sols pulvérulents et les résidus miniers.	2
1.1.1 Les sols pulvérulents	2
1.1.2 Les résidus miniers	3
1.1.2.1 Propriétés physiques.....	3
1.1.2.2 Granulométrie.....	5
1.1.2.3 Densité relative des grains.....	5
1.1.2.4 Consolidation	6
1.1.2.5 Conductivité hydraulique	6
1.1.2.6 Paramètres de résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb.....	6
1.1.2.7 Paramètres non saturés	6
1.1.2.8 Indice de densité relative.....	6
1.2 Comportement contrainte-déformations de sols pulvérulents.....	7

1.2.1 Généralités.....	7
1.2.2 La théorie de l'état limite	7
1.2.2.1 Indice de vides critique	7
1.2.2.2 État limite	8
1.2.2.3 Paramètre d'état.....	11
1.2.2.4 Transformation de phase	11
1.2.2.5 État quasi limite.....	12
1.2.2.6 Liquéfaction statique	13
1.3 Comportement dynamique des sols.....	15
1.3.1 Méthodes d'évaluation en laboratoire	15
1.3.1.1 Essais triaxiaux.....	15
1.3.1.2 Essais en cisaillement simple	16
1.3.1.3 Essais sur la table sismique	17
1.3.1.4 Essai dans la centrifugeuse.....	18
1.3.2 Comportement dynamique général des sols pulvérulents	19
1.3.3 La liquéfaction et la mobilité cyclique	22
1.3.4 Facteurs d'influence sur le comportement dynamique d'un sol	25
1.3.4.1 Indice de densité relative	25
1.3.4.2 État de contraintes	25
1.3.4.3 Cisaillement réversible et non réversible	30
1.3.4.4 Distribution granulométrique et la forme des grains.....	33
1.3.4.5 Le contenu en particules fines non plastiques	33
1.3.4.6 La méthode de déposition et préparation des échantillons.....	34
1.3.4.7 Le degré de saturation et la contrepression.	35

1.3.4.8 L'indice de plasticité du sol	37
1.3.4.9 Le vieillissement	38
1.3.4.10 L'histoire du chargement	38
1.3.4.11 Fréquence de charge.....	39
1.3.5 Le comportement postcyclique	40
1.4 Évaluation du comportement dynamique des sols pulvérulents	44
1.4.1 Corrélation entre le comportement en laboratoire et in situ	44
1.4.2 Méthodes d'évaluation de la liquéfaction	46
1.4.2.1 Évaluation de la liquéfaction à partir des propriétés du sol	46
1.4.2.2 Méthodes d'évaluation de la liquéfaction in situ	48
1.4.2.3 Méthode simplifiée.....	51
1.5 Observations et effets de la liquéfaction des résidus miniers.....	54
1.5.1 Études de cas	54
1.5.2 Effets de la liquéfaction.....	54
1.6 Recherche sur le comportement dynamique des résidus miniers.....	55
Ishihara <i>et al.</i> , (1980)	55
Ishihara <i>et al.</i> , (1981)	56
Garga et McKay (1984)	57
Troncoso (1986)	58
Wijewickreme <i>et al.</i> , (2005).....	59
Riemer <i>et al.</i> , (2008)	60
James <i>et al.</i> , (2011)	61
Geremew <i>et al.</i> , (2012).....	62
1.7 Sommaire	63

CHAPITRE 2 MATÉRIAU, ÉQUIPEMENT ET MÉTHODOLOGIE DE LABORATOIRE	64
2.1 Source du matériau.....	64
2.2 Propriétés géotechniques des résidus miniers	65
2.2.1 Granulométrie.....	65
2.2.2 Densité relative des grains.....	66
2.2.3 Masses volumiques sèches	66
2.2.4 Paramètres de consolidation	67
2.2.5 Conductivité hydraulique	68
2.2.6 Classification du sol	70
2.3 Équipement.....	70
2.4 Méthodologie	71
2.4.1 Préparation des échantillons.....	72
2.4.2 Saturation	75
2.4.3 Consolidation	75
2.4.4 Essais triaxiaux en compression statique et cyclique.....	77
2.4.4.1 Essais triaxiaux en compression statique	77
2.4.4.2 Essais triaxiaux cycliques.....	81
2.4.4.3 Essais postcycliques	85
2.4.5 Détermination de l'indice des vides	86
2.5 Programme d'essais.....	86
2.5.1 Essais statiques.....	86
2.5.2 Essais cycliques.....	87
CHAPITRE 3 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX.....	89
3.1 Essais triaxiaux en compression non drainés	89

3.1.1 Résultats des essais en compression statique	89
3.1.2 Évaluation de résultats	93
3.2 Essais triaxiaux cycliques.....	96
3.2.1 Critère d'évaluation de la résistance cyclique.....	96
3.2.2 Essais sur les échantillons consolidés isotropiquement ($K_0=1.0$)	97
3.2.3 Essai sur un échantillon consolidé anisotropiquement ($K_i=0.4$)	105
3.2.4 Présentation des résultats des essais	109
3.3 Essais postcycliques	109
3.3.1 Évaluation du module de Young.....	112
CHAPITRE 4 ANALYSE DES RÉSULTATS	113
4.1 Essais statiques	113
4.2 Essais cycliques	114
4.3 Essais postcycliques	128
CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	130
BIBLIOGRAPHIE	132
ANNEXES	141

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 Valeurs des propriétés physiques et géotechniques des résidus miniers (tableau adapté de Bussière, 2007 et Qiu et Sego, 2001).....	4
Tableau 1- 2 Valeurs pour le facteur de correction de magnitude (tableau tiré de Youd <i>et al.</i> , 2001).....	52
Tableau 2- 1 Résumé de la distribution granulométrique de résidus	66
Tableau 2- 2 Masse volumique sèche maximale et minimale.....	66
Tableau 2- 3 Limite des paramètres des sols granulaires modelé de prédiction de Mbonimpa <i>et al.</i> , (2002).....	68
Tableau 2-4 Conductivité hydraulique saturé de résidus miniers	69
Tableau 2- 5 Paliers de consolidation	76
Tableau 2- 6 Programmation des essais statiques	86
Tableau 2- 7 Programmation des essais cycliques pour l'évaluation de l'influence de la pression de confinement	87
Tableau 2- 8 Programmation des essais cycliques pour l'évaluation de l'influence de la fréquence de charge	88
Tableau 2- 9 Programmation des essais cycliques pour l'évaluation de l'anisotropie.....	88
Tableau 3- 1 Paramètres du sol après consolidation des essais triaxiaux de compression	89
Tableau 3- 2 Paramètres du sol, des essais consolidés isotropiquement.....	97
Tableau 3- 3 Paramètres du sol, essai consolidé anisotropiquement	105
Tableau 4- 1 Résumé résultats essais triaxiaux cycliques.....	119
Tableau 4- 2 Équations du rapport de résistance cyclique CRR_{Triax}	123
Tableau 4- 3 Équations du rapport de résistance cyclique $CRR_{Terrain}$	125

Tableau 4- 4 Équations des différents auteurs du rapport de résistance cyclique $CRR_{Terrain}$	126
Tableau 4- 5 Résultats des essais postcycliques.....	128

LISTE DES FIGURES

Figure 1- 1 Taille de particules dans les sols, (figure adaptée de Mitchell et Soga, 2005).....	2
Figure 1- 2 Granulométrie des résidus miniers, (figure tirée de Bussièrre, 2007)	5
Figure 1- 3 Comportement drainée du sol à l'état lâche et dense : a) contrainte-déformation b) contrainte-indice de vides, (figure adaptée de Kramer,1996)	8
Figure 1- 4 Chemin du sol à la ligne d'état critique : a) échelle arithmétique b) échelle logarithmique, (figure adaptée de Kramer,1996)	8
Figure 1- 5 Réponse typique du sable au cisaillement non drainé a) contrainte-déformation-réponse pression interstitielle b) chemin de contrainte pour des échantillons de densité très lâche et lâche c) chemin de contrainte pour des échantillons de densité moyenne dense et dense (figure adaptée de Mitchell et Soga, 2005).....	9
Figure 1- 6 Ligne d'état limite e vs $\log p^{'}$: (a) Influence de l'état initial sur la ligne d'état limite (b) Influence de la préparation de l'échantillon sur la ligne d'état limite (figure tirée de Been, <i>et al.</i> , 1991).....	10
Figure 1- 7 Paramètre d'état (figure tirée de Mitchell et Soga ,2005)	11
Figure 1- 8 Ligne d'état limite et ligne de quasi-état limite (figure tirée de Mitchell et Soga ,2005)	12
Figure 1- 9 Réponse non drainée d'un échantillon à l'état lâche a) contrainte déviatrice vs Déformation axiale b) q vs $p^{'}$ c) pression interstitielle vs Déformation axiale d) Indice de vides vs pression de confinement (ligne état limite), (figure tirée de Kramer, 1996)	13
Figure 1- 10 Surface de liquéfaction a) chemin de contraintes et ligne d'état limite b) Ligne de rupture et surface de liquéfaction (figure tirée de Kramer, 1996).....	14
Figure 1- 11 Schéma d'une cellule triaxiale (figure tirée d'Ishihara, 1996)	16
Figure 1- 12 Schéma de l'essai du cisaillement simple (figure tirée d'Ishihara, 1996).....	17
Figure 1- 13 Schéma de l'essai sur la table sismique a) analyse unicouche b) inclusion de colonnes en pierre, (figure tirée de Adalier <i>et al.</i> , 2003).....	18

Figure 1- 14 Centrifugeuse, (figure tirée de Gonzalez <i>et al.</i> , 2004)	18
Figure 1- 15 Réponse non drainée d'un échantillon pour charge monotone et cyclique d'un sol contractant a) contrainte vs déformation b) chemin de contraintes (figure tirée de Kramer, 1996)	19
Figure 1- 16 Résultats des essais triaxiaux sur un sable à l'état lâche, (figure tirée de Holtz et Kovacs, 1991).....	21
Figure 1- 17 Résultats des essais triaxiaux sur un sable à l'état lâche, (figure tirée Grozic <i>et al.</i> , 2000).....	21
Figure 1- 18 Résultats des essais triaxiaux sur un sable à l'état dense, (figure tirée de Holtz et Kovacs, 1991).....	22
Figure 1- 19 Réponse de la déformation axiale-déviateur de contraintes et du chemin de contraintes, sous charge cyclique pour des échantillons à différentes densités relatives du sable de Toyoura a) état lâche b) état moyen dense c) état dense (figure tirée de Mitchell et Soga, 2005)	24
Figure 1- 20 Influence de la consolidation anisotrope a) contrainte-déformation b) chemin de contraintes (figure tirée de Vaid <i>et al.</i> , 2001).....	25
Figure 1-21 Facteur de correction pour le cisaillement statique initiale (figures tirées Seed 1983 et Seed et al 2003)	27
Figure 1-22 Effet de la pression de confinement dans la résistance à la liquéfaction des sables à de différentes densités relatives initiale (figure tirée de Vaid <i>et al.</i> , 1985).....	28
Figure 1-23 Facteur de correction pour l'effet de la pression de confinement (figures tirées Seed, 1983 et Seed <i>et al.</i> , 2003).....	29
Figure 1- 24 Condition de contraintes avant le séisme, (figure adapté de Yoshimine et Oh-Oka, 1975).....	30
Figure 1- 25 Combinaison du chargement cyclique, (figure tirée de Galandarzadeh and Ahmadi 2012).....	31
Figure 1-26 Comportement typique d'un sable à l'état moyen dense sous chargement cyclique a) $\tau_{st}=0$, b) $\tau_{st} < \tau_{cyc}$, c) $\tau_{st} > \tau_{cyc}$, (figure tirée de Rahhal et Lefebvre, 2000)	32

Figure 1- 27 Effet du degré de saturation sur la résistance cyclique, (figure tirée de Xia et Hu, 1991).....	36
Figure 1- 28 Effet de la contrepression sur la résistance cyclique, (figure tirée de Xia et Hu, 1991)	36
Figure 1- 29 Effet de la plasticité du sol sur la résistance cyclique, (figures tirées d’El-Hosri, 1984 et Ishihara, 1993)	37
Figure 1- 30 Effet du vieillissement sur la résistance cyclique, (figure tirée de Troncoso <i>et al.</i> , 1988).....	38
Figure 1- 31 Effet de l’histoire du chargement sur la résistance cyclique, (figure tirée de Ishihara <i>et al.</i> , 1978).....	39
Figure 1- 32 Effet de la fréquence de charge sur la résistance cyclique, (figure tirée de Yoshimine <i>et al.</i> , 1975 et Riemer <i>et al.</i> , 1994)	40
Figure 1- 33 Essai postcyclique a)Réponse postcyclique, b) Effet de la densité relative (Sivathayalan (1994)) (figure tirée de Vaid et Thomas, 1995; Sivathayalan, 1994)..	41
Figure 1- 34 Influence de la pression de confinement sur la réponse postcyclique pour ($\sigma'_3=0$) (figure tirée de Vaid et Thomas, 1995)	41
Figure 1- 35 Réponse postcyclique pour ($\sigma'_3\neq 0$) (figure tirée de Vaid et Thomas, 1995, et Sivathayalan, 1994)	42
Figure 1- 36 Caractérisation de la courbe postcyclique (figure tirée de Sivathayalan, 1994)	43
Figure 1- 37 Caractérisation de la courbe postcyclique (figure tirée de Shamoto et al., 1998)	44
Figure 1- 38 Évaluation empirique de la susceptibilité à la liquéfaction a) la méthode chinoise b) la méthode de Tokimatsu et Yoshimi, 1983 c) la méthode de Bray <i>et al.</i> , 2004 (figures adaptées de Andrews et Martin,2000 et Bray <i>et al.</i> , 2004).....	47
Figure 1- 39 Fuseau granulométrique pour les sols susceptibles à la liquéfaction (figure adaptée de Hunt, 1986; extraite de Poncelet, 2012)	47
Figure 1- 40 Calcul du rapport de résistance (CRR) pour un séisme de magnitude de 7.5 à partir du nombre de coups de l’essai SPT, (figure tirée de Youd <i>et al.</i> , 2001).....	48

Figure 1- 41 Calcul du rapport de résistance (CRR) pour un séisme de magnitude de 7.5 à partir de l'essai CPT, (figure tirée de Youd <i>et al.</i> , 2001).....	49
Figure 1- 42 Calcul du rapport de résistance (CRR) pour un séisme de magnitude de 7.5 à partir de l'essai mesure d'ondes de cisaillement, (figure tirée de Youd <i>et al.</i> , 2001).....	50
Figure 1- 43 Résistance à la liquéfaction de résidus miniers a) résidus miniers grossiers (sable) b) résidus miniers fins (silts) c) résidus miniers avec haute plasticité, (figure tirée de Ishihara et al., 1980)	56
Figure 1- 44 Résistance à la liquéfaction de résidus miniers a) influence de la plasticité b) influence de l'indice de vides, (figure tirée de Ishihara et al., 1981)	57
Figure 1- 45 Résistance à la liquéfaction de résidus miniers a) influence de la consolidation anisotrope b) influence de la taille de grains, (figure tirée de Garga et McKay, 1984)	58
Figure 1- 46 Résistance à la liquéfaction de résidus miniers, influence du contenu de fins non plastiques, (figure tirée de Troncoso, 1986).....	59
Figure 1- 47 Résistance des résidus miniers a) influence de la pression de confinement à la résistance à la liquéfaction b) résistance postcyclique, (figure tirée de Wijewickreme et al., 2005)	60
Figure 1- 48 Influence de la pression de confinement sur les résidus miniers a) réponse statique des échantillons b) résistance à la liquéfaction (figure tirée de Riemer <i>et al.</i> , 2008).	61
Figure 1- 49 Influence de la pression de confinement sur le résidu minier (figure tirée de James <i>et al.</i> , 2011).....	62
Figure 1- 50 Influence de l'indice de vides sur la résistance cyclique des résidus miniers (figure tirée de Geremew <i>et al.</i> , 2012)	63
Figure 2- 1 Localisation de la mine d'or Canadian Malartic, (figure tirée de Osisko.com)	64
Figure 2- 2 Granulométrie des résidus miniers	65
Figure 2- 3 Courbes de compactage (Proctor modifiée)	67
Figure 2- 4 Équipement utilisée (figure tirée de Poncelet, 2012)	71

Figure 2-5 Saturateur (figure tirée de Poncelet, 2012).....	72
Figure 2-6 Méthodologie de placement de résidus miniers dans le moule (figure tirée de Poncelet, 2012).....	73
Figure 2- 7 Schéma du montage de la pierre poreuse et l’embut supérieur (figure tirée de Poncelet, 2012).....	73
Figure 2- 8 Échantillon après démoulage.....	75
Figure 2- 9 Chemin de contraintes pour une consolidation isotrope et anisotrope.	77
Figure 2- 10 Cheminement de contraintes et ligne K_f (figure tirée de Head <i>et al.</i> , 1986)	79
Figure 2- 11 Enveloppe de Mohr et Ligne de rupture K_f (figure tirée de Das, 2006)	80
Figure 2- 12 État initiale et lors du cisaillement cyclique en condition anisotrope (figure adaptée de Ansejo, 2010).....	83
Figure 3- 1 Évolution de la contrainte déviatorique σ_D versus la déformation axiale ε	90
Figure 3- 2 Évolution de la pression interstitielle u versus la déformation axiale ε	91
Figure 3- 3 Évolution du rapport de la pression interstitielle r_u versus la déformation axiale ε	92
Figure 3- 4 Évolution de la contrainte principale σ_1 versus la déformation axiale ε	92
Figure 3- 5 Évolution de la contrainte principale σ_3 versus la déformation axiale ε	93
Figure 3- 6 Cheminement de contraintes	94
Figure 3- 7 Courbe d’état limite du résidu minier.....	95
Figure 3- 8 Contrainte déviatorique appliquée de l’essai TX-400-1-04	98
Figure 3- 9 Déformation axiale de l’échantillon de l’essai TX-400-1-04	99
Figure 3- 10 Variation de la pression interstitielle de l’essai TX-400-1-04.....	100
Figure 3- 11 Cheminement de contraintes essai TX-400-1-04	101
Figure 3- 12 Contrainte déviatorique appliquée de l’essai TX-200-1-03	102
Figure 3- 13 Déformation axiale de l’échantillon de l’essai TX-200-1-03	102

Figure 3- 14 Variation de la pression interstitielle de l'essai TX-200-1-03.....	103
Figure 3- 15 Cheminement de contraintes essai TX-200-1-03	104
Figure 3- 16 Contrainte déviatorique appliquée de l'essai TX-200-K0-1-03	106
Figure 3- 17 Déformation axiale de l'essai TX-200-K0-1-03.....	107
Figure 3- 18 Variation de la pression interstitielle de l'essai TX-200-K0-1-03	108
Figure 3- 19 Chemin de contraintes essai TX-200-K0-1-03	108
Figure 3-20 Essai postcyclique TXP-400-1-02 _{add2}	110
Figure 3-21 Essai postcyclique TXP-400-1-02.....	110
Figure 3-22 Cisaillement postcyclique.....	111
Figure 3-23 Cisaillement postcyclique.....	111
Figure 3- 24 Évaluation du module de Young postcyclique non drainée	112
Figure 3- 25 Évaluation du module de Young postcyclique drainée	112
 Figure 4- 1 Courbes moyenne d'état limite et de consolidation	114
Figure 4- 2 Relation entre état initial et état limite des essais cycliques.....	117
Figure 4- 3 Rapport de contraintes cycliques, influence de la pression de confinement ($K_0=1.0$)	120
Figure 4- 4 Rapport de contraintes cycliques, influence de l'anisotropie ($K_0=0.4$).....	121
Figure 4- 5 Rapport de contraintes cycliques, influence de la fréquence de charge	123
Figure 4- 6 Courbe de résistance cyclique en conditions du terrain	127

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a_{\max}	Accélération maximale horizontale à la surface du sol	$[m/s^2]$
A	Aire de la section de l'échantillon	$[mm^2]$
Ac	Aire de la section de l'échantillon après consolidation	$[mm^2]$
CPT	Test de pénétration au cône	
Cu	Coefficient d'uniformité (D_{60}/D_{10})	[-]
Cc	Coefficient de courbure	[-]
Cc	Indice de compression	[-]
CRR	Rapport de résistance cyclique	[-]
CSR	Rapport de contrainte cyclique	[-]
c_v	Coefficient de consolidation	$[m^2/s]$
D_{10}	Diamètre des grains à 10 % passant	$[mm]$
D_{30}	Diamètre des grains à 30 % passant	$[mm]$
D_{50}	Diamètre des grains à 50 % passant	$[mm]$
D_{60}	Diamètre des grains à 60 % passant	$[mm]$
D_r	Densité relative des grains	[-]
e	Indice des vides	[-]
E	Module de Young	$[MPa]$
f_s	Frottement latéral	$[kPa]$
F_c	Force au pic en compression	$[N]$
F_e	Force au pic en extension	$[N]$
g	Constante gravitationnelle	$[m/s^2]$
G	Module de cisaillement	$[MPa]$
ΔH	Déplacement dû au chargement	$[mm]$
H_c	Hauteur de l'échantillon après consolidation	$[mm]$
I_D	Indice de densité relative	$[\%]$
IL	Indice de liquidité	[-]
I_p	Indice de plasticité	[-]
K_c	Rapport entre la contrainte vertical et la contrainte horizontal	[-]
K_0	Coefficient des terres au repos	[-]
K_i	Rapport entre la contrainte horizontale et la contrainte vertical	[-]

K_α	Facteur de correction cisaillement initiale statique	[-]
K_σ	Facteur de correction de la pression de confinement	[-]
K_{sat}	Conductivité hydraulique saturée	[m/s]
n	Porosité	[-]
N	Nombre de cycles	[-]
p'	Moyennes des contraintes principales effectives	[kPa]
P_a	Pression atmosphérique	[kPa]
q	Contrainte déviatorique divisée par 2	[kPa]
q_c	Résistance à la pointe	[kPa]
r_d	Coefficient de réduction des contraintes selon la profondeur	[-]
r_u	Rapport de la pression interstitielle	[-]
SPT	Test de pénétration standard	
w_l	Limite de liquidité	[%]
w_{opt}	Teneur en eau optimale	[%]
w_p	limite de plasticité	[%]
u	Pression interstitielle	[kPa]
Δu	Surpression interstitielle	[kPa]
ΔV	Variation volumique	[cm ³]
V_0	Volume initial	[cm ³]
USCS	Système unifié de classification des sols	
ε_a	Déformation axiale	[%]
α	Relation entre la contrainte de cisaillement statique initial et la pression effective initiale	[-]
Φ'	Angle de frottement interne effectif	[°]
Ψ	Paramètre d'état	[-]
ψ'	Angle de la ligne de rupture Kf sur le graphique p-q	[°]
σ_N'	Contrainte normale intergranulaire ou effective	[kPa]
σ_v'	Contrainte effective verticale initiale	[kPa]
σ	Contrainte totale	[kPa]
σ_1	Contrainte totale principale majeure (axiale)	[kPa]
σ_3	Contrainte totale principale mineure (confinement)	[kPa]

σ'_1	Contrainte effective principale majeure (axiale)	[kPa]
σ'_3	Contrainte effective principale mineure (confinement)	[kPa]
σ_D	Contrainte déviatorique	[kPa]
$\Delta\sigma$	Différence de contrainte cyclique maximale	[kPa]
τ_{cyc}	Contrainte de cisaillement cyclique	[kPa]
τ_{moy}	Contrainte moyenne de cisaillement cyclique	[kPa]
τ_{st}	Contrainte de cisaillement statique initial	[kPa]
γ_d	Masse volumique sèche	[kg/m ³]
$\gamma_{d \text{ max}}$	Masse volumique maximale du matériau sec	[kg/m ³]

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 – Granulométrie des matériaux.....	141
Annexe 2 – Densité relative des grains.....	142
Annexe 3 – Paramètres de consolidation.....	144
Annexe 4 – Courbes de consolidation.....	146
Annexe 5 – Paramètre de Skempton lors de la consolidation.....	147
Annexe 6 – Essais cycliques détaillés.....	148
Annexe 7 – Essais postcycliques détaillés.....	196

INTRODUCTION

Les résidus miniers provenant de roches dures sont des silts sableux sans cohésion qui sont déposés typiquement de façon hydraulique. Le résultat de ceci est un dépôt lâche saturé qui est très susceptible à la liquéfaction statique ou sismique. La liquéfaction des résidus pendant les séismes se traduit par une perte de résistance et par l'apparition de charges supplémentaires sur les digues de rétention (Aubertin *et al.*, 2001 et James 2009). Donc, pendant les séismes, la plupart des défaillances des digues de rétention sont en partie attribuées à la liquéfaction des résidus miniers (ICOLD 2001).

La résistance cyclique des résidus peut être évaluée à l'aide des essais in situ ou en laboratoire. Les essais in situ prennent des mesures de l'état actuel des résidus, qui sont généralement sous-consolidés pendant les opérations de mise en place et pendant plusieurs années après la fermeture du parc. Les résultats des essais in situ pris pendant les opérations ou quelque temps après ne sont pas représentatifs des caractéristiques du résidu à long terme. Au laboratoire, les résidus sont consolidés avant l'essai cyclique; les résultats obtenus sont extrapolés aux conditions du terrain avec un degré de confiance raisonnable. Les résultats obtenus en laboratoire sont non conservateurs lorsqu'ils sont appliqués à des résidus sous-consolidés (lors des opérations) et peuvent être légèrement conservateurs lorsqu'ils sont appliqués à des résidus consolidés avec un degré de vieillissement (plusieurs années après la fermeture).

Un désavantage dans l'utilisation d'essais triaxiaux cycliques pour l'évaluation de la résistance cyclique des résidus est l'utilisation de la contrepression pour atteindre la saturation de l'échantillon ; Xia et Hu, (1991) ont démontré que l'utilisation de la contrepression a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction. La méthode de préparation des échantillons a aussi une influence significative sur la résistance cyclique (Mulilis *et al.*, 1977). Poncelet (2012) a développé une méthode de préparation des échantillons qui simule la déposition hydraulique et permet une saturation complète de l'échantillon sans utilisation de la contrepression.

Cette recherche présente l'étude en laboratoire de la réponse dynamique des résidus de la mine Canadian Malartic, située dans l'ouest du Québec. Cette étude consiste à réaliser les essais pour déterminer les propriétés de base et des essais triaxiaux en compression statiques, cycliques et postcycliques de ces résidus.

CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE

Le premier chapitre fait état de la théorie du comportement dynamique des sols pulvérulents (non cohérents). Les sujets traités seront : (i) les sols pulvérulents et les résidus miniers; (ii) le comportement contrainte-déformation des sols pulvérulents lors du cisaillement; (iii) le comportement dynamique des sols pulvérulents (la liquéfaction et la mobilité cyclique) et les facteurs qui contrôlent leur comportement; (iv) l'évaluation du comportement dynamique des sols pulvérulents; et (v) la recherche sur le comportement dynamique des résidus miniers.

1.1 Les sols pulvérulents et les résidus miniers

1.1.1 Les sols pulvérulents

La minéralogie, la formation et la méthode de déposition sont les facteurs principaux qui contrôlent la granulométrie et le comportement des sols. La classification des sols se fait à partir de la taille de particules (figure 1-1).

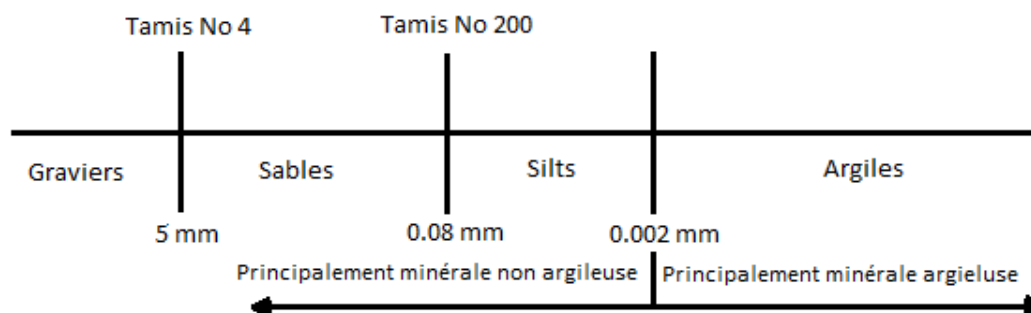


Figure 1- 1 Taille de particules dans les sols (figure adaptée de Mitchell et Soga, 2005)

Un deuxième facteur pour la classification des sols est la plasticité. Ce paramètre est déterminé à partir des limites d'Atterberg. Les sols granulaires sans particules fines sont des matériaux non plastiques. Les sols fins peuvent être plastiques ou non plastiques en fonction de leur activité minéralogique (selon le type et la quantité d'argile).

Le comportement des sols non plastiques est contrôlé par l'interaction mécanique (frottement) des particules alors que le comportement des sols plastiques est contrôlé par l'interaction mécanique (frottement) et la minéralogie (cohésion) des particules.

Les sols non plastiques (et non cohérents) sont appelés des sols pulvérulents, par exemple les graviers, les sables sans argile et les silts non plastiques.

La résistance au cisaillement des sols pulvérulents est caractérisée par un angle de frottement et une cohésion nulle; ainsi, la résistance au cisaillement est exprimée de la façon suivante par rapport aux paramètres de Mohr-Coulomb :

$$\tau = \sigma'_N * \tan \phi'$$

Où	σ'_N	Contrainte effective normale	[1-1]
	τ	Résistance au cisaillement	
	ϕ'	Angle de frottement interne effectif	

1.1.2 Les résidus miniers

Les principaux déchets solides produits lors de l'exploitation minière comprennent la roche stérile et les rejets du concentrateur. La roche stérile est la roche sans valeur économique excavée pour atteindre le minerai. Elle est composée de fragments de roche d'une granulométrie fine à grossière. Les rejets du concentrateur sont le résultat de la roche broyée dont ont été extraites les substances ayant une valeur économique. Ils sont composés de particules à granulométrie fine. Les caractéristiques du rejet du concentrateur dépendent de la roche-mère (minéralogie) et de la manière dont la roche est traitée dans le concentrateur (granulométrie et angularité).

Habituellement, les rejets du concentrateur (résidus miniers) sont transportés sous forme de boue et ils sont déposés hydrauliquement dans un parc à résidus. Le dépôt obtenu se trouve dans un état lâche et est saturé. Il est donc très sensible à la liquéfaction statique ou dynamique.

1.1.2.1 Propriétés physiques

Bussière (2007) a fait une compilation des données des propriétés géotechniques des résidus miniers de roches dures de vingt-deux mines canadiennes (treize au Québec). Qiu et Sego (2001) ont également montré les propriétés des résidus miniers de différentes origines. La déposition des rejets se fait typiquement depuis la couronne de la digue qui forme le parc à résidus. Ces résidus se trouvent sous forme d'une boue dont le pourcentage de matières solides varie entre 25 et 45 %.

La ségrégation des particules est matérialisée par deux zones; la première est une plage de particules grossières proche du point de décharge et la deuxième est une zone formée par les particules fines transportées par l'eau (Bussière, 2007). Le résumé des propriétés des deux sources énoncées est présenté dans le tableau 1-1 et il tient compte également en compte la caractérisation de la fraction la plus grossière.

Tableau 1-1 Valeurs des propriétés physiques et géotechniques des résidus miniers
(tableau adapté de Bussière, 2007 et Qiu et Sego, 2001)

Paramètres	Bussière (2007)		Qiu et Sego (2001)			
	Canada	Québec	Cuivre	Or	Charbon	CT
D ₁₀ (mm)	0.001 à 0.004	0.001 à 0.006	0.016	0.005	0.001	0.003
D ₆₀ (mm)	0.01 à 0.05	0.01 à 0.08	0.153	0.054	0.06	0.204
C _u	8 à 18	10 à 30	9.4	10.8	45.8	75.6
Passant 0.002 mm (%)	5 à 14	4 à 20	1.3	5.3	22.5	8.9
Passant 0.08 mm (%)	70 à 97	60 à 100	31.3	81.3	66.4	21.2
w _{opt} (%)	10 à 20					
γ _{d max} (kN/m ³)	14.6 à 20.1					
Limite de liquidité W _L	<40		-	-	40	-
Limite de plasticité W _p	0 à 15		-	-	16	-
Classification USCS	ML	ML ou SM	SM	ML	CL	SM
Densité relative des grains Dr	2.6 à 2.9 (minerai dans veines de quartz) 2.9 à >4.5 (résidus sulfureux)		2.75	3.17	1.94	2.6
	Résidus ML	Résidus SP				
C _c (Indice de compression)	0.05 à 0.3	0.05 à 0.3	0.056 à 0.094	0.083 à 0.156	0.37 à 0.396	0.271 à 0.319
C _v (cm ² /s)	0.001 à 0.1	0.1 à 100	0.007 à 0.0033	0.004 à 0.025	0.0004 à .0054	.00009 à .0026
K _{sat} (cm/s)	10 ⁻⁴ à 10 ⁻⁶	10 ⁻² à 10 ⁻⁴	4.5 ⁻⁵ à 9.8 ⁻⁵	2.7 ⁻⁵ à 6.7 ⁻⁵	4 ⁻⁷ à 1.1 ⁻⁵	2.2 ⁻⁷ à 6.3 ⁻⁷
Ψ _a (kPa)	10 à 70	5 à 12.5	5	6	18	6
Ψ _r (kPa)	550 à 800	<300				
C' (kPa)	0	0	0	0	10	3
φ'	30 à 42	30 à 42	34	33	32	30
C (kPa)	0 à 100	0 à 100				
φ	14 à 25	14 à 25				

1.1.2.2 Granulométrie

La figure 1-2 et le tableau 1-1 montrent que les différents rejets miniers étudiés par Bussière (2007) présentent un pourcentage de fines (particules <0.08 mm) qui varie entre 70 % et 100 %. Ce pourcentage en fines est le même obtenu par Qiu et Sego (2001) pour les résidus provenant de l'extraction de l'or. Toutefois, dans les résidus provenant de l'extraction du cuivre le contenu de particules fines est plus faible. Aubertin *et al.*, (2002) mentionnent aussi que le pourcentage de particules fines pour les mines de roches dures du Québec varie souvent entre 70 % et 90 %. En ce qui concerne la plasticité, les rejets du tableau 1-1 n'ont pas de plasticité ou sont légèrement plastiques. Selon Aubertin *et al.*, (2002), l'indice de plasticité des roches dures est généralement inférieur à 10 % ou nul, mais il varie avec la minéralogie. En ce sens, pour le cas des roches dures, les rejets miniers peuvent être classifiés comme silts de faible plasticité ou non plastiques, ou sables silteux.

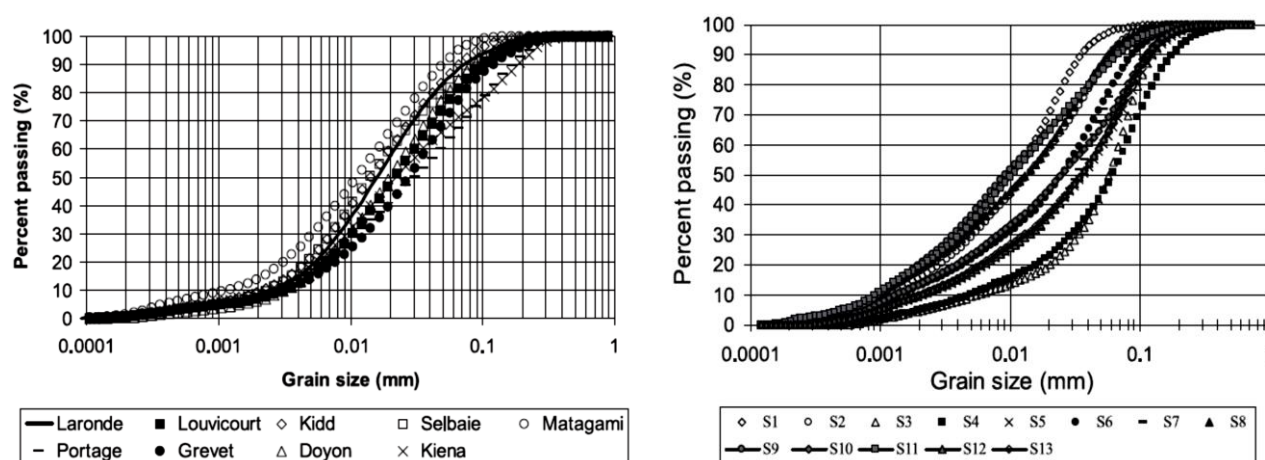


Figure 1- 2 Granulométrie des résidus miniers des roches dures (figure tirée de Bussière, 2007)

1.1.2.3 Densité relative des grains

La densité relative de grains, D_r , pour les roches dures peut varier entre 2.6 et plus que 4 (Bussière, 2007), et la valeur dépend de la minéralogie de la roche. Les valeurs de densité relative des grains de roches dures sont souvent élevées quand elles sont comparées aux densités relatives des sols naturels qui varient entre 2.6 et 2.9 (Bell, 1993 et Das, 2006).

1.1.2.4 Consolidation

L'indice de compressibilité C_c varie entre 0.05 et 0.30. Le coefficient de consolidation C_v varie entre 0.001 et 0.1 cm²/s pour la fraction fine et 0.1 cm²/s et plus pour la fraction grossière (Bussière, 2007). Ces paramètres de consolidation varient avec l'indice de vides (Aubertin *et al.*, 2002)

1.1.2.5 Conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique saturée des rejets miniers pour la fraction fine varie entre 1x10⁻⁴ et 1x10⁻⁶ cm/s et pour la fraction grossière, elle varie entre 1x10⁻² à 1x10⁻⁴ cm/s. La conductivité hydraulique pourrait varier selon l'indice des vides (Aubertin, 2002) comme dans le cas des paramètres de consolidation.

1.1.2.6 Paramètres de résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb

L'angle de frottement effectif, ϕ' , pour les roches dures varie entre 30° et 42° et la cohésion effective c' pour les roches dures est zéro ou presque nulle. Vick (1983) a montré que l'angle effectif a tendance à diminuer avec l'augmentation de la contrainte de confinement, allant de 40° pour de faibles contraintes à 29° pour des contraintes élevées. Typiquement, les valeurs varient de 30 à 37°. Bussière (2007) mentionne que les résidus miniers ont un angle de frottement, ϕ' , qui pourrait dépasser celle des sables et silts par 6°. Cette valeur est due principalement à l'angularité prononcée des particules.

1.1.2.7 Paramètres non saturés

La pression de l'entrée d'air des rejets miniers varie entre 5 et 70 kPa pour la fraction fine, et entre 5 et 13 kPa pour la fraction grossière; ceci montre que les rejets commencent à se désaturer sous une faible succion. La succion résiduelle pour la fraction fine varie entre 550 et 800 kPa et pour la fraction grossière, elle est inférieure à 300kPa (Bussière, 2007).

1.1.2.8 Indice de densité relative

La déposition hydraulique permet d'obtenir un indice de densité relative, I_D , faible, généralement moins de 50 %. La consolidation subséquente mène à une augmentation de l'indice de densité avec le temps.

1.2 Comportement contrainte-déformations de sols pulvérulents

1.2.1 Généralités

Le comportement en cisaillement des sols pulvérulents peut être évalué à partir des essais au laboratoire en conditions drainées ou non drainées.

Lors du cisaillement drainé (volume variable, pression interstitielle constante), dans un sol lâche (figure 1-3a) l'augmentation de la déformation engendrera une variation du déviateur qui se traduira par une diminution de l'indice de vides (contraction), comme le montre la figure 1-3b. Dans un sol dense (figure 1-3a), l'augmentation de la déformation engendrera une variation du déviateur qui se traduira par une diminution de l'indice de vides (dilatation), comme le montre la figure 1-3b.

Dans les essais en conditions non-drainées, le volume du sol étant constant, la tendance à vouloir changer de volume de l'échantillon se traduira par une variation de la pression interstitielle. Alors, si un sable à l'état lâche est soumis au cisaillement, il aura tendance à se contracter, engendrant une augmentation de la pression interstitielle, ce qui produira une diminution de la contrainte effective. Si le sable est à l'état dense, au début du cisaillement, il aura tendance à se contracter engendrant une augmentation de la pression interstitielle pour ensuite atteindre le point de transformation de phase où le sol aura tendance à se dilater. Dès que les pressions interstitielles commencent à dissiper, les contraintes effectives augmentent.

1.2.2 La théorie de l'état limite

1.2.2.1 Indice de vides critique

Un sol, indépendamment de son état initial (dense ou lâche), soumis au cisaillement drainé à une pression de confinement identique, aura tendance à conserver le même indice de vides à grandes déformations (Casagrande, 1936, cité par Holtz et Kovacs, 1991).

Dans les deux états de densité initiale d'un sol, la valeur du déviateur atteinte est similaire et constante pour un indice de vides spécifique appelé « indice de vides critique ». Cet indice de vides caractérise un état unique du sol qui s'appelle l'état critique. À l'état critique, le sol soumis

à une contrainte constante peut continuer à se déformer sans changer de volume. La résistance du sol à l'état critique est la résistance ultime.

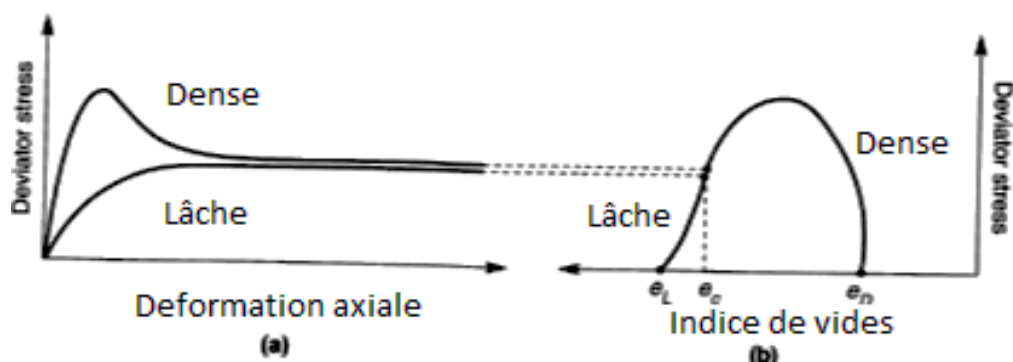


Figure 1- 3 Comportement drainé du sol à l'état lâche et dense :

a) contrainte-déformation b) contrainte vs indice de vides (figure adaptée de Kramer, 1996)

À partir de plusieurs essais, Casagrande, (1936), cité par Kramer (1996), a déduit que l'indice de vides critique pour un sol donné était uniquement lié à la pression de confinement effective et il a également défini graphiquement la ligne d'état critique. Cette ligne permet de déterminer la limite entre l'état qui représente le comportement contractant et l'état dilatant d'un sol, tel qu'illustré dans la figure 1-4.

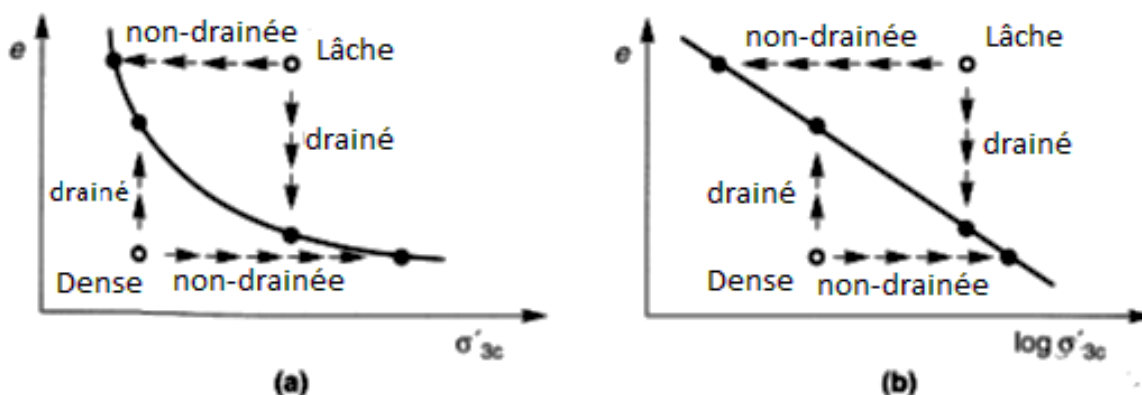


Figure 1- 4 Cheminement du sol à la ligne d'état critique : a) échelle arithmétique b) échelle logarithmique (figure adaptée de Kramer, 1996)

1.2.2.2 État limite

L'état limite « *steady state* » est défini comme le point où le sol continue à se déformer sans changer de volume et que la valeur du déviateur des contraintes ne change pas. Saladen et

Handford (cités dans Been *et al.*, 1991) remarquent que l'identification de l'état limite n'est pas toujours simple et bien marquée.

Dans la figure 1-5, il est possible de voir le comportement d'un sol pulvérulent soumis à un cisaillement non drainé à différents états de densité : l'état lâche, l'état moyen dense et l'état dense. La première réaction de tous les échantillons est contractante et elle est caractérisée par l'augmentation du déviateur et de la pression interstitielle.

Les sols à l'état très lâche et lâche présentent, après la chute du déviateur, un point où le sol commence à se déformer sans qu'il y ait de changement de la contrainte déviatorique. À ce moment sur le diagramme des pressions d'eau, l'excès des pressions interstitielles commence à rester constant. Ce point caractérise l'état limite.

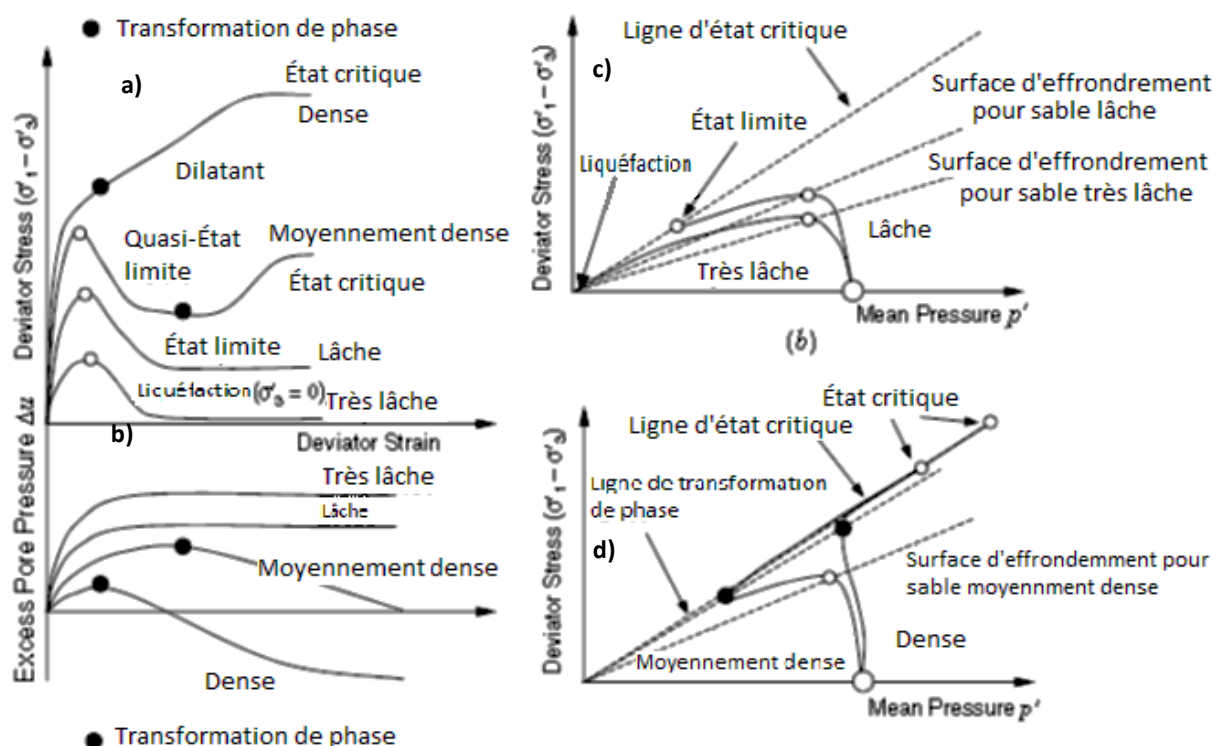


Figure 1- 5 Réponse typique du sable au cisaillement non drainé a) contrainte-déformation b) réponse pressions interstitielles c) cheminement de contrainte pour des échantillons de densité très lâche et lâche d) cheminement de contrainte pour des échantillons de densité moyenne dense et dense (figure adaptée de Mitchell et Soga, 2005)

Dans l'allure du sol moyennement dense après la chute du déviateur, la contrainte déviatorique montre un plateau qui pourrait être confondu avec l'état limite, mais si on regarde dans le

diagramme de pression d'eau en excès, il est possible de remarquer qu'à ce point, le sol commence à changer son comportement de l'état contractant à l'état dilatant et il n'a pas atteint l'état limite. Ce plateau est appelé état quasi limite. À une plus grande déformation, le déviateur augmente et par la suite reste constant et c'est à ce point qu'on trouve l'état limite. Cependant, dans le diagramme des pressions interstitielles, il est impossible de voir la stabilisation de la pression interstitielle comme le cas du sol à l'état lâche.

Dans le cas du sol dense, il faut attendre une grande déformation pour que le déviateur reste constant et pour que le sol atteigne l'état limite. Cependant, si on regarde le diagramme de pression interstitielle, celui-ci n'est pas encore stable, comme le cas du sable moyennement dense.

À partir d'une série d'essais à différentes pressions de confinement, la courbe d'état limite du sol pourrait être construite. En outre, il est possible de tracer cette courbe soit, à partir d'essais drainés ou non drainés, ou à partir d'une combinaison des deux (figure 1-6a), ou encore une combinaison de techniques de préparation (figure 1-6b) parce que celle-ci n'a pas d'influence sur les résultats (Been *et al.*, 1991; Poulos *et al.*, 1985; Ishihara, 1993)

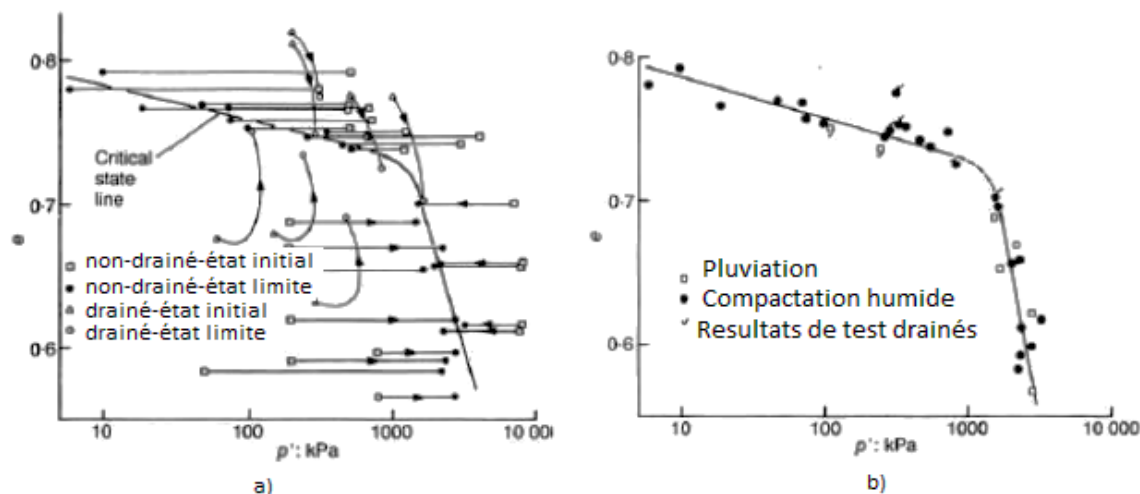


Figure 1- 6 Ligne d'état limite e vs $\log p'$: (a) Influence de l'état initial sur la ligne d'état limite
(b) Influence de la préparation de l'échantillon sur la ligne d'état limite (figure tirée de Been, *et al.*, 1991)

Castro (1975) et Castro et Poulos (1977) indiquent que l'indice de vides à l'état limite est le même que l'indice de vides critique donné par Casagrande (1936). Been *et al.*, (1991) remarquent

que l'état critique et l'état limite sont les mêmes, et que pour les sables, la petite différence est attribuée à la méthode de prise de mesures.

1.2.2.3 Paramètre d'état

Roscoe et Pooroshasb (1963) établissent que le comportement du sol pulvérulent dépend plus de la position relative par rapport à la ligne d'état limite que de la mesure de densité. Kramer (1996) a décrit que le comportement d'un sol se trouvant dans deux conditions initiales différentes et qui sont à la même distance de la ligne doit être similaire. Been *et al.*, (1986) donnent la définition suivante du paramètre d'état : « *Le paramètre d'état est une mesure quantitative de l'état d'un sable qui combine l'effet de l'indice des vides et de la contrainte effective d'une manière unique pour chaque sable* », donc le paramètre d'état est défini comme suit:

$$\psi = e - e_{ss} \quad [1-2]$$

où e est l'indice de vides correspondant à l'état du sol et e_{ss} est l'indice de vides correspondant sur la ligne d'état limite à la même condition de contraintes (figure 1-7). Quand ce paramètre est positif, le sol a un comportement contractant et dans les cas où ce paramètre est négatif, le sol a un comportement dilatatant.

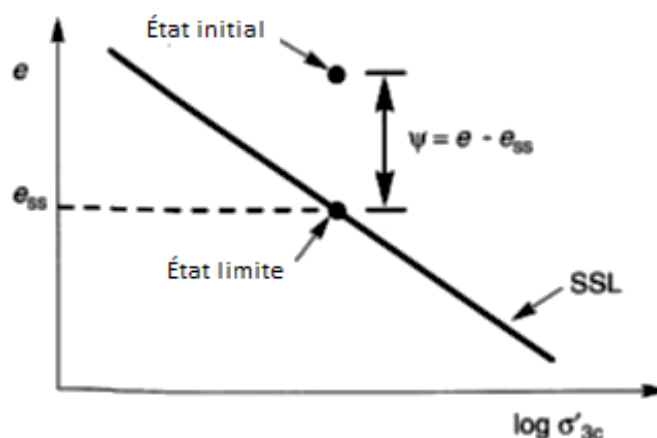


Figure 1- 7 Paramètre d'état (figure tirée de Mitchell et Soga ,2005)

1.2.2.4 Transformation de phase

Dans la figure 1-5b, il est possible de voir que pour le sol moyennement dense et le sol dense, la pression interstitielle au début du cisaillement augmente (densification du matériau) jusqu'à

atteindre sa valeur maximale. À partir de ce point, elle diminue graduellement. Ishihara *et al.*, (1975) ont identifié cette particularité et ils l'ont appelé phase de transformation où le sol change de comportement contractant à dilatatant. D'autres auteurs tels que Been *et al.*, (1991), Mitchell *et al.*, (2005), Ishihara (1993) et Vaid *et al.*, (2000) montrent que la pente de la ligne de la transformation de phase dans le diagramme de cheminement de contraintes (figure 1-5d) est quasi identique à la ligne d'état critique.

1.2.2.5 État quasi limite

Dans le cas du sol moyennement dense, sur le diagramme de cheminement de contraintes (figure 1-5d), on aperçoit l'existence d'un point de résistance minimale qui ne correspond pas à l'état limite. Ce point représente la contrainte minimale de cisaillement atteinte par le matériau; ce point est appelé par Alarcon-Guzman *et al.*, (1988) « état quasi limite » et par Ishihara (1993) « écoulement avec liquéfaction limitée ». Dans le sol lors du cisaillement, d'abord des déformations avec un comportement contractant se produisent (augmentation de pression interstitielle) jusqu'à atteindre un minimum relatif de la contrainte déviatorique (phase de transformation), suivi alors par un comportement dilatatant où le sol commence à reprendre de nouveau une résistance et progresse vers l'état limite. L'état quasi limite peut également être observé dans des échantillons lâches à faibles contraintes de confinement (Yoshimine, 1999). Dans le plan e versus p' (figure 1-8), on peut remarquer que la ligne d'état quasi limite se trouve très proche de la ligne d'état limite.

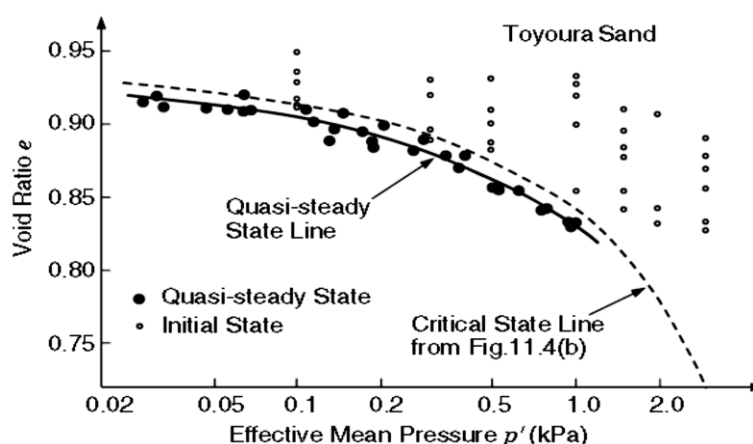


Figure 1- 8 Ligne d'état limite et ligne d'état quasi limite
(figure tirée de Mitchell et Soga ,2005)

1.2.2.6 Liquéfaction statique

Dans un sol pulvérulent saturé contractant, la liquéfaction statique est liée à la génération de pressions interstitielles en excès, dû à une charge statique non drainée suffisamment grande pour conduire le sol à l'état limite, ce qui peut donner comme résultat une déformation excessive (Holtz et Kovacs, 1981; Mitchell et Soga, 2005).

La liquéfaction d'un sable sous charge statique est caractéristique des sables lâches contractants et a été mise en évidence par Castro (1969). La figure 1-9 montre le comportement typique d'un sable contractant saturé soumis à un chargement non drainé. Dans le diagramme (a) de la contrainte de cisaillement, q , versus la déformation axiale, ε_1 , la résistance de l'échantillon augmente jusqu'à atteindre un pic de résistance qui se produit pour de faibles déformations (point B). Après, le pic de résistance un radoucissement très rapide se produit. La résistance de l'échantillon se stabilise à une valeur faible (point C) et constante (état limite). Dans le diagramme du cheminement des contraintes (b), on peut identifier la valeur maximale du déviateur (point B), après ce point dû à la perte de résistance, le chemin continue avec une tendance vers l'origine. Dans le diagramme (c) de la pression interstitielle, u_{excess} , versus la déformation axiale, ε_a , la pression interstitielle augmente jusqu'à atteindre un pic de résistance (point B) puis continue à augmenter, mais à une 'vitesse' moins élevée pour se stabiliser à l'état limite (point C). Dans le diagramme (d) de l'indice de vides, e , versus la pression de confinement, σ'_3 , on peut identifier la valeur maximale du déviateur (point B), après ce point dû à la perte de résistance, le chemin continue avec une tendance vers l'origine.

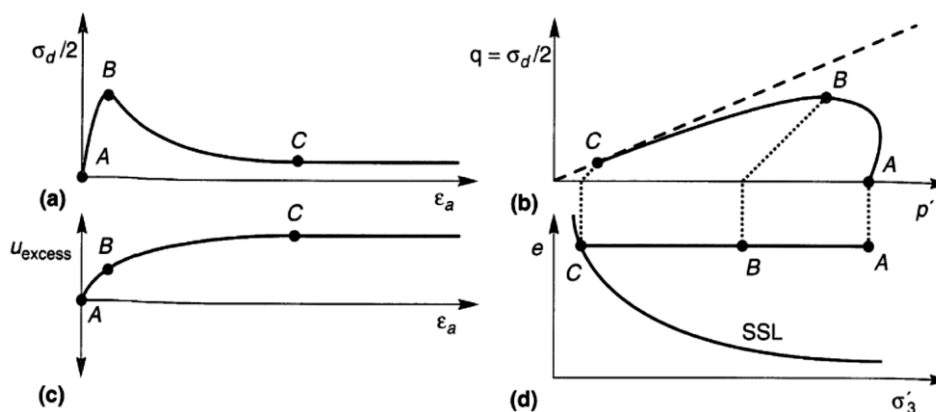


Figure 1- 9 Réponse non drainée d'un échantillon à l'état lâche a) contrainte déviatrice vs déformation axiale b) q vs p' c) pression interstitielle vs déformation axiale d) Indice de vides vs pression de confinement (ligne état limite), (figure tirée de Kramer, 1996)

Le diagramme de la pression interstitielle (c) montre l'augmentation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale. Dans ce diagramme la pression interstitielle augmente rapidement jusqu'au pic de résistance (point B) puis continue à augmenter, mais à une 'vitesse' moins élevée pour se stabiliser à l'état limite (point C).

Le diagramme de la ligne d'état limite (d) montre l'état initial du sable (point A). On peut voir qu'avec l'augmentation de la pression interstitielle, la ligne se déplace vers la gauche; premièrement vers le point B et par la suite jusqu'à la ligne d'état limite (point C). Sous une charge externe ou sous son poids propre, la déformation du sol peut être illimitée (écoulement comme un fluide). Ce comportement s'appelle la liquéfaction.

Si plusieurs essais sont faits pour un indice des vides initial identique, mais à différentes pressions de confinement, on peut obtenir la figure 1-10a. Étant donné que tous les échantillons ont le même indice des vides initial, tous vont tendre à atteindre le même point d'état limite. Les échantillons C, D, E ont une marque avec un « X » sur la figure 1-10a qui correspond au point de résistance maximale à partir duquel le sol commence à être instable entraînant l'initiation de la liquéfaction (point B, figure 1-9). Si ces points sont reliés, on trouve la ligne qui définit le début du comportement instable qui correspond à l'initiation de la liquéfaction du sol. Les échantillons A et B ne présentent pas le point (B) d'instabilité en raison de leur comportement dilatant et ils atteignent l'état limite sans présenter ce point. Pourtant, si le cheminement de contraintes est en dessous du point de l'état limite, il n'aura pas de liquéfaction statique. Pour définir la ligne d'initiation de la liquéfaction « *Flow Liquefaction Surface ou FLS* », il faut limiter la ligne au point de l'état limite (figure 1-10b) (Alarcon-Guzman *et al.*, 1988; Kramer, 1996).

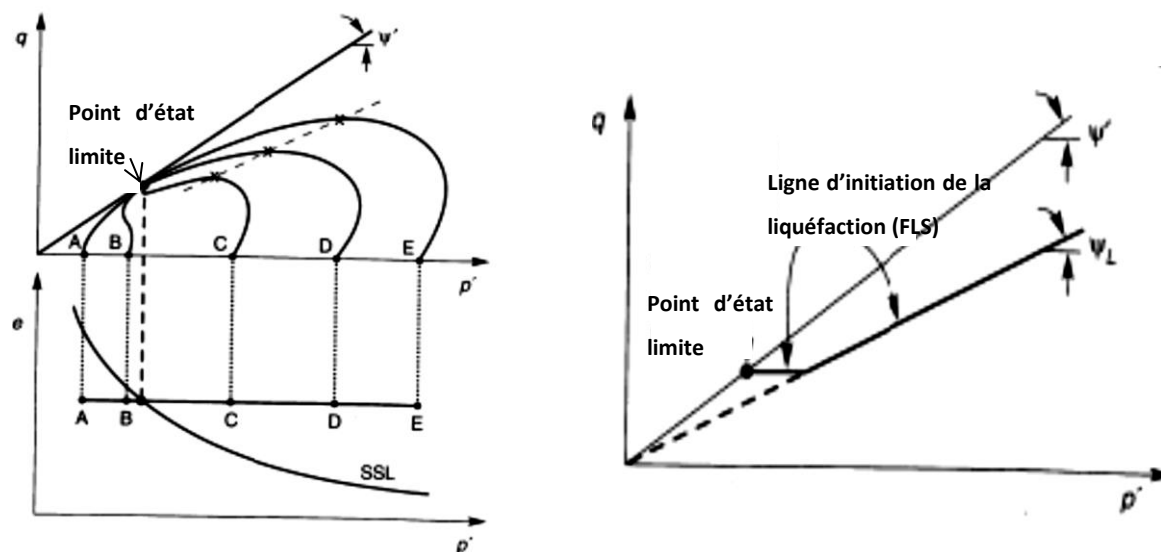


Figure 1- 10 Surface de liquéfaction a) chemin de contraintes et ligne d'état limite b) Ligne de rupture et surface de liquéfaction (figure tirée de Kramer, 1996)

1.3 Comportement dynamique des sols

1.3.1 Méthodes d'évaluation en laboratoire

Le comportement dynamique des sols peut être étudié en utilisant différentes techniques d'essai, les plus couramment utilisées sont : la cellule triaxiale et le cisaillement simple. Il existe d'autres essais moins courants comme la table sismique, la centrifugeuse ou l'essai en colonne résonante qui permet de déterminer les propriétés du sol pour un faible niveau de déformation. Les essais cycliques en cellule triaxiale, en cisaillement simple, sur la table sismique et dans la centrifugeuse seront décrits ci-dessous; pour des informations sur l'essai en colonne résonante, on peut consulter Kramer (1996).

1.3.1.1 Essais triaxiaux

Dans une cellule triaxiale (figure 1-11), l'échantillon cylindrique est à l'intérieur d'une membrane fermée aux extrémités inférieure et supérieure par des embouts. Dans le système, l'échantillon du sol peut être consolidé de façon isotrope ou anisotrope. La charge cyclique est appliquée de façon axiale et peut être configurée de manière à contrôler les déformations ou les forces. La charge appliquée cause une contrainte de cisaillement qui crée un plan de rupture dans l'échantillon à un angle de $45^\circ + \phi'/2$ mesuré à partir de l'horizontal. Le degré de saturation a une forte influence sur la résistance à la liquéfaction. Pour saturer l'échantillon, on utilise la contrepression ou comme c'est le cas de cette recherche, une méthode de préparation des échantillons qui permet d'obtenir des échantillons saturés sans que la contrepression soit nécessaire. Typiquement, les échantillons ont un diamètre de 50 mm avec un rapport hauteur/diamètre de 2.0 à 2.5.

L'essai triaxial est l'essai conventionnel le plus communément utilisé en laboratoire et dans la plupart des recherches. Cependant, l'essai triaxial a certains désavantages : il ne peut pas simuler les conditions de contrainte qu'induisent la plupart des ondes sismiques. De plus, si la condition K_0 est imposée, il y a des contraintes de cisaillement initiales induites.

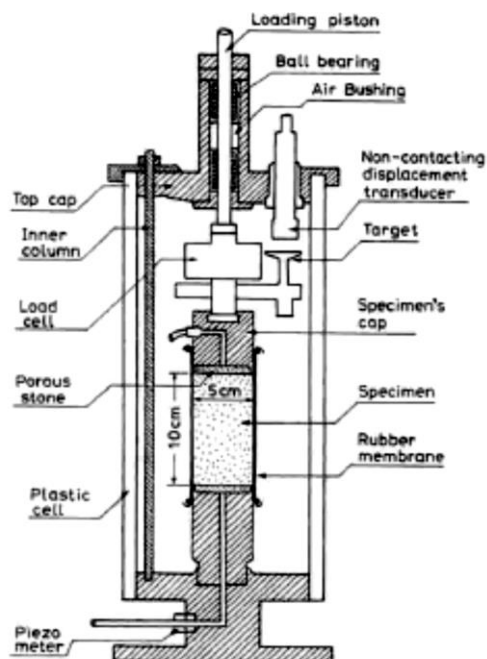


Figure 1- 11 Schéma d'une cellule triaxiale (figure tirée d'Ishihara, 1996)

1.3.1.2 Essais en cisaillement simple

L'essai en cisaillement simple simule avec une meilleure précision les conditions de contraintes d'un séisme que l'essai triaxial (Kramer, 1996). En effet les contraintes imposées par l'essai de cisaillement simple sont très similaires à celles induites par un séisme, incluant la rotation de contraintes principales (Finn, 1985).

Dans l'essai de cisaillement simple, l'échantillon de sol est placé à l'intérieur d'une membrane en caoutchouc cylindrique (qui peut être renforcée avec du fils d'acier) placée dans un moule rigide. Quand le moule est enlevé, une charge verticale est appliquée pour consolider l'échantillon et arriver à la condition K_0 . Dans cet appareil, le chargement cyclique horizontal peut être appliqué à déformation contrôlée ou à charge contrôlée. L'essai est fait à volume constant, donc les plateaux supérieur et inférieur ne peuvent se déplacer verticalement. L'appareil ne permet pas de mesurer les pressions interstitielles, cette mesure doit être déduite de la variation de la contrainte verticale. Typiquement, les échantillons ont un diamètre de 70 mm et ont une hauteur variant de 20 à 25 mm.

Cet appareil a certains désavantages. Il ne permet pas de consolider l'échantillon à une pression de consolidation différente de K_0 (Kramer, 1996; James, 2009). Récemment, des modifications ont été apportées à l'appareil pour faire des consolidations anisotropes différentes de K_0 .

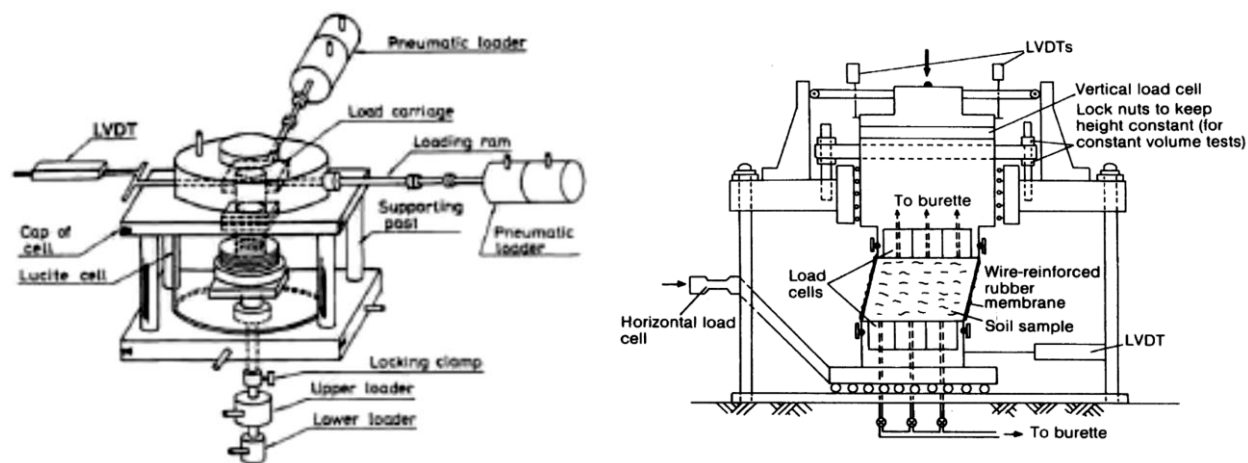


Figure 1- 12 Schéma de l'essai du cisaillement simple (figure tirée d'Ishihara, 1996)

1.3.1.3 Essais sur la table sismique

Cet essai consiste à placer le sol dans une boîte qui peut être construite avec des parois rigides ou flexibles. Lors de l'essai, le fond de la boîte est soumis à un mouvement horizontal cyclique d'une fréquence et d'une amplitude connues. Le mouvement peut être fait selon un seul axe, mais certaines configurations autorisent le mouvement selon deux axes horizontaux. La taille des boîtes d'essai varie entre un mètre jusqu'à une dizaine de mètres. Cependant, pour éviter l'effet des parois, le rapport entre la longueur de la direction du mouvement et la hauteur de l'échantillon doit être de 10 :1 (DeAlba *et al.*, 1975).

Comme les essais sur la table sismique sont faits à plus grande échelle, ils peuvent simuler d'une meilleure façon le comportement du sol et permettent d'évaluer des aspects comme la stratification des couches, l'hétérogénéité et les alternatives d'amélioration du comportement dynamique du sol, par exemple les colonnes en pierre (figure 1-13b) (Sasaki et Taniguchi, 1982; Adalier *et al.*, 2003).

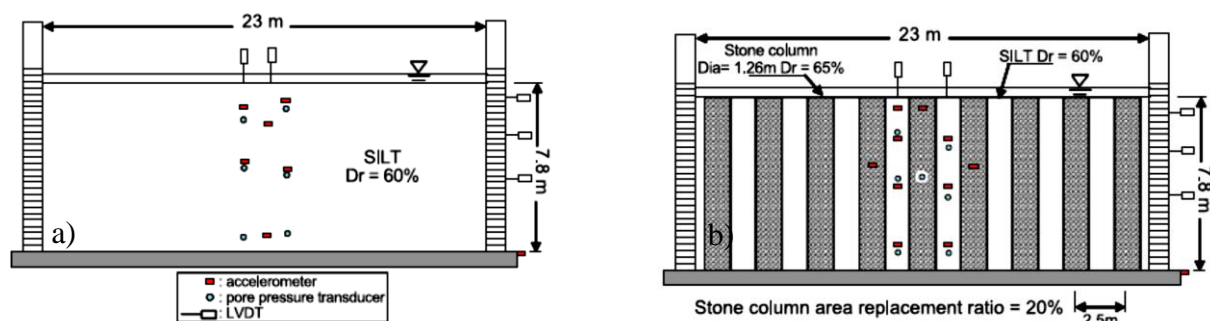


Figure 1- 13 Schéma de l'essai sur la table sismique a) analyse unicouche b) inclusion de colonnes en pierre (figure tirée de Adalier *et al.*, 2003)

1.3.1.4 Essai dans la centrifugeuse

L'essai dans la centrifugeuse consiste à augmenter le champ gravitationnel par rotation (figure 1-14) jusqu'à atteindre les conditions d'accélération désirées. Une fois que les conditions sont atteintes, un mouvement à la base de l'échantillon est appliqué. Le modèle fonctionne par lois d'échelles, il est donc possible de tester des échantillons de petite taille et d'extrapoler ceux-ci pour une plus grande échelle. Le principal désavantage est que l'accélération générée par la rotation n'est pas la même dans tout l'échantillon. Plusieurs auteurs comme Adalier et Elgamal (2002), Brennan et Madabhushi (2005) et Gonzalez *et al.*, (2004) ont étudié la liquéfaction dans la centrifugeuse.

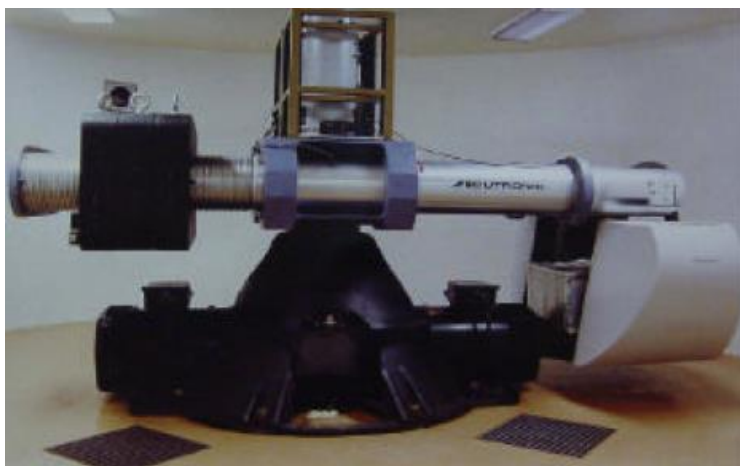


Figure 1- 14 Centrifugeuse (figure tirée de Gonzalez *et al.*, 2004)

1.3.2 Comportement dynamique général des sols pulvérulents

La charge pour atteindre la ligne d'initiation de la liquéfaction (FLS) et le point d'état limite dans un sol contractant peut être monotone ou cyclique.

La figure 1-15 montre un sol contractant en état d'équilibre au point A où le cisaillement statique est supérieur à la résistance à l'état limite. Le chemin AB représente l'effet de la charge monotone statique qui est suffisante (point B) pour amener le sol au FLS. Le chemin AD représente l'effet de la charge cyclique suffisante pour amener le sol au FLS. À partir du point B ou D, le sol migre vers le point d'état limite où une déformation excessive peut se produire sans charge additionnelle. Bien que le sol sous chargement monotone n'atteigne pas au même point que sous chargement cyclique, ils atteignent tous les deux la ligne d'initiation de la liquéfaction. Vaid et Chern (1985) ont conclu lors de leur étude que l'initiation de la liquéfaction est indépendante du type de chargement.

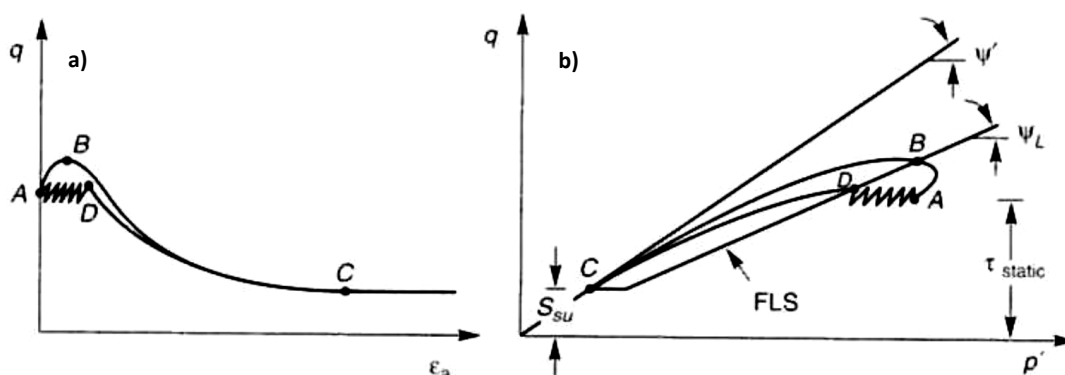


Figure 1- 15 Réponse non drainée d'un sol contractant pour une charge monotone et une charge cyclique a) contrainte vs déformation b) cheminement des contraintes
(figure tirée de Kramer, 1996)

Quand un sol pulvérulent saturé est soumis à un chargement cyclique (sols lâches ou denses) qui ne permet pas la dissipation des pressions interstitielles à cause de la vitesse du chargement ou la faible perméabilité du sol, il y aura une génération de pressions interstitielles en excès à cause de la tendance du sol à se densifier, ce qui diminuera la contrainte effective dans la même proportion; et en même temps, il y aura le développement de déformations.

Les figures 1-16 et 1-17 montrent un sable lâche au comportement contractant dans un essai triaxial cyclique où le sol a eu un comportement associé à la liquéfaction. La déformation axiale

des échantillons (figure 1-16a et 1-17b) est faible, presque nulle, jusqu'au neuvième et vingt-septième cycle de charge respectivement; au-delà de ce nombre de cycles, les échantillons atteignent subitement une déformation respective d'environ 13 % et 25 %. En ce qui concerne la pression interstitielle (figure 1-16b) dès le début du chargement cyclique, il y a une augmentation à chaque cycle de charge, au neuvième cycle de charge la pression interstitielle est très proche de la pression de confinement et au cycle suivant la pression interstitielle atteint la pression de confinement. La figure 1-17c montre la contrainte de confinement effective (σ'_3) en fonction du nombre de cycles de charge où avec l'incrément du cycle de charge, il y a une diminution de la contrainte (augmentation de la pression interstitielle). Néanmoins au vingt-septième cycle, la contrainte de confinement n'est pas proche de zéro, celle-ci devient nulle quelques cycles plus tard. La figure 1-17a nous montre le signal du déviateur qui est relativement constant dès le premier cycle de charge jusqu'au vingt-septième cycle de charge où le déviateur subit une chute substantielle (perte de résistance de l'échantillon). Dans les échantillons qui ont un comportement associé à la liquéfaction, au moment où l'échantillon devient instable de grandes déformations se développent, il y a une perte élevée de résistance et la pression interstitielle peut ou non atteindre la valeur de la pression de confinement.

La figure 1-18 montre un sable dense au comportement dilatant dans un essai triaxial cyclique où le sol a un comportement associé à la mobilité cyclique. La déformation de l'échantillon (figure 1-18a) est faible presque nulle jusqu'au dixième cycle de charge où l'échantillon commence à se déformer progressivement avec l'augmentation du nombre de cycles de charge. En ce qui concerne la pression interstitielle (figure 1-18b) dès le début du chargement cyclique, il y a une augmentation à chaque cycle de charge. Au dixième cycle de charge, la pression interstitielle est égale à environ la moitié de la pression de confinement, mais avec l'augmentation du nombre de cycles la pression interstitielle peut atteindre la pression de confinement.

Il est alors possible de conclure que si un échantillon est soumis au chargement cyclique, que des déformations se produisent soudainement et que l'échantillon présente une perte élevée de résistance, le comportement de cet échantillon peut être associé à la liquéfaction; tandis que quand les déformations se produisent de façon progressive et que l'échantillon ne montre qu'une légère perte de résistance, le comportement de cet échantillon peut être associé à la mobilité

cyclique. Du point de vue de la pression interstitielle, il n'y a pas de différenciation entre les deux types de comportements.

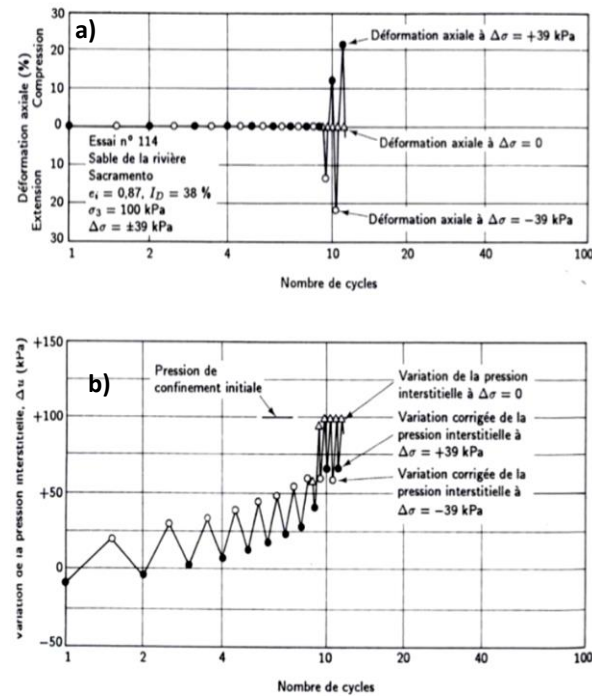


Figure 1- 16 Résultats des essais triaxiaux sur un sable à l'état lâche,
(figure tirée de Holtz et Kovacs, 1991)

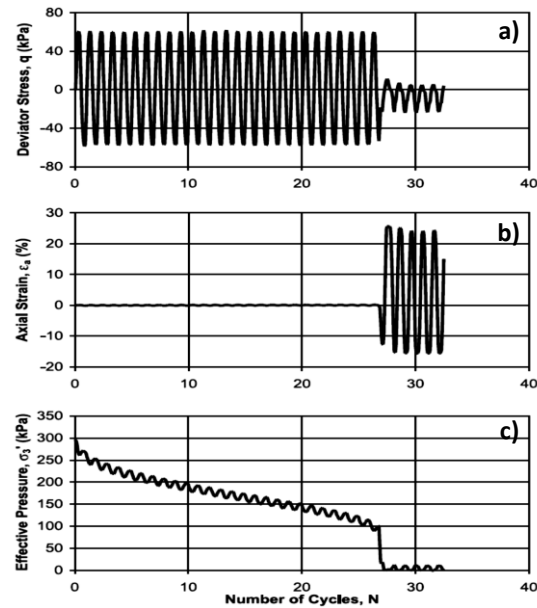


Figure 1- 17 Résultats des essais triaxiaux sur un sable à l'état lâche,
(figure tirée Grozic *et al.*, 2000)

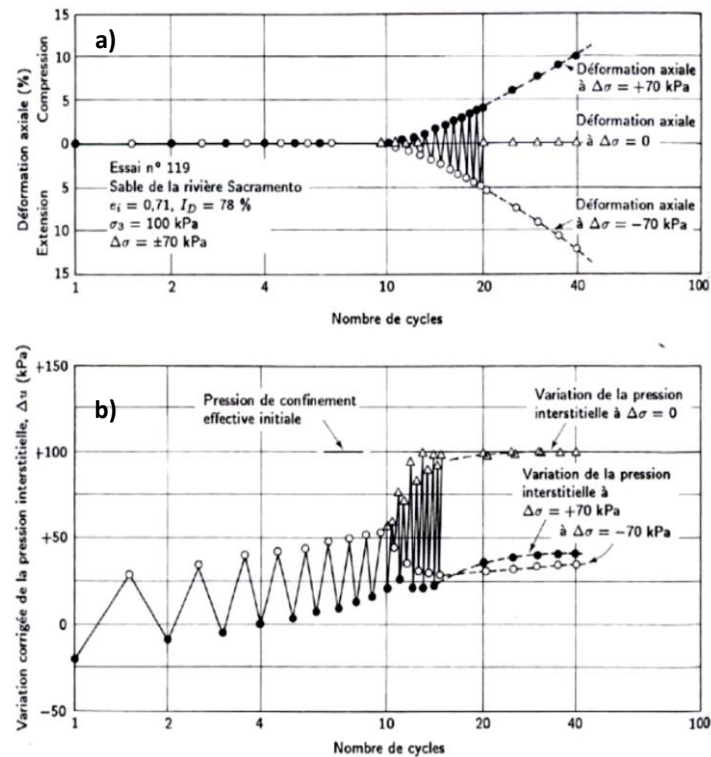


Figure 1- 18 Résultats des essais triaxiaux sur un sable à l'état dense,
(figure tirée de Holtz et Kovacs, 1991)

Les sables moyennement denses soumis au chargement cyclique (figure 1-19b) ont au début de l'initiation de la liquéfaction un comportement qui peut être associé à la liquéfaction, cependant, une fois que l'échantillon dépasse l'état quasi limite le comportement peut être associé à la mobilité cyclique; ce type de comportement est appelé liquéfaction limitée.

1.3.3 La liquéfaction et la mobilité cyclique

En ingénierie, le terme liquéfaction est utilisé de façon générique et il n'a pas de distinction faite entre le comportement associé à la liquéfaction « flow liquefaction » et à la mobilité cyclique.

La figure 1-19 montre le comportement d'un sable sous charge cyclique dans un essai triaxial non drainé, à une amplitude et une fréquence constantes pour différentes densités relatives : lâche, moyenne et dense.

La figure 1-19a montre le comportement d'un échantillon lâche. Au début de l'essai, le sol présente de faibles déformations, mais à partir d'un nombre de cycles déterminé, le sol atteint la ligne FLS où le déviateur ne peut pas être maintenu et diminue continuellement jusqu'à atteindre

l'état limite avec une contrainte effective égale ou proche de zéro engendrant de grandes déformations (liquéfaction).

La figure 1-19b montre le comportement d'un échantillon moyen dense. Au début de l'essai, le sol présente de faibles déformations, mais à partir d'un nombre de cycles déterminé, le sol atteint la ligne FLS où le déviateur diminue jusqu'à atteindre l'état quasi limite (transformation de phase) et développe une grande déformation qui est suivie d'une nouvelle augmentation du déviateur pour continuer à se déformer sans atteindre l'état limite (liquéfaction limitée).

La figure 1-19c montre le comportement d'un échantillon dense. Au début de l'essai, le sol présente de faibles déformations, mais à partir d'un nombre de cycles déterminé, le sol atteint la ligne de transformation de phase et la déformation augmente graduellement sans que l'échantillon atteigne l'état limite (mobilité cyclique).

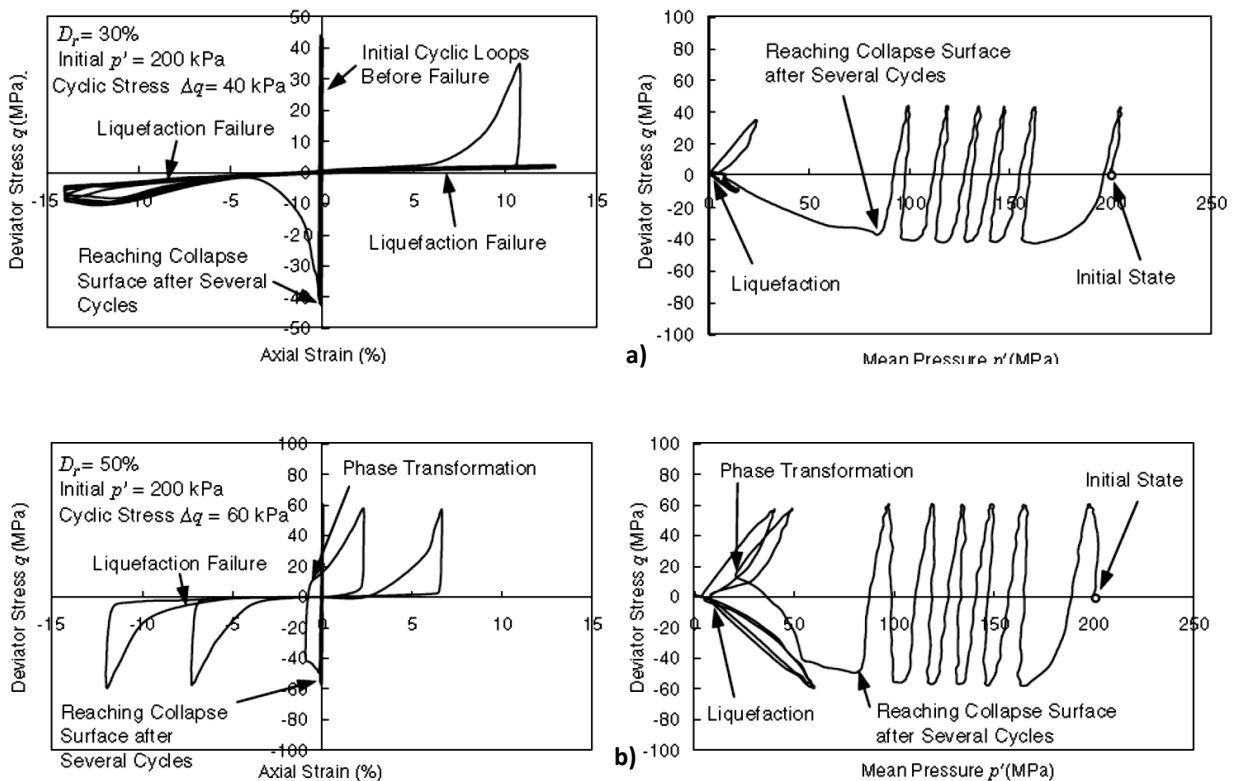


Figure 1- 19 Réponse de la déformation axiale-déviateur des contraintes et du cheminement de contraintes, sous charge cyclique pour des échantillons de sables de Toyoura ayant des densités relatives différentes : a) état lâche, b) état moyennement dense, c) état dense

(figure tirée de Mitchell et Soga, 2005)

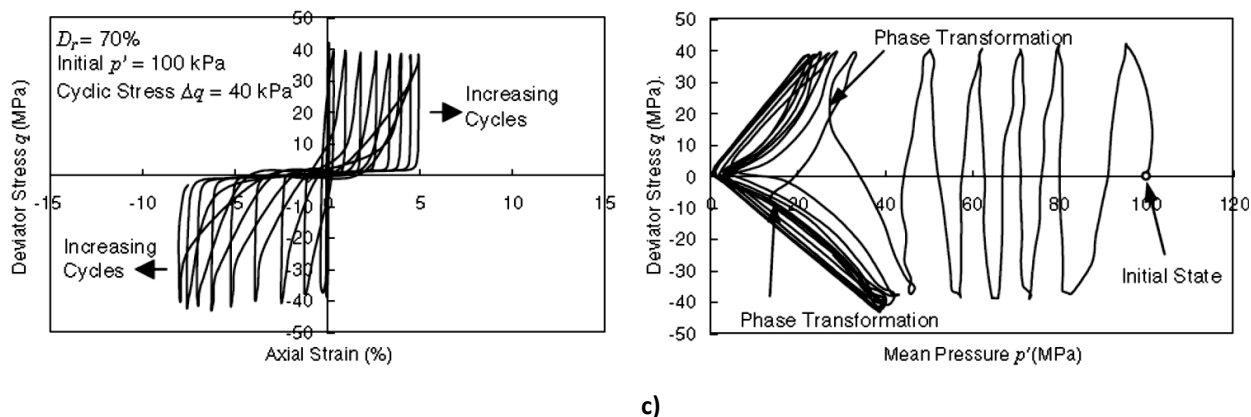


Figure 1- 19 (suite) Réponse de la déformation axiale-déviateur des contraintes et du cheminement de contraintes, sous charge cyclique pour des échantillons de sables de Toyoura ayant des densités relatives différentes : a) état lâche, b) état moyennement dense, c) état dense (figure tirée de Mitchell et Soga, 2005)

Les schémas précédents montrent les différentes réponses de la déformation en prenant en compte si le sol développe la liquéfaction, la liquéfaction limitée ou la mobilité cyclique. À partir du cycle où se déclenche la liquéfaction, l'échantillon lâche présente une grande augmentation de la déformation (liquéfaction). L'échantillon de densité moyenne présente une augmentation substantielle de la déformation, mais avec l'augmentation du nombre de cycles, le sol continue à se déformer, mais de manière graduelle (liquéfaction limitée). L'échantillon dense présente une déformation faible au début du chargement et à un nombre de cycles déterminé, la déformation augmente graduellement sans que l'échantillon n'atteigne l'état limite (mobilité cyclique). Les échantillons qui ont un comportement associé à la liquéfaction montrent une perte substantielle de résistance, tandis que les échantillons ayant un comportement associé à la mobilité cyclique n'ont pas de perte de résistance significative.

L'apparition de la liquéfaction ou de la mobilité cyclique est basée sur l'état initial du sol (contractant ou dilatant tel que défini à la section 1.2.2.3), du cheminement de contraintes du sol et de leur interception avec la ligne de transformation de phase. Généralement, pendant le cisaillement cyclique les sols contractants restent sous l'état contractant et sont sujets à la liquéfaction. Les sols initialement dilatants peuvent atteindre la ligne de transformation de phase (ou non) pendant le cisaillement cyclique. Entre chaque cycle de charge, le cheminement de contraintes varie entre la zone contractante et la zone dilatante.

1.3.4 Facteurs d'influence sur le comportement dynamique d'un sol

Il y a plusieurs facteurs qui peuvent modifier le comportement dynamique d'un sol. Les principaux facteurs sont : l'indice de densité relative, l'état de contrainte, le cisaillement réversible ou non réversible, la distribution granulométrique, la forme des grains, la proportion de particules fines non plastiques, la méthode de déposition et de préparation des échantillons, le degré de saturation et l'utilisation de la contrepression, l'indice de plasticité du sol, le vieillissement, l'histoire de chargement et la fréquence de charge. L'effet de chacun de ces facteurs sera discuté ci-dessous

1.3.4.1 Indice de densité relative

Généralement, la résistance à la liquéfaction (résistance au cisaillement cyclique du sol pour un nombre de cycles, CRR) des sols augmente avec l'augmentation de l'indice de densité relative, I_D .

1.3.4.2 État de contraintes

L'état de contrainte peut être analysé de deux façons :

Le rapport de la consolidation anisotrope et le cisaillement initial statique

L'état initial du sol dépend de l'indice de vides e , la contrainte de confinement σ'_3 , la contrainte de cisaillement initiale, τ_{st} , et le rapport de consolidation, $K_c = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$. Vaid *et al.*, (2000, 2001), montrent à la figure 1-20 (sur la figure $K_c=1, 1.25, 1.5$ et 2.0) l'effet de la consolidation anisotrope sur le comportement du sol.

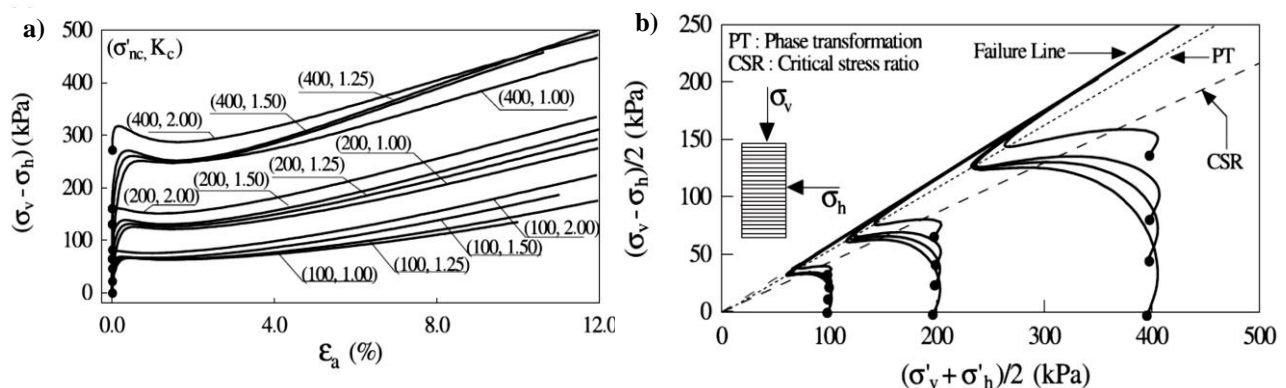


Figure 1- 20 Influence de la consolidation anisotrope : a) contrainte-déformation, b) cheminement de contraintes (figure tirée de Vaid *et al.*, 2001)

La figure 1-20a montre que la résistance augmente avec l'augmentation du K_c . Cependant, un incrément de la pression de confinement (figure 1-20b) à K_c constant ou un incrément de K_c à pression de confinement constante favorise le ramollissement de l'échantillon, malgré l'augmentation de densité de l'échantillon. À la figure 1-20b, on peut aussi remarquer que pour tous les états initiaux du sol, il y a une ligne unique FLS et une ligne unique de transformation de phase, TP.

En ce qui concerne l'influence de K_c sur la résistance cyclique, les résultats de différents auteurs varient quant à savoir si elle augmente ou diminue en raison du cisaillement statique initial. Vaid et Chern (1985) mentionnent que si la liquéfaction se produit, la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation du cisaillement statique et au contraire, elle augmente si la mobilité cyclique se développe. Vaid et Chern (1983) et Vaid et Finn (1979) mentionnent que la résistance à la liquéfaction peut augmenter ou diminuer en fonction de la densité relative, la contrainte de cisaillement statique et la définition de la liquéfaction. Yoshimine *et al.*, (1975 et 1978) indiquent que la résistance à la liquéfaction reste la même ou diminue avec l'augmentation du cisaillement statique. Hosono et Yoshimine (2008) affirment que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation du cisaillement statique et l'augmentation du rapport de consolidation, K_c .

Hosono et Yoshimine (2008) ont réalisé des essais dans une cellule triaxiale à différents niveaux de cisaillement statique initiaux, en compression et en extension, mais aussi des essais en cisaillement simple en « hollow cylindrical torsional shear apparatus ». Ce type de cisaillement simple permet d'évaluer de façon indépendante l'effet de différents états de consolidation initiaux K_c et de différents niveaux de cisaillement statique initial, $\alpha = \frac{\tau}{p'}$, ce qui n'est pas possible sur des essais triaxiaux. Selon les résultats obtenus, dans une cellule triaxiale, l'augmentation de la contrainte de cisaillement statique augmente la résistance à la liquéfaction pour des échantillons lâches comme denses. Les essais faits en cisaillement simple montrent que l'augmentation du cisaillement statique et du rapport de consolidation augmente la résistance à la liquéfaction.

Hosono et Yoshimine (2008) concluent que l'incrément de résistance à la liquéfaction dû au cisaillement statique en compression dans l'essai du cisaillement simple est de 75 % à 85 % de celui obtenue par la cellule triaxiale, mais aussi que cette réduction dépend de la densité du matériau.

Facteur de correction K_α , effet du cisaillement initial statique

Seed (1983) a proposé le facteur de correction, K_α , pour inclure l'effet du cisaillement statique sur la résistance à la liquéfaction:

$$CSR_{(\alpha=\alpha)} = CSR_{(\alpha=0)} * K_\alpha \quad [1-7]$$

où $CSR_{(\alpha=\alpha)}$: Rapport de résistance cyclique pour une valeur donnée de α ,

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v}$$

K_α : Facteur de correction,

$$K_\alpha = \frac{CSR_{\alpha>0}}{CSR_{\alpha=0}}, \quad [1-8]$$

α : Relation entre le cisaillement initial statique et la pression effective initiale, et

$$\alpha = \frac{\tau}{p'}, \text{ dans un essai triaxial } \alpha = \frac{\sigma'_{11} - \sigma'_{33}}{\sigma'_{11} + \sigma'_{33}}. \quad [1-9]$$

La figure 1-21a proposée par le même auteur (Seed, 1983) présente la corrélation entre α et K_α ; dans cette corrélation, le facteur de correction augmente quand le cisaillement statique augmente. Cette figure a connu de nombreux ajustements afin d'en améliorer la compréhension de l'influence du cisaillement statique jusqu'à obtenir la figure 1-21b présentée par Seed *et al.*, (2003). Dans cette figure, selon la densité relative du sol, I_D , et le niveau de cisaillement statique, α , le facteur de correction, K_α , a une valeur plus grande ou plus faible que l'unité.

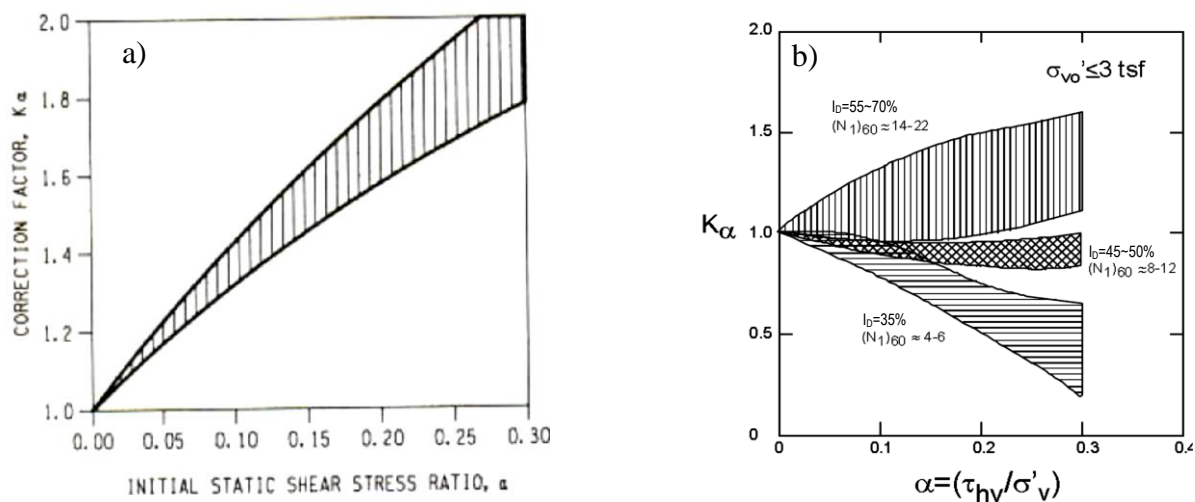


Figure 1-21 Facteur de correction pour le cisaillement statique initial
(figures tirées Seed 1983 et Seed et al 2003)

Facteur de correction K_σ , effet de la pression de confinement

Différents essais de laboratoire montrent qu'un incrément de la pression de confinement augmente la résistance à la liquéfaction, mais cette relation n'est pas linéaire (Youd *et al.*, 2001). Seed (1983) propose le facteur de correction, K_σ , pour inclure l'effet de la profondeur du sol sur la résistance à la liquéfaction :

$$CSR = CSR_{(\sigma'_c=1 \text{ atm})} * K_\sigma \quad [1-10]$$

où CSR : Rapport de résistance cyclique à une pression de confinement désirée,

$CSR_{\sigma'_c=1 \text{ atm}}$: Rapport de résistance cyclique à une pression de confinement de 1 atm,

K_σ : Facteur de correction pour pression de confinement, et

$$K_\sigma = \frac{CSR_{\sigma_c}}{CSR_{\sigma_c=1 \text{ atm}}} \quad [1-11]$$

Vaid *et al.*, (1985) ont montré lors d'essais réalisés sur un sable et des résidus miniers que pour une contrainte de confinement donnée, la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la densité relative. Toutefois, pour un même indice de densité relative initial et jusqu'à des pressions de confinement de 1500kPa, la résistance à la liquéfaction augmente pour des indices de densité relative inférieures à 60 %, et pour indices de densité relative supérieure à 60 %, elle diminue tout le temps avec l'augmentation de la pression de confinement (figure 1-22).

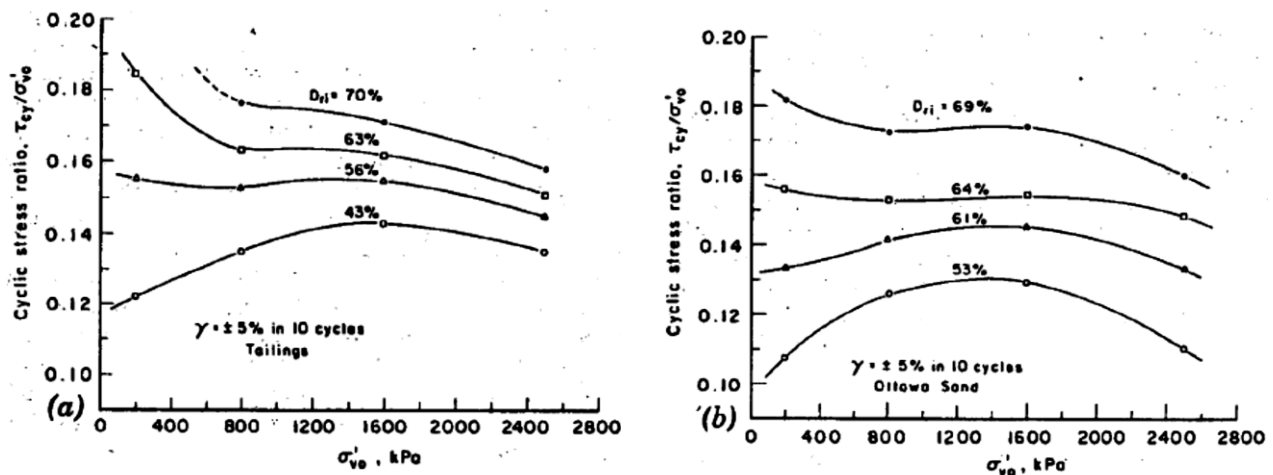


Figure 1-22 Effet de la pression de confinement dans la résistance à la liquéfaction du sable d'Ottawa et des résidus miniers ayant différentes densités relatives initiales (figure tirée de Vaid *et al.*, 1985)

Afin de prendre en compte cette particularité, Seed (1983) a proposé une courbe pour prendre en compte la diminution de la résistance avec la pression de confinement. D'autres auteurs (figure 1-23a) ont fait des ajustements afin de mieux définir K_σ . Une des dernières relations est présentée à la figure 1-23b où le facteur K_σ peut être calculé avec $K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_{atm}}\right)^{(f-1)}$ où f dépend de la densité relative du sol. Hynes et Olsen (1999) et Youd *et al.*, 2001 estiment que les valeurs de K_σ obtenues de la figure 1-23b sont conservatrices pour les sables, les sables silteux et les graviers.

L'évaluation de la résistance à la liquéfaction est alors donnée par :

$$(CSR_{in situ})_{\alpha,\sigma} = (CSR_{in situ})_{\alpha=0,\sigma=1atm} * K_\alpha * K_\sigma \quad [1-12]$$

Cependant, les valeurs des facteurs de correction varient d'un sol à l'autre et doivent être évaluées pour chaque site en particulier si cela est possible (Kramer, 1996).

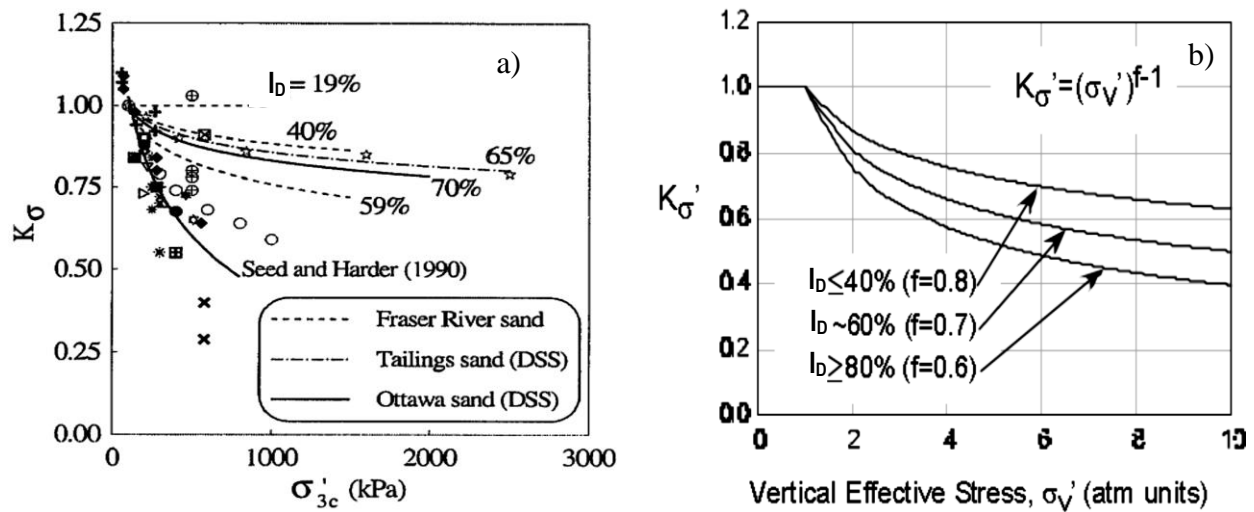


Figure 1-23 Facteur de correction pour l'effet de la pression de confinement
(figures tirées Seed, 1983 et Seed *et al.*, 2003)

1.3.4.3 Cisaillement réversible et non réversible

Yoshimi et Oh-Oka (1975) montrent la condition initiale du sol (figure 1-24) et le type de chargement cyclique qui peut simuler l'action du séisme. Un évènement sismique peut être simulé par une charge cyclique complètement réversible, le point (a) représente un sol à surface horizontale et suffisamment loin d'une structure et le point (b) qui représente le sol en dessous de la structure le long de l'axe. Le point (c) représente un sol à proximité de la structure qui est sujet à un cisaillement statique initial, alors, la charge devient réversible ou non réversible en fonction de la valeur du cisaillement statique initial et de la magnitude de la force de cisaillement du séisme.

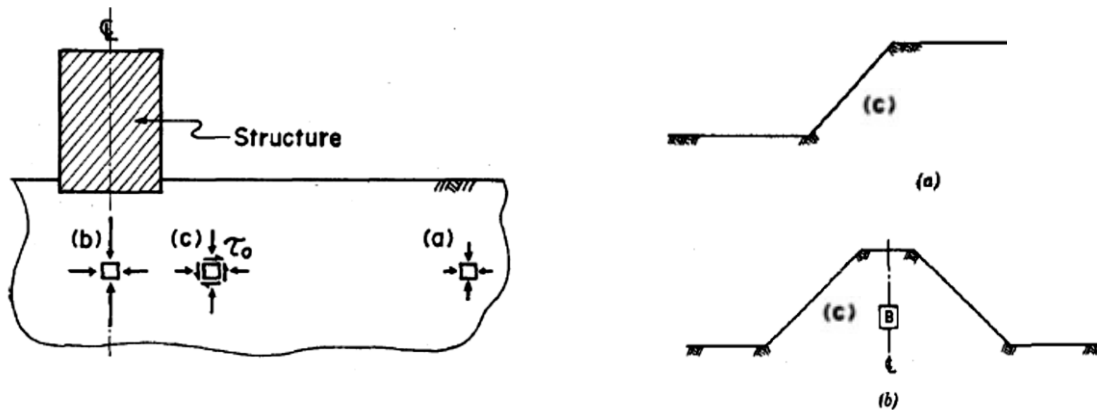


Figure 1- 24 Condition de contraintes avant le séisme,
(figure adapté de Yoshimine et Oh-Oka, 1975)

Le chargement cyclique peut avoir différentes combinaisons en fonction de l'amplitude du chargement cyclique et de la valeur du cisaillement statique initial; selon ces deux conditions, la charge peut être non réversible ou avoir différents niveaux de réversibilité. La figure 1-26 montre la façon par laquelle la réversibilité modifie la réponse du sol; la réversibilité peut être évaluée à partir du coefficient r_c (figure 1-25a).

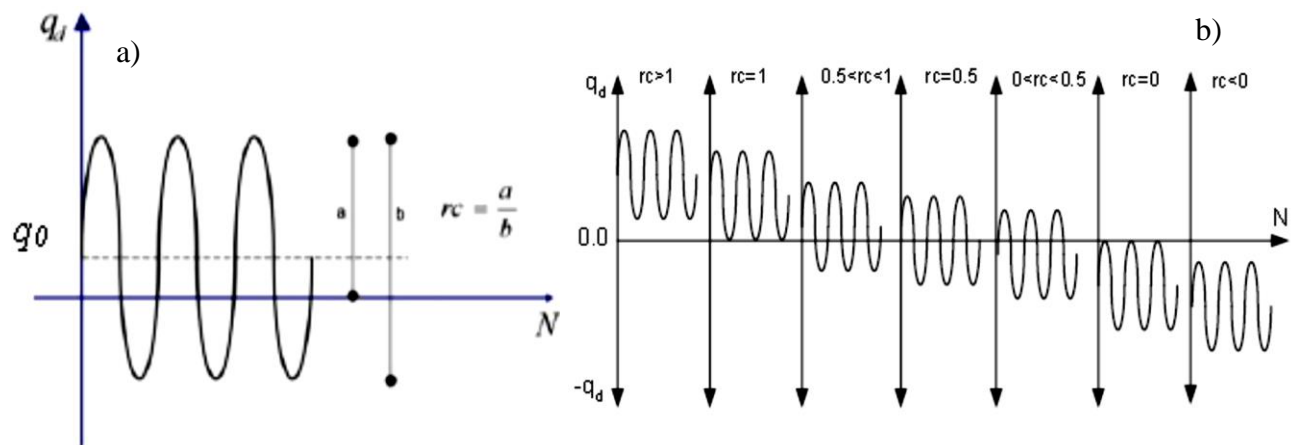


Figure 1- 25 Combinaisons du chargement cyclique, (figure tirée de Galandarzadeh and Ahmadi 2012)

La figure 1-25b permet d'identifier les différents degrés de réversibilité pour chaque valeur du coefficient r_c :

$r_c \geq 1$	Charge cyclique sans réversibilité, totalement en compression.
$0.5 < r_c < 1$	Charge cyclique avec réversibilité, charge en compression comme en extension, mais où la charge en compression prédomine.
$r_c = 0.5$	Charge cyclique avec réversibilité, charge en compression comme en extension avec la même amplitude dans les deux sens.
$0 < r_c < 0.5$	Charge cyclique avec réversibilité, charge en compression comme en extension, mais où la charge en extension prédomine.
$r_c < 0$	Charge cyclique sans réversibilité, totalement en extension.

Rahhal et Lefebvre (2000) montrent l'évolution typique de la pression interstitielle et de la déformation pour un échantillon de sable à l'état moyennement dense avec différentes combinaisons de chargement cyclique.

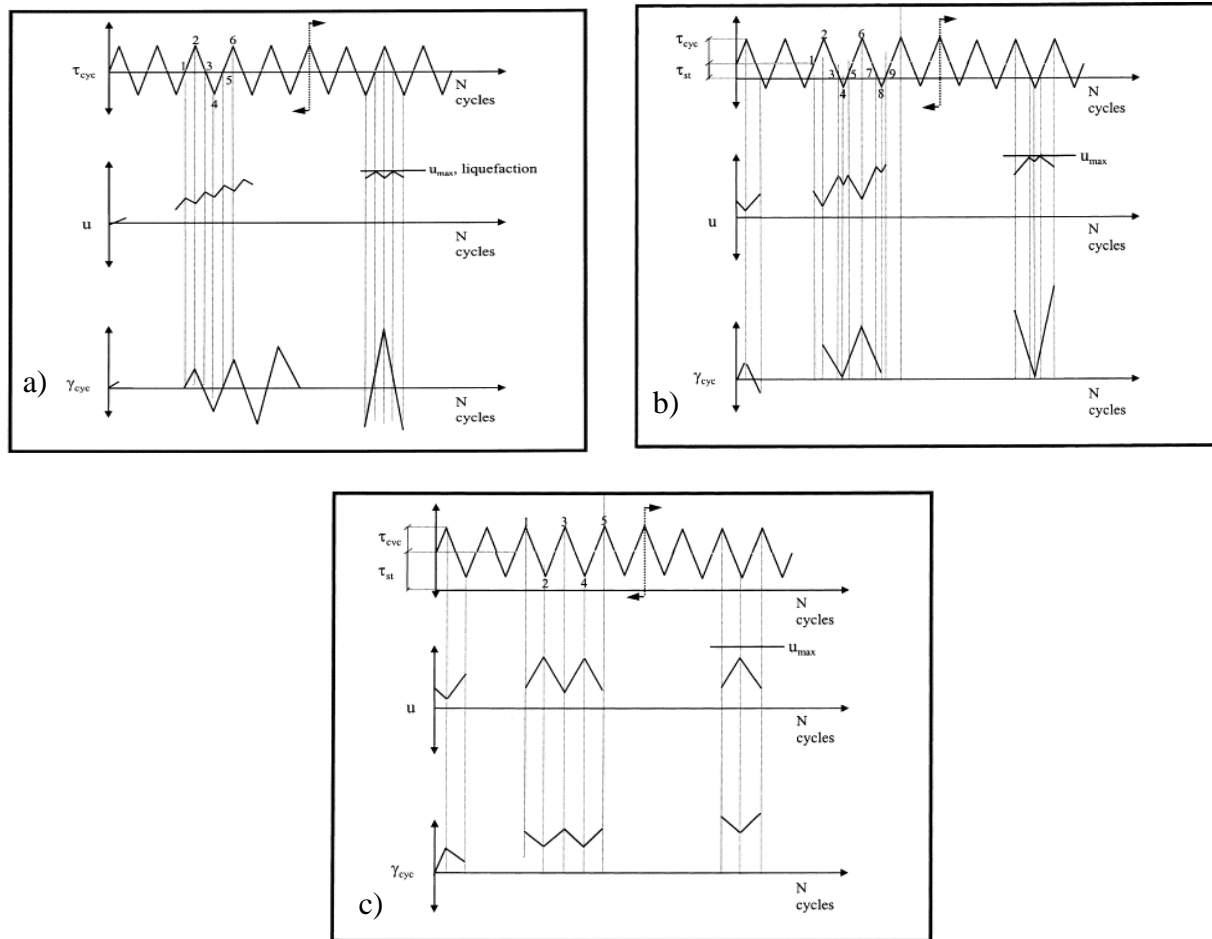


Figure 1-26 Comportement typique d'un sable à l'état moyennement dense sous chargement cyclique a) $\tau_{st}=0$, b) $\tau_{st} < \tau_{cyc}$, c) $\tau_{st} > \tau_{cyc}$, (figure tirée de Rahhal et Lefebvre, 2000)

La figure 1-26a représente le comportement typique d'un échantillon sans cisaillement statique initial ($r_c=0.5$); dans cette combinaison de charge après un certain nombre de cycles, la pression interstitielle atteint une valeur égale à la pression de confinement; ce qui fait que la valeur de la contrainte effective est nulle ou très proche de zéro.

La figure 1-26b représente le comportement typique d'un échantillon avec un cisaillement statique initial inférieur à la contrainte de cisaillement cyclique ($0.5 < r_c < 1$); dans cette combinaison de charge après un certain nombre de cycles, la pression interstitielle atteint une valeur égale à la pression de confinement à chaque cycle de charge. Quand la contrainte de cisaillement cyclique est nulle, la contrainte effective atteint transitoirement des valeurs nulles ou très proches de zéro.

La figure 1-26c représente le comportement typique d'un échantillon avec un cisaillement statique initial supérieur au cisaillement cyclique ($r_c > 1$); dans cette combinaison de charge, la pression interstitielle n'atteint pas une valeur égale à la pression de confinement; donc, la contrainte effective n'atteint pas des valeurs de zéro ou très proches de zéro.

1.3.4.4 Distribution granulométrique et la forme des grains

L'effet de la distribution granulométrique est significatif. Les sols bien étalés sont plus résistants que les sols mal étalés, parce qu'il est plus probable que les sols bien étalés forment des structures plus stables lors de la déposition, les grains plus petits occupant les espaces entre les gros grains. Vaid *et al.*, (1990) montrent qu'à des densités relatives basses, les sables bien étalés ont plus de résistance que les sables peu étalés et c'est le cas contraire à hautes densités. Lorsqu'ils sont soumis aux mêmes conditions, les sables fins et uniformes sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sables grossiers étant donné que la perméabilité des sables grossiers est plus élevée que celle des sables fins.

En ce qui concerne la forme des particules, Vaid et Chern (1985) montrent que les sols avec des particules angulaires ont plus de résistance à des contraintes de confinement inférieures à 200kPa, que celles qui sont arrondies. Cependant, pour des pressions de confinement élevées, plus que 800kPa, les sols ayant des particules angulaires peuvent avoir plus ou moins de résistance que ceux à particules arrondies, ceci dépendant de leur densité relative. À des pressions de confinement élevées et à des densités relatives élevées, les sols ayant des particules angulaires sont beaucoup moins résistants que ceux avec des particules arrondies.

1.3.4.5 Le contenu en particules fines non plastiques

L'augmentation du pourcentage en particules fines (non plastiques) cause une augmentation de la contraction du matériau granulaire, et une perte de résistance à la liquéfaction (Verdugo (1983) et Viertel (2003)).

Polito *et al.*, (2001) indiquent qu'il y a une valeur critique des fines comprise entre 25 % et 45 % pour la plupart des sables. Si la quantité de fines est au-dessous de cette valeur, la quantité des fines ajoutées n'aura pas une influence marquée sur la résistance à la liquéfaction, l'augmentation de la résistance serait alors liée à l'augmentation de la densité du matériau. Néanmoins, une fois cette valeur dépassée, il y aura une diminution de la résistance à la liquéfaction. Ce

comportement est lié à la quantité de fines; si elle est inférieure à la valeur critique, il y aura prédominance du squelette granulaire composé du sable et les vides seront remplis par le matériau fin. Dans le cas contraire, le sable sera enrobé par le matériau fin et il y aura une prédominance du squelette des particules fines (Viertel, 2003).

1.3.4.6 La méthode de déposition et préparation des échantillons

Pour la reconstitution des échantillons en laboratoire, les techniques les plus utilisées sont : le compactage humide (MT), la pluviation à sec (AP), la pluviation humide (WP), le dépôt en boue (SD), la déposition en sec mixte (MDD), le dépôt sec en entonnoir (DFD) et la sédimentation à l'eau (WS). L'utilisation d'une technique dépend des conditions *in situ* du sol à étudier, mais aussi de la densité relative initiale que l'on désire obtenir.

La méthode de damage humide, par exemple, n'est pas recommandée pour simuler la réponse face à la liquéfaction des sols comme les dépôts alluviaux, les remblais hydrauliques, les barrages de résidus miniers et les dépôts marins, parce que la réponse et l'arrangement des particules de l'échantillon ne sont pas semblables (Carraro *et al.*, (2009); Vaid *et al.*, (1999)).

La méthode de sédimentation sous l'eau (WS) permet de simuler la déposition hydraulique (dépôts marins, alluviaux, etc.) (Ghionna et Porcino, 2006, Vaid *et al.*, 1999)) mais, elle ne peut pas être utilisée quand le sable possède des particules fines à cause du phénomène de ségrégation.

La méthode de dépôt en boue (SD) permet d'éviter la ségrégation et donne la même réponse et la même structure des particules que la méthode de sédimentation sous l'eau (WS) (Carraro *et al.*, 2009). Yamamuro et Wood (2004) montrent que les méthodes de déposition en sec mixte (MDD) et du dépôt en boue (SD) donnent des échantillons homogènes (sans ségrégation), mais que les échantillons (SD) sont trop denses pour donner un comportement contractant. Carraro et Prezzi (2007) montrent qu'avec la méthode de dépôt en boue (SD), il n'y a pas de ségrégation des particules fines, et étant donné un degré de saturation initial élevé qui facilite la saturation de l'échantillon. Le comportement obtenu avec cette méthode est semblable aux dépôts de sols naturels formés sous l'eau.

Ghionna et Porcino (2006) indiquent que la résistance à la liquéfaction des échantillons reconstruits par pluviation à sec (AP) est trop conservatrice, tandis que par la sédimentation sous l'eau (WS), les résultats sont très semblables à ceux des échantillons intacts. Zlatovic et Ishihara

(1997) présentent des résultats sur un sable du Nevada, qui montrent que la méthode de pluviation à sec (AP) pourrait favoriser l'initiation de la liquéfaction par rapport à la méthode de compactage humide (MT).

Selon Canou (1989) et Vaid *et al.*, (1999), la méthode de damage humide (MT) cause un comportement contractant sous cisaillement monotone. Ce qui favorise l'initiation de la liquéfaction par rapport à la méthode de pluviation humide (WP) qui peut entraîner un comportement dilatant. En comparaison avec des échantillons intacts, la méthode qui le suit mieux est la pluviation humide (WP). Murthy *et al.*, (2007) montrent que les échantillons préparés par compactage humide (MT) ont plus de résistance au cisaillement et une plus faible résistance à la liquéfaction que ceux préparés par déposition en boue (SD). Ladd (1977) montre que des échantillons préparés avec la méthode de compactage humide (MT) peuvent avoir des résistances cycliques supérieures allant jusqu'à 100 % en comparaison avec des méthodes à sec.

Yamamuro et Wood (2004) exposent des résultats pour des échantillons reconstitués par la méthode de dépôt à sec en entonnoir (DFD), sédimentation sous l'eau (WS), dépôt en boue (SD), déposition en sec mixte (MDD) et pluviation à sec (AP), testés dans les mêmes conditions initiales. Ils ont obtenu que la résistance au cisaillement non drainé dépende de la méthode de reconstruction. De cette façon, les méthodes humides montrent des comportements dilatants (stables) et les méthodes sèches montrent un comportement contractant (instables), donc sujets à la liquéfaction. Les mêmes auteurs ont indiqué que les différences sont plus marquées à de faibles densités et que pour de hautes densités, la méthode de reconstitution n'a pas beaucoup d'influence.

1.3.4.7 Le degré de saturation et la contrepression.

Le degré de saturation d'un échantillon joue un rôle très important sur la résistance au cisaillement non drainée et sur la résistance à la liquéfaction (figure 1-27). Plusieurs auteurs ont fait des essais en modifiant le degré de saturation et ils ont conclu qu'avec une diminution du degré de saturation, la résistance à la liquéfaction augmente.

Yoshimi *et al.*, (1989) ont fait des essais « hollow cylindrical torsional shear apparatus » sur un sable ayant une densité de 60 %. Bouferra *et al.*, (2007) ont testé à l'aide d'une cellule triaxiale un sable à une densité de 53 % tandis que Xia et Hu (1991) l'ont testé à une densité de 60 %.

Grozic *et al.*, (2000) ont également réalisé des tests à l'aide d'une cellule triaxiale sur un sable à l'état lâche. Yegian *et al.*, (2007) ont fait des essais en boîte de liquéfaction sur un sable à l'état lâche. Finalement, Fourie *et al.*, (2001) ont testé à l'aide d'une cellule triaxiale des résidus miniers à l'état intact.

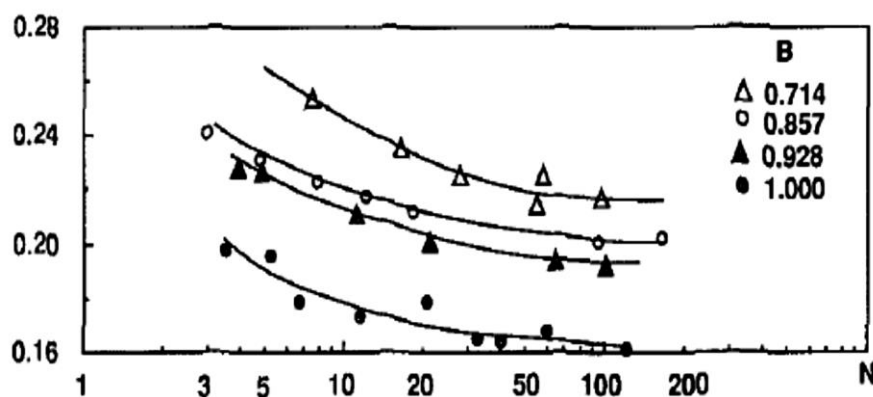


Figure 1- 27 Effet du degré de saturation sur la résistance cyclique,
(figure tirée de Xia et Hu, 1991)

Le degré de saturation est très important pour mesurer la résistance à la liquéfaction, les différentes techniques pour atteindre des degrés de saturation optimaux ($B > 0.97$) sont donc largement utilisées. Dans les essais triaxiaux, la contrepression pour la saturation des échantillons est utilisée, cependant, Xia et Hu (1991) ont montré que la contrepression augmente la résistance à la liquéfaction et cette augmentation est aussi proportionnelle au niveau de contrepression appliquée (figure 1-28).

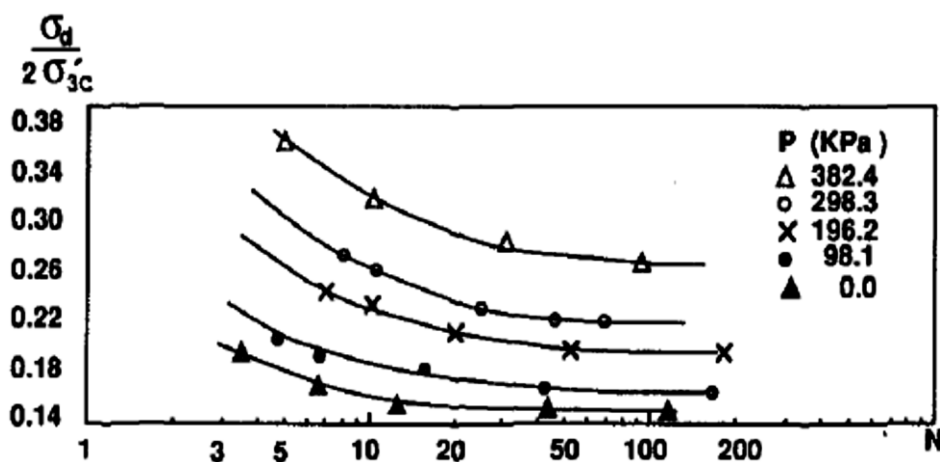


Figure 1- 28 Effet de la contrepression sur la résistance cyclique,
(figure tirée de Xia et Hu, 1991)

1.3.4.8 L'indice de plasticité du sol.

Les sols à moyenne et à haute plasticité ne sont pas sensibles à la liquéfaction (Kramer, 1996). Cependant, le critère chinois de Wang (1979) montre qu'un sol avec un contenu de moins de 15 % de particules argileuses est susceptible à la liquéfaction. Divers auteurs ont étudié les mélanges de sols silteux argileux et sableux argileux. El-Hosri (1984) a testé des échantillons intacts de sol classifiés comme SM, ML-CL et ML-MH, avec des indices de plasticité variant de 0 à 15. Il indique que la résistance à la liquéfaction est inférieure pour les échantillons ayant de faibles valeurs d'indice de plasticité, de 0 à 7. Pour des valeurs supérieures à 7, la résistance à la liquéfaction commence à augmenter. Il est alors possible d'obtenir des résistances plus grandes que celle d'un échantillon ayant une plasticité de 0 (figure 1-30a). Ishihara (1993) montre que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de l'indice de plasticité à partir d'une valeur de 10 (figure 1-290b). Sung *et al.*, (2012) ont réalisé des essais sur des mélanges de sable-silt, de sable-kaolin et de sable-bentonite ayant une quantité fixe de 10 % de fines à différents états de densité relative (lâche, moyen et dense). Les résultats obtenus montrent qu'à l'état lâche, l'indice de plasticité du sol n'a pas beaucoup d'influence, mais, qu'à l'état moyennement dense et dense, la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de l'indice de plasticité. Ces résultats sont opposés à ceux obtenus par les auteurs précédents.

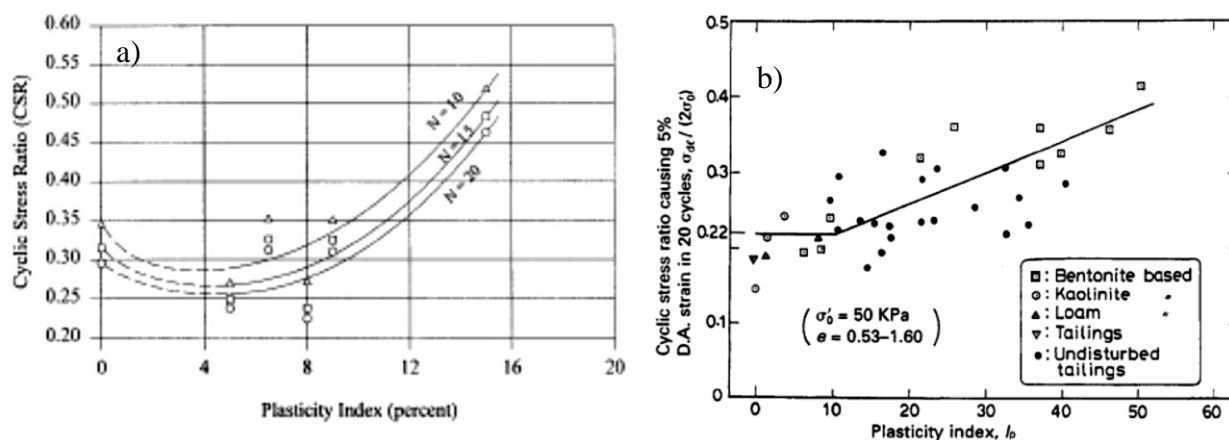


Figure 1- 29 Effet de la plasticité du sol sur la résistance cyclique,
(figures tirées a) El-Hosri, 1984 et b) Ishihara, 1993)

El-Hosri (1984) montre que la pression interstitielle dans les échantillons ayant des particules argileuses augmente plus rapidement au début du chargement que dans les échantillons de sable propre.

1.3.4.9 Le vieillissement

Le vieillissement des sols est un paramètre ayant une influence importante sur la résistance à la liquéfaction. Troncoso *et al.*, (1988) montrent la différence entre la résistance à la liquéfaction des échantillons de résidus miniers intacts d'un âge de déposition de 1, 5 et 30 ans et d'un échantillon reconstruit. La résistance à la liquéfaction augmente 2.0, 2.4 et 3.5 fois respectivement en comparaison à la résistance de l'échantillon reconstruit (figure 1-44). Youd *et al.*, (2001) expliquent que les dépôts des ères géologiques du pré-Pléistocène doivent être généralement protégés de la liquéfaction, donc la susceptibilité à la liquéfaction des dépôts augmente dans les ères géologiques les plus récentes.

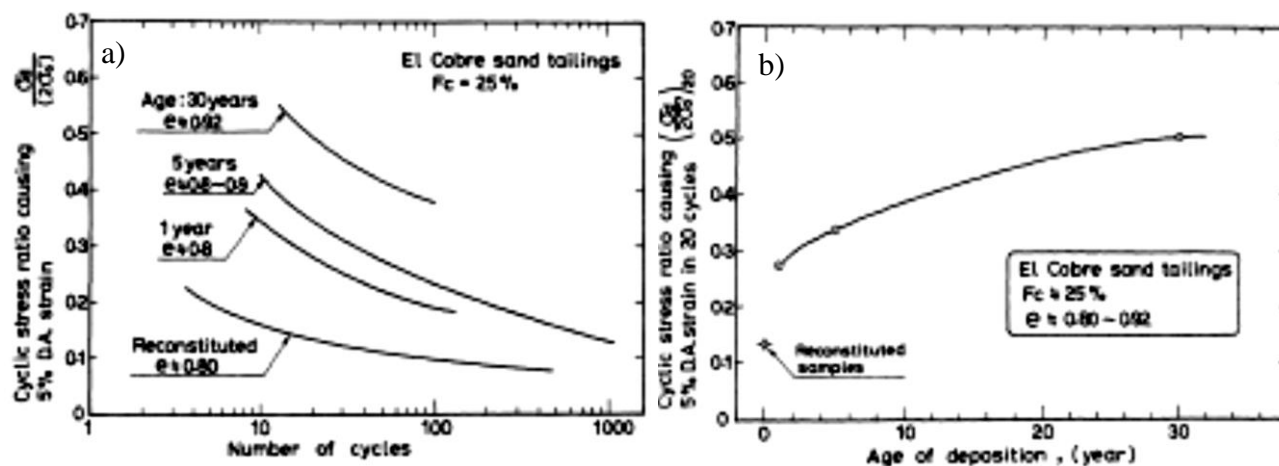


Figure 1- 30 Effet du vieillissement sur la résistance cyclique,
(figure tirée de Troncoso *et al.*, 1988)

1.3.4.10 L'histoire du chargement

Les sables qui ont eu des activités sismiques insuffisantes pour provoquer la liquéfaction sont plus résistants à la liquéfaction à cause de l'augmentation de la pression effective latérale (K_0) ou à un changement dans la structure du sol, sans augmentation significative de la densité (Seed *et*

al., 1975). Dans des essais triaxiaux cycliques effectués sur des échantillons normalement consolidés et surconsolidés (OCR 1.5 et 2.0), Ishihara *et al.*, (1978) montrent que la résistance à la liquéfaction augmente avec le niveau de surconsolidation (figure 1-31). L'effet des charges cycliques précédentes augmente, généralement, la résistance à la liquéfaction en raison de la densification du sol. Néanmoins, une charge sismique forte peut donner une densification irrégulière et les résultats de résistance à la liquéfaction près de la surface peuvent diminuer (National Research Council Report (NRC), 1985 citée par James, 2009)

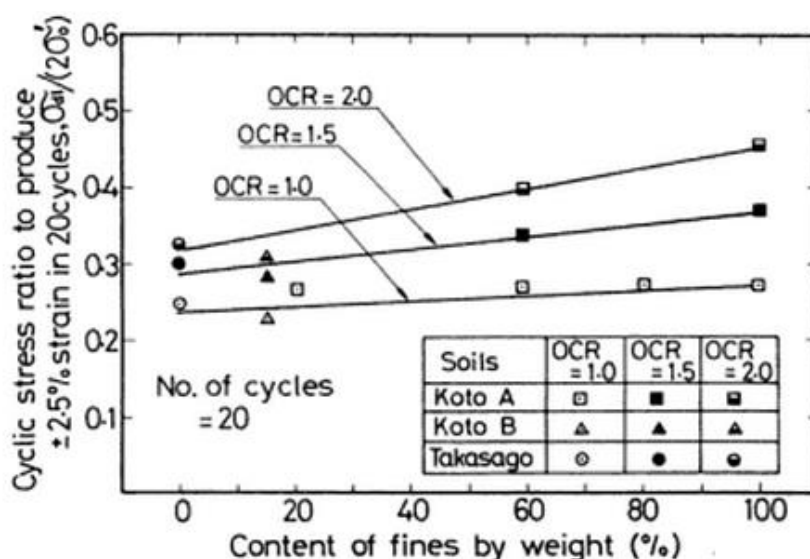


Figure 1- 31 Effet de l'historie du chargement sur la résistance cyclique,
(figure tirée de Ishihara *et al.*, 1978)

1.3.4.11 Fréquence de charge

La gamme des fréquences présentes dans les séismes est très large. L'impact de la fréquence sur la résistance cyclique du sable a été étudié par Yoshimi *et al.*, (1975) sur un anneau de torsion cyclique (figure 1-32a) et par Riemer *et al.*, (1994) sur des essais triaxiaux dans un sable (figure 1-32b). Ces essais ont été faits pour une gamme de fréquences qui a varié de 1 à 12 Hz (Yoshimi *et al.*, 1975) et de 0.1 à 20 Hz (Riemer *et al.*, 1994). Les résultats obtenus montrent que la fréquence n'a pas d'influence sur la résistance à la liquéfaction.

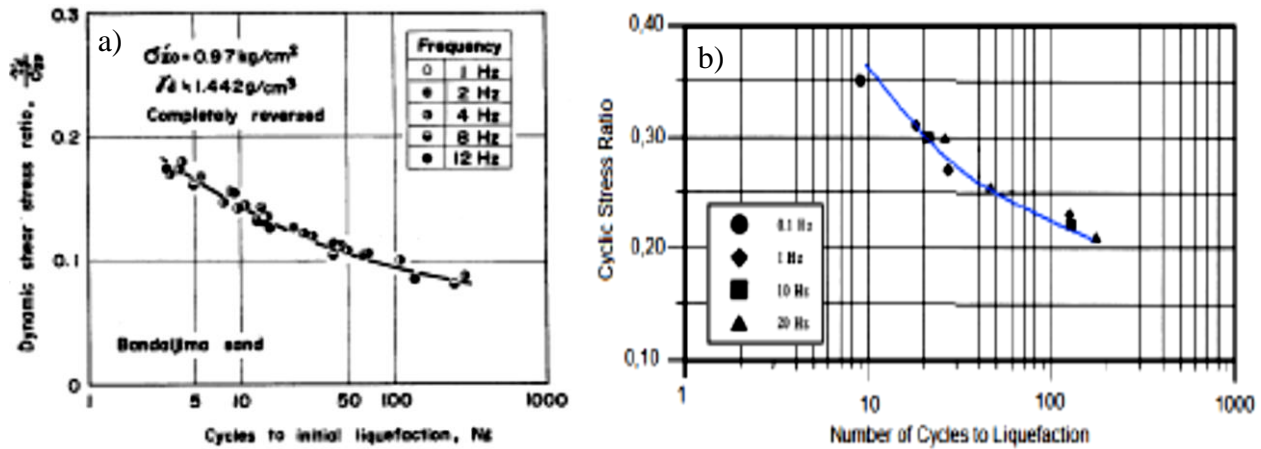


Figure 1- 32 Effet de la fréquence de charge sur la résistance cyclique,
(figure tirée de Yoshimine *et al.*, 1975 et Riemer *et al.*, 1994)

1.3.5 Le comportement postcyclique

Vaid et Thomas (1995) et Thomas (1992) ont étudié la réponse contrainte-déformation postcyclique du sable de la rivière Fraser lors d'essais triaxiaux cycliques et Sivathayalan (1994) dans des essais de cisaillement direct cycliques sur le sable de la rivière Fraser. Ils montrent deux cas où : i) La contrainte effective de confinement une fois que l'essai cyclique fini est égale à zéro ($\sigma'_3=0$); et ii) La contrainte effective de confinement une fois que l'essai cyclique fini est différente de zéro ($\sigma'_3 \neq 0$).

Dans le premier cas, le sable soumis à une large gamme de déformation axiale ne montre pas de rigidité (très faible résistance au cisaillement); lors de déformations additionnelles, la rigidité et la déformation augmentent (augmentation de la résistance au cisaillement) de façon nonlinéaire. Finalement, la courbe contrainte-déformation à partir d'une certaine déformation devient presque linéaire et même après une grande déformation ne tend pas à se stabiliser (figure 1-33a). Ils ont aussi étudié l'effet de l'indice de densité relative, où l'augmentation de l'indice de densité relative cause une diminution de la valeur de la déformation axiale pour laquelle le sol commence à montrer de la résistance (résistance au cisaillement) (figure 1-33b).

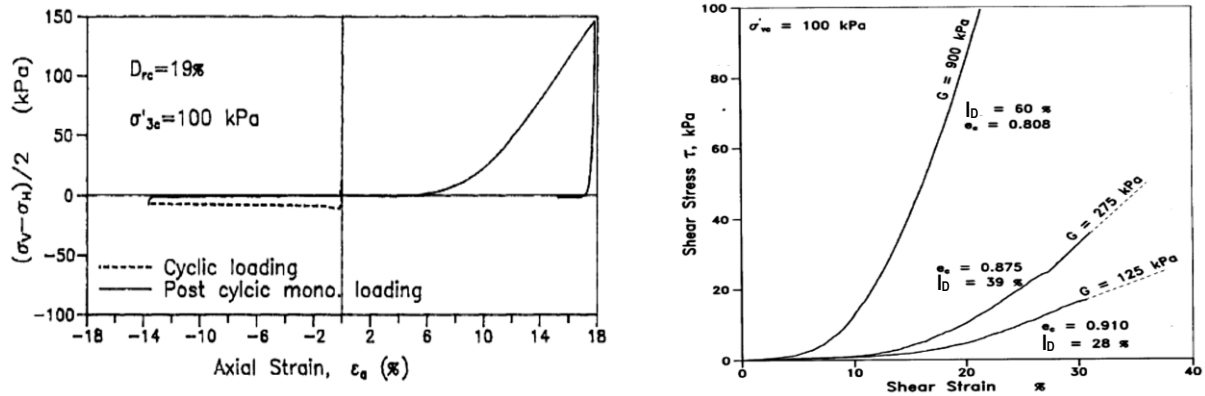


Figure 1- 33 Essai postcyclique a) Réponse postcyclique, b) Effet de la densité relative
(figure tirée de Vaid et Thomas, 1995; Sivathayalan, 1994)

Vaid et Thomas (1995) et Thomas (1992) présentent des essais postcycliques à des pressions de confinement variant entre 100 à 1200 kPa pour des différents indices de densité 19 %, 40 % et 59 %, ceux-ci montrent que l'augmentation de la pression de confinement n'a pas beaucoup d'influence sur la réponse contrainte-déformation postcyclique (figure 1-34).

La réponse postcyclique du sable en général est dilatante et cause une augmentation de la contrainte effective. Cette réponse dépend de la déformation maximale atteinte lors du cisaillement cyclique, de l'indice de vides et de la pression de confinement. Vaid et Thomas, (1995) et Sivathayalan, (1994) concluent que l'incrément de la rigidité (augmentation du module $G = \frac{\tau}{\gamma}$) dans les essais postcycliques est opposé à la réponse typique des sols (diminution du module G).

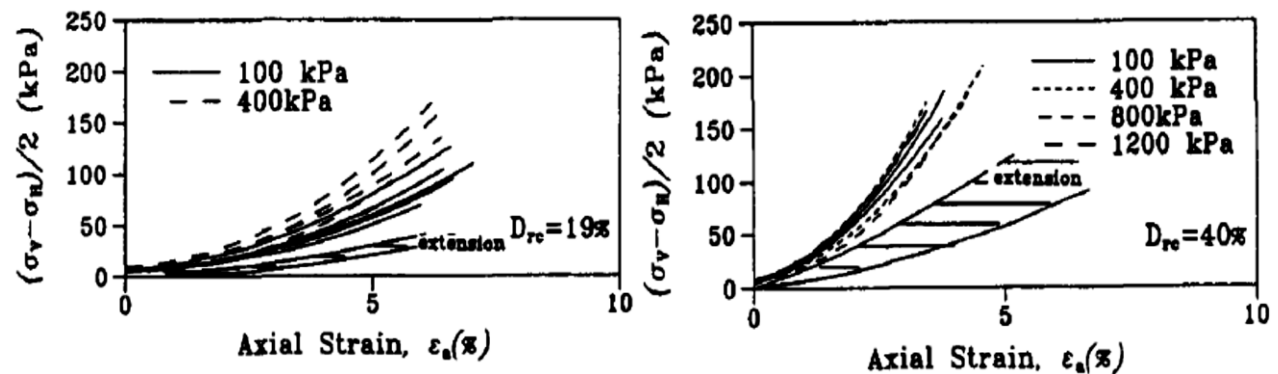


Figure 1- 34 Influence de la pression de confinement sur la réponse postcyclique pour ($\sigma'_3=0$)
(figure tirée de Vaid et Thomas, 1995)

Dans le deuxième cas de réponse postcyclique, la réponse contrainte-déformation du sable dépend de la valeur résiduelle de la contrainte effective σ'_3 après le chargement cyclique. La figure 1-35 montre 5 échantillons avec différentes valeurs de σ'_3 résiduelle, où par rapport au critère de liquéfaction des auteurs (2.5 % de déformation ou $\sigma'_3=0$), les échantillons avec une contrainte résiduelle $\sigma'_3= 8, 25, \text{ et } 45\text{kPa}$ se sont liquéfiés. Cependant ceux avec une pression résiduelle $\sigma'_3= 105 \text{ et } 175\text{kPa}$ ne se sont pas liquéfiés par rapport à ces critères. La réponse postcyclique montre qu'au début du chargement, la contrainte effective moyenne p' diminue (comportement contractant) et une fois que l'état de contrainte atteint la phase de transformation, la contrainte effective moyenne p' commence à augmenter (comportement dilatant), le module dans un premier temps diminue puis commence à augmenter avec l'augmentation de la déformation. Ainsi, on peut remarquer qu'avec l'augmentation de la contrainte résiduelle, la courbe se déplace vers la gauche et pour les niveaux de contrainte résiduelle plus élevés l'allure se rapproche de celle de la courbe de l'essai statique.

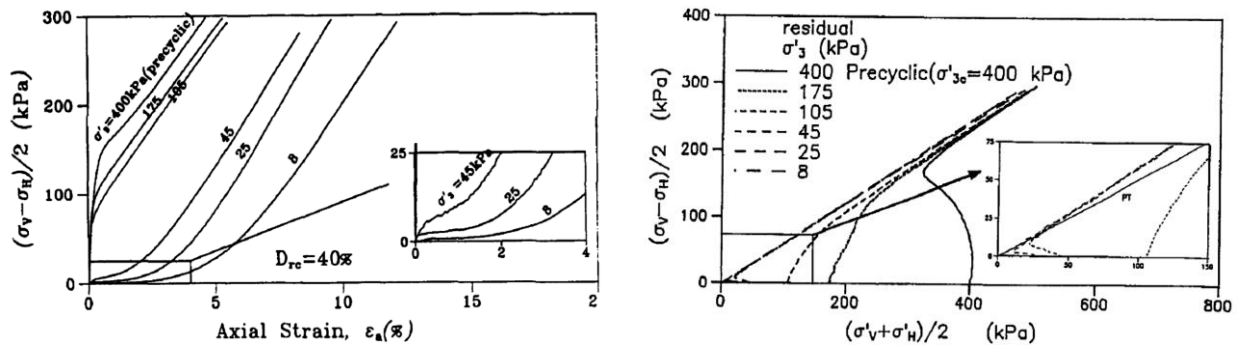


Figure 1- 35 Réponse postcyclique pour ($\sigma'_3 \neq 0$)

(figure tirée de Vaid et Thomas, 1995, et Sivathayalan, 1994)

Thomas (1992) a identifié trois régions caractéristiques de la réponse postcyclique. Sivathayalan (1994) a identifié les mêmes trois régions, mais avec quelques différences. Pour les essais avec contrainte effective nulle ($\sigma'_3=0$) pendant le chargement cyclique (figure 1-36a), la région 1 commence à la fin du chargement cyclique ($\sigma'_3=0$) jusqu'à ce que le déviateur atteigne une valeur de 5kPa; dans cette région, la rigidité (résistance) est minimale. La région 2 commence avec $\sigma_d=5\text{kPa}$ (Vaid et Thomas, 1992) ou 2.5kPa (Sivathayalan, 1994) et se prolonge jusqu'au début du segment linéaire; dans cette région il y a un incrément substantiel de la rigidité. La

région 3 correspond au segment linéaire de la courbe contrainte-déformation. Pour les essais où la contrainte effective n'est pas nulle ($\sigma'_3 \neq 0$) pendant le chargement cyclique (figure 1-36b), la région 1 va jusqu'à ce que le sable atteigne la transformation de phase. Une fois que le sable a traversé la ligne transformation de phase, le comportement dilatant du sable commence et la rigidité augmente avec la déformation, à partir de ce moment la courbe montre un comportement similaire à l'essai où la contrainte effective était nulle ($\sigma'_3 = 0$) pendant le chargement cyclique.

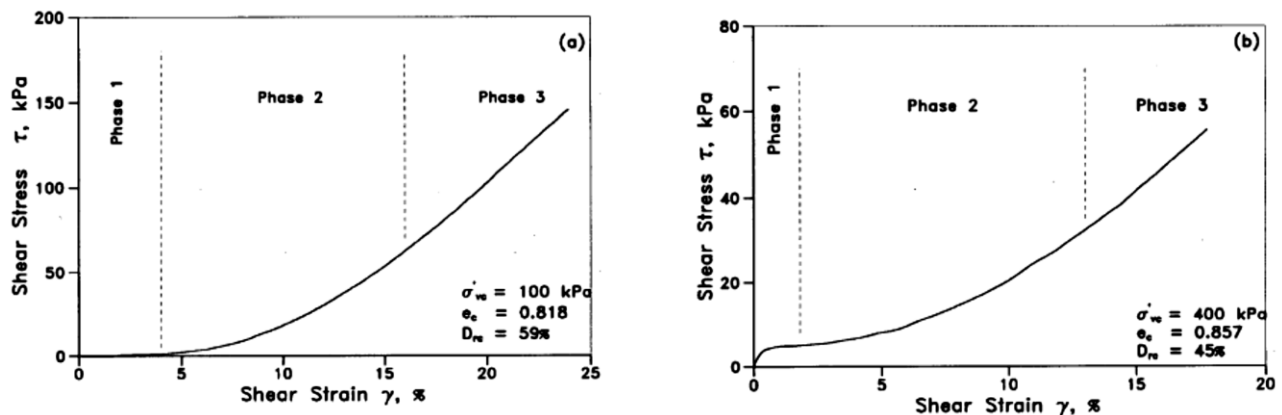


Figure 1- 36 Caractérisation de la courbe postcyclique (figure tirée de Sivathayalan, 1994)

Shamoto *et al.*, 1998 montrent deux régions pour décrire la réponse postcyclique (figure 1-37a), dans la région 1, la réponse contrainte-déformation est induite à contrainte effective nulle (γ_0) où le sable se comporte comme un matériau parfaitement plastique. Dans la région 2 la réponse contrainte-déformation est induite pour une contrainte effective différente de zéro (γ_d) et le comportement est similaire à un matériau granulaire. L'auteur définit une liquéfaction complète quand le rapport de la pression interstitielle r_u est égal à l'unité ($r_u = \Delta u / \sigma'_c$, où u est la variation de la pression interstitielle et σ'_c est la contrainte de consolidation). La figure 1-37b montre les courbes de la réponse postcyclique, les courbes 3 à 6 montrent la réponse des échantillons avec liquéfaction complète et les courbes 1 et 2 des échantillons avec liquéfaction incomplète ($r_u < 1.0$) un comportement similaire à celui obtenu par Vaid et Thomas, 1992 et Sivathayalan, 1994 est observé.

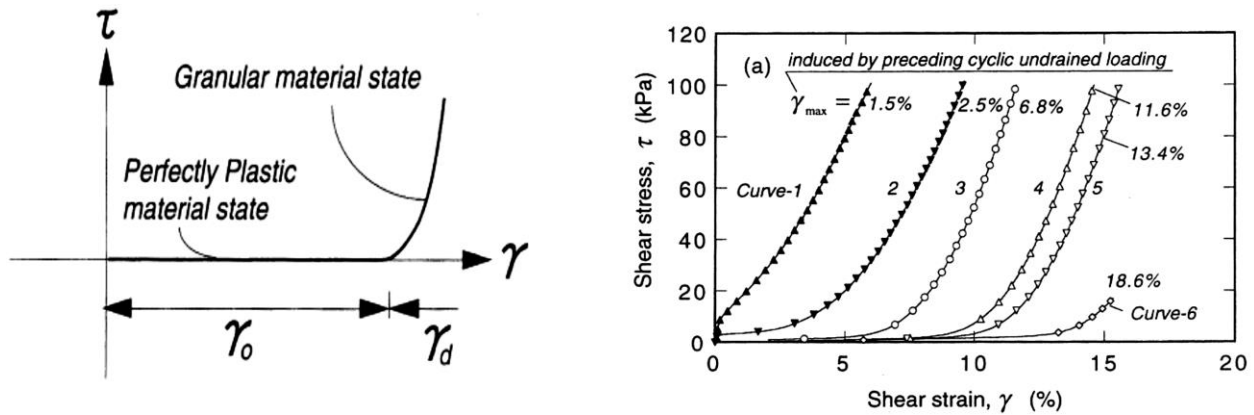


Figure 1- 37 Caractérisation de la courbe postcyclique (figure tirée de Shamoto *et al.*, 1998)

Il faut tenir compte du fait que les essais de résistance postcyclique en laboratoire ne reproduisent pas complètement la redistribution de particules qui se produit pendant la liquéfaction in situ, donc les valeurs obtenues peuvent ne pas être représentatives notamment celle de l'indice des vides (Idriss et Boulanger, 2008; Kokusho, 2003). Toutefois, l'évaluation en laboratoire donne d'importantes informations pour la compréhension de la réponse du sol et confirme les approches faites sur le terrain (Wijewickreme *et al.*, 2005).

1.4 Évaluation du comportement dynamique des sols pulvérulents

1.4.1 Corrélation entre le comportement en laboratoire et in situ

La charge dynamique sur un élément de sol est représentée par le rapport des contraintes cycliques, CSR, qui est défini comme le rapport de la charge moyenne de cisaillement cyclique et la contrainte verticale effective initiale sur l'élément :

$$CSR = \frac{\tau_{moy}}{\sigma'_v} \quad [1-13]$$

où τ_{moy} Contrainte de cisaillement moyenne, et
 σ'_v Contrainte effective verticale initiale.

La capacité d'un élément de sol à résister à la liquéfaction ou à la mobilité cyclique est représentée par le rapport de résistance cyclique, CRR. Le rapport de la résistance cyclique est le rapport de la résistance au cisaillement moyenne pour un nombre déterminé de cycles de chargement. Ce rapport est typiquement estimé à partir de relations empiriques ou de courbes obtenues dans le laboratoire.

Pour l'essai triaxial cyclique, Kramer, (1996) fait le lien entre le rapport des contraintes cycliques qui cause la liquéfaction dans l'essai, CSR_{Triax} , et le rapport de résistance cyclique CRR *in situ* par:

$$CRR_{in\ situ} \cong C_r * CSR_{Triax} = C_r * \frac{\sigma_d}{2 * \sigma'_{vc}} \quad [1-14]$$

où σ_d Contrainte déviatorique cyclique,
 σ'_c Contrainte de consolidation effective, et
 C_r Pour $K_0=0.4$ $C_r=0.57$ et pour $K_0=1.0$ $0.9 \leq C_r \leq 1.0$

Dans l'essai de cisaillement simple cyclique, , Seed et Peacock (1970) font le lien entre le rapport des contraintes cycliques qui cause la liquéfaction dans l'essai, CSR_{CSS} , et le rapport de résistance cyclique CRR *in situ* par :

$$CRR_{in\ situ} \cong 0.9 * CSR_{\text{CSS}} = 0.9 * \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vc}} \quad [1-15]$$

Aussi grâce à l'équation ci-dessus, on peut transposer aux conditions de l'essai en cisaillement simple les résultats des essais triaxiaux:

$$\frac{CRR_{DSS}}{CRR_{Triax}} = \left(\frac{1 + 2 * K_{0_{terrain}}}{3} \right) \quad [1-16]$$

1.4.2 Méthodes d'évaluation de la liquéfaction

1.4.2.1 Évaluation de la liquéfaction à partir des propriétés du sol

Wang (1979), à partir de cas historiques en Chine, propose des critères pour prédire la susceptibilité d'un sol à une importante perte de résistance lors d'un séisme; cette méthode a été appelée la méthode chinoise (figure 1-38a) (Andrews et Martin, 2000). Tokimatsu et Yoshimi (1983), à partir de cas historiques de liquéfaction, dix au Japon et vingt à d'autres endroits, ont construit la figure 1-38b où ils montrent le pourcentage de taille des grains pour chaque sol analysé. Une combinaison des tailles des grains en dessous de la ligne (ab) donne un sol susceptible à la liquéfaction. Il faut remarquer que la ligne à 20 % du côté des argiles ($5\mu\text{m}$) est supérieure aux critères de Wang, donc il est souhaitable de baisser cette ligne à 15 % (Andrews et Martin, 2000). Bray *et al.*, (2004) ont fait une révision des sols liquéfiés et ont proposé un nouveau schéma pour évaluer la susceptibilité à la liquéfaction, étant donné que la méthode chinoise ne donne pas des évaluations faibles surtout dans les sols à grains fins (figure 1-38c)

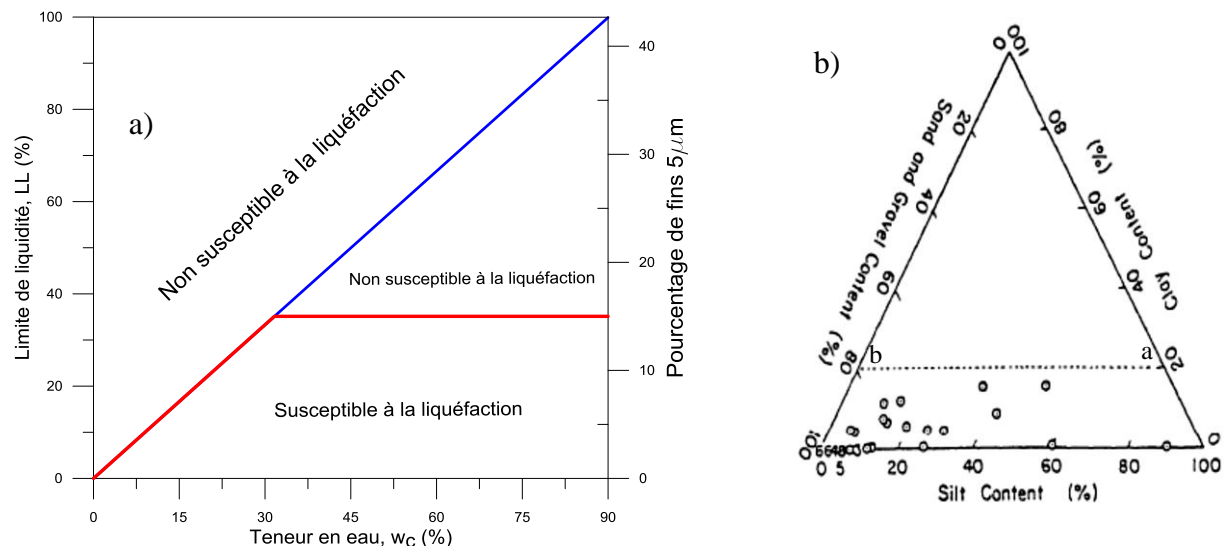


Figure 1- 38 Évaluation empirique de la susceptibilité à la liquéfaction a) la méthode chinoise b) la méthode de Tokimatsu et Yoshimi, 1983 c) la méthode de Bray *et al.*, 2004
(figures adaptées de Andrews et Martin,2000 et Bray *et al.*, 2004)

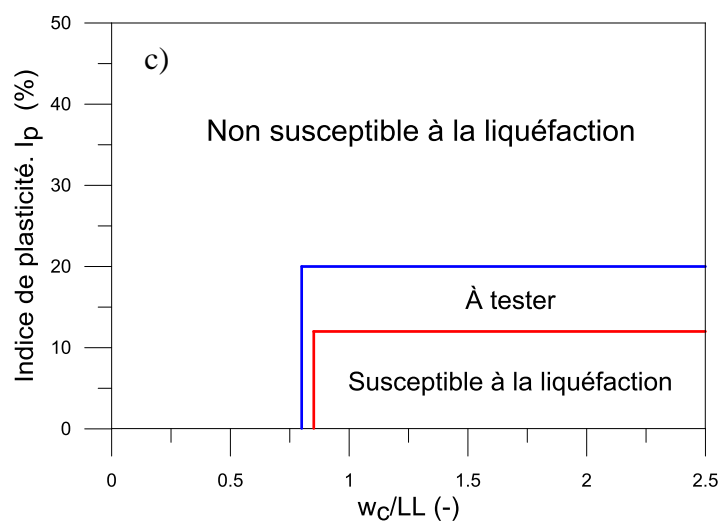


Figure 1- 38 (suite) Évaluation empirique de la susceptibilité à la liquéfaction a) la méthode chinoise b) la méthode de Tokimatsu et Yoshimi, 1983 c) la méthode de Bray *et al.*, 2004 (figures adaptées de Andrews et Martin, 2000 et Bray *et al.*, 2004)

Hunt (1986) propose un fuseau de granulométries pour les sols susceptibles à la liquéfaction (figure 1-39).

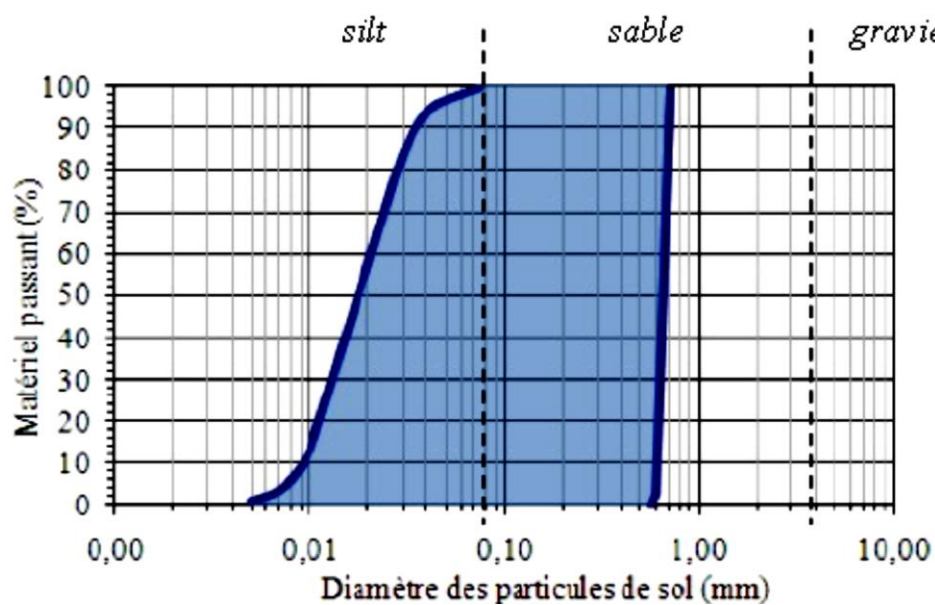


Figure 1- 39 Fuseau granulométrique pour les sols susceptibles à la liquéfaction (figure adaptée de Hunt, 1986; extraite de Poncelet, 2012)

1.4.2.2 Méthodes d'évaluation de la liquéfaction in situ

Il y a différents essais qui permettent d'évaluer la résistance du sol à la liquéfaction en estimant le rapport de résistance cyclique CRR. Les essais les plus courants sont l'essai de pénétration standard SPT, l'essai de pénétration au cône CPT et l'essai de mesure d'ondes de cisaillement V_s .

Essai de pénétration standard SPT

L'essai consiste à compter le nombre de coups N nécessaires pour enfoncer de 30 cm dans le sol un carottier; avec cet essai, on a la possibilité d'obtenir des échantillons remaniés. La figure 1-40 a été construite à partir de données obtenues des sites où il y a eu des séismes de magnitude d'environ 7.5 où les effets de liquéfaction ont été observés ou non. Le nombre de coups obtenus doit être normalisé à $N_{1-60-cs}$, ce qui permet d'utiliser la figure 1-40 qui donne la relation entre le nombre de coups et le rapport de résistance cyclique CRR.



Figure 1- 40 Calcul du rapport de résistance (CRR) pour un séisme de magnitude de 7.5 à partir du nombre de coups de l'essai SPT, (figure tirée de Youd *et al.*, 2001)

L'indice de pénétration normalisée $N_{1-60-cs}$ représente :

Le 1 indique que la contrainte verticale en place doit être à une atmosphère (100kPa)

Le 60 indique que l'efficacité du mouton doit être 60 %.

Le CS indique qu'il doit être équivalent à un sable propre; c'est-à-dire un contenu de fines (CF) inférieur à 5 %.

Le terrain doit être plat ou avec une faible inclinaison

Comme ces conditions ne sont souvent jamais respectées, Youd *et al.*, (2001) et Seed et Idriss (2003) proposent plusieurs facteurs de correction qui doivent être appliqués pour obtenir l'indice de pénétration normalisée.

Essai de pénétration au cône CPT

L'essai au cône consiste à mesurer la réaction du sol à l'enfoncement d'un cône. L'enfoncement se fait de façon continue par un train de tiges à une vitesse constante, approximative de 2cm/s. L'essai permet de connaître, de façon continue, la résistance du sol à la pointe du cône q_c , le frottement latéral f_s et si désiré, avec une variante de l'appareil, il est possible de mesurer la pression interstitielle. Le rapport des contraintes cycliques est obtenu à partir de la résistance en pointe normalisée, q_{c1N} , (figure 1-41)

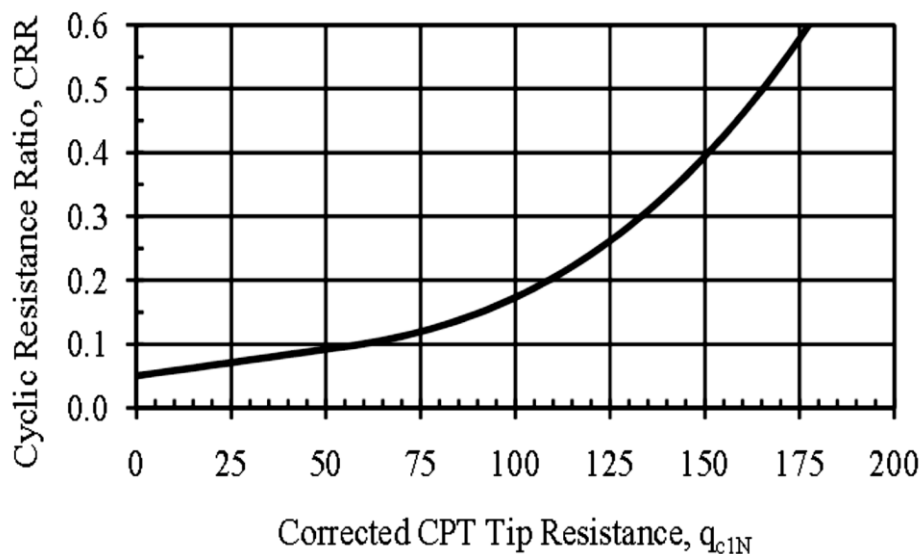


Figure 1- 41 Calcul du rapport de résistance (CRR) pour un séisme de magnitude de 7.5 à partir de l'essai CPT, (figure tirée de Youd *et al.*, 2001)

La résistance en pointe doit être normalisée à 1 atmosphère de pression (100kPa) et pour un sable propre ($CF < 5\%$). Pour normaliser la résistance, des facteurs de correction se trouvent dans Youd *et al.*, (2001), Idriss et Boulanger (2008).

Essai de mesure d'ondes de cisaillement V_s

L'essai de mesure des ondes de cisaillement est fondé sur le principe de la vitesse de déplacement des ondes de cisaillement dans le sol. Un déplacement des ondes de cisaillement élevé serait relié à un sol relativement dense, peu ou pas saturé qui est peu susceptible à la liquéfaction. Il est possible de relier V_s et le rapport de résistance cyclique CRR parce qu'ils sont similaires, mais pas proportionnels et ils sont influencés par l'indice des vides, la saturation, les contraintes effectives et de confinement du sol, l'historique de chargement et l'âge du dépôt (Youd *et al.*, 2001).

Les corrections nécessaires et les paramètres d'ajustement pour trouver l'onde de vitesse, V_{s1} , corrigé se trouvent dans Youd *et al.*, (2001), Idriss et Boulanger (2008) .

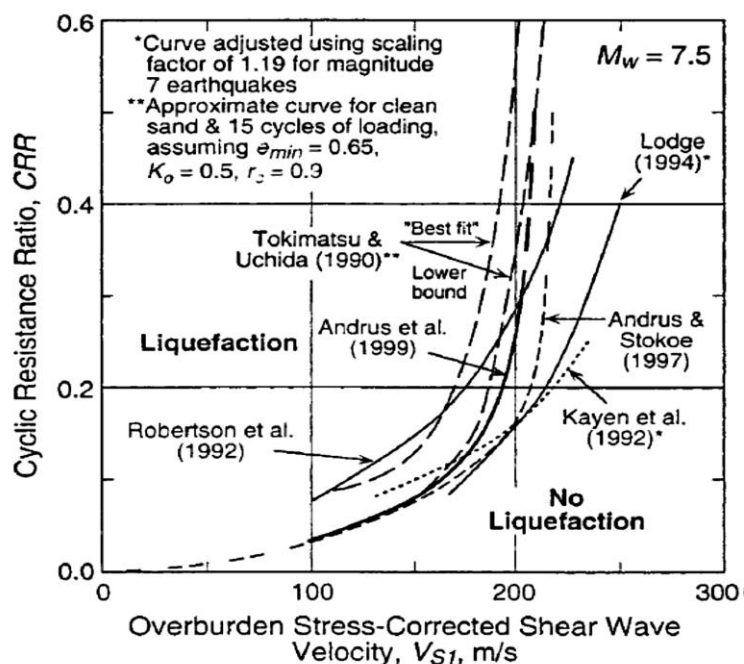


Figure 1- 42 Calcul du rapport de résistance (CRR) pour un séisme de magnitude de 7.5 à partir de l'essai mesure d'ondes de cisaillement, (figure tirée de Youd *et al.*, 2001)

Cette méthode a des avantages; par exemple, elle permet d'effectuer des mesures là où les appareils de CPT ou SPT présentent des difficultés comme dans les sols graveleux ou sur les sites où il n'est pas possible de faire des sondages. Cette méthode fournit également de l'information sur la stratigraphie du site (Youd *et al.*, 2001). En ce qui concerne les désavantages, on trouve la non-récupération d'échantillons pour réaliser une caractérisation géotechnique et la non-reconnaissance de couches minces dans les dépôts. De plus, Kramer (1996) mentionne que cet essai n'est pas suffisant pour connaître la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol.

1.4.2.3 Méthode simplifiée

Cette méthode a été développée par Seed et Idriss (1982), la méthode est basée sur les observations et la recherche faites sur les séismes du Japon et d'Alaska en 1964 et elle a été mise à jour en 1998 par le National Center for Earthquake Engineering Research (Youd *et al.*, 2001). La méthode fait une comparaison entre la contrainte de cisaillement produit par un séisme et la résistance du sol à cette contrainte sans faire de distinction entre la liquéfaction et la mobilité cyclique.

Contrainte de cisaillement cyclique

La charge d'un séisme dans un élément de sol est donnée par le rapport de contraintes cycliques CSR (Seed et Idriss, 1982)

$$CSR = \frac{\tau_{moy}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 * \frac{a_{Max}}{g} * \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} * r_d \quad [1-17]$$

Où	τ_{moy}	Contrainte moyenne de cisaillement,
	σ'_{v0}	Contrainte effective verticale initiale,
	a_{MAX}	Accélération maximale horizontale à la surface du sol,
	g	Constante gravitationnelle,
	σ_{v0}	Contrainte totale verticale initiale, et
	r_d	Coefficient de réduction de contraintes selon la profondeur.

La valeur 0.65 est un facteur empirique basé sur des observations. Seed et Idriss (1970) ont déterminé que le 65% de la contrainte maximale du PGA est la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement généré lors d'un séisme. Le coefficient de réduction de contraintes r_d représente la déformabilité de la colonne de sol et ce facteur dépend des propriétés du sol. La valeur du coefficient r_d peut être obtenue à l'aide d'une figure ou à partir des équations dans les travaux de Seed et Idriss, (1971); Youd *et al.*, (2001) et Idriss et Boulanger (2008).

Résistance à la liquéfaction

Comment on a vu, la capacité d'un sol à résister la liquéfaction est donnée par le rapport des contraintes cycliques CRR. Il peut être calculé avec différents types d'essais comme CPT, SPT, V_s entre autres.

Les valeurs obtenues de CRR pour les essais mentionnés précédemment sont standardisées à un séisme de magnitude de 7.5. Pour comparer le CRR qui a été évalué à une magnitude différente, Seed et Idriss (1970) ont développé le facteur de correction de magnitude MSF. Avec les équations suivantes, on peut relier le CRR et le CRR à la magnitude d'intérêt.

$$CRR_M = MSF * CRR_{7.5} \quad [1-18]$$

$$CRR_{7.5} = \frac{CRR_M}{MSF}$$

Différents auteurs, présentés dans le tableau 1-2, ont proposé des valeurs du facteur MSF

Tableau 1- 2 Valeurs pour le facteur de correction de magnitude
(tableau tiré de Youd *et al.*, 2001)

Magnitude, <i>M</i>	Seed and		Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus and Stokoe (1997)	Youd and Noble (1997b)		
	Idriss (1982)	Idriss ^a		Distance based	Energy based		$P_L < 20\%$	$P_L < 32\%$	$P_L < 50\%$
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.8	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.6	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?	—	—	0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44	—	—	0.65?	—	—	0.56?

Note: ? = Very uncertain values.

^a1995 Seed Memorial Lecture, University of California at Berkeley (I. M. Idriss, personal communication to T. L. Youd, 1997).

Du tableau 1-2, on observe une grande variation entre les valeurs proposées par les différents auteurs. Youd *et al.*, (2001) mentionnent que pour des séismes de magnitude inférieure à 7.5 la colonne 3 doit être utilisée comme la limite inférieure et la colonne 7 comme la limite supérieure, finalement pour de séismes de magnitude supérieure a 7.5 la colonne 3 du tableau 1 doit être utilisée.

Facteur de correction

Comme il a été mentionné dans le section 1.3.4.2, il existe des corrections pour la contrainte de confinement K_σ et pour le cisaillement statique initial K_α .

Facteur de sécurité

Le facteur de sécurité FS face à la liquéfaction est donné par (Youd *et al.*, 2001)

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} * MSF * K_\sigma * K_\alpha \quad [1-19]$$

Où	$CRR_{7.5}$	Résistance à la liquéfaction pour un séisme de magnitude 7.5
	CSR	Contrainte cyclique applique sur le sol
	MSF	Facteur de correction pour la magnitude M

Avec une valeur supérieure à l'unité, le sol n'est pas sujet à la liquéfaction, plus la valeur est inférieure à l'unité, plus la probabilité de liquéfaction est élevée. Quand la valeur est proche de l'unité, il peut y avoir une importante génération de pressions interstitielles et la liquéfaction peut ou ne peut pas se développer (James, 2009).

Dans les sables et graviers, Idriss et Boulanger (2008) montrent qu'il est possible d'obtenir un facteur de sécurité égal à l'unité sans que la pression interstitielle soit égale à la contrainte de confinement (rapport r_u) ou contrainte effective nulle.

1.5 Observations et effets de la liquéfaction des résidus miniers

1.5.1 Études de cas

La première rupture connue d'une digue de rétention des résidus miniers après un séisme a eu lieu en octobre 1928 dans la mine de cuivre El Teniente (Chili). Quelques minutes après le séisme, la digue a eu une rupture sur une longueur approximative de 400 m engendrant le déversement de 4 millions de tonnes de résidus miniers. La cause probable de la rupture de la digue était la liquéfaction des résidus miniers (taille silt) saturés et sous-consolidés retenus par la digue (Ishihara *et al.*, 1980 et ICOLD, 2001).

En mars 1965, un séisme a causé la rupture d'une digue de la mine de cuivre El Cobre (Chili); la cause probable de la rupture est également la liquéfaction des résidus miniers (taille silt) sous-consolidés qui étaient au-dessous d'une couche superficielle sèche. La rupture de cette digue a permis l'écoulement des résidus miniers sur une centaine de mètres en aval de la digue, détruisant un village et tuant 200 personnes (Ishihara *et al.*, 1980 et ICOLD, 2001).

Un autre exemple connu de rupture des digues de rétention a été à Mochikoshi (Japon) en janvier 1978 après un séisme où la plus grande digue s'est rompue sur 73 m de longueur et sur 14 m de hauteur provoquant l'écoulement de 80.000 m³ de résidus miniers. Quelques secondes après, la digue de gauche a également cédé déversant aussi des résidus miniers. Après le séisme, des traces des bouillons du sable « sand boils » ont été aperçues. La cause la plus probable dans ce cas a été également la liquéfaction des résidus miniers (taille silt) (Ishihara *et al.*, 1980 et ICOLD, 2001).

Dans la province de Québec, il n'y avait pas lieu de liquéfaction des résidus miniers; néanmoins, en novembre 1988, dans la région de Saguenay, un séisme a occasionné la liquéfaction de sols, ce qui a provoqué divers dommages dans deux petites villes situées à 25 km de l'épicentre (Tuttle *et al.*, 1990a citées par James, 2009). En 1935, un séisme au Temiscamingue semble avoir provoqué le phénomène de liquéfaction puisque des bouillons du sable « sand boils » ont été aperçus dans la région affectée par le séisme (Lamontagne et Bruneau, 1990 citées par James, 2009).

1.5.2 Effets de la liquéfaction

Les effets de la liquéfaction peuvent être dévastateurs comme nous venons de le voir ci-dessus. La liquéfaction génère une perte de résistance, une déformation excessive et des charges

additionnelles dans les digues de rétention qui peuvent occasionner des tassements ou déplacements des structures sus-jacentes (Aubertin *et al.*, 2001; James 2009). Un autre effet de la liquéfaction est la perte de résistance ou la liquéfaction de couches adjacentes ou supérieures due à la transmission de la pression interstitielle en excès des couches liquéfiées aux autres moins perméables. Cette intercouche d'eau peut créer des zones avec de très faibles résistances au cisaillement qui peuvent entraîner la rupture des pentes ou occasionner des bouillons du sable « sand boils » (Kramer, 1996)

1.6 Recherche sur le comportement dynamique des résidus miniers

Dans cette section, nous nous intéressons aux recherches sur les résidus miniers pour analyser leur comportement et l'influence des différents paramètres sur leur résistance à la liquéfaction.

Ishihara *et al.*, (1980)

Ils ont réalisé des essais triaxiaux cycliques sur des résidus miniers provenant de mines de cuivre, d'or, de plomb et du zinc au Japon et au Chili et sur un sol à base de poudre de quartz. Dans leurs essais, ils ont testé des résidus miniers grossiers (sable) (figure 1-43a) et des résidus miniers fins (silt) avec un faible indice de plasticité, I_p , ($I_p < 10\%$) (figure 1-45b); et des résidus miniers avec un indice de plasticité un peu plus élevé ($15 < I_p < 20$) (figure 1-43c) à de contraintes de confinement variant de 50kPa à 100kPa et en utilisant comme méthode de préparation des échantillons la pluviation à sec et la déposition en boue.

Les résultats montrent que la résistance cyclique des résidus miniers grossiers est un peu plus petite que celle trouvée pour un sable propre avec des caractéristiques de grains semblables. Pour les résidus fins, la résistance à la liquéfaction est plus grande pour les résidus de plus grande plasticité. Pour les résidus grossiers comme pour les résidus fins de faible plasticité, la résistance à la liquéfaction dépend de l'indice des vides. Alors, une augmentation de l'indice des vides diminue la résistance à la liquéfaction, mais la résistance pour un même indice des vides est toujours plus grande dans les résidus grossiers que dans les résidus fins de faible plasticité. Le sol à base de poudre de quartz avec une granulométrie grossière autant que fine présente des résultats similaires à ceux des résidus miniers.

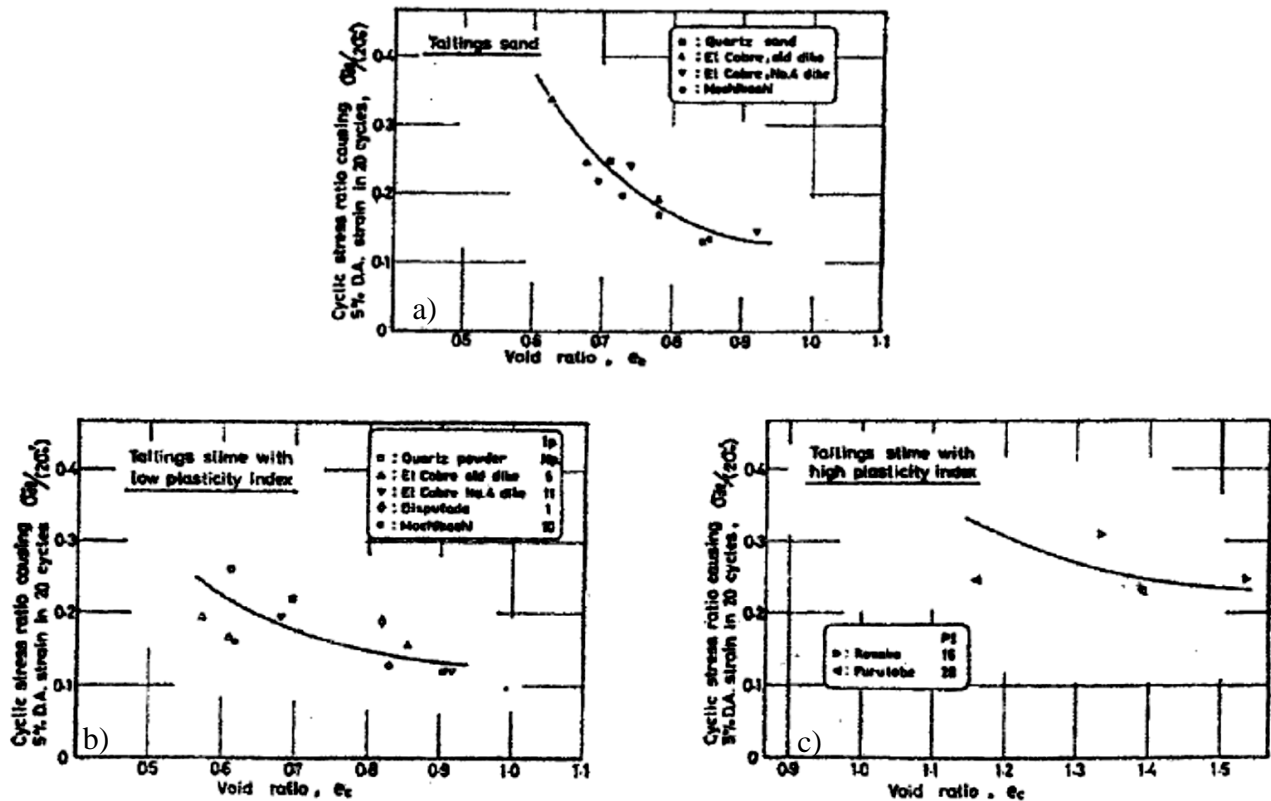


Figure 1- 43 Résistance à la liquéfaction de résidus miniers a) résidus miniers grossiers (sable) b) résidus miniers fins avec faible plasticité (silt) c) résidus miniers avec haute plasticité, (figure tirée de Ishihara et al., 1980)

Ishihara *et al.*, (1981)

Ils ont réalisé des essais triaxiaux cycliques sur des résidus miniers provenant de 15 mines d'or, d'argent, de plomb et de zinc au Japon de granulométries grossières et fines sur des échantillons intacts et reconstruits. Ils ont utilisé la méthode de boue en utilisant des contraintes de confinement de 50, 100, et 400kPa. Les résultats montrent que la résistance à la liquéfaction est plus grande dans les échantillons intacts. Dans les résidus fins, la résistance à la liquéfaction augmente avec l'indice de plasticité (figure 1-44a). La résistance cyclique à 20 cycles de charge a été indépendante de l'indice des vides et de la granulométrie pour les échantillons intacts (figure 1-44b).

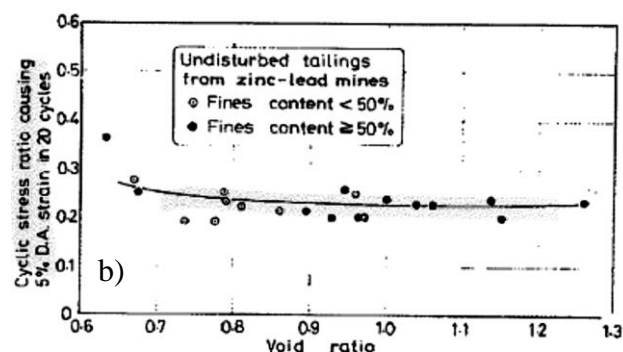
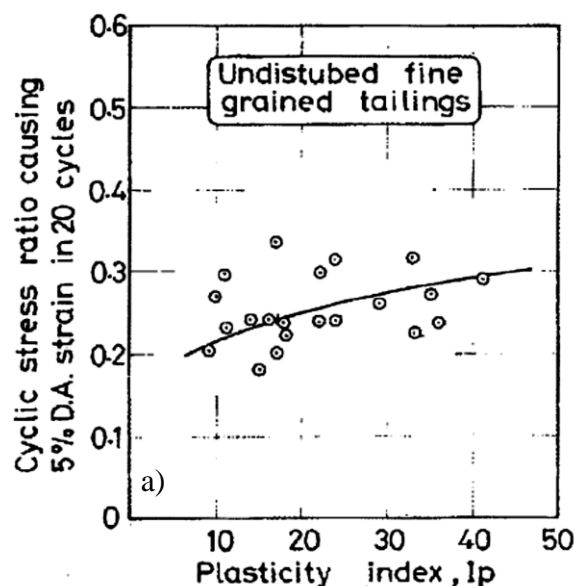


Fig. 5 Cyclic strength versus void ratio

Figure 1- 44 Résistance à la liquéfaction de résidus miniers a) influence de la plasticité b) influence de l'indice de vides, (figure tirée de Ishihara et al., 1981)

Garga et McKay (1984)

Ils ont réalisé la compilation d'essais triaxiaux cycliques sur des résidus miniers de mines d'or, de cuivre et de plomb-zinc ayant des granulométries grossières et fines provenant d'Amérique du Sud, d'Amérique du nord et du Japon, mais aussi sur des sols naturels (sables et silts). Ils ont utilisé des échantillons intacts ou reconstruits et dans des conditions de consolidation isotrope et anisotrope.

Les résultats montrent que la résistance à la liquéfaction pour les résidus miniers comme pour les sols naturels augmente avec l'incrément du rapport de consolidation K_c (figure 1-45a). La résistance à la liquéfaction des sols naturels est plus grande que celle des résidus miniers. La résistance à la liquéfaction est influencée par la méthode d'échantillonnage et la préparation des échantillons. Les résidus miniers avec une granulométrie de la taille du sable présentent moins de résistance que les résidus avec la taille du silt et de l'argile (figure 1-45b). Avec une normalisation à 50 % de la densité relative, les résultats pour les résidus miniers grossiers (sable) présentent une gamme étroite pour le rapport de résistance cyclique (CSR). Cela ne se produit pas ni pour les résidus fins (silts) ni pour les sols naturels.

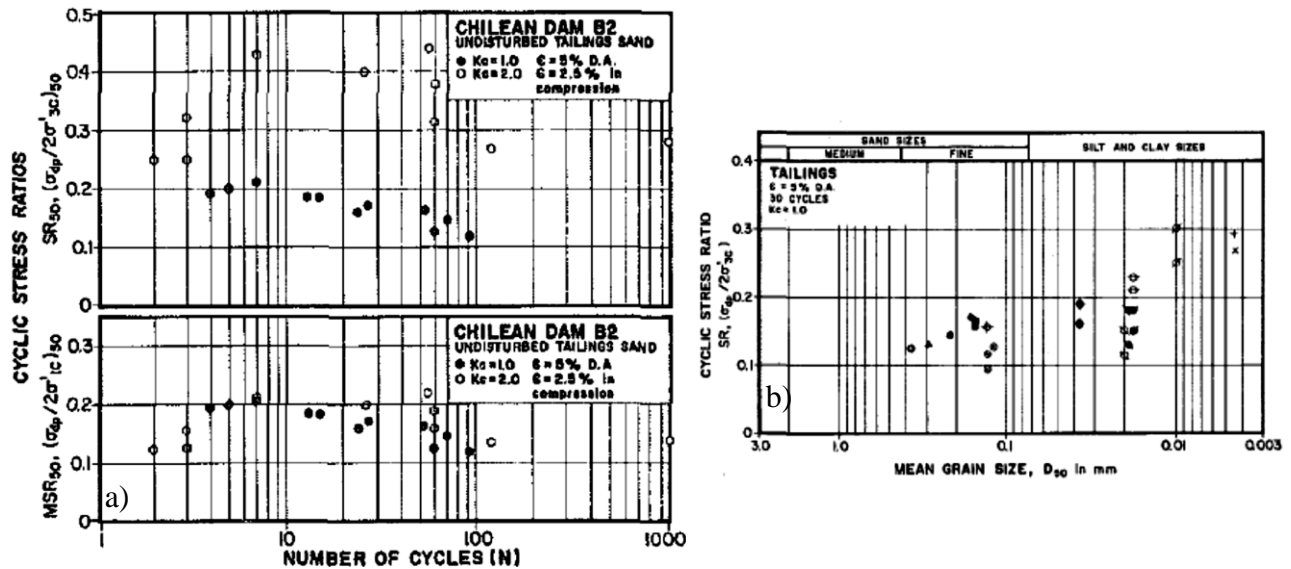


Figure 1- 45 Résistance à la liquéfaction de résidus miniers a) influence de la consolidation anisotrope b) influence de la taille de grains, (figure tirée de Garga et Mckay, 1984)

Troncoso (1986)

Il a réalisé des essais triaxiaux statiques et dynamiques sur des résidus miniers grossiers du Chili sans fines et avec un pourcentage de fines non plastiques de 15 %.

Les résultats des essais statiques montrent que pour un même indice des vides le comportement est totalement différent. L'échantillon sans fines présente un comportement dilatant tandis que l'échantillon avec 15 % de fines présente un comportement contractant et il fait objet de la liquéfaction. À cause de ce comportement, la ligne d'état critique pour le résidu avec les fines se déplace vers le bas en comparaison avec les résidus sans fines. Les essais cycliques, réalisés pour les deux types de résidus à un indice des vides de 0.85, montrent que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'inclusion de fines. Les résultats de Troncoso *et al.*, (1985) montrent aussi la diminution de la résistance à la liquéfaction avec l'augmentation de fines.

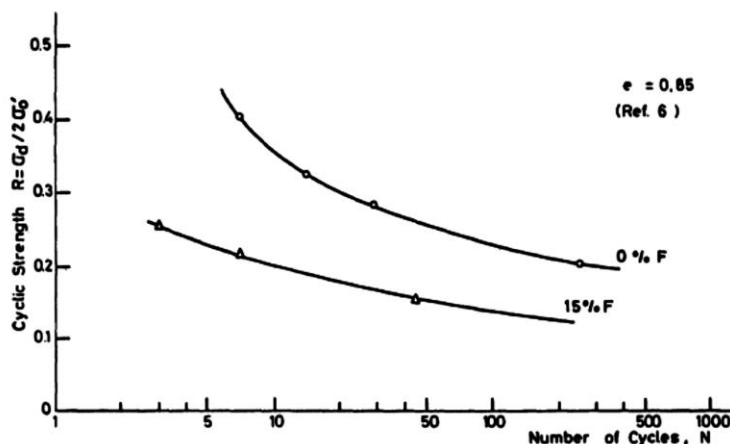


Fig. 3. Cyclic strength of tailing sands with different silt content

Figure 1- 46 Résistance à la liquéfaction de résidus miniers, influence du contenu de fines non plastiques, (figure tirée de Troncoso, 1986)

Wijewickreme *et al.*, (2005)

Ils ont réalisé des essais cycliques et postcycliques en cisaillement direct sur des résidus miniers de latérite, de cuivre-or et de cuivre-or-zinc, avec des échantillons intacts ou reconstruits par la méthode en boue. Certains résidus de latérite ont une plasticité ($I_p=12$) et d'autres n'ont pas de plasticité, les autres résidus miniers ont une très faible plasticité ou voire aucune plasticité.

Les résultats montrent que la latérite plastique présente moins de résistance à la liquéfaction que la latérite non plastique. Cependant, le résultat peut être considéré comme non concluant étant donné que le confinement était de 100kPa et 200kPa respectivement. La résistance à la liquéfaction des résidus miniers provenant de mines de cuivre-or-zinc a été testée sous des contraintes de confinement entre 115kPa et 460kPa (figure 1-47a). Il semble alors que la résistance à la liquéfaction est indépendante de la contrainte de confinement. Les résidus miniers provenant de l'extraction de cuivre-or sont les plus résistants à la liquéfaction, ensuite ils sont suivis des résidus provenant de la latérite et en dernier ceux provenant de cuivre-or-zinc. Il est important de remarquer que la courbe du résidu minier provenant de cuivre-or-zinc ne suit pas la tendance des autres deux courbes. Wijewickreme *et al.*, (2005) mentionnent que la réponse cyclique de contrainte-déformation des résidus miniers est similaire à la réponse observée pour les silts et les sables denses reconstruits

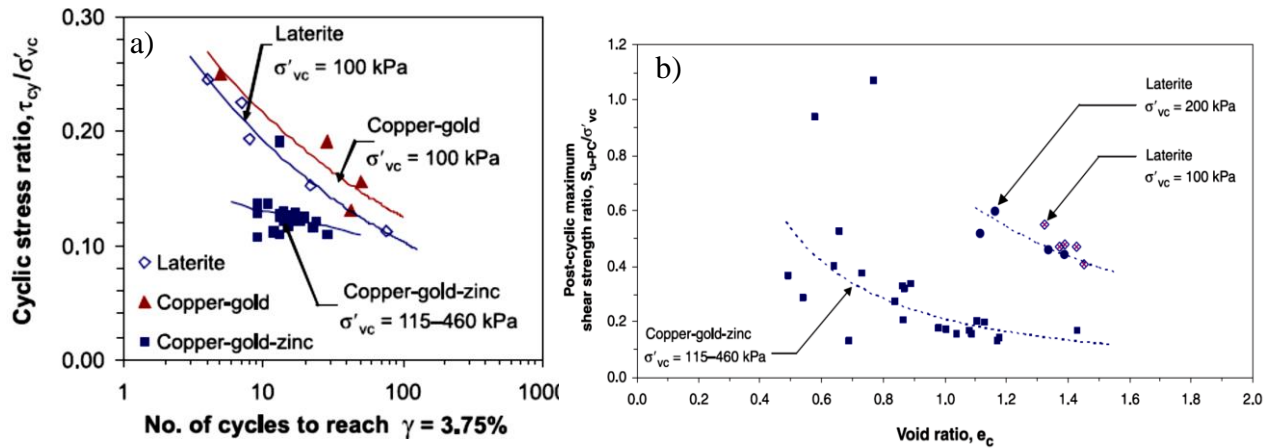


Figure 1- 47 Résistance des résidus miniers a) influence de la pression de confinement à la résistance à la liquéfaction b) résistance postcyclique, (figure tirée de Wijewickreme *et al.*, 2005)

Le rapport de résistance postcyclique S_{u-PC}/σ'_{vo} augmente avec la diminution de l'indice des vides. Le rapport de résistance postcyclique pour un indice des vides égal montre que les résidus miniers provenant de la latérite ont plus de résistance que ceux de cuivre-or-zinc; ceci est le même résultat obtenu dans le cas de résistance à la liquéfaction (figure 1-47b). La tendance des essais postcycliques est similaire à celle présentée par Sivathayalan, 1994, pour les essais où la contrainte effective n'est pas nulle ($\sigma'_3 \neq 0$) pendant le chargement cyclique (figure 1-36b), à la différence près que dans ces essais la courbe atteint le sommet de résistance. Les critères d'évaluation empirique de la susceptibilité à la liquéfaction de Wang (1979) et Bray *et al.*, 2004 ont été évalués pour ces auteurs et n'ont pas permis évaluer avec succès la susceptibilité pour les résidus miniers de cette étude.

Riemer *et al.*, (2008)

Ils ont réalisé des essais triaxiaux statiques et dynamiques à une fréquence de 0.2 Hz sur des résidus miniers d'une mine de cuivre et molybdène de granulométrie grossière du Pérou en utilisant pour la reconstruction des échantillons la méthode de compactage humide. Le résidu minier avait 15 % de particules fines, compacte à une densité relative de 98 % et était consolidé de façon isotropique sous une contrainte de confinement entre 100kPa et 5.8MPa.

Les résultats des essais statiques montrent qu'à une contrainte de confinement de 500kPa, les résidus ont au début une tendance à se contracter et par la suite à se dilater. Sous une contrainte

de confinement de 5.8MPa, les résidus miniers ont tendance à se contracter sans montrer des signes de dilatance (figure 1-48a). Les résultats montrent aussi une légère diminution de l'angle de frottement avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

Les résultats des essais cycliques montrent que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement (figure 1-48b). Les auteurs ont remarqué qu'aux contraintes de confinement élevées, il y avait désintégration de grains grossiers par fissuration, ce qui augmente la quantité de fines dans le sol et influence la résistance à la liquéfaction.

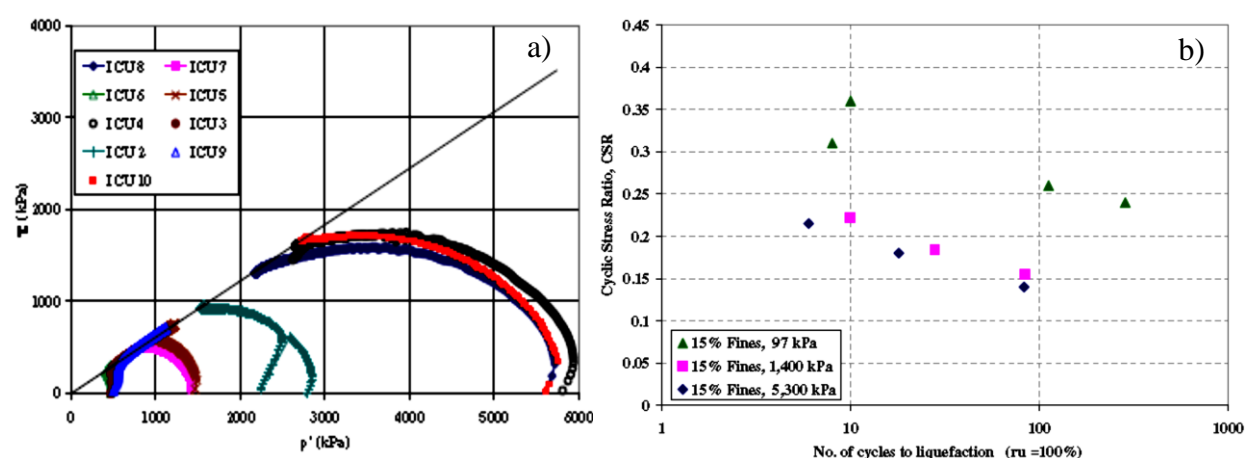


Figure 1- 48 Influence de la pression de confinement sur les résidus miniers a) réponse statique des échantillons b) résistance à la liquéfaction (figure tirée de Riemer *et al.*, 2008)

James *et al.*, (2011)

Ils ont réalisé des essais cycliques et postcycliques en cisaillement direct sur des résidus miniers non plastiques d'une mine d'or du Québec. Ils ont utilisé pour la reconstruction des échantillons la déposition en boue (SD) avec entonnoir. Les résidus ont été consolidés à des contraintes variant entre 100kPa et 400kPa.

Les résultats montrent que la diminution sous chargement cyclique du module de cisaillement, G , est similaire à celle des sables. La résistance à la liquéfaction est indépendante du niveau de contrainte de confinement de l'essai (figure 1-49). Une analyse de la résistance à la liquéfaction, par la méthode simplifiée (Idriss et Boulanger, 2008) en comparaison avec les résultats dynamiques obtenus, semble indiquer que cette méthode peut être appliquée pour ces résidus

miniers. Le paramètre de la déformation ($\gamma=3.5\%$) pour l'évaluation de l'initiation de la liquéfaction pour tous les échantillons a été toujours atteint avant le rapport $r_u=1.0$. Le rapport de résistance postcyclique S_{u-PC}/σ'_{vo} montre des valeurs beaucoup plus faibles que celles rapportées par Wijewickreme *et al.*, (2005) pour un indice des vides identique. Dans cette étude la variation de l'indice des vides dans les essais était minimale, alors il n'y avait pas eu une grande variation du rapport de la résistance postcyclique.

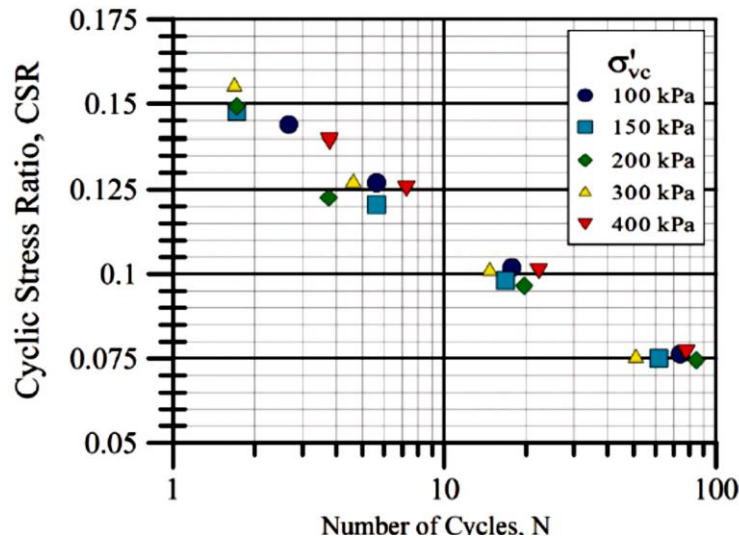


Figure 1- 49 Influence de la pression de confinement sur le résidu minier
(figure tirée de James *et al.*, 2011)

Geremew *et al.*, (2012)

Ils ont réalisé des essais triaxiaux cycliques sur des résidus miniers et des sols naturels plastiques et peu plastiques du Canada et des États-Unis en utilisant pour la reconstruction des échantillons la méthode de compactage humide à des contraintes de confinement de 50 à 70kPa. Les essais ont été faits à une pression de confinement donné avec une variation de l'indice des vides et du rapport de contraintes cycliques entre 0.1 et 0.4.

Les résultats indiquent que la résistance à la liquéfaction des résidus miniers était plus grande en comparaison avec un sol naturel ayant une granulométrie, un indice des vides et un indice de plasticité identiques. La résistance à la liquéfaction des résidus miniers, qui avaient un faible indice de plasticité, n'était pas fortement influencée par l'indice de plasticité. La résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de l'indice des vides, mais pour de valeurs élevées, la

différence était moins remarquable. Le critère d'évaluation empirique de la susceptibilité à la liquéfaction Chinois de Wang (1979) et Chinois modifié de Finn *et al.*, (1994) n'est pas recommandé pour ces auteurs pour les résidus miniers.

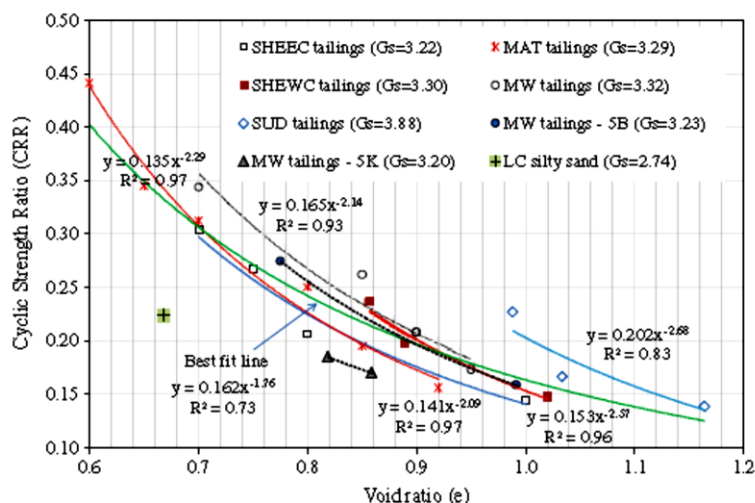


Figure 1- 50 Influence de l'indice de vides sur la résistance cyclique des résidus miniers
(figure tirée de Geremew *et al.*, 2012)

1.7 Sommaire

L'évaluation du comportement dynamique des sols pulvérulents, comme des résidus miniers, présente encore certains doutes vis-à-vis les différences de comportement par rapport aux sols naturels. Parfois, les résultats exposés montrent des contradictions. Un autre aspect important est la différence que présentent les échantillons intacts et reconstruits en fonction de la technique de préparation utilisée. En outre, presque toutes les études ont utilisé la contrepression pour obtenir un niveau de saturation optimal ce qui influence la résistance à la liquéfaction; donc, les résultats obtenus dans ces recherches peuvent surestimer cette résistance.

Dans cette étude, la non-utilisation de la contrepression pour la saturation de l'échantillon et l'utilisation d'une préparation des échantillons en forme de boues, qui simule la déposition hydraulique des résidus in situ, permettent une meilleure évaluation du comportement dynamique des résidus miniers.

CHAPITRE 2 MATÉRIAU, ÉQUIPEMENT ET MÉTHODOLOGIE DE LABORATOIRE

Dans ce chapitre, les caractéristiques géotechniques du matériau, l'équipement et la méthodologie de laboratoire utilisés dans cette recherche seront décrits.

2.1 Source du matériau

Les résidus miniers utilisés dans cette recherche proviennent de la mine d'or à ciel ouvert Canadian Malartic qui appartient à la compagnie minière Osisko. La mine est située en Abitibi, dans l'ouest du Québec, à environ 20 km à l'ouest de la ville de Val d'Or. La production commerciale de la mine a débuté en 2011 et devrait se poursuivre pendant 16 ans. Chaque année, la mine produit environ 500 000 onces d'or provenant de l'extraction d'approximativement 15 millions de tonnes de minerai (Osisko, 2013). Les résidus miniers sont déposés hydrauliquement sous forme de boue dans des parcs à résidus. Les résidus miniers utilisés dans cette recherche proviennent de la sortie du concentrateur. Par conséquent, ils ne sont pas influencés pour les phénomènes de ségrégation des particules observés lors de la déposition.



Figure 2- 1 Localisation de la mine d'or Canadian Malartic, (figure tirée de Osisko.com)

2.2 Propriétés géotechniques des résidus miniers

2.2.1 Granulométrie

Les mesures granulométriques ont été réalisées en suivant la norme ASTM D-422-63. Étant donné que les résidus miniers ont une granulométrie fine, on a fait des essais sédimentométriques. Pendant la recherche on a utilisé deux chaudières différentes. Pour chacune d'elles, on a obtenu une courbe granulométrique. La figure 2-2 montre les courbes granulométriques moyennes obtenues à partir de cinq essais sédimentométriques (trois pour la chaudière 1 et deux pour la chaudière 2, données complètes, annexe 1).

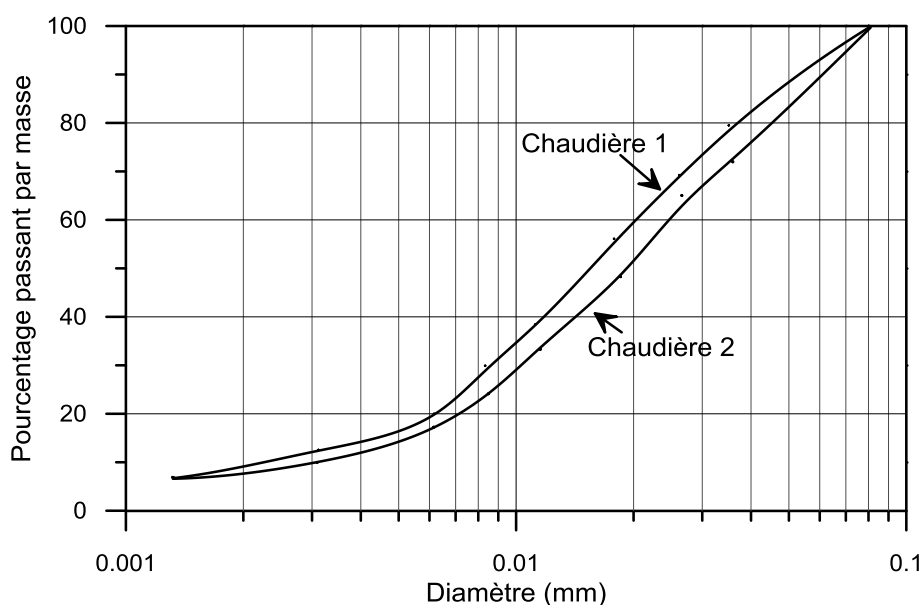


Figure 2- 2 Granulométrie des résidus miniers

La figure 2-2 montre que les différences entre les courbes granulométriques des deux chaudières ne sont pas très significatives. À partir des courbes granulométriques, on peut conclure que 100 % de particules des résidus miniers sont des fines ($D_{\max} < 0.08$ mm). Le tableau 2-1 montre les valeurs du D_{10} , D_{30} , D_{50} , D_{60} , et les coefficients de courbure C_c et d'uniformité C_u . Sur la base des observations visuelles, la plasticité des résidus miniers est nulle, ce qui est confirmé par Aubertin *et al.*, (2002) et Bussière (2007) qui affirment que les résidus miniers de roches dures sont peu ou pas plastiques.

Tableau 2- 1 Résumé de la distribution granulométrique des résidus

Chaudière	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	C _c	C _u
1	0.0022	0.0085	0.016	0.02	1.64	9.09
2	0.003	0.011	0.019	0.025	1.61	8.33

2.2.2 Densité relative des grains

Les essais de densité relative, D_r , ont été réalisés suivant la norme ASTM D 854-06. La valeur moyenne des résultats obtenus est de 2.73 pour les deux chaudières (annexe 2). Cette valeur se trouve dans l'intervalle proposé par Bussière (2007) pour les mines de roches dures du Canada et est similaire aux valeurs typiques des sols naturels.

2.2.3 Masses volumiques sèches

La masse volumique sèche minimale, ρ_{d-min} , a été obtenue en déposant lentement le résidu minier sec dans un moule de volume connu. La masse volumique sèche maximale, ρ_{d-max} , a été obtenue avec l'essai Proctor modifié pour deux échantillons (figure 2-3) en suivant la norme ASTM D698-07. Le tableau 2-2 montre les valeurs obtenues pour la masse volumique sèche maximale ρ_{d-max} , minimale ρ_{d-min} , l'indice des vides minimal e_{min} , l'indice des vides maximale e_{max} et la teneur en eau optimale w_{opt} pour les deux chaudières.

Tableau 2- 2 Masse volumique sèche maximale et minimale

Chaudière	ρ_{max} (kg/m ³)	ρ_{min} (kg/m ³)	e_{max}	e_{min}	w_{opt} %
1	1770	1049	1.60	0.54	15.0
2	1750	1088	1.51	0.56	16.1

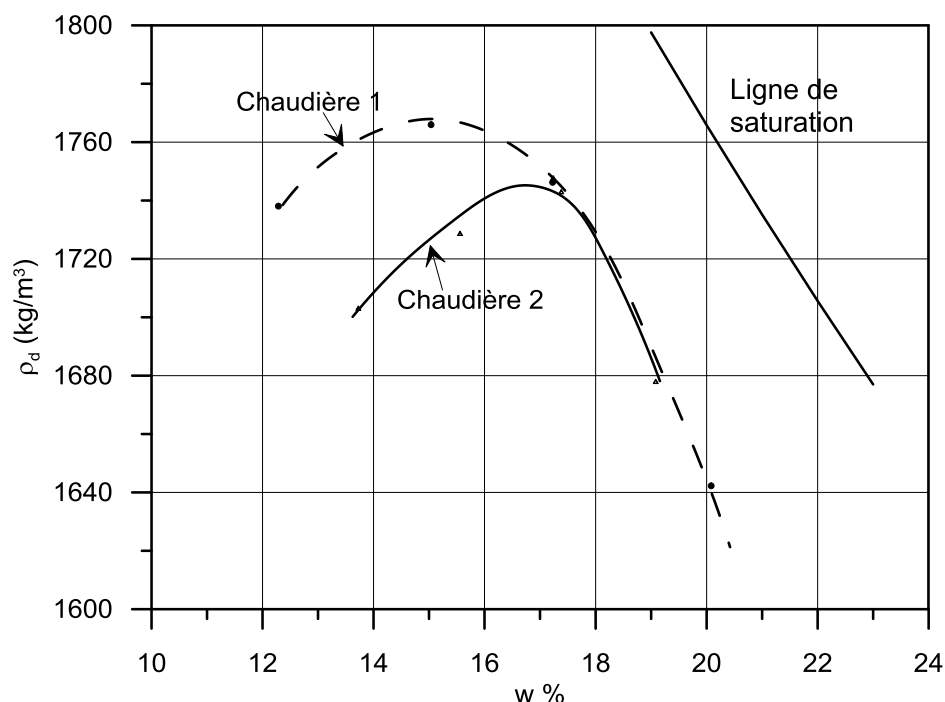


Figure 2- 3 Courbes de compactage (Proctor modifié)

Les valeurs obtenues pour la masse volumique maximale et minimale ainsi que la teneur en eau optimale se trouvent dans les intervalles trouvés par Bussière (2007). Celles-ci sont un peu plus élevées que la valeur trouvée par Bolduc (2012) ($\rho_{\max} = 1735 \text{ kg/m}^3$) pour les mêmes résidus. Les différences entre les courbes de compactage sont dues principalement à la différence entre les granulométries présentes dans les chaudières.

2.2.4 Paramètres de consolidation

Les coefficients de consolidation, C_v , l'indice de compression, C_c , et le coefficient de compressibilité, a_v , ont été évalués à partir des courbes de consolidation isotrope (annexe 3). Les échantillons ont été préparés suivant le protocole de laboratoire de Poncelet (2012) et consolidés de façon isotope à des contraintes de confinement variant entre 55 et 400 kPa.

La valeur du coefficient de consolidation, C_v , varie entre 0.63 et 0.76 cm^2/s . La contrainte de consolidation ne semble pas avoir d'influence sur le coefficient de consolidation. Les valeurs obtenues sont supérieures à celles indiquées par Bussière (2007) et Qiu *et al.*, (2001). Néanmoins,

Bolduc (2012), dans des essais de consolidation en colonne unidimensionnelle pour des contraintes effectives variant de 5 à 400kPa, a trouvé des valeurs qui varient entre 0.1 et 3 cm²/s.

La valeur de l'indice de compression, C_c , varie entre 0.051 et 0.42 et la valeur du coefficient de compressibilité, a_v , varie entre 3.36×10^{-4} et 1.41×10^{-4} kPa⁻¹. Les valeurs obtenues se trouvent dans l'intervalle des valeurs trouvées par Bussière (2007) et Bolduc (2012) (C_c entre 7.4×10^{-2} et 1×10^{-1} et a_v entre 8.5×10^{-5} à 3.2×10^{-2} kPa⁻¹).

2.2.5 Conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique saturée a été estimée à partir des paramètres moyens de C_v et a_v trouvés précédemment et à l'aide du modele de prédiction de Mbonimpa *et al.*, (2002).

La conductivité hydraulique saturée peut être évaluée à partir des paramètres C_v et a_v avec l'expression suivante :

$$k_{sat} = \frac{\gamma_w a_v C_v}{(1 + e)} \quad [2-1]$$

Le modèle de prédiction Mbonimpa *et al.*, (2002) implique les propriétés de base comme D_{10} , C_u , e , w_L et ρ_s . L'équation est valide pour des matériaux granulaires peu plastiques avec les considérations suivantes :

Tableau 2- 3 Limite des paramètres des sols granulaires pour le modele de prédiction de Mbonimpa *et al.*, (2002)

Paramètre	Valeur minimale	Valeur maximale
K (cm/s)	4.0×10^{-8}	3.0×10^{-2}
C_u	1	227
D_{10} (cm)	4×10^{-6}	1.5
w_L %	nul	20

$$K_{sat} = C_G \frac{\gamma_w}{\mu_w} \frac{e^{x+3}}{1+e} C_u^{1/3} D_{10}^2 \quad [2-2]$$

où C_G et X sont des constantes; pour les matériaux granulaires $C_G=0.1$ et $X=2$; μ_w est la viscosité de l'eau ($\mu_w=1 \times 10^{-3}$ Pa.s).

Pour une valeur de l'indice des vides qui varie de 0.6 à 0.8, avec les paramètres moyens $a_v=2.17 \times 10^{-04}$ kPa⁻¹ et $C_v=0.69$ cm²/s, et pour le modèle Mbonimpa *et al.*, (2002) avec $C_u= 9.09$ et 8.33, $D_{10}=0.00022$ et 0.0003 cm respectivement, les valeurs obtenues de la conductivité hydraulique sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2-4 Conductivité hydraulique saturé de résidus miniers

K _{sat} (cm/s) Mbonimpa <i>et al.</i> , (2002)			K _{sat} (cm/s) Équation 2-1
e	Chaudière 1	Chaudière 2	Chaudière 1 et 2
0.8	1.86x10 ⁻⁵	3.25 x10 ⁻⁵	8.27 x10 ⁻⁶
0.75	1.39 x10 ⁻⁵	2.42 x10 ⁻⁵	8.51 x10 ⁻⁶
0.7	1.01 x10 ⁻⁵	1.77 x10 ⁻⁵	8.76 x10 ⁻⁶
0.65	7.19 x10 ⁻⁶	1.26 x10 ⁻⁵	9.03 x10 ⁻⁶
0.6	4.97 x10 ⁻⁶	8.69 x10 ⁻⁶	9.31 x10 ⁻⁶

Les valeurs trouvées à l'aide des paramètres moyens et l'équation du modèle Mbonimpa *et al.*, (2002) ne montrent pas de différences marquées et se rapprochent avec la diminution de l'indice des vides. En outre, les valeurs sont dans l'intervalle donné par Bussière (2007) et sont très similaires à celles obtenues par Bolduc (2012).

2.2.6 Classification du sol

À l'aide des données obtenues, selon le Manuel canadien d'ingénierie des fondations (SCG, 2006), les résidus miniers sont classifiés comme « silts non plastiques de grains fins à grossiers avec traces de sable fin » et selon le Système de classification unifiée des sols (USCS) comme « silts non plastiques de type (ML) » (Holtz et Kovacs, 1981).

Si les courbes granulométriques obtenues sont placées dans le fuseau de Hunt (1986), en conformité à ce critère, les résidus miniers d'Osisko sont susceptibles à la liquéfaction. Le critère chinois de Wang (1979) et celui de Bray *et al.*, (2004) ne peuvent pas être utilisés sans connaître la limite de liquidité. Néanmoins, si on utilise la limite de liquidité que Bussière (2007) a rapportée ($LL < 40\%$) et en tenant compte que pour transporter les résidus sous forme de boue, la teneur en eau est élevée (par exemple 40%), le critère de Wang indique que le sol est à la limite de la zone des sols susceptibles à la liquéfaction avec $LL = 40$, donc avec une légère diminution de la limite de liquidité, le sol est susceptible à la liquéfaction. Le critère de Bray *et al.*, (2004) pour un rapport w_c/LL supérieur à 0.8 indique que les résidus sont susceptibles à la liquéfaction. De plus, compte tenu de la faible perméabilité et de l'absence de cohésion, le résidu minier est susceptible à la liquéfaction.

2.3 Équipement

Pour la réalisation des essais triaxiaux, on a utilisé une presse hydraulique INSTRON (modèle 1350) commandée par ordinateur à l'aide du logiciel Station Manager de MTS capable d'appliquer des charges statiques et dynamiques à différentes fréquences, soit en déformation contrôlée ou en charge contrôlée.

La charge est mesurée avec une cellule de force fixée à la presse, d'une capacité maximale de 100 kN (INSTRON avec une précision de 10 N) et aussi avec d'autres cellules de force additionnelles, selon les besoins de précision. Dans la recherche, on a ajouté une cellule avec une capacité maximale de 5 kN (avec une précision de 5 N) pour les essais dynamiques et quelques essais statiques et une cellule de force avec une capacité maximale de 22 kN pour les essais statiques (avec une précision de 5 N).

Le déplacement axial est mesuré à l'aide d'un transducteur de déplacement (LVDT) capable de mesurer des déformations jusqu'à 30 mm avec une précision de 0.002 mm. La pression

interstitielle est mesurée à l'aide d'un capteur de pression (Oméga – avec une précision de 1 kPa). L'évaluation de la variation du volume résultant de la consolidation ou des essais drainés se fait à l'aide d'une burette graduée. La variation de pression se fait à l'aide d'un système d'air sous pression contrôlé par des valves.

Toutes les données de force, déformation, variation de volume et de pression au cours des essais ont été captées par un système d'acquisition de données et enregistrées sur un ordinateur à une fréquence programmée.

La membrane utilisée était Humboldt HM-4.180.40 et comme demi-membrane HM-4180.40T.

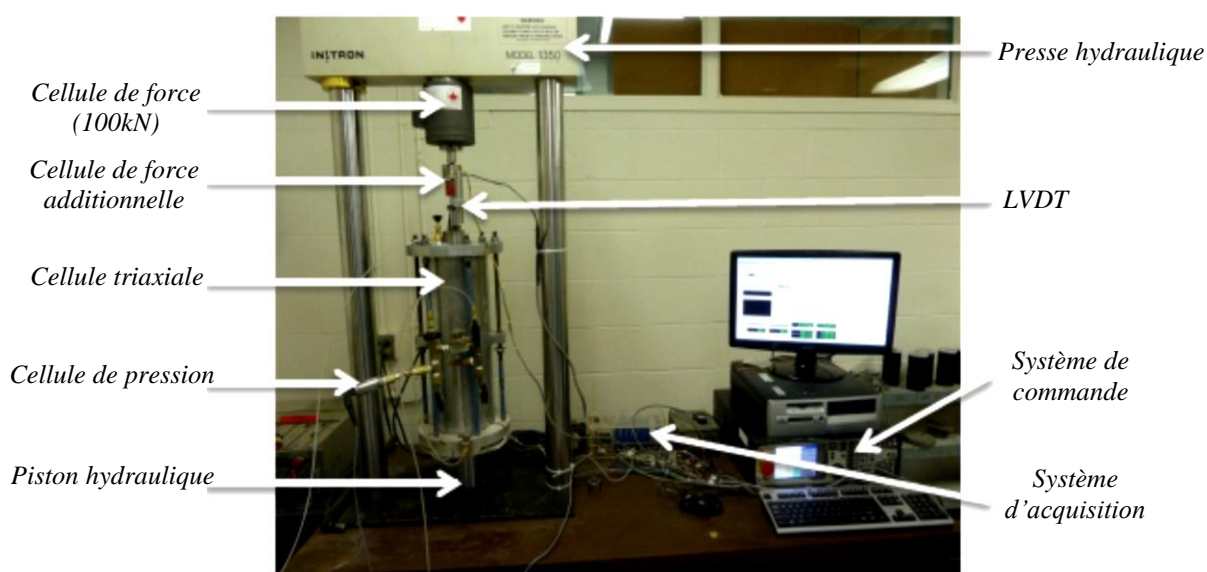


Figure 2- 4 Équipement utilisé (figure tirée de Poncelet, 2012)

2.4 Méthodologie

Tous les échantillons utilisés ont été préparés en utilisant le protocole de laboratoire de Poncelet (2012) qui permet de simuler la déposition hydraulique des résidus miniers. Les échantillons utilisés sont de forme cylindrique avec 100 mm de diamètre et 200 mm de hauteur. Le protocole utilise la technique de déposition en boue, où l'échantillon est déposé hydrauliquement avec un degré élevé de saturation. L'utilisation de la contrepression n'est donc pas nécessaire pour assurer une saturation complète (Poncelet, 2012).

2.4.1 Préparation des échantillons

Les échantillons ont été préparés à partir des résidus miniers séchés au four. Une fois secs, les résidus miniers sont passés au tamis #30 (0.6 mm) pour briser les agglomérations et retirer les corps étrangers. Dans un récipient, 5 kg des résidus miniers sont déposés et mélangés avec de l'eau désaérée jusqu'à la teneur en eau désirée. Poncelet (2012) remarque que plus la teneur en eau est élevée, plus la désaération est facile et rapide. Dans ses résultats, il a retenu une teneur en eau de 34.5 % pour les résidus miniers, parce que si la boue a une teneur en eau trop élevée, lors de l'étape de densification, les tassements sont trop grands et l'effet sablier se produit dans l'échantillon. Les essais ont été faits à une teneur en eau initiale de 34.5 ou 36 %. Une fois que les résidus sont mélangés avec l'eau, le mélange a été homogénéisé manuellement pour ensuite être placé dans le saturateur. Le saturateur est un cylindre fermé hermétiquement où, sous l'action du vide et de la rotation, les résidus sont saturés (figure 2-5)

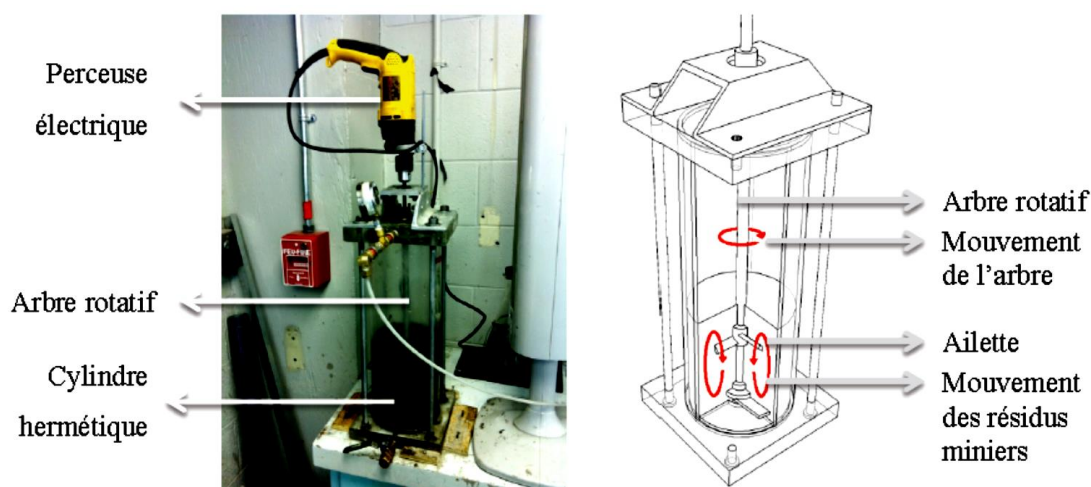


Figure 2-5 Saturateur (figure tirée de Poncelet, 2012)

Un vide de 90 kPa et une rotation de 800 à 1000 RPM ont été appliqués durant 60 à 80 minutes pour saturer complètement l'échantillon. Une fois que les résidus miniers sont saturés, la vitesse de rotation est baissée à 60-80 RPM, le vide est libéré et remplacé par une faible pression (50 kPa). Ensuite, on ouvre une valve placée dans le bas du saturateur pour que les résidus miniers commencent à sortir à travers un tube plastique. Le tube est placé sous l'eau à l'intérieur du

moule métallique qui contient la membrane, la demi-membrane et la pierre poreuse inférieure (figure 2-6). Le moule est rempli jusqu'à un centimètre au-dessous de la limite supérieure. Une fois que le moule est rempli, on met le papier filtre, la pierre poreuse et l'embout supérieur et scellé à l'aide de la demi-membrane (figure 2-7). Pour plus de détails sur la mise en moule, voir Poncelet (2012).

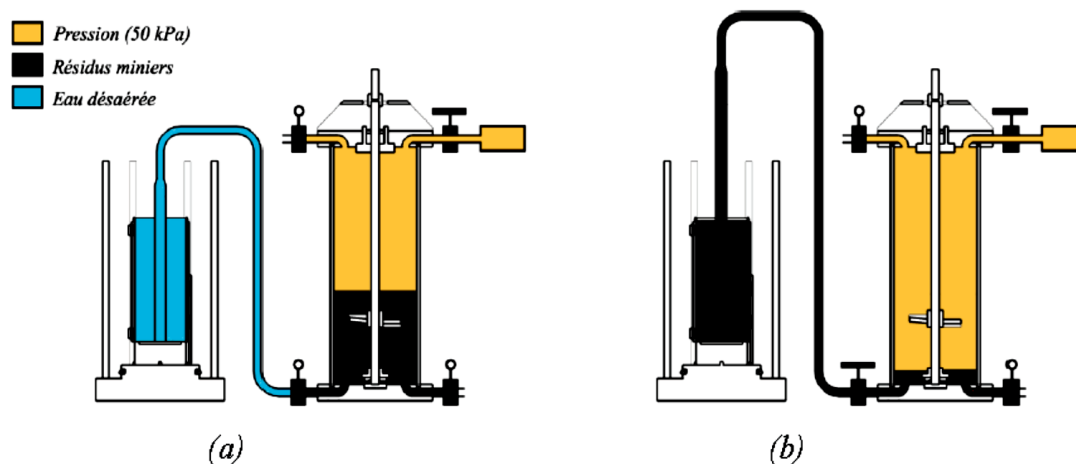


Figure 2-6 Méthodologie de placement de résidus miniers dans le moule
(figure tirée de Poncelet, 2012)

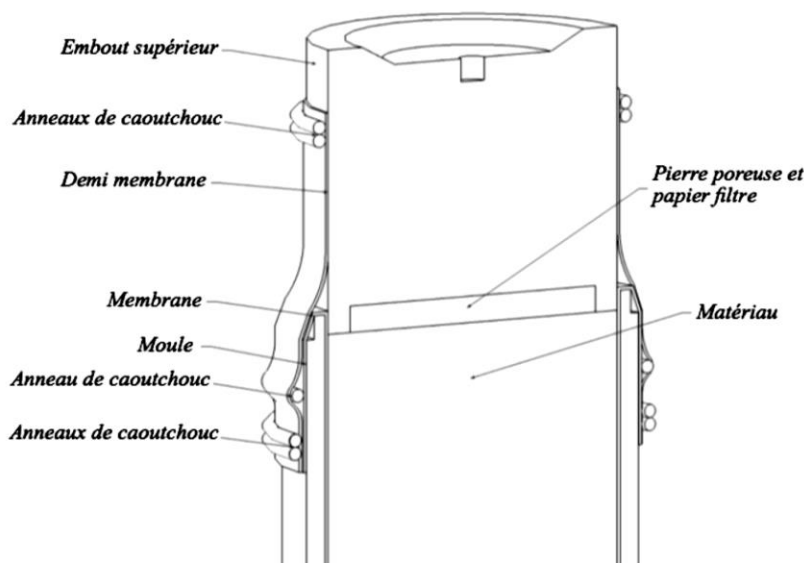


Figure 2- 7 Schéma du montage de la pierre poreuse et l'embout supérieur
(figure tirée de Poncelet, 2012)

Une première révision du degré de saturation a été faite à la sortie du saturateur à partir de trois tares de volumes connus.

La pression appliquée doit être basse pour éviter de désaturer les résidus miniers. Bussière (2007) a établi la valeur d'entrée d'air (AEV) entre 10 et 70 kPa. Narvaez (2013) a évalué l'AEV des résidus miniers de ce projet de recherche à 51 kPa. Étant donné que la quantité de résidus placés dans le saturateur est plus grande que celle dont on a besoin pour remplir le moule, les résidus qui restent dans le saturateur (résidus en contact avec la pression) peuvent présenter une petite baisse du degré de saturation à cause de la pression imposée.

Les résidus miniers à l'intérieur du moule ont une très faible résistance. Si on le démoule, l'échantillon s'effondre sous son propre poids. Il est donc nécessaire de densifier les résidus pour qu'ils ne s'effondrent pas quand on retire le moule.

La densification de l'échantillon se fait avec l'application d'une succion de 18 kPa dans les embouts supérieur et inférieur, et par l'application d'une charge axiale de 15 kPa pour éviter que l'effet sablier se développe dans l'échantillon. Durant la densification, il y a un changement de volume, mais comme aucune déformation radiale ne peut se développer, le sol peut seulement se déformer de façon verticale. On a établi que l'étape de densification finit quand la déformation axiale reste constante. Une fois que la densification est achevée, on procède au démoulage de l'échantillon; dans cette étape, on coupe la succion et on enlève la demi-membrane; une fois que le démoulage est fini, on met à nouveau la succion (détails Poncelet, 2012). Quand l'étape de démoulage est finie, on obtient un échantillon uniforme et stable (figure 2-8). Finalement, on prend les mesures du diamètre et de la hauteur de l'échantillon.

L'étape suivante consiste à fermer la cellule triaxiale et à la remplir d'eau désaérée en laissant une poche d'air dans la cellule pour une meilleure application de la pression de confinement et de la charge qui sera appliquée lors du cisaillement (statique ou cyclique).



Figure 2- 8 Échantillon après démoulage

2.4.2 Saturation

Le protocole de laboratoire de Poncelet (2012) permet d'obtenir des échantillons avec un paramètre de Skempton égal ou supérieur à 0.99. Pourtant, l'application d'une contrepression ou d'une autre technique n'est pas nécessaire pour obtenir un degré de saturation approprié.

Une valeur du paramètre B de Skempton égale à 0.97 est considérée comme une saturation appropriée (ASTM 5311-92). Une valeur de 1.0 pour le paramètre de Skempton montre que la totalité de la variation de la pression de confinement est reprise par l'eau. Dans la recherche, on a obtenu des valeurs appropriées du paramètre de Skempton (voir annexe 5).

2.4.3 Consolidation

La contrainte de confinement des essais statiques et dynamiques varie entre 100 kPa et 700 kPa.

La consolidation isotrope ($q_{ini}=0$) se fait avec l'augmentation de la pression de confinement jusqu'à la contrainte désirée. Cette augmentation se fait selon les paliers qui sont présentés au tableau 2-6.

Tableau 2- 5 Paliers de consolidation

Palier	Contrainte de confinement σ_3 (kPa)
1	55
2	100
3	200
4	400
5	700

Pour passer d'un palier à l'autre, la variation de volume doit être minimale. Chaque palier nécessite de 40 à 60 minutes.

La consolidation anisotrope ($q_{ini} \neq 0$) se fait en deux étapes. Dans la première on augmente la pression de confinement, comme dans la consolidation isotrope, jusqu'à la contrainte désirée. Une fois que la consolidation isotrope est achevée, la deuxième étape consiste à faire une compression drainée jusqu'à l'obtention d'un rapport de contraintes égal à $K_i=0.4$.

L'étape de consolidation isotrope ou anisotrope (figure 2-9) est achevée lorsqu'il n'y a plus de variation de volume ou lorsque la pression interstitielle est constante.

Entre chaque augmentation de palier, on vérifie la saturation grâce au paramètre de Skempton \bar{B}

$$\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad [2-3]$$

où Δu Variation de la pression interstitielle causée par la variation de la pression de confinement, et

$\Delta \sigma_3$ Variation de la pression de confinement.

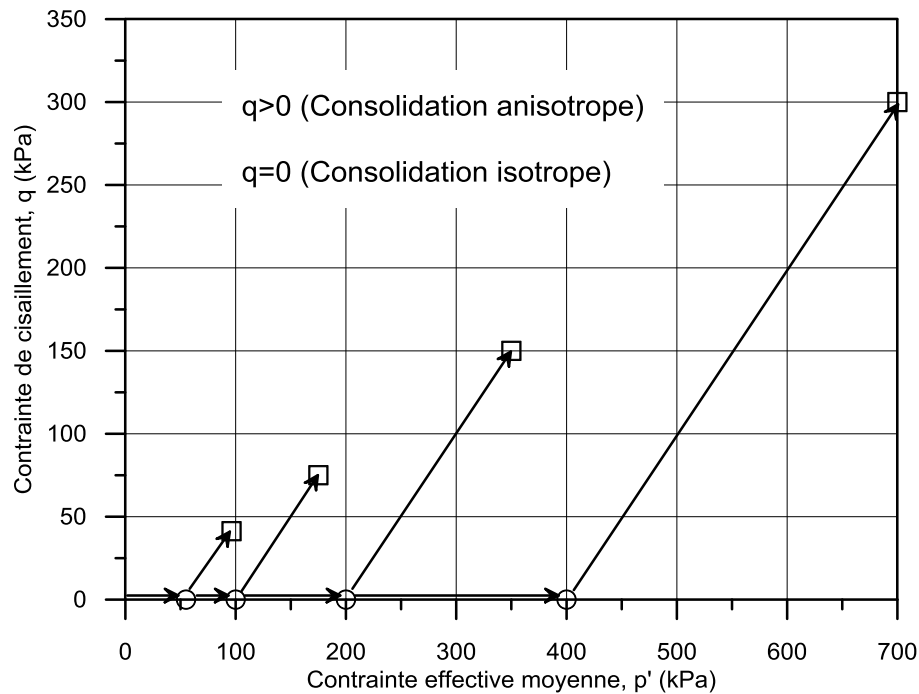


Figure 2- 9 Cheminement de contraintes pour une consolidation isotrope et anisotrope.

2.4.4 Essais triaxiaux en compression statique et cyclique

Des essais triaxiaux en compression statique et cyclique ont été faits, les aspects théoriques de chaque essai seront expliqués ci-dessous.

2.4.4.1 Essais triaxiaux en compression statique

Les essais triaxiaux en compression statique en condition non drainée à déformation contrôlée ont été faits en suivant la norme ASTM 4767-04 et en utilisant le protocole de laboratoire de Poncelet (2012) pour la préparation des échantillons. Pour assurer l'uniformité de la pression interstitielle tout au long de l'échantillon une vitesse de cisaillement de 0.001 mm/s a été appliquée.

Pour le calcul des paramètres de résistance, on doit calculer la valeur du déviateur des contraintes, σ_D , qui est la différence entre la contrainte axiale, σ_1 , et la contrainte de confinement, σ_3 . On peut donner les contraintes principales, soit en termes de contraintes totales ou de

contraintes effectives pour une pression interstitielle u . Pour l'essai triaxial, la contrainte déviatorique est donnée par le rapport entre la force, F , et l'aire corrigée de l'échantillon, A .

$$\sigma_D = \sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u) = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

$$\sigma_D = \frac{F}{A} \quad [2-4]$$

L'aire corrigée de l'échantillon, A , est donnée par :

$$A = \frac{A_c}{(1-\varepsilon)} \quad \text{où} \quad \varepsilon = \frac{\Delta H}{H_c} \quad [2-5]$$

Où	A_c	Aire après consolidation,
	ε	Déformation axiale,
	ΔH	Déformation de l'échantillon, et
	H_c	Hauteur après consolidation.

Pour déterminer l'aire après la consolidation, on utilise :

$$A_c = \frac{V_0 - \Delta V_{sat} - \Delta V_c}{H_c} \quad [2-6]$$

Où	V_0	Volume initial mesuré,
	ΔV_{sat}	Changement de volume lors de la saturation, et
	ΔV_c	Changement de volume lors de la consolidation.

La figure 2-11 montre les différences entre la ligne K_f et l'enveloppe de rupture de Mohr sur le cercle de rupture ; où K_f passe par τ_{\max} , qui est le sommet du cercle à la rupture et l'enveloppe de Mohr est tangente à ce cercle rupture. Cependant, à partir de l'angle ψ' il est possible de trouver ϕ' . Si la ligne K_f et l'enveloppe de rupture passent par l'origine, la cohésion du sol est égale à zéro.

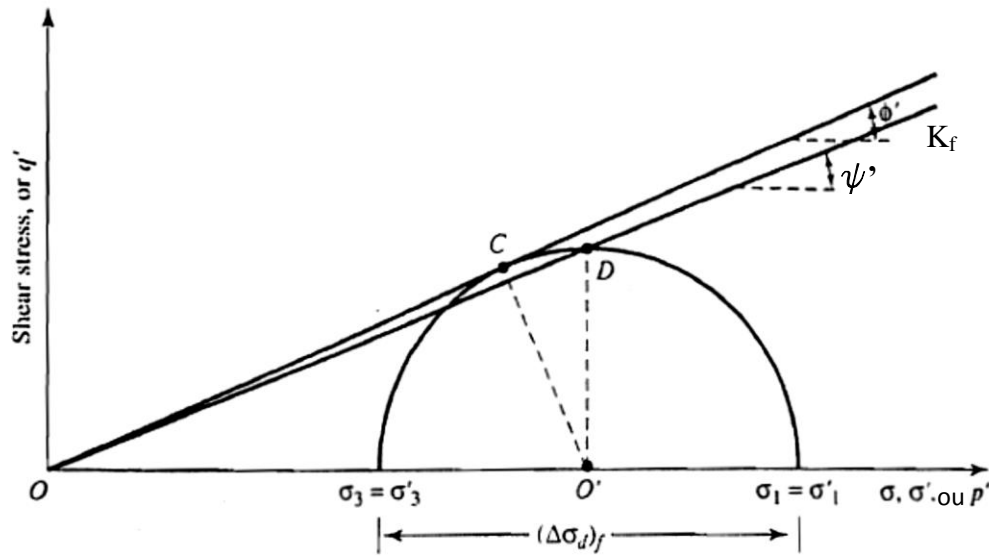


Figure 2- 11 Enveloppe de Mohr et ligne de rupture K_f (figure tirée de Das, 2006)

La relation pour trouver l'angle de frottement interne, ϕ' , à partir de l'angle de la ligne de rupture, ψ' , est:

$$\phi' = \sin^{-1}(\tan \psi') \quad [2-8]$$

La courbe d'état limite pour les résidus miniers a été estimée à partir de l'état de contraintes à la rupture et de l'indice des vides obtenus des essais statiques.

2.4.4.2 Essais triaxiaux cycliques

Les essais triaxiaux cycliques non drainés ont été effectués à charge contrôlée en suivant la norme ASTM 5311-92 et en utilisant le protocole de laboratoire de Poncelet (2012) pour la préparation des échantillons. La valeur de la charge est déterminée pour le rapport des contraintes cycliques (CSR) que l'on désire appliquer sur l'échantillon.

Le rapport des contraintes cycliques, CSR, selon la norme ASTM est déterminé par :

$$CSR = \frac{\sigma_D}{2 * \sigma'_3} \quad [2-9]$$

Les forces de compression et d'extension sont calculées à partir d'un rapport des contraintes cycliques donné :

$$\sigma_D = \frac{F}{A}$$

$$|F_e| = F_c = 2 * \sigma'_3 * CSR * A_c \quad [2-10]$$

où	F_e	Force au pic en extension,
	F_c	Force au pic en compression,
	σ'_3	Contrainte effective de confinement,
	CSR	Rapport de contraintes cycliques, et
	A_c	Aire de l'échantillon après consolidation.

L'expression mentionnée ci-dessus est seulement valide dans le cas d'une consolidation isotrope. Pour une consolidation anisotrope, il faut tenir compte du rapport de contraintes. La valeur de K_0 peut être obtenue à partir de l'équation de Jaky (1944) (Das, 2006):

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad [2-11]$$

et
$$K_0 = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \quad [2-12]$$

On peut utiliser aussi le rapport suivant :

$$K_c = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \quad [2-13]$$

Pour une consolidation anisotrope :

$$\tau_{st} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{K_c * \sigma'_3 - \sigma'_3}{2} = \frac{(K_c - 1)\sigma'_3}{2} \quad [2-14]$$

$$\sigma'_0 = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} = \frac{K_c * \sigma'_3 + 2\sigma'_3}{3} = \frac{(K_c + 2)\sigma'_3}{3} \quad [2-15]$$

où τ_{st} Cisaillement statique initial dans un plan de 45° , et

σ'_0 Contrainte moyenne effective

La figure 2-12 montre le cercle de Mohr à l'état initial et lors du cisaillement cyclique en condition anisotrope.

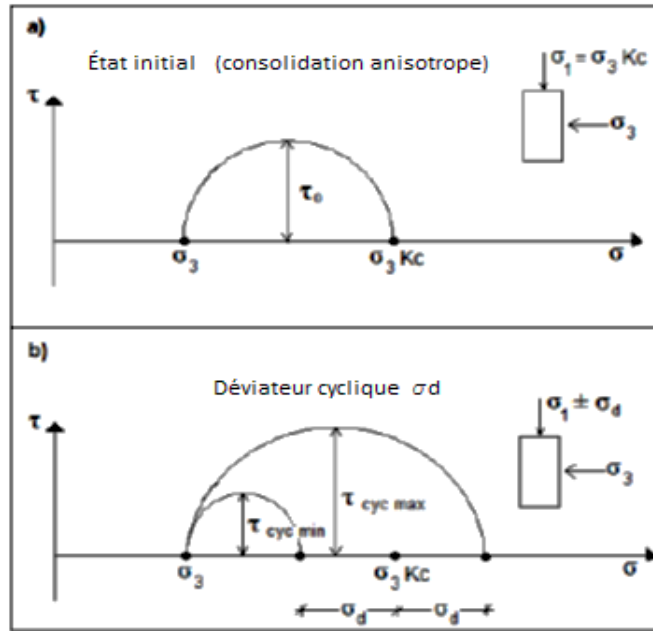


Figure 2- 12 États de contraintes initial et lors du cisaillement a) l'état initial b) lors du cisaillement cyclique
(figure adaptée de Ansejo, 2010)

De la figure 2-12, le cisaillement maximal et minimal sont:

$$\tau_{cyc\ max} = \frac{K_c * \sigma'_3 + \sigma_D - \sigma'_3}{2} = \tau_{st} + \frac{\sigma_D}{2} \quad [2-16]$$

$$\tau_{cyc\ min} = \frac{K_c * \sigma'_3 - \sigma_D - \sigma'_3}{2} = \tau_{st} - \frac{\sigma_D}{2} \quad [2-17]$$

$$\tau_{cyc} = \tau_{cyc\ max} - \tau_{st} = \tau_{st} - \tau_{cyc\ min} = \frac{\sigma_D}{2} \quad [2-18]$$

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{t0}} \quad [2-19]$$

Le rapport des contraintes cycliques (CSR) est déterminé par :

$$CSR = \frac{3 * \sigma_D}{2 * \sigma'_3 * (K_c + 2)} \quad [2-20]$$

$$|F_e| = F_c = \frac{(K_c + 2) * 2 * \sigma'_3 * CSR * A_c}{3} \quad [2-21]$$

L'expression ci-dessus est valide dans le cas d'une consolidation isotrope ($K_c=1$) et anisotrope ($K_c \neq 1$).

Pour évaluer l'influence de la fréquence de charge sur la résistance à la liquéfaction, des essais à des fréquences de charge de 0.2, 1 et 2 Hz ont été réalisés à une pression de confinement de 100 kPa.

Comme il a été mentionné dans le chapitre 1, avec les essais cycliques, on peut évaluer la résistance à la liquéfaction principalement à partir du nombre de cycles requis pour atteindre :

- a) Un niveau d'amplitude de déformations déterminée.
- b) Un rapport de pression interstitielle r_u égal à l'unité.

Dans cette recherche, l'évaluation de la résistance dynamique est faite grâce aux critères établis par Poncelet (2012):

- a) Une déformation égale à 0.5 %,
- b) Une perte substantielle de résistance de l'échantillon pendant plusieurs cycles, et
- c) Un rapport $r_u=1.0$.

De toute façon dans les chapitres 3 et 4, on fera une évaluation de la pertinence de l'adoption de ces critères en comparaison avec les critères du National Research Council (NRC, 1985).

Pour évaluer le rapport de résistance cyclique (CRR), on doit faire plusieurs essais à une même pression de confinement avec une variation du rapport des contraintes cycliques (CSR). Idriss et Boulanger (2006) donnent l'expression suivante pour évaluer le rapport de résistance cyclique :

$$CRR = A_0 * N^{-b} \quad [2-22]$$

où A_0 et b sont des paramètres caractéristiques du matériau et sont obtenus par régression des données expérimentales, et N est le nombre de cycles. Le paramètre A_0 est l'équivalent du CRR pour un cycle de charge et varie en fonction de différents paramètres du sol comme l'indice de densité, la méthode de déposition, le vieillissement et la surconsolidation. Le paramètre b est la pente de la ligne CRR versus N dans un schéma log-log, ce paramètre relie donc le CRR à l'influence de l'amplitude de la contrainte de cisaillement cyclique. Le paramètre b peut prendre une valeur de 0.34 pour un sable propre et de 0.14 pour une argile (Idriss et Boulanger, 2008).

2.4.4.3 Essais postcycliques

L'essai postcyclique consiste à faire un essai de cisaillement drainé ou non drainé, après la réalisation d'un essai cyclique, en suivant la même procédure que pour les essais statiques. Le niveau de confinement et les conditions initiales sont considérés être les mêmes que dans l'essai cyclique.

Pour les essais postcycliques, on veut évaluer la résistance au cisaillement normalisée par la pression de confinement, S_{u_PC}/σ'_{vc} .

2.4.5 Détermination de l'indice des vides

Comme on a travaillé avec des degrés de saturation élevés ($\bar{B} > 0.99$), on assume une condition saturée $S_r = 1$. La détermination de l'indice des vides se fait à la fin de l'essai avec l'estimation de la teneur en eau finale et de la densité relative des grains dans le cas des essais non drainés. Dans le cas des essais drainés, on ajoute le volume d'eau mesuré dans la burette à la masse d'eau finale.

2.5 Programme d'essais

Le programme d'essais a été fait afin de déterminer les propriétés géotechniques et la résistance à la liquéfaction et postcyclique des résidus miniers.

2.5.1 Essais statiques

Le but des essais statiques était de trouver les paramètres de résistance et la courbe d'état limite. On a fait six essais à différentes pressions de confinement (tableau 2-6).

Tableau 2- 6 Programmation des essais statiques

Essai	Pression de confinement, σ_3 (kPa)
1	55
2	100
3	200
4	300
5	400
6	700

2.5.2 Essais cycliques

Comme il a été mentionné au chapitre 1, la résistance à la liquéfaction est influencée par plusieurs paramètres. Dans cette recherche, on a évalué la variation de la pression de confinement, la variation de la fréquence de charge à 0.2 Hz, 1 Hz et 2 Hz et la consolidation anisotrope à $K_i=0.4$.

Évaluation de l'effet de la pression de confinement

Tableau 2- 7 Programmation des essais cycliques pour l'évaluation de l'influence de la pression de confinement

Essai		Pression de Confinement (kPa)	CSR Imposé	Fréquence de Charge (Hz)	K_i
1	TX-100-1-01	100	0.075	1	1
2	TX-100-1-02	100	0.1	1	1
3	TX-100-1-03	100	0.125	1	1
4	TX-100-1-04	100	0.15	1	1
5	TX-100-1-05	100	0.17	1	1
6	TX-100-1-06	100	0.2	1	1
8	TX-200-1-01	200	0.1	1	1
9	TX-200-1-02	200	0.125	1	1
10	TX-200-1-03	200	0.15	1	1
11	TX-200-1-04	200	0.17	1	1
12	TX-200-1-05	200	0.2	1	1
13	TX-400-1-01	400	0.075	1	1
14	TX-400-1-02	400	0.1	1	1
15	TX-400-1-03	400	0.125	1	1
16	TX-400-1-04	400	0.15	1	1
17	TX-400-1-05	400	0.2	1	1

Évaluation de l'influence de la fréquence de charge

Tableau 2- 8 Programmation des essais cycliques pour l'évaluation de l'influence de la fréquence de charge

Essai		CSR Imposé	Pression de Confinement (kPa)	Fréquence de Charge (Hz)	K _i
18	TX-100-2-01	0.1	100	2	1
19	TX-100-2-02	0.125	100	2	1
20	TX-100-2-03	0.15	100	2	1
21	TX-100-2-04	0.17	100	2	1
22	TX-200-0.2-01	0.1	100	0.2	1
23	TX-200-0.2-02	0.125	100	0.2	1
24	TX-200-0.2-03	0.15	100	0.2	1
25	TX-200-0.2-04	0.17	100	0.2	1

Évaluation de l'anisotropie

Tableau 2- 9 Programmation des essais cycliques pour l'évaluation de l'effet de l'anisotropie

Essai		CSR Imposé	Pression de Confinement (kPa)	Fréquence de Charge (Hz)	K _i
26	TX-100-K _i -1-01	0.125	100	1	0.4
27	TX-100-K _i -1-02	0.15	100	1	0.4
28	TX-100-K _i -1-03	0.17	100	1	0.4
29	TX-100-K _i -1-04	0.2	100	1	0.4
30	TX-200-K _i -1-01	0.075	200	1	0.4
31	TX-200-K _i -1-02	0.125	200	1	0.4
32	TX-200-K _i -1-03	0.15	200	1	0.4
33	TX-200-K _i -1-04	0.17	200	1	0.4

CHAPITRE 3 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Ce chapitre présente les résultats obtenus lors des essais triaxiaux non drainés en compression statique et cyclique.

3.1 Essais triaxiaux en compression non drainés

Les essais triaxiaux non drainés en compression statique permettent d'évaluer les paramètres de résistance de Mohr-Coulomb, la ligne d'état limite, mais aussi les différents états des résidus miniers lors du cisaillement.

3.1.1 Résultats des essais en compression statique

Les conditions des échantillons après consolidation sont présentées au tableau 3-1. Tous les échantillons qui ont été soumis à la compression statique étaient consolidés isotropiquement.

Tableau 3- 1 Condition des échantillons après consolidation
(essais triaxiaux en compression statique)

Pression de consolidation, σ_c (kPa)	55	100	200	300	400	700
Teneur en eau, w (%)	26.56	25.79	24.84	24.65	24.68	23.19
Indice des vides, e_c	0.72	0.70	0.68	0.67	0.67	0.63
Porosité, n	0.42	0.41	0.40	0.40	0.40	0.39
Indice de densité relative, I_d (%)	83	85	87	88	88	91
Paramètre de Skempton, B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

L'indice des vides des échantillons au début de la consolidation était similaire; lors de la consolidation, il diminue. Au tableau 3-1, l'indice de vides diminue à mesure que la pression de confinement augmente, passant de 0.72 pour une pression de consolidation de 55kPa à 0.63 pour une pression de consolidation de 700kPa. On remarque que pour la méthode de préparation utilisée, une faible pression de consolidation donne un indice de densité déjà élevé.

L'évolution de la contrainte déviatorique, σ_D , en fonction de la déformation axiale, ε , des échantillons (figure 3-1) montre un comportement élastoplastique. Au début du chargement (déformation contrôlée) et pour de faibles niveaux de déformation ($\varepsilon < 0.5\%$), il y a une augmentation rapide de la résistance (contrainte déviatorique) et le comportement est élastique. Lorsque le niveau de déformation augmente, il y a une augmentation de la résistance, mais à un taux beaucoup plus lent, jusqu'à atteindre une résistance maximale pour de grandes déformations ($\varepsilon = 10\%$ à 17%).

Le module tangent initial E_t et le module sécant (à 50% σ_D max) augmentent en fonction de la pression de confinement. Des valeurs de 19MPa, 38MPa, 80MPa, 75MPa, 107MPa et 111MPa pour le module tangent initial et de 1.34MPa, 2.65MPa, 4.81MPa, 7.14MPa, 18.62MPa et 26.66MPa pour le module sécant ont été trouvées en fonction de la pression de confinement.

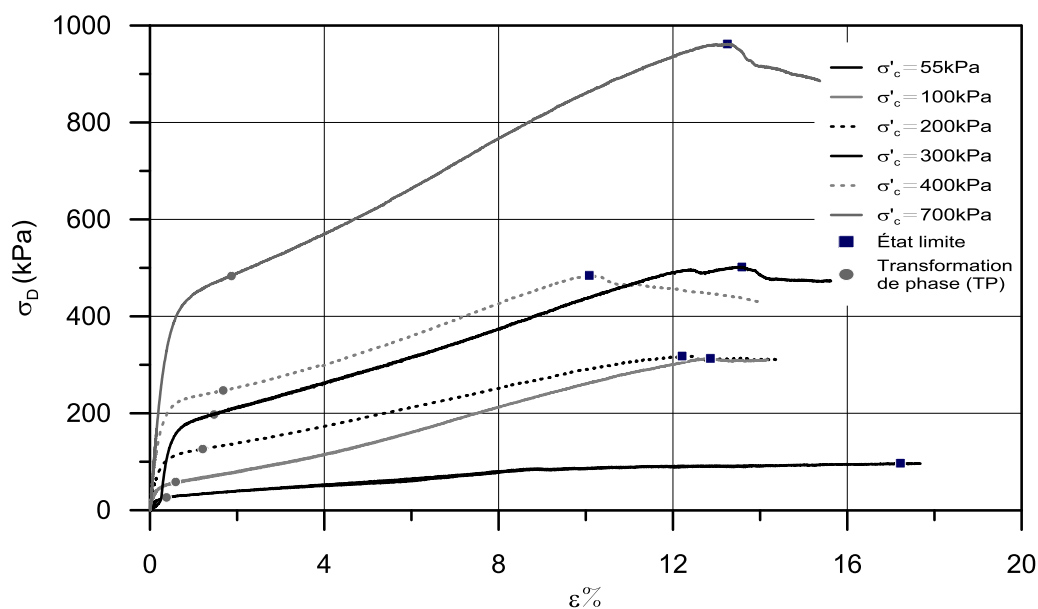


Figure 3- 1 Évolution de la contrainte déviatorique, σ_D , versus la déformation axiale, ε .

La résistance des échantillons augmente avec l'augmentation de la pression de consolidation. Cet aspect est très marqué, surtout dans la partie élastique des échantillons où la résistance de l'échantillon à une pression de consolidation de 400 kPa, est deux fois plus élevée que celle associée à une pression de consolidation de 200 kPa et ainsi de suite. Les échantillons soumis à

une pression de consolidation de 100 kPa et de 200 kPa et ainsi que ceux ayant une pression de consolidation de 300 kPa et 400 kPa présentent presque la même résistance maximale.

L'évolution de la pression interstitielle (figure 3-2) montre qu'au début du cisaillement tous les échantillons présentent une augmentation de la pression interstitielle (tendance à la contraction du résidu) jusqu'à atteindre une valeur maximale associée à des déformations de 0.5 à 1.5 %. Puis, la pression interstitielle diminue (tendance à la dilatation du résidu). Ce comportement est typique des sols moyennement denses et denses (Holtz et Kovacs, 1981 et Mitchell et Soga, 2005).

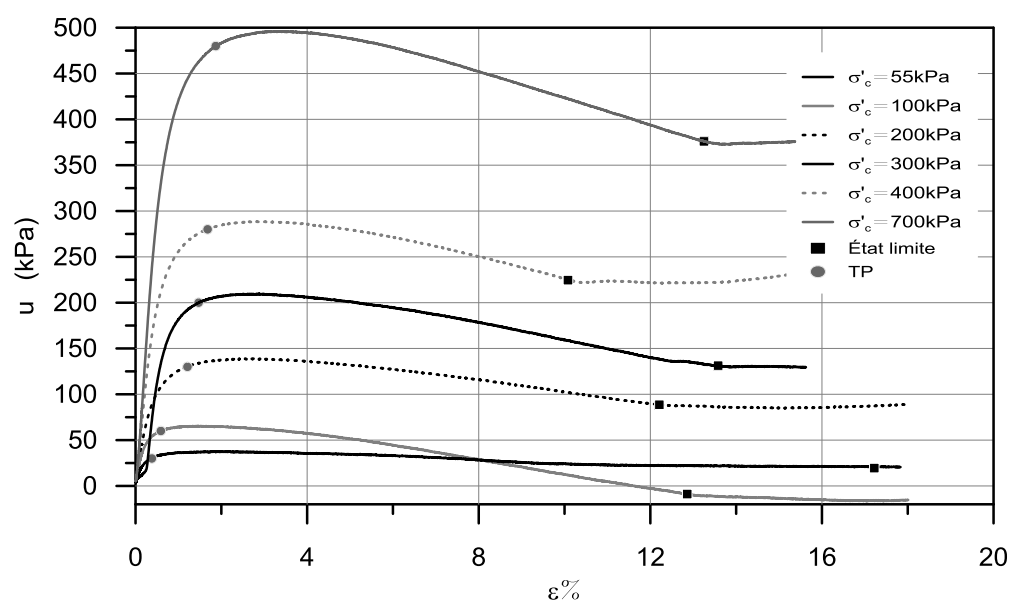


Figure 3- 2 Évolution de la pression interstitielle u versus la déformation axiale ε

La transformation de phase, comme nous l'avons vu dans le chapitre 1 peut être identifiée à partir de ce diagramme (points ronds sur la figure 3-2) qui nous sert à délimiter le comportement contractant et dilatant des échantillons. On remarque, aussi, que l'échantillon présentant le plus de dilatance est celui avec une pression de confinement de 100 kPa. Le rapport d'excès de la pression interstitielle ($r_u = \Delta u / \sigma'_c$) montre qu'approximativement, à un rapport r_u égal à 70 %, les résidus commencent à présenter un comportement dilatant (figure 3-3).

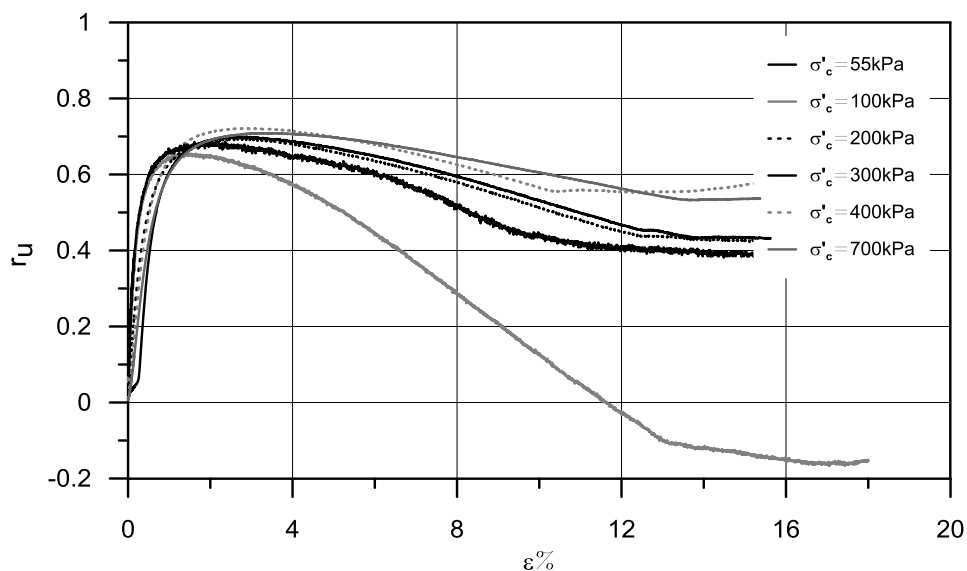


Figure 3- 3 Évolution du rapport de la pression interstitielle r_u versus la déformation axiale ε

L'évolution des contraintes principales effectives, σ'_1 et σ'_3 , (figures 3-4 et 3-5) montre l'influence de l'augmentation ou de la diminution de la pression interstitielle. La valeur de la contrainte effective principale majeure, σ'_1 , diminue par rapport à sa valeur initiale quand le comportement de l'échantillon est contractant et atteint une valeur minimale lorsque la pression interstitielle est maximale. La valeur de cette contrainte augmente graduellement lors que la pression interstitielle diminue et atteint des valeurs plus importantes qu'au début du chargement.

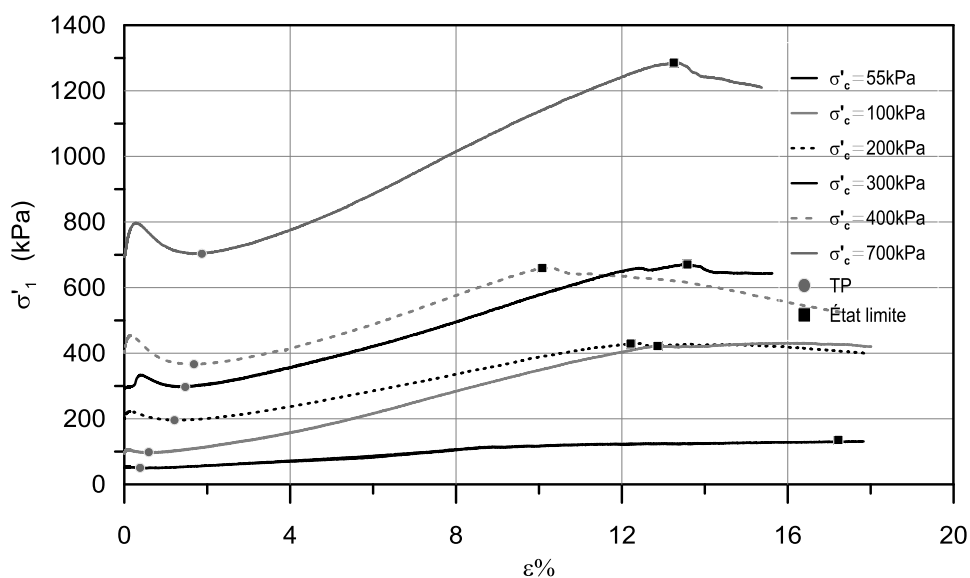


Figure 3- 4 Évolution de la contrainte principale σ'_1 versus la déformation axiale ε

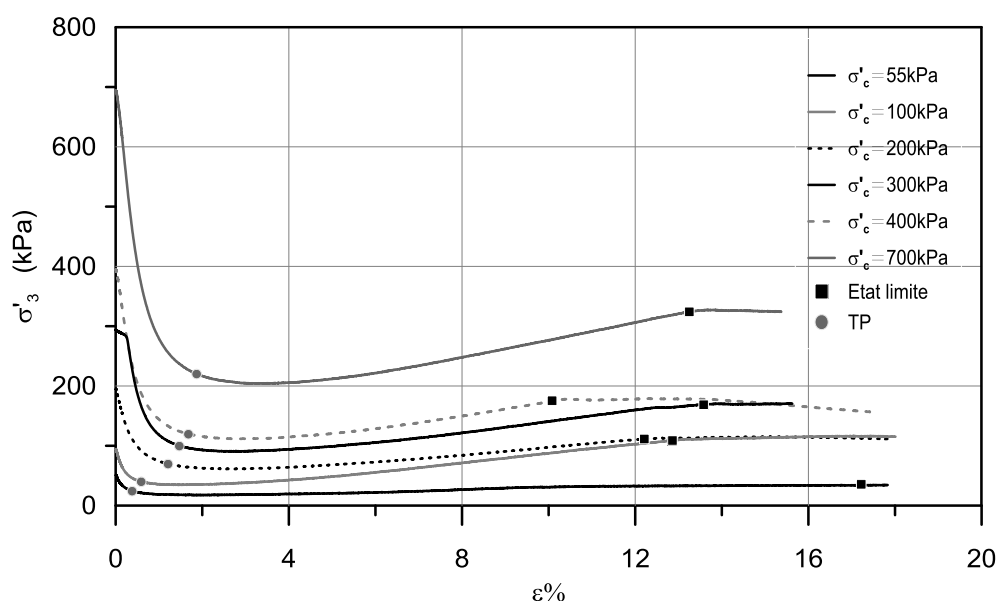


Figure 3- 5 Évolution de la contrainte principale σ'_3 versus la déformation axiale ε

La contrainte effective principale mineure, σ'_3 , présente un comportement similaire à celui de la contrainte effective principale majeure, σ'_1 , soit une diminution de la contrainte avec l'augmentation de la pression interstitielle et inversement. La valeur de la contrainte effective principale mineure ne dépasse pas sa valeur initiale, sauf si l'échantillon présente une pression interstitielle négative comme dans le cas de l'échantillon soumis à une pression de confinement de 100kPa.

3.1.2 Évaluation de résultats

Les cheminement de contraintes (figure 3-6) montrent qu'au début du chargement, la contrainte effective moyenne, p' , reste presque constante avec l'augmentation de la contrainte de cisaillement, q , et ce jusqu'à un rapport de contraintes (q/p') de 0.069. Alors la contrainte effective moyenne commence à diminuer avec l'augmentation de la contrainte de cisaillement (tendance à la contraction). La contrainte effective moyenne atteint un minimum, puis augmente conjointement avec la contrainte de cisaillement (tendance à la dilatation). À un moment donné, la contrainte effective moyenne augmente à une vitesse constante jusqu'à atteindre la valeur de la résistance maximale. En identifiant le point où l'échantillon passe du comportement contractant à

dilatant (transformation de phase), pour chacun des cheminement de contraintes, et en reliant ces points, on obtient la ligne de transformation de phase. Si on trace une ligne reliant tous les chemins au moment où la vitesse de l'augmentation de la contrainte effective moyenne est constante, on remarque que tous les échantillons sont quasiment alignés sur la ligne K_f . Cette ligne est la ligne de rupture qui rejoint aussi les états limites du résidu.

À partir de la ligne K_f , on obtient l'angle, ψ' , évalué à 30.75° . Cet angle, aussi appelé angle de frottement à volume constant, permet d'obtenir l'angle de frottement interne du sol, ϕ' , avec la relation que nous avons vu dans le chapitre 2. Lorsque la cohésion est nulle, cette ligne de rupture passe par l'origine du diagramme des cheminement des contraintes, on note :

$$\phi' = \sin^{-1}(\tan 30.9) \quad [4-1]$$

$$\phi' = 36.8^\circ$$

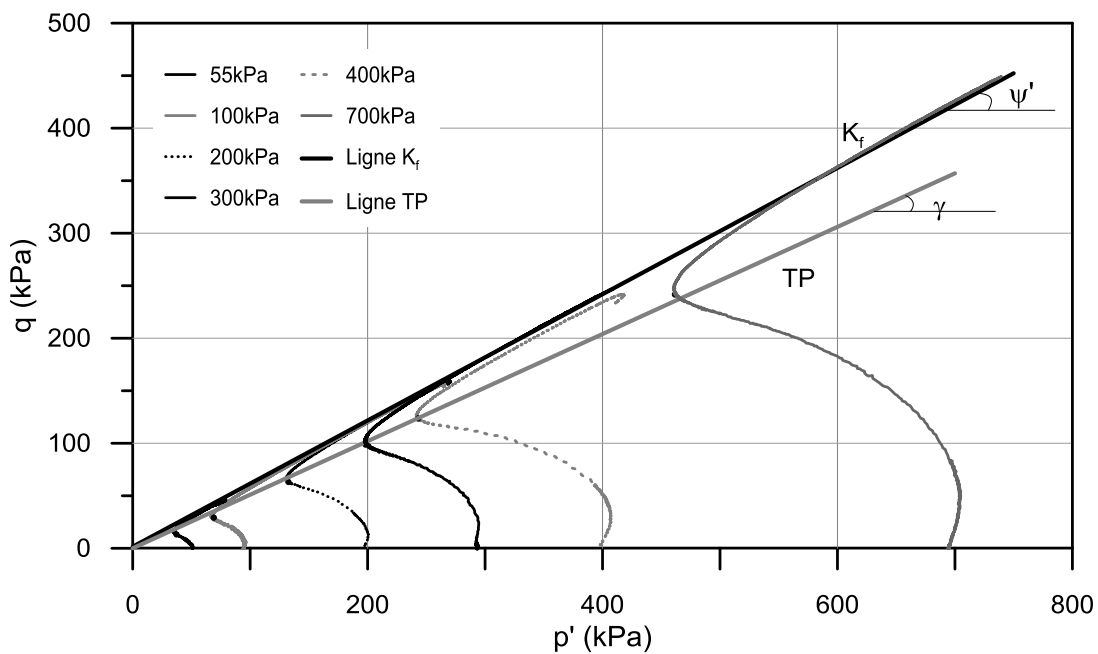


Figure 3- 6 Cheminement de contraintes

Avec l'angle de frottement interne du sol, on peut évaluer le coefficient des terres au repos K_0 à l'aide de l'équation de Jacky (Das, 2006).

$$K_0 = 1 - \sin 36.8 \quad [4-2]$$

$$K_0 = 0.41$$

Dans le diagramme du cheminement des contraintes, il est possible de tracer la ligne de transformation de phase et d'en évaluer son angle : $\gamma=27^\circ$.

À partir du diagramme contrainte-déformation (figure 3-1), nous avons pu déterminer l'état limite du sol pour chaque contrainte de consolidation. Avec cette valeur, et connaissant l'indice des vides de chaque échantillon, nous avons tracé la courbe d'état limite sur un schéma p' - e (figure 3-7).

Nous avons vu, au chapitre 1, que la courbe d'état limite sert à délimiter la zone du comportement contractant et dilatant d'un sol. L'état initial des échantillons se trouvant en dessous de la ligne d'état limite, leur comportement dilatant est prévisible. Aussi, il est important de remarquer à la figure 3-7 qu'avec l'augmentation de la pression de confinement, l'état initial du sol est plus proche de l'état limite (exception faite des tests réalisés à une pression de confinement de 100 kPa).

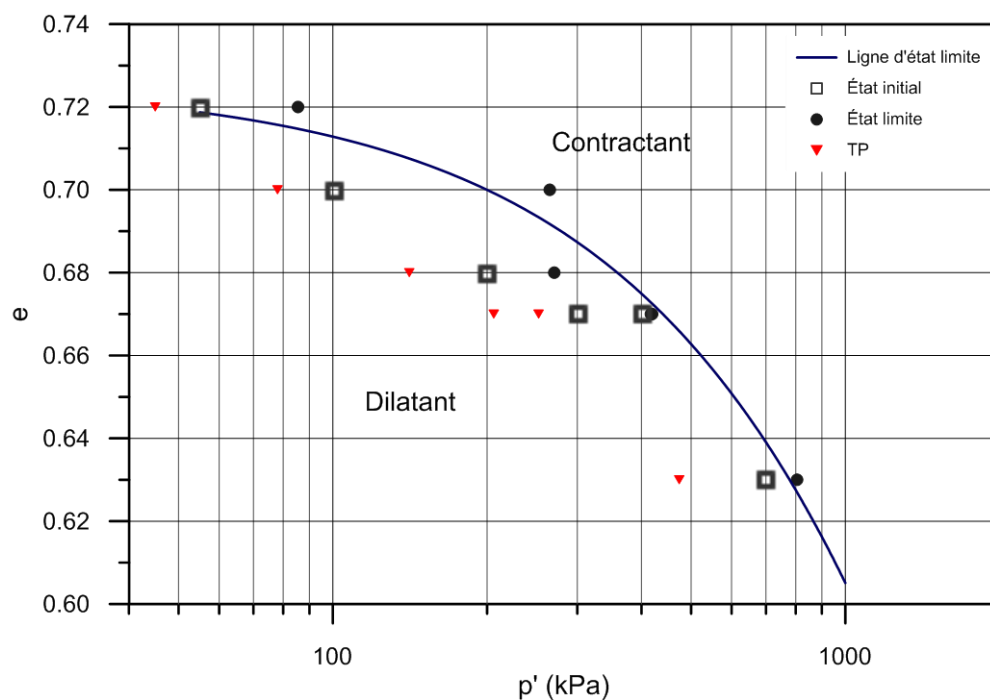


Figure 3- 7 Courbe d'état limite du résidu minier

3.2 Essais triaxiaux cycliques

Pour déterminer la résistance cyclique des échantillons, une analyse des paramètres de la déformation axiale, ε , du rapport de la pression interstitielle, r_u , et du déviateur, σ_D , a été faite. L'effet de l'application d'une contrainte axiale deviatorique cyclique sur un échantillon consolidé isotropiquement est le développement de contraintes de cisaillement positives et négatives (réversibilité des contraintes en cisaillement). Alors, pour les essais consolidés isotropiquement, on a : $\tau_{st} = 0$, et $\tau_{cyc} = \tau_{\text{déviateur}} = \pm \frac{\sigma_D}{2}$. Dans les échantillons consolidés anisotropiquement, il y a des contraintes de cisaillement initiales statiques ($\tau_{st} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$). Ainsi, l'application d'une contrainte deviatorique cyclique ($\tau_{\text{déviateur}} = \pm \frac{\sigma_D}{2}$) inférieure au cisaillement statique initial (τ_{st}) ne cause pas de changement de signe de la contrainte en cisaillement ($\tau_{cyc} = \tau_{st} \pm \tau_{\text{déviateur}}$).

3.2.1 Critère d'évaluation de la résistance cyclique

L'évaluation de l'initiation de la liquéfaction dans la littérature est faite à partir d'une amplitude simple de déformation de 2.5 % ou de 5 %, ou du rapport d'excès de la pression interstitielle, r_u , égal à l'unité. Cependant, comme on le verra dans les figures suivantes et aussi en raison de certaines limites techniques de la presse (expliqué au chapitre 4), le critère d'amplitude de déformation de 2.5 % ne semble pas être approprié pour l'évaluation de l'initiation de la liquéfaction étant donné, que dans les figures suivantes, la chute de résistance dans l'échantillon se produit à une déformation axiale proche de 0.5 %.

L'identification de l'initiation de la liquéfaction à partir du rapport r_u égal à l'unité, dans les résidus miniers, n'est pas la manière la plus adéquate à utiliser compte tenu des figures précédentes et de l'étude au laboratoire de James *et al.*, (2011). Ce dernier mentionne que l'évaluation de l'initiation de liquéfaction toujours a été faite pour un paramètre de déformation qui se développe avant que le rapport $r_u = 1.0$. On peut également observer cette tendance dans les essais réalisés par Wijewickreme *et al.*, (2005).

Alors, les critères développés dans le protocole de Poncelet (2012), mentionnés au chapitre 2 et identifiés dans les figures suivantes par des lignes pointillées et discontinues, seront adoptés pour l'évaluation de l'initiation de la liquéfaction. Étant donné que quand ces critères sont placés sur les résultats obtenus, ils identifient correctement le cycle où l'échantillon commence à avoir un

comportement instable. Cependant, dans les essais sans charge réversible, le critère de perte de résistance ne semble pas être approprié.

La section suivante présente les analyses des essais cycliques triaxiaux représentatifs. Les résultats détaillés de tous les essais sont présentés dans l'annexe 6.

3.2.2 Essais sur les échantillons consolidés isotropiquement ($K_i=1.0$)

On a eu deux types de réponse, du point de vue de la résistance des échantillons consolidés isotropiquement. Certains échantillons ont expérimenté une importante perte de résistance tandis que d'autres en ont expérimenté une perte modérée. L'analyse détaillée d'un essai qui a eu une importante perte de résistance sera faite avec l'essai TX-400-1-04 et l'analyse détaillée d'un essai qui a eu une légère perte de résistance sera faite avec l'essai TX-200-1-03.

Les propriétés des échantillons avant et après consolidation sont présentées dans le tableau 3-2.

Tableau 3- 2 Paramètres du sol, des essais consolidés isotropiquement

Essai	TX-400-1-04		TX-200-1-03	
	Avant consolidation	Après consolidation	Avant consolidation	Après consolidation
w (%)	36.87	24.39	36.45	25.08
e	1.01	0.67	1.01	0.68
n	0.5	0.4	0.5	0.4
Id	52	89	52	87
B	-	0.99	-	1.02
σ'_3 (kPa)	-	400	-	200
K_c	-	1	-	1

Au tableau 3-2, on remarque l'influence de la consolidation isotrope sur la diminution de l'indice des vides des échantillons, passant respectivement pour les essais TX-400-1-04 et TX-2001-03 de 1.01 à 0.67 et 0.68. Si on place les paramètres sur la figure 3-7, ils se trouvent au-dessous de la ligne d'état limite, donc le comportement attendu face au cisaillement statique sera un comportement dilatant.

Essai TX-400-1-04

Pour l'essai TX-400-1-04, les conditions imposées étaient les suivantes: une contrainte de consolidation (confinement) de 400 kPa, un rapport de contrainte cyclique de 0.15 et une fréquence de charge de 1 Hz.

La figure 3-8 montre la contrainte déviatorique. Par rapport aux conditions imposées ($CSR=0.15$), la contrainte déviatorique doit avoir une valeur moyenne de 120 kPa. Pour les deux premiers cycles, la valeur est inférieure à celle désirée. Au troisième cycle, le déviateur est ajusté en compression, mais en extension il est encore un peu au-dessous de la valeur désirée. À partir du quatrième cycle, le déviateur atteint la valeur désirée.

À partir du treizième cycle (ligne pointillée), il y a une diminution rapide de la résistance de l'échantillon. Cette diminution continue jusqu'à atteindre une valeur minimale de résistance (20 % de la valeur demandée) qui reste relativement constante à partir du dix-huitième cycle.

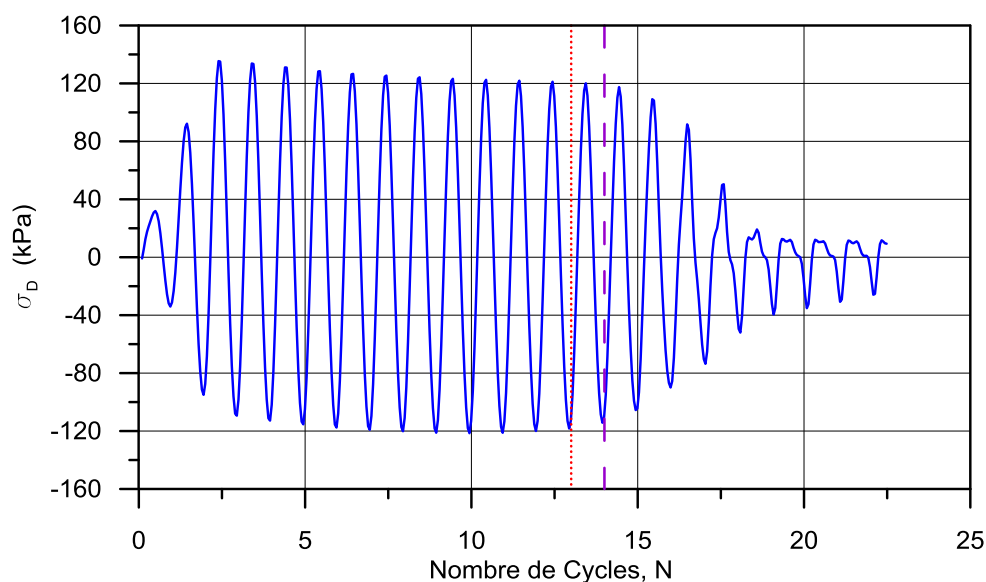


Figure 3- 8 Contrainte déviatorique appliquée à l'essai TX-400-1-04

La figure 3-9 montre que l'amplitude de la déformation axiale est faible dès le début de l'essai jusqu'au treizième cycle. À partir du quatorzième cycle, l'amplitude de la déformation commence à augmenter graduellement pour atteindre une valeur de 2.5 % au vingt-deuxième

cycle de charge. Les valeurs absolues de la déformation au treizième et vingt-deuxième cycle sont de 0.4 % et 5.5 % respectivement.

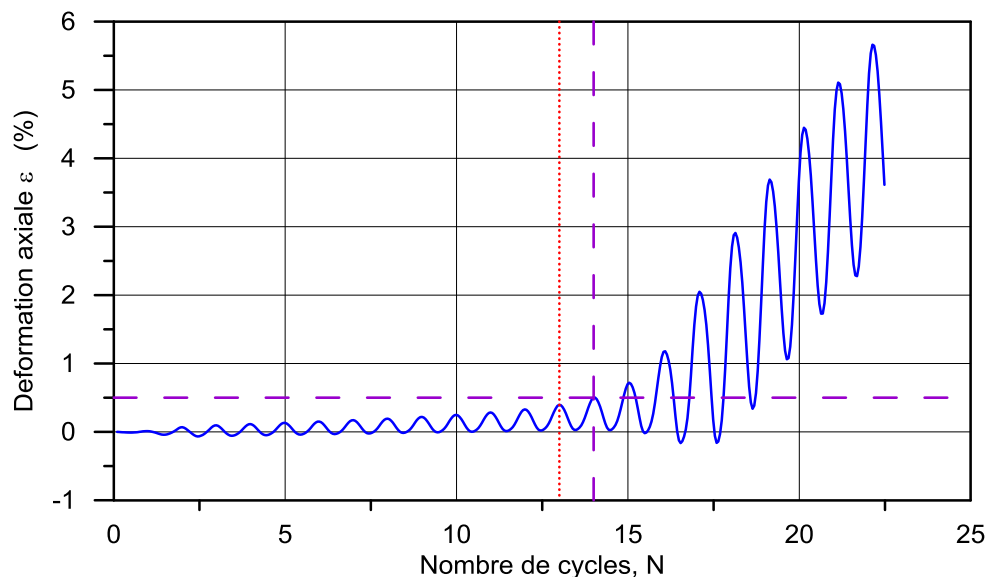


Figure 3- 9 Déformation axiale de l'échantillon de l'essai TX-400-1-04

L'identification de la déformation qui donne l'initiation de la liquéfaction, en relation au critère établi par Poncelet (2012) (0.5 % de déformation axiale), se présente au quatorzième cycle de charge (ligne discontinue). L'évaluation de l'initiation de la liquéfaction du critère de 0.5 % de la déformation (14 cycles) sur le schéma de la contrainte déviatorique reflète de près le cycle où l'échantillon commence à montrer la perte de résistance (13 cycles).

La figure 3-10 montre que dans chaque cycle de charge, il y a une augmentation et une diminution de la pression interstitielle, mais la tendance générale de celle-ci augmente. Au vingt-deuxième cycle, le rapport de la pression interstitielle, r_u , atteint une valeur de 0.9. Après le dix-septième cycle, on remarque qu'il y a une diminution de l'amplitude de la pression interstitielle, c'est le cycle où le déviateur commence à être constant dans sa valeur minimale.

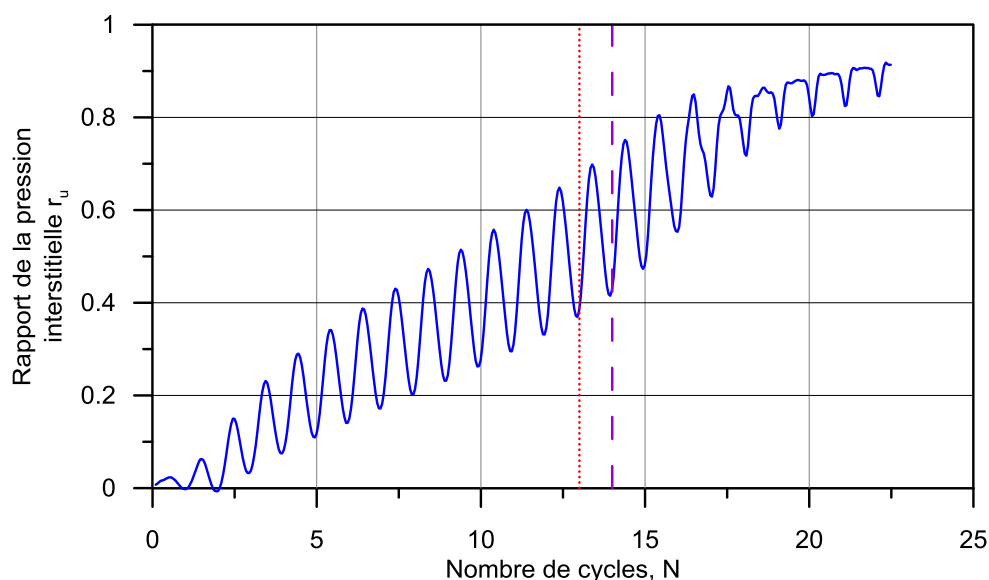


Figure 3- 10 Variation de la pression interstitielle de l'essai TX-400-1-04

Au quatorzième cycle (ligne discontinue), la valeur du rapport de la pression interstitielle est égale à 0.77. L'identification du cycle où le rapport r_u est égal à l'unité n'est pas applicable pour cet essai. Cependant, comme décrit précédemment, pour les figures 3-8 et 3-9, l'utilisation des critères établis permet de déterminer que l'initiation de la liquéfaction s'est produite avant le dix-septième cycle de charge.

La figure 3-11 montre le cheminement des contraintes suivi par l'échantillon. Le chemin se déplace vers la gauche (diminution de p'). Cela est dû à l'augmentation de la pression interstitielle. On remarque qu'à la quinzième boucle, le chemin est tout près de toucher la ligne de transformation de phase, mais au cycle suivant de charge, l'échantillon perd sa résistance et l'amplitude de la boucle diminue. Alors, l'échantillon n'arrive pas à toucher la ligne de transformation de phase et la ligne de rupture. On pourrait conclure que l'échantillon reste dans la zone contractante tout au long du cisaillement.

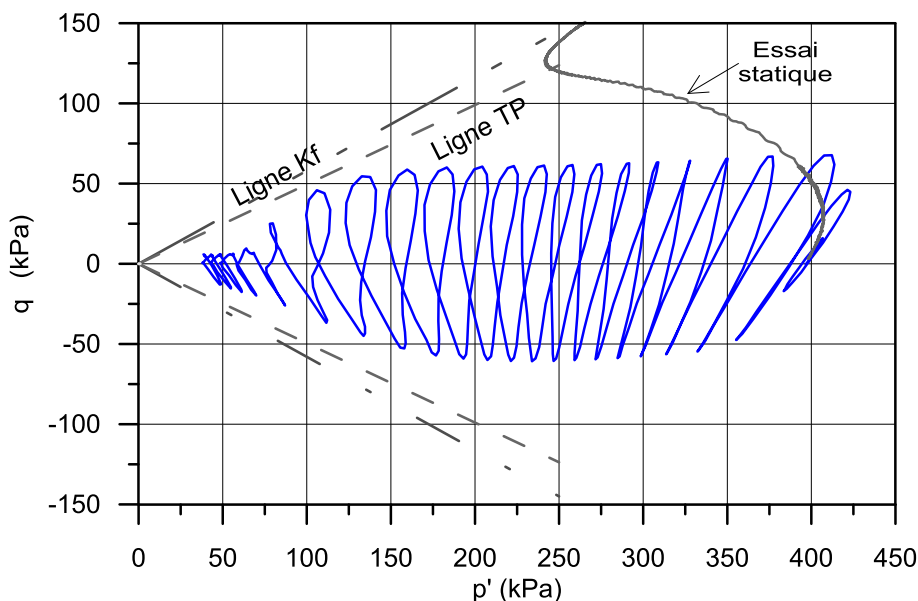


Figure 3- 11 Cheminement de contraintes, essai TX-400-1-04

3.2.2.2 Essai TX-200-1-03

Les conditions imposées au cours de l'essai TX-200-1-03 étaient les suivantes: une contrainte de confinement de 200 kPa, un rapport de contraintes cycliques de 0.15 et une fréquence de charge de 1 Hz. La réponse pour cet échantillon est similaire à celle obtenue lors des essais précédents, cependant elle présente quelques différences importantes qui sont présentées ci-dessous.

La figure 3-12 montre le signal de la contrainte déviatorique. Par rapport aux conditions imposées ($CSR=0.15$), la contrainte déviatorique doit avoir une valeur moyenne de 60 kPa. Pour les deux premiers cycles, cette valeur est inférieure à celle désirée. Au troisième cycle, le déviateur est supérieur à cette valeur moyenne lors de la compression, mais en extension, il est encore légèrement en dessous de la valeur désirée. À partir du dixième cycle, le déviateur atteint la valeur demandée.

À partir du vingt-deuxième cycle (ligne pointillée), il y a une diminution de la résistance de l'échantillon. Cette diminution continue jusqu'à atteindre une valeur minimale de résistance (40 % de la valeur demandée) qui reste relativement constante à partir du trentième cycle. La diminution de la résistance de l'échantillon a été moins sévère que dans l'échantillon analysé précédemment.

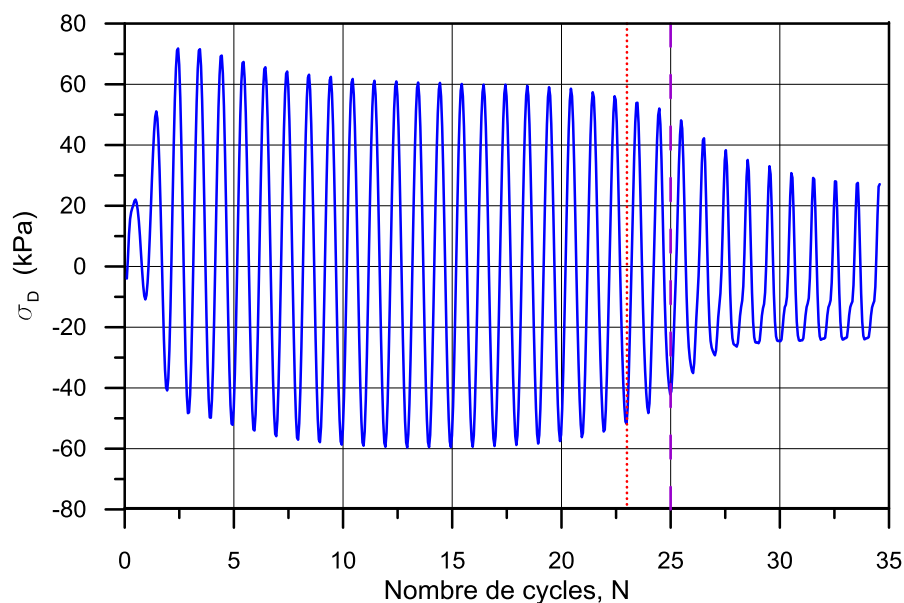


Figure 3- 12 Contrainte déviatorique appliquée de l'essai TX-200-1-03

La figure 3-13 montre que l'amplitude de la déformation axiale est faible dès le début de l'essai jusqu'au vingt-et-unième cycle. À partir du vingt-deuxième cycle, l'amplitude de la déformation commence à augmenter graduellement pour atteindre une valeur de 1.0 % au trente-cinquième cycle de charge. La valeur absolue de la déformation au vingt-et-unième et trente-cinquième cycle est de 0.25 % et 3.2 % respectivement.

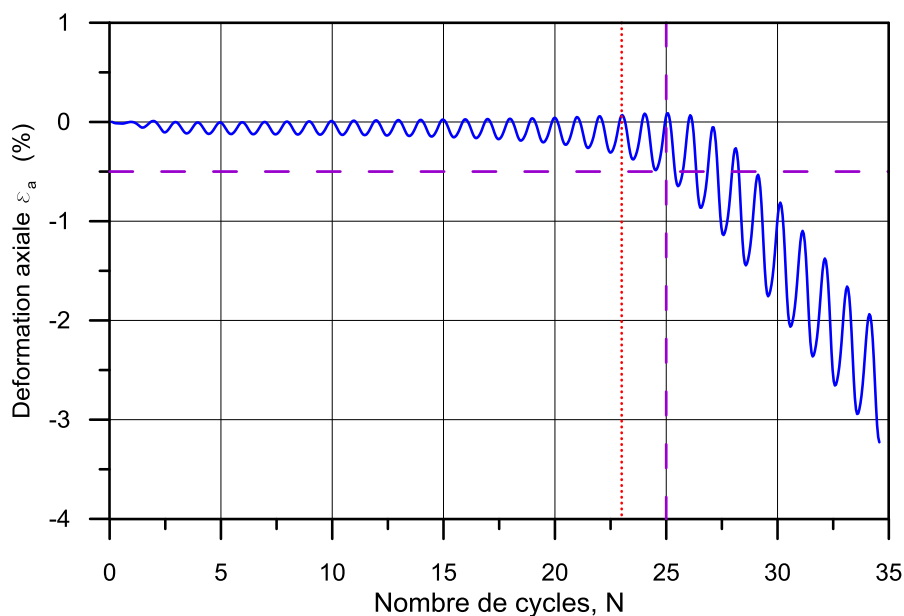


Figure 3- 13 Déformation axiale de l'échantillon de l'essai TX-200-1-03

Le critère établi par Poncelet (2012) (0.5 % de déformation axiale) permettant d'identifier l'initiation de la liquéfaction est atteint au vingt-cinquième cycle de charge (ligne discontinue). L'évaluation de l'initiation de la liquéfaction selon le critère de 0.5 % de la déformation, 25^{ième} cycle, est proche du cycle où l'échantillon commence à montrer la perte de résistance (22^{ième} cycle).

La figure 3-14 montre un comportement similaire à l'échantillon précédent où à chaque cycle de charge, il y a une augmentation et une diminution de la pression interstitielle avec une augmentation globale de celle-ci. Au trente-cinquième cycle, le rapport de la pression interstitielle, r_u , atteint une valeur de 0.98. Après le vingt-sixième cycle, on remarque qu'il y a une diminution de l'amplitude de la pression interstitielle, cycle où le déviateur commence à diminuer en valeur. Comme la perte de résistance est légère, la diminution de l'amplitude de la pression interstitielle est moins marquée.

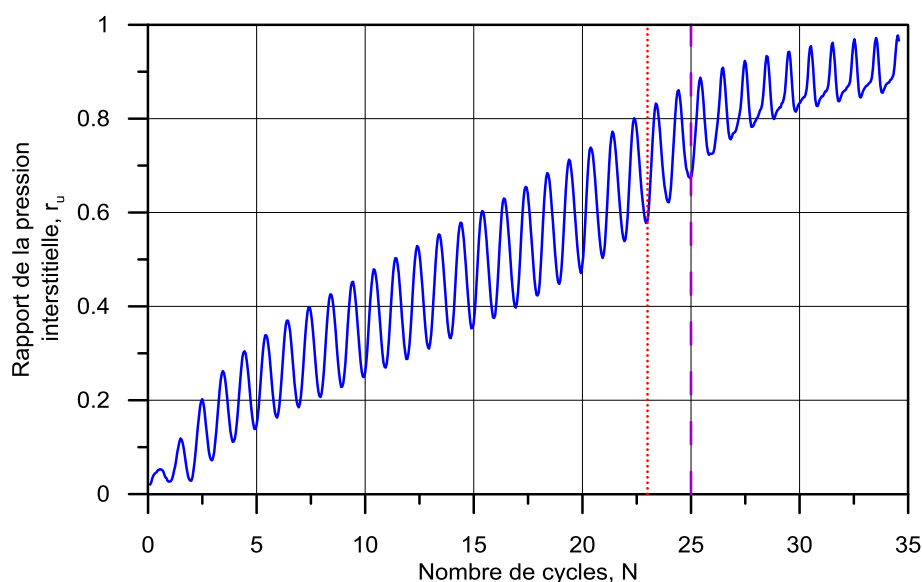


Figure 3- 14 Variation de la pression interstitielle de l'essai TX-200-1-03

Au vingt-cinquième cycle, la valeur du rapport de la pression interstitielle est égale à 0.89. L'identification du cycle où le rapport r_u est égal à l'unité pourrait être évaluée comme étant le trente-cinquième cycle pour cet essai. Cependant, comme il l'a été décrit précédemment, pour les figures 3-12 et 3-13 et selon les critères établis, l'initiation de la liquéfaction se produit avant le trente-deuxième cycle de charge.

La figure 3-15 montre le cheminement des contraintes suivi par l'échantillon. Celui-ci se déplace vers la gauche (diminution de p') à cause de l'augmentation de la pression interstitielle. On remarque qu'à la vingt-quatrième boucle, le chemin atteint la ligne de transformation de phase. À ce moment, l'échantillon perd sa résistance et l'amplitude de la boucle commence à diminuer. Néanmoins, le chemin continue vers la ligne de rupture sans expérimenter des périodes de contrainte moyenne effective nulle ou très petite. Quand le cheminement de contraintes traverse la ligne de transformation de phase (24^{ième} cycle), la déformation commence à se développer. On pourrait conclure que l'échantillon se trouve au début du cisaillement dans la zone contractante, puis se rend dans la zone dilatante. Ainsi, à chaque cycle de charge, l'échantillon se trouve successivement dans la zone contractante et dans la zone dilatante.

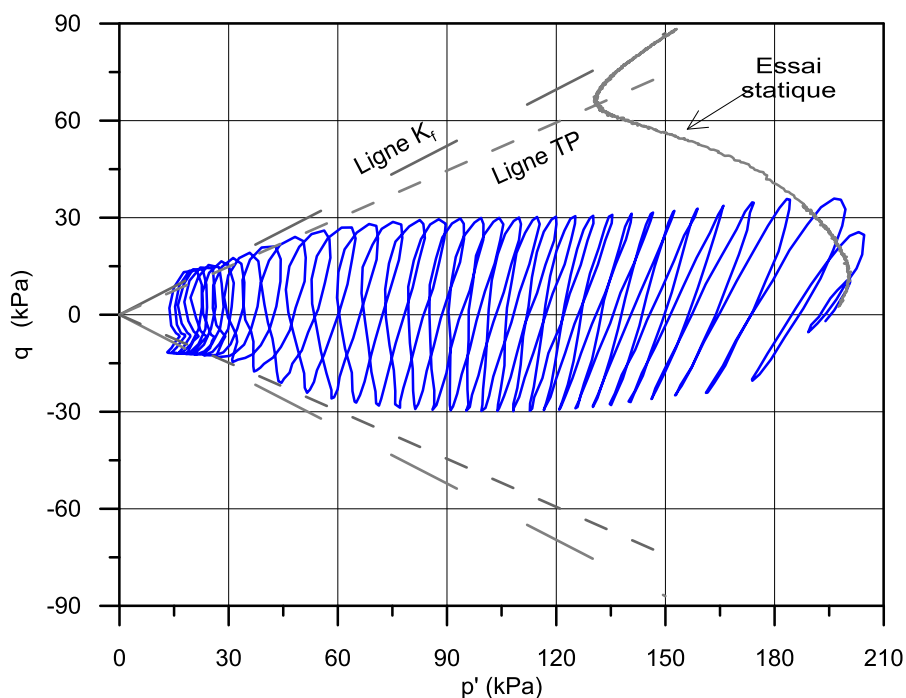


Figure 3- 15 Cheminement de contraintes essai TX-200-1-03

Dans l'analyse des essais précédents, on a vu, dans le schéma de la contrainte déviatorique, qu'à partir du moment où l'échantillon devient instable, il y a une chute importante ou modérée de résistance. Dans le cas où la perte de résistance est substantielle, l'échantillon reste tout le temps dans la zone contractante. Alors, le comportement pourrait être associé à liquéfaction. Dans le cas

où la perte de résistance est légère, le comportement pourrait être associé à la mobilité cyclique. Dans les schémas du cheminement des contraintes des échantillons, où la résistance ne chute pas de façon considérable, l'amplitude de la boucle ne diminue pas autant et le cheminement des contraintes atteint la ligne de transformation de phase puis la ligne de rupture sans atteindre une contrainte nulle, malgré l'augmentation de la pression interstitielle. Dans les schémas de déformation et de pression interstitielle, le comportement est similaire dans les deux cas.

3.2.3 Essai sur un échantillon consolidé anisotropiquement ($K_i=0.4$)

L'analyse détaillée d'un essai consolidé anisotropiquement a été faite avec l'essai TX-200- K_i -1-03. Les conditions imposées à cet échantillon étaient les suivantes: une contrainte de confinement de 200 kPa, un rapport de contraintes cycliques de 0.15 et une fréquence de charge de 1 Hz. Pour l'obtention d'un rapport de contraintes $K_i=0.4$, il faut appliquer un déviateur de 300 kPa à une pression de confinement de 200 kPa.

Les propriétés de l'échantillon avant et après consolidation sont présentées dans le tableau 3-3.

Tableau 3- 3 Paramètres du sol, essai consolidé anisotropiquement

Essai	TX-200- K_i -1-03	
	Avant consolidation	Après consolidation
w (%)	37.68	25.40
e	1.04	0.69
n	0.51	0.41
Id	49.0	85.9
B	-	1.0
σ'_3 (kPa)	-	200
K_c	-	2.5

Au tableau 3-3, on remarque l'influence de l'étape de densification et de la consolidation anisotrope de l'échantillon, qui voit son indice des vides passé de 1.04 à 0.69. Si on place l'échantillon sur la figure 3-7, il se trouve au-dessus de la courbe d'état limite. Donc le comportement attendu lors d'un cisaillement statique devrait être contractant.

La figure 3-16 montre la contrainte déviatorique. Par rapport aux conditions demandées, la contrainte déviatorique doit avoir une valeur moyenne de 90 kPa. Dans les deux premiers cycles, la valeur de la contrainte déviatorique est inférieure à celle désirée. À partir du quatrième cycle, le déviateur atteint la valeur demandée. On remarque qu'à partir du huitième cycle, la charge est stable et reste relativement constante sans présenter de signes de perte de résistance.

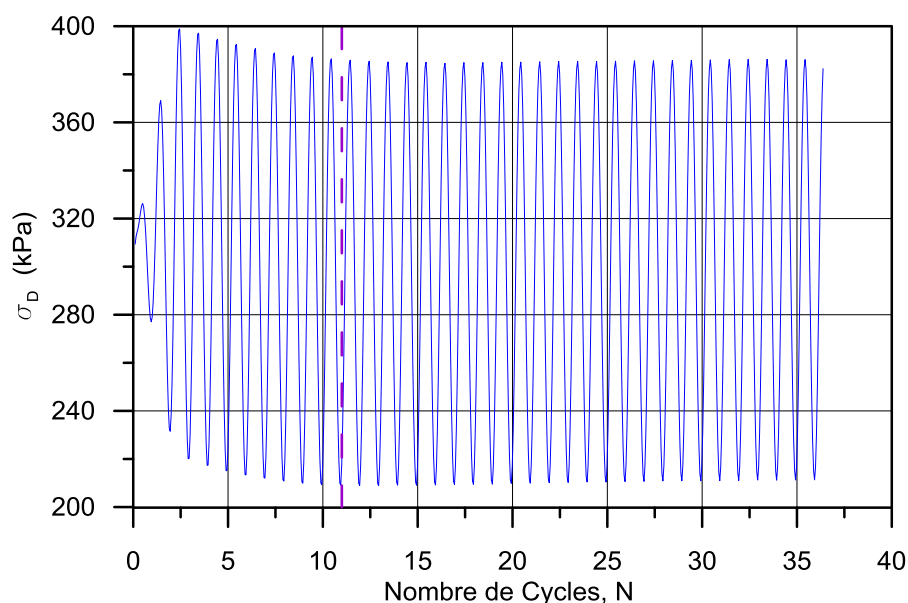


Figure 3- 16 Contrainte déviatorique appliquée de l'essai TX-200-K_i-1-03

La figure 3-17 montre qu'au cours des deux premiers cycles de charge, l'amplitude de la déformation axiale est presque nulle. À partir du troisième cycle de charge, l'amplitude de la déformation augmente, puis elle reste constante tout au long de l'essai avec une faible valeur de 0.15 %. La déformation axiale absolue nous montre que presque dès le début de l'essai, il y a une augmentation continue de la déformation axiale pour atteindre une valeur de 2.7 % au trente-septième cycle de charge.

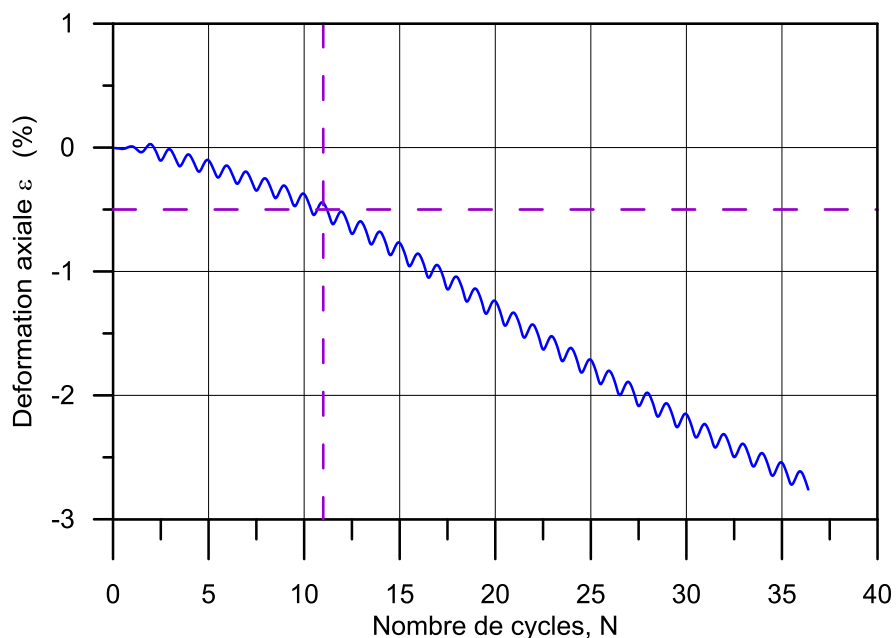


Figure 3- 17 Déformation axiale de l’essai TX-200-K_i-1-03

L’identification de la déformation, qui donne l’initiation de la liquéfaction en accord au critère établi par Poncelet (2012) (0.5 % de déformation axiale), se présente au onzième cycle de charge (ligne discontinue).

La figure 3-18 montre un comportement similaire aux échantillons précédents où, avec chaque cycle de charge, il y a une augmentation et une diminution de la pression interstitielle ainsi qu’une augmentation générale de celle-ci. Néanmoins, on remarque que l’amplitude est moindre et qu’au tour du trente-et-unième cycle, la pression interstitielle commence à se stabiliser pour une valeur de du rapport r_u égal à 0.5.

L’identification du cycle où le rapport r_u est égal à l’unité pour les essais anisotropes ne peut pas être faite. Cependant, d’après les critères établis précédemment, on peut évaluer l’initiation de la liquéfaction avant le trente-troisième cycle de charge. Pourtant, comme dans le cas des essais isotropes, l’identification de l’initiation de la liquéfaction par le rapport r_u égal à l’unité dans les résidus miniers n’est pas le meilleur paramètre à utiliser.

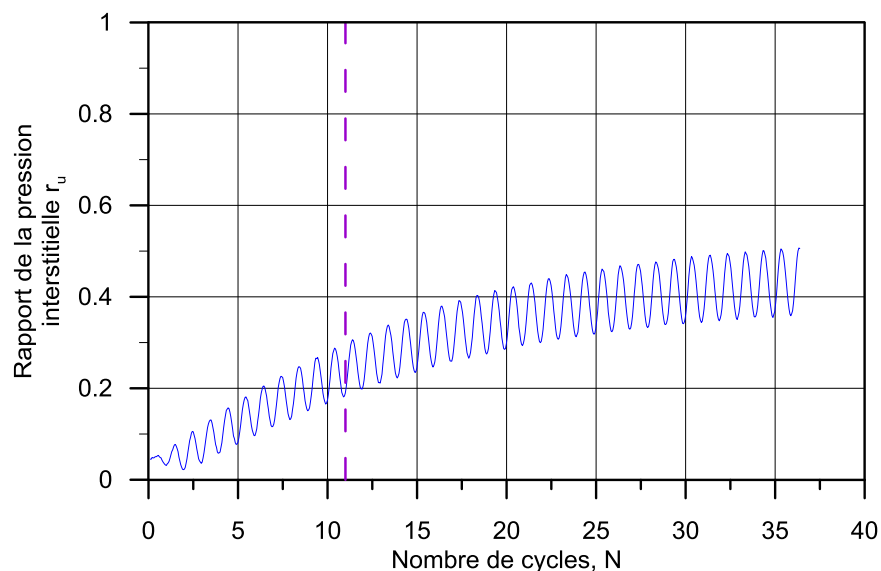


Figure 3- 18 Variation de la pression interstitielle de l'essai TX-200-K_i-1-03

La figure 3-19 montre que l'échantillon ne présente pas de réversibilité de contraintes de cisaillement et que son état initial est proche de la ligne de transformation de phase. Le cheminement de contraintes se déplace vers la gauche (diminution p'). Cela est dû à l'augmentation de la pression interstitielle. Au troisième cycle de charge, l'échantillon atteint la ligne de transformation de phase et continue vers la ligne de rupture. Une fois que le cheminement des contraintes a traversé la ligne de transformation de phase (3^{ème} cycle), la déformation commence à se développer.

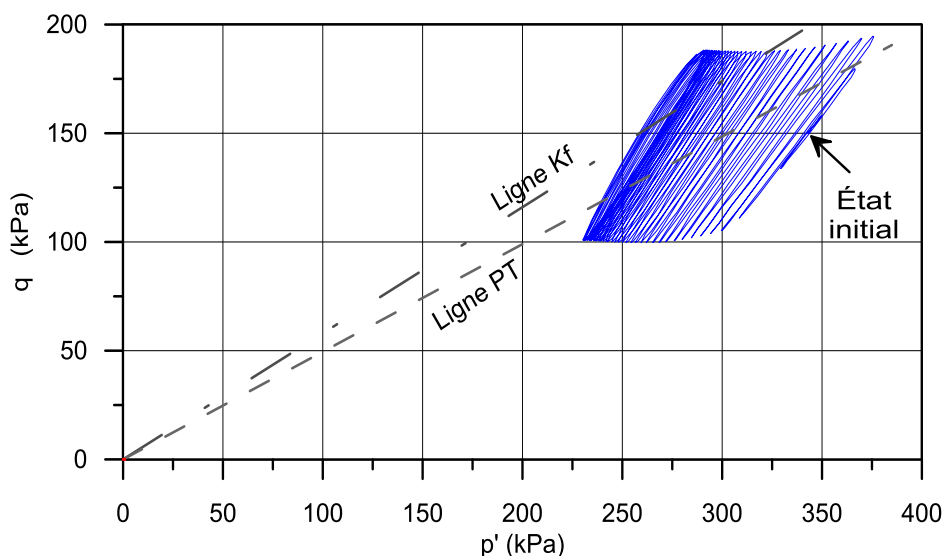


Figure 3- 19 Chemin de contraintes essai TX-200-K_i-1-03

Quand le cheminement des contraintes touche la ligne de rupture, la valeur de p' diminue légèrement et s'empilent les boucles les unes sur les autres. Grâce à ce schéma, on pourrait évaluer le moment où se produit l'initiation de la liquéfaction, notamment grâce à la ligne K_f .

En ce qui concerne la figure 3-17, on a vu que l'échantillon ne montre pas de chute de résistance. Cependant, lors d'autres essais, on a pu remarquer une très légère chute de résistance dans l'échantillon, par exemple lors de l'essai TX-100-K_i-1-04 (annexe 6).

3.2.4 Présentation des résultats des essais

Dans l'annexe 6 sont présentés les trois principaux schémas (contrainte déviatorique, déformation axiale et pression interstitielle) pour chacun des essais réalisés. D'une part, les essais réalisés après une consolidation isotrope seront présentés, en commençant par les essais faits à une fréquence de 1 Hz, suivis de ceux réalisés à une fréquence de 2 Hz et finalement ceux réalisés à une fréquence de 0.2 Hz. D'autre part, les essais réalisés après une consolidation anisotrope seront présentés. Une sous-classification sera faite en fonction de l'augmentation de la contrainte de confinement.

3.3 Essais postcycliques

Les essais postcycliques montrent qu'on a eu deux réponses différentes lors du cisaillement postcyclique.

La figure 3-20 montre un essai avec un comportement dilatant où la contrainte de cisaillement augmente de façon presque linéaire avec la déformation jusqu'à une déformation axiale de 10 %, puis commence à se courber jusqu'à atteindre un seuil de résistance. La pression interstitielle, u , dès le début du cisaillement, commence à diminuer et se stabilise au même moment que la contrainte de cisaillement.

La figure 3-21 montre un essai avec un comportement contractant où le comportement est similaire au comportement élastoplastique d'un sol à l'état lâche : au début du chargement et pour de faibles niveaux de déformation, il y a une augmentation de la résistance jusqu'à atteindre le seuil du comportement élastique, puis il continue à se déformer en fonction de l'augmentation de la résistance, mais à un taux beaucoup plus lent jusqu'à atteindre un seuil de résistance. La

pression interstitielle dès le début du cisaillement augmente et se stabilise à des valeurs très proches de la contrainte de confinement.

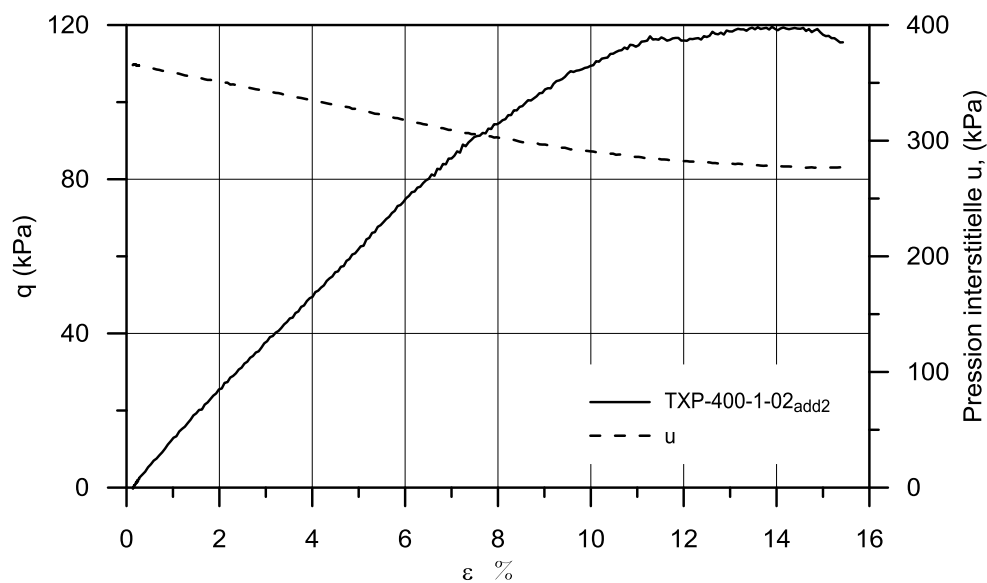


Figure 3-20 Essai postcyclique TXP-400-1-02_{add2}.

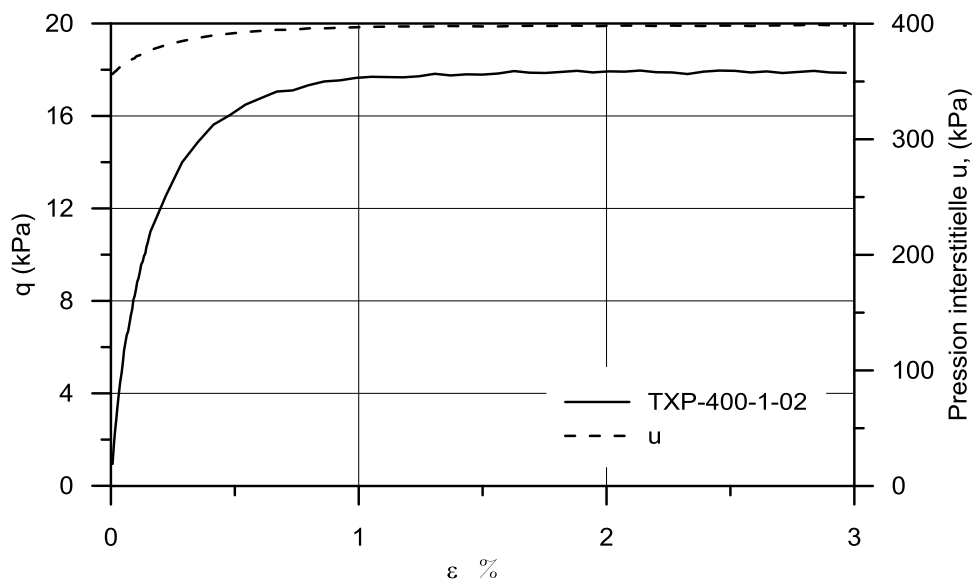


Figure 3-21 Essai postcyclique TXP-400-1-02.

Dans les figures 3-22 et 3-23, les essais ont été regroupés selon le type de comportement qu'ils ont eu. La figure 3-22 présente les échantillons avec un comportement dilatant et la figure 3-23 ceux avec comportement contractant.

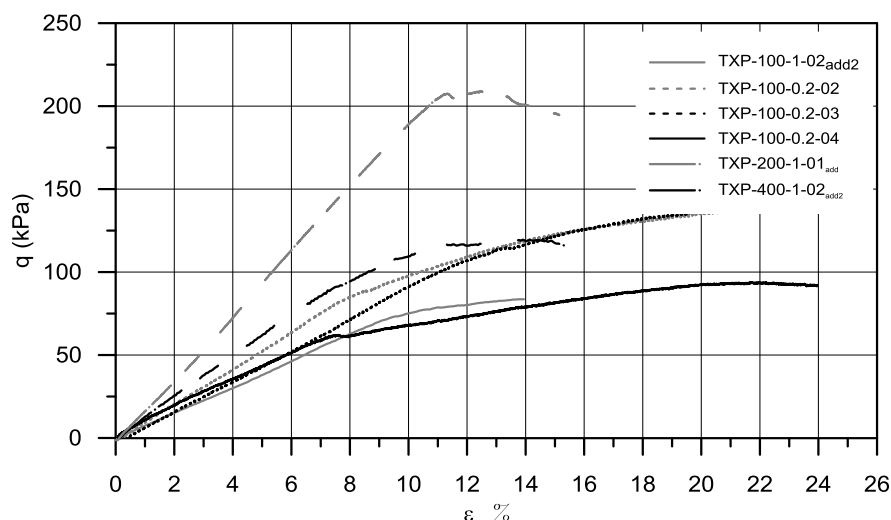


Figure 3-22 Cisaillement postcyclique- essais avec comportement dilatant

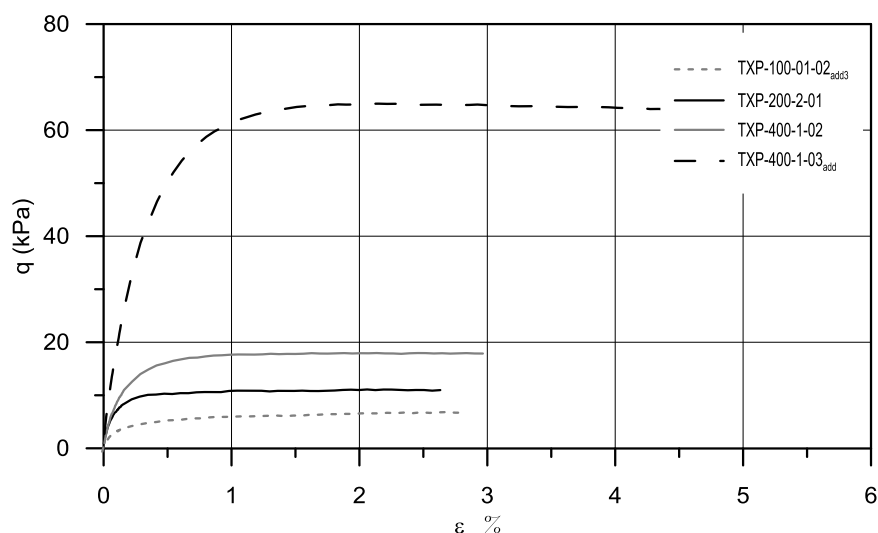


Figure 3-23 Cisaillement postcyclique- essais avec comportement contractant

Les figures précédentes montrent que les essais avec un comportement dilatant développent une résistance maximale beaucoup plus importante que ceux qui ont un comportement contractant. Cependant, la déformation nécessaire pour atteindre le seuil de résistance est beaucoup plus importante dans les échantillons avec un comportement dilatant qu'avec un comportement contractant. Les échantillons de la figure 3-22 ne semblent pas grandement affectés par la pression de confinement, tandis que dans les échantillons de la figure 3-23, la résistance tend à augmenter lorsque la pression de confinement augmente.

3.3.1 Évaluation du module de Young

Pour l'évaluation du module de Young postcyclique, on a fait des essais utilisant des cycles de chargement-déchargement. Un essai en condition non drainée (figure 3-24), à une vitesse de cisaillement de 0.001 mm/s et un essai en condition drainée (figure 3-25), à une vitesse de cisaillement de 0.0005 mm/s ont été réalisés.

Le module a été évalué dans la dernière boucle lors de l'essai non drainé, à $E_{pc}=22$ MPa et dans le cas non drainé, à $E_{pc}=42$ MPa. L'évaluation du module de Young postcyclique a été faite à partir des essais cycliques TX-100-103 et TX-100-1-05 respectivement.

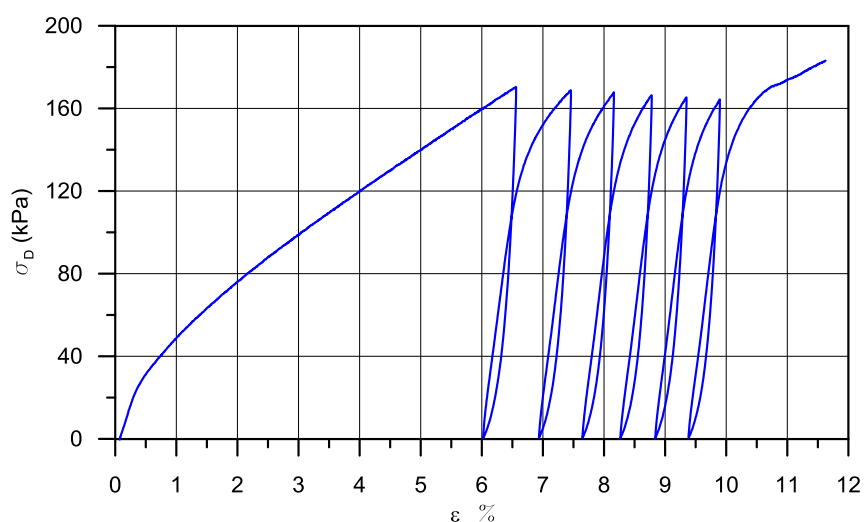


Figure 3- 24 Évaluation du module de Young postcyclique non drainée

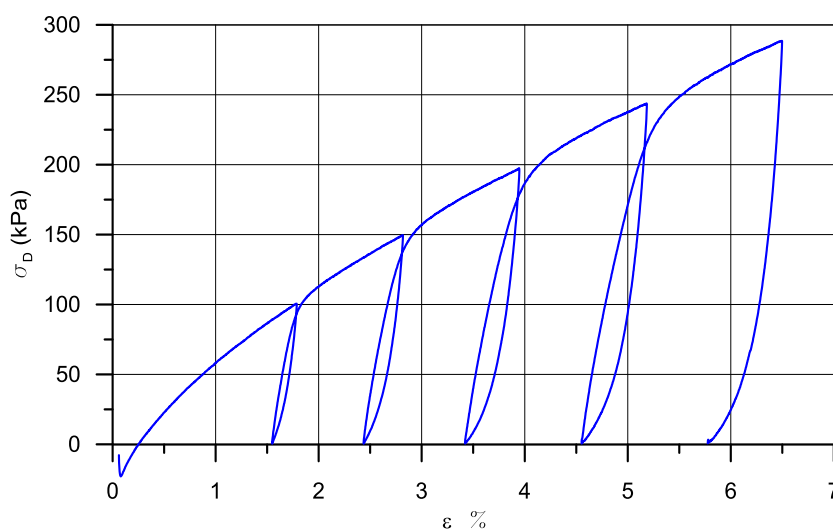


Figure 3- 25 Évaluation du module de Young postcyclique drainée

CHAPITRE 4 ANALYSE DES RÉSULTATS

Dans ce chapitre, l'ensemble des résultats est analysé en commençant par les essais statiques, suivis par les essais cycliques et postcycliques.

4.1 Essais statiques

En utilisant la méthode de déposition en boue selon la technique de Poncelet (2012), dans la gamme des niveaux de pression de confinement utilisés, tous les échantillons des essais statiques ont eu un comportement général dilatatant. Cela indique que la méthode de déposition utilisée donne de niveaux de densité relative élevés associés au comportement dilatatant.

À partir des essais statiques, on a obtenu une valeur de cohésion de zéro et une valeur de l'angle interne de frottement effectif, ϕ' , égal à 36.8° . L'évaluation de la cohésion confirme le caractère pulvérulent des résidus. L'angle de frottement trouvé est dans l'intervalle des valeurs présentées par Bussière (2007), mais il est plus grand que celui trouvé par Qiu et Sego (2001) pour des résidus miniers d'une mine d'or (tableau 1-1). Holtz et Kovacks (1991) montrent qu'un sol naturel composé de silt non plastique (ML) devrait avoir à une densité relative de 85 % pour cet angle de frottement, ce qui est confirmé par le caractère dense de notre résidu.

La figure 4-1 montre les courbes d'état limite et de consolidation moyenne des résidus; on peut conclure qu'à partir de faibles niveaux de contrainte de consolidation, on a des échantillons avec un comportement dilatatant. On remarque que lorsque la contrainte de consolidation augmente l'état limite se rapproche de l'état initial.

Le niveau de déformation requis pour atteindre la transformation de phase (changement du comportement de contractant à dilatatant) est entre 0.5 % et 1.5 %. La plus petite déformation est requise pour le plus bas niveau de contrainte de consolidation. À ce niveau de déformation, la pression interstitielle est à sa valeur maximale. À partir des figures 3-1 et 3-2, on remarque que le comportement obtenu pour les résidus miniers est caractéristique des sables moyennement denses et denses (Holtz et Kovacs, 1991 et Mitchell et Soga, 2005).

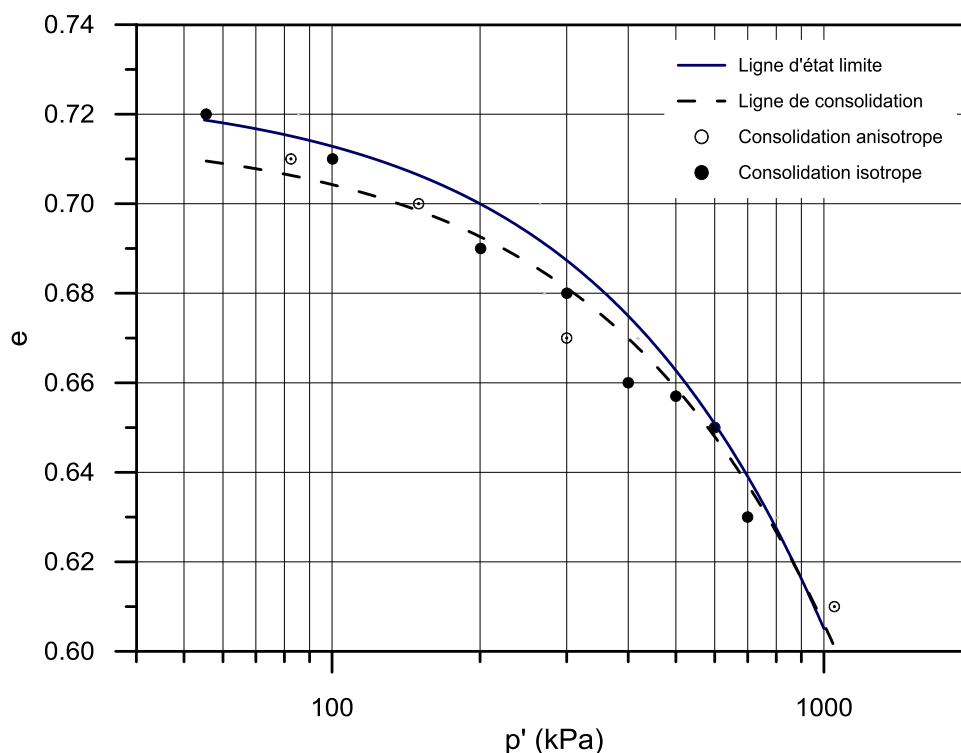


Figure 4- 1 Courbes moyenne d'état limite et de consolidation

Le chemin des contraintes a permis d'évaluer l'angle de la ligne de rupture, K_f , et l'angle de la ligne de transformation de phase, qui sont de 30.8° et 27.0° respectivement. La ligne K_f et la ligne de transformation de phase permettront de mieux analyser le comportement des essais cycliques.

4.2 Essais cycliques

Les essais consolidés isotropiquement montrent un comportement semblable de la pression interstitielle et de la déformation axiale, indépendamment de la contrainte de consolidation et du rapport de la contrainte cyclique appliquée. Cependant, comme on l'a remarquée dans certains échantillons, la perte de résistance est substantielle tandis que dans les autres, elle est modérée.

Les essais consolidés anisotropiquement du point de vue de la charge cyclique montrent un comportement similaire. En ce qui concerne la déformation, pour les essais à une contrainte de consolidation de 100 kPa, elle reste constante à partir d'un nombre déterminable de cycles, tandis que dans les essais à une contrainte de consolidation de 200 kPa, la déformation augmente

toujours de façon continue à chaque cycle de charge. La pression interstitielle, pour les essais réalisés à une contrainte de consolidation de 100kPa, se stabilise autour de 80 - 90 kPa tandis que pour les essais réalisés à une contrainte de consolidation de 200 kPa, elle se stabilise autour de 100 kPa. Le critère de perte de résistance peut être inapproprié pour l'évaluation de l'initiation de la liquéfaction, car l'identification de ce point n'est pas claire.

Le comportement observé des essais cycliques montre clairement qu'à partir du cycle où l'instabilité commence, il y a une augmentation graduelle de la déformation et une perte de résistance dans les échantillons. Cette perte de résistance est associée à l'initiation de la liquéfaction ou à la mobilité cyclique; par convenance le terme « liquéfaction » sera employé pour les deux types de comportement. À chaque cycle de charge, la valeur de la pression interstitielle oscille, mais tend globalement à augmenter. La valeur du rapport r_u au moment où la liquéfaction a été déterminée a toujours été inférieure à l'unité. Cependant, on remarque que plus le nombre de cycles nécessaire pour initier la liquéfaction est grand, plus grand est le rapport r_u , sauf dans les essais réalisés à une fréquence de charge de 0.2 Hz où tous les échantillons ont eu un rapport r_u similaire au moment de la liquéfaction. Ce fait peut être associé à la faible perméabilité des résidus miniers. Les valeurs obtenues du rapport r_u au moment de la liquéfaction sont similaires à ceux obtenus par James *et al.*, (2011) dans des essais cycliques en cisaillement simple. Dans les essais isotropes, où on a laissé le chargement cyclique durant plusieurs cycles supplémentaires, le rapport de pression interstitielle r_u peut prendre, de manière transitoire, une valeur égale à l'unité. Ce comportement est typique des charges de cisaillement réversibles (figure 1-26a). Dans les essais anisotropes, il y a une stabilisation de la pression interstitielle indépendamment du nombre de cycles de chargement. Le rapport de la pression interstitielle r_u n'arrive pas à prendre une valeur égale à l'unité. Ce comportement est typique des charges de cisaillement sans réversibilité (figure 1-26c et Chien *et al.*, 2002).

En ce qui concerne le comportement de la résistance, comme on l'a remarqué dans le chapitre 3, il y a des essais consolidés de façon isotrope qui présentent une perte de résistance plus marquée que d'autres, tandis que dans les essais consolidés de façon anisotrope on n'observe pas de perte de résistance importante. Cette différence peut être associée au fait que les échantillons consolidés de façon anisotrope, après quelques cycles de chargement, se rendent dans la zone dilatante, ainsi qu'à l'effet du cisaillement statique initial induit (pas de réversibilité de contraintes). Alors que les échantillons consolidés de façon isotrope qui ont une perte de

résistance élevée, l'instabilité de l'échantillon se produit avant que l'échantillon ne puisse atteindre la zone dilatante. Il reste dans la zone contractante, contrairement à ceux qui ont une perte de résistance moins élevée, qui atteignent la zone dilatante, puis qui deviennent instables (annexe 06).

Kramer (1996) associe la liquéfaction (flow liquéfaction) à une déformation excessive couplée à une perte de résistance dans les sols contractants et la mobilité cyclique à une déformation limitée couplée à une perte de résistance limitée dans de sols dilatants. Pourtant, le comportement des échantillons isotropes, du point de vue de la contrainte déviatorique, montre que certains échantillons développent la liquéfaction et d'autres la mobilité cyclique.

Comme il l'a été décrit précédemment, le comportement des échantillons, du point de vue de la déformation, est un comportement lié à la mobilité cyclique (augmentation graduelle de la déformation). De plus, la déformation est influencée par le mode de chargement de la presse, parce que lorsque l'échantillon perd sa résistance, la presse n'est pas capable d'appliquer une charge supérieure à que celle que l'échantillon possède. La presse ajuste donc le signal de force à la résistance que l'échantillon peut offrir, ce qui influence la mesure de la déformation de telle façon que la lecture de la déformation est plus petite que celle attendue, et ce, à cause de la diminution de l'amplitude du chargement.

Dans les essais pour lesquels on observe une chute de résistance importante, on peut concevoir qu'il existe une ligne similaire à la ligne d'initiation de la liquéfaction (FLS), qui déterminerait la limite à laquelle la liquéfaction débute, c'est-à-dire une limite, qui une fois atteinte, ne permettrait pas au déviateur de maintenir sa valeur (liquéfaction). Cependant, pour tous les échantillons, il n'existe pas une ligne unique. Alarcon-Guzman *et al.*, (1988) mentionnent que l'initiation de la liquéfaction ne se produit généralement pas sur la FLS.

Alors, d'après tout ce qui a été mentionné précédemment, le comportement des échantillons lors des essais de cisaillement cyclique et subissant une perte significative de résistance seront classés comme liquéfiés (flow liquéfaction). Les échantillons qui subissent une perte modérée de résistance seront classés comme ayant un phénomène de mobilité cyclique.

La figure 4-2 montre la courbe de consolidation moyenne, la courbe d'état limite et l'état initial de chaque échantillon soumis au cisaillement cyclique. Comme il a été décrit dans le chapitre 1, la zone au-dessus de la ligne de l'état limite est associée au comportement contractant et donc à

des échantillons susceptibles à la liquéfaction et la zone au-dessous de la ligne de l'état limite est associée au comportement dilatant et donc des échantillons susceptibles à la mobilité cyclique. Sur la figure, les états initiaux des essais sont montrés selon le type de comportement (liquéfaction ou mobilité cyclique) : les essais consolidés de façon isotrope avec liquéfaction sont représentés par un cercle vide, ceux avec mobilité cyclique sont représentés par un cercle plein, les essais consolidés de façon anisotrope, qui ont tous subi la mobilité cyclique, sont représentés par un triangle inversé. La figure montre que la plupart des essais qui ont subi la liquéfaction (flow liquéfaction) se trouvent au-dessous de la ligne d'état limite et qu'il y a quelques essais qui ont subi la mobilité cyclique et qui se trouvent au-dessus de la ligne d'état limite, ce qui contredit les faits de la littérature précédents.

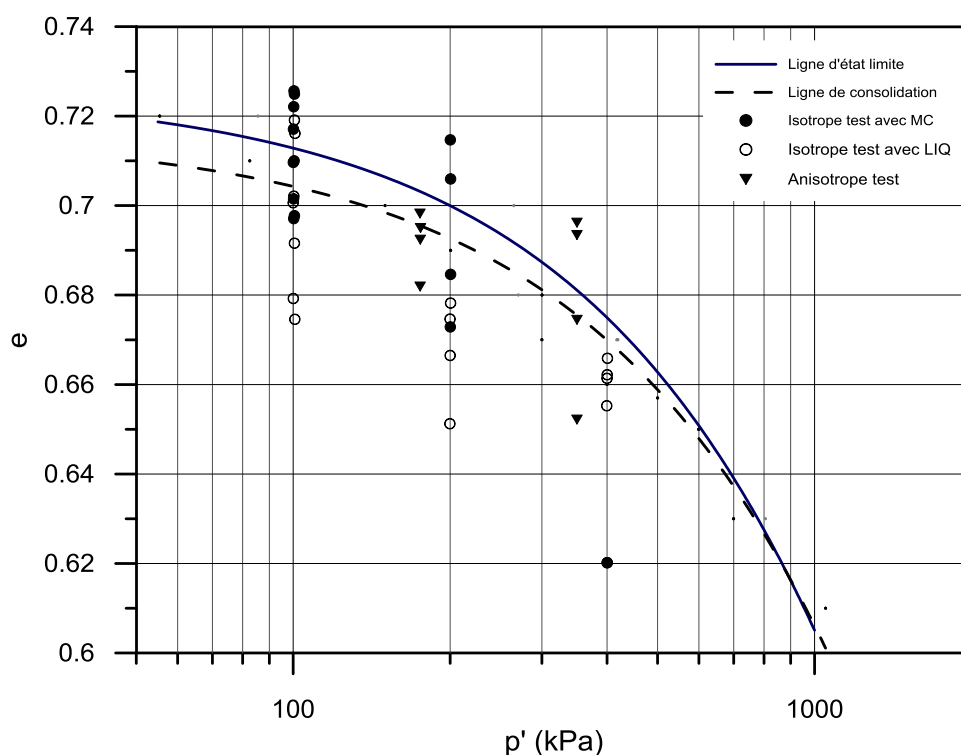


Figure 4- 2 Relation entre état initial et état limite des essais cycliques

Pour réaliser une évaluation correcte de la résistance cyclique, il faut établir le rapport des contraintes cycliques réel pour chaque essai. Les paramètres impliqués dans l'estimation du CSR selon l'équation 2-20 sont : (i) la contrainte de consolidation, (ii) l'amplitude de chargement cyclique, et (iii) l'aire de l'échantillon.

- i) La contrainte de consolidation effective est prise lors de la dernière lecture faite au cours de l'étape de confinement.
- ii) L'amplitude de charge effective est calculée à l'aide de l'amplitude de charge à partir du troisième cycle de charge jusqu'au cycle où la liquéfaction (ou la mobilité cyclique) a été évaluée. Si la liquéfaction (ou la mobilité cyclique) se produit au cours des trois premiers cycles, une moyenne des chargements appliqués sera faite.
- iii) L'aire effective de l'échantillon est obtenue lors du calcul de l'aire après consolidation (équation 2-6).

Le tableau 4-1 présente le résumé des résultats obtenus pour les essais cycliques. Dans le tableau, on remarque : (i) que le nombre de cycles pour atteindre la liquéfaction diminue avec l'augmentation du rapport de contraintes cycliques CSR; (ii) pour un même rapport des contraintes, la résistance cyclique augmente avec l'augmentation de la contrainte de consolidation; (iii) pour un rapport des contraintes cycliques égal à 0.075, même après 500 cycles de charge, aucune liquéfaction ne se produit. Au tableau 4-1, les échantillons où la chute de résistance est modérée (mobilité cyclique) sont surlignés. Pour une meilleure analyse de la résistance cyclique, les résultats sont présentés dans les figures 4-3 à 4-5. La figure 4.3 montre l'influence de la contrainte de consolidation, la figure 4-4 montre l'effet de l'anisotropie et la figure 4-5 montre l'influence de la fréquence de chargement. Les courbes des tendances CRR_{Triaxial} , sont présentées dans chaque figure et l'équation de chaque courbe, selon l'expression d'Idriss et Boulanger (2006) du chapitre 2, se trouve dans le tableau 4-2 en termes de A_0 et b .

Au tableau 4-1 on remarque que le pourcentage des échantillons qui ont une perte de résistance élevée, pour $\sigma'_3 = 100$ kPa, 200 kPa et 400 kPa, sont de 60 %, 50 % et 87 %, respectivement. Alors, en raison de l'augmentation de la contrainte de confinement, il y a une augmentation des échantillons qui ont une chute de résistance élevée (liquéfaction).

Tableau 4- 1 Résumé résultats essais triaxiaux cycliques

σ'_c (kPa)	Test	σ'_3 (kPa)	K_i	F Hz	e_c	CSR _{réel}	N $\varepsilon=0.5\%$	r_u $\varepsilon=0.5\%$	S_u/σ'_3
100	TX-100-1-01	100.55	1.0	1.0	0.67	0.076	-	0.35	
	TX-100-1-01 _{add}	100.1	1.0	1.0	0.645	0.074	-	0.55	
	TX-100-1-02	100.5	1.0	1.0	0.698	0.10	137	0.82	
	TX-100-1-02 _{add}	100.33	1.0	1.0	0.726	0.099	147	0.9	
	TX-100-1-02 _{add2}	99.97	1.0	1.0	0.701	0.096	160	0.84	0.85
	TX-100-1-02 _{add3}	100.02	1.0	1.0	0.709	0.096	85	0.85	0.07
	TX-100-1-03	100.07	1.0	1.0	0.71	0.116	58	0.8	
	TX-100-01-3 _{add}	100.42	1.0	1.0	0.71	0.118	49	0.77	
	TX-100-1-04	100.23	1.0	1.0	0.697	0.141	24.5	0.82	
	TX-100-1-04 _{add}	100.28	1.0	1.0	0.756	0.143	12	0.65	
	TX-100-1-04 _{add2}	100.06	1.0	1.0	0.679	0.131	13	0.75	
	TX-100-1-05	100.51	1.0	1.0	0.692	0.152	9.5	0.8	
	TX-100-1-06	100.53	1.0	1.0	0.719	0.165	7	0.8	
200	TX-200-1-01	199.9	1.0	1.0	0.675	0.1	190	0.9	0.06
	TX-200-1-01 _{add}	199.73	1.0	1.0	0.651	0.1	185	0.88	1.13
	TX-200-1-01 _{add2}	200.1	1.0	1.0	0.673	0.101	320	0.93	
	TX-200-1-02	200.05	1.0	1.0	0.666	0.119	39	0.7	
	TX-200-1-02 _{add}	200.38	1.0	1.0	0.678	0.12	38	0.85	
	TX-200-1-03	200.38	1.0	1.0	0.685	0.148	25	0.88	
	TX-200-1-04	200.1	1.0	1.0	0.715	0.163	11	0.8	
	TX-200-1-05	200.35	1.0	1.0	0.706	0.181	5.5	0.75	
400	TX-400-1-01	399.82	1.0	1.0	0.68	0.077	-	0.13	
	TX-400-1-01 _{add}	400.3	1.0	1.0	0.673	0.078	-	0.33	
	TX-400-1-02	399.98	1.0	1.0	0.661	0.104	237	0.91	0.05
	TX-400-1-02 _{add}	400.16	1.0	1.0	0.662	0.104	205	0.88	
	TX-400-1-02 _{add2}	399.90	1.0	1.0	0.675	0.103	165	0.88	0.30
	TX-400-1-03	399.4	1.0	1.0	0.655	0.124	93.5	0.88	
	TX-400-1-03 _{add}	399.26	1.0	1.0	0.639				0.16
	TX-400-1-04	400.58	1.0	1.0	0.666	0.149	14	0.75	
	TX-400-1-05	400.2	1.0	1.0	0.62	0.185	7	0.81	
100	TX-100-2-01	100.11	1.0	2.0	0.717	0.091	151	0.72	
	TX-100-2-02	100.8	1.0	2.0	0.716	0.105	98	0.81	
	TX-100-2-03	100.28	1.0	2.0	0.702	0.121	34	0.6	
	TX-100-2-04	100.24	1.0	2.0	0.722	0.134	15	0.71	

Tableau 4-1 (suite) Résumé résultats essais triaxiaux cycliques

100	TX-100-0.2-01	100.73	1.0	0.2	0.675	0.1	95	0.85	
	TX-100-0.2-02	100.15	1.0	0.2	0.701	0.123	35.5	0.85	1.30
	TX-100-0.2-03	100.5	1.0	0.2	0.725	0.148	8.5	0.82	1.30
	TX-100-0.2-04	100.5	1.0	0.2	0.75	0.158	6.5	0.85	0.94
100	TX-100-K _i -1-01	100.97	0.4	1.0	0.695	0.122	50	0.5	
	TX-100-K _i -1-02	100.28	0.4	1.0	0.682	0.16	15	0.52	
	TX-100-K _i -1-03	100.53	0.4	1.0	0.692	0.187	7	0.52	
	TX-100-K _i -1-04	100.15	0.4	1.0	0.698	0.225	4	0.55	
200	TX-200-K _i -1-01	200.48	0.4	1.0	0.696	0.076	330	0.38	
	TX-200-K _i -1-02	200.58	0.4	1.0	0.674	0.121	30	0.33	
	TX-200-K _i -1-03	200.23	0.4	1.0	0.693	0.149	11	0.32	
	TX-200-K _i -1-04	200.58	0.4	1.0	0.652	0.165	6	0.33	

Essais surlignés: Échantillons avec comportement associé à la mobilité cyclique

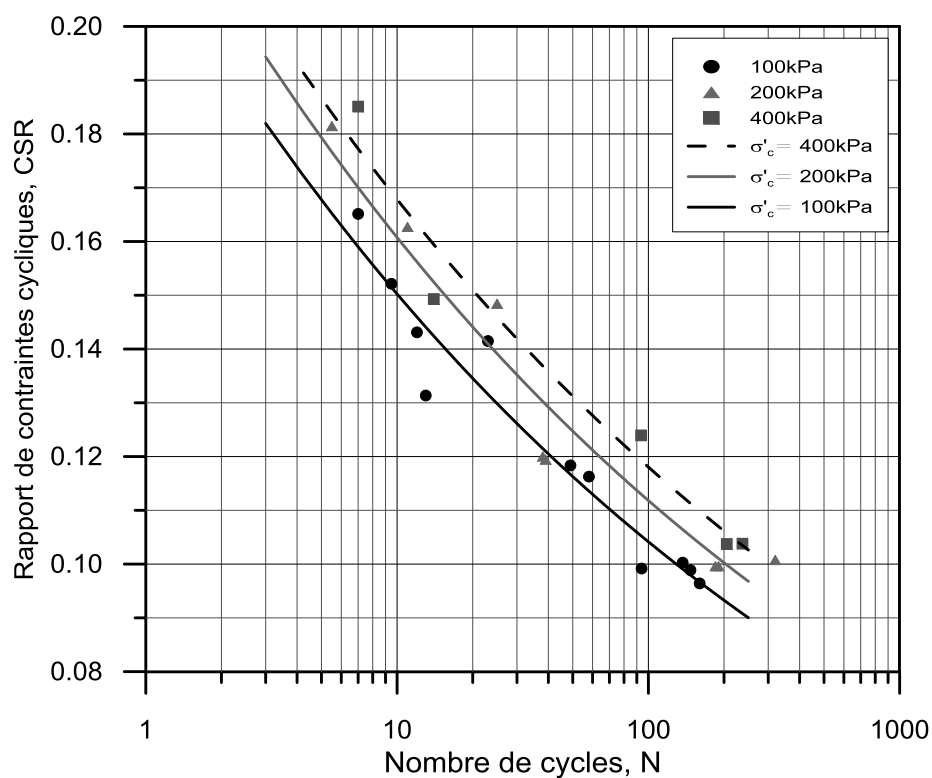


Figure 4-3 Rapport de contraintes cycliques, influence de la contrainte de consolidation ($K_i=1.0$)

La tendance des courbes de la figure 4-3 montre qu'avec l'augmentation de la pression de confinement, il y a augmentation de la résistance cyclique.

L'augmentation de la contrainte de confinement cause une diminution de la résistance cyclique (Youd *et al.*, 2001; Hynes and Olsen, 1999; Idriss and Boulanger, 2008; Seed *et al.*, 2003; Riemer *et al.*, 2008). Cependant, Vaid *et al.*, (1985) montrent que cette relation est liée à l'indice de densité. Dans cette recherche, l'indice de densité des échantillons est régulé par la contrainte de consolidation, donc l'indice de densité augmente avec la contrainte de consolidation.

Le facteur de correction, K_σ , de la contrainte de consolidation, est égal pour une contrainte de confinement de 200 kPa, à 1.07 et, pour une contrainte de confinement de 400 kPa, à 1.12. Seed *et al.*, (2003) pour un indice de densité relative $\geq 80\%$ ont proposé un facteur de correction égal à 0.75 pour une contrainte de consolidation de 200 kPa et de 0.57 pour une contrainte de consolidation de 400 kPa. Cela montre que ce facteur de correction est très conservateur d'après, les résultats obtenus pour la gamme de contraintes de confinement de l'étude. Les courbes de tendance de la figure 4-3 montrent des coefficients de corrélation R^2 de 0.94, 0.93 et 0.96 qui indiquent un bon ajustement aux données.

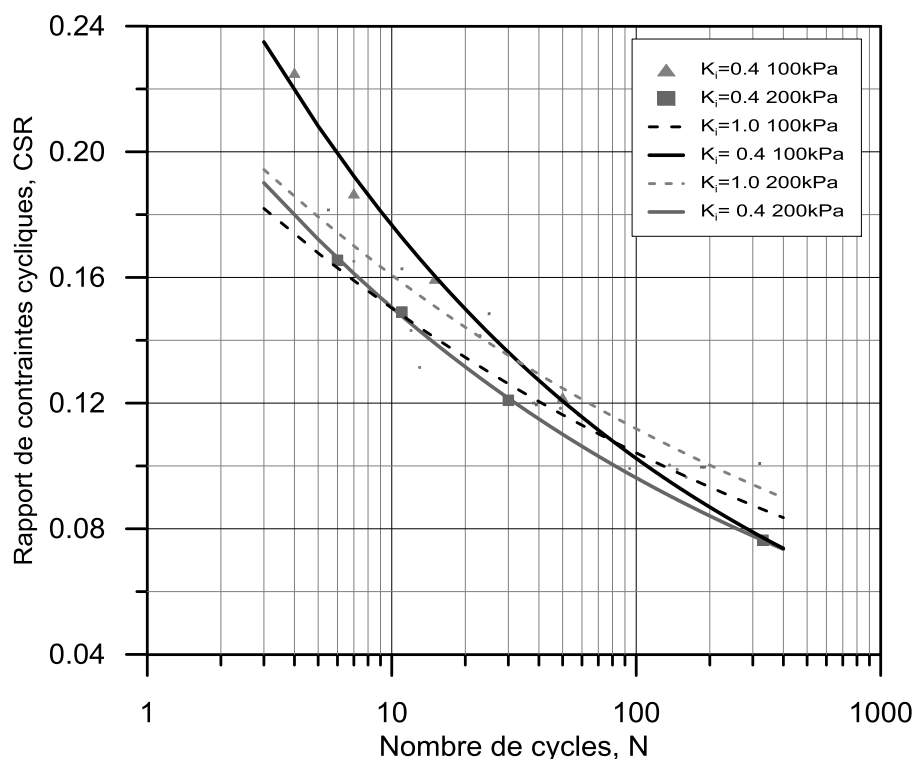


Figure 4- 4 Rapport de contraintes cycliques, influence de l'anisotropie ($K_i=0.4$)

La tendance des courbes de la figure 4-4 montre que pour les échantillons consolidés de façon anisotrope, à une même valeur de K_i , l'augmentation de la contrainte de consolidation cause une diminution de la résistance à la liquéfaction. Par rapport aux courbes isotropes, l'anisotropie favorise la résistance cyclique pour une contrainte de consolidation de 100 kPa et la défavorise pour une contrainte de consolidation de 200 kPa. Comme on a vu dans le chapitre 1, les résultats des auteurs sont parfois contradictoires, pour certains l'anisotropie augmente la résistance et pour d'autres, elle la diminue (Garga and McKay 1984; Vaid *et al.*, (1985). Yoshimine *et al.*, (1975) et Yoshimine *et al.*, (1978); Hosono *et al.*, 2008). Vaid *et al.*, (2001) montrent lors d'essais statiques qu'un incrément dans la contrainte de consolidation à K_c constant ou un incrément de K_c à une contrainte de consolidation constante favorise l'adoucissement malgré l'augmentation de densité de l'échantillon (figure 1-20), donc la raison de cette tendance peut être liée à cet adoucissement. Chien *et al.*, (2002) montrent, lors d'essais sur sable, que l'incrément de la contrainte de consolidation axiale (anisotrope) entraîne une diminution de la résistance cyclique.

L'anisotropie évaluée à $K_i=0.4$, indique qu'il y a une augmentation de la résistance cyclique pour une contrainte de confinement de 100 kPa, et une légère diminution de la résistance cyclique pour une contrainte de confinement de 200 kPa, par rapport aux résultats trouvés pour les échantillons consolidés de manière isotrope. Comme on l'a vu dans le chapitre 1, quand on fait une consolidation anisotrope lors d'essais triaxiaux, on induit aussi un cisaillement statique initial. Avec les contraintes utilisées, la relation entre le cisaillement initial et la contrainte de consolidation est de $\alpha=0.42$. Le facteur de correction K_α , pour les résultats obtenus, est de 1.41, pour une contrainte de confinement de 100 kPa, et de 1.02, pour une pour une contrainte de confinement de 200 kPa. La figure 1-21 montre les valeurs pour un facteur α entre 0 et 0.3. Le facteur K_α , pour un $\alpha=0.3$, peut prendre des valeurs de 1.1 à 1.55 approximativement et, pour un sol moyennement dense, il peut prendre des valeurs de 0.8 à 1.0. Ainsi, le résultat obtenu pour une contrainte de consolidation de 100 kPa suit la tendance du sol dense, et le sol à une pression de confinement de 200 kPa suit la tendance d'un sol moyennement dense. En raison de l'adoucissement du sol avec l'augmentation de la contrainte de consolidation, le facteur K_α dans cette étude est approprié pour une contrainte de confinement de 100 kPa, mais n'est pas conservateur pour une contrainte de consolidation de 200 kPa. Les courbes de tendance de la

figure 4-4 montrent des coefficients de corrélation R^2 de 0.99, pour les deux courbes, ce qui indique un bon ajustement aux données.

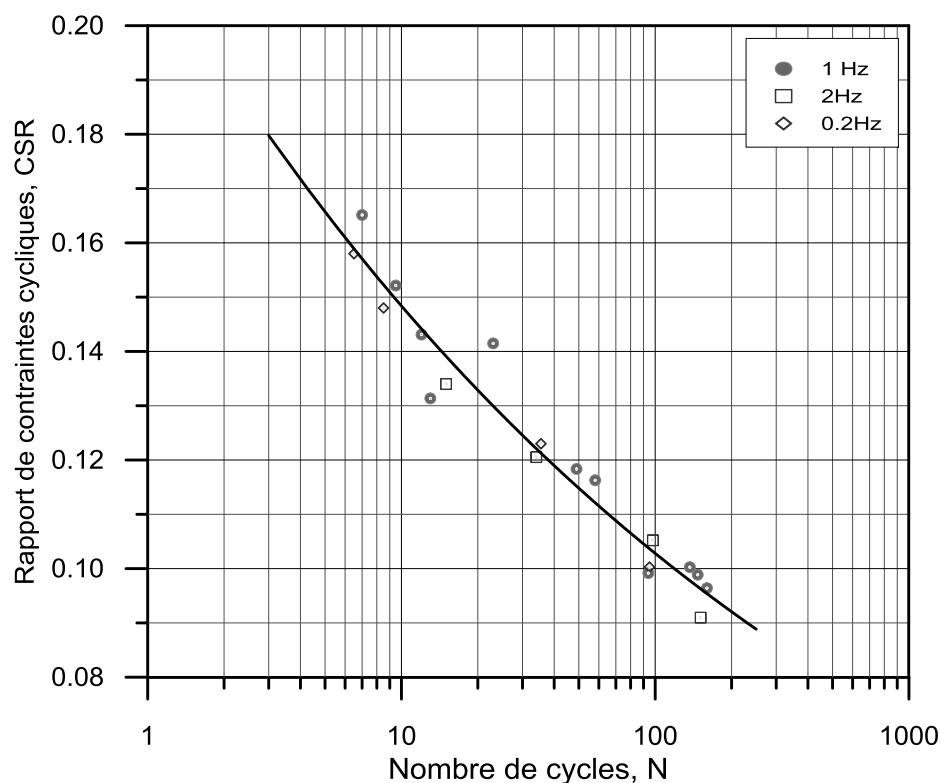


Figure 4- 5 Rapport de contraintes cycliques, influence de la fréquence de charge

La tendance de la courbe de la figure 4-5 montre que la résistance cyclique n'est pas significativement affectée par la variation de la fréquence de charge. La réponse des résidus est similaire à celle obtenue sur le sable pour Yoshimine *et al.*, (1975) et Riemer *et al.*, (1994), (figure 1-32). Les courbes de tendance de la figure 4-5 montrent des coefficients de corrélation R^2 de 0.95, ce qui indique un bon ajustement aux données.

Tableau 4- 2 Coefficients du rapport de résistance cyclique CRR_{Triax}

	A_0	b	σ'_c (kPa)
Figure 4-2	0.216	0.159	100
Influence de σ'_c	0.231	0.158	200
	0.238	0.153	400
Figure 4-3	0.304	0.237	100
Influence de K_i	0.235	0.194	200
Figure 4-4	0.214	0.159	100
Influence F			

Idriss et Boulanger (2006) mentionnent que A_0 et b sont des paramètres caractéristiques du matériau. Le paramètre b est une constante du matériau et A_0 varie en fonction de la densité du matériau, de la méthode de déposition, de la surconsolidation, et du vieillissement. À partir du tableau 4-2, on peut établir, pour les essais consolidés de façon isotrope, que le paramètre b est pratiquement le même et que le paramètre A_0 augmente avec l'indice de densité. Pour les essais consolidés de façon anisotrope, on peut dire que le paramètre b n'est pas constant et que le paramètre A_0 diminue avec l'augmentation de la densité.

Il est possible de comparer les résultats obtenus ci-dessous à ceux obtenus par Ishihara *et al.*, (1980), Ishihara *et al.*, (1981) Garga et McKay (1984), Troncoso (1986) et Troncoso *et al.*, (1988). Riemer *et al.*, (2008) et Geremew *et al.* (2012) ont réalisé des essais à l'aide de cellules triaxiales, mais en raison de différences présentes dans les différentes recherches comme : la granulométrie, la plasticité, la méthode de préparation des échantillons, le type de minéral et de l'utilisation de la contrepression, la comparaison de résultats ne serait pas adéquate. Par exemple, dans certaines recherches énoncées ci-dessus, pour Ishihara *et al.*, (1980), le rapport de résistance cyclique correspondant à 10 cycles de charge dans le résidu El Cobre No 4 est de 0.15, dans le résidu La Disputa il est de 0.18, dans le résidu Mochikoshi il est de 0.19 et dans le résidu de El Cobre « Old Dike » il est de 0.20. Dans les travaux de Ishihara *et al.*, (1981,) sur le résidu Takara, le rapport de résistance cyclique correspondant à 10 cycles de charge est de 0.25 et, pour le résidu Kamioka, il est de 0.17. Dans l'étude de Garga et McKay (1984), il varie de 0.15 à 0.28. Lors de notre recherche, le résidu sous des contraintes de consolidation de 100 kPa, 200 kPa et 400 kPa à 10 cycles de charge, le CSR était respectivement de 0.15, 0.16 et 0.17. Les rapports de résistance cyclique au bout de 10 cycles de charge trouvés dans les autres recherches sont de 1.03 à 1.68 fois supérieurs à ceux trouvés dans notre étude. Cette différence peut être attribuée aux différences déjà énumérées.

Les résultats obtenus dans les essais triaxiaux ne sont pas directement applicables au terrain. Pour transposer les résultats de la figure 4-3 aux conditions du terrain, il faudrait utiliser l'équation 1-4 ou l'expression qui fut proposée par Idriss et Boulanger (2006), qui s'exprime en fonction du coefficient de pression des terres K_0 :

$$\frac{CRR_{terrain}}{CRR_{Triax}} = 0.9 * \left(\frac{1 + 2 * K_{0terrain}}{3} \right) \quad [4-1]$$

Pour un coefficient de pression des terres K_0 égal à 0.4 (chapitre 3), le facteur de correction pour les résidus, pour les essais isotropes, est de 0.546. Avec l'équation ci-dessus, on peut aussi transposer aux conditions de l'essai en cisaillement simple ou bien transposer tous les résultats aux conditions de terrain :

$$\frac{CRR_{DSS}}{CRR_{Triax}} = \left(\frac{1 + 2 * K_{0_{terrain}}}{3} \right) \quad [4-2]$$

Avec les deux équations précédentes et l'équation 1-5, on peut comparer les résultats de la résistance à la liquéfaction obtenus lors des essais en cisaillement simple à ceux obtenus par James *et al.*, (2011), soit en CRR_{DSS} ou $CRR_{terrain}$.

Le tableau 4-3 montre les coefficients A_0 et b ajustés aux conditions de terrain. La figure 4-6 montre les courbes ajustées aux conditions de terrain.

Tableau 4- 3 Coefficients A_0 et b aux conditions du terrain

	A_0	b	σ'_c (kPa)
Figure 4-2 Influence de σ'_c	0.118	0.157	100
	0.126	0.157	200
	0.132	0.157	400

Dans le but de visualiser une meilleure comparaison entre les recherches, la figure 4-6 montre les courbes du rapport de résistance cyclique de terrain de cette recherche ainsi que les courbes de James *et al.*, (2011), Ishihara *et al.*, (1980) et Ishihara *et al.*, (1981). Les résidus étudiés par James *et al.*, (2011) sont ceux d'une mine d'or. La granulométrie est plus grossière en comparaison à celle de notre résidu. Les résidus sont non plastiques et les essais ont été faits en cisaillement simple, pour des contraintes de consolidation variant de 100 kPa à 400 kPa. Dans cette recherche, la contrainte de consolidation n'a pas d'influence sur la résistance cyclique. Les résidus étudiés par Ishihara *et al.*, (1980), El Cobre et La Disputa, proviennent d'un mine de cuivre. Leur granulométrie est similaire à celle de notre résidu et ils présentent de faibles indices de plasticité ($I_p=1$ à 11). Les résidus de la mine Mochikoshi proviennent d'une mine d'or, leur

granulométrie est un peu plus grossière et ils présentent un faible indice de plasticité ($I_p=11$). Les essais ont été faits dans à une cellule triaxiale et pour une contrainte de consolidation de 100 kPa. Dans Ishihara *et al.*, (1981), le résidu de Kamioka a une granulométrie plus grossière en comparaison à celle de notre résidu, l'essai a été fait en cellule triaxiale pour une contrainte de consolidation de 440 kPa.

Ishihara *et al.*, (1980) ont utilisé, pour la préparation des échantillons, la méthode de déposition par pluviation et par boue. Sur la figure 4-6, la méthode de pluviation a été utilisée pour les essais donnant les courbes de El Cobre No4 et La Disputa, et la méthode de boue pour ceux donnant les courbes de El Cobre « Old Dike » et Mochikoshi. Ishihara *et al.*, (1981) ainsi que James *et al.*, (2011) ont utilisé, pour la préparation des échantillons, la méthode en boue.

Le rapport de résistance cyclique de notre recherche, de James *et al.*, (2011), de Ishihara *et al.*, (1980) et de Ishihara *et al.*, (1981), en termes de A_0 et b, sont présentés au tableau 4-4.

Tableau 4- 4 Coefficients A_0 et b des différents auteurs du $CRR_{Terrain}$

	A_0	b
100kPa	0.118	0.157
200kPa	0.126	0.157
400kPa	0.132	0.157
James <i>et al.</i> , (2011)	0.153	0.188
Ishihara <i>et al.</i> , (1980)		
El Cobre old dike	0.174	0.199
El Cobre No 4	0.130	0.186
La Disputa	0.154	0.177
Mochikoshi	0.156	0.167
Ishihara <i>et al.</i> , (1981)		
Kamioka	0.187	0.282

Le paramètre A_0 présente des différences de 1.10 à 1.58 fois, ce qui est reflété dans la figure 4-6 par les courbes au-dessus de la de notre recherche. Le paramètre b (pente de la ligne CRR) est aussi supérieur au nôtre, toutefois, avec l'augmentation des nombres des cycles, celles-ci se rapprochent des nôtres. Cependant, il faut tenir compte que l'augmentation de la résistance cyclique peut être liée principalement à l'utilisation de la contrepression, de 330 kPa par Ishihara

et al., (1980) et de 300 kPa par Ishihara *et al.*, (1981), sans oublier non plus l'influence liée à la composition du minerai d'extraction et à la méthode de préparation des échantillons. Dans James *et al.*, (2011), l'augmentation de la résistance cyclique peut être liée à la granulométrie plus grossière du résidu testé.

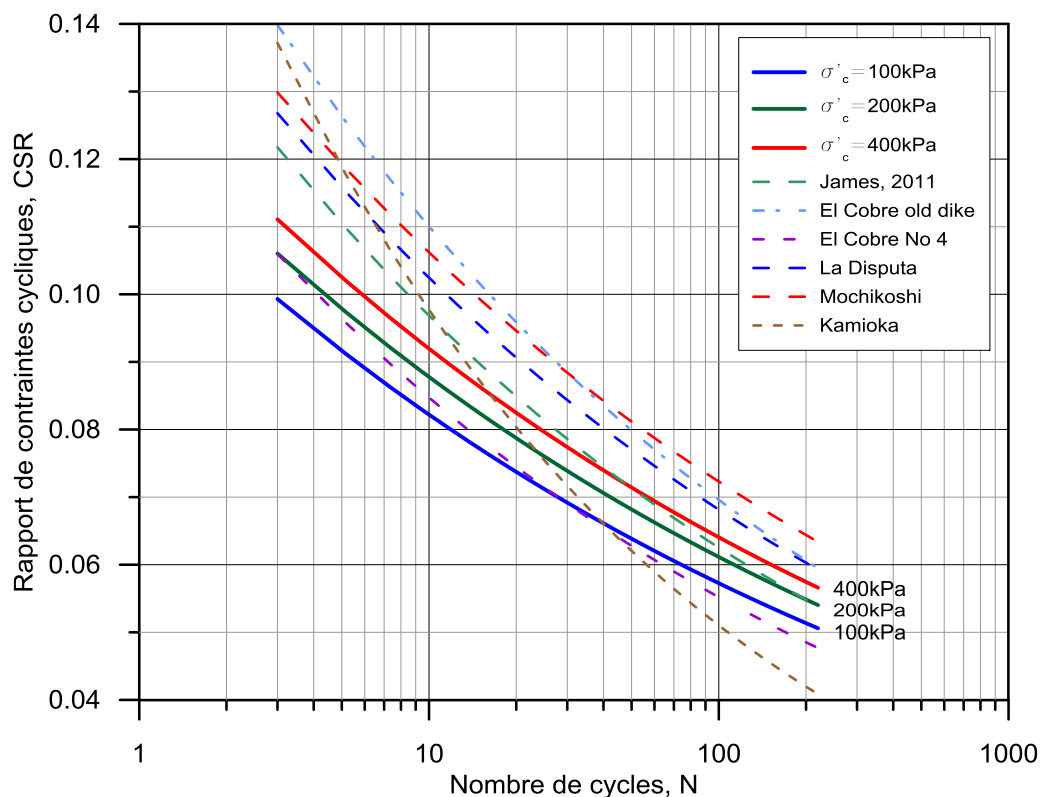


Figure 4- 6 Courbe de résistance cyclique en conditions du terrain

Les courbes du rapport de résistance cyclique de la figure 4-6 sont assez similaires aux courbes obtenues dans cette recherche. Certaines courbes ont des valeurs de résistance similaires aux nôtres. Compte tenu de l'augmentation de la résistance, engendrée par la contrepression et des différences déjà énumérées dans ces études, on pourrait conclure que l'évaluation de la liquéfaction à 0.5 % de la déformation absolue dans cette recherche est équivalente à celle qui est typiquement utilisée dans les recherches publiées dans la littérature.

4.3 Essais postcycliques

Pour déterminer la résistance postcyclique, le rapport entre la résistance au cisaillement non drainé, S_{u_PC} ou q_{\max_pc} , et la contrainte effective de consolidation, σ'_{vc} , sera trouvé à partir des schémas q - ε des essais postcycliques (voir annexe 7). Ce rapport est résumé au tableau 4-5.

Tableau 4- 5 Résultats des essais postcycliques

Test	σ'_c (kPa)	q_{\max_pc} (kPa)	ε_{pc} (%)	S_{u_PC} / σ'_c
TXP-100-1-02 _{add2}	100	85	14	0.85
TXP-100-0.2-02	100	130	23	1.30
TXP-100-0.2-03	100	130	24	1.30
TXP-100-0.2-04	100	94	22	0.94
TXP-100-1-02 _{add3}	100	7	2	0.07
TXP-200-1-01 _{add}	200	225	12.5	1.13
TXP-200-2-01	200	11	1.5	0.06
TXP-400-1-02 _{add2}	400	120	14	0.30
TXP-400-1-03 _{add}	400	65	2	0.16
TXP-400-1-02	400	18	1.5	0.05

Par rapport au tableau 4-5, la résistance postcyclique suit deux tendances : (i) résistance maximale (plateau) aux grandes déformations et (ii) résistance maximale (plateau) aux petites déformations. Dans la deuxième tendance, la résistance atteinte est nettement inférieure à celle atteinte dans les essais qui suivent la première tendance.

Dans tous les essais à la fin du cisaillement cyclique, le rapport de la pression interstitielle r_u était supérieur ou égal à 0.95 sauf dans le TXP-200-01 où il était de 0.89. Les échantillons de la première tendance ont montré des comportements dilatants (diminution de la pression interstitielle), tandis que les échantillons de la deuxième tendance ont montré des comportements contractants (augmentation de la pression interstitielle).

Par rapport à la caractérisation de la courbe postcyclique de Vaid et Thomas, (1992) et Sivathayalan, (1994), on a des essais où la contrainte effective n'est pas nulle ($\sigma'_3 \neq 0$) après le chargement cyclique. Les échantillons qui suivent la première tendance ne présentent pas de

phase 1 et 2. Les courbes commencent dans la phase 3, c'est-à-dire qu'avec l'augmentation de la déformation, il y a augmentation du déviateur jusqu'à atteindre la valeur maximale. Les échantillons ne présentent pas de première étape contractante. Dès le début de l'essai, les échantillons présentent un comportement dilatant (diminution de la pression interstitielle). Les courbes qui suivent la deuxième tendance montrent une allure correspondant à la phase 1, à la différence près que dans les essais, la pression interstitielle atteint de près la pression de confinement sans montrer de dilatance. Alors, si l'on avait continué le cisaillement : i) on aurait pu avoir un comportement dilatant de l'échantillon avec une augmentation du déviateur et avoir les phases 2 et 3, ou ii) la pression interstitielle aurait continué à augmenter tendant vers la pression de confinement et les échantillons auraient conservé une résistance constante.

Les résultats de la résistance postcyclique montrent qu'il n'existe pas de corrélation précise entre le comportement cyclique des échantillons (liquéfaction ou mobilité cyclique) et la valeur de la résistance postcyclique des échantillons.

Wijewickreme *et al.*, (2005) et James *et al.*, (2011) ont fait des essais postcycliques en cisaillement simple. Wijewickreme *et al.*, (2005) ont obtenu, pour des résidus de cuivre-or-zinc peu plastiques, avec des indices des vides qui variaient de 0.54 à 1.43, des valeurs de S_{u_PC} / σ'_{vc} allant de 0.13 à 1.07 et se comportant en général de manière dilatante. James *et al.*, (2011) ont obtenu, pour des résidus d'or non plastiques et pour indices des vides qui variaient de 0.58 à 0.67, de valeurs de S_{u_PC} / σ'_{vc} allant de 0.08 à 0.11. Les résultats obtenus lors de nos essais montrent que les essais qui suivent la deuxième tendance donnent des valeurs similaires à ceux obtenus par James *et al.*, (2011). Les essais qui suivent la première tendance montrent des similitudes aux résultats obtenus par Wijewickreme *et al.*, (2005).

CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les conclusions des résultats obtenus dans cette recherche sont :

- Les essais statiques montrent qu'avec la méthode de préparation utilisée, les échantillons ont un comportement dilatant pour toute la gamme de contraintes de confinement de l'étude.
- En raison du comportement dilatant et pour la gamme de pression de confinement utilisée, l'état limite des résidus miniers est atteint pour de grandes déformations.
- L'évaluation de la résistance cyclique (liquéfaction ou mobilité cyclique) à 0.5 % de la déformation axiale absolue donne une bonne évaluation de l'initiation de l'instabilité de l'échantillon. Ce paramètre donne des résultats similaires en comparaison aux autres paramètres utilisés (amplitude de la déformation égale à 2.5% dans essais TRX ou 3.5% dans essais CDSS et $r_u=1.0$).
- La courbe d'état limite ne donne pas un critère clair (côté contractant ou dilatant) permettant d'établir si les échantillons seront sujets à liquéfaction ou à la mobilité cyclique.
- L'augmentation de la contrainte de consolidation entraîne une augmentation de la résistance cyclique, dont la pression de confinement a pour effet d'augmenter le facteur de correction K_σ . Ceci montre que le facteur de correction proposé par Seed *et al.*, (2003) est très conservateur, en accord avec les résultats obtenus pour la gamme de contraintes de confinement utilisée lors de l'étude. Cette conclusion est également mentionnée par Hynes et Olsen (1999) et Youd *et al.*, (2001).
- L'anisotropie évaluée à $K_i=0.4$ augmente la résistance cyclique, pour une pression de confinement de 100 kPa, et elle a peu d'influence sur la résistance cyclique, pour une pression de confinement de 200 kPa. Cependant, l'augmentation de la contrainte de consolidation à $K_i=0.4$ cause une diminution de la résistance cyclique.
- La résistance cyclique n'est pas affectée par la variation de la fréquence de charge (0.2 à 2 Hz). Néanmoins, au moment de l'évaluation de la liquéfaction, les essais à une fréquence

de charge de 0.2 Hz ont eu un rapport r_u similaire, pourtant, pour une meilleure précision et une homogénéisation de la pression interstitielle, une basse fréquence est préférable. James *et al.*, (2011) et Wijewickreme *et al.*, (2005), utilisent une fréquence de 0.1 Hz dans leur recherche.

- Dans des conditions isotropes, les échantillons ayant un même indice des vides, une même contrainte de consolidation et un comportement dilatant peuvent expérimenter soit la liquéfaction, soit la mobilité cyclique.
- Les courbes postcycliques ne présentent pas les trois phases montrées par Vaid et Thomas, (1992), Sivathayalan, (1994) et Wijewickreme *et al.*, (2005). Cependant, pour les courbes qui ont suivi la première tendance (contraction), il y a une incertitude à savoir si avec plus de déformation il y aurait eu de la dilatance. Ainsi, les courbes de la première tendance montreraient quant à elles les trois phases.
- La magnitude de la résistance postcyclique est indépendante du type de comportement cyclique (liquéfaction ou mobilité cyclique)

Les recommandations pour confirmer et améliorer les résultats obtenus sont :

- Puisque la consolidation des résidus miniers peut prendre plusieurs années, une étude de la résistance à la liquéfaction dans des conditions sous consolidées est souhaitable.
- En raison du rabattement de la nappe phréatique dans les parcs à résidus, l'évaluation de l'influence de la désaturation sur la résistance à la liquéfaction est nécessaire.
- Comme le facteur de correction K_σ a été jugé trop conservateur, une nouvelle évaluation du facteur de correction K_α dans les résidus miniers sera recommandée.
- Il faudrait évaluer la résistance postcyclique dans les essais isotropes et anisotropes afin de confirmer les deux types de comportements obtenus et d'analyser si sous condition anisotrope, la résistance postcyclique augmente ou diminue.
- Une étude utilisant l'essai cyclique de cisaillement simple à des conditions K_0 , et avec la même méthode de préparation des échantillons permettrait de montrer l'influence du cisaillement statique initial et de valider le comportement (liquéfaction ou mobilité cyclique) sur le terrain des résidus miniers.

BIBLIOGRAPHIE

- Adalier, K., Elgamal, A., Meneses, J., & Baez J. I. (2003). Stone Columns as Liquefaction Countermeasure in Non-plastic Silty Soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 571-584.
- American Society of Testing Materials (ASTM) (2008). Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. ASTM International, D 422 – 63.
- American Society of Testing Materials (ASTM). (2007). Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort. ASTM International, D 698 – 07.
- American Society of Testing Materials (ASTM). (2008). Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. ASTM International, D 854 – 06.
- American Society of Testing Materials (ASTM). (2008). Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. ASTM International, D 4767 – 04.
- American Society of Testing Materials (ASTM). (2008). Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. ASTM International, D 5311 – 92.
- Andrews, D.C. et Martin G. (2000). Criteria for Liquefaction of Silty Soils. 12WCEE, 2000.
- Andrus, R. D., et Stokoe, K. H., II. (1997). Liquefaction Resistance Based On Shear Wave Velocity. Proceeding of The Ceer Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance Of Soils. National Center for Earthquake Engineering Research. State University of New York at Buffalo, pp. 89–128.
- Alarcon-Guzman, G. Leonards, F. et Chamau J.L. (1988). Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.114, No.10, October, 1988.
- Ansejo, R. (2010). Efecto Del Esfuerzo de Corte Estático Inicial en la Resistencia Cíclica en una Arena de Relaves. Memoria Título De Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R., James, M. and Riffon, O., *et al.*, 2011 Stabilité Géotechnique des Ouvrages de Retenue pour les Résidus Miniers: Problèmes Persistants et Méthodes de Contrôle. En ligne. <http://www.enviro-geremi.polymtl.ca/pdf/articles/AT02DiguesMA.pdf>. Consulté le 12 Mai 2012

- Aubertin, M., Bussière, B. and Bernier, L. (2002). Manuel on CD-ROM: Environnement et Gestion des Rejets Miniers. Presses internationales Polytechnique
- Been, K. Jefferies, M. et Hachey, J. (1991). The Critical State of Sands. *Geotechnique*, 41(3), pp. 365-381.
- Been, K. Jefferies, M. et Crooks, H.. (1986). The Cone Penetration Test in Sands: Part II, General Inference of State. *Geotechnique*, 36, No 2, pp.239-249.
- Bolduc, F. (2012). Une Étude sur l'utilisation des Roches Stériles comme Inclusions Drainantes dans les Résidus Miniers. Mémoire de Maitrise, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Bouferra, R., Benseddiq, N. et Shahrour, I. (2007). Saturation and Preloading Effects on the Cyclic Behavior of Sand. *International Journal of Geomechanics*, 7(5), pp. 396-401.
- Bray J.D. et Sancio R.B. (2004). Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 132, No. 9, pp.1165-1177.
- Brennan, A. J. et Madabhushi, S. P. G. (2005). Liquefaction and Drainage in Stratified Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(7), pp. 876- 885.
- Bussiere, B. (2007). Hydro-Geotechnical Properties of Hard Rock Tailings from Metal Mines and Emerging Geo-Environmental Disposal Approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9), pp.1019-1052.
- Canou, J. (1989). Contribution à l'Étude et à l'Évaluation des Propriétés de Liquéfaction d'un Sable. Ph.D. thesis, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris
- Castro, G. (1969). Liquefaction of Sands. Ph.D. unpublished. Harvard University, Boston MA, USA.
- Castro, G. (1975). Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 101(GT6), 551-569.
- Castro, G. et Poulos S.J. (1977). Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 103, No. GT6, June 1977.
- Carraro J.A. et Prezzi, M. (2009). A New Slurry-Based Method of Preparation of Specimens of Sand Containing Fines. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 31, No. 1.

- Chien, L., Chang, C. et Chang, H. (2002). Influence of Building and K_0 Consolidation on the Liquefaction Potential of Reclaimed Soil. Proceedings of the Twelfth International Offshore and Polar Engineering Conference Kitakyushu, Japan, May 26–31, 2002.
- Das, Braja (2006) Principles of Geotechnical Engineering. Thomson (ed), Fifth edition.
- Das, Braja. (2008). Advanced Soils Mechanics. Taylor et Francis group (eds).
- DeAlba, P., Chan, C. K. et Seed, H. B. (1975). Determination of Soil Liquefaction Characteristics by Large-scale Laboratory Tests. Report No. EERC 75-14. Earthquake Engineering Research Center.
- El Hosri, M.S., Biarez, J. et Hicher, P.Y. (1984). Liquefaction characteristics of silty clay. Finn, W. D. L. (1985). Aspects of Constant Volume Cyclic Simple Shear. Proceedings of Advances in the Art of Testing of Soils Under Cyclic Conditions, Detroit MI, USA, pp. 74-98.
- Fourie, A.B., Mikula, R.J. *et al.*, (2001). Partially Saturated Tailings Sand Below the Phreatic Surface. *Géotechnique* 51, No. 7, pp. 577-585.
- Garga, V. & McKay, L. D. (1984). Cyclic Triaxial Strength of Mine Tailings. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(8), pp. 1091-1105.
- Geremew, A. et Yanful, E. (2012). Laboratory Investigation of the Resistance of Tailings and Natural Sediments to Cyclic Loading. *Geotech Geol Eng* 30, pp. 431–447.
- Ghiona, V.N. et Porcino D. (2006). Liquefaction Resistance of Undisturbed and Reconstituted Samples of a Natural Coarse Sand from Undrained Cyclic Triaxial Testing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, No. 2, pp. 194–202.
- Gonzalez, L. Dobry, R. et Abdoun, T. (2004). Modelamiento con centrifuga de la respuesta de pilotes de fundacion al corrimiento lateral de suelos licuados. Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, NY, EE.UU.
- Grozic, J.L.H., Robertson, P.K. et Morgenstern N.R. (2000). Cyclic Liquefaction of Loose Gassy Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, pp. 843-856.
- Guo, T. et Prakash, S. (1999). Liquefaction of Silts and Silt-Clay Mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, No. 8, pp. 706–710.
- Holtz, R.D. et Kovacks, W.D. (1991). Introduction à la géotechnique (édition en français traduite par Jean Lafleur). Montréal, Qc : Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.

- Hosono, Y. et Yoshimine, M. (2004). Liquefaction of Sand in Simple Shear Condition. *Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena*, pp. 129-136. Taylor et Francis group (eds).
- Hosono, Y. et Yoshimine, M. (2008). Effects of Anisotropic Consolidation and Initial Shear on Liquefaction Resistance of Sand in Simple Shear Condition. *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation*, pp. 352- 358. Liu, Deng and Chu (eds).
- Hide, A., Higuchi, T. et Yasuhara, K. (2006). Liquefaction, Cyclic Mobility, and Failure of Silt. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, No. 6, pp. 716–735.
- Hunt, R.E. (1986). *Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation*. New York, NY: McGraw-Hill.
- Hynes, M. E. et Olsen, R. S. (1999). Influence of Confining Stress on Liquefaction Resistance. *Proceedings of Physics and Mechanics of Soil Liquefaction*, Baltimore MD, USA. P.V. Lade and J. Yamamuro (eds.) (pp. 145-151). Rotterdam: Balkema.
- International Commission on Large Dams (ICOLD). 2001. Tailings Dams – Risk of Dangerous Occurrences – Lessons Learnt from Past Experiences. Bulletin No. 121. Paris : Commission Internationale des Grands Barrages.
- Idriss, I. M. et Boulanger, R. W. (2006). Semi-Empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol.26 pp. 115-130.
- Idriss, I.M., et Boulanger, R.W. (2008). *Soil Liquefaction During Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley, California.
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), pp. 51-415.
- Ishihara, K. (non-date). *Stability of Natural Deposits During Earthquakes*.
- Ishihara, K., Sodekawa, M. et Tanaka, Y. (1978). Effects of Overconsolidation on Liquefaction Characteristics of Sands Containing Fines. *Proceedings of Dynamic Geotechnical Testing*, Denver CO, USA. (pp. 246-264). Philadelphia: ASTM.
- Ishihara, K., Sodekawa, M. et Tanaka, Y. (1981). Cyclic Strength of Undisturbed Mine Tailings. *Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St-Louis USA. pp. 53- 58. New York: ASCE.
- Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y. & Takahashi, Y. (1980). Cyclic Strength Characteristics of Tailings Materials. *Soils and foundations*, 20(4), pp. 127-142.

- Ishihara, K. Tatsouka, F. et Yasuda, S. (1975). Undained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses. *Soils and Foundations*, Vol.15 No. 1, pp.29-44.
- James, M. (2009). The Use of Waste Rock Inclusions to Control the Effects of Liquefaction in Tailings Impoundments. Thèse de Ph.D, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- James, M., Aubertin, M., Wijewickreme, D. et Wilson G. (2011). A Laboratory Investigation of The Dynamic Properties of Tailings. *Can. Geotech. J.* 48, pp. 1587–1600.
- Kohusho, T. (2003). Current State of Research on Flow Failure Considering Void Redistribution in Liquefied Deposits. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23, pp.585–603
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc.
- Ladd, R.S. (1977). Specimen Preparation and Cyclic Stability of Sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 103, No. 6, pp. 535-547.
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R. P., et Bussiere, B. (2002). Practical Pedotransfer Functions for Estimating the Saturated Hydraulic Conductivity. *Geotechnical and Geological Engineering*, 20, pp. 235-259.
- Mitchell, K. et Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*. Toronto ON: John Wiley & Sons, Inc.
- Murthy, T.G., Loukidis, D. Carraro, J.A.H. *et al.*, (2007). Undrained Monotonic Reponse of Clean and Silty Sand. *Geotechnique* 57, No.3, pp. 273-288.
- Narvaez, B. (2013). Étude expérimentale de la résistance en traction de résidus miniers non saturés à l'aide d'essais de flexion. Mémoire de maîtrise, Génie minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- NRC. (1985). Liquefaction of soils during earthquakes. National Research Council Report CETS-EE-001, National Academic Press, Washington, D.C.
- Osisko, (2013) Sommaire de production. En ligne. <http://www.osisko.com/fr/mines-et-projets/sommaire-de-production/>. Consulté le 27 Juillet 2013
- Polito, C. et Martin, J. R. II. (2001) Effects of Nonplastic Fines on the Liquefaction Resistance of Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(5), pp. 408-415.

- Poncelet, N. (2012). Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers. Mémoire de maîtrise, Génie minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Poulos, S. J., Gonzalo, C. et France, J. W. (1985). Liquefaction Evaluation Procedure. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(6), 773-792.
- Qiu, Y. et Sego, D.C. (2001). Laboratory Properties of Mine Tailings. *Journal Canadien de Geotechnique*, 38, pp.183–190.
- Rahhal, M.E. et Lefebvre, G. (2000). Understanding the Effect of a Static Driving Shear Stress on the Liquefaction Resistance of Medium Dense Granular Soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 20 (2000), pp. 397-404.
- Riemer, M., Gookin, W., Bray, J. et Arango, I. (1994). Effects of Loading Frequency and Control on the Liquefaction Behavior of Clean Sands. UCB/GT-94-07, University of California, Berkeley, California.
- Riemer, M., Moriwaki, Y. et Obermeyer, J. (2008). *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Congress*.
- Robertson, P.K. et Wride, C.E. (1998). Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), pp. 442-459.
- Roscoe, K. H. et Pooroshab H. B. (1963). A Theoretical and Experimental Study of Stress-Strain in Triaxial Compression Tests on Normally Consolidated Clays. *Geotechnique* 13, pp. 12–28.
- Sasaki, Y. et Taniguchi, E. (1982). Shaking Table Tests on Gravel Drains to Prevent Liquefaction of Sand Deposits. *Soils and Foundations*, 22(3), pp.1-14.
- Seed, H. B. (1983). Earthquake-Resistant Design of Earth Dams. *Proceedings of the Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns*, Philadelphia PA, USA (pp. 41-61). New York: ASCE.
- Seed, H. B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M. *et al.*, (2003). Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A unified and Consistent Framework. 26th annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, pp.1-71. Long Beach, California, April 30.
- Seed, H.B., Kenji, M. et Chan, C.K. (1975). Influence of Seismic History on The Liquefaction Characteristics of Sands. Report No. EERC 75-25, Earthquake Engineering Research Center. University of California.

- Seed, H. B. et Idriss, I. M. (1970). A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. Report No. EERC 70-9. Earthquake Engineering Research Center. Berkeley CA
- Seed, H. B. et Idriss, I. M. (1982). Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes. Berkeley CA: Earthquake Engineering Research Institute.
- Seed, H. B. et Peacock, W. H. (1970). Applicability of Laboratory Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics Under Cyclic Loading. Report No. EERC 70-8. Earthquake Engineering Research Center.
- Sivathayalan, S. (1994). Static, Cyclic and Post Liquefaction Simple Shear Response of Sands. Master these, University of British Columbia. Canada.
- Shamoto, Y., Zhang, J. et Tokimatsu, K. (1998). New Charts for Predicting Large Residual Post-Liquefaction Ground Deformation. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 17, pp 427–438.
- Sung-Sik, P. et Young-Su, K. (2012). Liquefaction Resistance of Sands Containing Plastic Fines with Different Plasticity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- Tomas, J. (1992). Static, Cyclic and Post Liquefaction Undrained Behaviour of Fraser River Sand. Master these, University of British Columbia. Canada.
- Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983). Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Values and Fines Content. Soils and Foundations, Vol. 23, No. 4, pp 56-74.
- Troncoso, J. H. (1986). Critical State of Tailing Silty Sands for Earthquake Loading. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 5(3), pp. 248-252.
- Troncoso, J. H., Ishihara, K. et Verdugo, R. (1988). Aging Effects on Cyclic Shear Strength of Tailings Materials. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan (Vol. III)
- Troncoso, J. H. et Verdugo, R. (1985). Silt Content and Dynamic Behavior of Tailings Sands. Proceedings of the 11th Intl Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco CA, USA, Vol 3., pp. 1311-1314.
- Vaid, Y.P., et Chern, J. C. (1985). Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands. Advances in Sols Testing, pp. 120-147
- Vaid, Y.P., Chern, J. C. et Tumi, H. (1985). Confining Pressure, Grain Angularity and Liquefaction. Journal of Geotechnical Engineering, 111(10), pp. 1229-1235.

- Vaid, Y.P. et Chern, J. C. (1983). Mechanism of Deformation During Cyclic Undrained Loading of Saturated Sands. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.2 (3), pp.171-177.
- Vaid, Y.P., et Finn, W.D.L. (1979). Static Shear and Liquefaction Potential. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105(GT10), pp. 1233–1246
- Vaid, Y. P., Fisher, J. M., Kuerbis, R. H. et Negussey, D. (1990). Particle Gradation and Liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(4), pp. 698-703.
- Vaid, Y. P., Sivathayalan, S. et Stedman, D. (1999). Influence of Specimen-Reconstituting Method on Undrained Reponse of Sand. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 22, No. 3, pp. 187-195.
- Vaid, Y. P. et Sivathayalan, S. (2000). Fundamental Factors Affecting Liquefaction Susceptibility of Sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, pp. 592-606.
- Vaid, Y. P., Stedman, J. D. et Sivathayalan, S. (2001). Confining Stress and Static Shear Effects in Cyclic Liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal*, 38, pp. 580-591.
- Vaid, Y. P. & Thomas, J. (1995). Liquefaction and Post-Liquefaction Behavior of Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(2), pp. 163-173.
- Verdugo, R. (1983). Influencia del Porcentaje de Finos en la Resistencia Ciclica de Arenas de Relave. Memoria para optar al titulo de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Catolica de Chile, Santiago, Chile.
- Vick, S. G., Dorey, R., Finn, W. D. L. et Adams, R. C. (1993). Seismic Stabilization of St. Joe's Park Tailings Dams. *Proceedings of Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation*, Rayleigh C, USA. pp. 402-415.
- Viertel, P. (2003). Efecto del Contenido de Finos y de la Densidad Relativa en la Resistencia Ciclica de Arenas de Relave. Memoria para optar al titulo de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Wijewickreme, D., Sanin, M.V., and Greenaway, G. 2005a. Cyclic shear response of fine-grained mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(5): 1408–1421.
- Wijewickreme, D., Sriskandakumar, S., and Byrne, P. 2005b. Cyclic Loading Response of Loose Air-Pluviated Fraser River Sand for Validation of Numerical Models Simulating Centrifuge Tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(2), pp. 550–561.

- Xia, H. et Hu, T. (1991). Effects of Saturation and Back Pressure on Sand Liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117, pp. 1347-1362.
- Yamamuro, J.A. et Wood, F.M. (2004). Effect of Depositional Method on the Undrained Behavior and Microstructure of Sand with Silt. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24, pp. 751–760.
- Yegian, M.K., Eseller-Bayat, E. *et al.*, (2007). Induced-Partial Saturation for Liquefaction Mitigation: Experimental Investigation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, No. 4, pp. 372-380.
- Yoshimi, Y., et Oh-oka, H. (1975). Influence of Degree of Shear Stress Reversal on the Liquefaction Potential of Saturated Sand. *Soils and foundations*, Vol.15, No.3.
- Yoshimi, Y., Tanaka, K., & Tokimatsu, K. (1989). Liquefaction Resistance of a Partially Saturated Sand. *Soils and Foundations*. Vol. 29, pp. 157–162.
- Yoshimine, M., Robertson, P. K. & Wride, C. E. (1999). Undrained Shear Strength of Clean Sands to Trigger Flow Liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal*, 36, pp. 891-906.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T. et al. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10), pp. 817-833.
- Zlatovic, S. and Ishihara, K., 1997, Normalized Behavior of Very Loose Non-Plastic Soils: Effects of Fabric. *Soils and foundations*, Vol. 37, No. 4, pp. 47–56.

ANNEXE 1 – Granulométrie des matériaux

Chaudière 1

Hydromètre 1

T (min)	°C	R	ΔR	R- ΔR	L	L/T	Racine (L/T)	K	D	%	%
									0.31500		100
									0.16000		100
									0.08000		99.99
1	23.6	53	7	46	7.3	7.30	2.7019	0.0128	0.03458	75.28	75.28
2	23.6	47.5	7	40.5	8.1	4.05	2.0125	0.0128	0.02576	66.28	66.28
5	23.5	39.5	6	33.5	9.4	1.88	1.3711	0.0128	0.01755	54.82	54.82
15	23.1	29.5	6	23.5	11.1	0.74	0.8602	0.0129	0.01110	38.46	38.46
30	22.9	23.5	6	17.5	12.7	0.42	0.6506	0.0129	0.00839	28.64	28.64
60	22.1	16	6	10	13.7	0.23	0.4778	0.0130	0.00621	16.36	16.36
250	21.5	13	6	7	14.2	0.06	0.2383	0.0131	0.00312	11.46	11.46
1440	21.6	10	6	4	14.7	0.01	0.1010	0.0131	0.00132	6.55	6.55

Hydromètre 2

T (min)	°C	R	ΔR	R- ΔR	L	L/T	Racine (L/T)	K	D	%	%
									0.31500		100
									0.16000		100
									0.08000		99.99
1	23.2	53	6	47	7.6	7.60	2.7568	0.0129	0.03556	82.04	82.04
2	23.1	46.5	6	40.5	8.4	4.20	2.0494	0.0129	0.02644	70.69	70.69
5	22.9	38.5	6	32.5	9.7	1.94	1.3928	0.0129	0.01797	56.73	56.73
15	22.6	28.5	6	22.5	11.2	0.75	0.8641	0.01295	0.01119	39.27	39.27
30	22.3	24	6	18	12.4	0.41	0.6429	0.01295	0.00833	31.41	31.41
60	21.4	18	6	12	13.3	0.22	0.4708	0.0131	0.00617	20.94	20.94
250	21.4	13	6	7	14.2	0.06	0.2383	0.0131	0.00312	12.21	12.21
1440	21.1	10	6	4	14.7	0.01	0.1010	0.0132	0.00133	6.982	6.98

Hydromètre 3

T (min)	°C	R	ΔR	R- ΔR	L	L/T	Racine (L/T)	K	D	%	%
									0.31500		100
									0.16000		100
									0.08000		100
1	23.2	52.5	6	46.5	7.4	7.40	2.7203	0.0129	0.03509	81.18	81.18
2	23.1	46.5	6	40.5	8.4	4.20	2.0494	0.0129	0.02644	70.70	70.70
5	23.0	38.5	6	32.5	9.7	1.94	1.3928	0.0129	0.01797	56.73	56.74
15	22.8	27.5	6	21.5	11.5	0.77	0.8756	0.0129	0.01130	37.53	37.53
30	22.5	23	6	17	12.2	0.41	0.6377	0.0129	0.00827	29.67	29.67
60	22.1	19	6	13	13.2	0.22	0.4690	0.0130	0.00610	22.69	22.69
250	21.4	14	6	8	14	0.06	0.2366	0.0131	0.00310	13.96	13.96
1440	21.4	10	6	4	14.7	0.01	0.1010	0.0131	0.00132	6.983	6.98

A 0.985
 Dr 2.73
 Masse sol sec hydromètre 1 (g) 60.19
 Masse sol sec hydromètre 2 (g) 55.73
 Masse sol sec hydromètre 3 (g) 56.42

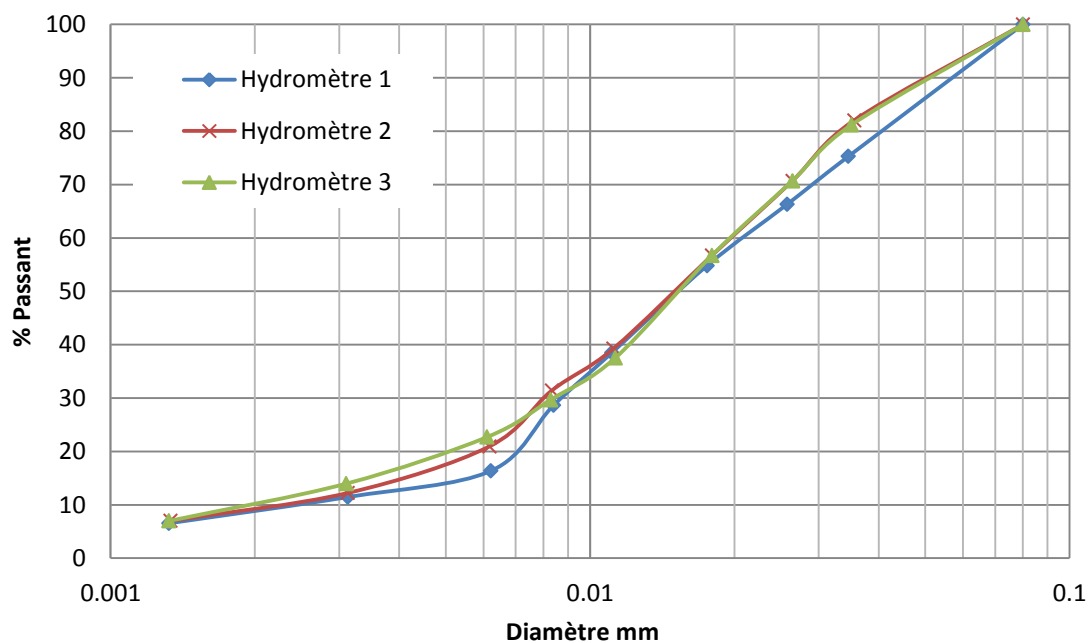


Figure A1-1 Courbes granulométriques chaudière 1

Chaudière 2

Hydromètre 1

T (min)	°C	R	ΔR	R- ΔR	L	L/T	Racine (L/T)	K	D	%	%
									0.31500		100
									0.16000		100
									0.08000		99.94
1	22.9	51	5	46	7.9	7.90	2.8107	0.0129	0.03626	71.88	71.88
2	22.9	45	5	40	8.9	4.45	2.1095	0.0129	0.02721	62.50	62.50
5	22.9	37	5	32	10.2	2.04	1.4283	0.0129	0.01842	50.00	50.00
15	22.7	26	5	21	12	0.80	0.8944	0.01295	0.01158	32.81	32.81
30	22.5	21	5.5	15.5	12.9	0.43	0.6557	0.01295	0.00849	24.22	24.22
60	22.5	17	5.5	11.5	13.5	0.23	0.4743	0.01295	0.00614	17.97	17.97
256	21.8	12	5.5	6.5	14.3	0.06	0.2363	0.013	0.00307	10.16	10.16
1440	21.6	10	5.5	4.5	14.7	0.01	0.1010	0.0131	0.00132	7.03	7.03

Hydromètre 2

T (min)	°C	R	ΔR	R- ΔR	L	L/T	Racine (L/T)	K	D	%	%
									0.31500		100
									0.16000		100
									0.08000		99.94
1	23	53	5	48	7.6	7.60	2.7568	0.0129	0.03556	72.07	72.07
2	23	50	5	45	8.1	4.05	2.0125	0.0129	0.02596	67.57	67.56
5	23	36	5	31	10.4	2.08	1.4422	0.0129	0.01860	46.55	46.54
15	22.6	27.5	5	22.5	11.8	0.79	0.8869	0.01295	0.01149	33.78	33.78
30	22.6	21	5	16	12.9	0.43	0.6557	0.01295	0.00849	24.02	24.02
60	22.4	16.5	5.5	11	13.6	0.23	0.4761	0.01295	0.00617	16.52	16.51
250	21.7	12	5.5	6.5	14.3	0.06	0.2392	0.013	0.00311	9.76	9.76
1440	21.8	10	5.5	4.5	14.7	0.01	0.1010	0.013	0.00131	6.76	6.75

a 0.985
 Dr 2.73
 Masse sol sec hydromètre 1 (g) 63..04
 Masse sol sec hydromètre 2 (g) 65.60

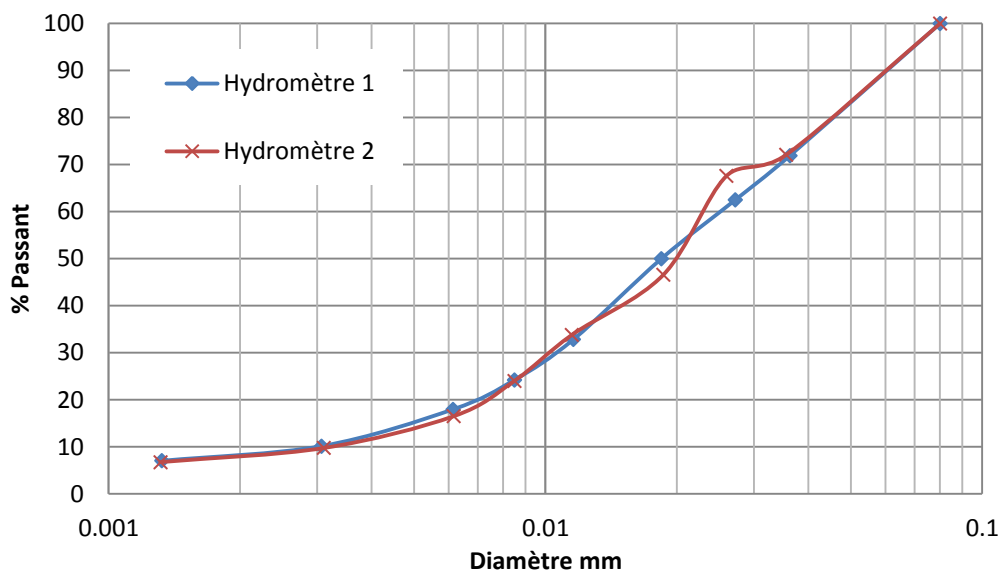


Figure A1-2 Courbes granulométriques chaudière 2

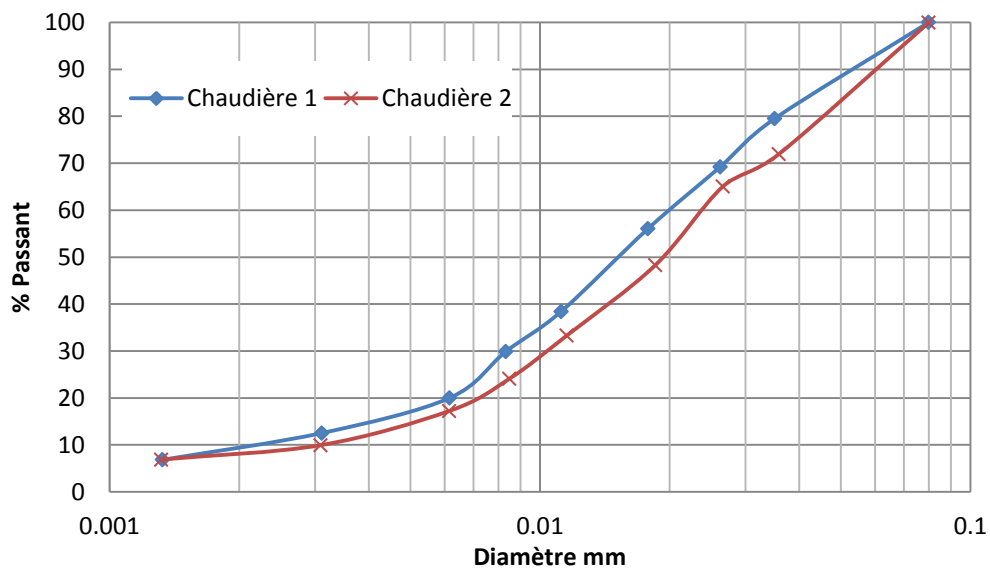


Figure A1-3 Courbes granulométriques moyennes des chaudières.

ANNEXE 2 – Densité relative des grains

Chaudière 1

Tableau A2-1 Densité relative des grains des résidus miniers Osisko, chaudière 1

DENSITÉ RELATIVE			
Pycnomètre	2	3	106
Température °C	24	24	24
Masse de sol+récipient (g)	234.73	233.27	238.94
Masse du récipient	175.95	179.57	179.42
Masse sol g Ms	58.12	53.7	58.72
Masse flacon+eau+sol (g)	710.42	710	714.41
Masse flacon étalon	673.51	675.93	677.31
Masse flacon+eau-sol	652.3	656.3	655.69
Volume du sol	21.21	19.63	21.62
ρ_s	2.74	2.74	2.72
ρ_w à 24 °C	0.997	0.997	0.997
Dr corrigé 20 °C	2.74	2.73	2.71

Dr_{moyen}

2.73

Chaudière 2

Tableau A2-2 Densité relative des grains des résidus miniers Osisko, chaudière 2

DENSITÉ RELATIVE				
Pycnomètre	2	8	106	6
Température °C	23	23.3	23.6	23.7
Masse de sol+récipient (g)	236.03	235.85	237.02	237.27
Masse du récipient	175.94	179.17	179.41	183.44
Masse sol g Ms	60.09	56.68	57.61	53.83
Masse flacon+eau+sol (g)	711.75	712.77	713.9	715.35
Masse flacon étalon	673.60	676.89	677.35	681.24
Masse flacon+eau-sol	651.66	656.09	656.29	661.52
Volume du sol	21.95	20.80	21.07	19.73
ρ_s	2.74	2.72	2.73	2.73
ρ_w à 24 °c	0.998	0.997	0.997	0.997
Dr corrigé 20 °C	2.74	2.72	2.73	2.73

Dr moyen

2.73

ANNEXE 3 – Paramètres de consolidation

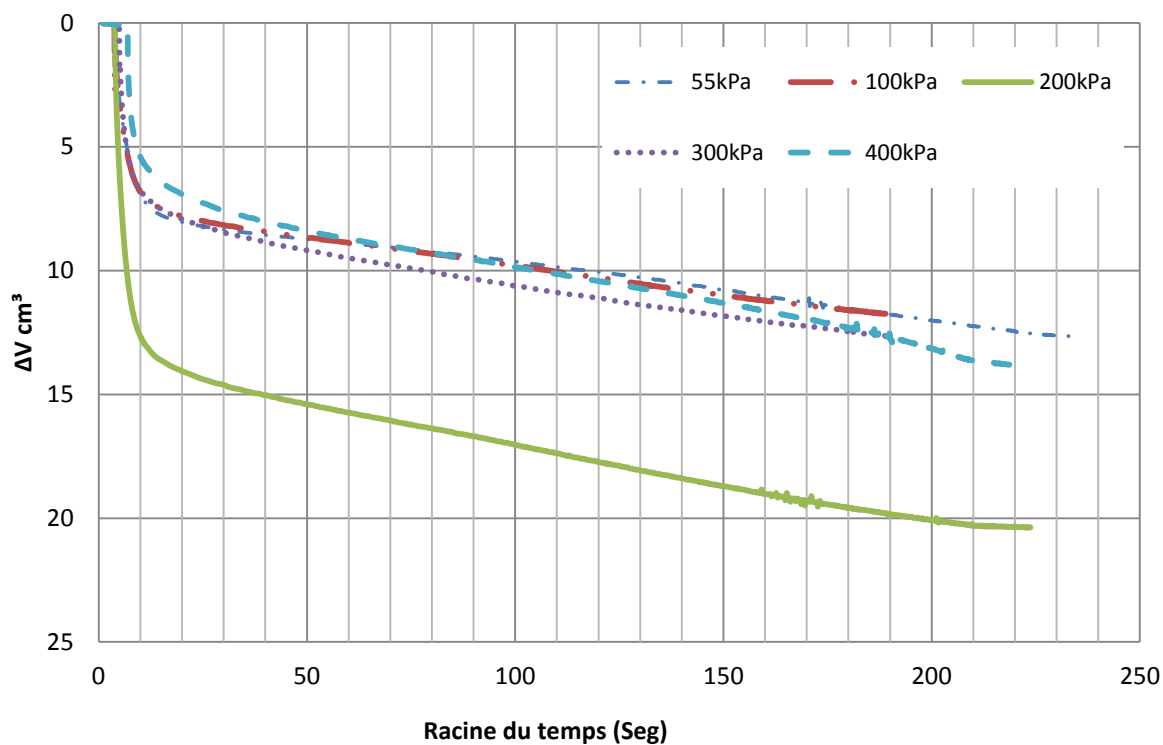


Figure A3-1 Calcul du T_{100}

$$Cv_{\text{triaxial}} = \frac{\pi * (h/2)^2}{4 * t_{100}}$$

Tableau A3-1 Coefficients de consolidation

σ'_3 (kPa)	h (mm)	T_{100} (seg)	C_v mm^2/seg	C_v cm^2/seg
55	197.51	121	63.301	0.633
100	197.22	98.01	77.924	0.779
200	196.71	100	75.975	0.760
300	196.29	98.01	77.187	0.772
400	195.93	98.01	76.910	0.769

$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1}$$

et

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)}$$

Tableau A3-2 Coefficient de compressibilité et indice de compression

e	σ_3 (kPa)	a_v (kPa ⁻¹)	Cc
0.72	500.17	3.36E-04	4.24E-01
0.73	400.2	1.51E-04	1.56E-01
0.75	300.34	1.57E-04	1.25E-01
0.76	200.395	1.41E-04	8.01E-02
0.79	100.37	2.24E-04	7.47E-02
0.80	55.5625	2.95E-04	5.15E-02

ANNEXE 4 – Courbes de consolidation

Tableau 4-1 Consolidation isotrope

$\sigma' \text{ c}$	Vol. drainée Ac.	Vol drainée	Masse d'eau	e
55	13.6	13.6	638.31	0.722
100	22.94	9.34	628.97	0.712
200	35.29	12.35	616.62	0.698
300	52.69	17.4	599.22	0.678
400	69.21	16.52	582.7	0.659
500	71.035	1.825	580.875	0.657
600	79.78	8.745	572.13	0.647
700	87.41	7.63		0.630

Tableau 4-2 Consolidation anisotrope

$\sigma' \text{ c}$	Vol. drainée Ac.	Vol drainée	Masse d'eau	e
55	22.29	22.29	616.27	0.707
100	33.81	11.52	604.75	0.694
200	52.99	19.18	585.57	0.672
400	76.68	23.69	561.88	0.645
700	110.46	33.78		0.601

ANNEXE 5 – Paramètre de Skempton lors de la consolidation

σ'_3 (kPa)	Essai	Palier (kPa)			
		0-55	55-100	100-200	200-400
100	TX-100-1-01	0.99	1.00		
	TX-100-1-01 add	1.00	1.00		
	TX-100-1-02	1.00	0.99		
	TX-100-1-02 add	0.99	1.00		
	TX-100-1-02 add2	1.00	1.03		
	TX-100-1-03	1.01	1.01		
	TX-100-01-3 add	1.01	1.03		
	TX-100-1-04	1.00	1.03		
	TX-100-1-04 add	1.01	1.03		
	TX-100-1-04 add2	1.01	1.01		
	TX-100-1-05	1.01	1.03		
	TX-100-1-06	1.01	1.03		
200	TX-200-1-01	1.02	1.03	0.98	
	TX-200-1-01 add2	1.01	1.03	1.02	
	TX-200-1-01 add	1.01	1.00	1.01	
	TX-200-1-02	1.01	1.03	0.99	
	TX-200-1-02 add	1.01	1.03	1.02	
	TX-200-1-03	1.00	1.03	1.02	
	TX-200-1-04	1.01	1.03	1.02	
	TX-200-1-05	1.01	1.03	1.02	
400	TX-400-1-01	0.99	0.99	0.98	0.98
	TX-400-1-01 add	1.02	1.03	1.01	1.00
	TX-400-1-02	1.03	1.03	1.02	0.99
	TX-400-1-02 add	1.01	1.03	1.02	1.01
	TX-400-1-03	1.03	1.03	0.98	0.97
	TX-400-1-04	1.01	1.03	1.02	1.00
	TX-400-1-05	1.01	1.02	1.02	1.00
100	TX-100-2-01	0.98	1.03		
	TX-100-2-02	0.99	1.03		
	TX-100-2-03	1.00	1.03		
	TX-100-2-04	1.03	1.03		
	TX-100-0.2-01	1.00	1.00		
	TX-100-0.2-02	1.02	1.03		
	TX-100-0.2-03	1.00	1.03		
	TX-100-0.2-04	1.02	1.00		
100	TX-100-K0-1-01	1.00	0.99		
	TX-100-K0-1-02	0.99	1.00		
	TX-100-K0-1-03	1.01	1.00		
	TX-100-K0-1-04	0.99	0.99		
200	TX-200-K0-1-01	1.03	1.03	1.02	
	TX-200-K0-1-02	1.02	1.03	1.03	
	TX-200-K0-1-03	1.02	1.03	1.03	
	TX-200-K0-1-04	1.02	1.03	1.02	

ANNEXE 6 – Essais triaxiaux cycliques détaillés

6.1 Essais consolidés isotropiquement charge réversible

Essais à de fréquence de 1 Hz

Pression de confinement 100kPa

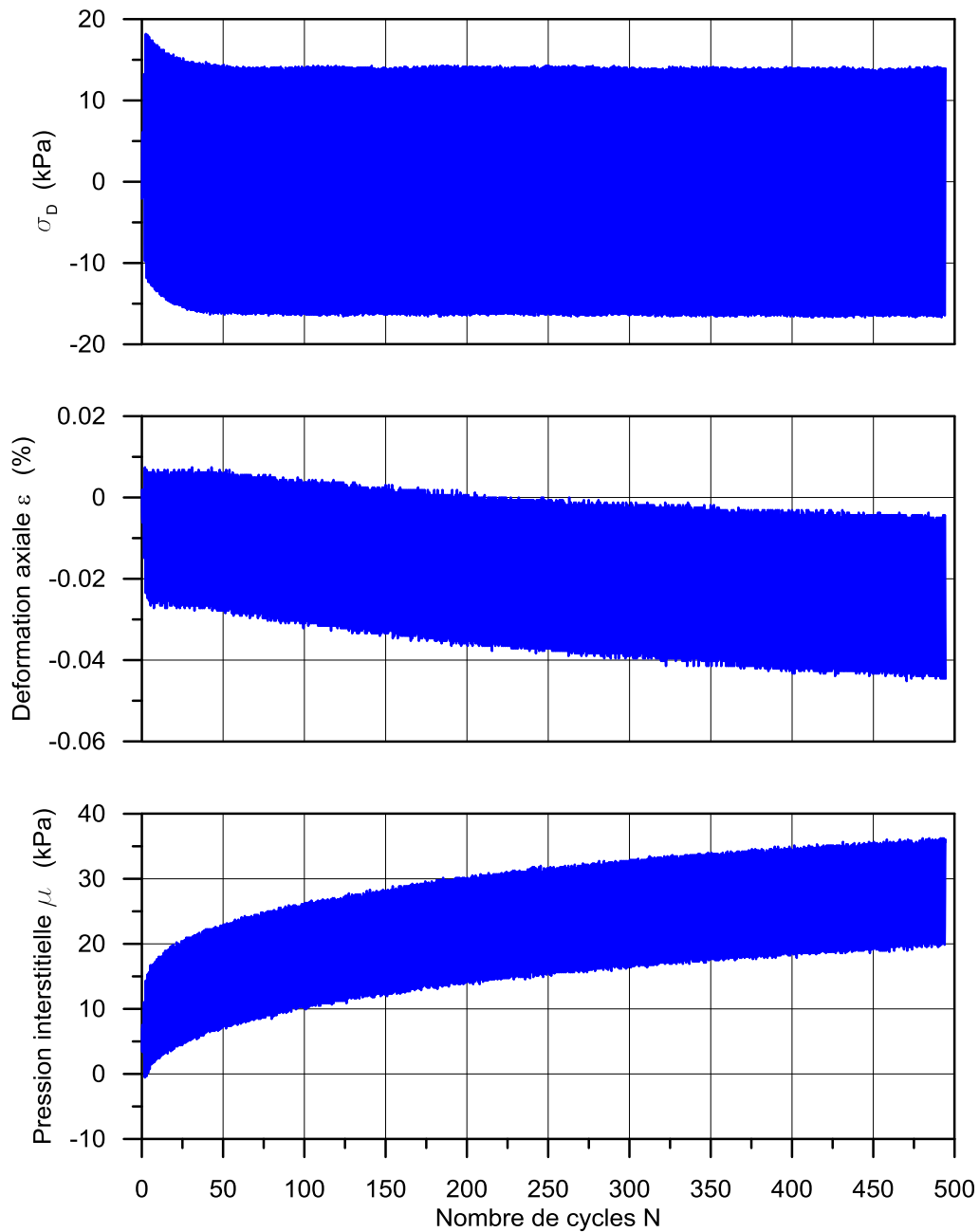


Figure A6-1 Essai TX-100-1-01; CSR 0.075 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

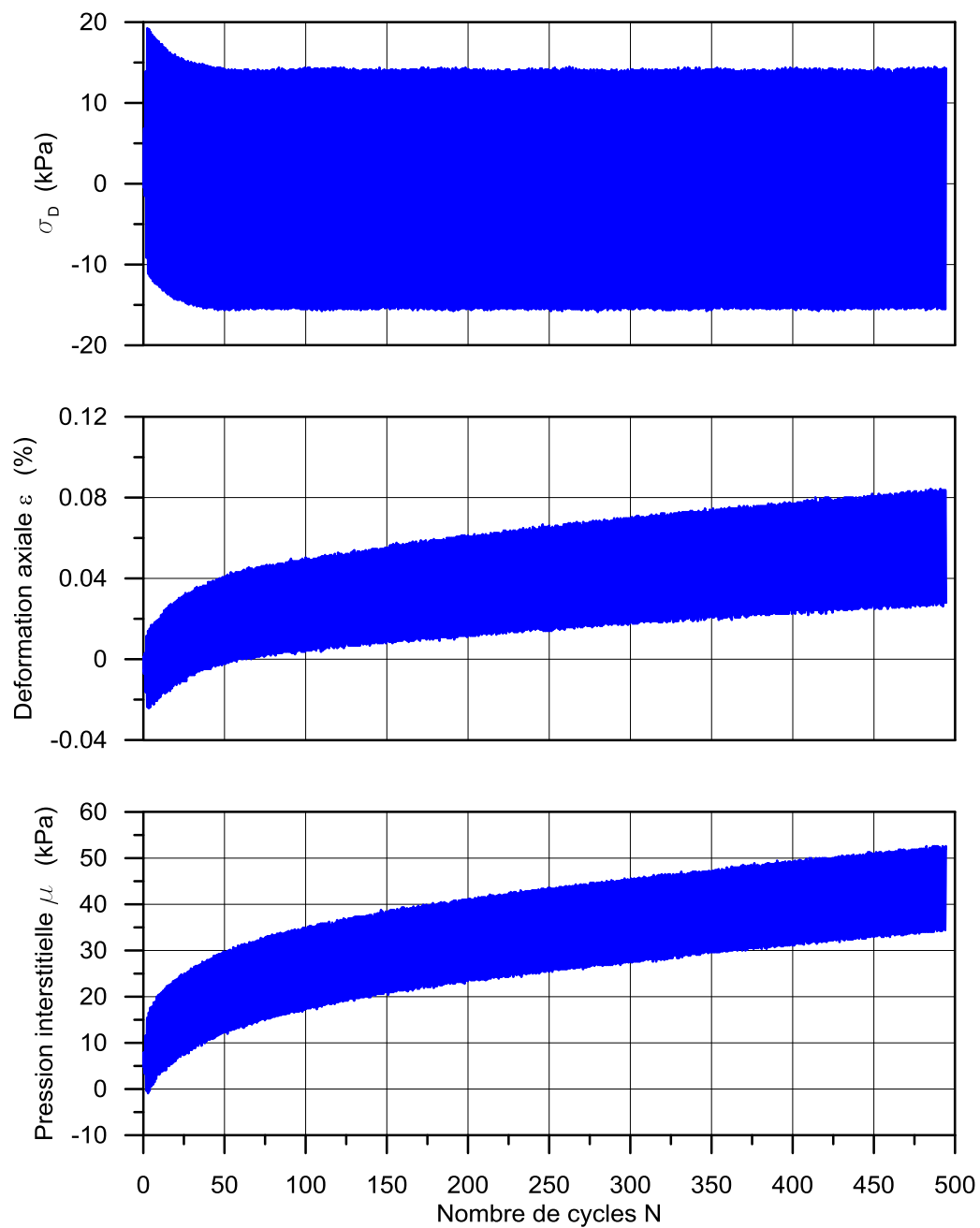


Figure A6-2 Essai TX-100-1-01add; CSR 0.075 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

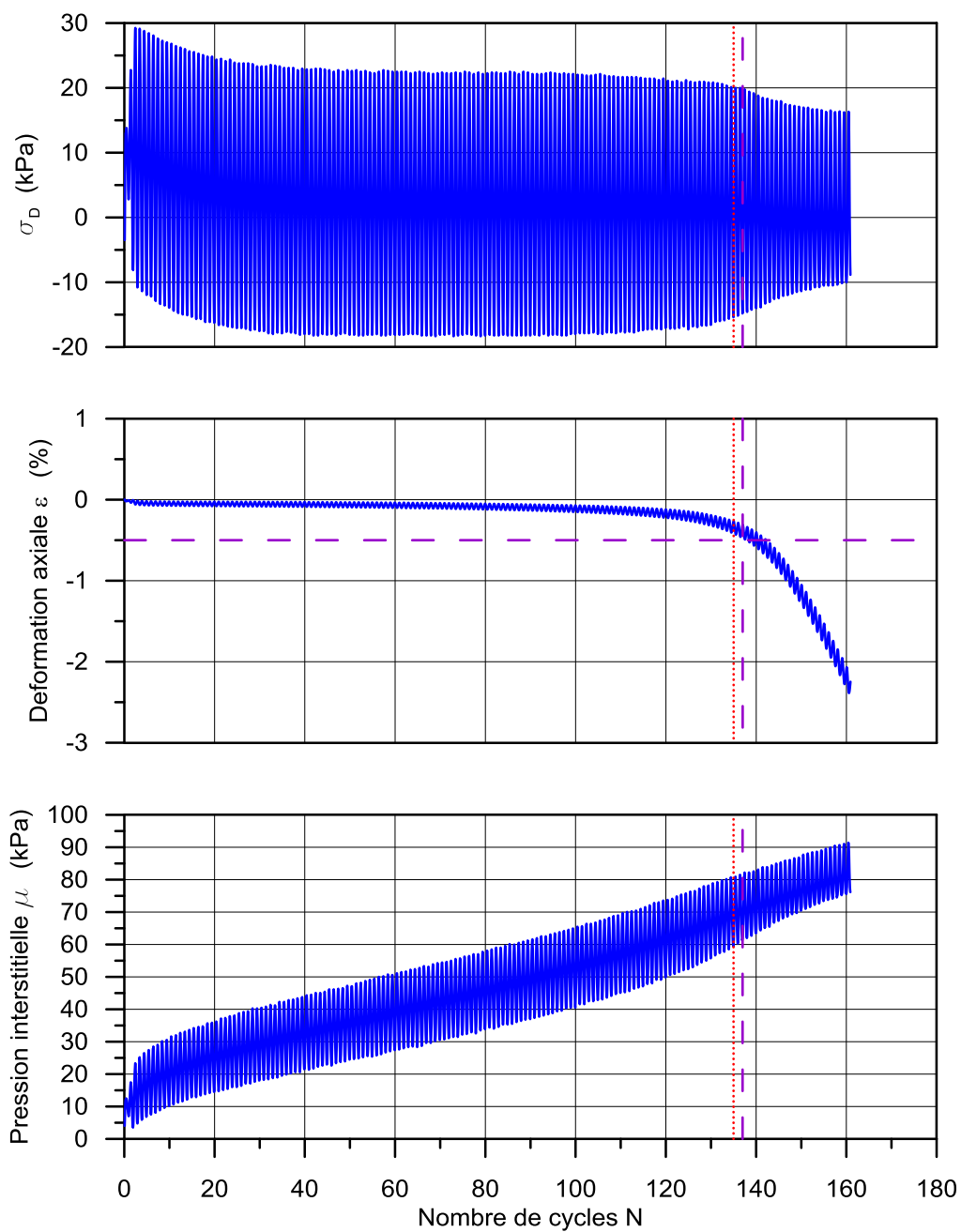


Figure A6-3 Essai TX-100-01-02; CSR 0.1 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

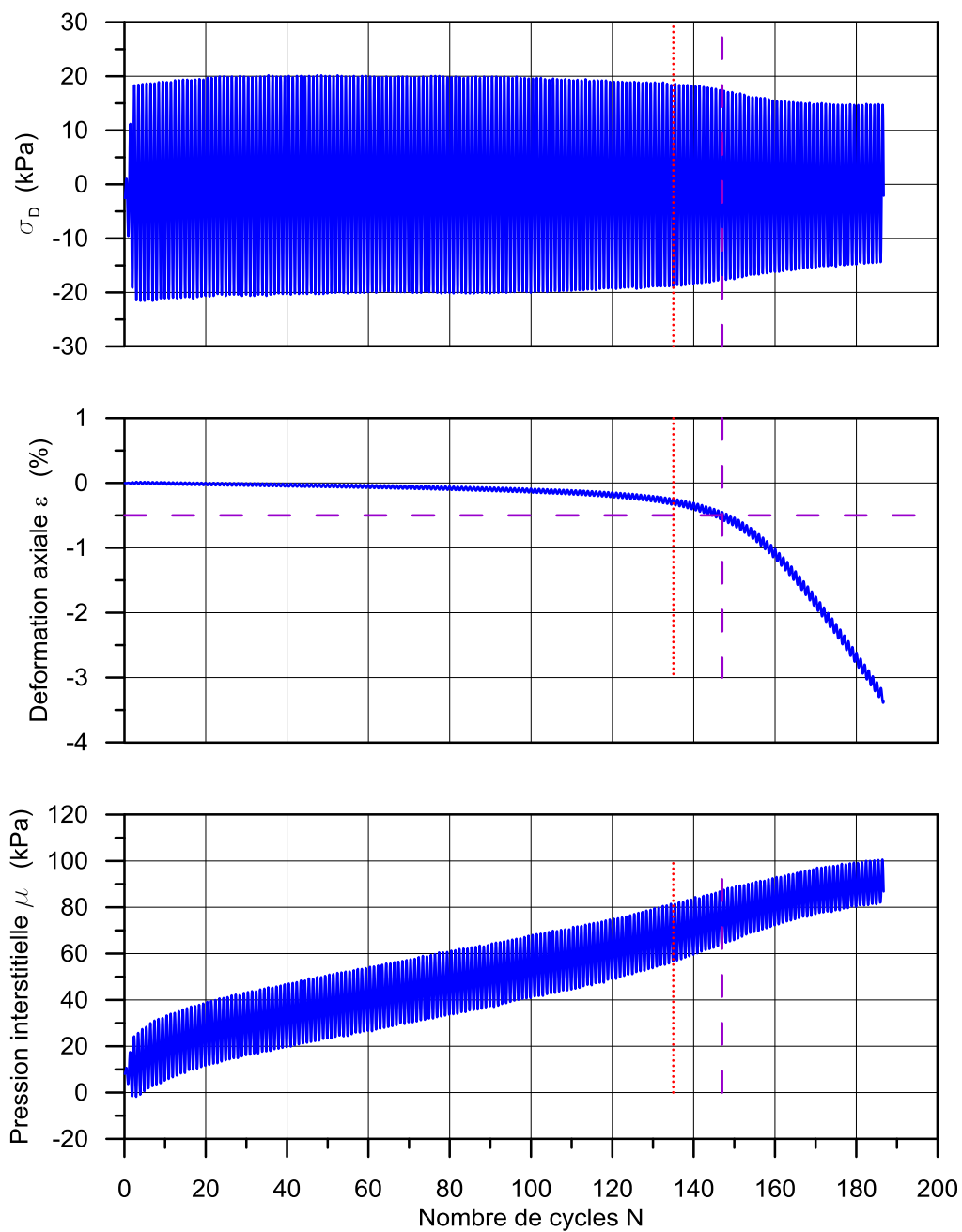


Figure A6-4 Essai TX-100-01-02add; CSR 0.1 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

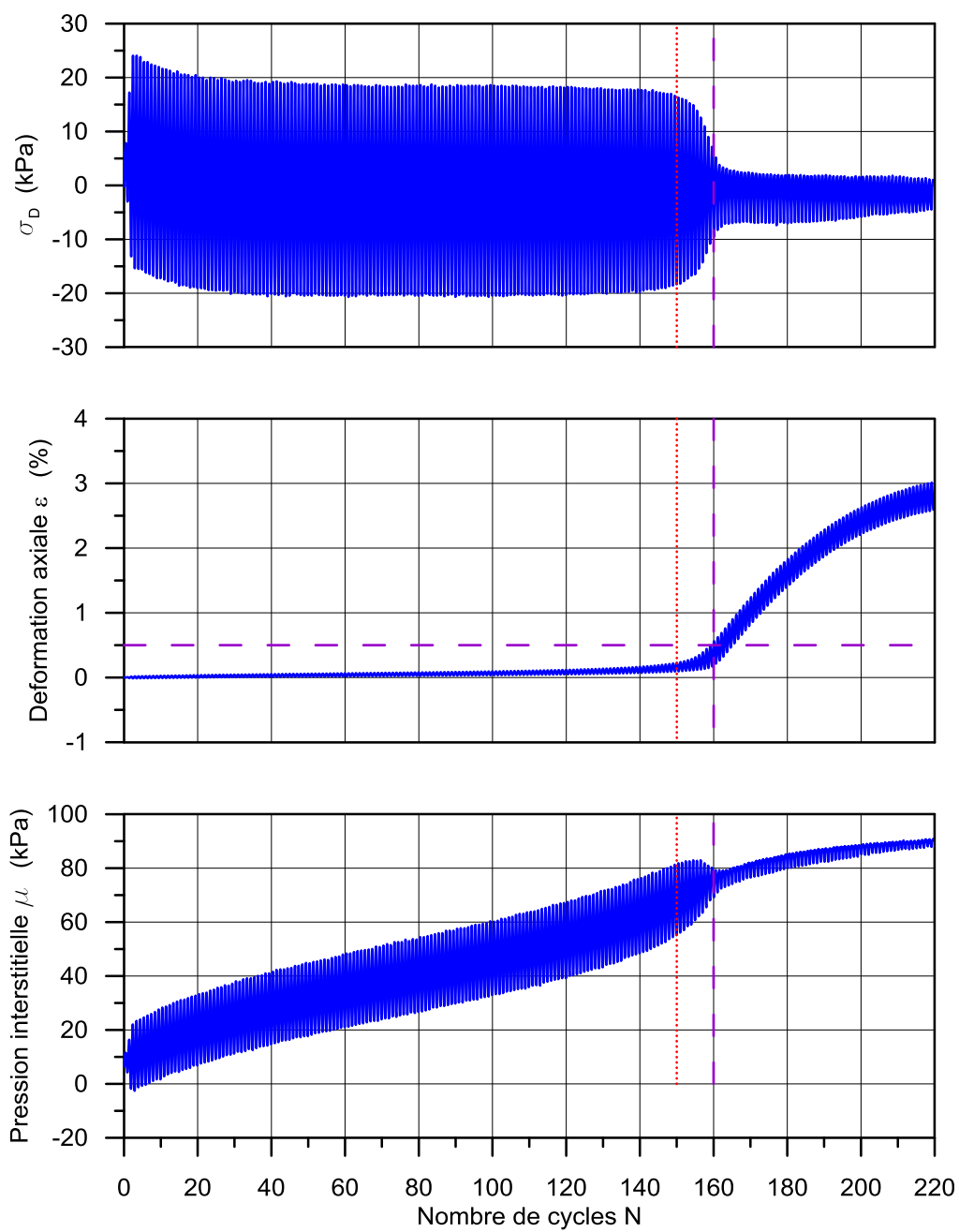


Figure A6-5 Essai TX-100-01-02add2; CSR 0.1 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

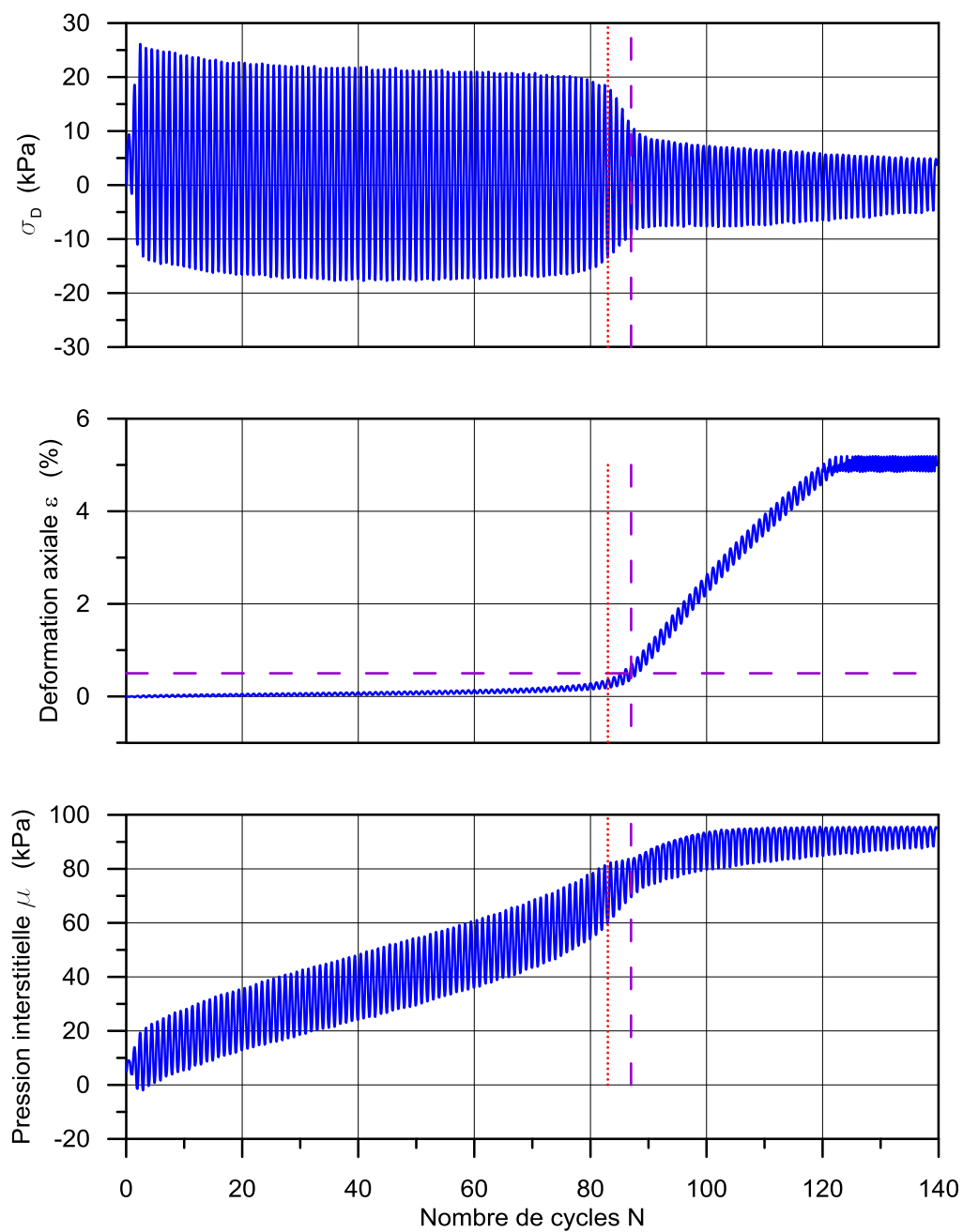


Figure A6-6 Essai TX-100-01-02add3; CSR 0.1 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

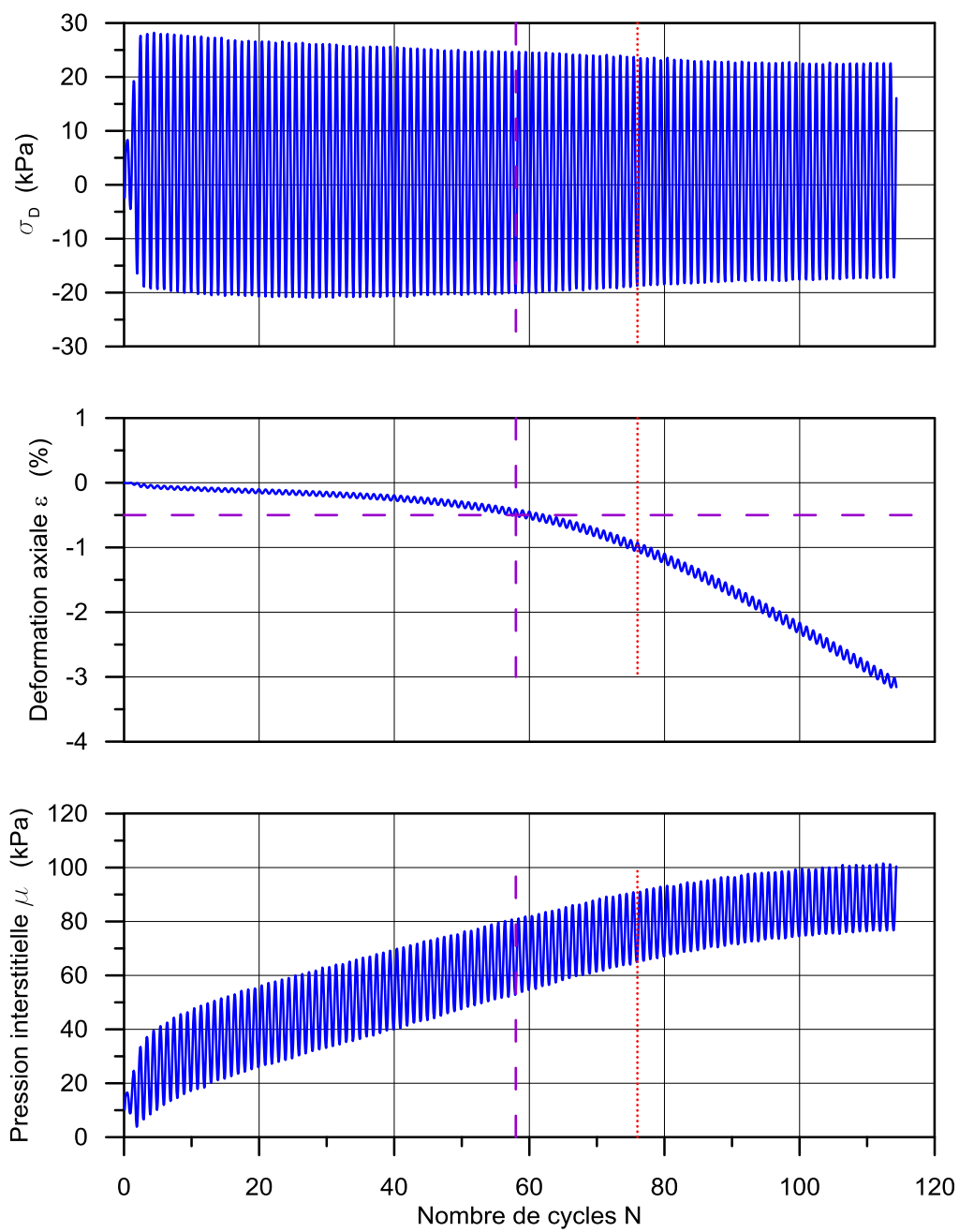


Figure A6-7 Essai TX-100-1-03; CSR 0.12 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c)
pression interstitielle

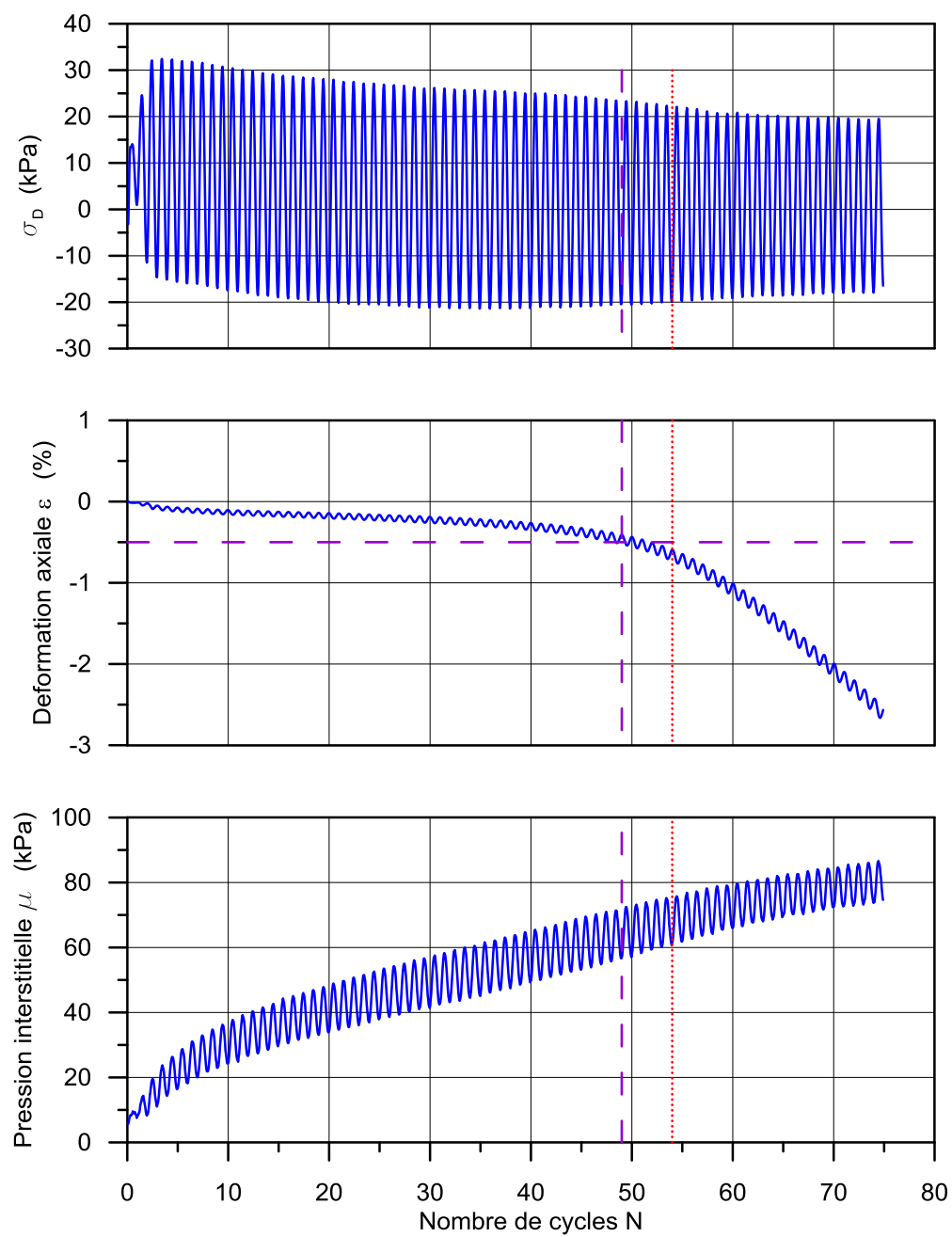


Figure A6-8 Essai TX-100-1-03add; CSR 0.12 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

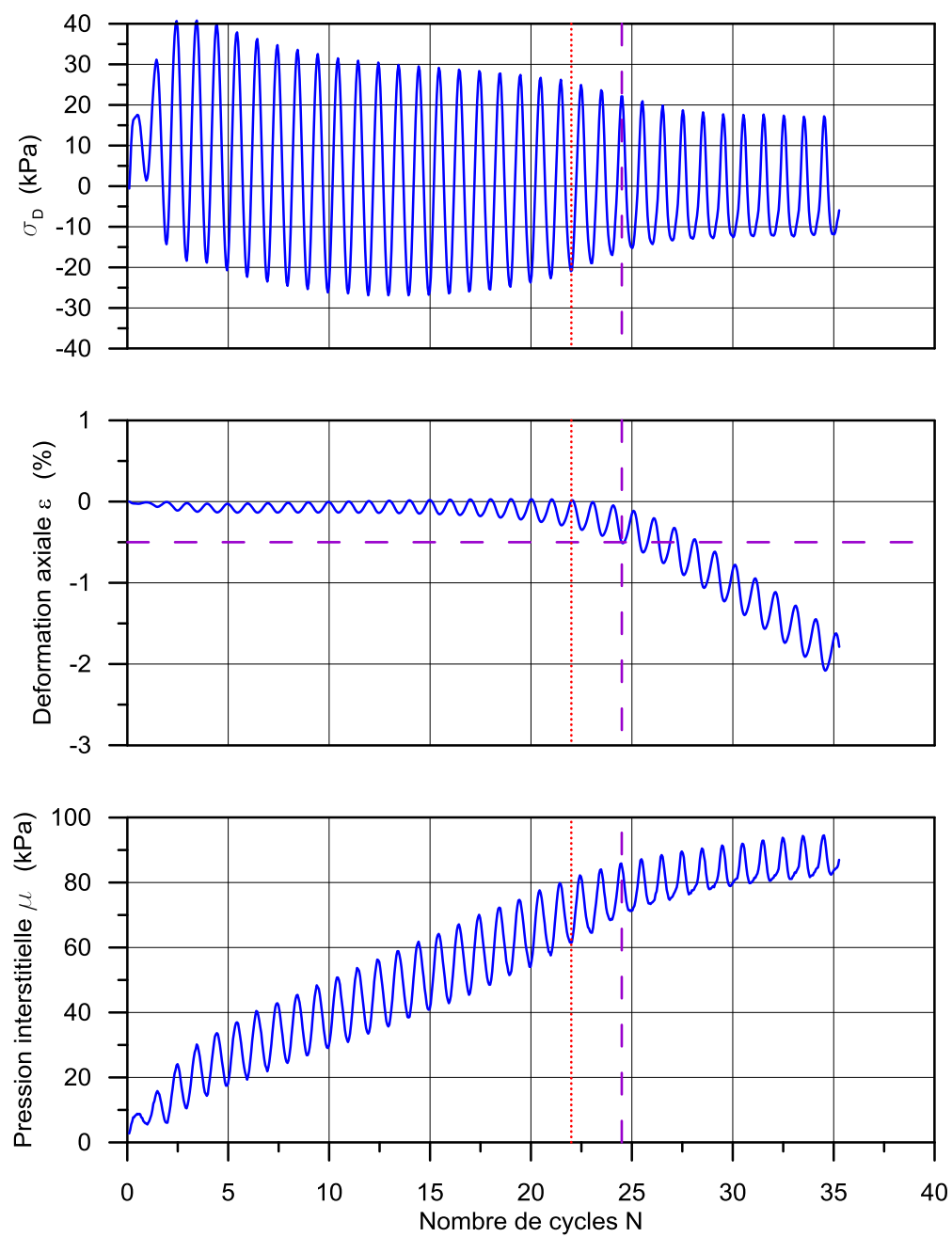


Figure A6-9 Essai TX-100-1-04; CSR 0.15 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

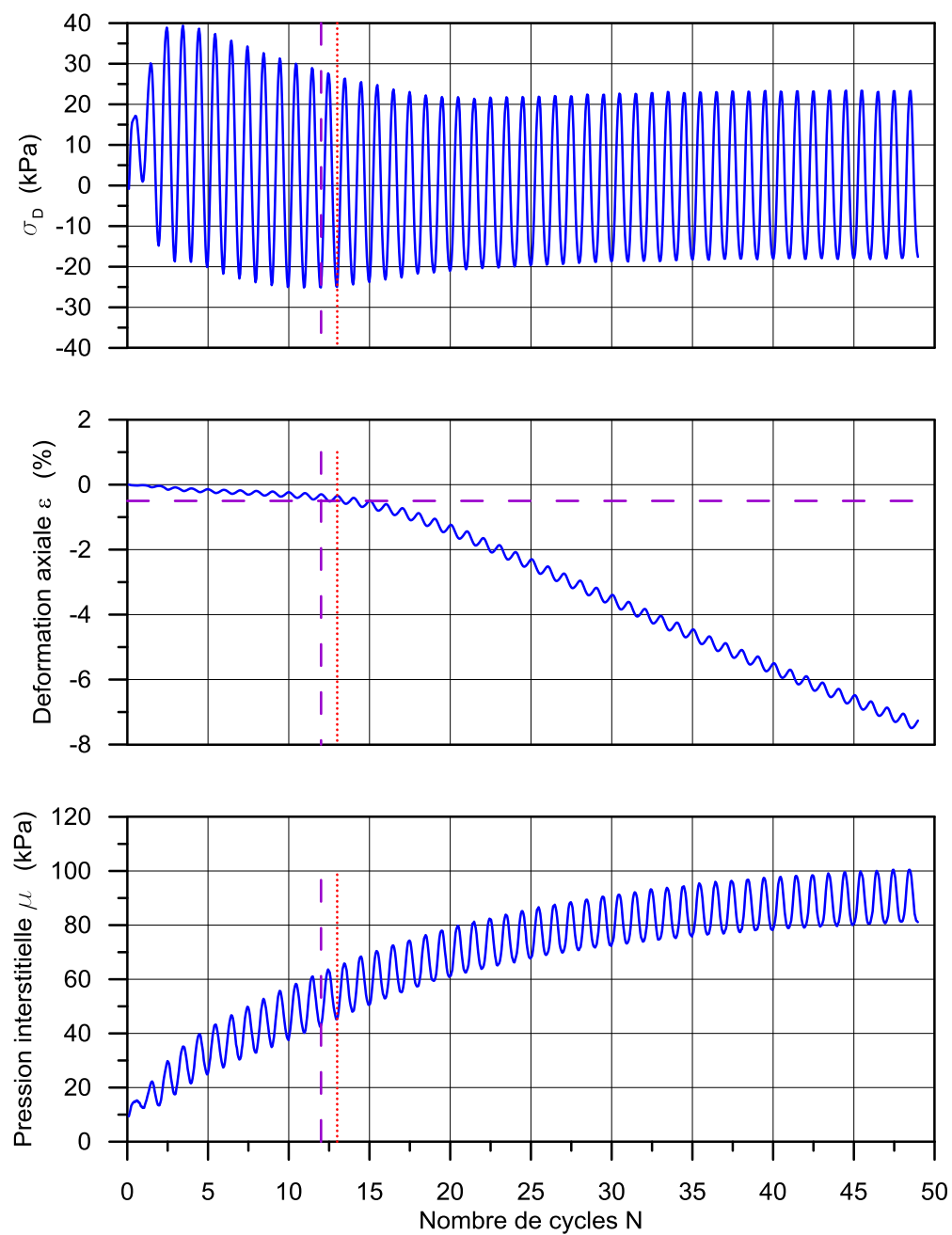


Figure A6-10 Essai TX-100-1-04add; CSR 0.15 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

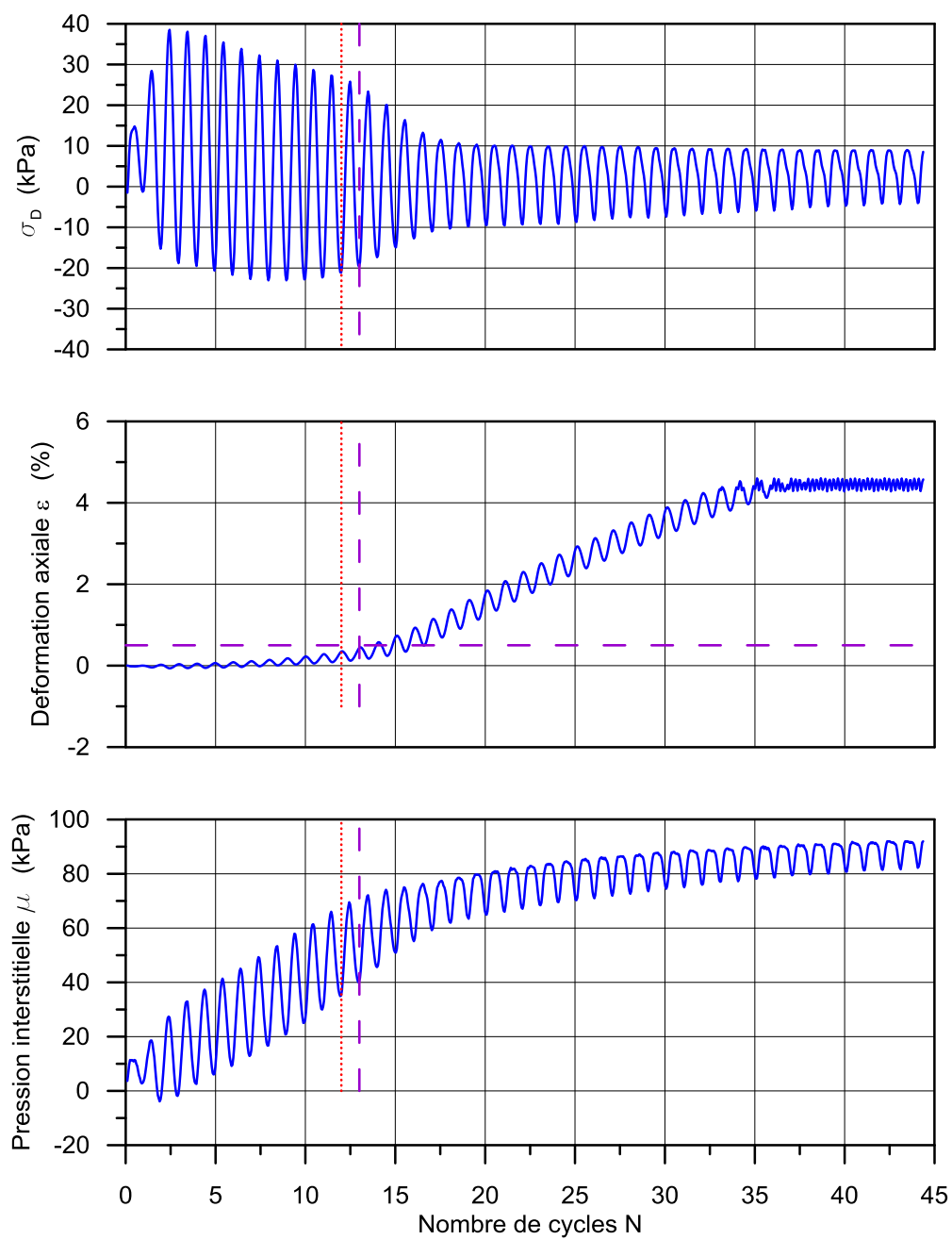


Figure A6-11 Essai TX-100-1-04add2; CSR 0.15 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

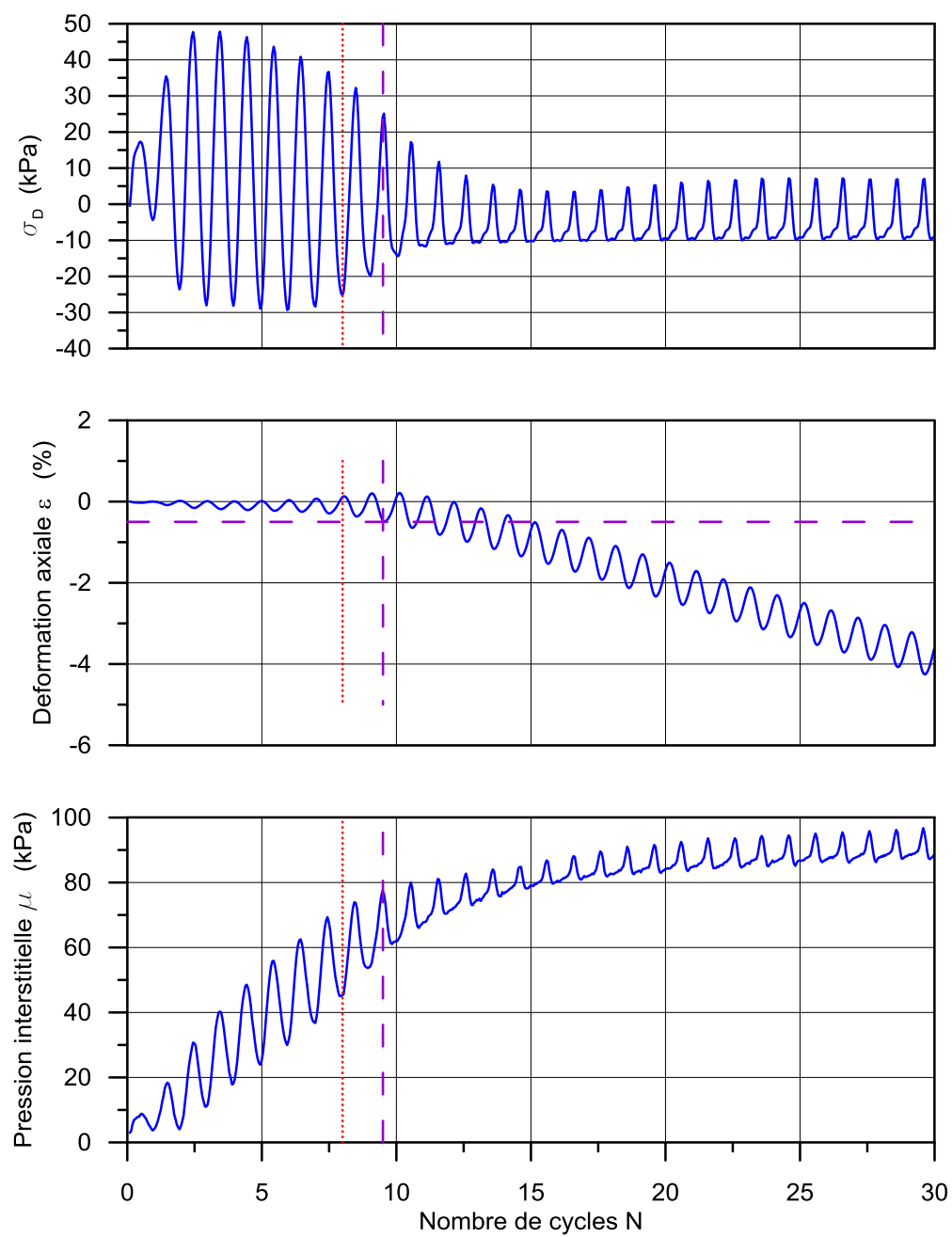


Figure A6-12 Essai TX-100-1-05; CSR 0.17 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

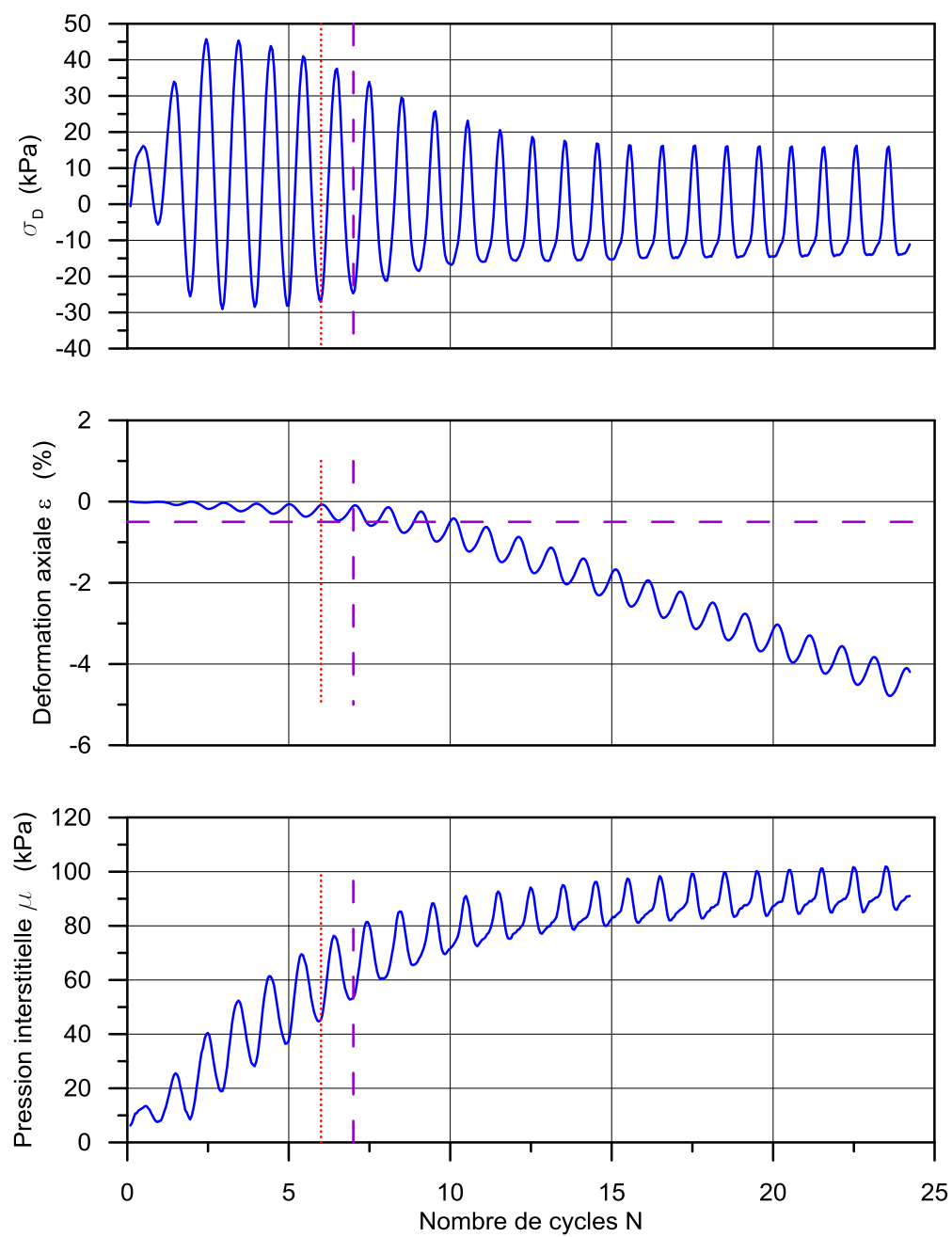


Figure A6-13 Essai TX-100-1-06; CSR 0.2 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

Pression de confinement 200Kpa

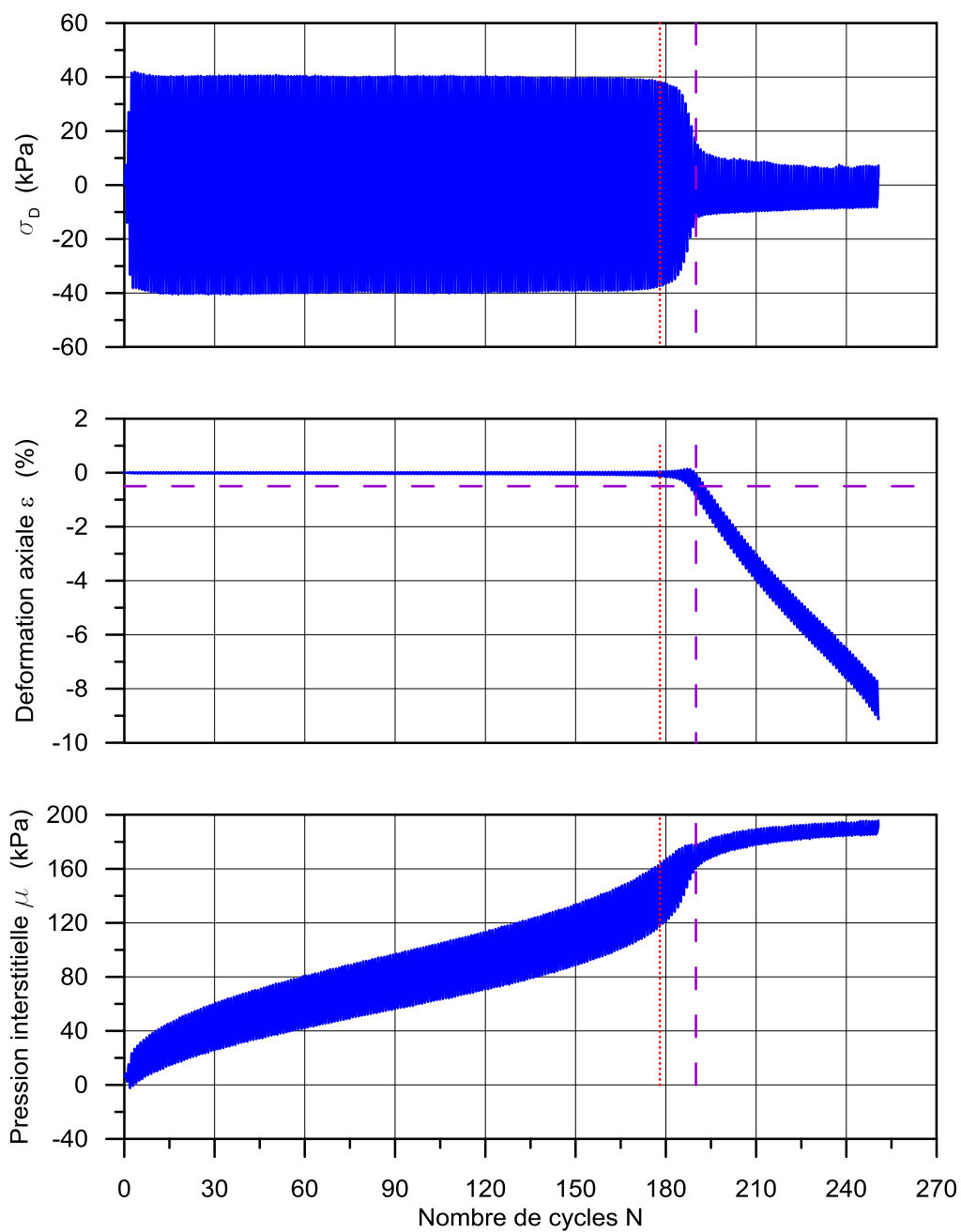


Figure A6-14 - Essai TX-200-1-01; CSR 0.1 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

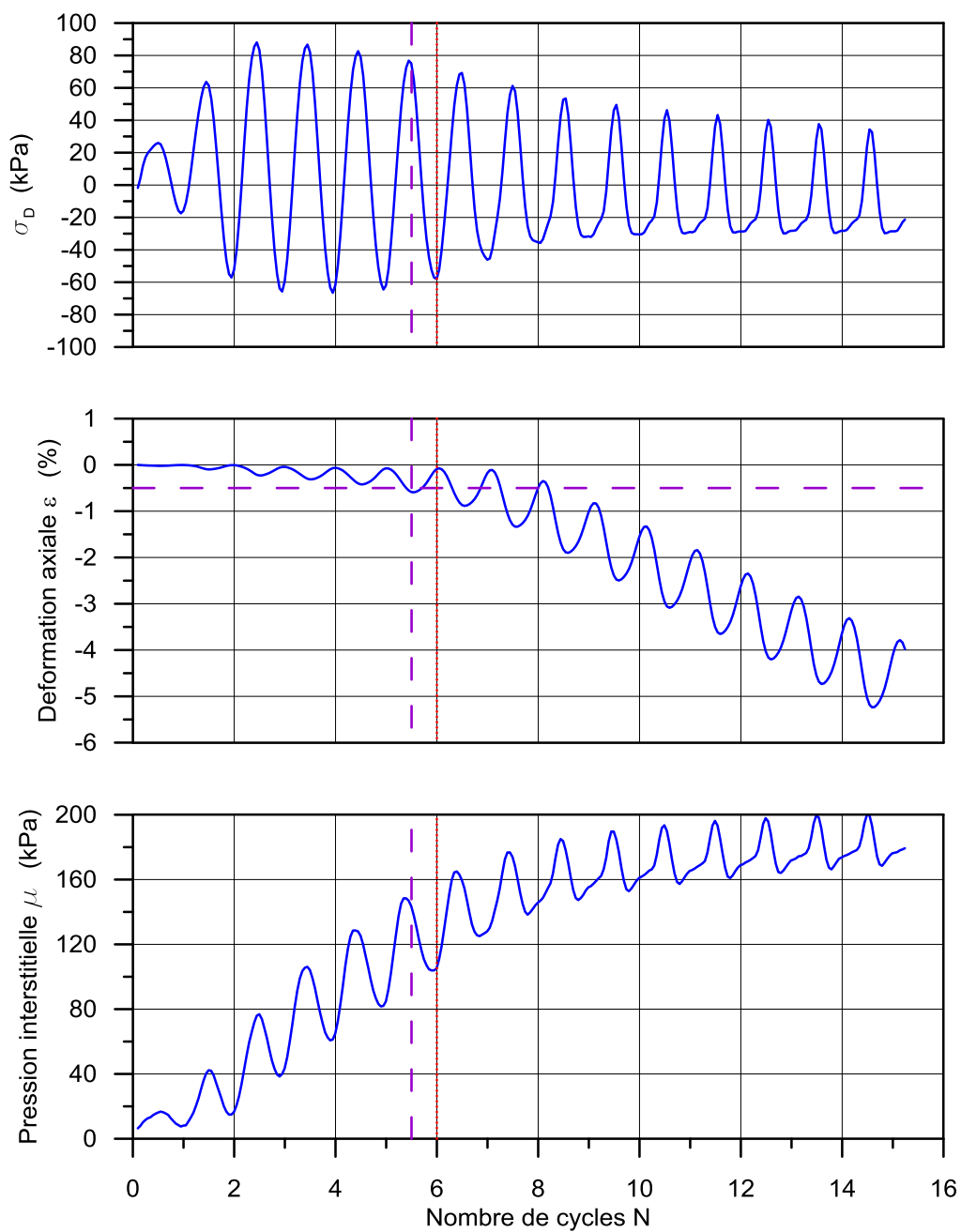


Figure A6-15 Essai TX-200-1-01add; CSR 0.1 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

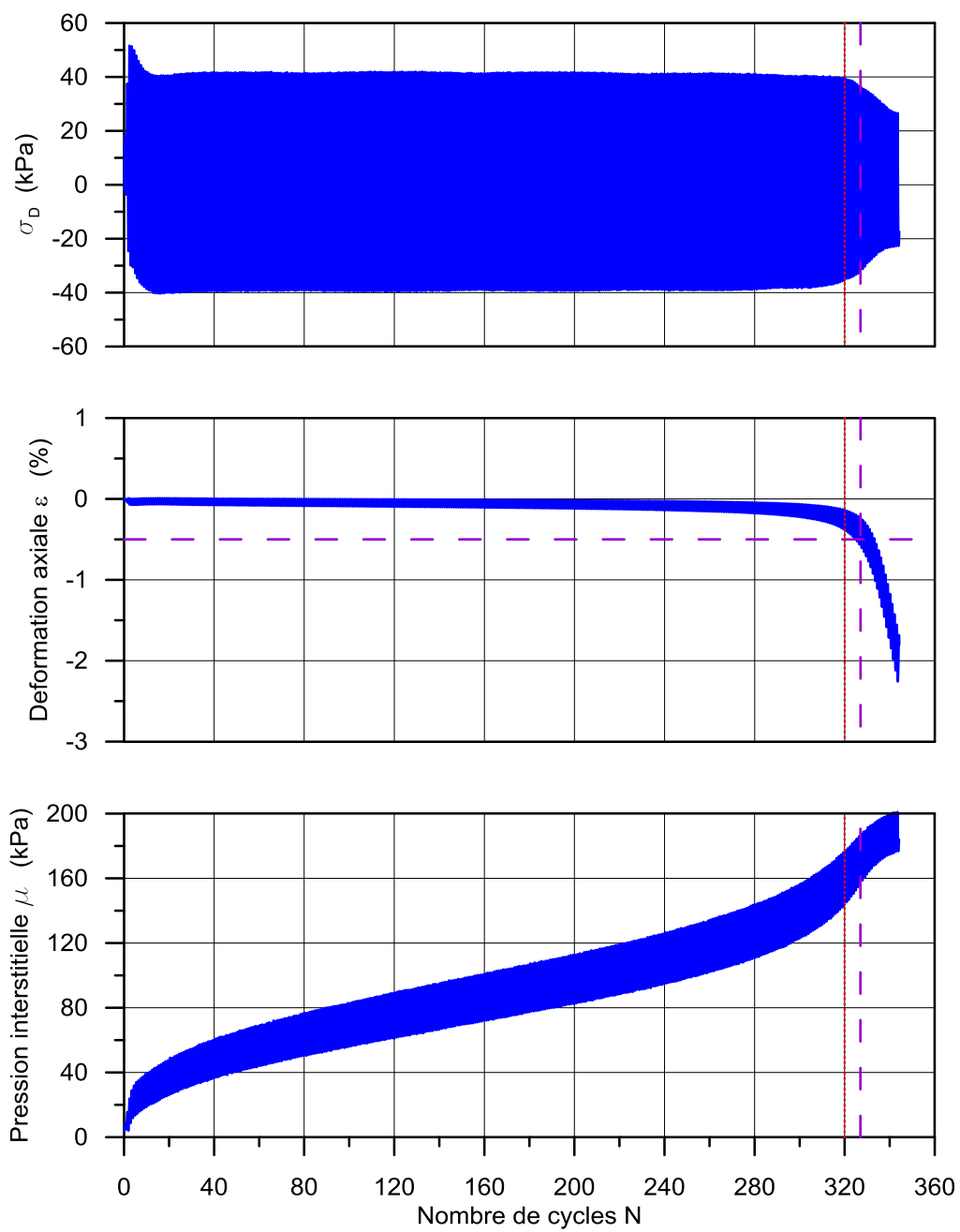


Figure A6-16 Essai TX-200-1-01add2; CSR 0.1 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

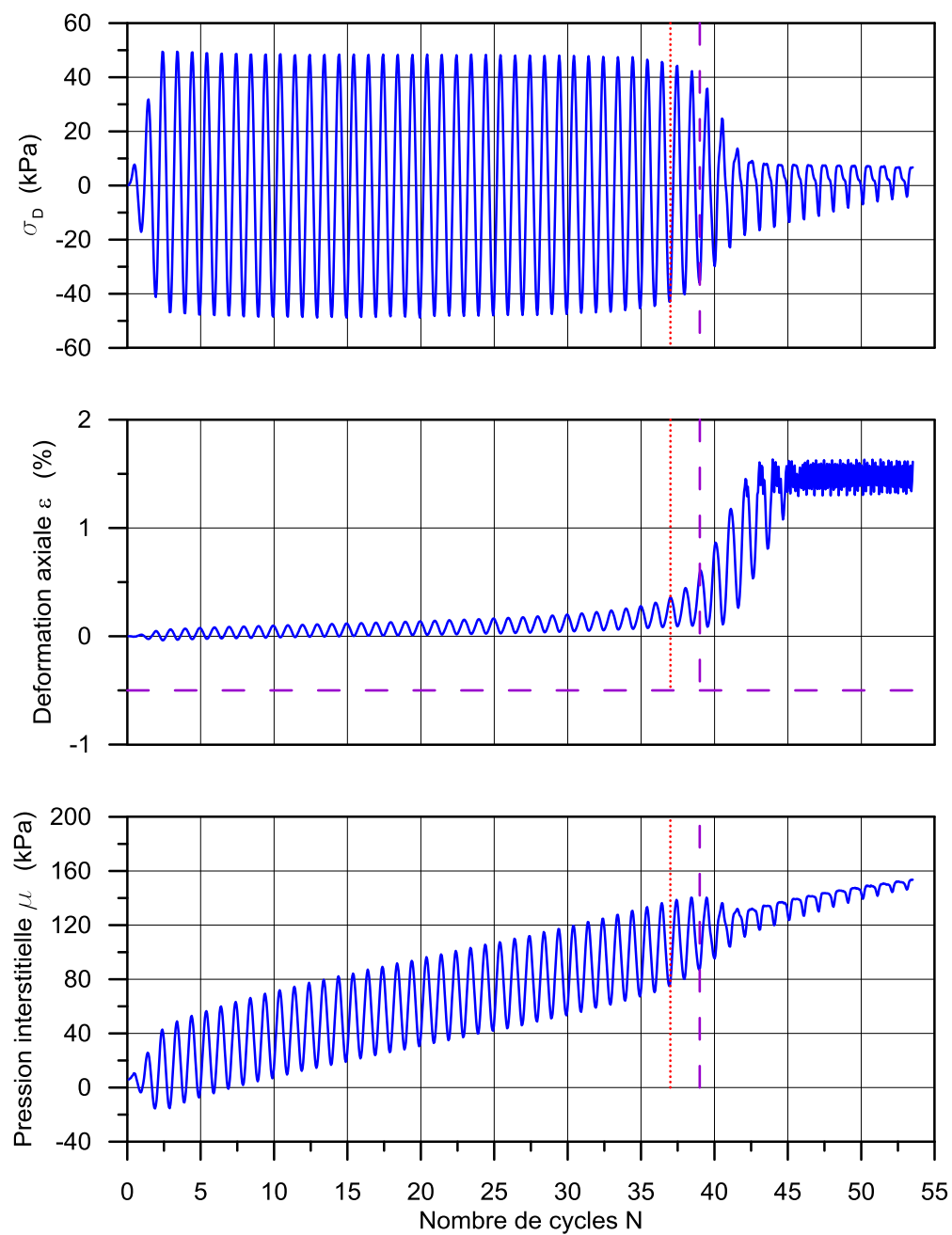


Figure A6-17 Essai TX-200-1-02; CSR 0.12 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

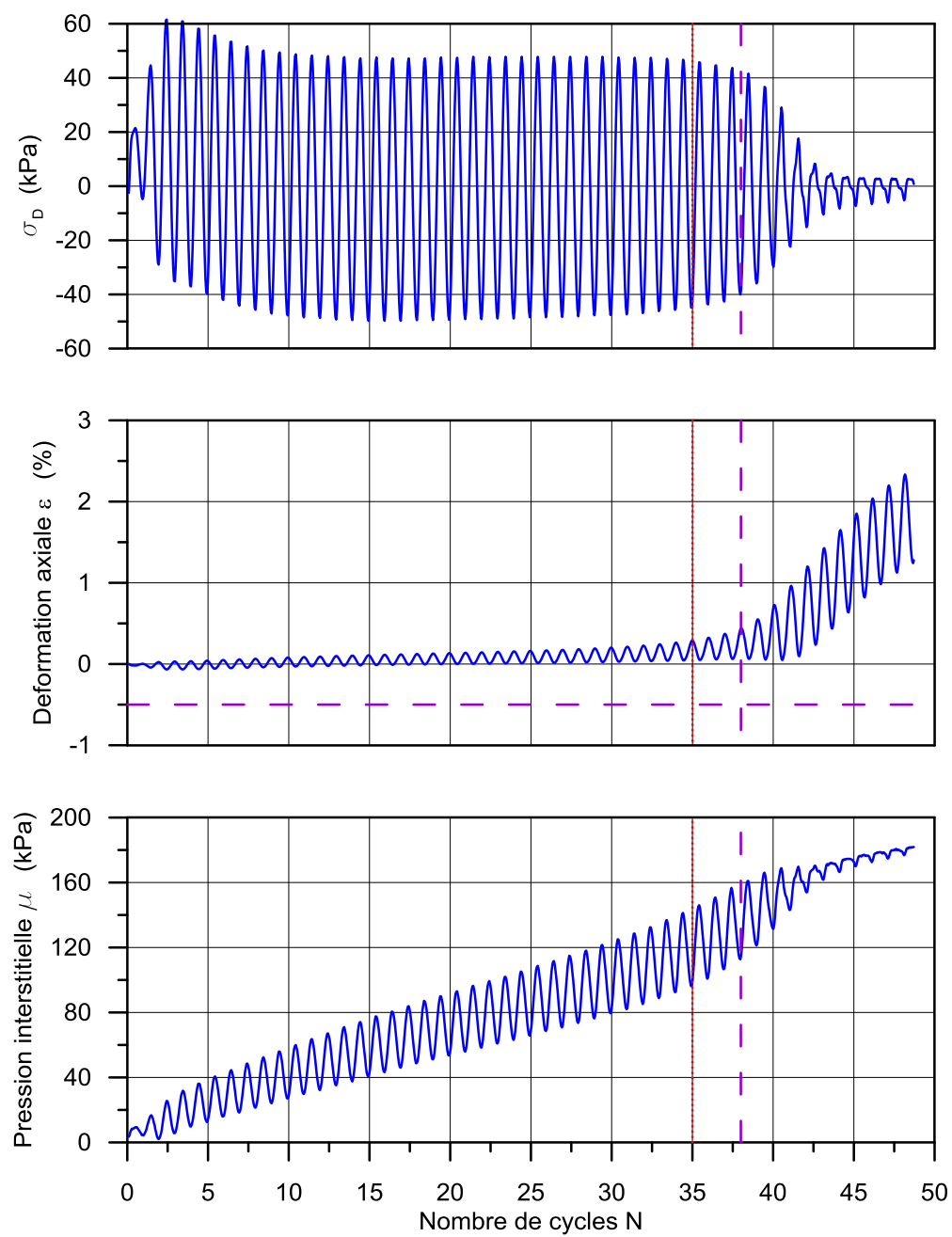


Figure A6-18 Essai TX-200-1-02add; CSR 0.12 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

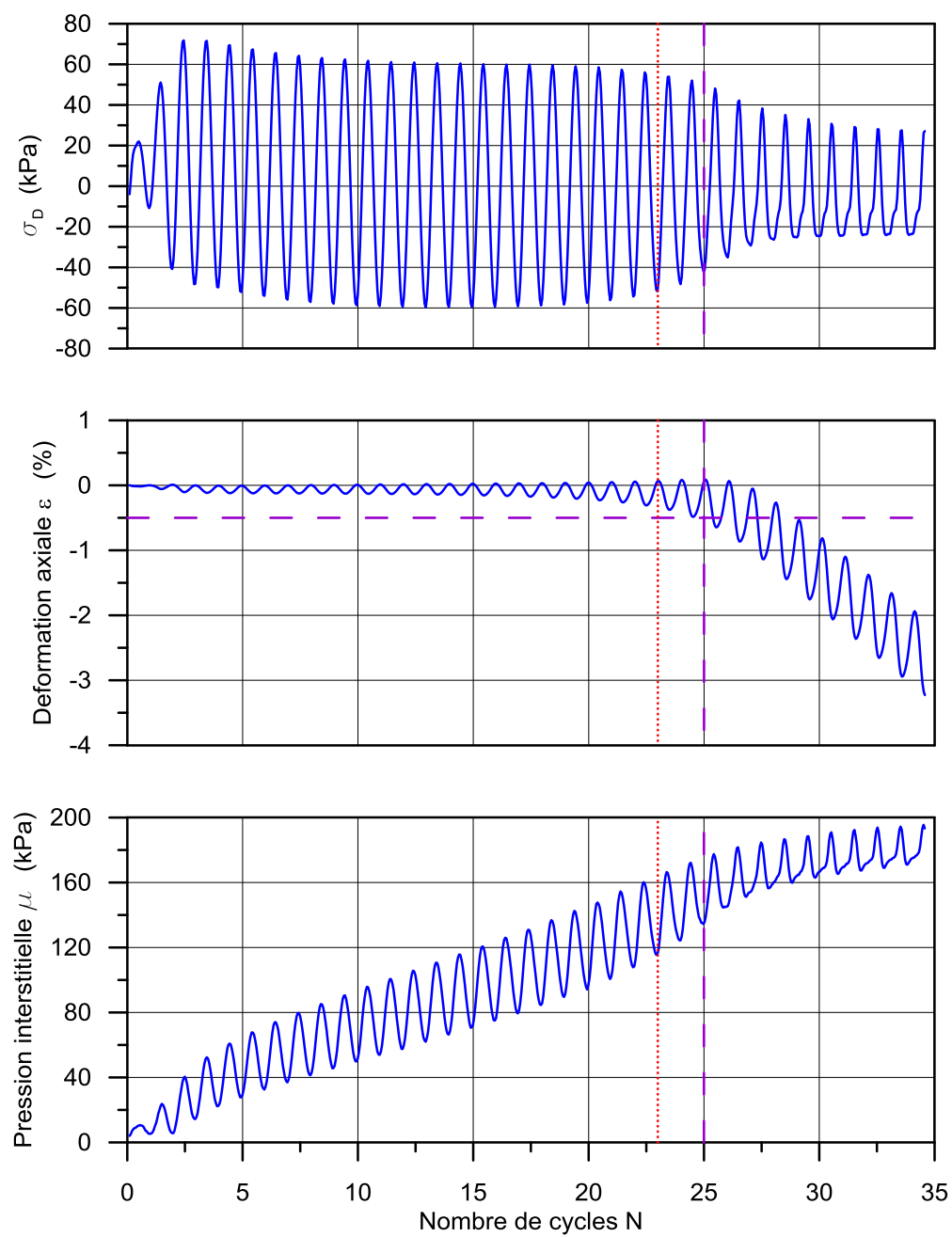


Figure A6- 19 Essai TX-200-1-03; CSR 0.15 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

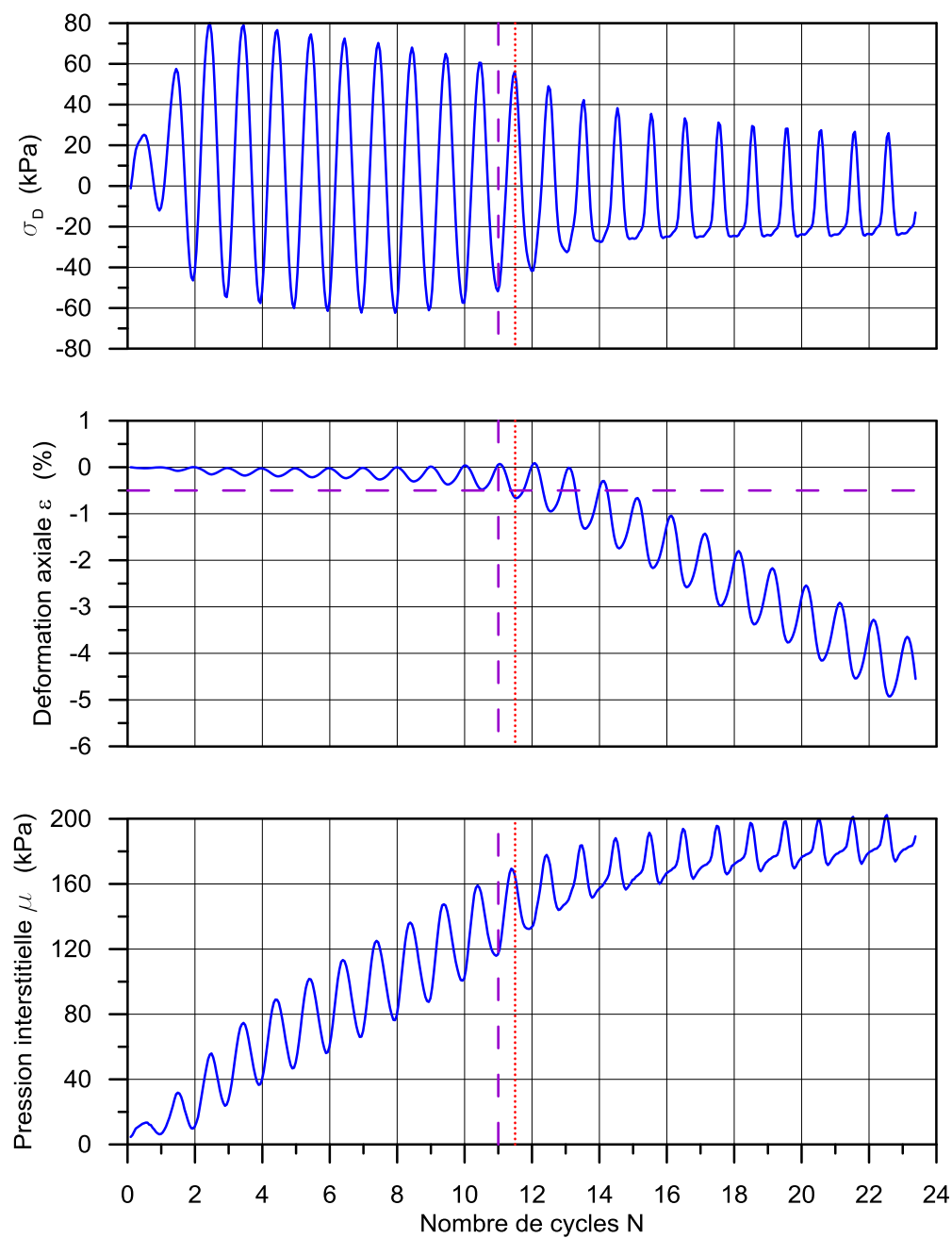


Figure A6-20 Essai TX-200-1-04; CSR 0.17 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c)
pression interstitielle

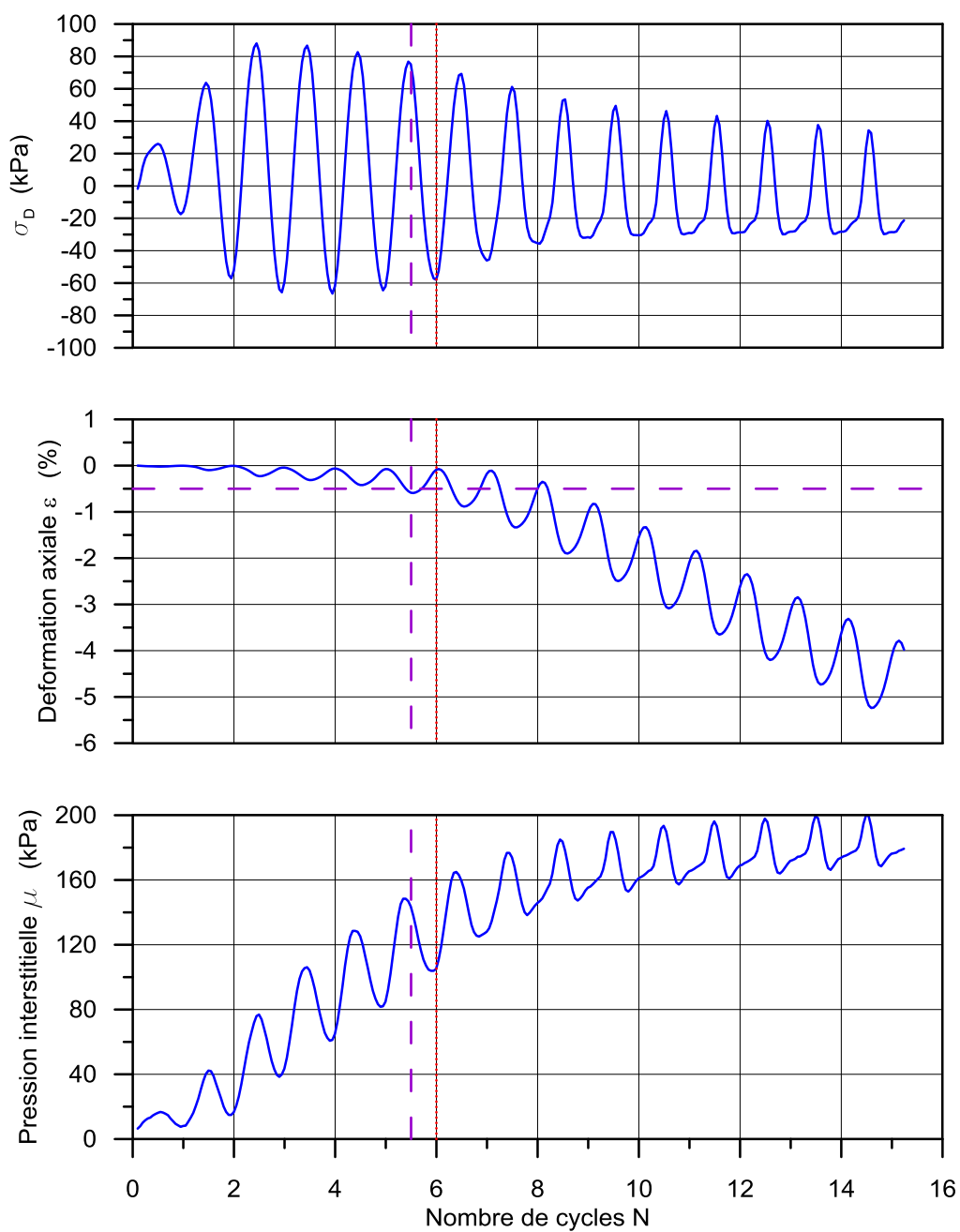


Figure A6- 21 Essai TX-200-1-05; CSR 0.2 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

Pression de confinement 400kPa

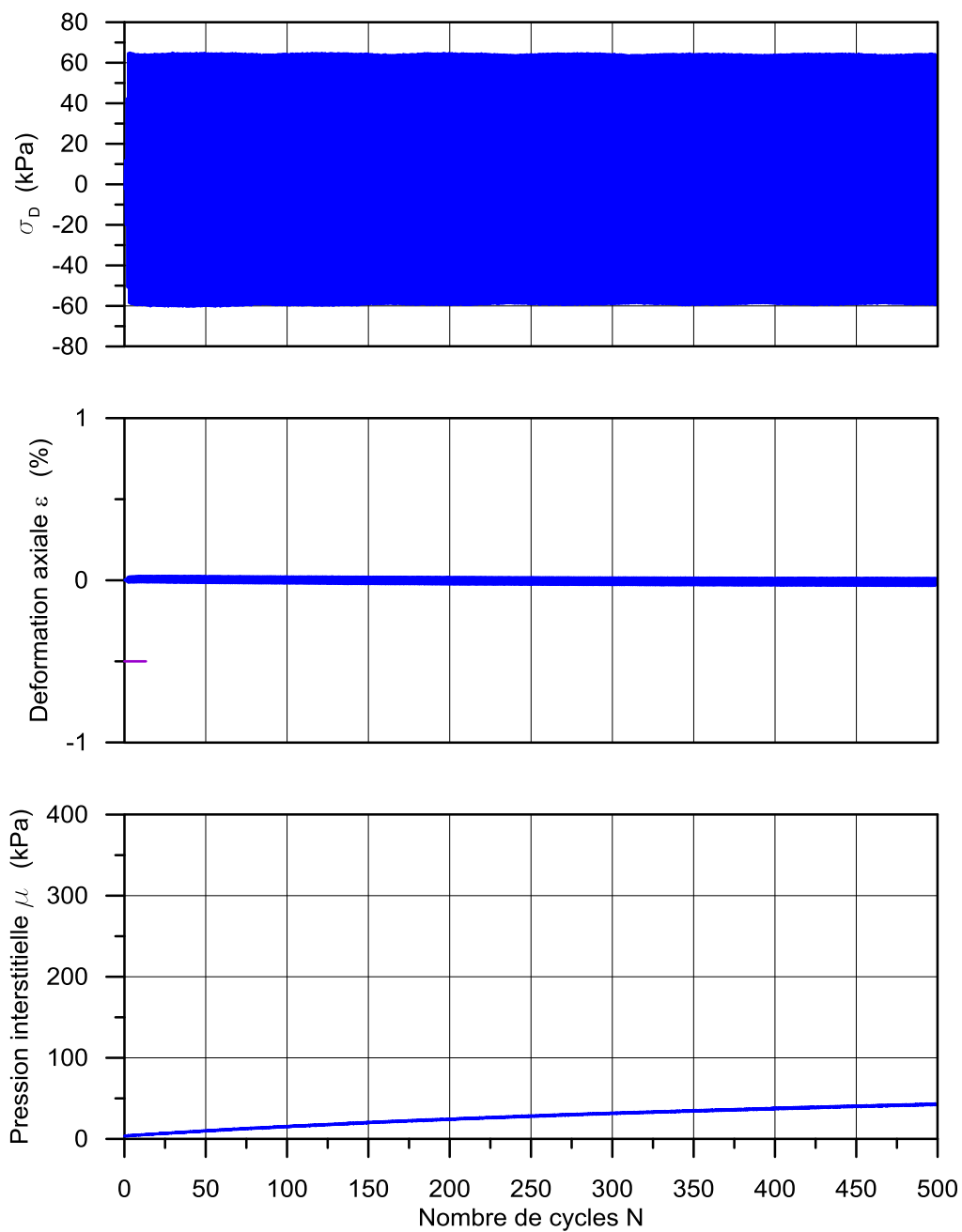


Figure A6-22 Essai TX-400-1-01; CSR 0.075 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c)
pression interstitielle

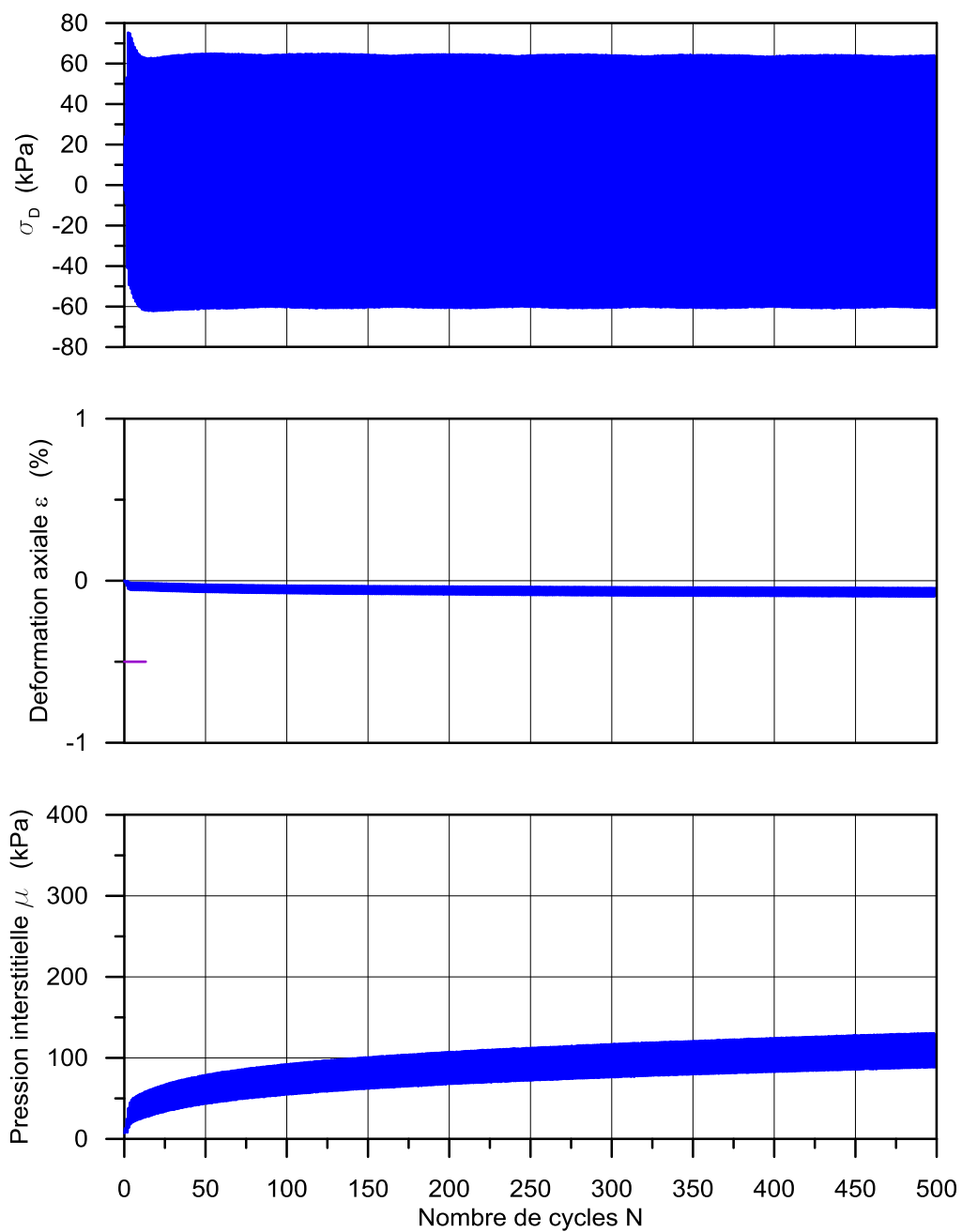


Figure A6-23 Essai TX-400-1-01add; CSR 0.075 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

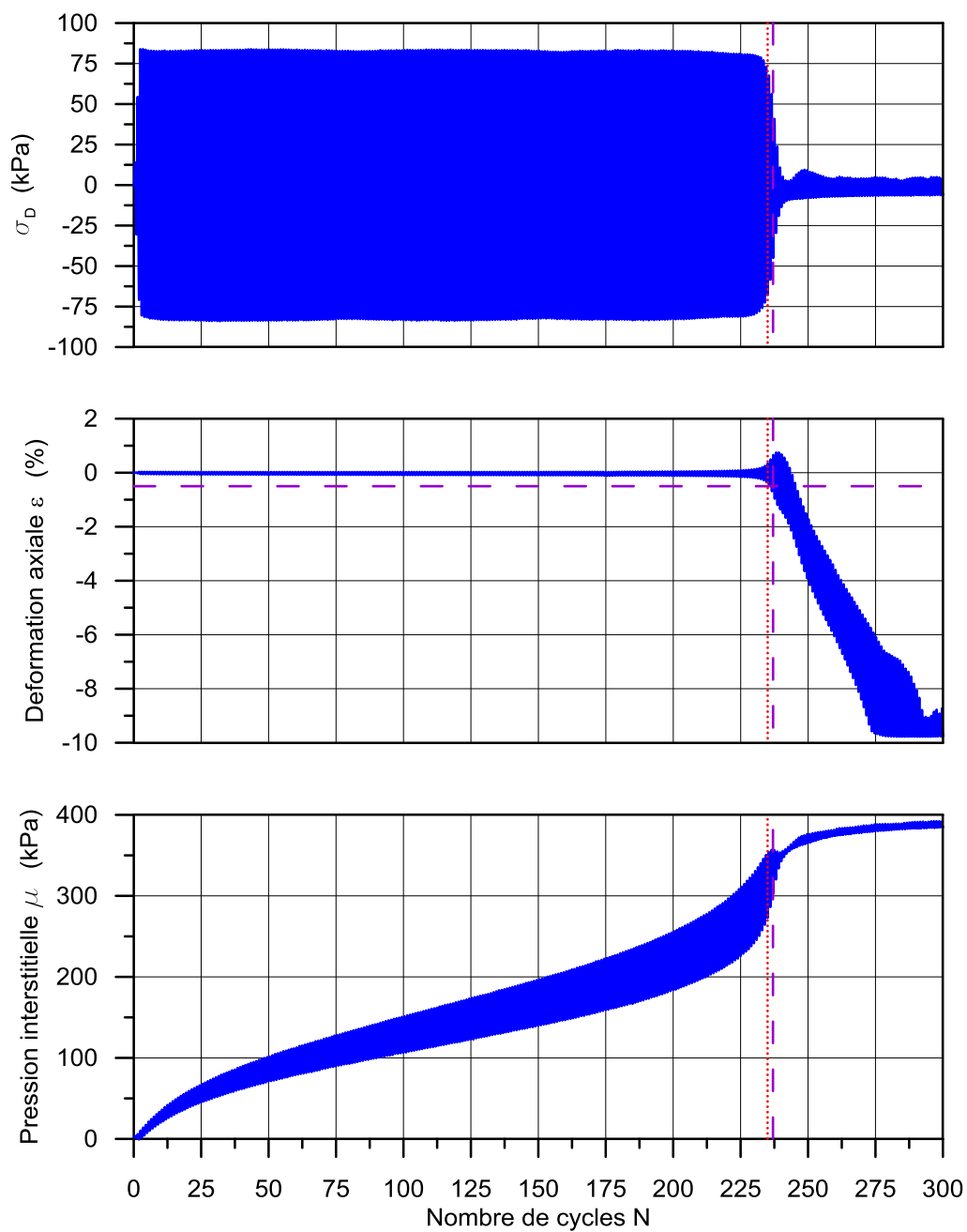


Figure A6-24 Essai TX-400-1-02; CSR 0.1 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

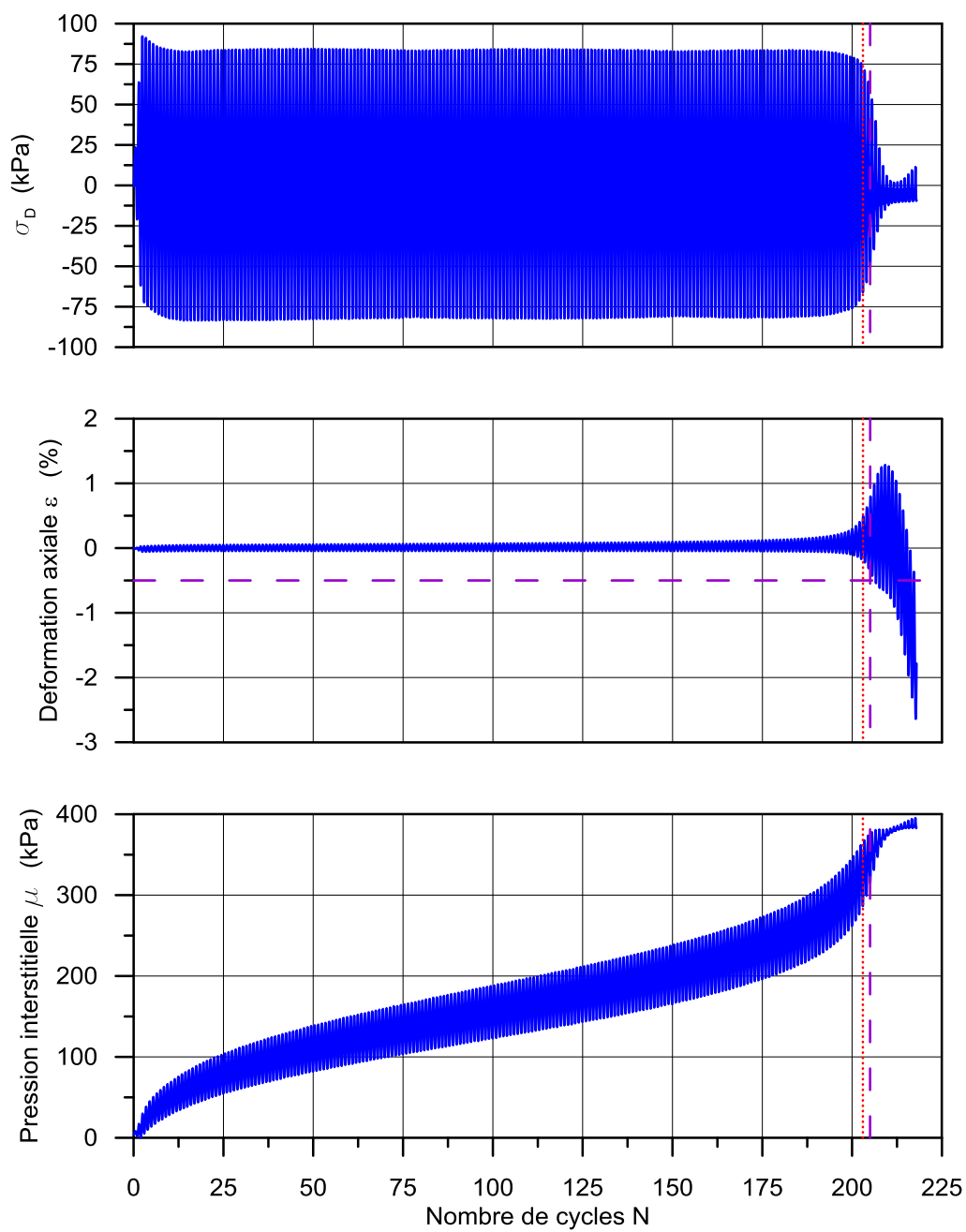


Figure A6-25 Essai TX-400-1-02add; CSR 0.1 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

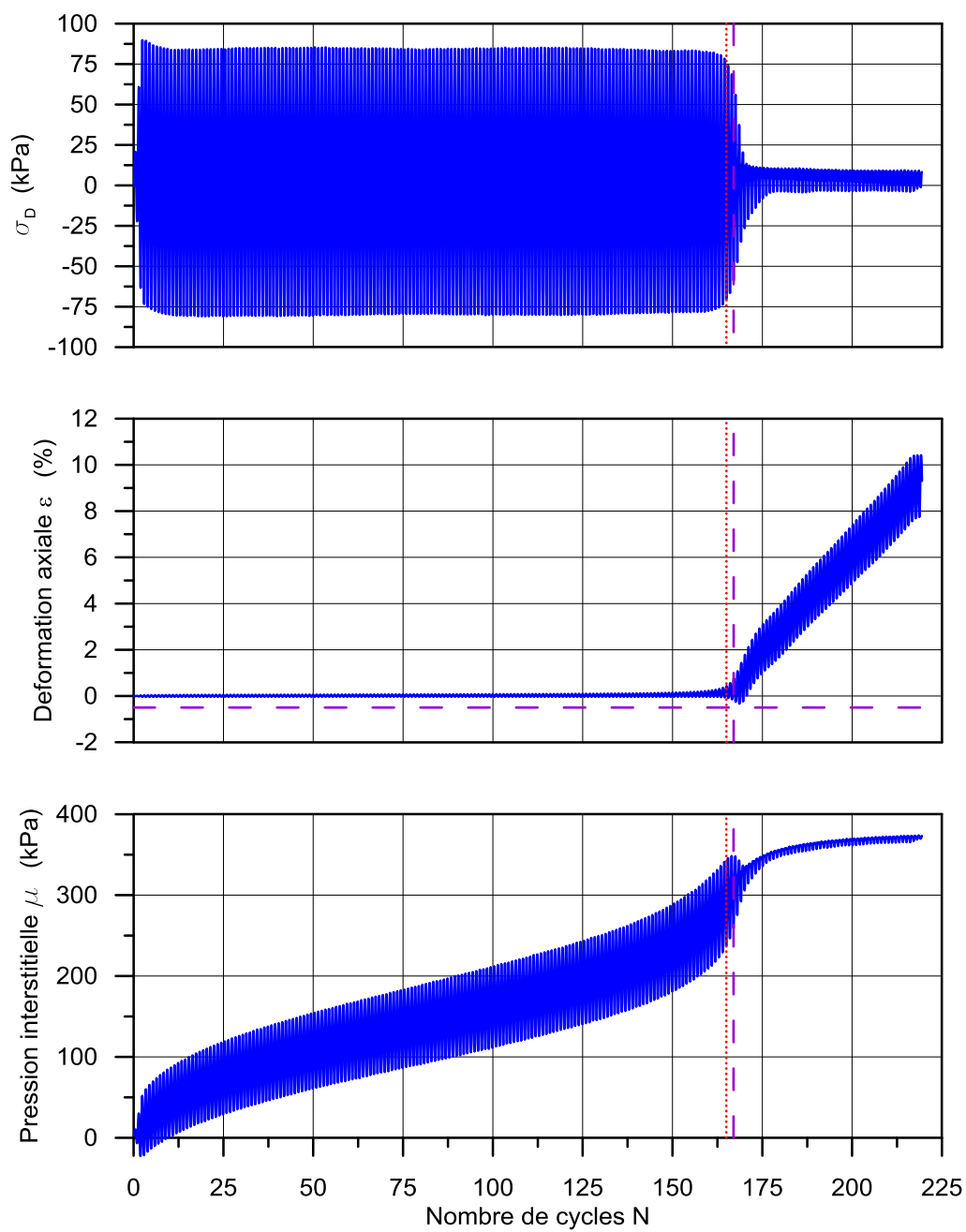


Figure A6-26 Essai TX-400-1-02add2; CSR 0.1 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

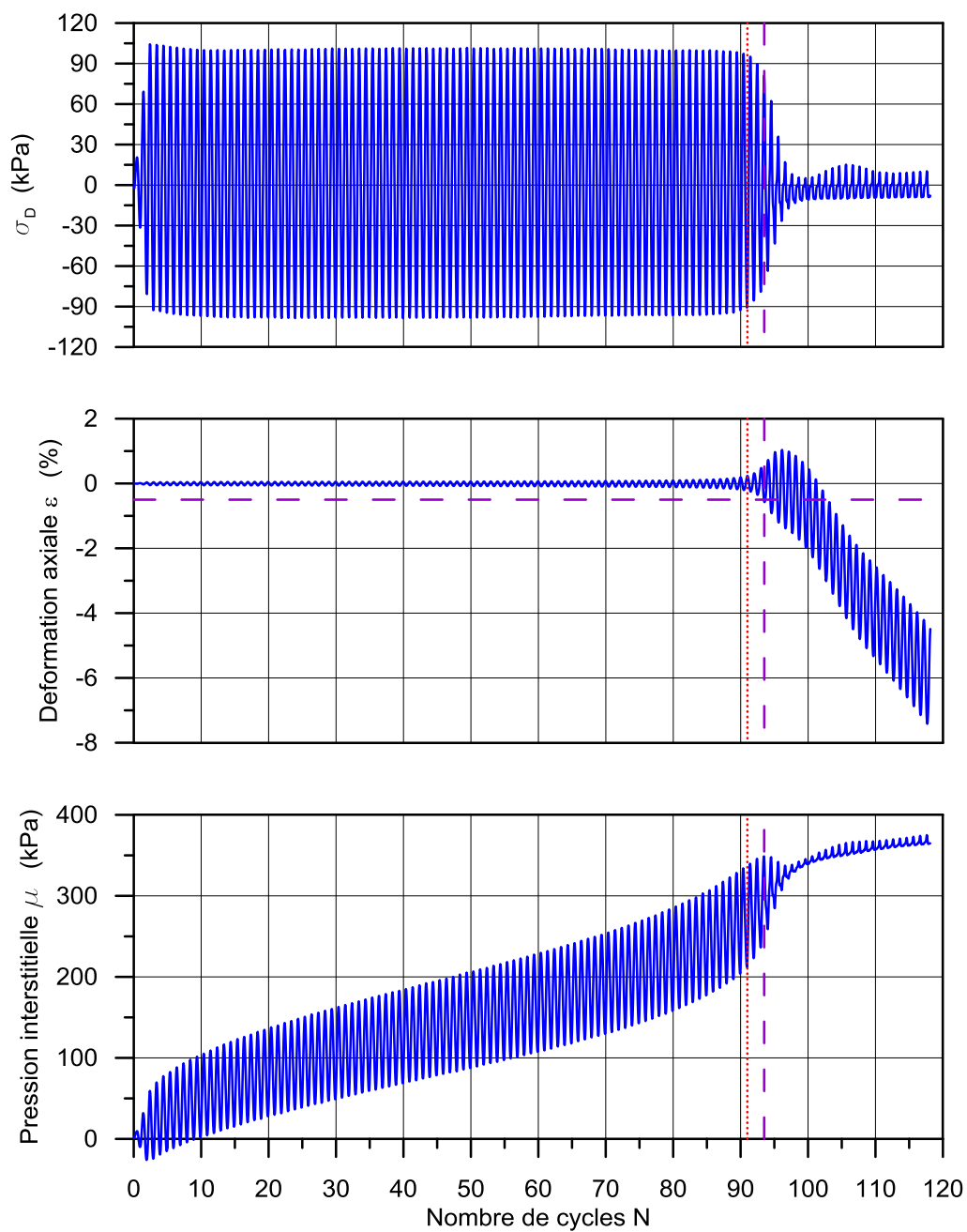


Figure A6-27 Essai TX-400-1-03; CSR 0.12 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

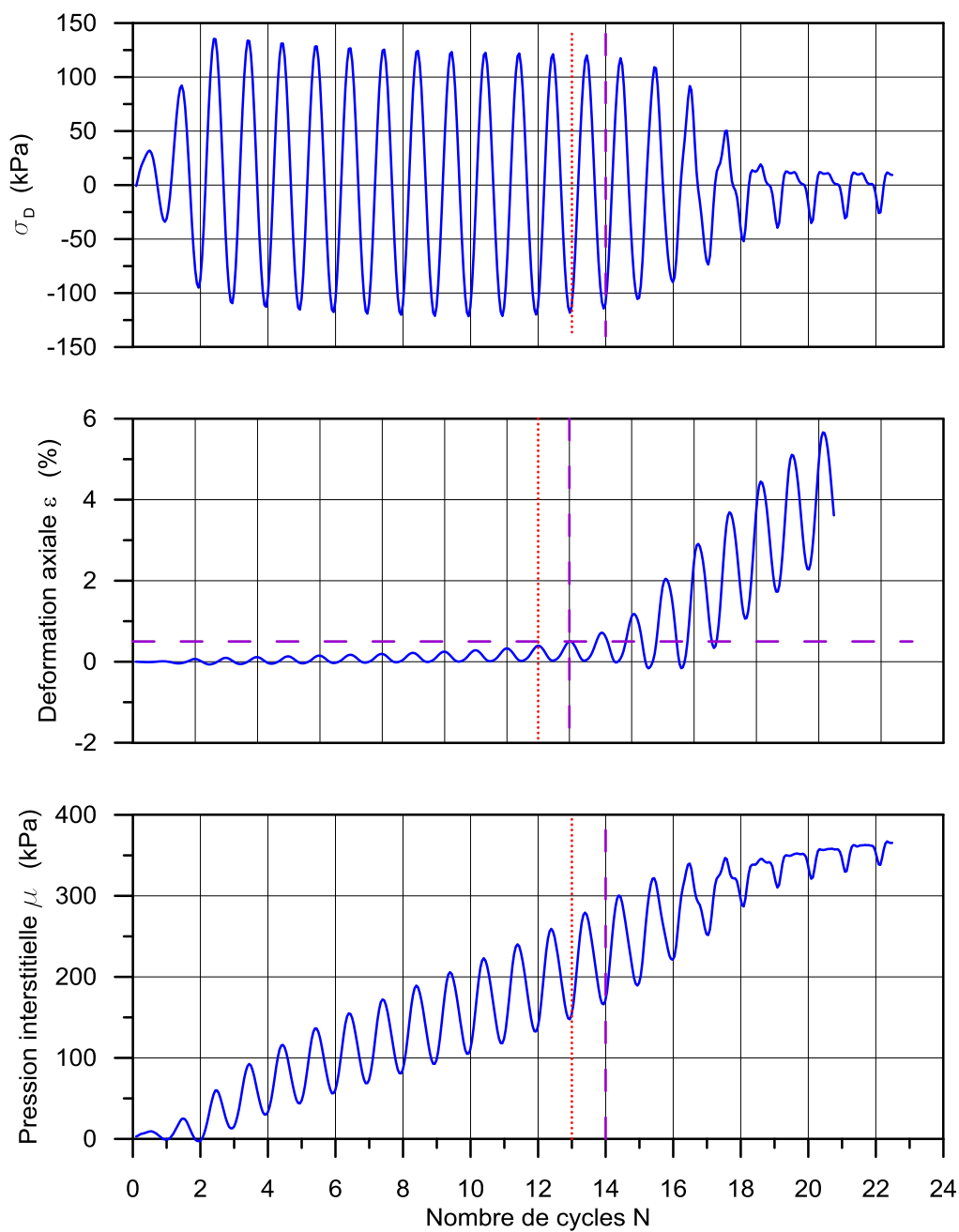


Figure A6-28 Essai TX-400-1-04; CSR 0.15 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

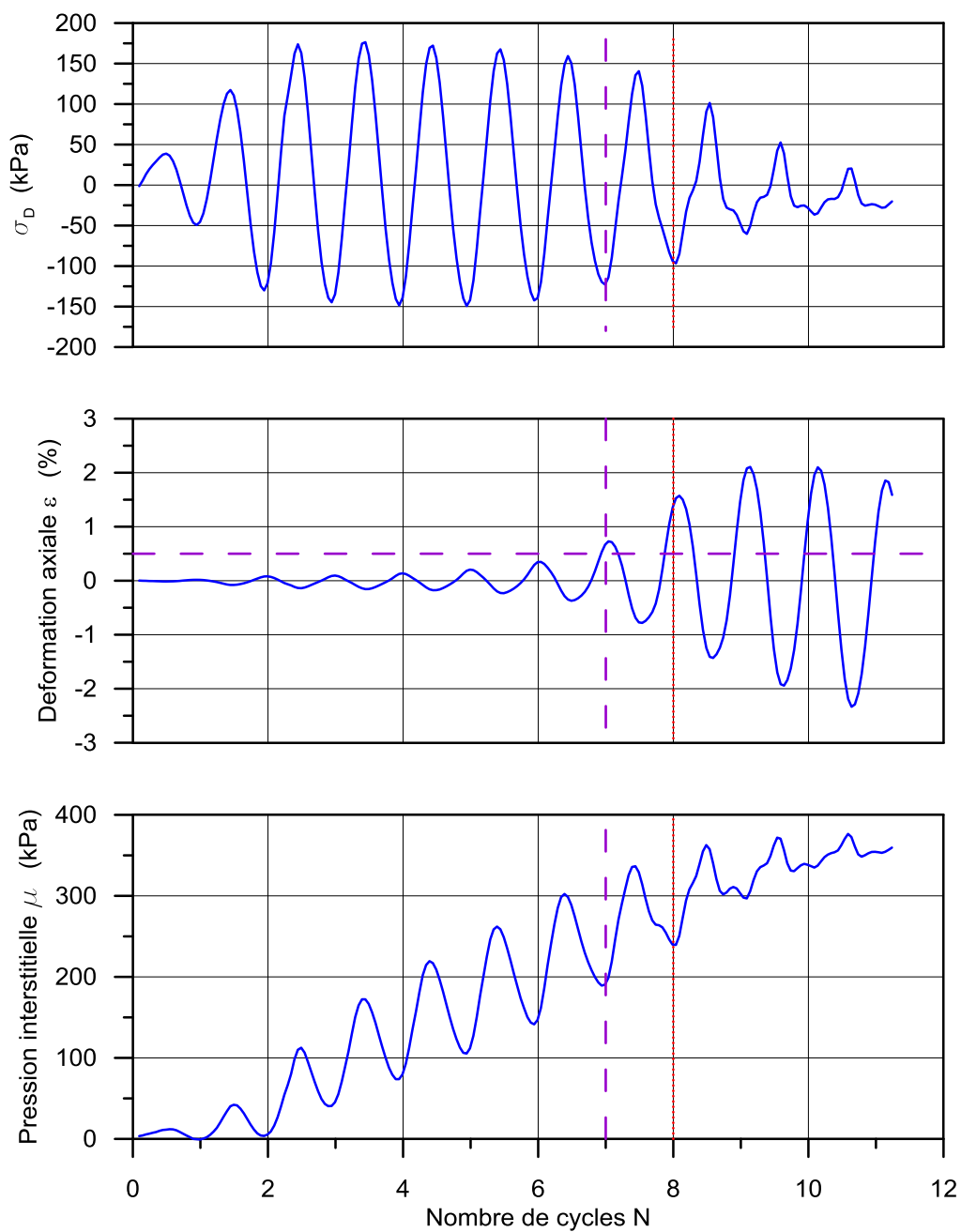


Figure A6- 29 Essai TX-400-1-05; CSR 0.2 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c)
pression interstitielle

Essais à de fréquence de 2 Hz

Pression de confinement 100kPa

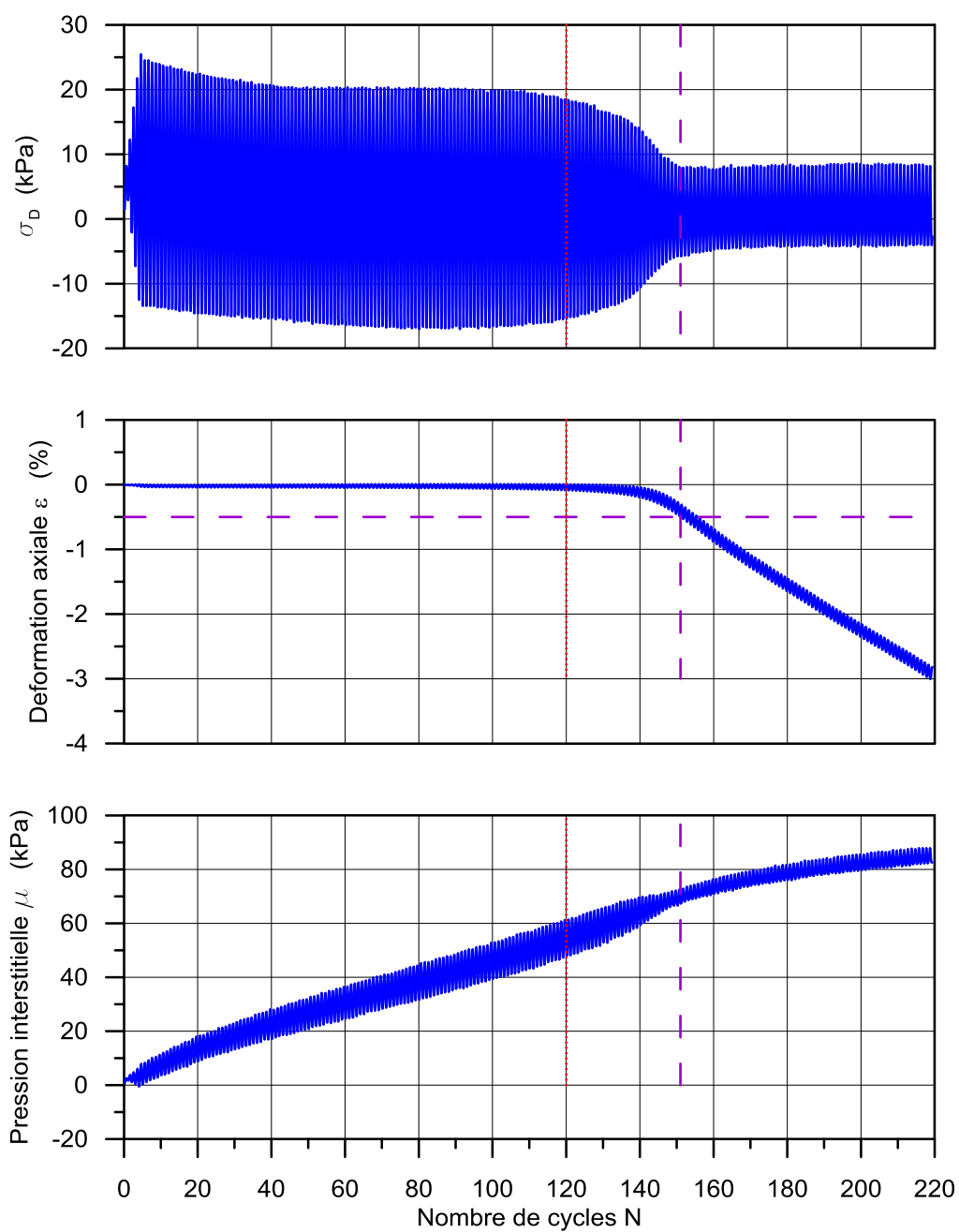


Figure A6-30 Essai TX-100-2-01; CSR 0.1 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

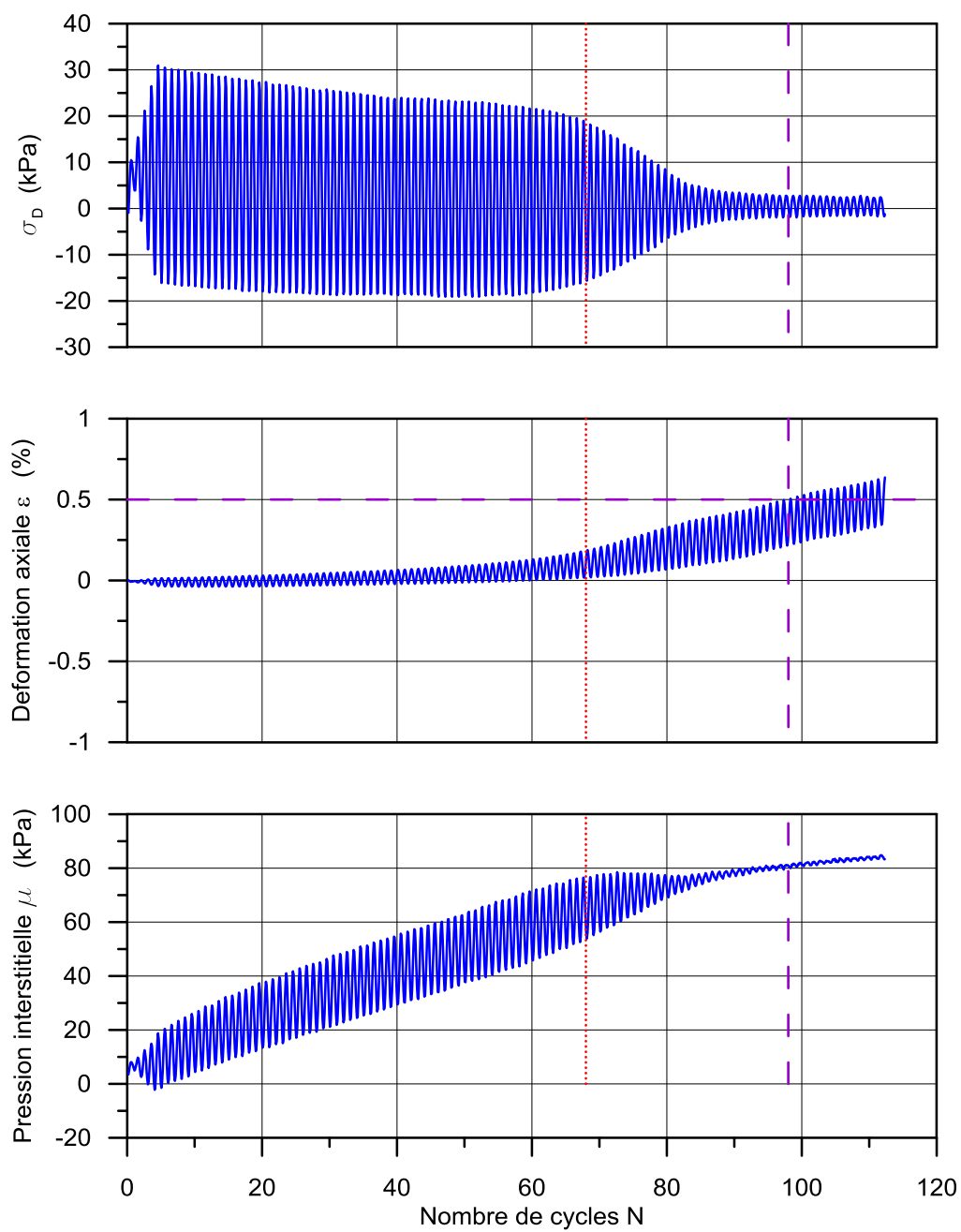


Figure A6-31 Essai TX-100-2-02; CSR 0.12 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

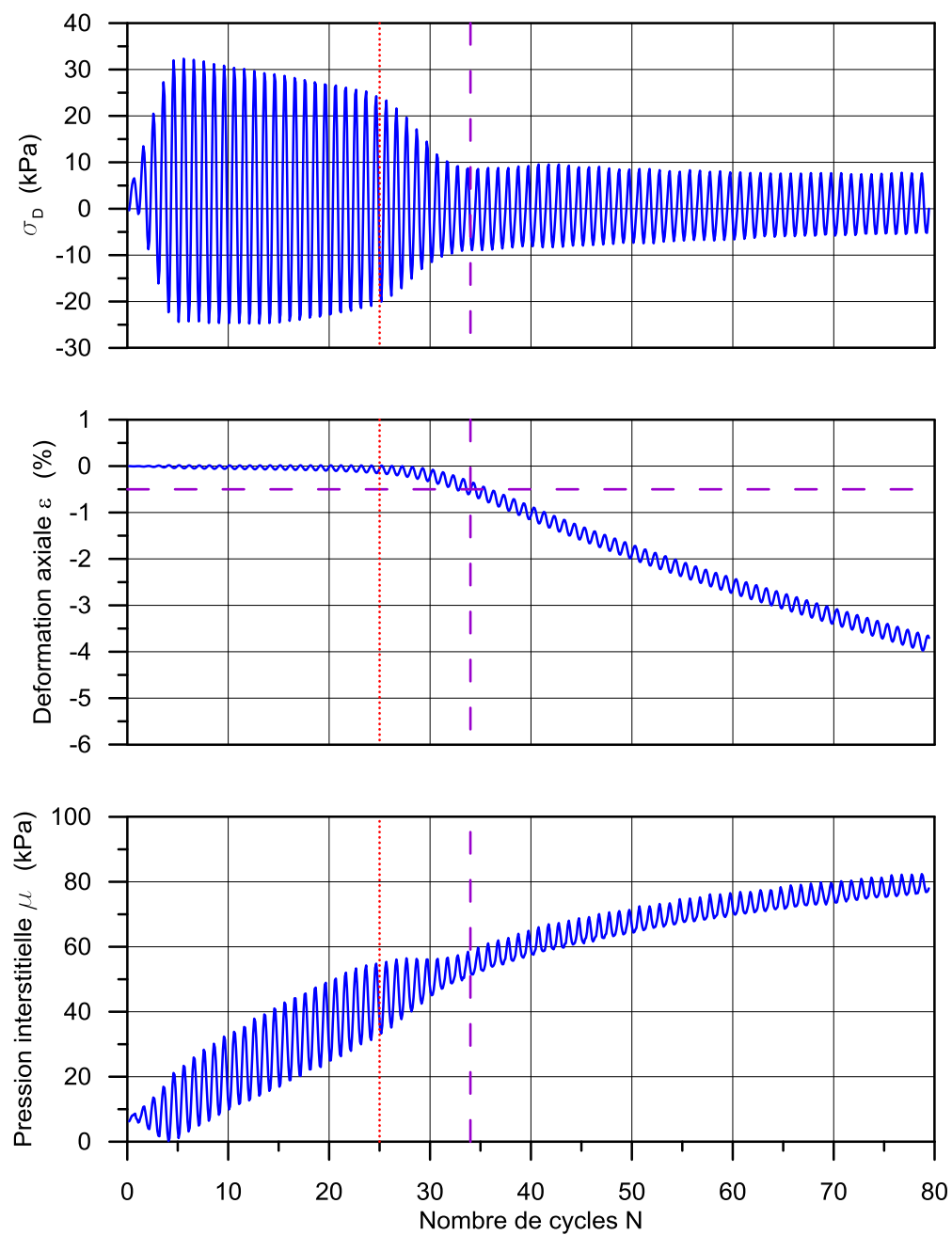


Figure A6-32 Essai TX-100-2-03; CSR 0.15 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

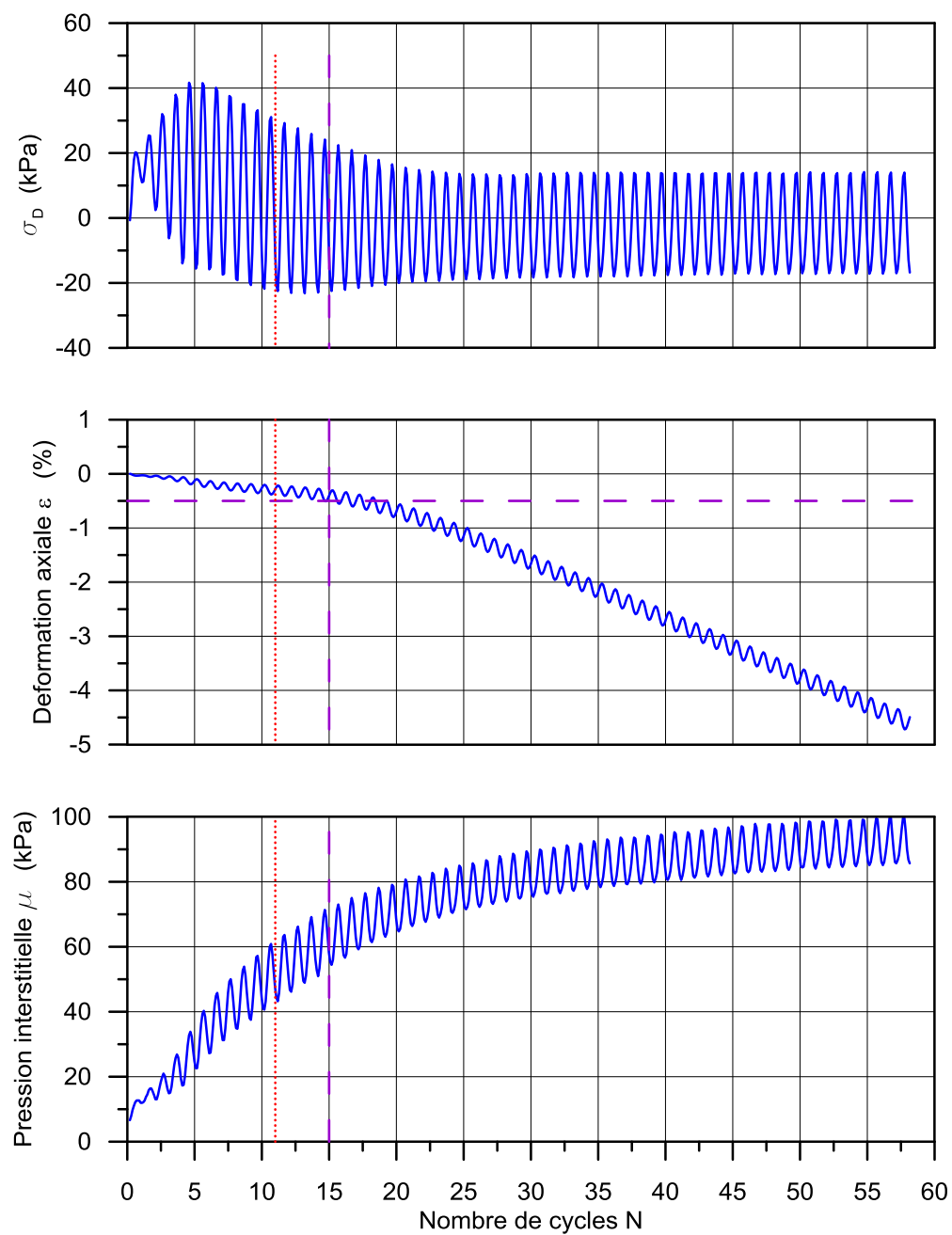


Figure A6-33 Essai TX-100-2-04; CSR 0.17 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

Essais à de fréquence de 0.2 Hz

Pression de confinement 100kPa

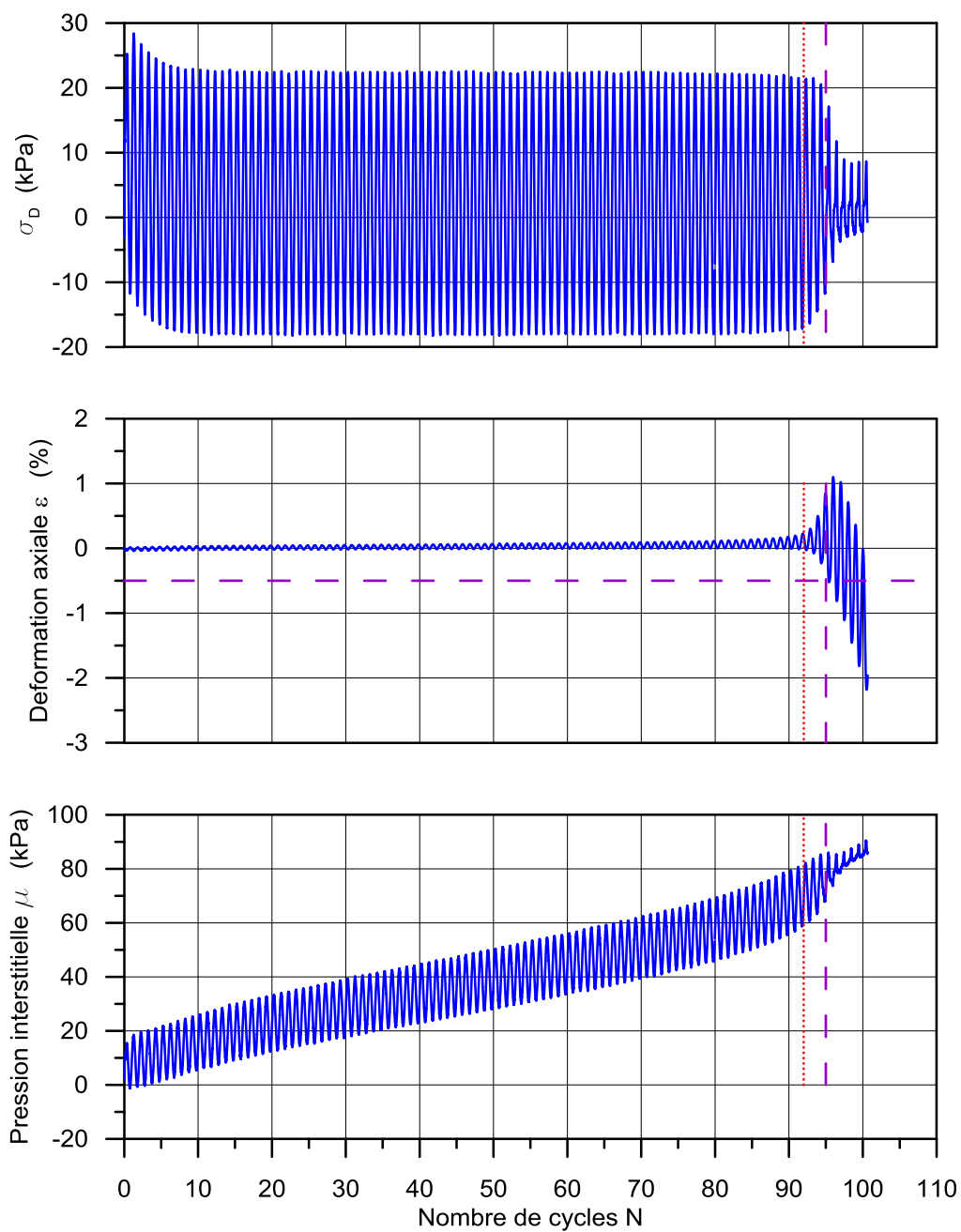


Figure A6-34 Essai TX-100-0.2-01; CSR 0.1 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c)
pression interstitielle

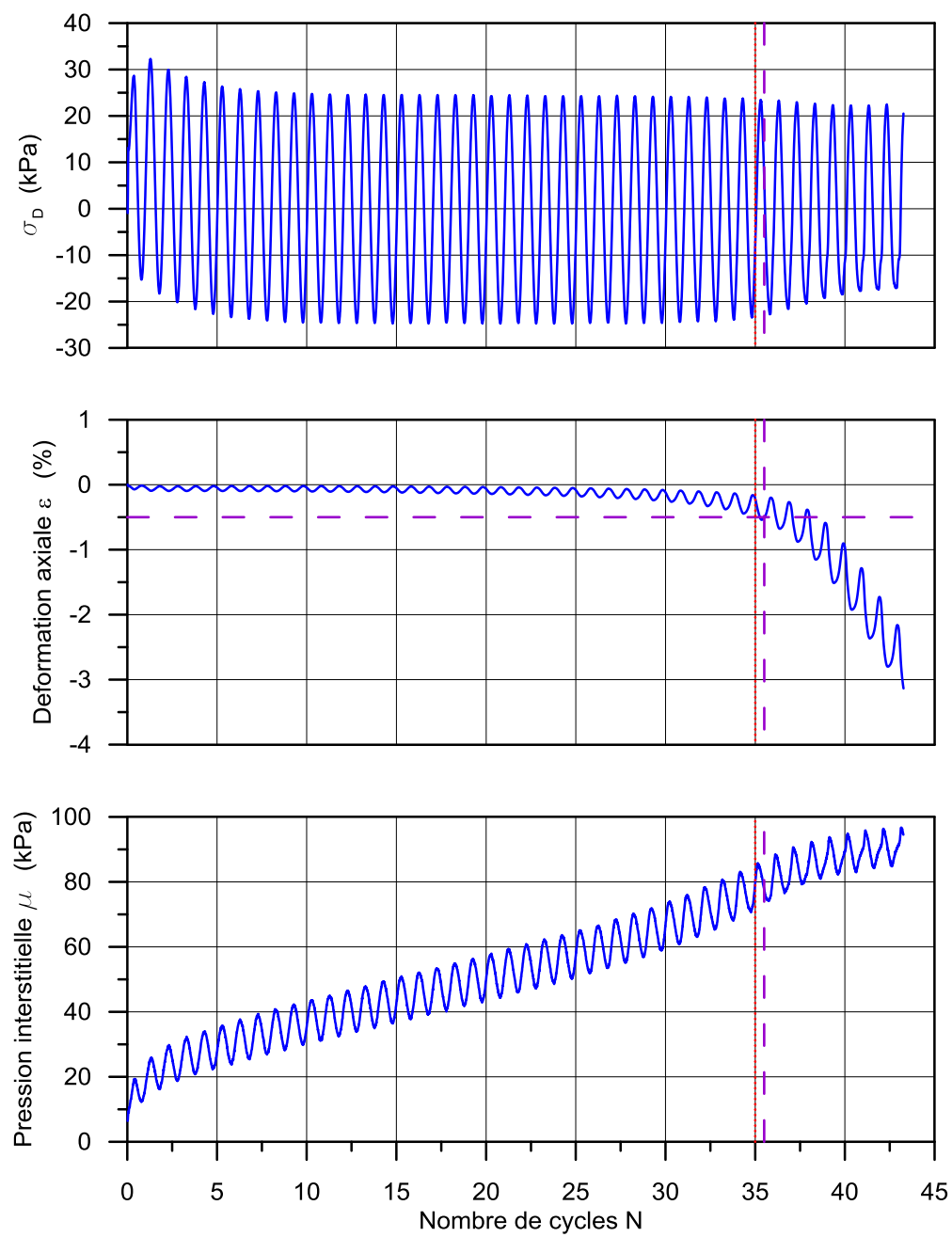


Figure A6-35 Essai TX-100-0.2-02; CSR 0.12 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c)
pression interstitielle

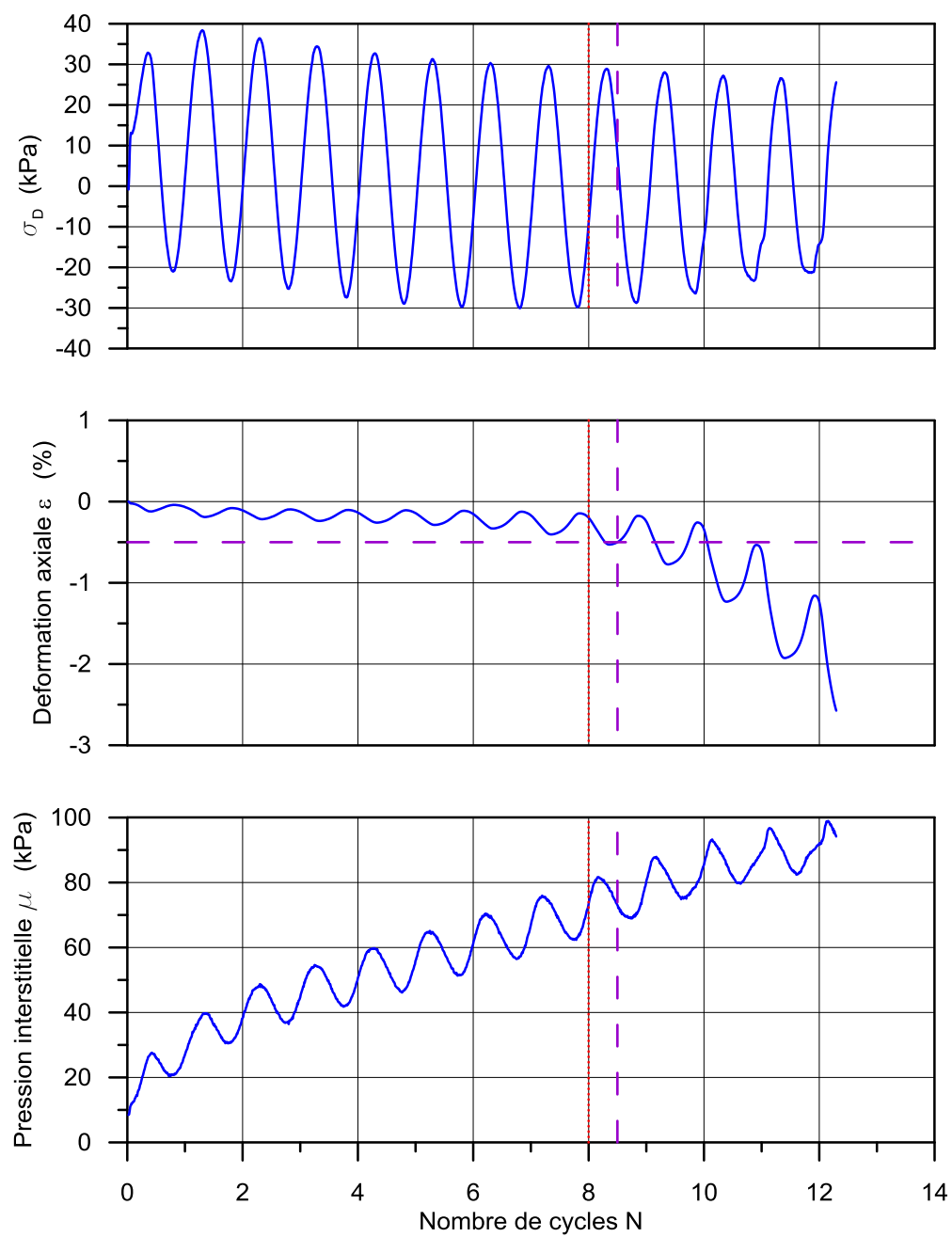


Figure A6-36 Essai TX-100-0.2-03; CSR 0.15 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c)
pression interstitielle

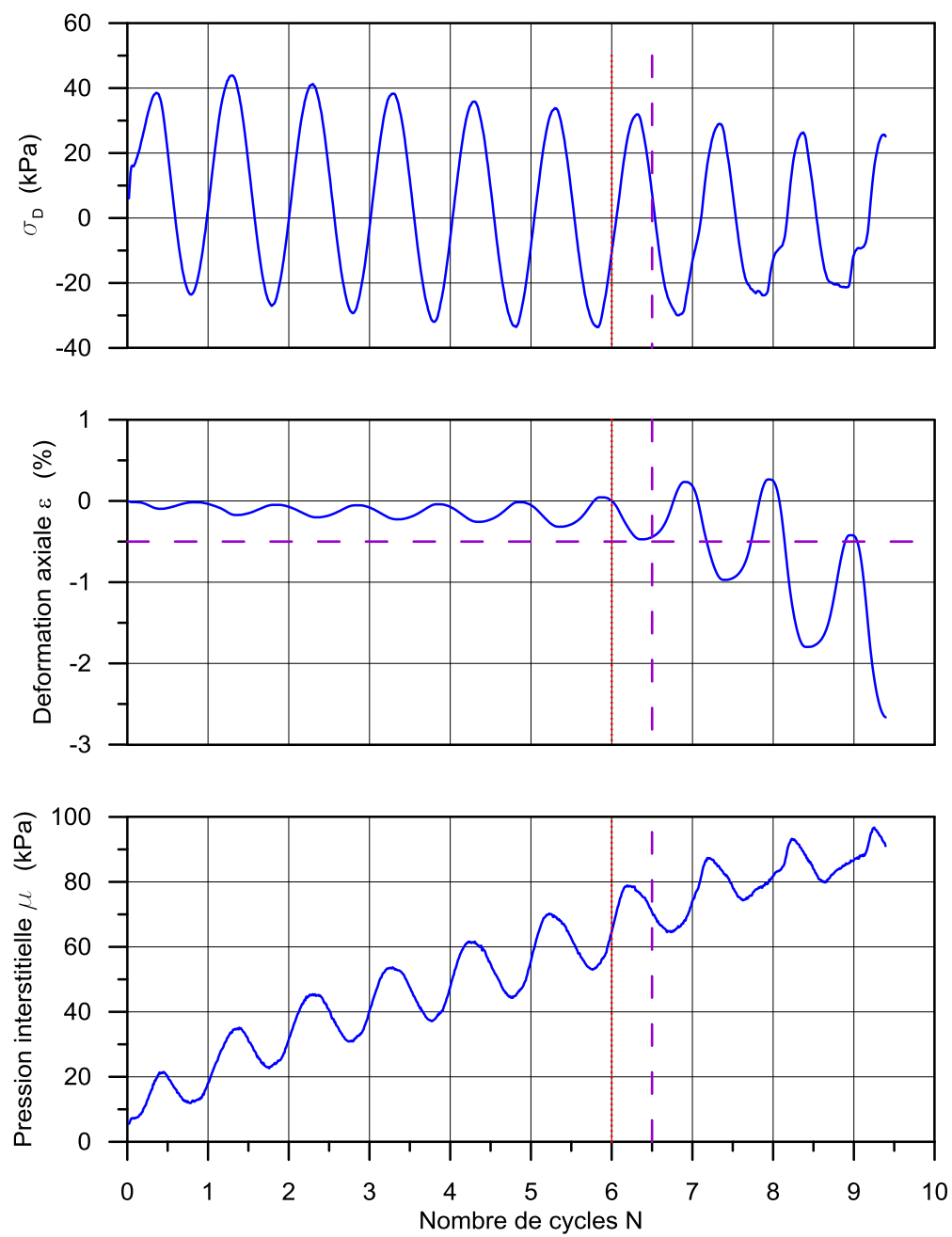


Figure A6-37 Essai TX-100-0.2-04; CSR 0.17 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c)
pression interstitielle

6.2 Essais sans charge réversible

Essais à de fréquence de 1 Hz

Pression de confinement 100kPa

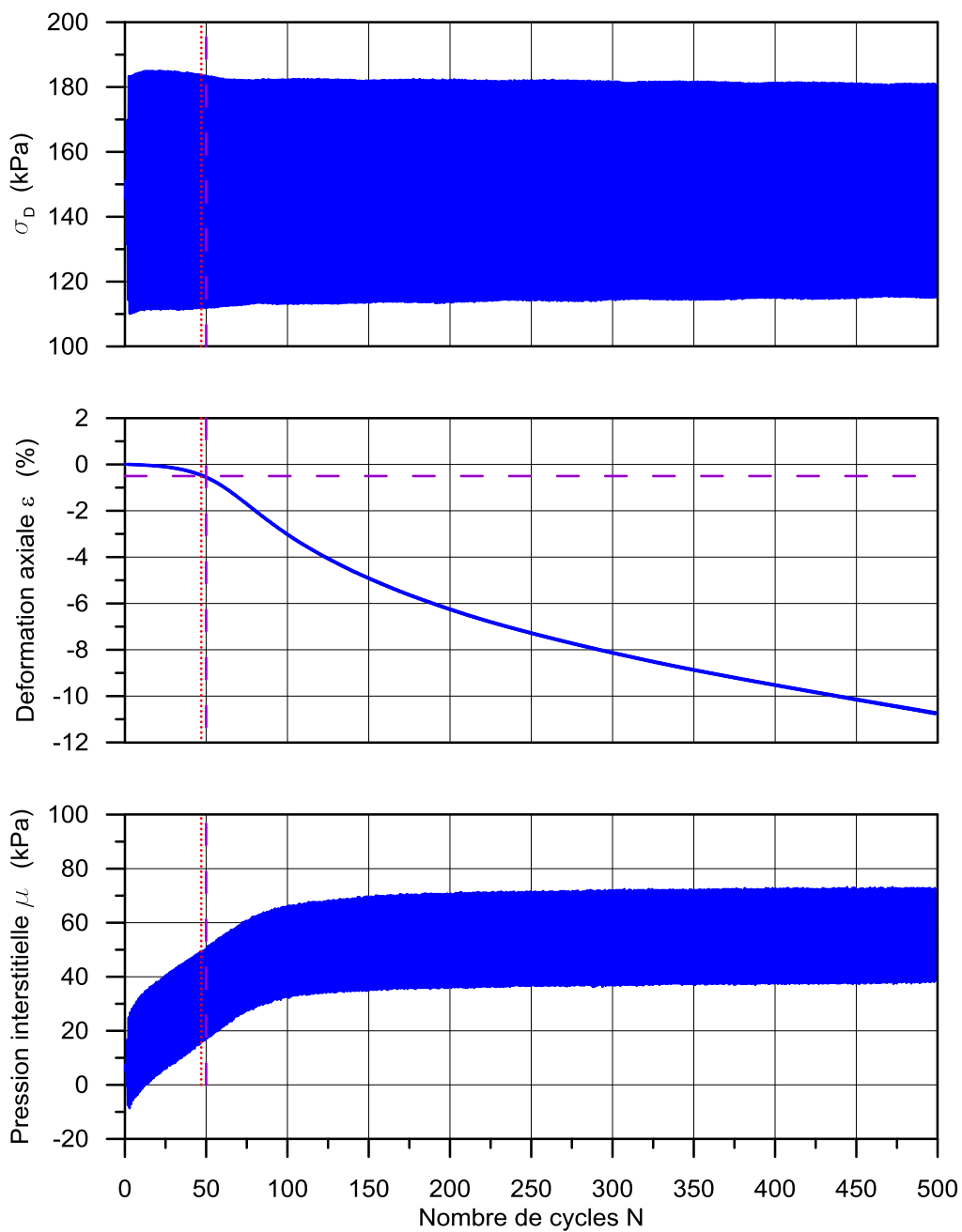


Figure A6-38 Essai TX-100-K0-1-01; CSR 0.12 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

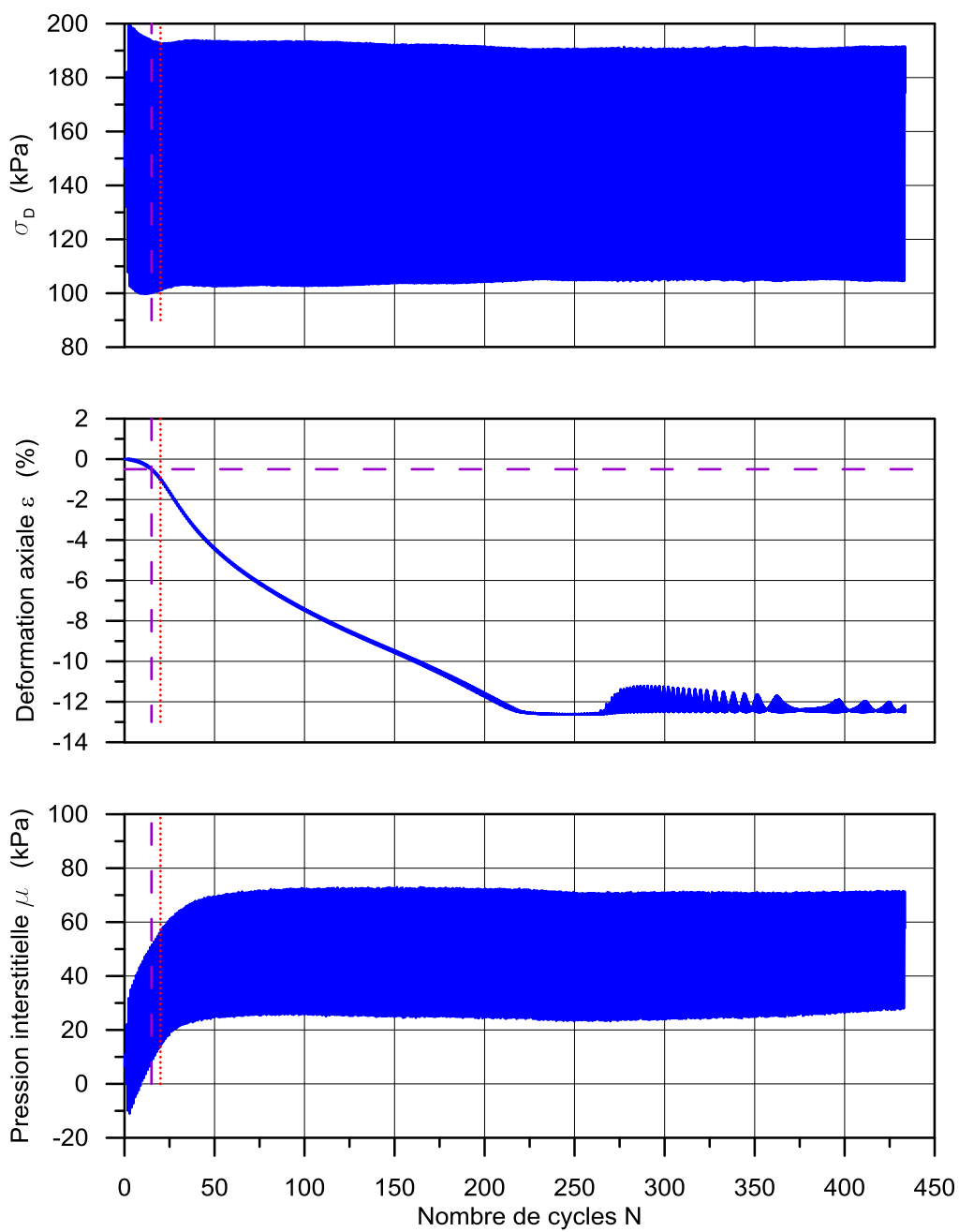


Figure A6-39 Essai TX-100-K0-1-02; CSR 0.15 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

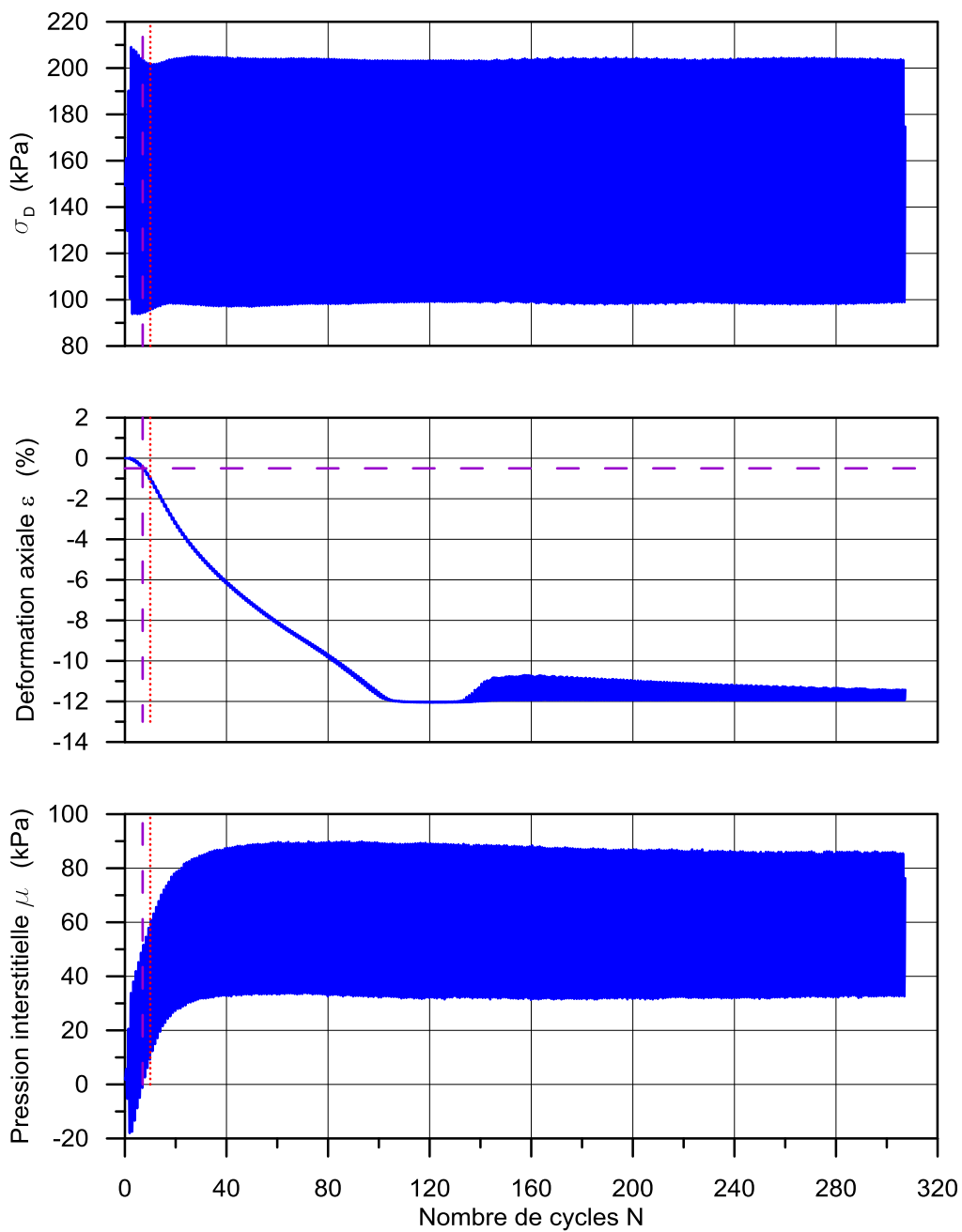


Figure A6-40 Essai TX-100-K0-1-03; CSR 0.17 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

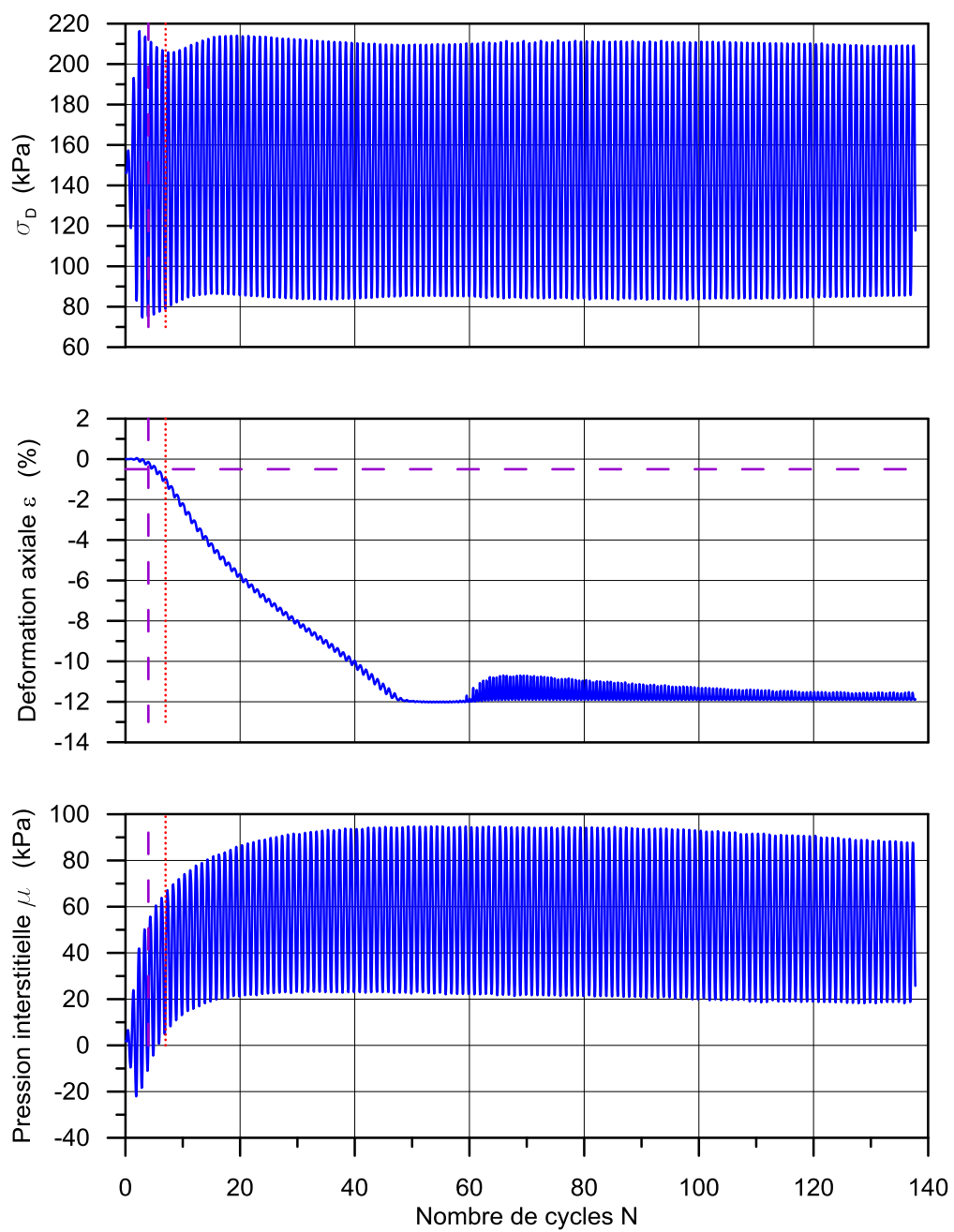


Figure A6-41 Essai TX-100-K0-1-04; CSR 0.20 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

Pression de confinement 200kPa

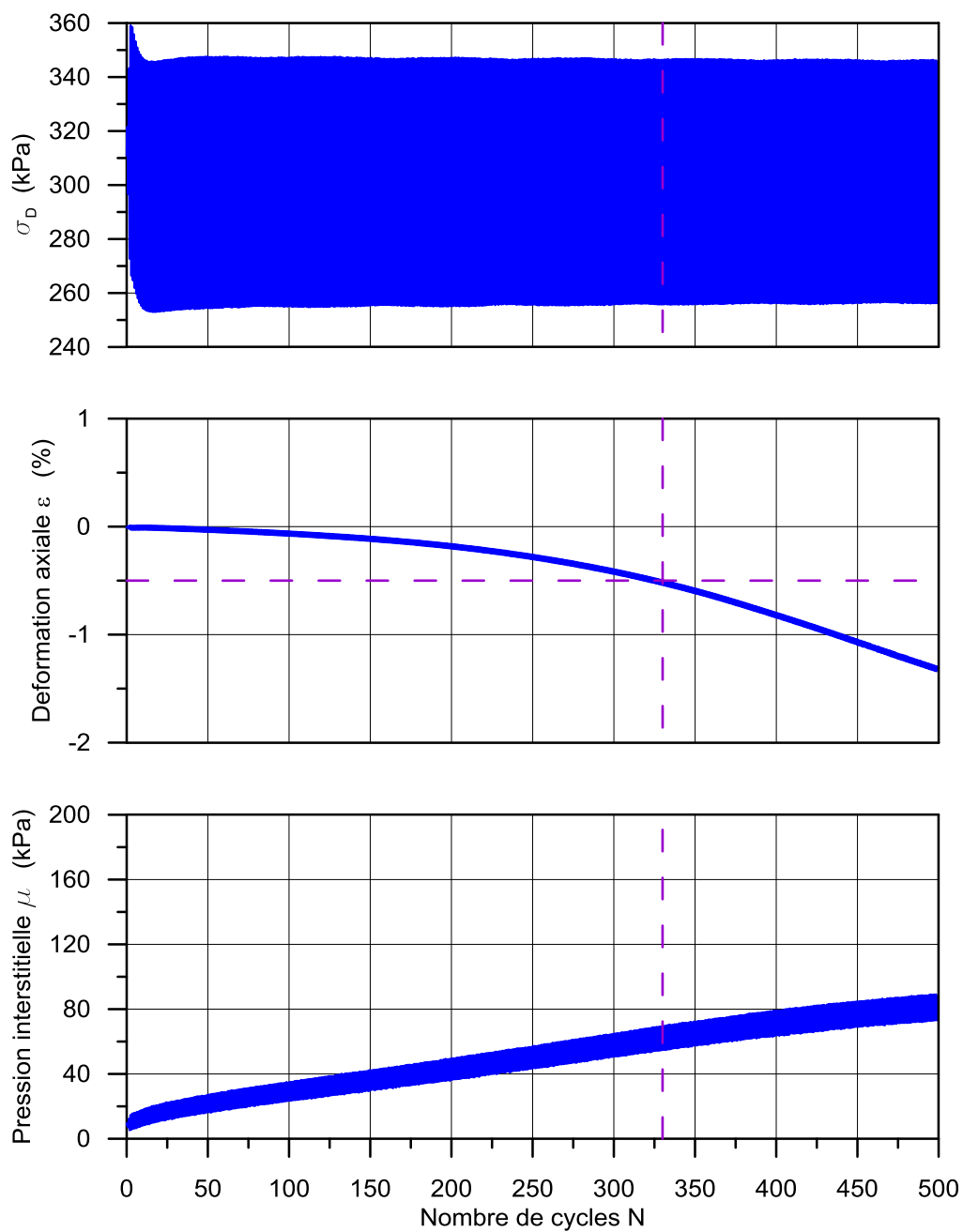


Figure A6- 42 Essai TX-200-K0-1-01; CSR 0.075 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale c) pression interstitielle

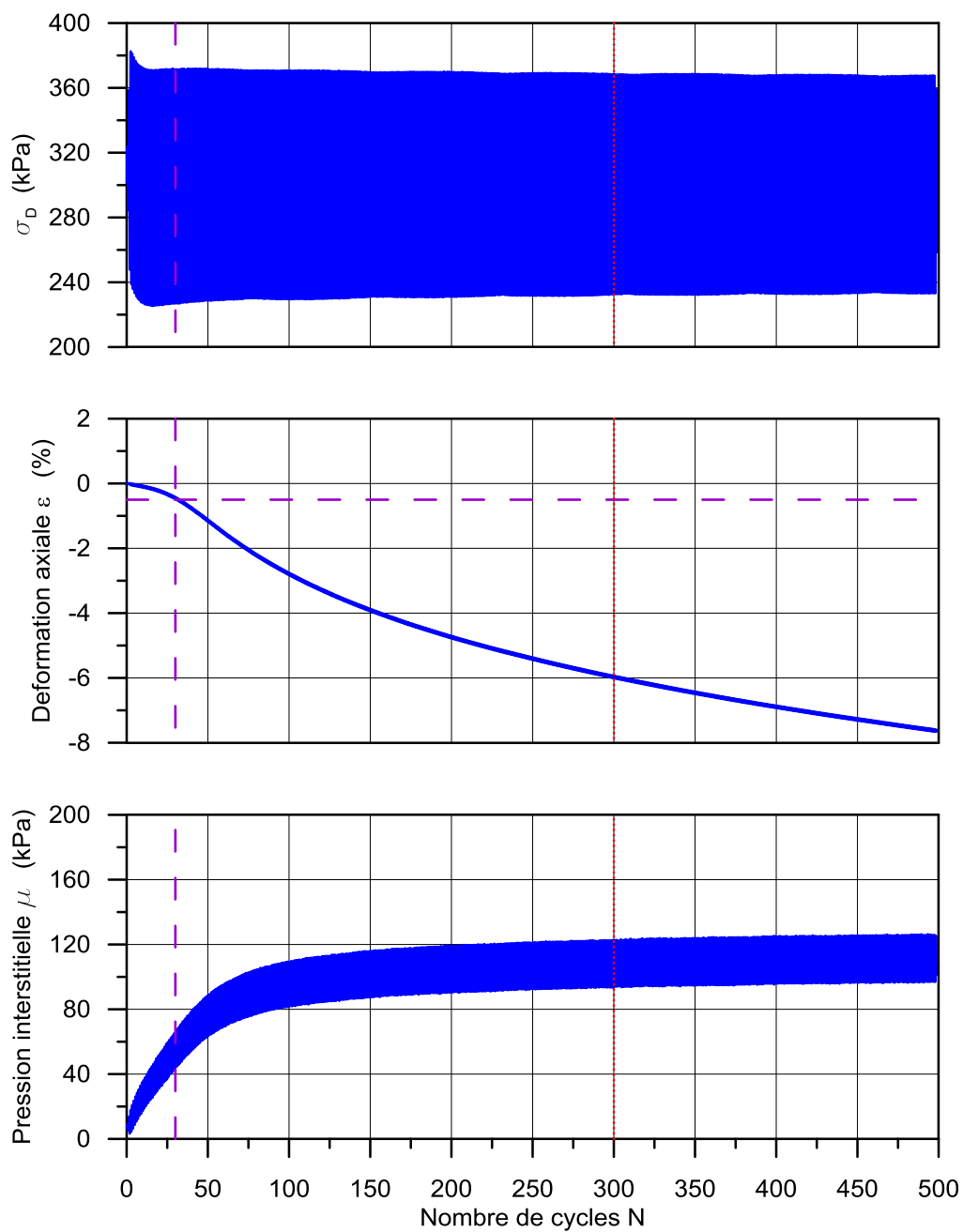


Figure A6-43 Essai TX-200-K0-1-02; CSR 0.12 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

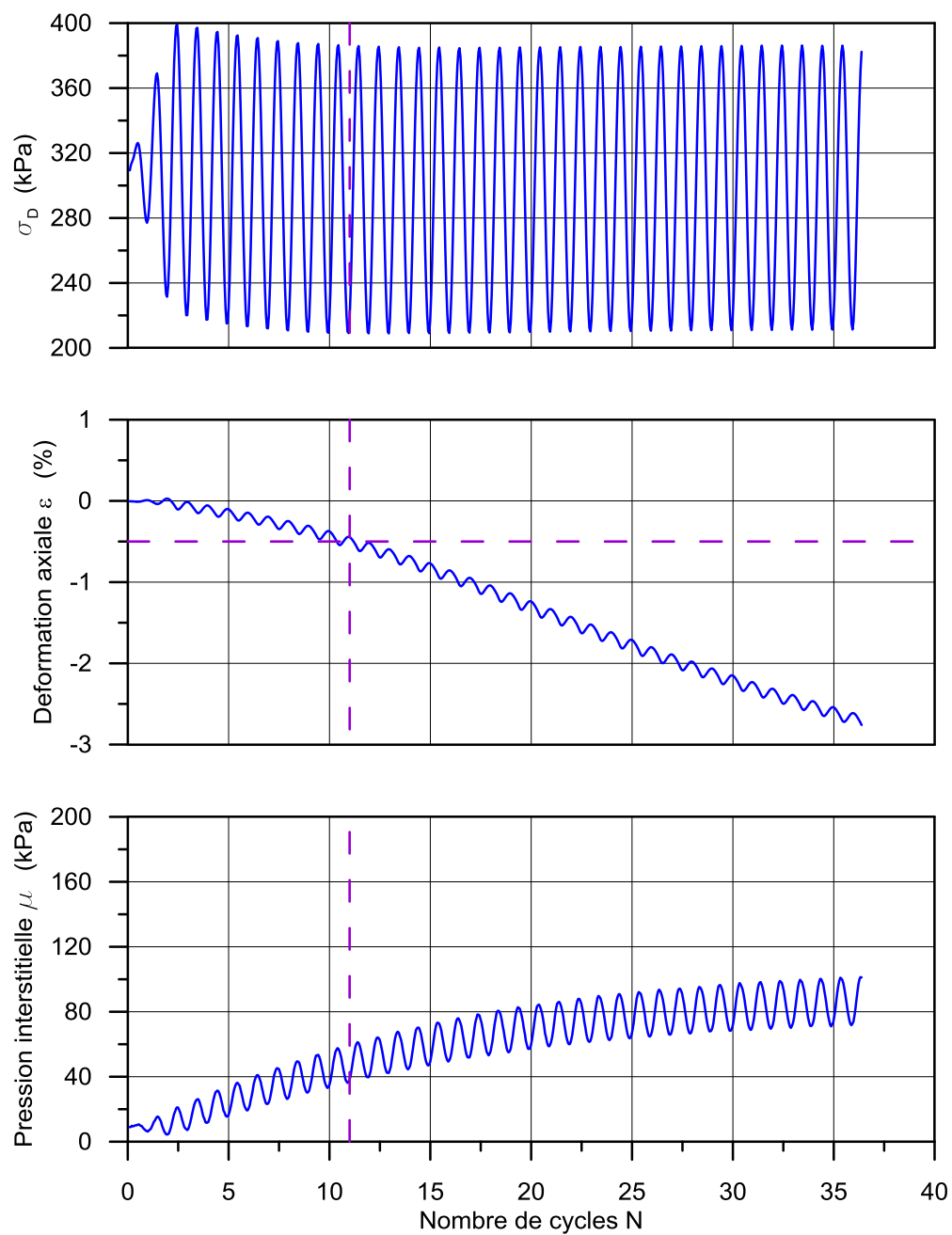


Figure A6-44 Essai TX-200-K0-1-03; CSR 0.15 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

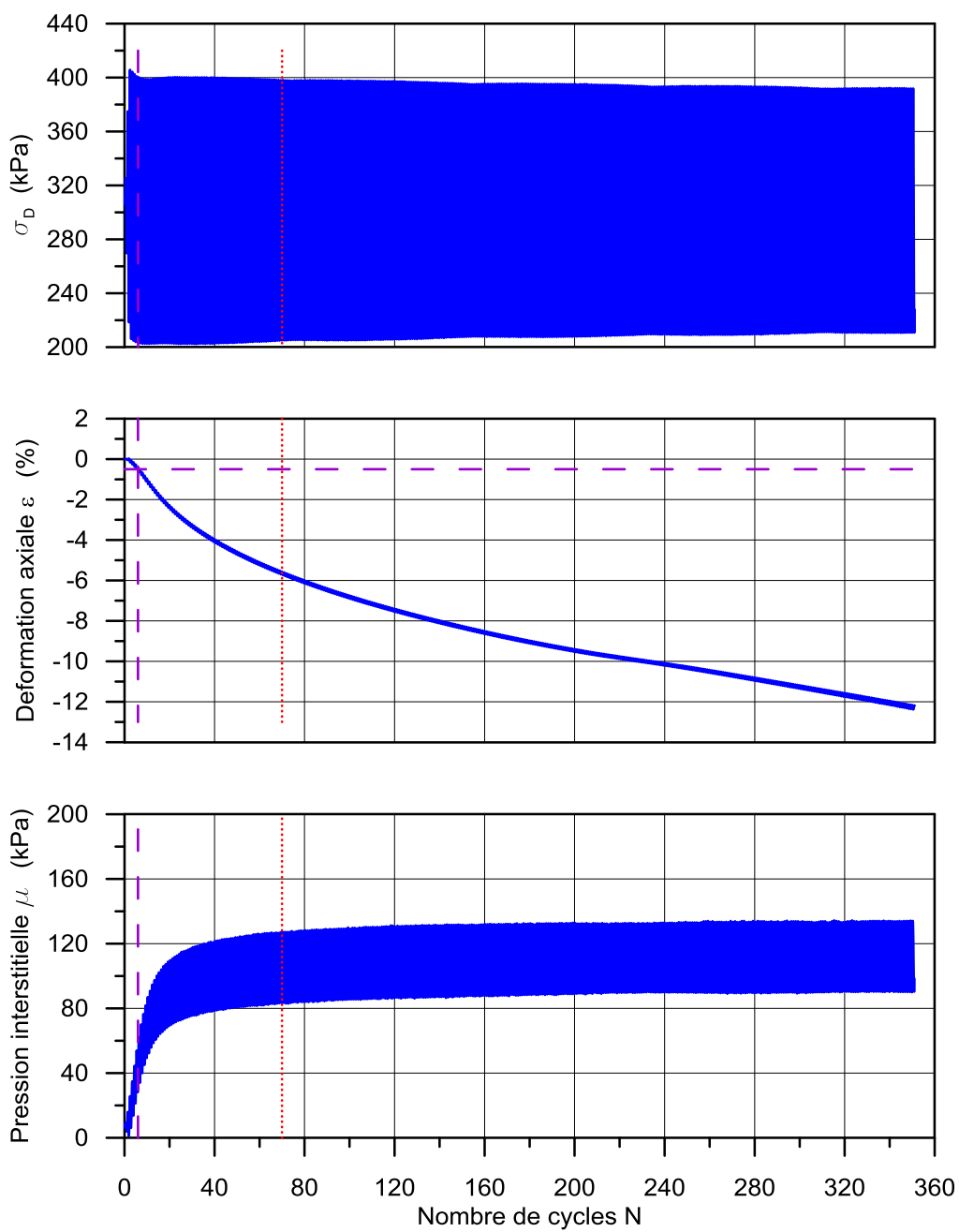


Figure A6-45 Essai TX-200-K0-1-04; CSR 0.17 a) contrainte déviatorique b) déformation axiale
c) pression interstitielle

ANNEXE 7 – Essais postcycliques

Contrainte de confinement 100kPa

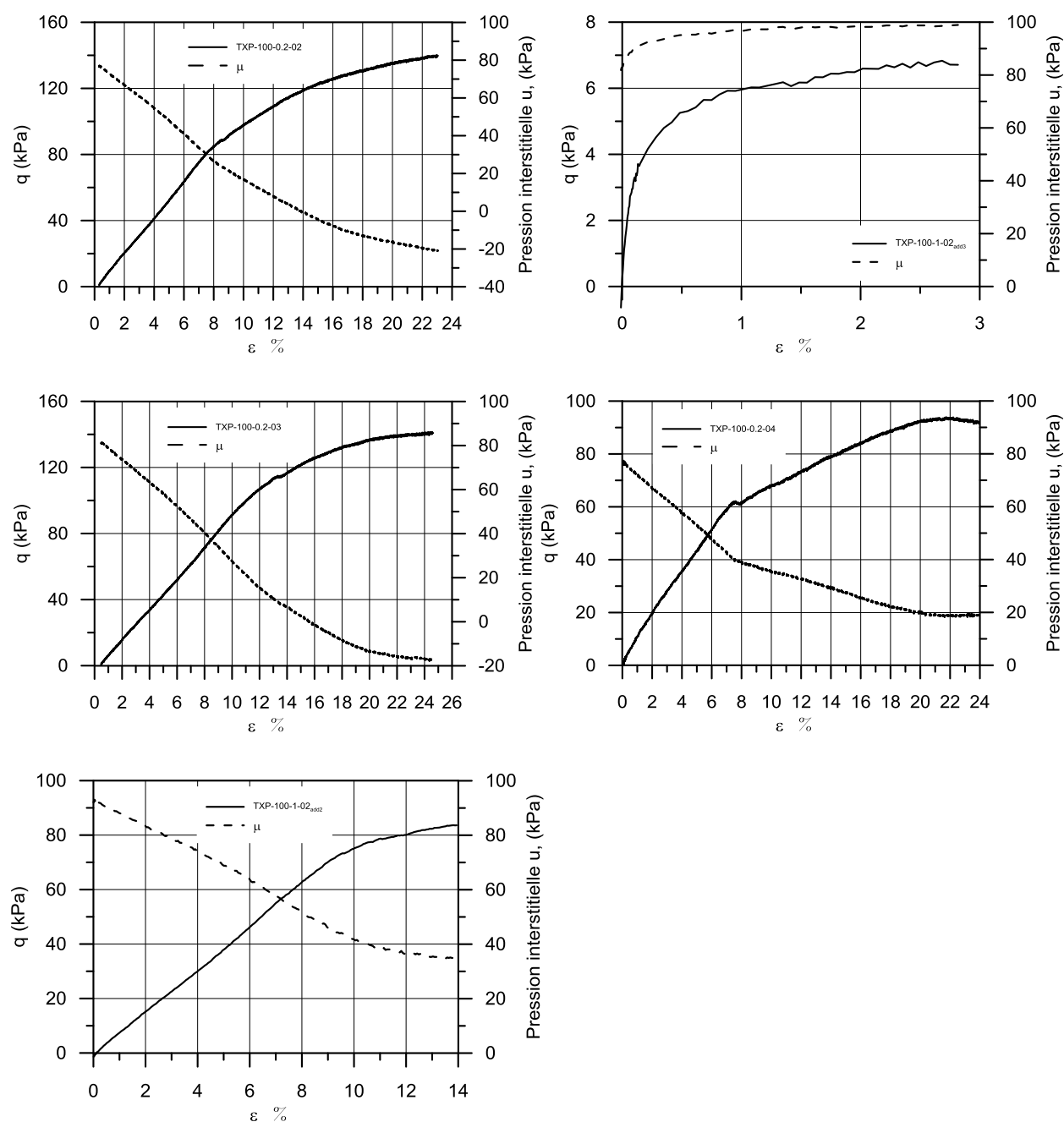
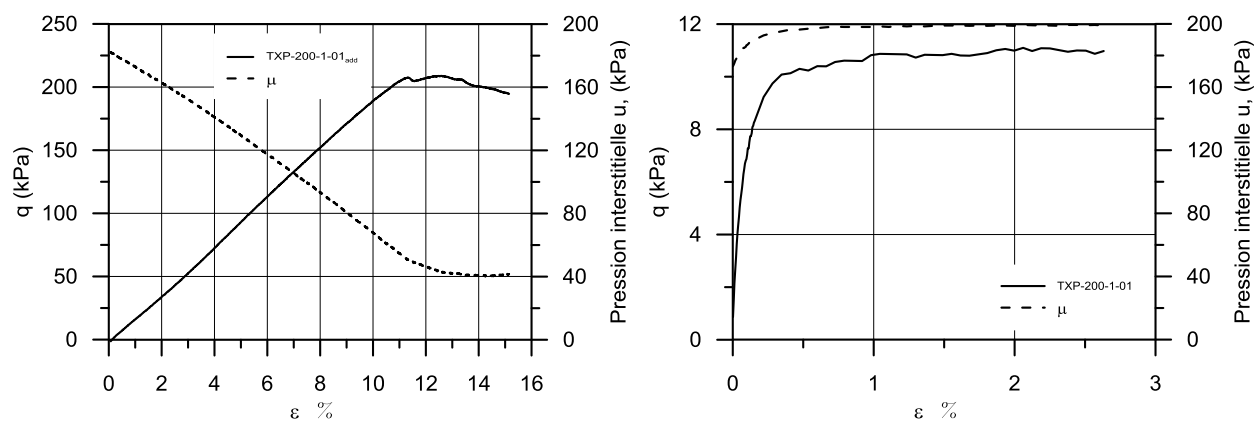


Figure A7-1 Résistance postcyclique pour une contrainte de cisaillement de 100kPa

Contrainte de confinement 200kPa



Contrainte de confinement 400kPa

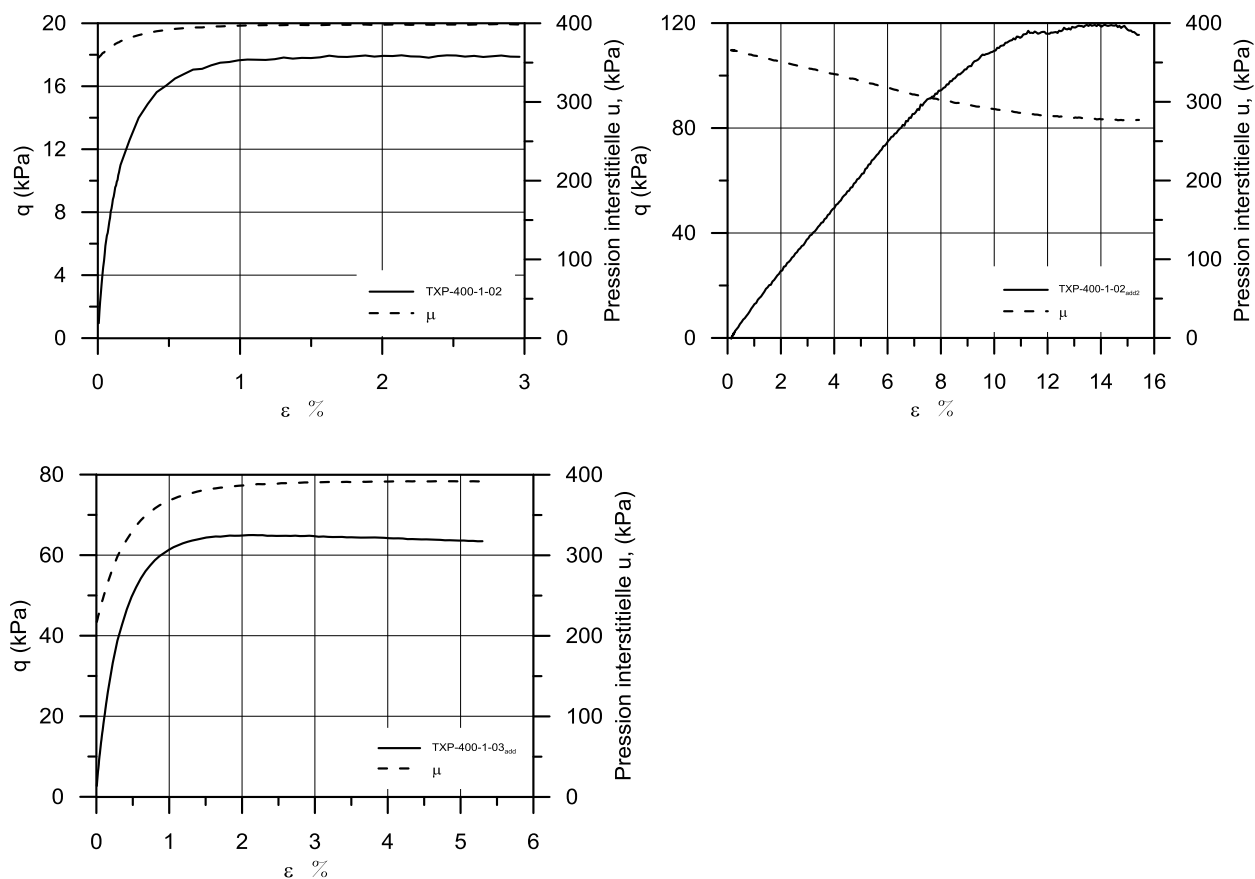


Figure A7-2 Résistance postcyclique pour une contrainte de cisaillement de 400kPa